

# UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA



DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE EDILE ED AMBIENTALE  
CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

*EFFETTO DI DIVERSE TECNICHE DI RINFORZO DI  
SOLAI LIGNEI SUL COMPORTAMENTO SISMICO DI  
EDIFICI IN MURATURA*

STUDENTE: MATTIA BRESOLIN MATR. IOI 4426

RELATORE: PROF. ING. ROBERTO SCOTTA

CORRELATORE: ING. LUCA POZZA

ANNO ACCADEMICO 2012/2013



# INDICE

---

INDICE .....	1
INTRODUZIONE .....	1
1.    COMPORAMENTO SISMICO DEGLI EDIFICI IN MURATURA .....	2
2.    INFLUENZA DEI DIAFRAMMI DI PIANO SUL COMPORAMENTO SISMICO.....	3
METODI DI CONSOLIDAMENTO DEI SOLAI LIGNEI .....	5
1.    GENERALITÀ .....	5
2.    SOLAIO CONSOLIDATO CON SOLETTA IN C.A. ....	6
3.    SOLAIO CONSOLIDATO CON DOPPIO TAVOLATO INCROCIATO .....	7
4.    SOLAIO CONSOLIDATO CON PROFILI SOTTILI IN ACCIAIO .....	8
5.    SOLAIO CONSOLIDATO CON FRP (FIBER REINFORCED POLYMER).....	10
6.    EVIDENZE SPERIMENTALI .....	11
7.    MODELLI NUMERICI.....	27
7.1.    VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA DEL SOLAIO .....	29
COMPORAMENTO MECCANICO E MODELLAZIONE.....	34
1.    GENERALITÀ .....	34
2.    LA MODELLAZIONE A TELAIO EQUIVALENTE .....	34
3.    MASCHI MURARI SOGGETTI ALL'AZIONE SISMICA.....	35
3.1.    RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE O RIBALTAMENTO .....	37
3.2.    RESISTENZA A TAGLIO DEI MASCHI MURARI .....	39
3.3.    CONSIDERAZIONI SUL COMPORAMENTO MONOLATERO.....	42
4.    DESCRIZIONE DEL CASO STUDIO .....	44
4.1.    TIPOLOGIE DI SOLAIO CONSIDERATE.....	44
4.2.    CONFRONTO TRA LE TIPOLOGIE DI SOLAIO .....	48
IL MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI.....	49
1.    MODELLAZIONE NON LINEARE DELLA MURATURA.....	49
2.    MODELLAZIONE DEI SOLAI .....	51
3.    CALCOLO DEI PARAMETRI PER LE MOLLE NON LINEARI .....	53
3.1.    SOLAIO LIGNEO NON CONSOLIDATO.....	54

3.2.	SOLAIO LIGNEO CONSOLIDATO CON PROFILI METALLICI .....	55
3.3.	SOLAIO LIGNEO CONSOLIDATO CON FRP.....	56
3.4.	SOLAIO LIGNEO CONSOLIDATO CON DOPPIO TAVOLATO INCROCIATO.....	57
3.5.	SOLAIO LIGNEO CONSOLIDATO CON SOLETTA IN CALCESTRUZZO .....	58
4.	LE CONDIZIONI DI VINCOLO.....	59
5.	ANALISI DEI CARICHI.....	59
6.	MODELLO DI PROVA .....	60
ANALISI DINAMICA LINEARE.....		63
1.	SOLAIO LIGNEO NON CONSOLIDATO.....	63
2.	SOLAIO CONSOLIDATO CON PROFILI IN ACCIAIO .....	64
3.	SOLAIO CONSOLIDATO CON FRP.....	65
4.	SOLAIO CONSOLIDATO CON DOPPIO TAVOLATO INCROCIATO.....	67
5.	SOLAIO CONSOLIDATO CON SOLETTA IN C.A.....	68
6.	CONFRONTO TRA I MODI DI VIBRARE.....	69
ANALISI STATICA NON LINEARE O PUSHOVER .....		71
1.	ANALISI PUSHOVER PER LE STRUTTURE IN ESAME .....	71
1.1.	SOLAIO LIGNEO NON CONSOLIDATO.....	71
1.2.	SOLAIO LIGNEO CONSOLIDATO.....	72
2.	CONFRONTO TRA LE DIVERSE TIPOLOGIE DI SOLAIO.....	73
ANALISI DINAMICA NON LINEARE CON ACCELEROGRAMMI .....		76
1.	ACCELEROGRAMMI UTILIZZATI .....	76
2.	ANALISI DEI RISULTATI .....	81
CONCLUSIONI .....		105
BIBLIOGRAFIA.....		107

# INTRODUZIONE

---

La risposta sismica degli edifici storici in muratura è afflitta da numerose incognite legate principalmente alla mancanza di informazioni certe sulle caratteristiche dei materiali e sulle tecniche costruttive impiegate. Uno dei parametri che influenza notevolmente la risposta globale di tali edifici è la composizione dei solai e in particolare la loro rigidezza di piano e il grado di connessione alle murature perimetrali. I recenti eventi sismici hanno evidenziato inoltre come gli interventi di consolidamento dei solai lignei esistenti non sono sempre migliorativi della risposta sismica globale, sviluppando meccanismi locali di danneggiamento o di collasso quali ad esempio ribaltamenti fuori piano o importanti rotture per taglio.

Il ruolo dei diaframmi di piano è quello di trasmettere i carichi verticali e le azioni sismiche alla muratura garantendo, se possibile, un comportamento scatolare della struttura. 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 rigidezza 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.

Il presente elaborato non si pone come obiettivo la stima della rigidezza di piano dei solai, che verrà desunta da valori sperimentali, ma bensì quello di studiare il comportamento delle murature al variare della tipologia di solaio con riferimento alle tecniche e ai materiali maggiormente impiegati e diffusi. Il tutto attraverso lo studio di un edificio a due piani a pianta rettangolare caratterizzato da differenti rigidezze dei diaframmi orizzontali. Il comportamento globale dell'edificio sottoposto ad azione sismica verrà studiato mediante analisi statiche non lineari (pushover) e analisi dinamiche non lineari con impiego di accelerogrammi (time history). Per quanto riguarda invece il comportamento delle murature si considererà solo la rottura a presso flessione trascurando quello a taglio, maggiormente dissipativa e sempre indesiderata.

## I. COMPORTAMENTO SISMICO DEGLI EDIFICI IN MURATURA

Le strutture in muratura prive di rinforzi sono strutture fragili tra le più vulnerabili all'azione sismica. In edifici di questo tipo è possibile individuare numerosi elementi resistenti anche se, senza compiere errori grossolani, è possibile considerare come tali le sole murature principali, resistenti a taglio e pressoflessione, e i diaframmi di piano che ridistribuiscono le azioni tra gli elementi sismo resistenti. Di fatto questi sono i componenti che governano il comportamento globale della struttura unitamente al grado di connessione tra gli stessi.

In particolare è necessario monitorare e ridurre gli spostamenti orizzontali che disturbano la stabilità della struttura causandone il danneggiamento o l'eventuale collasso. Quindi nella progettazione per resistere alle forze sismiche è necessario intervenire con il fine ultimo di limitare gli spostamenti. Questo nel caso degli interventi di consolidamento dei solai consiste nel realizzare il comportamento scatolare della struttura in modo tale che i diversi elementi resistenti collaborino all'unisono.

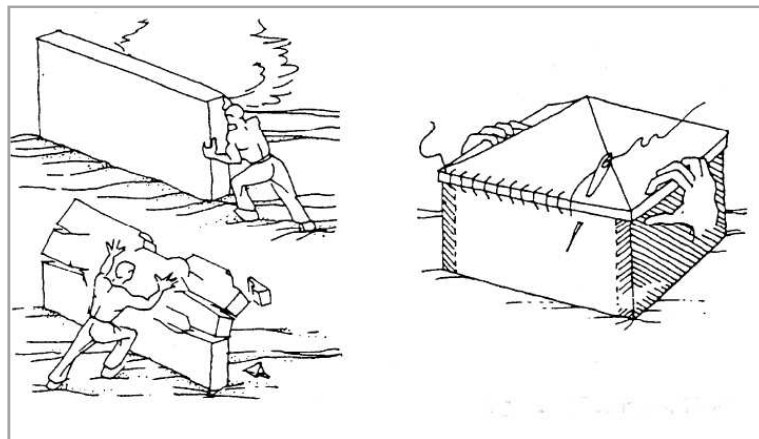


Figura 1 - Idealizzazione del comportamento della muratura.

Le murature soggette a forze orizzontali presentano due tipologie di rottura/collasso definite da Giuffrè (1993) come nel seguito e idealizzati in figura 1:

- Meccanismi del primo tipo.
- Meccanismi del secondo tipo.

I meccanismi del primo tipo si riferiscono al comportamento delle murature fuori del proprio piano quali il ribaltamento e sono tipici di edifici in cui le connessioni tra le murature e tra le stesse e i diaframmi orizzontali sono insufficienti, per cui i singoli elementi si comportano autonomamente. I meccanismi del secondo tipo fanno riferimento invece al comportamento nel piano delle murature quali le rotture per scorrimento/taglio e per pressoflessione che si manifestano in edifici dotati di buone connessioni aventi quindi comportamento scatolare.

La mancanza di adeguati collegamenti tra i maschi murari e tra questi e i diaframmi di piano comporta che, sotto l'effetto dell'azione sismica, la struttura non riesce a sviluppare un comportamento globale che permette la collaborazione tra i diversi elementi e la redistribuzione delle sollecitazioni. In tal caso essendo gli elementi sconnessi tra loro i meccanismi di collasso del primo tipo per i maschi murari prevarranno su quelli del secondo tipo, rendendo l'edificio estremamente vulnerabile. La presenza invece di collegamenti ben realizzati fa sì che l'edificio sviluppi un comportamento globale in cui a prevalere sono i meccanismi di collasso del secondo tipo, risultando la struttura più performante nei confronti dell'azione sismica.

In tal caso la rigidità dei diaframmi assume un ruolo di primo piano nel definire il comportamento globale dell'edificio: solai con rigidità elevata suddividono l'azione orizzontale in funzione della rigidità e della posizione nel piano degli elementi, mentre nel caso di solai flessibili la suddivisione avviene per aree di influenza per cui elementi con scarsa rigidità e resistenza potrebbero subire spostamenti maggiori di quelle effettivamente sopportabili.

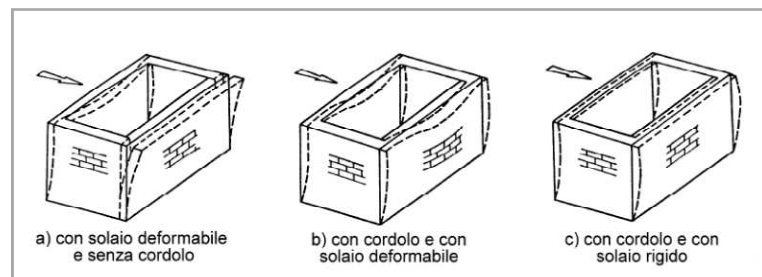


Figura 2 - Influenza delle connessioni tra gli elementi.

## 2. INFLUENZA DEI DIAFRAMMI DI PIANO SUL COMPORTAMENTO SISMICO

I diaframmi orizzontali hanno il compito di ridistribuire la forza sismica tra gli elementi resistenti verticali; questo concetto risulta ancora più chiaro quando si considera la forza sismica come una forza statica equivalente che viene quindi applicata a livello dei diaframmi per poi attraverso questi essere distribuita alle murature. Con riferimento alla loro rigidità di piano, o tagliante, i solai vengono classificati distinguendo le seguenti macro categorie:

- Solai infinitamente rigidi.
- Solai infinitamente flessibili.

Un diaframma infinitamente rigido (ad esempio con soletta in C.A. o lignea) è in grado di ripartire le forze orizzontali in maniera proporzionale alla rigidità degli elementi resistenti; di conseguenza l'elemento verticale più rigido assorbe una maggiore aliquota dello sforzo orizzontale rispetto agli altri.

Un diaframma infinitamente flessibile (ad esempio un solaio ligneo semplice) è analogo ad una trave in appoggio con deformabilità flessionale e tagliante allo stesso tempo. Gli appoggi vengono considerati non cedevoli in quanto gli elementi resistenti verticali hanno rigidità ben maggiore se

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



# METODI DI CONSOLIDAMENTO DEI SOLAI LIGNEI

---

## I. 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 rigidezza 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/rigidezza 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 meccanismi di collasso.

## 2. SOLAIO CONSOLIDATO CON SOLETTA IN C.A.

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.

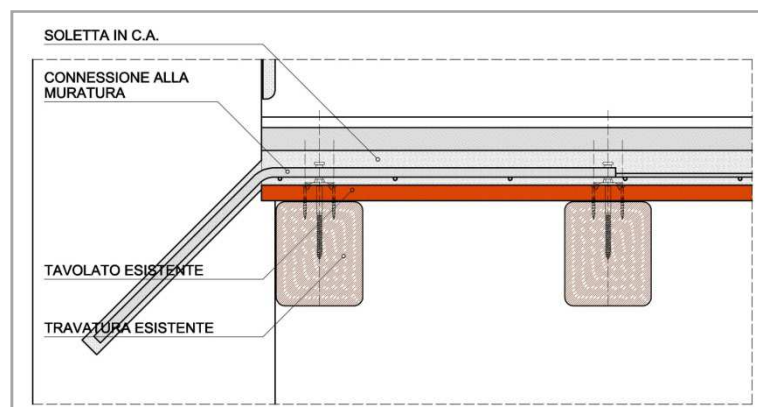


Figura 3 - Sezione tipo solaio consolidato con soletta in C.A.

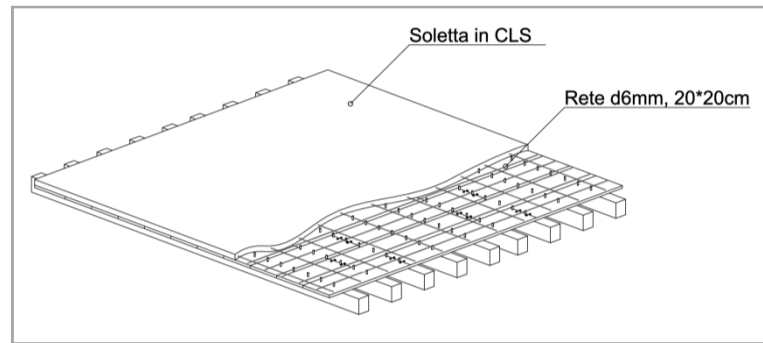


Figura 4 - Solaio con soletta in CLS.

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.

### 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.

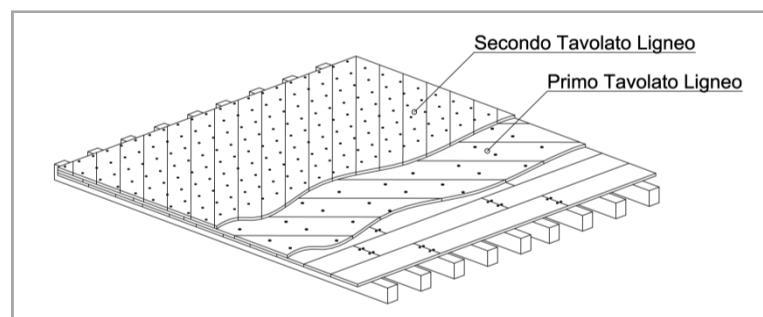


Figura 5 - Solaio consolidato con doppio tavolato incrociato.

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.

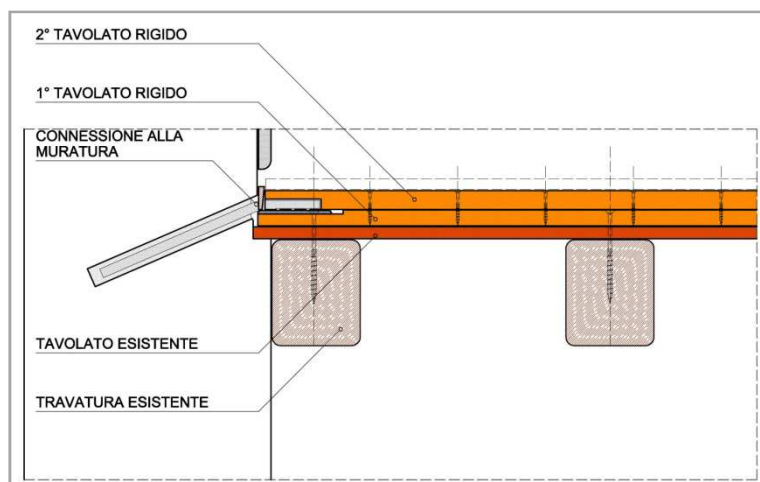


Figura 6 - Sezione tipo solaio consolidato con doppio tavolato incrociato.

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.

#### 4. SOLAIO CONSOLIDATO CON PROFILI SOTTILI IN ACCIAIO

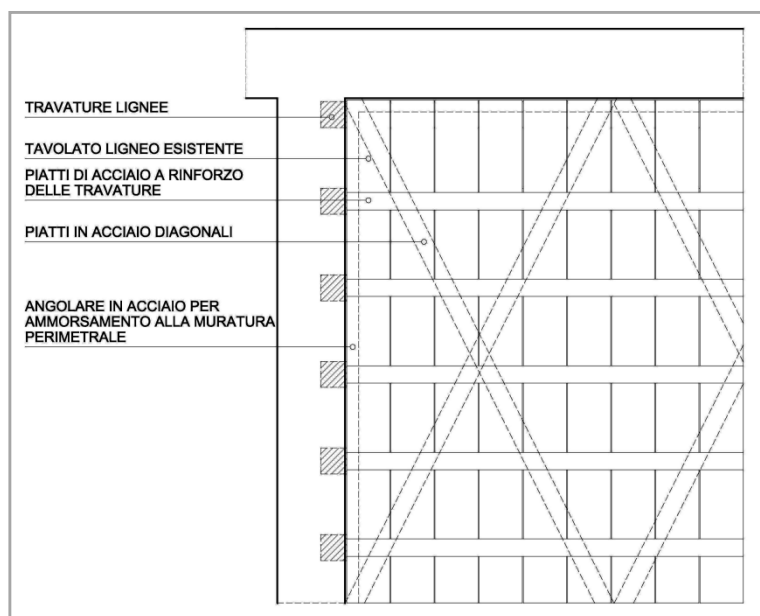


Figura 7 - Vista in pianta solaio consolidato con piatti metallici.

Tale tecnica proposta da Gattesco/Macorini/Benussi [14]-[15] 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

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

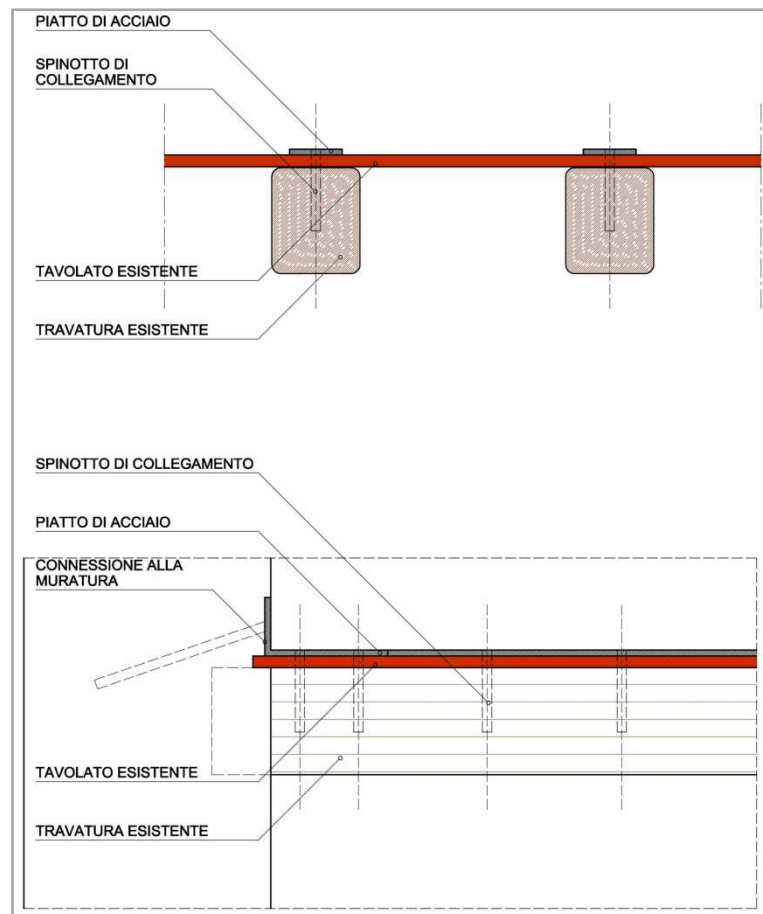


Figura 8 - Sezione trasversale e longitudinale del solaio consolidato con piatti metallici.

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 rigidezza 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.

## 5. SOLAIO CONSOLIDATO CON FRP (FIBER REINFORCED POLYMER)

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

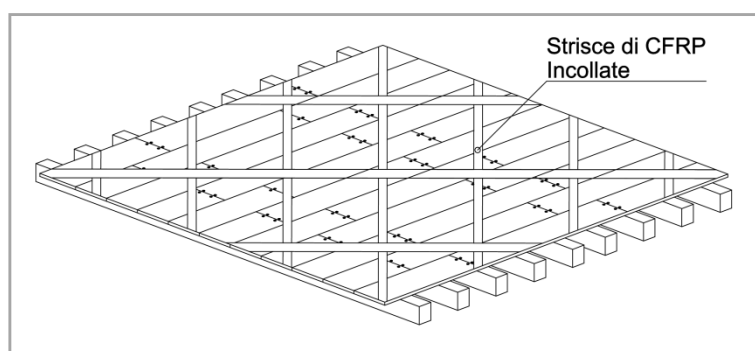


Figura 9 – Solaio consolidato con FRP.

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

## 6. EVIDENZE SPERIMENTALI

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

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

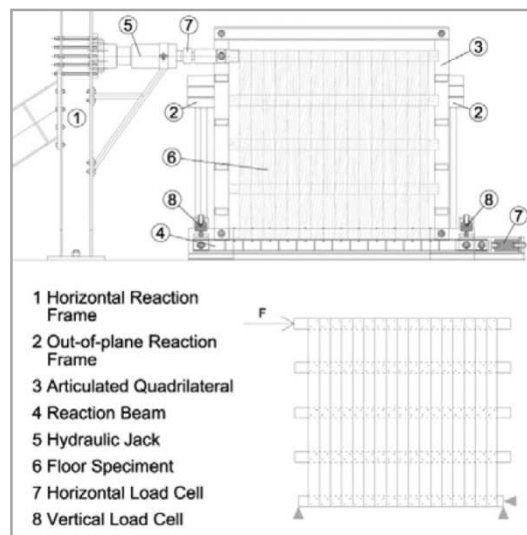


Figura 10 – Apparecchiatura di prova.

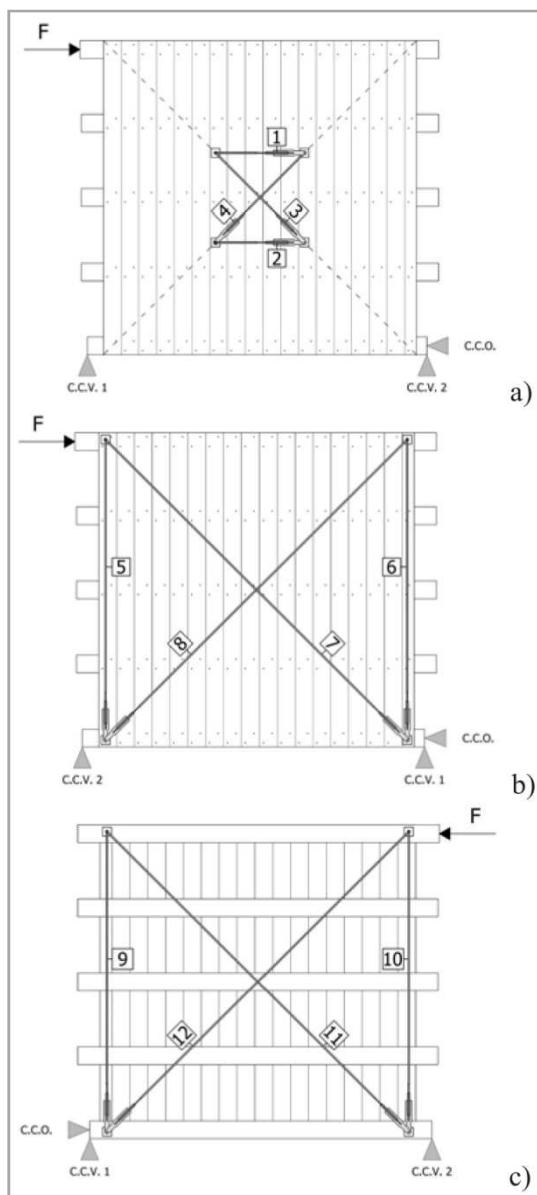


Figura 11 - Localizzazione dei trasduttori di forza.

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

- Travi lignee in semplice appoggio sezione 12\*14 cm, in numero di 5.
- Tavolato sezione 135\*20mm fissato alle travature mediante 2 chiodi  $\phi 2$  per ogni trave, per un totale di 10 chiodi per tavola.
- Dimensioni totali del campione 2,20x2,20 m.

Si distinguono le seguenti metodologie di consolidamento:

- Solaio non consolidato con tavolato semplice (FMSB).
- Solaio non consolidato con tavolato maschio/femmina (FM)
- Solaio consolidato mediante piastra metallica diagonale (FMSD).
- Solaio consolidato con tavolato semplice orientato a  $45^\circ$  rispetto all'esistente (FM+45°SP(A)).



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

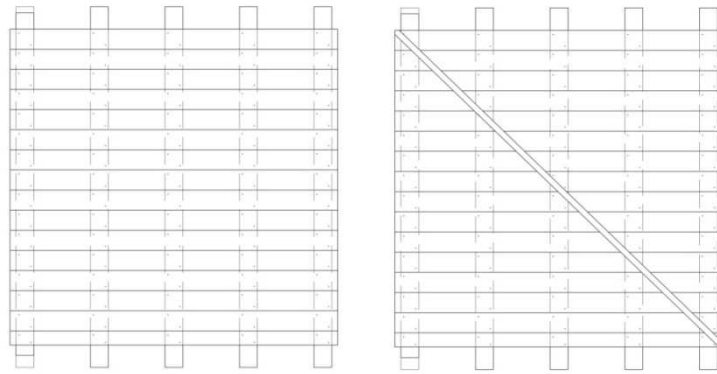


Figura 12 - Solai tipo FMSB, FM, FMWD.

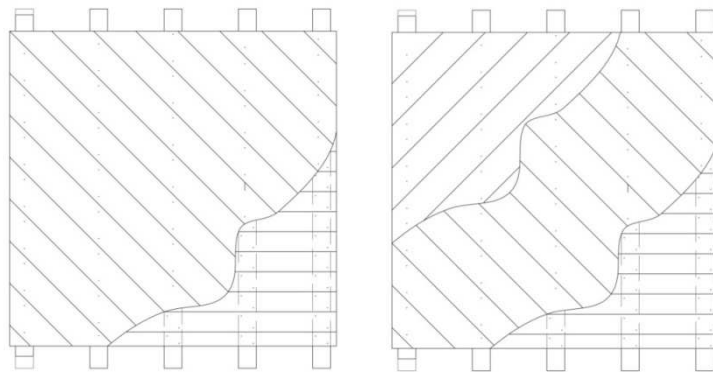


Figura 13 - Solai tipo FM+45°SP(A), FM+45°SP(B), FM±45°DP(A).

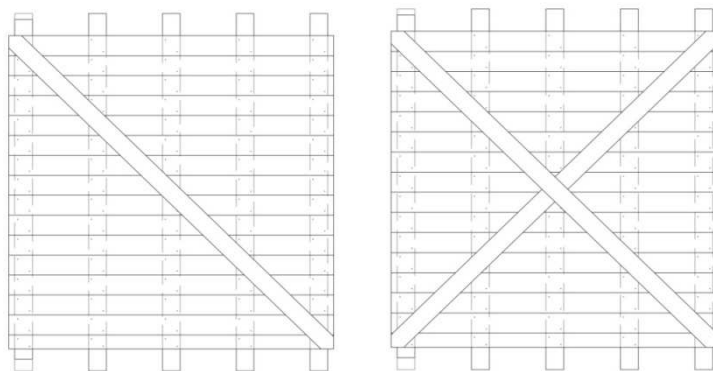


Figura 14 - Solai tipo FMWD(D), FMWD(E).

Per le prime due tipologie di solaio si riportano in via preliminare ulteriori test a taglio condotti dagli stessi autori i cui risultati sono stati messi in relazione con il comportamento delle murature. Si è osservato come per entrambi i campioni il comportamento a rottura è caratterizzato dalla rotazione relativa tra tavolato e travatura che coinvolge il meccanismo resistente a momento fornito dalla coppia di chiodi che fissa i tavolati. Il contributo aggiuntivo in termini di attrito fornito dal

tavolato con incastro maschio/femmina durante la fase di scorrimento relativo tra le tavole determina il miglior comportamento del solaio tipo FM con un incremento di resistenza circa pari al 30-40 %. Inoltre lo stesso campione risulta avere una rigidezza ben maggiore sia in fase iniziale che a rottura. Nella figura seguente con la sigla F1.M si intende il solaio tipo FMSB mentre con la sigla F2.M si intende il solaio FM.

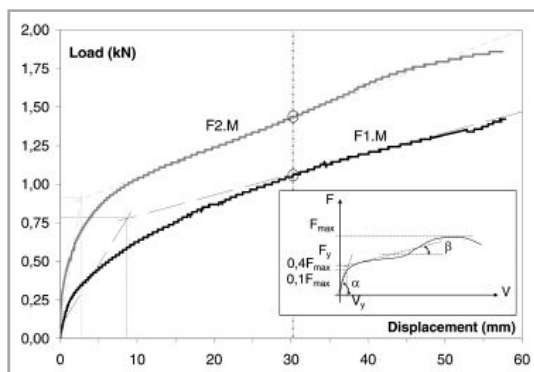


Figura 15 - Curve forza spostamento per le due tipologie di solaio.

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

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

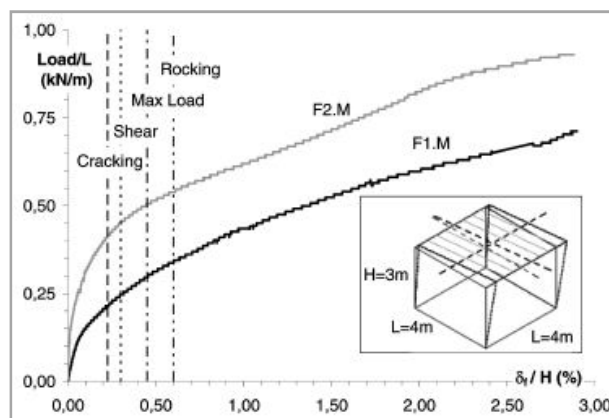


Figura 16 - Curve forza spostamento per le due tipologie di solaio, a confronto con il comportamento della muratura.

Dividendo i valori della forza di taglio per la larghezza della muratura ( $L=4$  m in questo caso) i precedenti limiti diventano rispettivamente 0,23%, 0,30%, 0,45% e 0,6%. È possibile vedere come la già povera capacità di redistribuzione delle forze orizzontali è ulteriormente ridotta dalla bassa rigidezza a taglio in corrispondenza delle porzioni murarie danneggiate, dove la capacità di redistribuzione è maggiormente richiesta per garantire un buon comportamento sotto l’effetto

dell'azione sismica. L'aggiunta di una piastra metallica diagonale (FMSD) migliora il comportamento in termini di rigidità iniziale e di carico massimo fino alla rottura delle viti che connettono il profilo alla travatura. La posa di un singolo tavolato posto a 45° rispetto all'esistente (FM+45°SP(A), FM+45°SP(B)) comporta un considerevole aumento della rigidità iniziale e del carico massimo; in particolare si osserva come l'uso di tavolati semplici o maschio/femmina porti a risultati del tutto equivalenti. Buonissimi risultati si ottengono invece con l'uso di doppi tavolati a 45° incrociati tra loro (FM±45°DP(A)); in tal caso il campione mostra comportamento monolitico fino a rottura legata allo snervamento dei collegamenti tra il campione e il macchinario. Il consolidamento con singola tavola lignea diagonale (FMWD(D)) mostra un comportamento del tutto simile al caso FMSD in termini di rigidità iniziale e leggermente migliore in termini di carico ultimo. L'uso di due tavole lignee diagonali incrociate (FMWD(E)) migliora le prestazioni in relazione dei due elementi che lavorano a compressione/trazione con una sezione considerevole. Per entrambe le metodologie di consolidamento la rottura si localizza negli elementi di connessione all'esistente. Nel seguito si riporta grafico esplicativo.

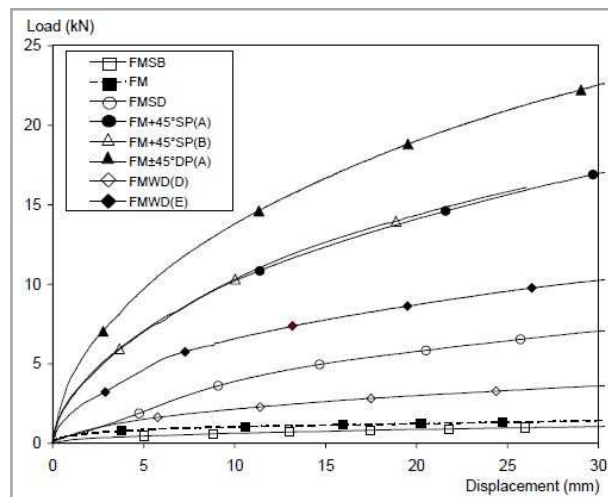


Figura 17 - Comportamento globale dei campioni testati.

Con riferimento al consolidamento dei solai lignei mediante profili metallici sottili si riporta quanto sperimentato dagli autori mediante prove di carico in sito [14] [15]. Queste sono state condotte su un edificio del 19° secolo con due tipologie di solai che si differenziano tra loro per la presenza di una trave rompitratta (solai "a"). Le prove sono state eseguite prima e dopo l'intervento di consolidamento mediante l'utilizzo di una vasca d'acqua, incrementandone il peso fino al carico massimo di servizio, con rilevamento degli spostamenti verticali mediante trasduttori elettronici. Il solaio preso in esame ha le seguenti caratteristiche tecniche:

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

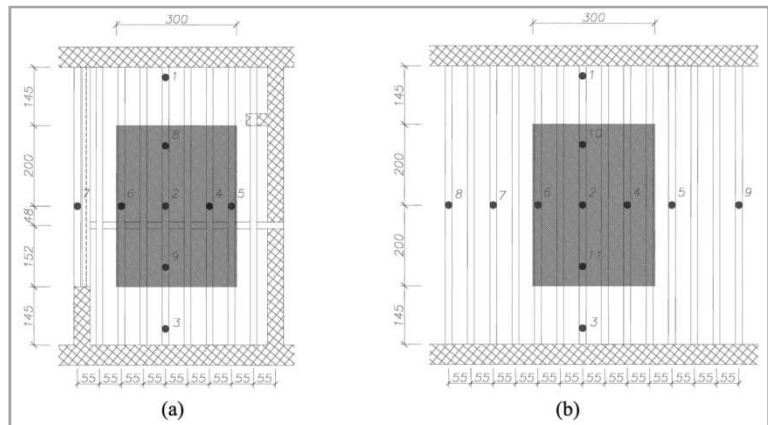


Figura 18 - Geometria dei solai, applicazione del carico e posizione dei trasduttori di spostamento.

Si riportano quindi i risultati dell'analisi in termini di spostamento verticale con particolare attenzione al solaio tipo "b" senza rompitratta.

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

Figura 19 - Valori di spostamento longitudinale.

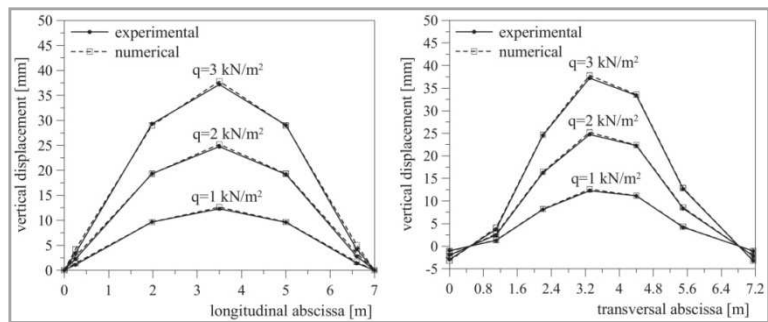


Figura 20 – Spostamenti in direzione longitudinale e trasversale, solaio (b) pre intervento.

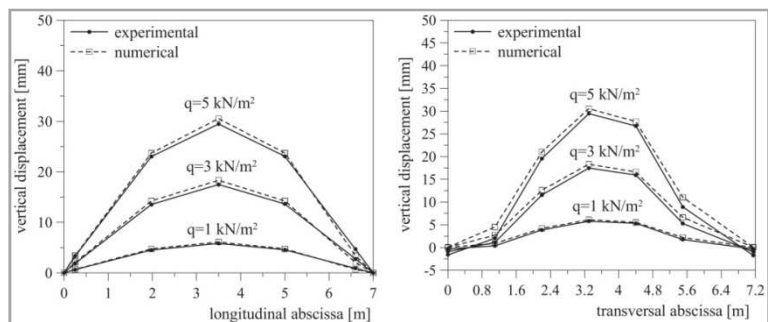


Figura 21 - Spostamenti in direzione longitudinale e trasversale, solaio (b) post intervento.

I risultati mostrano come lo spostamento verticale si riduca del 60% per il solaio "a" e del 112% per il solaio "b"; la minore riduzione nel caso del primo solaio è dovuta al fatto che l'irrigidimento avviene solo in direzione longitudinale facendo venire meno il contributo in direzione trasversale della trave rompitratta (più importante nella fase pre intervento). Gli stessi autori hanno condotto anche delle prove su modelli di tipo numerico agli elementi finiti considerando tre tipologie di solaio:

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

Nel presente lavoro si tralasciano i particolari della modellazione FEM rimandando il lettore agli articoli specifici sull'argomento; si riportano però i risultati ottenuti dagli autori in termini di rigidezza nel piano delle tre tipologie di solaio.

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

Figura 22 - Parametri di rigidezza nel piano per le tre tipologie di solaio.

Dall'analisi agli elementi finiti risulta evidente come l'intervento di consolidamento proposto dagli autori porti ad un incremento di rigidezza di quasi 50 volte rispetto al solaio originale. L'intervento, se paragonato al consolidamento con soletta in calcestruzzo, risulta avere rigidezza di gran lunga inferiore. Una volta determinata la rigidezza del solaio sono state condotte delle simulazioni numeriche per comprendere al meglio gli effetti della variazione della rigidezza di piano sulle murature rispetto alle forze orizzontali. Queste sono state schematizzate con elementi bidimensionali a 4 nodi mentre i solai sono stati rappresentati con elementi beam a graticcio.

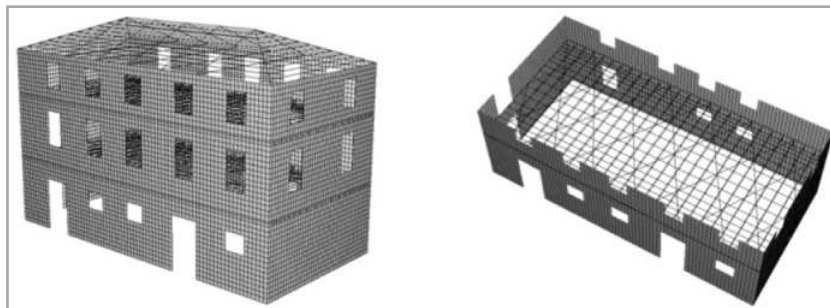


Figura 23 - Modello agli elementi finiti dell'intero edificio.

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

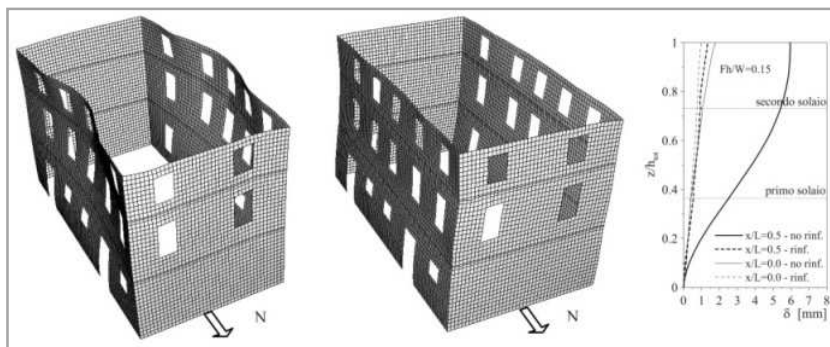


Figura 24 - Configurazione deformata della struttura pre e post intervento, grafico comparativo degli spostamenti.

Come si può osservare in figura 24 le pareti est e ovest in direzione ortogonale all'azione sismica risultano subire maggiori deformazioni specie nel caso di solaio non consolidato. Nel grafico (sempre in figura 24) sono riportati i profili di spostamento della parete ovest in prossimità del collegamento con la parete nord ( $x/L=0$ ) e in mezzeria ( $x/L=0,5$ ) per entrambi i casi, pre e post intervento. Si nota che nel caso pre intervento la trascurabile rigidezza dei solai di piano non contrasta in maniera efficace la deformazione flessionale globale della facciata con spostamenti in mezzeria molto elevati.

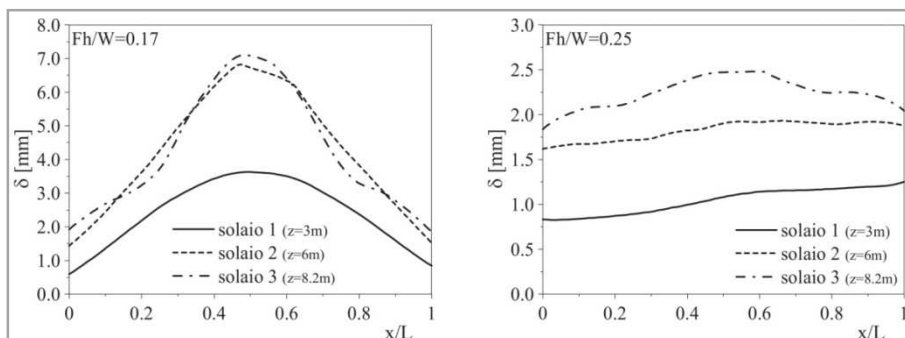


Figura 25 - Profili di spostamento della parete ovest per i casi pre e post intervento.

Come si può osservare dalla figura 25, sempre per la parete ovest, l'intervento di irrigidimento del solaio porta ad una cospicua riduzione dell'inflessione fuori piano delle murature che tendono a rimanere praticamente rettilinee ad eccezione del livello di copertura (solaio di copertura non irrigidito in entrambi i casi). In figura 26a (solaio non rinforzato) si notano significative deformazioni plastiche nella zona intermedia della parete est dovute alla flessione dell'intera parete; questa arriva a collasso per ribaltamento fuori piano di una porzione di parete soprastante il primo livello e compresa tra le aperture. Per la parete nord di figura 26b si riscontrano importanti deformazioni plastiche in corrispondenza delle traverse sopra le aperture. In figura 26c, riferita alla parete sud, sono chiaramente evidenti deformazioni plastiche all'attacco con la parete ovest: le pareti tendono a staccarsi per il tratto sopra il primo solaio con ribaltamento fuori piano della parete ovest.

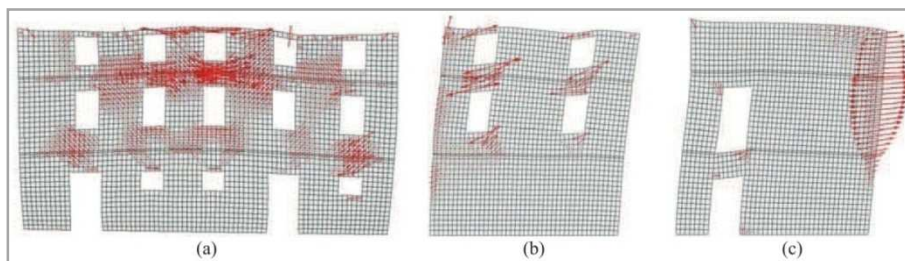


Figura 26 – Deformazioni plastiche massime delle murature per il caso di solaio non rinforzato.

In figura 27a (solaio rinforzato), riferita alla parete est, si notano modeste deformazioni plastiche localizzate principalmente nelle zone laterali all'ultimo piano. In figura 27b, inerente la parete nord, si notano significative deformazioni plastiche a trazione inclinate di circa  $45^\circ$  prevalentemente nei maschi murari del primo piano (rottura a taglio dei maschi) dovute alla maggior

rigidezza della parete al piano terra priva di aperture. In figura 27c, parete sud, si evidenziano importanti deformazioni plastiche inclinate di circa  $45^\circ$  soprattutto nel maschio principale al piano terra (collasso per taglio).

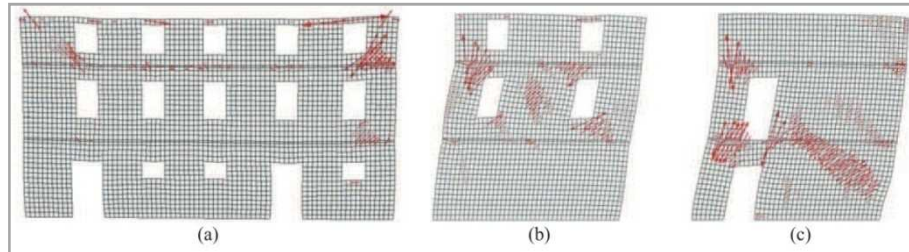


Figura 27 - Deformazioni plastiche massime delle murature per il caso di solaio rinforzato.

I risultati sopra esposti mettono in evidenza il diverso meccanismo di collasso delle due strutture studiate dagli autori. L'edificio con i solai senza rinforzi nel proprio piano mostra un collasso per ribaltamento fuori piano delle pareti disposte in direzione ortogonale all'azione orizzontale, confermando l'assenza di un comportamento globale dell'edificio nel caso di solai infinitamente flessibili. L'edificio con solai consolidati secondo la tecnica esposta in precedenza evidenzia un collasso per cedimento a taglio dei maschi delle pareti disposte parallelamente all'azione orizzontale, con aumento della resistenza alle azioni orizzontali del 50% rispetto al caso di solai non consolidati. Come si può notare infatti dalla figura 28 per le pareti ortogonali all'azione sismica nel caso di solaio non consolidato, il legame forza-spostamento sommitale perde la linearità per valori di forza molto bassi rispetto al caso di solaio rinforzato.

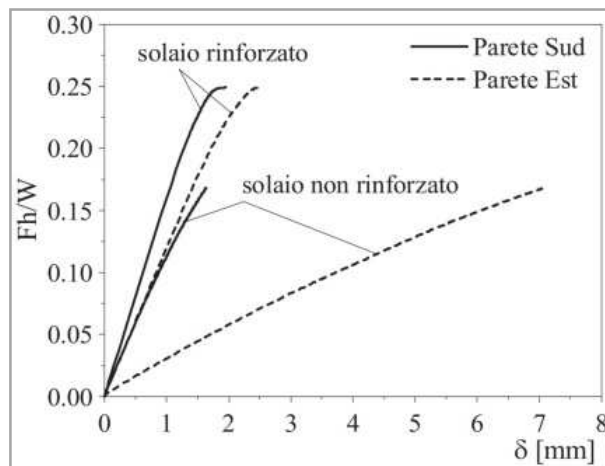


Figura 28 - Curve carico-spostamento di due punti caratteristici in sommità alle pareti per entrambi i casi studio.

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

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

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

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

La seconda tipologia di solaio ha invece le seguenti caratteristiche:

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

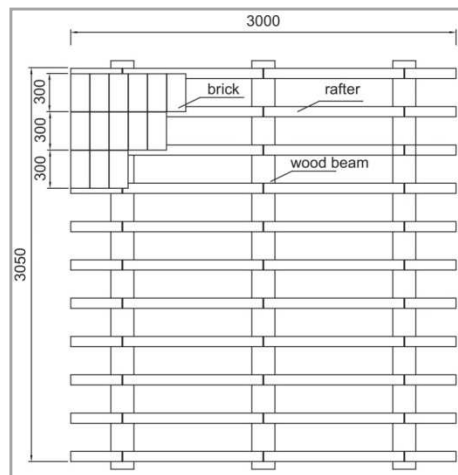


Figura 29 - Composizione del solaio con tavelle in cotto.

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

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



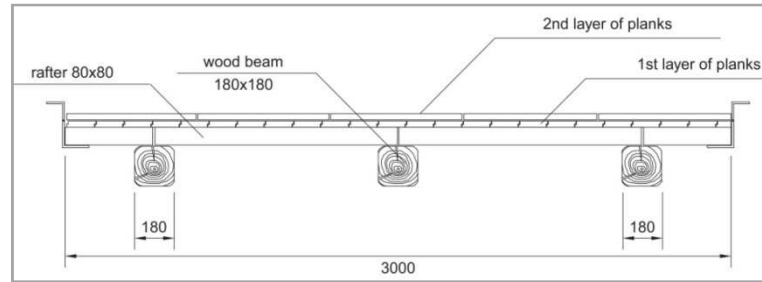


Figura 30 - Esempio di consolidamento con posa di nuovo tavolato ligneo.

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

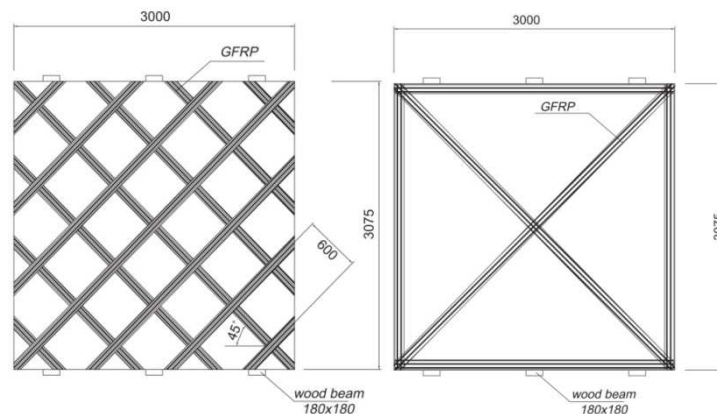


Figura 31 - Schemi di posa per il GFRP, campione 5 (sx) e campione 6 (dx).

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

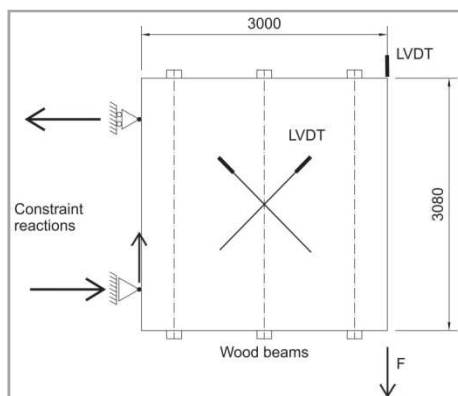


Figura 32 - Schema dell'apparecchiatura di sperimentalizzazione.

Nel seguito si riporta tabella riassuntiva redatta dagli autori con elencati i diversi tipi di campione.

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

Figura 33 - Elenco dei campioni testati.

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

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

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

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

Figura 34 - Risultati dei test di taglio.

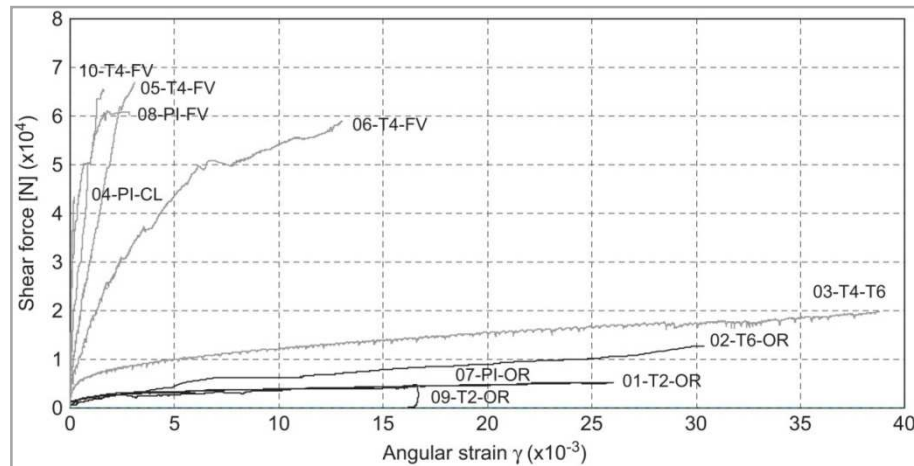


Figura 35 - Grafico dei risultati dei test di taglio.

Dai test preliminari sui campioni con semplice tavolato si evince come l'aumento del numero di chiodi da quattro a sei per ogni tavola lignea generi un aumento della resistenza a taglio accompagnata da una cospicua riduzione della rigidità ( $k$ ). Tale decremento può essere imputato al fatto che l'aumento del numero di chiodi per ottenere il campione 02-T6-OR è stato fatto a partire dal campione 01-T2-OR già sottoposto a prova di taglio. Con riferimento alle tecniche di consolidamento mediante posa di nuovo tavolato si è notato come l'incremento di rigidità e di resistenza rispetto alla configurazione iniziale sia modesto (campione 03-T4-T6). Il tavolato aggiuntivo non porta a risultati interessanti in quanto la plasticizzazione a compressione delle tavole porta al rifollamento dei fori di inserimento dei chiodi. Questa tecnica risulta quindi efficace solo nel caso di utilizzo di legnami ad alta resistenza. Il consolidamento mediante GFRP (campione 05-T4-FV) mostra un cospicuo aumento sia della rigidità che della resistenza anche se per ottenere ciò va sottolineato che è necessario creare una maglia abbastanza fitta di fibre rinforzate. Particolarmente significativi sono i risultati sperimentali ottenuti dai campioni con elementi in cotto a cui sono state applicate le fibre polimeriche e soprastante calce idraulica (campione 08-PI-FV). I test mostrano come questo intervento porti ad un aumento cospicuo della resistenza e soprattutto della rigidità, avvicinandosi ai risultati ottenuti mediante realizzazione di soletta in calcestruzzo. I test condotti sui campioni 09-T2-OR e 10-T4-FV con la forza agente ortogonale alle travature mostrano una variazione non significativa della resistenza mentre non si può dire lo stesso per la rigidità; per il campione non irrigidito si osserva un apprezzabile aumento della rigidità mentre per il campione irrigidito con GFRP si trovano risultati analoghi. I test condotti sul campione con elementi in laterizio e senza sistemi di rinforzo (campione 07-PI-OR) mostrano un basso valore di resistenza quanto di rigidità, dovute al fatto che le tavole sono semplicemente appoggiate all'orditura secondaria e la resistenza a taglio è determinata dal solo attrito. Al contrario il campione 04-PI-CL rinforzato con soletta in calcestruzzo alleggerito dimostra avere elevata resistenza a taglio.

Ulteriori studi su diversi sistemi di consolidamento dei solai sono stati condotti da altri autori [2] [19] andando a studiare la variazione di resistenza e rigidezza fuori del piano al variare della tecnica di intervento. Gli autori hanno quindi studiato i seguenti casi (con riferimento alla Figura 36):

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

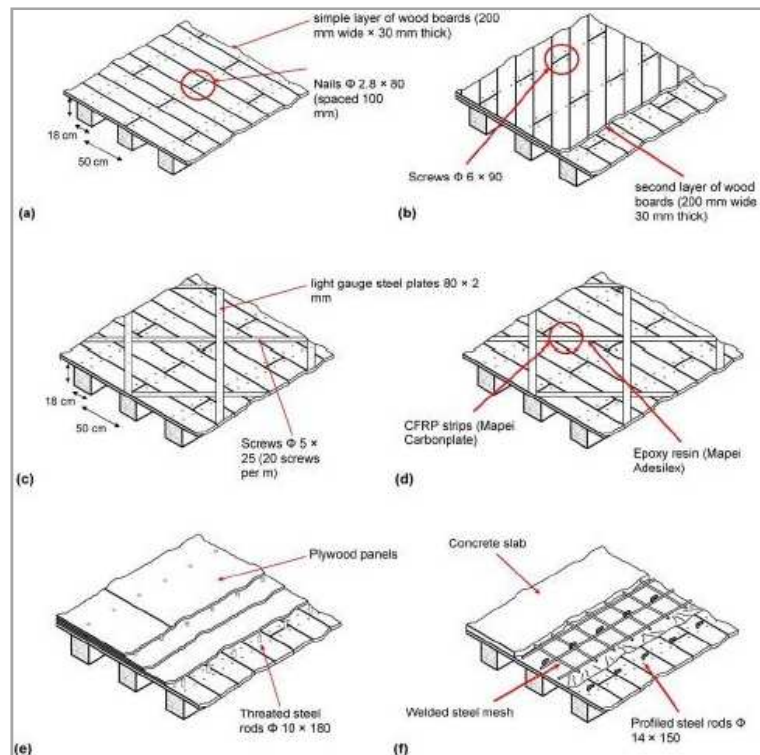


Figura 36 - Tipologie di solai sottoposte a test.

Il comportamento a taglio nel piano dei solai soggetti all'azione sismica può essere schematizzato nella seguente figura (Figura 37); le forze trasversali devono essere trasmesse alle

“murature” parallele all’azione sismica destinate ad assorbire le forze di taglio, quindi deve essere realizzato un adeguato sistema di collegamento tra solai e “murature”. Ovviamente le prove sono condotte in laboratorio e la presenza della “muratura” è solamente simulata.

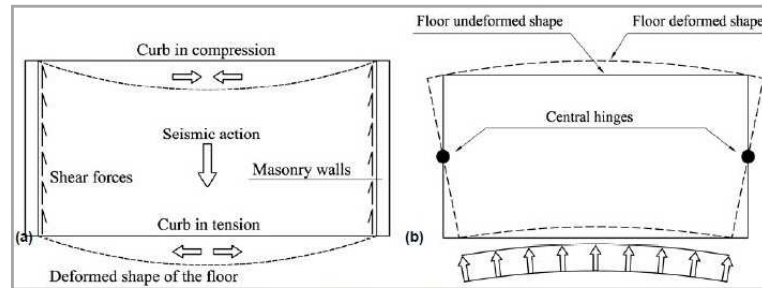


Figura 37 - Comportamento del solaio sotto l'azione sismica (a) e schematizzazione per prove di laboratorio (b).

Inoltre la curvatura della soletta, sia essa lignea, metallica o in calcestruzzo, comporta che il piano sia in parte in compressione e in parte in trazione; mentre la compressione può essere contrastata dal tavolato ligneo per quanto riguarda la trazione è necessario progettare un opportuno sistema di rinforzo. Generalmente per i casi in esame si considerano due tipologie di ancoraggio tra solai e “muratura”:

- Angolare metallico perimetrale fissato alla travatura con viti e alla muratura mediante barre in acciaio edile e calcestruzzo a ritiro contrastato; questa tecnologia viene applicata generalmente ai solai tipo b,c,d,e.
- Barre di acciaio edile in parte annegate nella soletta in C.A. e in parte inserite nella muratura analogamente alla precedente; questo per il solaio tipo f. Questo permette di non realizzare cordolature in C.A. che potrebbero indebolire le murature.

I macchinari per i test di laboratorio sono stati designati tenendo conto delle dimensioni del campione, delle condizioni al contorno e della configurazione di carico. Sono stati quindi realizzati due tipi di campione:

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

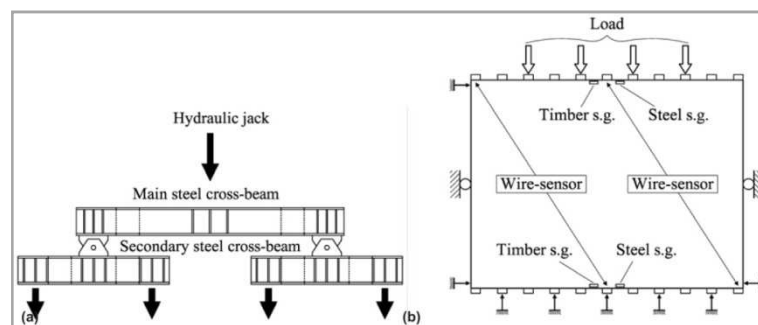


Figura 38 - Meccanismo di carico (a) e schema della strumentazione di prova (b).

Per quel che riguarda le condizioni al contorno da applicare ai campioni gli autori hanno scelto di non riprodurre le condizioni in sito ma di perseguire un approccio progettuale che permetta la

libera inflessione nel piano dei solai. Questo ha permesso un accurata misura della rigidezza del piano delle diverse tipologie di solaio testate che risulta essere uno dei parametri fondamentali da conoscere negli interventi di consolidamento. Particolare attenzione è stata prestata anche all'applicazione del carico; come si può osservare in Figura 38 questo è stato applicato in maniera uniforme al campione per simulare al meglio l'effetto dell'azione sismica. Nel seguito si riportano i risultati ottenuti dagli autori.

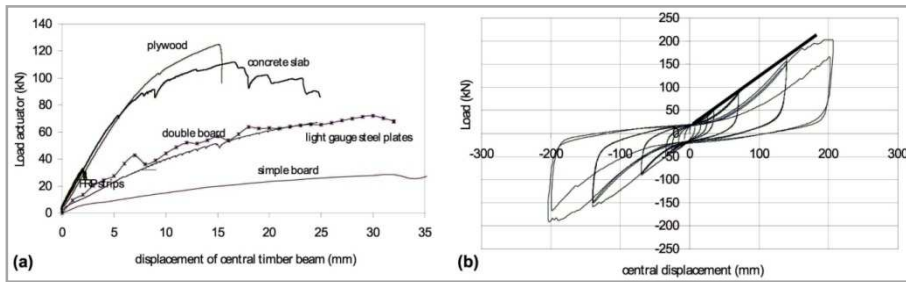


Figura 39 - Risultati per carico monotono (a) e per carico ciclico applicato al solaio non consolidato (b).

Entrambe le tipologie di test hanno mostrato una gerarchia tra le diverse tipologie di campione testate come si può osservare nel seguente grafico che confronta le rigidezze espresse come rapporto tra la forza applicata e lo spostamento della trave centrale (pensando al solaio come ad una trave in semplice appoggio).

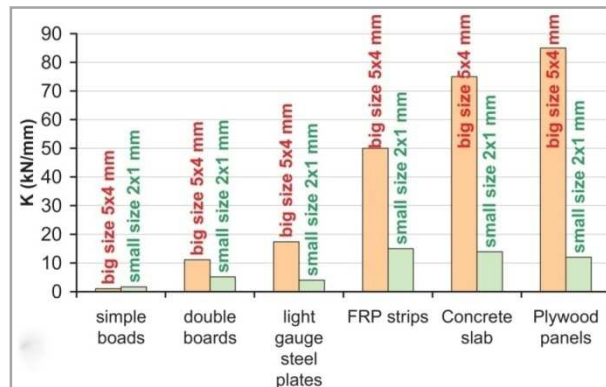


Figura 40 - Risultati dei test per entrambe le condizioni di carico, in termini di rigidezza k.

Per ottenere risultati indipendenti dalla geometria dei campioni, gli autori hanno introdotto un modulo di taglio (G) equivalente:

$$G = \frac{F_T L}{4 \Delta B t}$$

Dove i parametri sono indicati in figura 41 (t è lo spessore del tavolato).

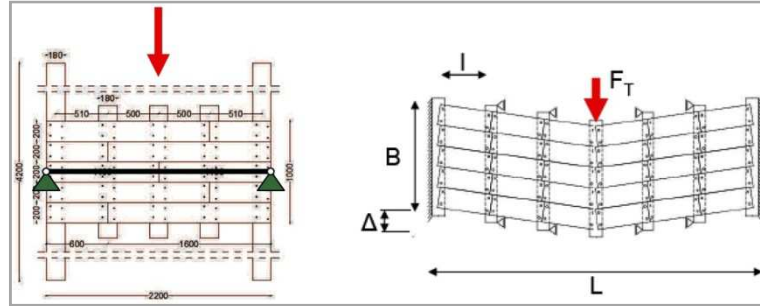


Figura 41 - Schema di carico per i test e parametri per il calcolo di G.

Si riportano nel seguito i risultati ottenuti dagli autori in termini di modulo di taglio G.

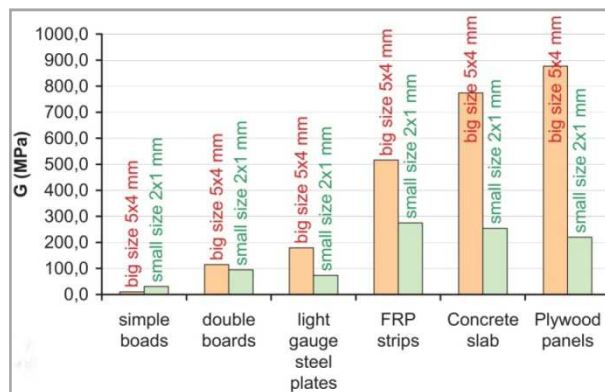


Figura 42 - Risultati dei test per entrambe le condizioni di carico, in termini di modulo di taglio G.

Gli autori hanno tratto infine le seguenti conclusioni:

- I test condotti sui campioni 1x2 m sembrano soffrire di una sorta di “effetto scala”.
- Il campione consolidato con CFRP mostra maggiore rigidità dell’analogo con piastre metalliche.
- La rigidità del campione con soletta lignea risulta analoga a quella del campione con soletta in C.A..

## 7. MODELLI NUMERICI

Nel presente paragrafo si riportano le sperimentazioni condotte da Brignola, Podestà e Pampanin [1] che hanno condotto l’analisi numerica di un fabbricato in scala 2:3 per valutare l’effetto della rigidità dei diaframmi orizzontali. Tralasciando quindi la modellazione delle murature che verrà trattata nei capitoli seguenti si riporta nel seguito la descrizione dei risultati in relazione alla variazione della rigidità dei solai.

È stato realizzato un modello in scala 2:3 di un edificio in muratura a pianta regolare e due piani (modello testato su tavola vibrante presso il laboratorio ENEA di Roma, Italia) modellato attraverso il software TREMURI secondo lo schema del telaio equivalente. I maschi murari e le fasce murarie sono stati schematizzati da elementi “beam” non lineari senza tener conto del comportamento fuori del piano. I solai sono stati schematizzati con elementi a comportamento elastico con rigidità di piano assegnata dall’utente ( $E_{x,eq}$ ,  $E_{y,eq}$ ,  $G_{eq}$ ), tenendo conto anche del contributo delle connessioni alle murature. Si sono considerati quattro tipologie di solaio:

- Solai non consolidato ( $G_{eq}=7,5$  MPa).
- Solai consolidato ( $G_{eq}=15$  MPa).
- Solai consolidato con altra tecnica ( $G_{eq}=75$  MPa).
- Solai infinitamente rigido ( $G_{eq}=750$  MPa).

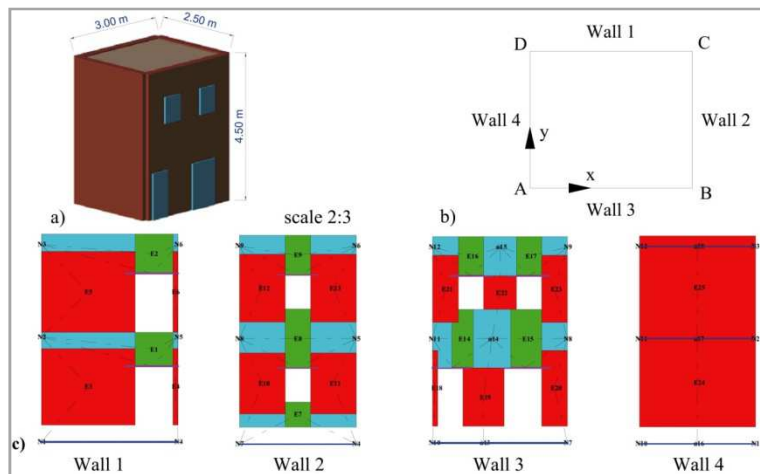


Figura 43 - Modellazione dell'edificio mediante software TREMURI.

Nella figura seguente si riportano le curve di pushover confrontate con accelerogrammi.

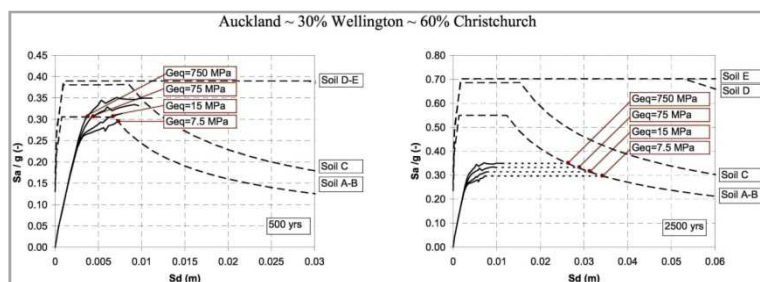


Figura 44 - Curve di pushover a confronto con accelerogrammi.

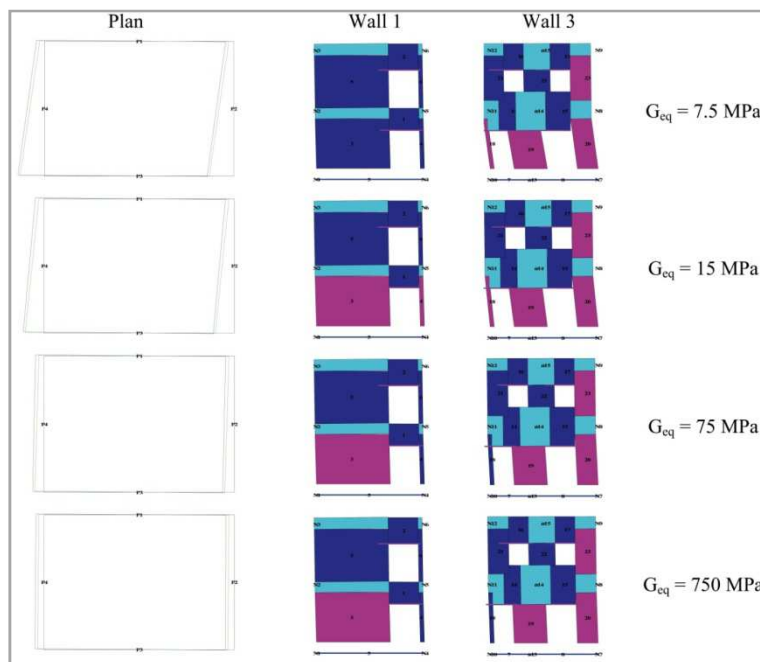


Figura 45 - Deformate per differenti valori della rigidità dei diaframmi.



In figura 46 si possono osservare i risultati ottenuti dagli autori per quanto riguarda le pareti 1 e 3 coinvolte dal sisma in direzione X. Si osservi che incrementando la rigidità dei solai a seguito di interventi di consolidamento lo spostamento inter-piano della parete meno rigida (in questo caso la 3 con più aperture) si riduce notevolmente. A tal proposito se si guarda al caso di solaio infinitamente rigido gli spostamenti della parete 3 tendono a valori simili a quelli della parete 1 e di conseguenza vengono ridotti anche gli effetti torsionali.

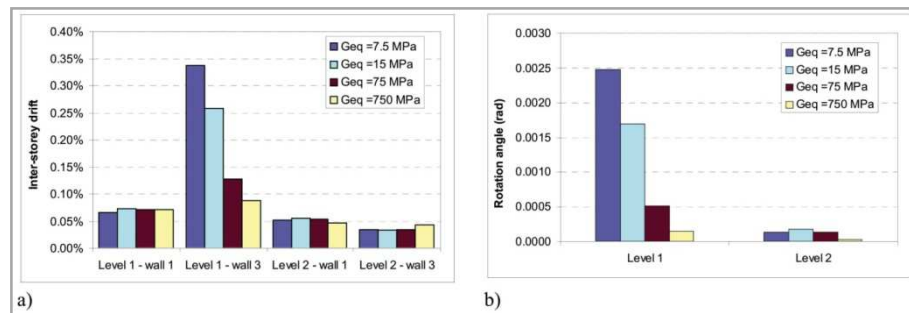


Figura 46 - Spostamenti di interpiano per i muri 1 e 3 (a), effetti torsionali (b).

Di fondamentale importanza è capire se l'irrigidimento del solaio sia necessario e adeguato nell'ambito del consolidamento delle strutture di edifici in muratura. La scelta della tecnica specifica di intervento sui solai deve dipendere da una preventiva e chiara valutazione della richiesta di rigidità dei solai, la quale può essere raggiunta modificando le caratteristiche dei diaframmi orizzontali oppure le connessioni tra gli stessi e la muratura.

### 7.1. VALUTAZIONE DELLA RIGIDEZZA DEL SOLAIO

La rigidità da assegnare al solaio oltre che per via sperimentale può essere determinata per via analitica.

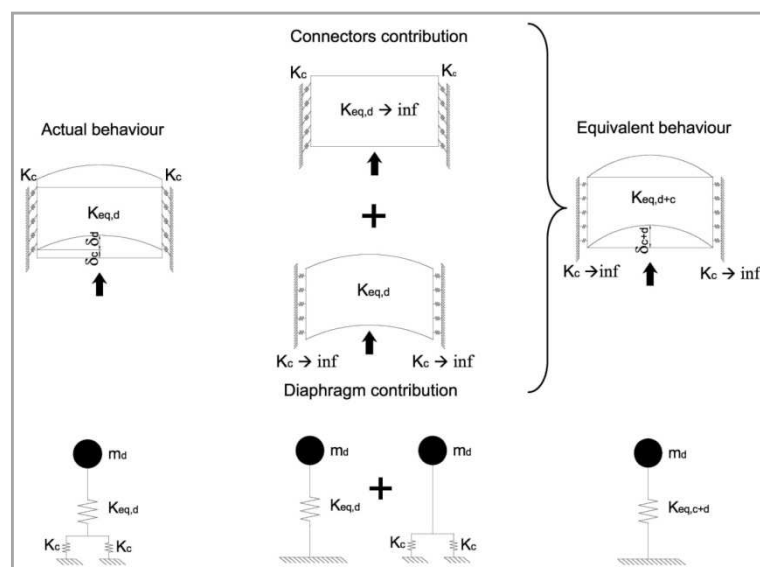


Figura 47 - Schematizzazione del contributo di rigidità di solaio e connessioni.

Questa è data dalla somma di due contributi:

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

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

$$\delta_{TOT} = \delta_c + \delta_d \quad (1)$$

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

$$\frac{1}{k_{eq,c+d}} = \frac{1}{k_{eq,d}} + \frac{1}{k_c} \quad (2)$$

Prestando attenzione al solo solaio è necessario identificare la rigidezza equivalente in funzione delle diverse tipologie presenti nel costruito, prima e dopo eventuali interventi di consolidamento. Indicazioni e formulazioni analitiche per i solai esistenti sono già presenti in letteratura e nelle normative per l'adeguamento delle strutture, mentre la valutazione analitica della rigidezza per una particolare metodologia di consolidamento risulta più complessa e richiede maggiori informazioni basate su indagini numeriche e sperimentali. La flessibilità del solaio può essere valutata analizzando il contributo alla deformazione nel piano di un solaio ligneo sottoposto a condizioni di carico elementari (Figura 48a). Con riferimento alla singola tavola inchiodata ad entrambe le estremità alla travatura, la deformazione totale può essere valutata come somma di tre differenti contributi:

- Deformazione flessionale (Figura 46d).
- Deformazione a taglio (Figura 46c).
- Rotazione rigida dovuta allo "slittamento" dei chiodi di connessione (Figura 46b).

$$\delta = \delta' + \delta'' + \delta''' = \left( \frac{2F'}{k_{ser}S_n} + \frac{F\chi}{GA} + \frac{Fl^2}{12EJ} \right) l \quad (3)$$

Dove:

- $\frac{F'}{k_{ser}}$  = slittamento dei chiodi dovuto alla forza F.
- $2F' = \frac{Fl}{s_n}$ .
- $k_{ser}$  = deformabilità dei chiodi determinata in base a normative di comprovata validità.
- $\chi$  = fattore di taglio.
- $G$  = modulo elastico a taglio.
- $E$  = modulo elastico flessionale.
- $A$  = area della sezione del tavolato.
- $I$  = momento di inerzia della sezione del tavolato.
- $l$  = interasse tra le travi.
- $s_n$  = spaziatura tra i chiodi.

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

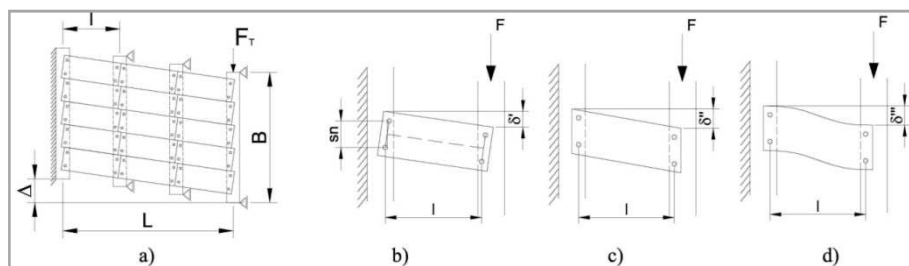


Figura 48 - Deformazione nel piano del solaio e singoli contributi di deformabilità.

È possibile quindi definire un modulo elastico di taglio equivalente per il solaio che combina i tre contributi di deformabilità sopra elencati. In particolare si può definire un modulo elastico di taglio equivalente per l'intero solaio:

(4)

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

Dove "t" è lo spessore del tavolato.

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

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

Figura 49 - Formulazione per la rigidità equivalente presenti in NZSEE e FEMA 356.

Nel seguito si riportano grafici di confronto tra le diverse formulazioni.

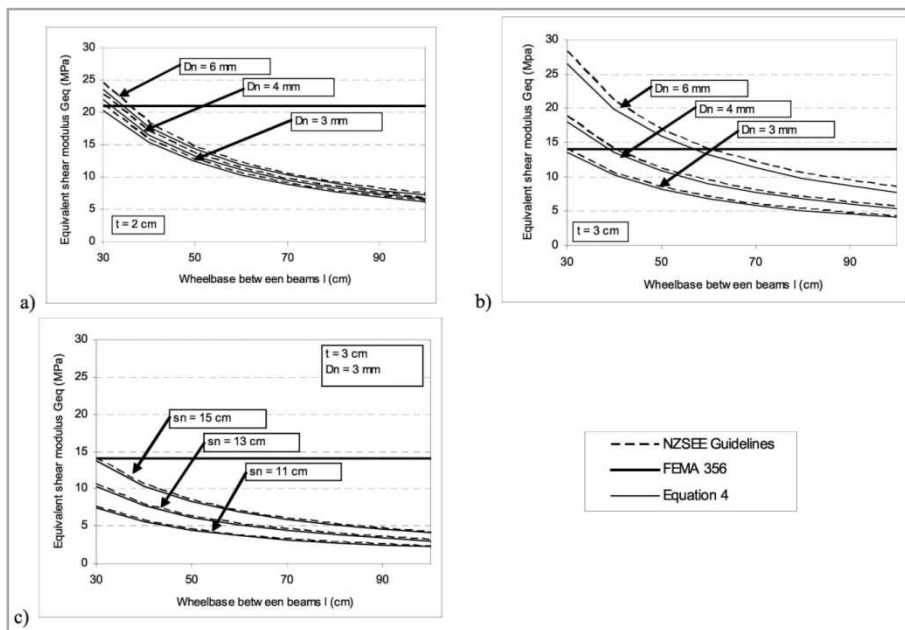


Figura 50 - Confronto grafico tra le tre formulazioni.

Nei primi 2 (a,b) si può osservare l’influenza del diametro dei chiodi e dello spessore del tavolato; nel terzo invece il fattore discriminante è la distanza tra i chiodi ( $s_n$ ). Nei solai lignei esistenti la disposizione delle tavole lignee può assumere diverse configurazioni come mostrato in figura 51.

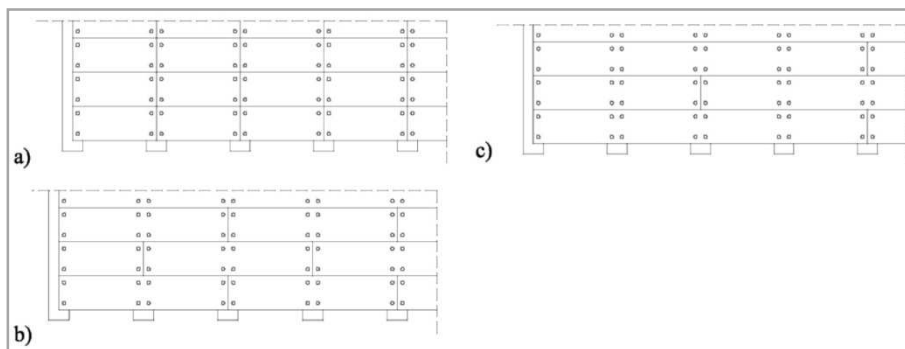


Figura 51 - Differenti configurazioni nella posa dei tavolati lignei.

Per provare la validità della formulazione analitica proposta per il calcolo della rigidità a taglio equivalente anche nel caso di tavolati continui sulle travature, gli autori hanno sviluppato delle analisi numeriche mediante programma di calcolo agli elementi finiti. Il comportamento delle connessioni da adottare per il modello viene riportato alla figura 52, mentre in figura 53 sono riportati i risultati. Questi evidenziano come la diversa disposizione dei tavolati rispetto alle travature non modifichi sensibilmente il valore della rigidità di taglio complessiva.

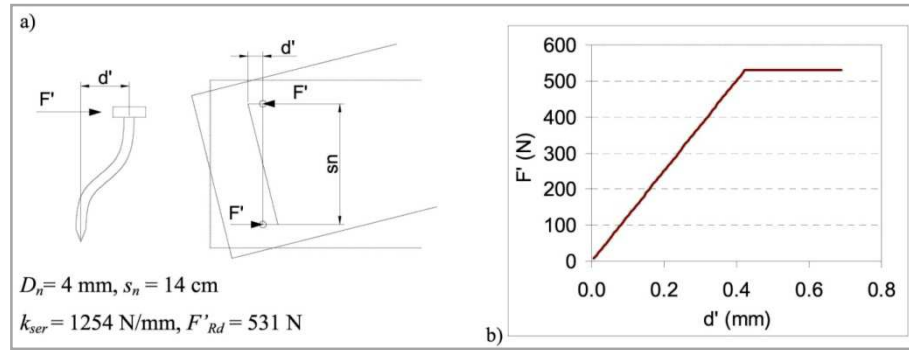


Figura 52 - Schematizzazione del comportamento dei chiodi e relativo diagramma forza spostamento.

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

Figura 53 - Confronto dei risultati numerici con l'espressione analitica proposta.

# COMPORAMENTO MECCANICO E MODELLAZIONE

---

## I. GENERALITÀ

In generale gli edifici in muratura sono strutture complesse in cui tutti gli elementi contribuiscono alla resistenza rispetto ai carichi applicati. Risulta quindi necessario introdurre delle semplificazioni in fase di progettazione degli interventi le quali derivano dalle osservazioni su edifici esistenti e su modelli sperimentali. Il comportamento globale della struttura è governato dalla risposta nel piano degli elementi murari i quali sono gli elementi resistenti ai carichi verticali e orizzontali mentre i diaframmi e le connessioni tra questi e le murature controllano il comportamento fuori piano degli elementi resistenti garantendo il più possibile un comportamento scatolare della struttura. Questo avviene grazie alla rigidità di piano dei diaframmi orizzontali i quali hanno anche l'importante compito di distribuire i carichi verticali. Come anticipato in precedenza per le murature si possono distinguere due tipi di comportamento, uno nel piano e uno fuori piano. Quest'ultimo è tipico di elementi murari con un basso grado di connessione e può essere definito come un meccanismo locale, come locali sono gli interventi da attuarsi per prevenirli. Di fatto le NTC 08 permettono di verificare a parte questi tipi di meccanismo assumendo come predominante il comportamento globale della struttura definito dai meccanismi nel piano. In questi casi quindi si assume che l'edificio abbia un comportamento globale considerando per le murature solo i meccanismi di rottura nel piano e per i solai il solo comportamento a taglio nel proprio piano.

## 2. LA MODELLAZIONE A TELAIO EQUIVALENTE

Una modellazione delle strutture in muratura che tenga conto del comportamento globale delle stesse è riconducibile ad un sistema di elementi verticali e orizzontali connessi da corpi rigidi [7].

Gli elementi verticali e orizzontali, definiti rispettivamente maschi e fasce, connessi da elementi rigidi definiscono un telaio equivalente rappresentativo dei meccanismi di danno macroscopici nel piano della muratura (taglio e presso-flessione). Ovviamente questo approccio non tiene in considerazione i comportamenti delle murature fuori del piano che possono essere definiti come locali e verificati in separata sede. Questo tipo di approccio mira a definire un modello meno complesso e di più facile interpretazione rispetto alla modellazione tradizionale basata su elementi piani ritenendolo ugualmente utile a descrivere e analizzare i principali fenomeni correlati all'azione sismica sulla struttura. Questo viene fatto modellando la muratura secondo lo schema del telaio equivalente considerando una formulazione non lineare per i macroelementi, cioè andando ad inserire le leggi costitutive non lineari tipiche della muratura. Questo tipo di modellazione trova conferme nella realtà e in particolare nell'analisi dei danni su edifici esistenti a seguito del sisma,

dove le lesioni si localizzano in punti particolari della struttura e solo raramente in corrispondenza dei collegamenti rigidi tra gli elementi. Inoltre la deformazione di tali zone si può ritenere trascurabile rispetto a quella dei macroelementi soggetti all'azione sismica. Nel presente lavoro non si tiene conto della presenza delle forometrie se non tramite la riduzione di rigidità delle pareti. Quindi in fase di modellazione si prenderanno in considerazione solo i maschi murari e non le fasce.

### 3. MASCHI MURARI SOGGETTI ALL'AZIONE SISMICA

La modellazione a macroelementi permette di condurre analisi non lineari con un onere di computazione ridotto; le grandezze cinematiche e statiche consistono infatti in spostamenti e rotazioni nodali e in azioni risultanti  $N$ ,  $M$  e  $T$  che richiamano dei modelli monodimensionali [7]. Tuttavia l'introduzione di gradi di libertà interni all'elemento e di opportune considerazioni sui cinematismi di ribaltamento ("rocking") e di taglio-scorrimento conferiscono un carattere di "bidimensionalità" all'elemento che sembra quindi riprodurre in modo efficace e sintetico le caratteristiche più importanti della risposta non lineare dei pannelli murari. Nel presente lavoro si riportano a titolo esplicativo i seguenti meccanismi di rottura per le murature:

- Rottura per pressoflessione (ribaltamento nel piano).
- Rottura per taglio-scorrimento.
- Rottura per fessurazione diagonale.

In seguito verrà considerata la sola rottura per pressoflessione essendo quelle per taglio maggiormente dissipative e comunque sempre da evitare per le lesioni permanenti e irreparabili che provocano ai paramenti murari. Il problema della risposta di un maschio murario sotto l'effetto dell'azione sismica viene affrontato considerando le due configurazioni illustrate in figura 54.

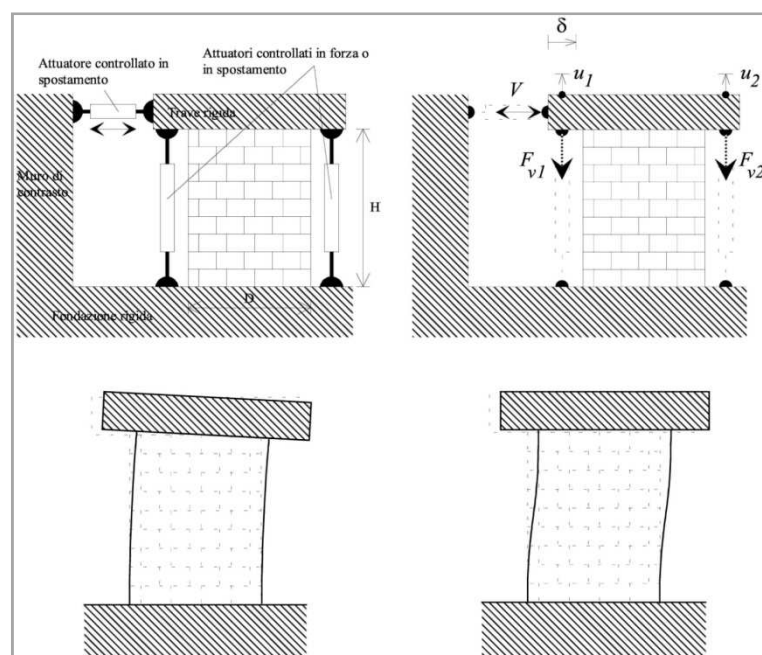


Figura 54 - Configurazioni di prova dei pannelli murari.

Nella prima configurazione viene applicato un carico distribuito di risultante  $P$  costante e centrato. In seguito viene applicato uno spostamento monotono o ciclico in testata che genera un taglio  $V$  mantenendo la base superiore del maschio libera di ruotare; I carichi vengono trasmessi mediante una traversa rigida. La seconda configurazione prevede che la traversa superiore trasli rigidamente senza ruotare realizzando una condizione di doppio incastro che porta le risultanti di compressione alla base superiore ed inferiore ad avere eccentricità di segno opposto, crescenti al crescere della forza di taglio. In entrambi i casi si possono osservare due tipi di comportamento, uno associato alla rottura per tensioni normali (ribaltamento e/o schiacciamento della muratura compressa) e uno associato a meccanismi di rottura per taglio. È opportuno sottolineare che mentre in murature realizzate con malta di qualità non particolarmente scadente la rottura per ribaltamento vede solitamente la formazione di una fessura orizzontale alla base del pannello con relativo ribaltamento dell'intero pannello, in assenza di malta (muratura a secco) si ha il ribaltamento di una parte del muro individuato da una linea la cui inclinazione è legata alla forma dei conci e alla loro tessitura (Figura 55).

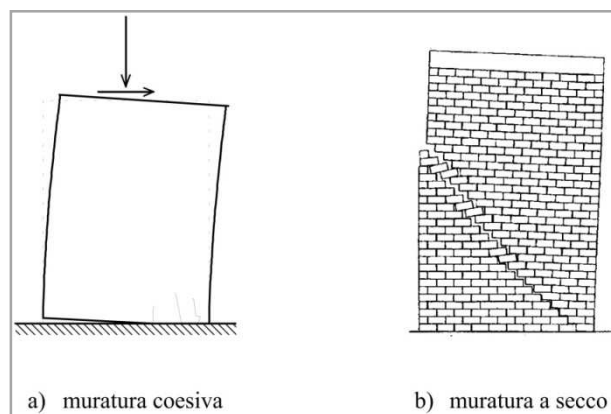


Figura 55 - Diverse modalità di rottura per ribaltamento.

Tra i meccanismi di rottura a taglio generalmente si distingue tra un meccanismo di scorrimento lungo linee di frattura orizzontali e un meccanismo di rottura con fessurazioni diagonali, le quali possono interessare prevalentemente i giunti oppure i conci. Indipendentemente dal meccanismo di rottura che domina la risposta della muratura, la stessa in termini di curva  $V-\delta$  è fortemente non lineare come visibile in figura 56.



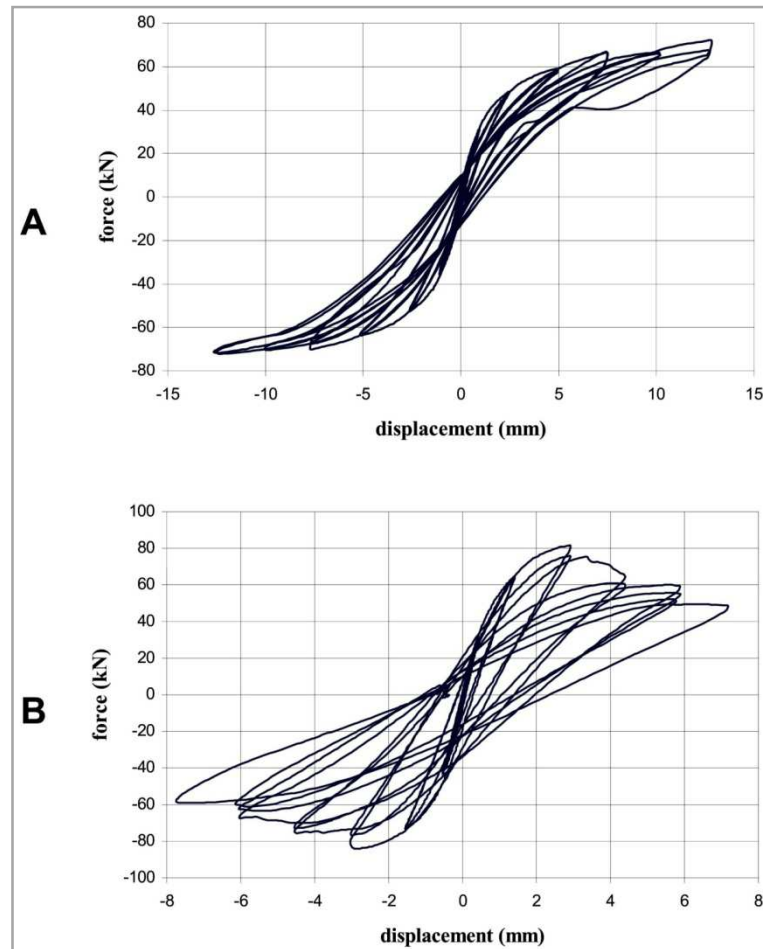


Figura 56 - Risposta ciclica dei pannelli; rottura per ribaltamento (A), rottura per taglio con fessurazione diagonale (B).

In entrambi i casi si osserva un primo tratto ad andamento lineare dal quale ci si scosta al crescere del taglio  $V$ . Questo è legato alla parzializzazione delle sezioni come conseguenza della trascurabile resistenza a trazione dei letti di malta oltre al progressivo sviluppo di deformazioni anelastiche. Il meccanismo di rottura per ribaltamento mostra un involuppo con andamento quasi asintotico e cicli di isteresi a bassa dissipazione mentre il meccanismo di rottura per taglio ha involuppo che presenta valore massimo corrispondente approssimativamente alla formazione di fessure diagonali visibili, seguito da un ramo decrescente rappresentativo della progressiva apertura di nuove fessure diagonali. Concludendo si possono individuare tre fenomeni fondamentali da riprodurre nella modellazione a macroelementi:

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

### 3.1. RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE O RIBALTAMENTO

Supponendo di trascurare il peso proprio del muro rispetto alla forza normale  $P$  e considerando le condizioni al contorno di figura 54 con  $|e_{\text{inf}}| \geq |e_{\text{sup}}|$ , il valore di  $V_{\max}$  è definito dalla condizione di schiacciamento della muratura compressa alla base inferiore del pannello [7].

(5)

$$V_{max}H_0 = Pe_{inf} = M_u = \frac{PD}{2} \left(1 - \frac{p}{kf_u}\right)$$

Dove:

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

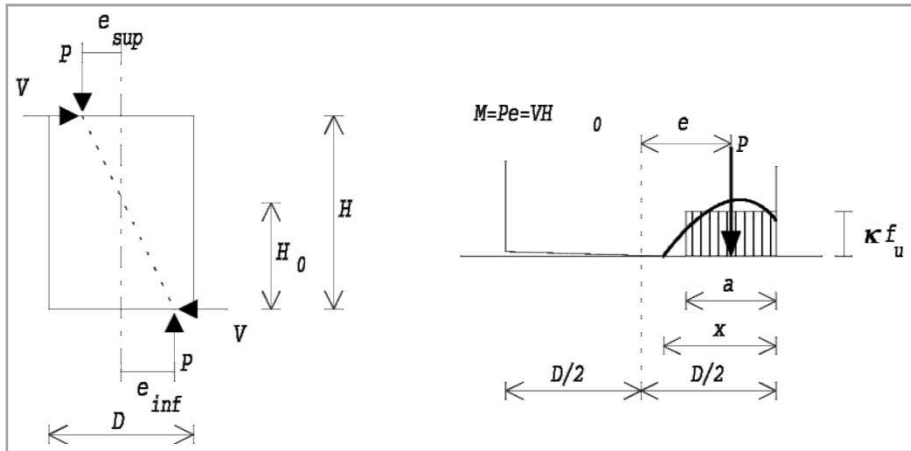


Figura 57 - Calcolo semplificato della resistenza a presso flessione o ribaltamento.

L'altezza  $H_0$  corrispondente alla distanza della base dalla sezione di momento nullo coincide con H nel caso di figura 58a e con H/2 nel caso di figura 58b, dimostrando che l'effettiva altezza  $H_0$  è determinata dalle condizioni al contorno applicate al muro ed è legata al rapporto di taglio  $\alpha_v$ :

(6)

$$\alpha_v = \frac{M}{VD} = \frac{H_0}{D} = \frac{\psi'H}{D}$$

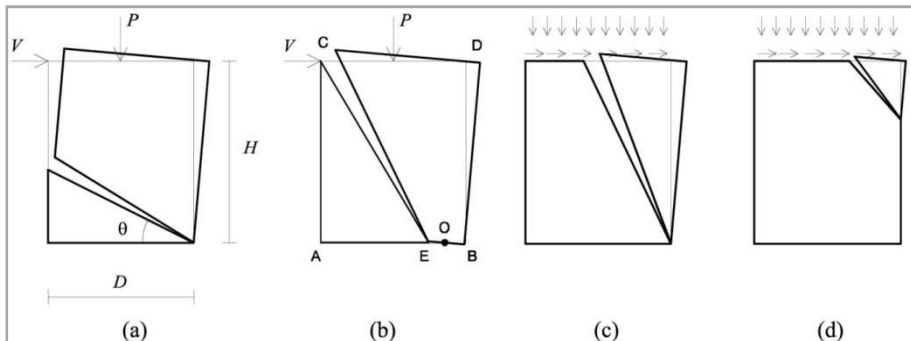


Figura 58 - Cinematici di collasso nel caso di rottura per ribaltamento.

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

(7)

$$V_{max}H_0 = \frac{PD}{2}$$

Queste due relazioni possono essere entrambe corrette per tenere conto del peso proprio del pannello. Per tenere conto della resistenza finita a compressione del materiale è possibile ipotizzare un cinematismo come in figura 58b riconducendosi al risultato ottenuto nella prima equazione; la seconda equazione invece può essere ottenuta con un meccanismo del tipo in figura 58a limitando l'angolo  $\theta$  ( $\theta \leq \arctg(H/D)$ ). I casi riportati in figura 58c-d raffigurano meccanismi locali di disarticolamento della muratura legati al mancato confinamento della stessa. Tali meccanismi vengono generalmente mitigati dalla presenza di attrito tra i blocchi risultando i moltiplicatori di collasso più bassi che nel caso in presenza di un elemento di ripartizione alla base ma non nulli come nel caso di comportamento monolatero (resistenza a trazione nulla). D'altra parte con tale ipotesi gran parte dei problemi statici associati alle azioni sismiche non troverebbero soluzione, a meno di introdurre particolari condizioni di vincolo o elementi resistenti a trazione (catene). Si sottolinea inoltre che i meccanismi illustrati in figura 58a-b non hanno nulla a che vedere con una rottura per taglio che avviene secondo meccanismi ben diversi.

### 3.2. RESISTENZA A TAGLIO DEI MASCHI MURARI

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

- Rottura per fessurazione diagonale.
- Rottura per scorrimento.

Nel primo caso uno dei criteri più noti è quello proposto da Turnšek e Cacovic [7] i quali ipotizzarono che la rottura per taglio con fessurazione diagonale avvenga quando lo sforzo principale (macroscopico) di trazione raggiunge un valore limite  $f_{tu}$ , assunto come resistenza a trazione convenzionale della muratura, al centro dell'elemento. Si assume quindi che l'anisotropia della muratura possa essere trascurata con il vantaggio di utilizzare un singolo parametro di resistenza. Se l'elemento è sufficientemente snello il criterio si traduce nella seguente formulazione:

(8)

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

Dove  $b$  si assume pari a 1,5. Successivamente la formulazione fu proposta anche per i pannelli tozzi utilizzando un valore di  $b$  variabile in funzione del rapporto di forma ( $h/d$ ) del pannello. Un criterio approssimato viene fornito da Benedetti e Tomazevic [7] assumendo per  $b$  i seguenti valori:

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

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

Nel secondo caso si utilizza l'approccio tradizionale per la resistenza a taglio delle murature e cioè quello "alla Coulomb" [7], fisicamente giustificato specialmente quando la rottura a taglio è associata alla rottura dei letti di malta o dei giunti di testa. Viene convenzionalmente espresso nella seguente forma:

(9)

$$\tau = c + \mu\sigma$$

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

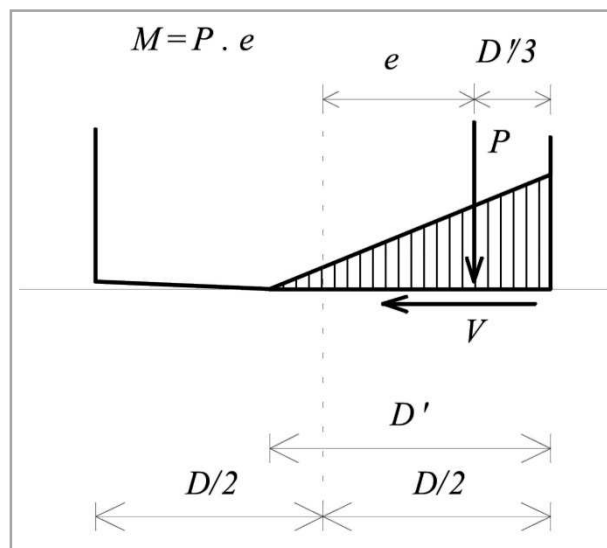


Figura 59 - Ipotesi per il calcolo della lunghezza reagente nel caso di compressione eccentrica.

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

(10)

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

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

Quindi la resistenza a taglio può essere calcolata come:

(11)

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

Questa relazione, come anticipato, sembra più adatta a descrivere una rottura per scorrimento che per fessurazione diagonale in quanto prevederebbe sempre e comunque la rottura del pannello nelle sezioni più parzializzate, cioè la testa e il piede, e non al centro del pannello. Quindi le due relazioni illustrate in precedenza (8 e 11) vanno utilizzate in coppia e non in alternativa l'una con l'altra. È inoltre evidente nell'espressione (11) come i parametri "c" e "μ" abbiano il significato di parametri di resistenza globale del pannello murario e non possono essere relazionati alle proprietà dei singoli elementi componenti la muratura (malta e mattoni/pietrame) in quanto la distribuzione reale delle tensioni è tipicamente non uniforme. Gli autori Magenes e Calvi [10] propongono i seguenti criteri per la resistenza a taglio delle murature:

(12)

$$V_{max} = D t \tau_u, \text{ con } \tau_u = \min(\tau_{ws}; \tau_b)$$

(12a)

$$\tau_{ws} = \frac{c + \mu p}{1 + \alpha_v}$$

(12b)

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

La relazione (12a) corrisponde alla fessurazione diagonale per cedimento dei giunti di malta dove c e μ sono i parametri di coesione e attrito. La relazione (12b) corrisponde alla fessurazione diagonale per rottura dei mattoni in cui  $f_{bt}$  rappresenta la resistenza a trazione della muratura. La validità di tali formulazioni è stata verificata per valori del rapporto di taglio inferiori a 1 (per valori superiori prevalgono altri meccanismi di rottura). Si ritiene che per valori del rapporto di taglio superiori a 1 le formule (12a) e (12b) diventino troppo cautelative e in ogni caso gli autori suggeriscono di non superare il valore  $\alpha_v=1$ . L'utilizzo delle formulazioni (12) unitamente alla (11)

copre tutti i meccanismi di rottura per taglio in modo soddisfacente. Si sottolinea come questo tipo di formulazione sia stato sviluppato per una muratura in mattoni caratterizzata da tessitura e giunti regolari e possa non essere appropriato per murature irregolari. In tal caso il criterio espresso dalla (8) per la fessurazione diagonale risulta essere appropriato.

### 3.3. CONSIDERAZIONI SUL COMPORTAMENTO MONOLATERO

Si consideri uno stato tensionale caratterizzato dalla sola esistenza di uno sforzo principale di compressione con una certa inclinazione  $\alpha$ , compatibile con l'ipotesi di comportamento monolatero (Figura 60) e si supponga un dominio di resistenza nel riferimento x-z del tipo:

$$\tau \leq c + \mu\sigma_z \tag{13}$$

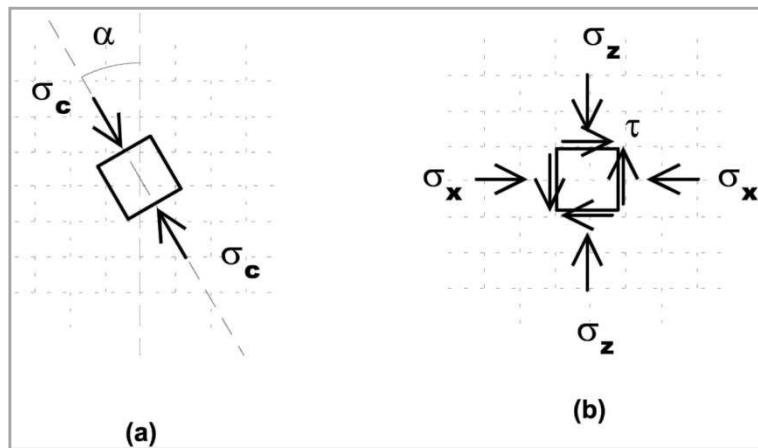


Figura 60 - Stato di sforzo compatibile con hp di comportamento monolatero; riferimento principale (a) e del materiale (b).

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

$$\begin{cases} \sigma_z = \sigma_c \cos^2 \alpha \\ \tau = \sigma_c \cos \alpha \sin \alpha \end{cases} \tag{14}$$

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

$$\sigma_c \leq \frac{c}{\cos \alpha (\sin \alpha - \mu \cos \alpha)} \tag{15}$$

In generale quindi l'assunzione di comportamento monolatero non comporta necessariamente il rispetto dei criteri di resistenza a taglio del materiale. Analogamente limitare la tensione principale di compressione  $\sigma_c$  ad un valore inferiore alla resistenza a compressione monoassiale  $f_u$  misurata in direzione normale ai letti di malta non garantisce nei confronti della rottura a taglio. D'altra parte numerosi lavori sperimentali hanno posto in evidenza come, anche nel caso di stati di sforzo

monoassiali, la resistenza a compressione sia funzione della direzione dello sforzo rispetto alla giacitura dei letti di malta. L'ipotesi di comportamento monolatero quindi non esaurisce le modalità di rottura della muratura e richiede l'introduzione di opportuni modelli per i meccanismi di rottura per taglio e scorrimento come quelli già visti. Con riferimento all'uso dei modelli menzionati in precedenza è necessario tenere in considerazione che un maschio murario può rompersi per taglio per valori anche sensibilmente inferiori a quanto ottenuto secondo i meccanismi di figura 58a-b. Se è certamente vero che il ribaltamento è il meccanismo dominante in murature con bassi valori di compressione verticale (come ad esempio per i piani alti di un edificio) al crescere della compressione verticale i meccanismi di scorrimento e taglio diventano via via più rilevanti, non potendo quindi prescindere da una formulazione specifica, anche approssimata, della resistenza associata a tali meccanismi. Un possibile approccio sarebbe definire un dominio di resistenza a compressione monoassiale dipendente dall'angolo  $\alpha$  esistente fra la compressione principale e la normale ai letti di malta. Se ci si limita nell'ambito della macromodellazione un'alternativa valida è quella di effettuare delle verifiche sulle risultanti delle azioni interne del macroelemento utilizzando criteri di resistenza analoghi a quelli descritti precedentemente.

## 4. DESCRIZIONE DEL CASO STUDIO

Al fine di studiare il comportamento delle murature al variare della rigidità del solaio si considera un semplice edificio a due piani a pianta rettangolare di dimensioni 12\*8 metri considerando le pareti prive di aperture. L'altezza totale dell'edificio è di 6 metri, 3 metri per ogni piano.

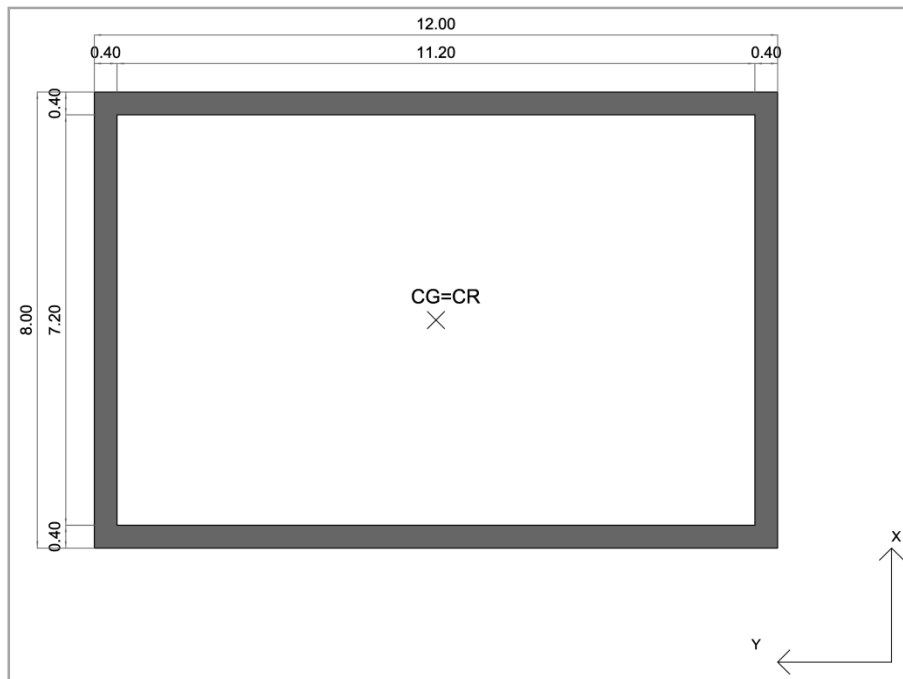


Figura 61 - Pianta dell'edificio assunto come caso studio.

Il modello viene quindi modificato per quanto riguarda la rigidità dei solai a seconda della tipologia di consolidamento; l'azione sismica viene fatta agire solo nella direzione X di figura 61. Le murature hanno spessore costante di 40 cm e se ne considerano delle caratteristiche meccaniche medie riportate nel seguito.

Caratteristiche muratura		
Parametro	Descr.	Valore
Resistenza a compressione	$f_m$ (MPa)	5.00
Resistenza a trazione	$\tau_0$ (MPa)	0.10
Modulo elastico (Young)	E (MPa)	1000.00
Coefficiente di Poisson	$\nu$ (-)	0.25
Modulo elastico a taglio	G (MPa)	500.00
Peso Specifico	$w$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.00

### 4.1. TIPOLOGIE DI SOLAIO CONSIDERATE

Nel seguito si riportano le caratteristiche tecniche e meccaniche delle tipologie di solaio considerate nel presente elaborato. Nel fare ciò si sono considerate le tecnologie e i valori sperimentali riportati al capitolo "Consolidamento dei solai lignei" e seguendo le indicazioni relative a indagini sperimentali [19]. Si sono considerati i seguenti tipi di solaio:



- Solaio ligneo non consolidato (TavolatoSemplice)
- Solaio ligneo consolidato mediante profili metallici (ProfiliMetallici).
- Solaio ligneo consolidato mediante FRP (FRP).
- Solaio ligneo consolidato mediante doppio tavolato incrociato a 45° (2Tav.45°).
- Solaio ligneo consolidato mediante soletta in C.A. (SolettaCLS).

#### 4.1.1. SOLAIO LIGNEO NON CONSOLIDATO

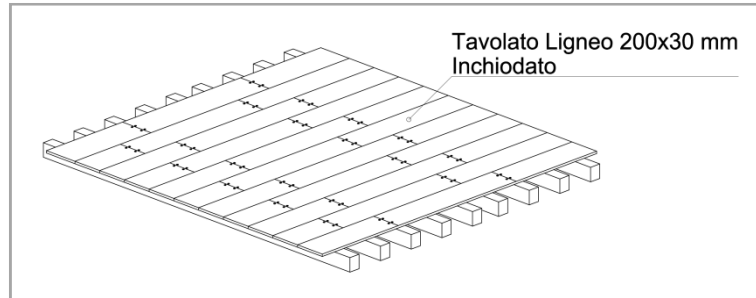


Figura 62 - Solaio "TavolatoSemplice".

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. Si riportano nel seguito i parametri di rigidezza assegnati.

TavolatoSemplice		
Parametro	u.d.m.	Valore
k	kN/mm	1.67
r (k'/k)	-	0.36
F <sub>y</sub>	kN	50.00

#### 4.1.2. SOLAIO LIGNEO CONSOLIDATO CON PROFILI METALLICI

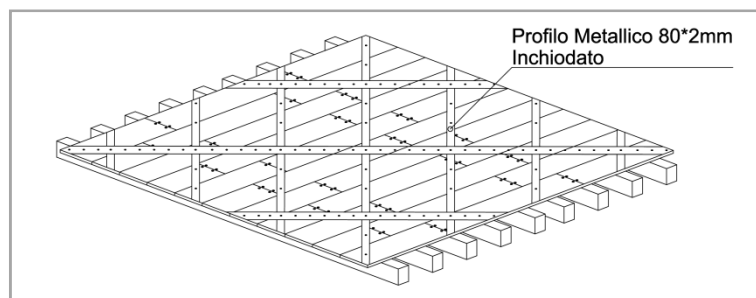


Figura 63 - Solaio "ProfiliMetallici"

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.

Si riportano nel seguito i parametri di rigidezza assegnati.

Profili Metallici		
Parametro	u.d.m.	Valore
k	kN/mm	32.11
r (k'/k)	-	0.26
F <sub>y</sub>	kN	115.58

#### 4.1.3. SOLAIO LIGNEO CONSOLIDATO MEDIANTE FRP

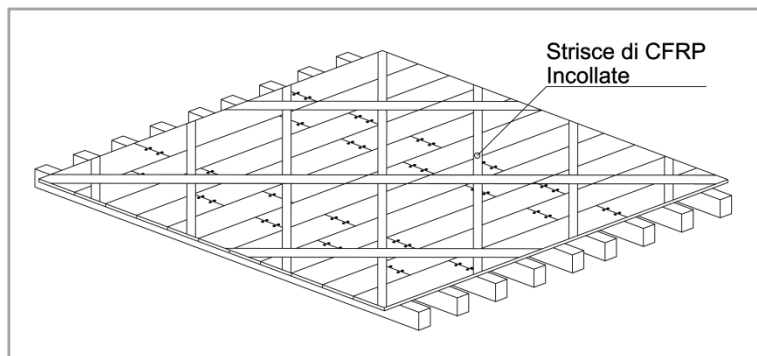


Figura 64 - Solaio "FRP"

Trattasi di solaio ligneo rinforzato con fibre polimeriche avente la seguente composizione:

- Travature lignee sezione 150\*180 mm a interasse 500 mm.
- Tavolato semplice inchiodato alle travature, sezione 200\*30mm.
- Strisce di CFRP disposte a graticcio e applicate al tavolato esistente mediante resine.

Si riportano nel seguito i parametri di rigidezza assegnati.

FRP		
Parametro	u.d.m.	Valore
k	kN/mm	49.07
r (k'/k)	-	0.14
F <sub>y</sub>	kN	58.89

#### 4.1.4. SOLAIO LIGNEO CONSOLIDATO CON DOPPIO TAVOLATO INCROCIATO

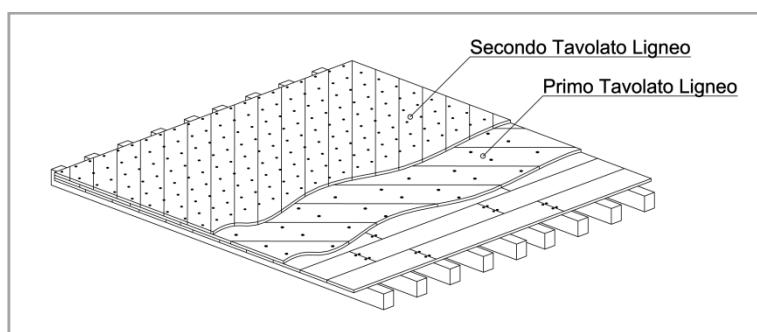


Figura 65 - Solaio "2Tav.45°".

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.

Si riportano nel seguito i parametri di rigidezza assegnati.

2Tav.45°		
Parametro	u.d.m.	Valore
k	kN/mm	84.71
r (k'/k)	-	0.08
F <sub>y</sub>	kN	98.26

#### 4.1.5. SOLAIO LIGNEO CONSOLIDATO MEDIANTE SOLETTA IN C.A.

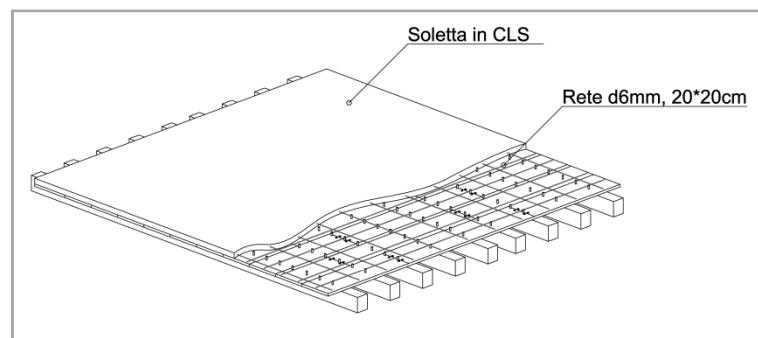


Figura 66 - Solaio "SolettaCLS".

Trattasi di solaio ligneo rinforzato con soletta collaborante in C.A. 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 50mm armata con rete elettrosaldada  $\phi 6$  passo 20\*20cm.

Si riportano nel seguito i parametri di rigidezza assegnati.

SolettaCLS		
Parametro	u.d.m.	Valore
k	kN/mm	115.50
r (k'/k)	-	0.28
F <sub>y</sub>	kN	115.50

## 4.2. CONFRONTO TRA LE TIPOLOGIE DI SOLAIO

Si intende ora fare un breve confronto tra le tipologie di solaio considerate specie per quel che riguarda la rigidezza iniziale e l'incremento legato agli interventi di consolidamento.

N	Tipo Solaio	k (kN/mm)	k/k <sub>legno</sub>	k/k <sub>CLs</sub>
1	Tavolato Semplice	1.67	1.00	0.01
2	Profili Metallici	32.11	19.23	0.28
3	FRP	49.07	29.38	0.42
4	2Tav.45°	84.71	50.72	0.73
5	Soletta CLS	115.50	69.16	1.00

In particolare risulta interessante adimensionalizzare i valori di rigidezza rispetto a quelli del solaio con soletta in calcestruzzo che di fatto si può ritenere infinitamente rigido.

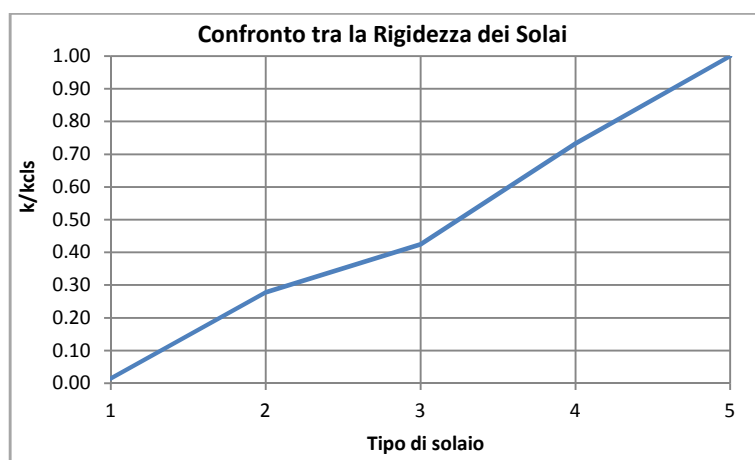


Figura 67 - Variazione della rigidezza per tipologie di solaio.

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

- La tecnica di utilizzo dei profili in acciaio assume valori di rigidezza più vicini al caso di diaframma flessibile ma si può ritenere comunque una buona soluzione in quanto 20 volte più rigido di un solaio tradizionale.
- L'utilizzo di materiali polimerici fibro rinforzati si pone come soluzione intermedia tra i due estremi.
- La soluzione con doppio tavolato ligneo incrociato risulta molto vicina al caso di diaframma infinitamente rigido.

## IL MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI

Il modello prevede la modellazione non lineare delle murature e dei solai in modo da ottenere per entrambi un comportamento non lineare che tenga conto anche della dissipazione energetica. La modellazione segue il principio del telaio equivalente considerando i soli elementi verticali definiti come “maschi” collegati tra loro attraverso degli elementi rigidi; i solai vengono modellati con delle molle a comportamento elasto plastico di tipo isteretico per simulare il comportamento a taglio. La modellazione viene fatta utilizzando il software commerciale MIDAS-GEN e le sue funzionalità.

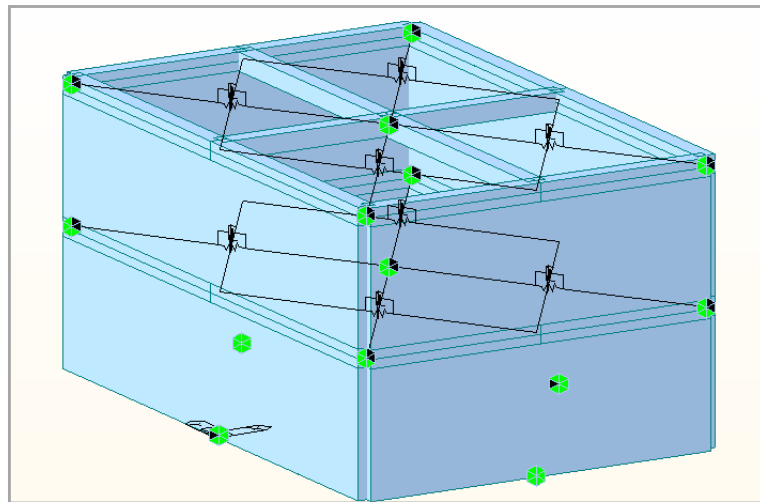


Figura 68 - Vista del modello agli elementi finiti.

### I. MODELLAZIONE NON LINEARE DELLA MURATURA

La muratura viene schematizzata con elementi beam collegati tra loro mediante link rigidi a garantire la congruenza degli spostamenti. Per introdurre la non linearità del materiale si utilizza il modello a fibre implementato dal software MIDAS GEN; senza entrare nei particolari della modellazione il modello si propone la suddivisione della sezione dell'elemento beam (lineare) in elementi di dimensioni inferiori a cui viene assegnata la legge costitutiva a compressione per la muratura assumendo comportamento “no tension” ovvero resistenza a trazione nulla. Il legame  $\sigma$ - $\epsilon$  viene approssimato mediante il legame proposto da Kent & Park per il calcestruzzo modificandone opportunamente i parametri [17] per adattarlo ai tipici legami sperimentali per la muratura riscontrati in letteratura. Si sottolinea fin da subito che nel presente lavoro si considera la sola rottura della parete per presso-flessione, o “rocking”, tralasciando quella per taglio in quanto non visibile con tale tipo di modellazione.

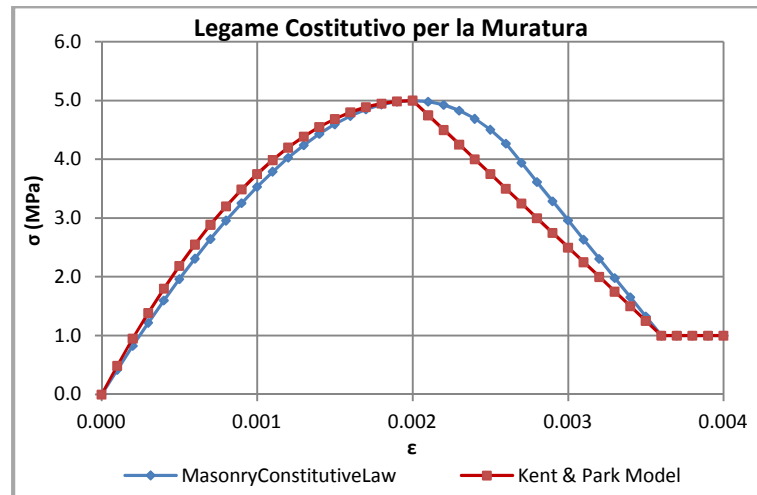


Figura 69 - Legame Costitutivo per la muratura.

Kent & Park Parameters		
Parameter		Value
E	Mpa	1000.00
G	Mpa	500.00
$f_k=f_c$	Mpa	5.00
$\epsilon_0$	-	0.0020
$\epsilon_u$	-	0.0040
$\epsilon_i$	-	0.0036
k		1.00
Z		500.00

Assunto un valore medio di resistenza a compressione e delle deformazioni compatibili con il materiale in esame si procede a variare i rimanenti parametri della formulazione di Kent&Park in modo tale da approssimare al meglio un legame di tipo sperimentale per la muratura (rif. [17]).

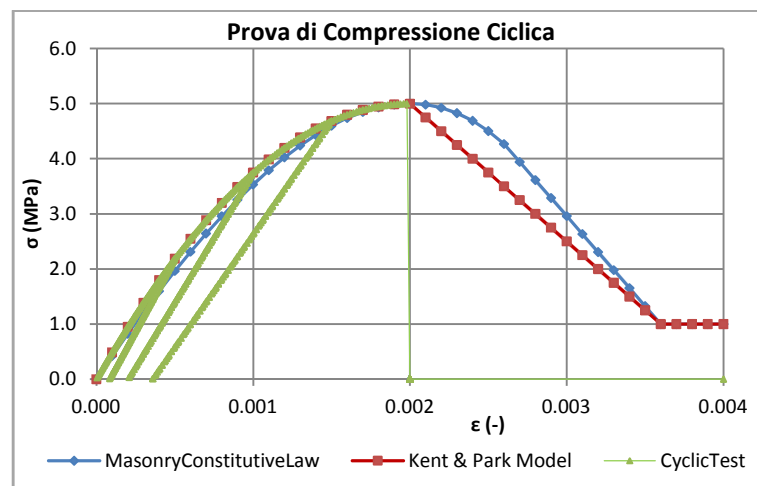


Figura 70 - Prova ciclica di validazione.

Per verificare la correttezza del legame costitutivo e della modellazione a fibre si procede a dei test di prova su elementi singoli soggetti a sforzo assiale e di taglio. La prova di carico ciclica a compressione su un maschio murario mostra dei risultati confortanti che ci permettono di asserire che il legame e il tipo di modellazione risultano corretti (figura 70). Dal grafico si osserva che il modello utilizzato non riesce a simulare il tratto di softening successivo al picco di resistenza, mostrando un comportamento marcatamente fragile, cosa tipica delle murature e quindi tollerabile ai fini del presente lavoro. Per ultimo si è eseguita una prova di tipo pushover in controllo di

spostamenti su di un maschio murario di lunghezza 8 m, spessore 0.40 m e altezza 3 m, del tipo di quelli presenti nel modello. La prova consiste nell'applicare uno sforzo di taglio variabile secondo la legge in figura 71 applicando uno sforzo di compressione dato.

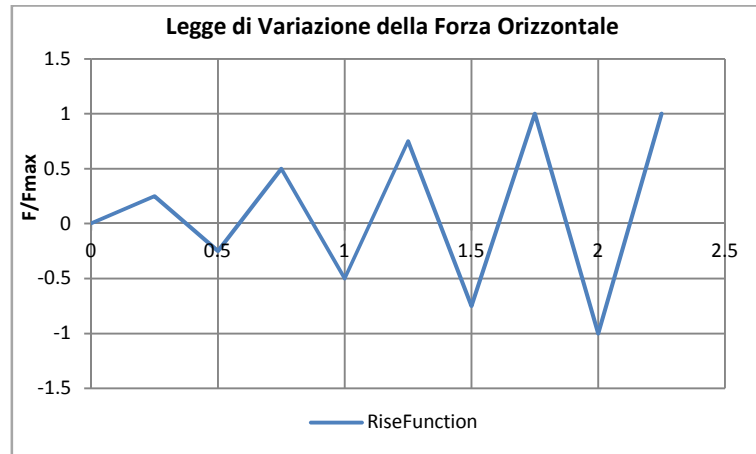


Figura 71 - Legge di variazione della forza orizzontale per analisi pushover.

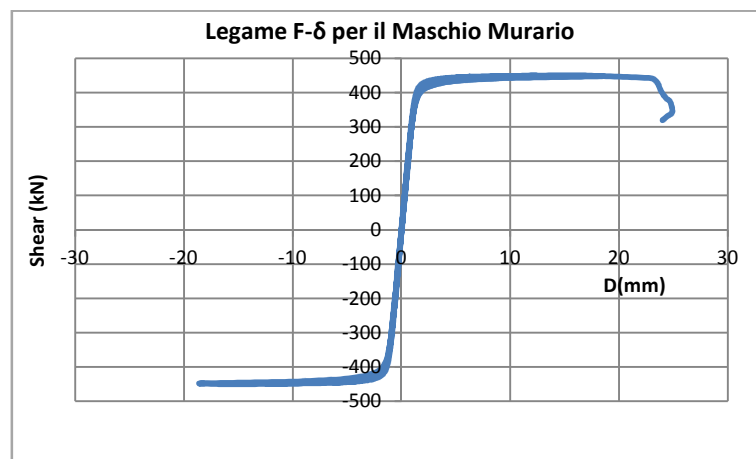


Figura 72 - Prova di taglio ciclica, curva di capacità del maschio murario.

Dal grafico si possono trarre le seguenti conclusioni:

- Il comportamento del maschio sottoposto a prova ciclica è di tipo simmetrico.
- Il valore massimo di taglio resistente è concorde con il massimo momento resistente a rocking per lo sforzo normale assegnato, calcolato secondo la formulazione presente nelle NTC 08 senza considerare la redistribuzione.
- La rottura del maschio avviene per un valore di spostamento orizzontale pari circa a 22-24 mm, ossia al 7-8 %<sub>0</sub> dell'altezza; questo concorda con quanto riportato nelle normative italiane ed europee oltre che con valori forniti da altri autori.

Quindi si può asserire che il modello risponde correttamente alle esigenze e agli scopi del presente elaborato.

## 2. MODELLAZIONE DEI SOLAI

I solai vengono modellati attraverso delle molle non lineari a cui viene associata una legge isteretica la cui rigidità viene calcolata sulla base di prove sperimentali condotte presso l'università

di Trento [19]. Il legame isteretico è del tipo incrudente per cui una volta determinata la rigidezza iniziale della molla è necessario definire:

- Il valore della forza di snervamento.
- Il rapporto tra la rigidezza post snervamento e quella iniziale ( $r$ ).

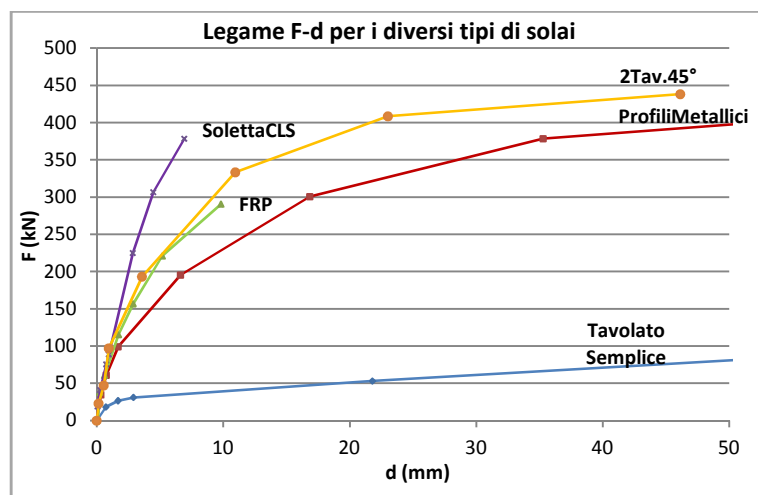


Figura 73 - Legame F-d per le diverse tipologie di solaio considerate.

Le prove di carico di riferimento sono state condotte su provini delle dimensioni 4\*5 m e per tenere in conto il fattore di scala, nel modello il solaio viene suddiviso in quattro parti uguali di dimensioni 4\*6 m circa pari a quelle dei campioni di prova di riferimento. Per quanto riguarda i valori di rigidezza iniziale si segnala come i valori utilizzati siano in parte discordi rispetto a quanto riportato in letteratura; la mancanza però di prove cicliche sui solai così dettagliate ha limitato la scelta della rigidezza a quella riportata dagli autori [19]. Si segnala comunque che, a parte il caso di solaio non consolidato, le rigidezze utilizzate sono proporzionali ai valori medi e tra loro stesse e sono quindi ben rappresentative. A titolo di esempio si riporta in figura 74 la determinazione grafica della legge elasto plastico incrudente per le molle, spiegando in seguito nel dettaglio la procedura utilizzata.

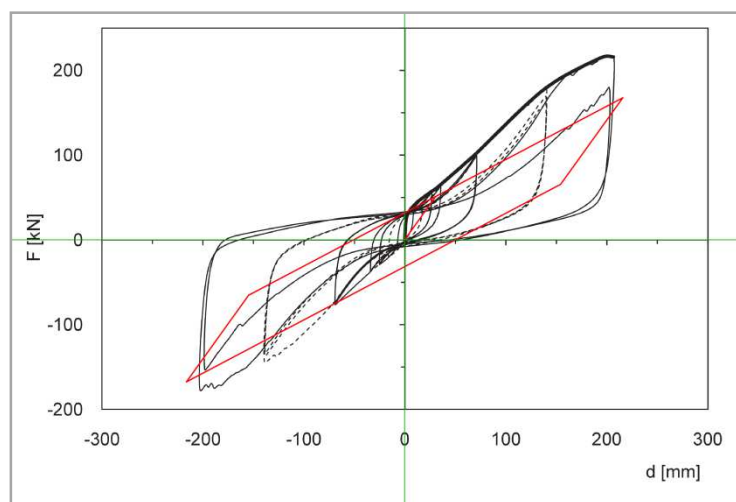


Figura 74 - Esempio di schematizzazione del legame ciclico.



Nella determinazione dei parametri si è considerato il terzo ciclo di carico/scarico invece del primo, in modo tale da rappresentare il comportamento dei solai nella maniera più realistica possibile. Ovviamente poi i parametri così estrapolati sono stati suddivisi tra le due molle componenti le porzioni di solaio in modo tale che l'energia dissipata eguagli quella schematizzata in precedenza. Questo tipo di verifiche è stato condotto realizzando un'analisi di tipo pushover in controllo di spostamenti utilizzando un modello del solo solaio senza murature, bloccando gli spostamenti dei nodi laterali (rif. Figura 75).

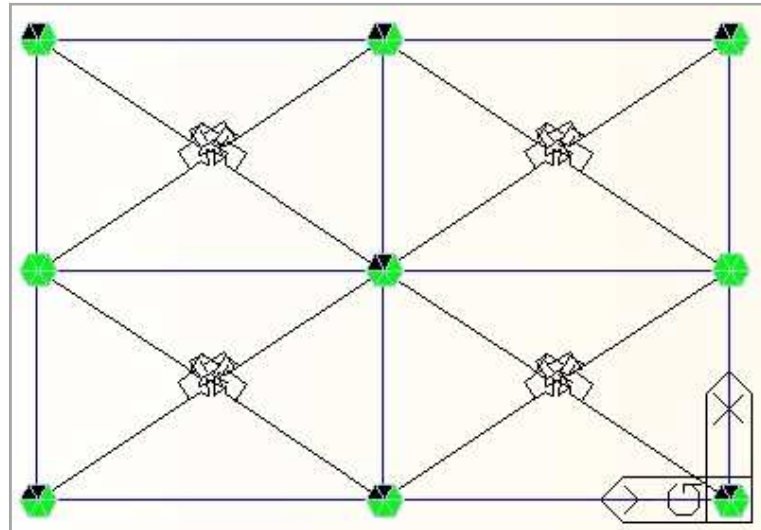


Figura 75 - Modello FEM per simulazione di prove cicliche sul solaio.

Le prove così condotte hanno dato risultati confortanti mostrando come ogni coppia di molle dissipi all'incirca la stessa energia dissipata dai diversi solai considerati nei test di riferimento; inoltre come mostrato in figura 76 presentano un comportamento perfettamente simmetrico.

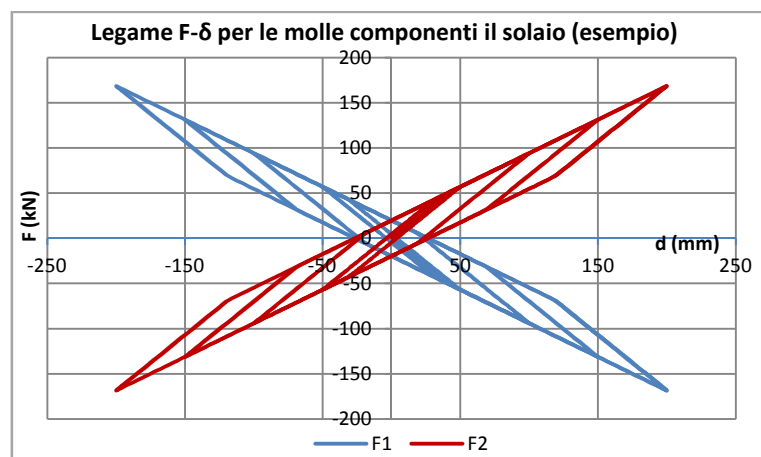


Figura 76 - Grafico F-d per le molle non lineari.

### 3. CALCOLO DEI PARAMETRI PER LE MOLLE NON LINEARI

Il calcolo dei parametri da assegnare alle molle viene condotto secondo la seguente procedura:

- Approssimazione della curva F-d ciclica con riferimento al terzo ciclo.
- Estrapolazione dei parametri di rigidezza.

- Suddivisione dei precedenti parametri tra le due molle che compongono il quarto di solaio, in funzione dell'angolo di inclinazione.
- Verifica del comportamento globale delle due molle mediante sovrapposizione con le prove sperimentali.

### 3.1. SOLAIO LIGNEO NON CONSOLIDATO

Si riporta il legame elastoplastico per il solaio ligneo senza irrigidimenti confrontato con il legame schematizzato a partire dalla prova di carico ciclica.

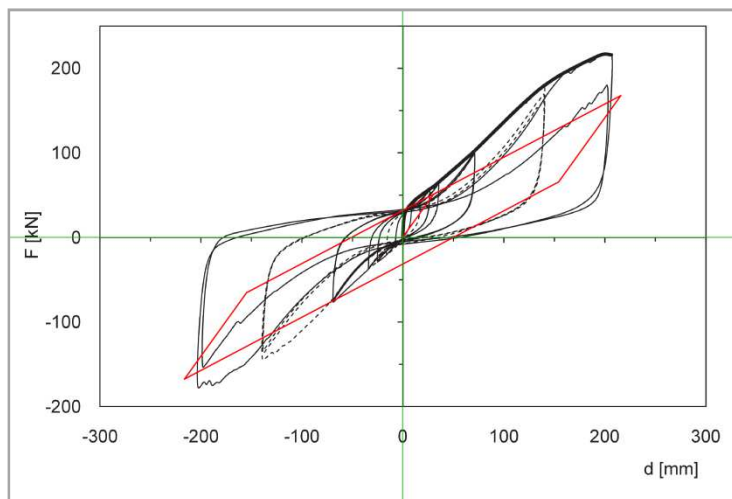


Figura 77 - Schematizzazione della prova ciclica.

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

Parametro	u.d.m.	Valore
k	kN/mm	5.41
r (k'/k)	-	0.36
F <sub>y</sub>	kN	45.06

Come si evince dal grafico di figura 78 le due molle così schematizzate sono ben rappresentative della prova di carico ciclica di riferimento.

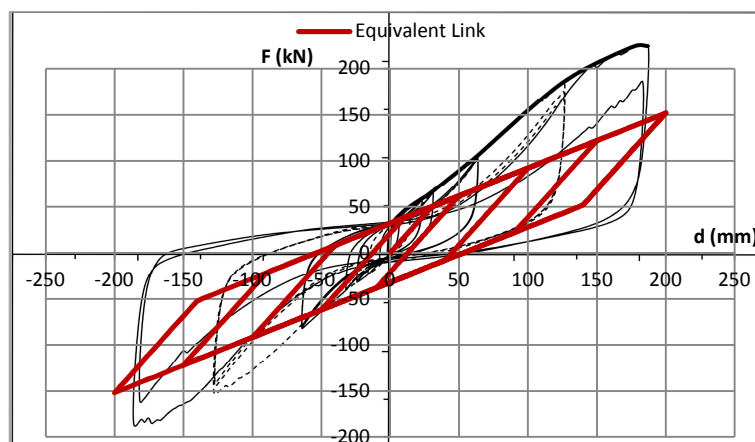


Figura 78 - Legame elasto plastico per solaio tipo "TavolatoSemplice".

### 3.2. SOLAIO LIGNEO CONSOLIDATO CON PROFILI METALLICI

Si riporta il legame elastoplastico per il solaio ligneo consolidato con profili metallici confrontato con il legame schematizzato a partire dalla prova di carico ciclica.

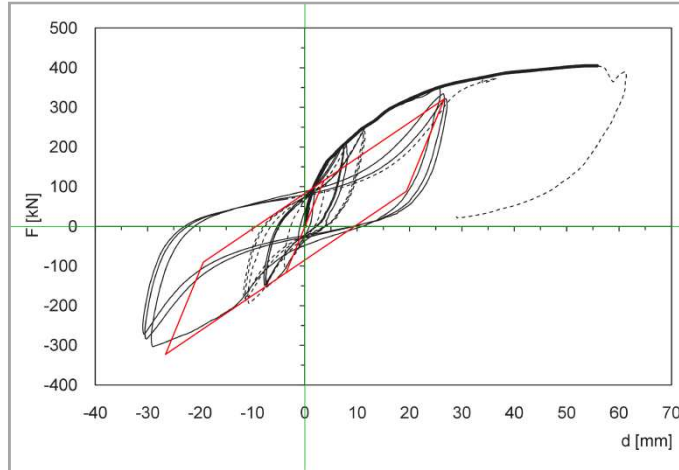


Figura 79 - Schematizzazione della prova ciclica.

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

Parametro	u.d.m.	Valore
k	kN/mm	104.29
r (k'/k)	-	0.26
F <sub>y</sub>	kN	104.16

Come si evince dal grafico di figura 80 le due molle così schematizzate sono ben rappresentative della prova di carico ciclica di riferimento.

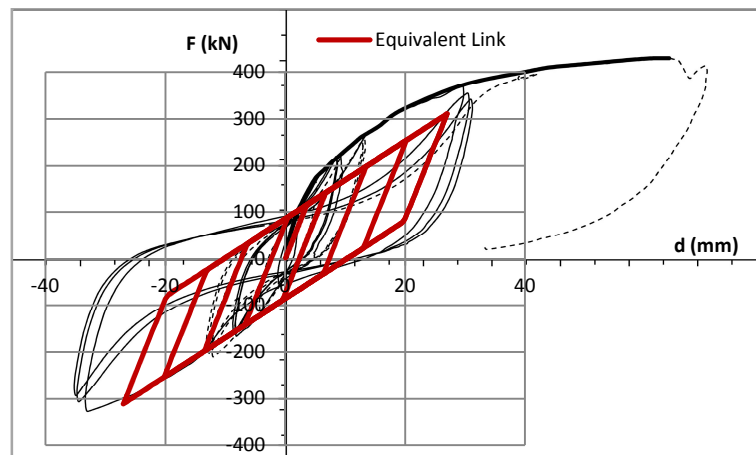


Figura 80 - Legame elasto plastico per il solaio tipo "ProfiliMetallici".

### 3.3. SOLAIO LIGNEO CONSOLIDATO CON FRP

Si riporta il legame elastoplastico per il solaio ligneo consolidato con stringhe di FRP confrontato con il legame schematizzato a partire dalla prova di carico ciclica.

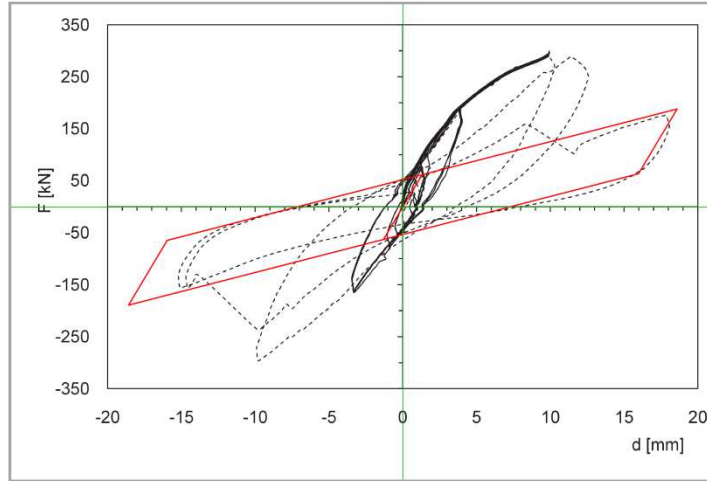


Figura 81 - Schematizzazione della prova ciclica.

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

Parametro	u.d.m.	Valore
k	kN/mm	159.41
r (k'/k)	-	0.14
F <sub>y</sub>	kN	53.07

Come si evince dal grafico di figura 82 le due molle così schematizzate sono ben rappresentative della prova di carico ciclica di riferimento.

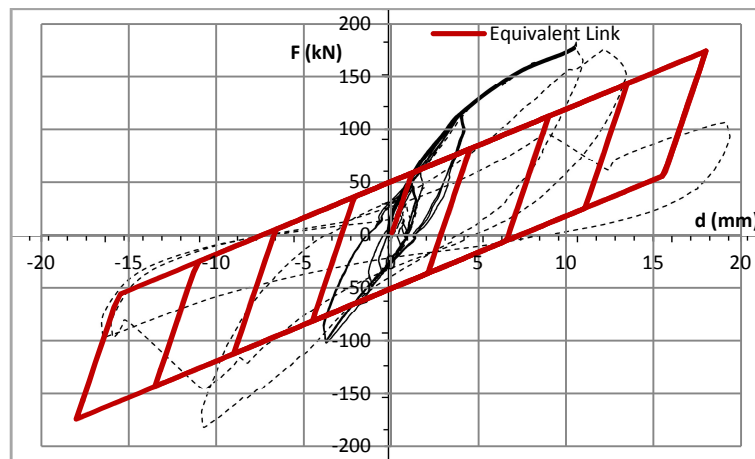


Figura 82 - Legame elasto plastico per il solaio tipo "FRP".

### 3.4.SOLAIO LIGNEO CONSOLIDATO CON DOPPIO TAVOLATO INCROCIATO

Si riporta il legame elastoplastico per il solaio ligneo consolidato con doppio tavolato incrociato a 45° confrontato con il legame schematizzato a partire dalla prova di carico ciclica.

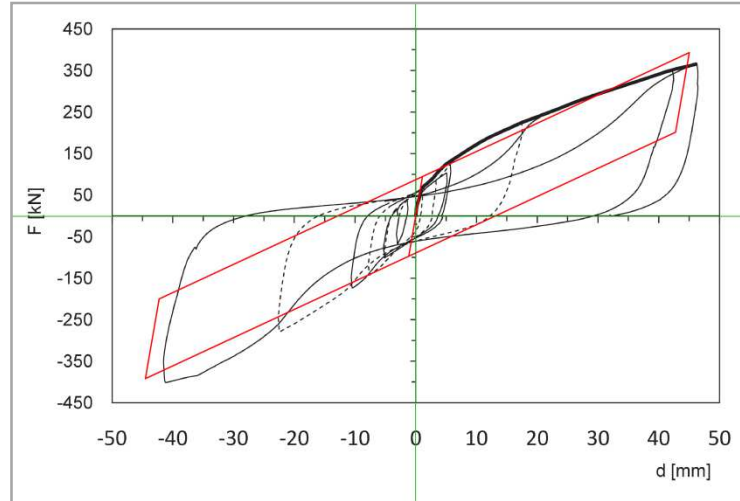


Figura 83 - Schematizzazione della prova ciclica.

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

Parametro	u.d.m.	Valore
k	kN/mm	275.16
r (k'/k)	-	0.08
F <sub>y</sub>	kN	88.55

Come si evince dal grafico di figura 84 le due molle così schematizzate sono ben rappresentative della prova di carico ciclica di riferimento.

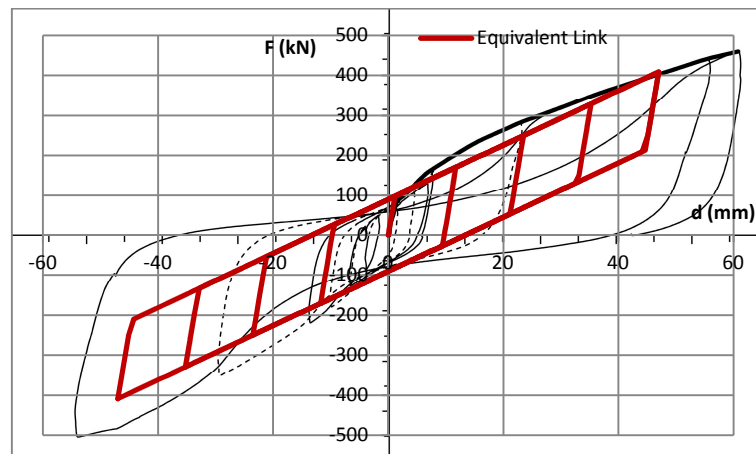


Figura 84 - Legame elasto plastico per il solaio tipo "2Tav.45°".

### 3.5. SOLAIO LIGNEO CONSOLIDATO CON SOLETTA IN CALCESTRUZZO

Si riporta il legame elastoplastico per il solaio ligneo consolidato con soletta in calcestruzzo confrontato con il legame schematizzato a partire dalla prova di carico ciclica.

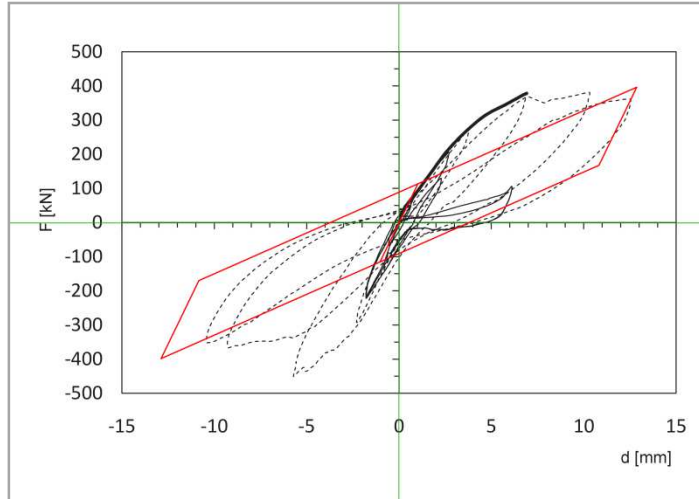


Figura 85 - Schematizzazione della prova ciclica.

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

Parametro	u.d.m.	Valore
k	kN/mm	375.18
r (k'/k)	-	0.28
$F_v$	kN	104.08

Come si evince dal grafico di figura 86 le due molle così schematizzate sono ben rappresentative della prova di carico ciclica di riferimento.

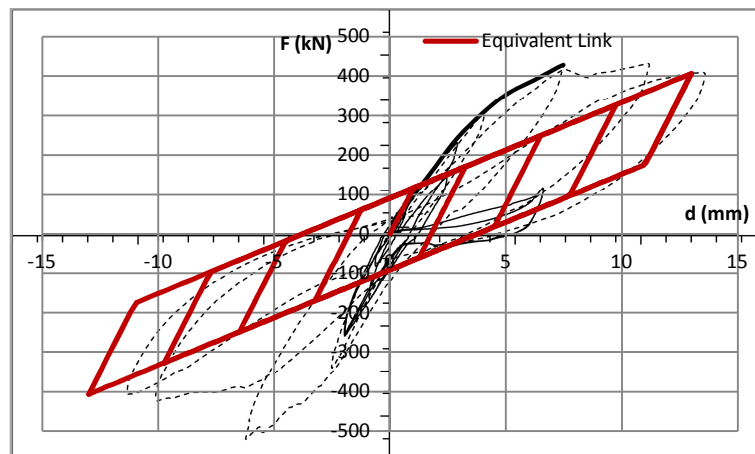


Figura 86 - Legame elasto plastico per il solaio tipo "SolettaCLS".

## 4. LE CONDIZIONI DI VINCOLO

Le murature parallele all'azione sismica vengono vincolate alla base mediante vincolo di incastro, bloccando tutti gli spostamenti e le rotazioni. Per quanto riguarda le murature ortogonali all'azione a queste viene applicata alla base una cerniera cilindrica in modo da schematizzarne il comportamento reale. Di fatto tali pareti per quanto riguarda l'azione fuori piano risultano molto flessibili data la loro scarsa inerzia.

Particolare attenzione va posta alle condizioni di vincolo dei nodi d'angolo che collegano tra loro i maschi murari. A questi viene applicata una cerniera sferica che blocca tutte le rotazioni tranne quella attorno all'asse verticale e lo spostamento lungo lo stesso asse, permettendo allo stesso tempo gli spostamenti nel piano orizzontale X-Y.

## 5. ANALISI DEI CARICHI

I carichi statici da applicare al modello riguardano i pesi propri degli elementi strutturali, muri e solai, e il carico di calpestio del primo solaio. Questi vengono considerati costanti al variare della tecnica di intervento e riassunti nella tabella seguente.

Analisi dei carichi piano terra				
Descrizione	u.d.m.	Valore	m <sup>3</sup> - m <sup>2</sup>	G (kN)
Muro 1 (L=8m)	kN/m <sup>3</sup>	18.00	9.60	172.80
Muro 2 (L=8m)	kN/m <sup>3</sup>	18.00	9.60	172.80
Muro 3 (L=12m)	kN/m <sup>3</sup>	18.00	14.40	259.20
Muro 4 (L=12m)	kN/m <sup>3</sup>	18.00	14.40	259.20
Peso Proprio del solaio	kN/m <sup>2</sup>	3.00	96.00	288.00
Carico da calpestio	kN/m <sup>2</sup>	2.00	96.00	192.00
Analisi dei carichi piano Primo				
Descrizione	u.d.m.	Valore	m <sup>3</sup> - m <sup>2</sup>	G (kN)
Muro 1 (L=8m)	kN/m <sup>3</sup>	18.00	9.60	172.80
Muro 2 (L=8m)	kN/m <sup>3</sup>	18.00	9.60	172.80
Muro 3 (L=12m)	kN/m <sup>3</sup>	18.00	14.40	259.20
Muro 4 (L=12m)	kN/m <sup>3</sup>	18.00	14.40	259.20
Peso Proprio del solaio	kN/m <sup>2</sup>	3.00	96.00	288.00
Carico da calpestio	kN/m <sup>2</sup>	0.00	96.00	0.00

I carichi nel modello vengono distribuiti nel seguente modo:

- I pesi propri delle murature vengono applicati direttamente ai maschi murari corrispondenti.
- Il peso proprio del solaio, supposto che questo scarichi sulle pareti ortogonali all'azione sismica (figura 87), vengono applicati ai maschi murari disposti in direzione Y.
- Per quanto riguarda i carichi accidentali si segue lo stesso ragionamento fatto per i pesi propri del solaio.

Un discorso a parte meritano le distribuzioni da utilizzare per le analisi non lineari, per le quali è necessario applicare in maniera separata i carichi verticali e le forze orizzontali. In particolare per

l'analisi time history è necessario applicare al modello delle masse cui poi si applicherà l'accelerazione. Quindi le masse relative alle murature vengono applicate ai maschi corrispondenti mentre quelle del solaio vengono distribuite su tre nodi come illustrato in figura 88.

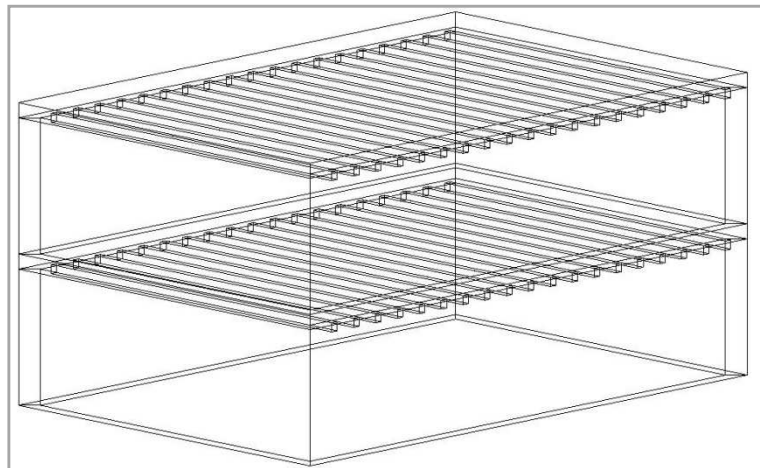


Figura 87 - Vista assonometrica.

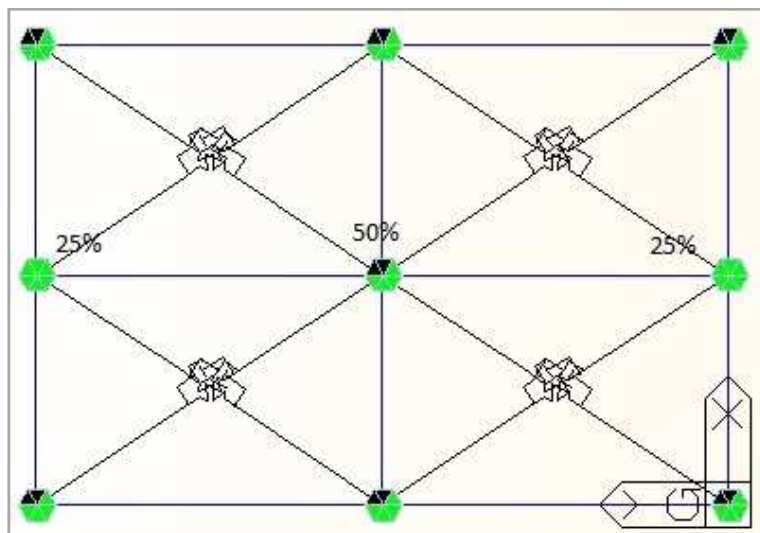


Figura 88 - Distribuzione delle masse per piano.

## 6. MODELLO DI PROVA

Dopo aver verificato che i singoli elementi componenti risultano comportarsi correttamente ai fini del presente lavoro, si è proseguito con l'assemblaggio dei singoli elementi e le successive verifiche su un modello globale, del tutto simile al modello che verrà utilizzato nelle analisi ma ad un piano invece che due.



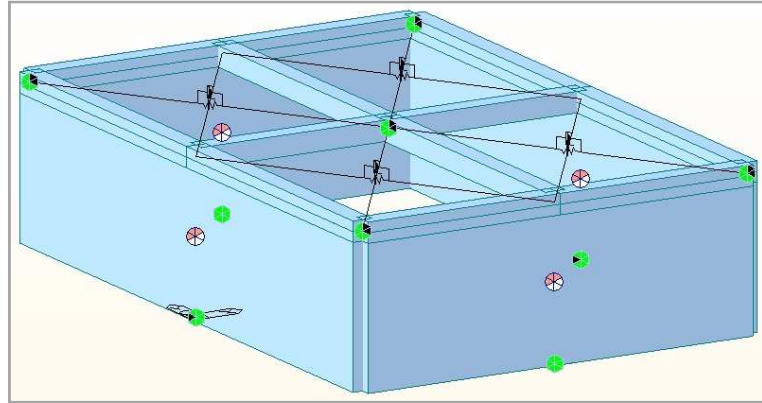


Figura 89 - Modello di prova ad un piano.

Si è quindi provveduto a svolgere un'analisi statica non lineare (pushover) in controllo di spostamenti osservando il comportamento dei maschi murari e del solaio (in questo caso riferendosi al nodo centrale), ricercando:

- Simmetria del comportamento per il solaio e per i maschi murari.
- Corrispondenze con la prova di pushover su singolo maschio isolato per le murature..

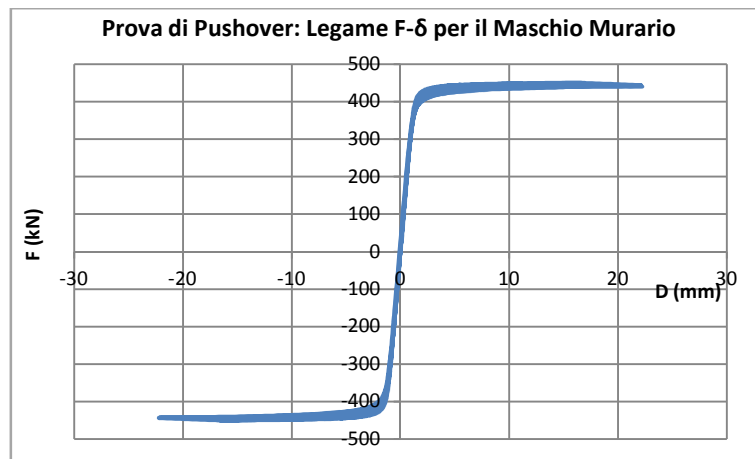


Figura 90 - Diagramma Taglio alla Base/Spostamento in Sommità per il maschio murario, analisi pushover.

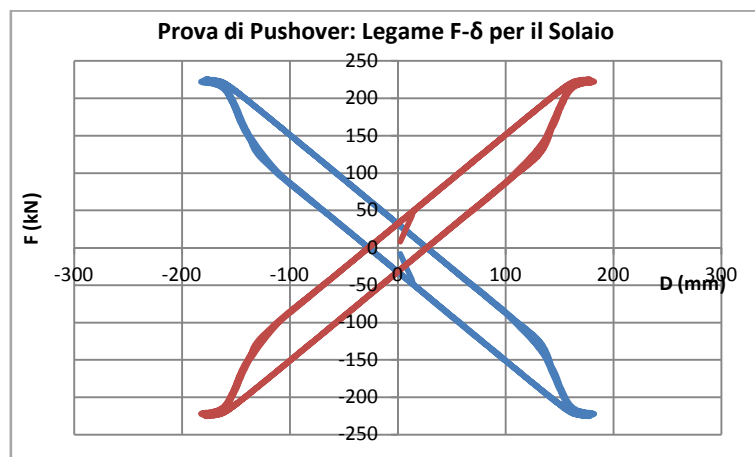


Figura 91 - Diagramma Forza-Spostamento per il solaio "Tavolato Semplice", analisi pushover.

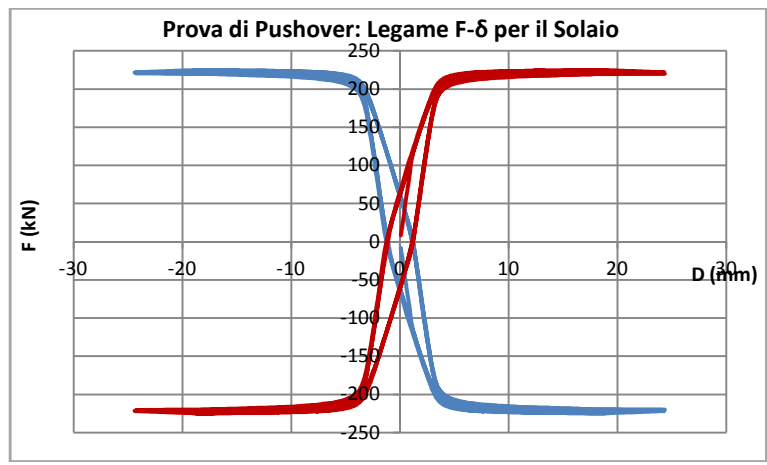


Figura 92 - Diagramma Forza-Spostamento per il solaio "SolettaCLS", analisi pushover.

Si segnala che i diagrammi per i solai sono stati ottenuti plottando gli sforzi assiali degli elementi truss centrali paralleli all'azione sismica rispetto allo spostamento del nodo centrale.

I grafici sopra riportati soddisfano i requisiti di cui sopra e quindi il modello si può ritenere corretto. Inoltre a conferma di tali risultati è stata condotta un'analisi di tipo time-history con accelerogramma lineare (rif. Figura 93) e la soluzione conferma la correttezza del modello come si può osservare in figura 94 per il legame forza spostamento relativo al maschio murario.

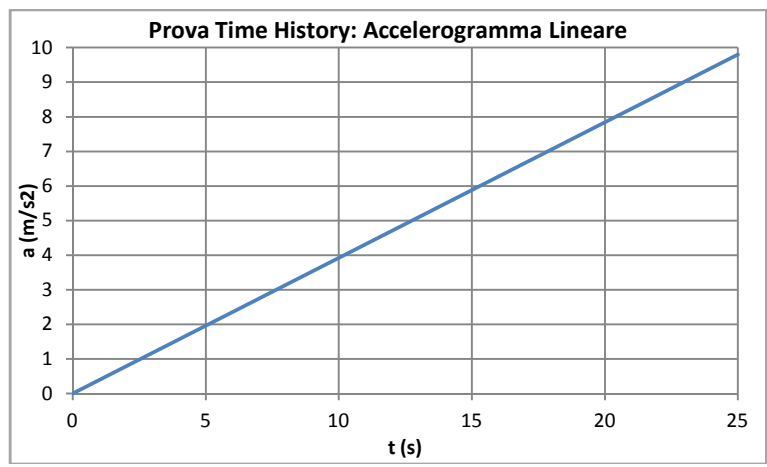


Figura 93 - Accelerogramma lineare.

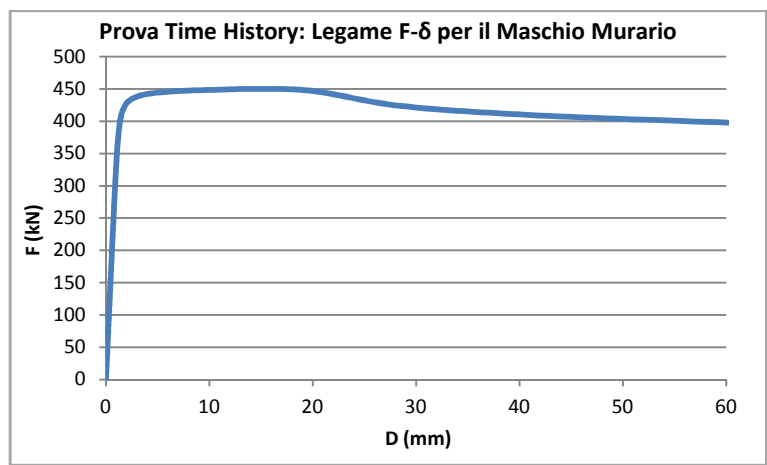


Figura 94 - Diagramma Taglio alla Base/Spostamento in sommità per il maschio murario, accelerogramma lineare.

# ANALISI DINAMICA LINEARE

L'analisi dinamica lineare, o modale, non ha molto significato per le strutture in muratura che sono caratterizzate da un'elevata non linearità. L'analisi dei modi di vibrare fornisce però alcune informazioni importanti per quanto riguarda il comportamento dei solai e l'influenza che gli stessi hanno sul comportamento globale della struttura. In particolare è possibile osservare la netta distinzione tra solai flessibili e solai irrigiditi: di fatto uno qualsiasi degli interventi di consolidamento proposti comporta un aumento di rigidità considerevole tanto da non percepire tra loro alcuna differenza in termini di modi di vibrare e massa partecipante.

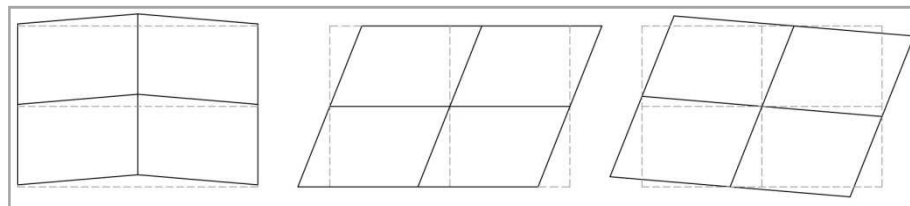


Figura 95 - Modi deformativi per solai flessibili.

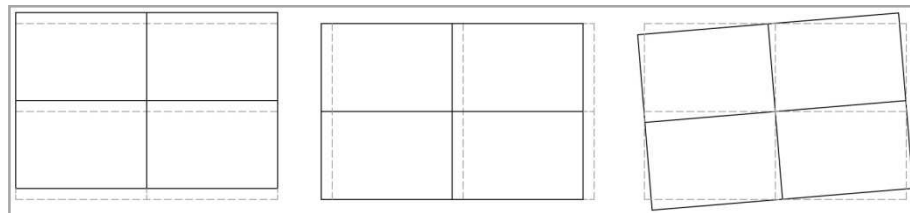


Figura 96 - Modi deformativi per solai rigidi.

## I. SOLAIO LIGNEO NON CONSOLIDATO

EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode No	Frequency				Period		Tolerance					
	(rad/sec)		(cycle/sec)		(sec)							
1	13.43		2.14		0.47		0.00E+00					
2	20.86		3.32		0.30		0.00E+00					
3	26.29		4.18		0.24		0.00E+00					
4	32.91		5.24		0.19		0.00E+00					
5	59.66		9.49		0.11		0.00E+00					
6	60.19		9.58		0.10		0.00E+00					
7	81.78		13.02		0.08		0.00E+00					
8	81.82		13.02		0.08		0.00E+00					
9	170.06		27.07		0.04		0.00E+00					
10	170.09		27.07		0.04		0.00E+00					
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	57.51	57.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	45.52	45.52	0.00	0.00
2	0.00	57.51	52.00	52.00	0.00	0.00	44.11	44.11	0.00	45.52	0.00	0.00
3	5.62	63.13	0.00	52.00	0.00	0.00	0.00	44.11	0.03	45.54	0.00	0.00
4	0.00	63.13	11.48	63.47	0.00	0.00	0.64	44.74	0.00	45.54	0.00	0.00
5	0.00	63.13	0.00	63.47	0.00	0.00	0.00	44.74	0.00	45.54	71.13	71.13
6	32.38	95.51	0.00	63.47	0.00	0.00	0.00	44.74	43.01	88.55	0.00	71.13
7	0.00	95.51	33.02	96.50	0.00	0.00	43.87	88.61	0.00	88.55	0.00	71.13
8	0.00	95.51	0.00	96.50	0.00	0.00	0.00	88.61	0.00	88.55	18.96	90.09
9	0.00	95.51	0.00	96.50	0.00	0.00	0.00	88.61	0.00	88.55	7.51	97.60
10	4.49	100.00	0.00	96.50	0.00	0.00	0.00	88.61	0.00	88.55	0.00	97.60

Dalla tabella precedente rappresentativa dei modi di vibrare della struttura si possono trarre le seguenti considerazioni:

- Il periodo fondamentale è piuttosto elevato ponendosi quindi con molta probabilità nel tratto post picco di un ipotetico spettro di accelerazione, con sollecitazioni leggermente inferiori.
- I modi principali di vibrare, traslazionale in X e Y, hanno un coefficiente di partecipazione molto basso; questo per la scarsa inerzia flessionale fuori piano delle pareti, che di fatto causano anche la perdita di forma del solaio.
- Rilevanza dei modi rotazionali legati alla perdita di forma del solaio.

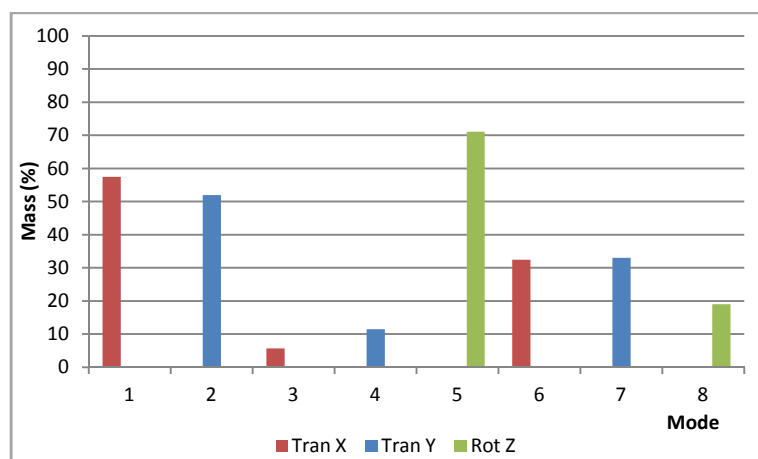


Figura 97 - Modi di vibrare per il solaio ligneo non consolidato (TavolatoSemplice).

Quindi si nota come la bassa rigidezza a taglio del solaio e la mancanza di adeguate connessioni alle murature provochi la perdita di forma del solaio e il mancato comportamento scatolare della struttura, per cui le pareti subiscono spostamenti differenziati e in parte indipendenti. Inoltre in tali tipi di strutture prevalgono sul comportamento globale i meccanismi di collasso locale per cui le pareti ortogonali all'azione sismica, azione diretta lungo X, subiscono spostamenti molto elevati e tendono a ribaltarsi.

## 2. SOLAIO CONSOLIDATO CON PROFILI IN ACCIAIO

Dalla tabella che segue si possono trarre le seguenti considerazioni:

- Il periodo fondamentale risulta ben inferiore al caso di solaio non consolidato, ponendosi quindi con molta probabilità nel tratto di picco di un ipotetico spettro di accelerazione, con sollecitazioni conseguentemente maggiori.
- I modi principali di vibrare, traslazionale in X e Y, hanno un coefficiente di partecipazione elevato tendente al 90% della massa totale; questo ci permette di dire che il comportamento globale dell'edificio risulta essere di tipo scatolare con riduzione degli spostamenti orizzontali fuori piano e della perdita di forma del solaio.
- I modi di vibrare che comportano la deformazione marcata del solaio diventano secondari.

EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode No	Frequency		Period		Tolerance							
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	(sec)								
1	33.76	5.37	0.19	0.00E+00								
2	47.89	7.62	0.13	0.00E+00								
3	59.78	9.51	0.11	0.00E+00								
4	64.19	10.22	0.10	0.00E+00								
5	84.83	13.50	0.07	0.00E+00								
6	105.15	16.74	0.06	0.00E+00								
7	145.98	23.23	0.04	0.00E+00								
8	153.37	24.41	0.04	0.00E+00								
9	177.61	28.27	0.04	0.00E+00								
10	184.90	29.43	0.03	0.00E+00								

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	87.04	87.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	80.98	80.98	0.00	0.00
2	0.00	87.04	89.70	89.70	0.00	0.00	82.01	82.01	0.00	80.98	0.00	0.00
3	7.12	94.16	0.00	89.70	0.00	0.00	0.00	82.01	0.02	81.00	0.00	0.00
4	0.00	94.16	0.00	89.70	0.00	0.00	0.00	82.01	0.00	81.00	89.65	89.65
5	0.00	94.16	6.27	95.97	0.00	0.00	0.10	82.11	0.00	81.00	0.00	89.65
6	2.72	96.88	0.00	95.97	0.00	0.00	0.00	82.11	7.55	88.55	0.00	89.65
7	0.00	96.88	0.00	95.97	0.00	0.00	0.00	82.11	0.00	88.55	0.58	90.23
8	0.00	96.88	1.91	97.88	0.00	0.00	6.52	88.63	0.00	88.55	0.00	90.23
9	0.00	96.88	0.00	97.88	0.00	0.00	0.00	88.63	0.00	88.55	9.03	99.26
10	3.12	100.00	0.00	97.88	0.00	0.00	0.00	88.63	0.00	88.55	0.00	99.26

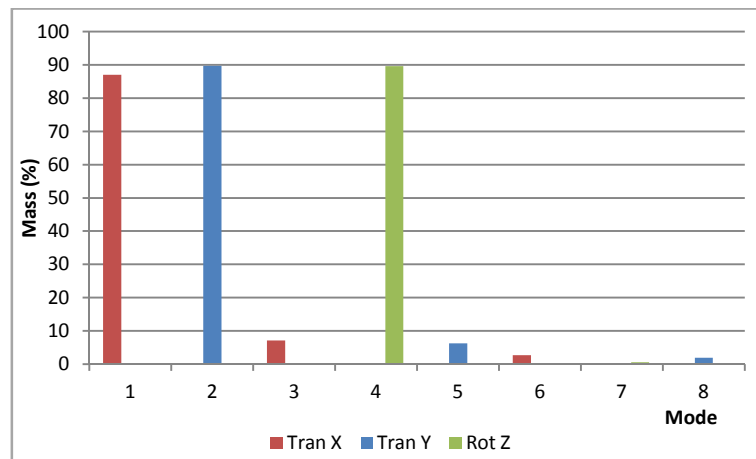


Figura 98 - Modi di vibrare per il solaio consolidato con profili metallici (ProfiliMetallici).

Concludendo quindi il comportamento globale dell’edificio tende ad essere di tipo scatolare prevenendo i meccanismi di collasso locali tipici di strutture con solai flessibili e mal collegati alle murature. Permane comunque, come già osservato, una minima variazione di forma del solaio che può essere ritenuta ininfluente.

### 3. SOLAIO CONSOLIDATO CON FRP

Si riporta tabella riassuntiva dell’analisi dei modi di vibrare per il solaio ligneo consolidato mediante la posa di FRP.

EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode No	Frequency		Period		Tolerance							
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	(sec)								
1	35.09	5.58	0.18	0.00E+00								
2	49.36	7.86	0.13	0.00E+00								
3	64.45	10.26	0.10	0.00E+00								
4	69.09	11.00	0.09	0.00E+00								
5	97.34	15.49	0.06	0.00E+00								
6	125.07	19.91	0.05	0.00E+00								
7	172.42	27.44	0.04	0.00E+00								
8	179.44	28.56	0.04	0.00E+00								
9	183.81	29.25	0.03	0.00E+00								
10	193.72	30.83	0.03	0.00E+00								
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	88.30	88.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	83.45	83.45	0.00	0.00
2	0.00	88.30	90.80	90.80	0.00	0.00	84.00	84.00	0.00	83.45	0.00	0.00
3	0.00	88.30	0.00	90.80	0.00	0.00	0.00	84.00	0.00	83.45	89.97	89.97
4	7.86	96.17	0.00	90.80	0.00	0.00	0.00	84.00	0.01	83.45	0.00	89.97
5	0.00	96.17	6.73	97.53	0.00	0.00	0.12	84.13	0.00	83.45	0.00	89.97
6	1.31	97.48	0.00	97.53	0.00	0.00	0.00	84.13	5.09	88.55	0.00	89.97
7	0.00	97.48	0.00	97.53	0.00	0.00	0.00	84.13	0.00	88.55	0.47	90.44
8	0.00	97.48	0.00	97.53	0.00	0.00	0.00	84.13	0.00	88.55	9.12	99.56
9	0.00	97.48	0.89	98.42	0.00	0.00	4.51	88.64	0.00	88.55	0.00	99.56
10	2.52	100.00	0.00	98.42	0.00	0.00	0.00	88.64	0.00	88.55	0.00	99.56

Si possono trarre le seguenti considerazioni:

- Il periodo fondamentale risulta ben inferiore al caso di solaio non consolidato, discostandosi di poco dal caso di solaio con profili metallici.
- I modi principali di vibrare, traslazionale in X e Y, hanno un coefficiente di partecipazione elevato tendente al 90% della massa totale; questo ci permette di dire che il comportamento globale dell'edificio risulta essere di tipo scatolare con riduzione degli spostamenti orizzontali fuori piano e della perdita di forma del solaio.
- I modi di vibrare che comportano la deformazione marcata del solaio diventano secondari, pur permanendo una minima perdita di forma ritenuta ininfluenza.

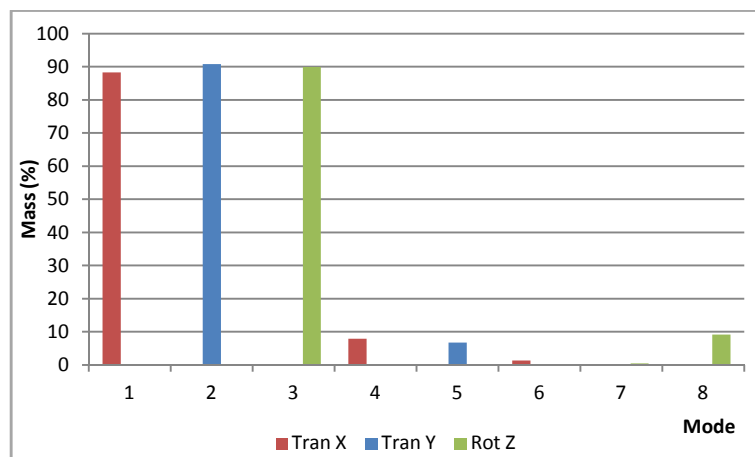


Figura 99 - Modi di vibrare per il solaio consolidato con FRP (FRP).

## 4. SOLAIO CONSOLIDATO CON DOPPIO TAVOLATO INCROCIATO

Si riporta tabella riassuntiva dell'analisi dei modi di vibrare per il solaio ligneo consolidato mediante la posa di tavolati lignei incrociati a 45°.

EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode No	Frequency		Period		Tolerance							
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	(sec)								
1	36.18	5.76	0.17		0.00E+00							
2	50.56	8.05	0.12		0.00E+00							
3	64.66	10.29	0.10		0.00E+00							
4	81.28	12.94	0.08		0.00E+00							
5	112.33	17.88	0.06		0.00E+00							
6	159.31	25.36	0.04		0.00E+00							
7	181.39	28.87	0.03		0.00E+00							
8	212.68	33.85	0.03		0.00E+00							
9	217.89	34.68	0.03		0.00E+00							
10	235.62	37.50	0.03		0.00E+00							
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	88.99	88.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	85.21	85.21	0.00	0.00
2	0.00	88.99	91.38	91.38	0.00	0.00	85.42	85.42	0.00	85.21	0.00	0.00
3	0.00	88.99	0.00	91.38	0.00	0.00	0.00	85.42	0.00	85.21	90.17	90.17
4	8.89	97.87	0.00	91.38	0.00	0.00	0.00	85.42	0.00	85.21	0.00	90.17
5	0.00	97.87	7.40	98.77	0.00	0.00	0.13	85.55	0.00	85.21	0.00	90.17
6	0.50	98.38	0.00	98.77	0.00	0.00	0.00	85.55	3.34	88.55	0.00	90.17
7	0.00	98.38	0.00	98.77	0.00	0.00	0.00	85.55	0.00	88.55	9.58	99.75
8	1.62	100.00	0.00	98.77	0.00	0.00	0.00	85.55	0.00	88.55	0.00	99.75
9	0.00	100.00	0.00	98.77	0.00	0.00	0.00	85.55	0.00	88.55	0.06	99.81
10	0.00	100.00	0.33	99.10	0.00	0.00	3.09	88.64	0.00	88.55	0.00	99.81

Si possono trarre le seguenti considerazioni:

- Il periodo fondamentale risulta di molto inferiore rispetto al caso di solaio non consolidato e leggermente inferiore agli altri due visti in precedenza (ProfiliMetallici/FRP).
- I modi principali di vibrare, traslazionale in X e Y, hanno un coefficiente di partecipazione elevato tendente al 90% della massa totale; questo ci permette di dire che il comportamento globale dell'edificio risulta essere di tipo scatolare con riduzione degli spostamenti orizzontali fuori piano e della perdita di forma del solaio.
- I modi di vibrare che comportano la deformazione marcata del solaio diventano sempre più ininfluenti, venendo meno anche minime deformazioni.

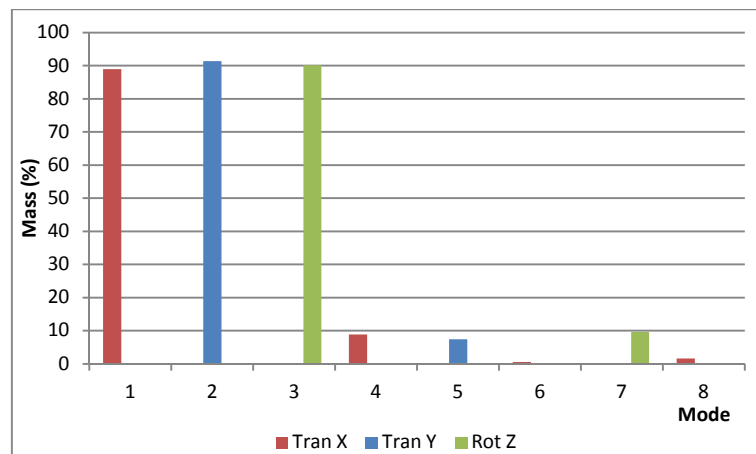


Figura 100 - Modi di vibrare per il solaio consolidato con tavolati incrociati (2Tav.45°).

## 5. SOLAIO CONSOLIDATO CON SOLETTA IN C.A.

Si riporta tabella riassuntiva dell'analisi dei modi di vibrare per il solaio ligneo consolidato mediante la posa di soletta in c.a..

EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode No	Frequency		Period		Tolerance							
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
1	36.59	5.82	0.17		0.00E+00							
2	51.00	8.12	0.12		0.00E+00							
3	64.74	10.30	0.10		0.00E+00							
4	87.61	13.94	0.07		0.00E+00							
5	119.48	19.02	0.05		0.00E+00							
6	182.28	29.01	0.03		0.00E+00							
7	183.92	29.27	0.03		0.00E+00							
8	228.93	36.44	0.03		0.00E+00							
9	250.62	39.89	0.03		0.00E+00							
10	272.66	43.40	0.02		0.00E+00							
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	89.15	89.15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	85.79	85.79	0.00	0.00
2	0.00	89.15	91.52	91.52	0.00	0.00	85.88	85.88	0.00	85.79	0.00	0.00
3	0.00	89.15	0.00	91.52	0.00	0.00	0.00	85.88	0.00	85.79	90.23	90.23
4	9.42	98.56	0.00	91.52	0.00	0.00	0.00	85.88	0.00	85.79	0.00	90.23
5	0.00	98.56	7.71	99.23	0.00	0.00	0.14	86.02	0.00	85.79	0.00	90.23
6	0.00	98.56	0.00	99.23	0.00	0.00	0.00	86.02	0.00	85.79	9.62	99.85
7	0.29	98.86	0.00	99.23	0.00	0.00	0.00	86.02	2.76	88.55	0.00	99.85
8	1.14	100.00	0.00	99.23	0.00	0.00	0.00	86.02	0.00	88.55	0.00	99.85
9	0.00	100.00	0.00	99.23	0.00	0.00	0.00	86.02	0.00	88.55	0.04	99.89
10	0.00	100.00	0.19	99.42	0.00	0.00	2.62	88.65	0.00	88.55	0.00	99.89

Si possono trarre le seguenti considerazioni:

- Il periodo fondamentale risulta identico al caso di consolidamento con doppio tavolato incrociato.
- I modi principali di vibrare, traslazionale in X e Y, hanno un coefficiente di partecipazione elevato tendente al 90% della massa totale; questo ci permette di dire che il comportamento globale dell'edificio risulta essere di tipo scatolare con riduzione degli spostamenti orizzontali fuori piano e della perdita di forma del solaio.
- Analogamente al caso precedente i modi di vibrare che comportano la deformazione marcata del solaio risultano essere marginali.

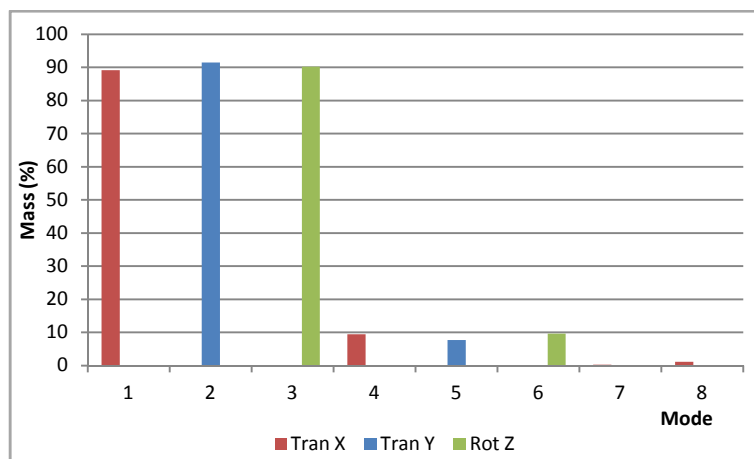


Figura 101 - Modi di vibrare per il solaio consolidato con soletta in C.A. (SolettaCLS).



## 6. CONFRONTO TRA I MODI DI VIBRARE

Nel presente paragrafo viene svolto un breve confronto tra i modi di vibrare per i casi osservati in precedenza, distinguendo tra i modi traslazionali nel piano X-Y e il modo rotazionale attorno a Z.

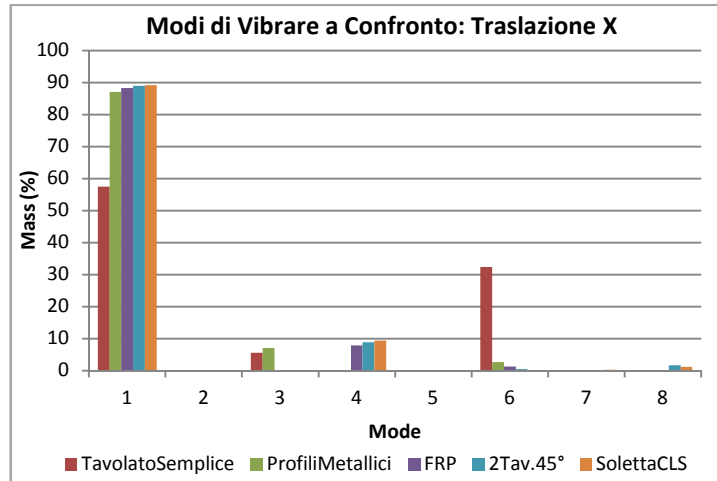


Figura 102 - Comparazione modi traslazionali, direzione X.

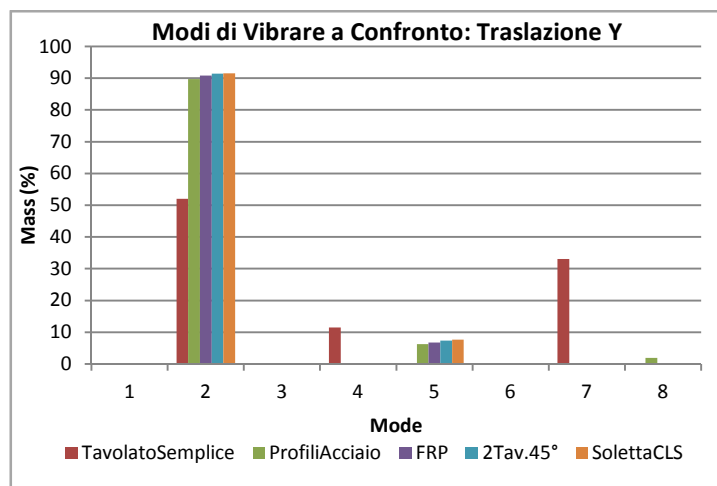


Figura 103 - Comparazione modi traslazionali, direzione Y.

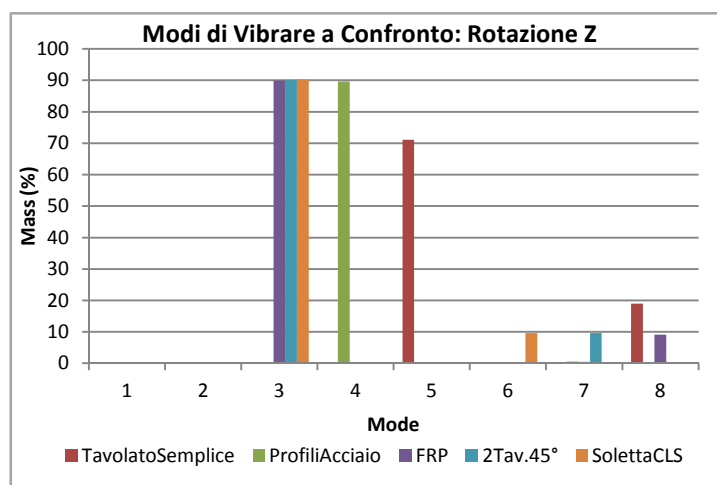


Figura 104 - Comparazione modi rotazionali attorno a Z.

Come si evince dai precedenti grafici le diverse soluzioni di consolidamento sembrano essere equivalenti e di gran lunga migliorative rispetto al caso di solaio ligneo non consolidato. Tutte le tecniche proposte realizzano il comportamento scatolare della struttura limitando gli spostamenti delle pareti fuori piano che vengono uniformati a quelli delle altre pareti, realizzando una traslazione rigida del piano.

Concludendo si può affermare che la realizzazione del comportamento globale dell'edificio è ottenibile con tutte le metodologie di consolidamento dei solai proposte nel presente elaborato.

# ANALISI STATICA NON LINEARE O PUSHOVER

---

L'analisi statica non lineare, comunemente chiamata anche pushover, 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. Quindi 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.

## I. ANALISI PUSHOVER PER LE STRUTTURE IN ESAME

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

Le analisi vengono condotte considerando le due distribuzioni di carico costante e lineare e scegliendo due punti di controllo: il primo è il nodo centrale del secondo solaio e il secondo il nodo di sommità del maschio murario, i cui spostamenti vengono espressi rispettivamente in funzione del taglio totale alla base e del taglio alla base del maschio. Si ottengono quindi due curve di capacità:

- La prima riferita allo spostamento del secondo solaio.
- La seconda riferita allo spostamento in sommità del singolo maschio murario.

### I.1. SOLAIO LIGNEO NON CONSOLIDATO

L'analisi della struttura con solaio ligneo non consolidato porta alle seguenti considerazioni, con riferimento ai grafici riportati al presente paragrafo:

- La modalità di applicazione del carico, distribuzione costante o lineare, sembra non influire i risultati dell’analisi.
- Lo spostamento del punto centrale del solaio risulta molto accentuato rispetto a quello delle murature a causa del comportamento indipendente dei maschi murari e in particolare allo spostamento fuori piano delle pareti ortogonali all’azione, corrispondente al ribaltamento delle pareti stesse.

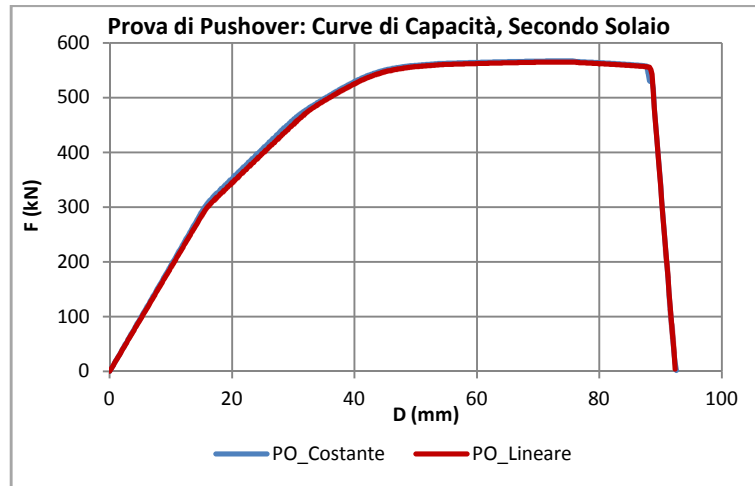


Figura 105 - Curva carico spostamento per il secondo solaio.

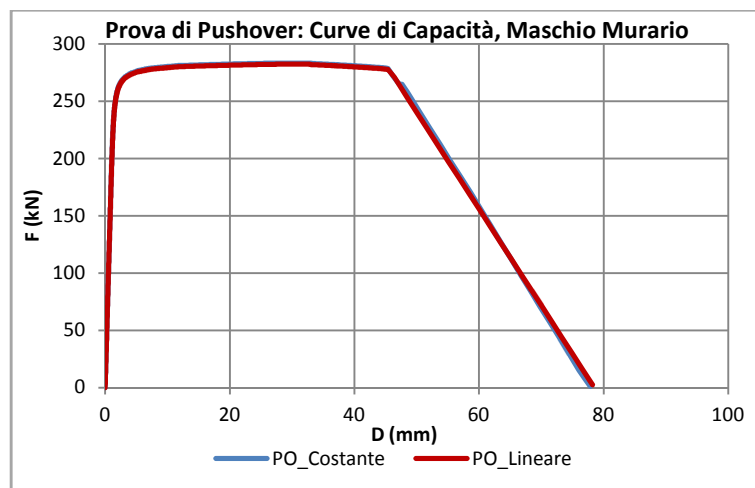


Figura 106 - Curva carico spostamento del singolo maschio murario.

## 1.2. SOLAIO LIGNEO CONSOLIDATO

Si intende ora riassumere tutti i risultati per le diverse metodologie di consolidamento senza differenziarle tra loro in quanto come osservato dall’analisi dei modi di vibrare portano a risultati di poco differenti. Di fatto per tutte le tipologie si riscontra lo stesso tipo di comportamento sia in termini di sforzo massimo che di spostamento massimo. A differenza del solaio non consolidato però le curve carico-spostamento si distinguono a seconda della distribuzione di forze orizzontali applicata. Questo è legato al comportamento globale dell’edificio; i maschi murari in direzione parallela all’azione sismica si comportano come delle mensole per le quali il fattore che determina il massimo sforzo sopportabile è il momento alla base da cui poi viene ricavato il massimo taglio dividendo per il braccio della risultante rispetto alla base. Quindi essendo la risultante applicata a tre

quarti dell'altezza nel caso di distribuzione di forze costante e a 5/6 dell'altezza nel caso di distribuzione lineare, il valore di taglio massimo varia leggermente. Nel presente lavoro e nelle successive elaborazioni dei dati si considererà la curva corrispondente alla distribuzione di carichi costanti perché più rappresentativa del comportamento a rottura.

Un'ulteriore osservazione rispetto al caso di solaio ligneo non consolidato riguarda il comportamento del secondo solaio la cui curva di capacità è comandata dallo spostamento massimo dei maschi sismo resistenti, in virtù della realizzazione di piano rigido.

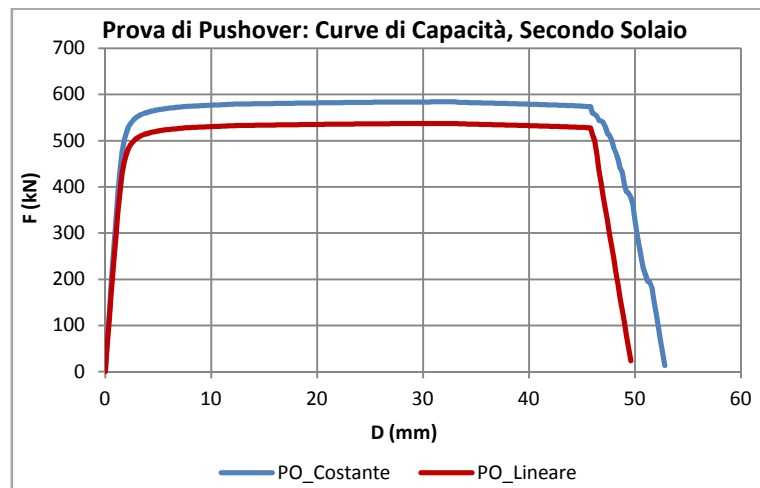


Figura 107 – Curva carico spostamento per solaio rigido, riferita al secondo solaio.

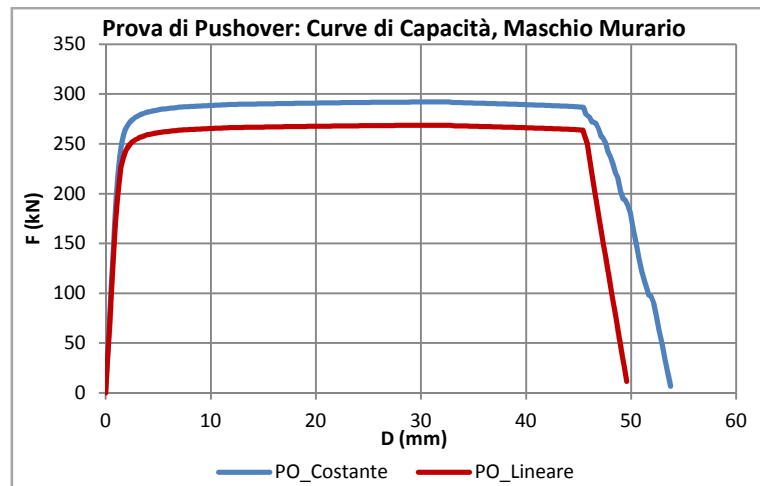


Figura 108 . Curva carico spostamento per solaio rigido, riferita al maschio murario.

## 2. CONFRONTO TRA LE DIVERSE TIPOLOGIE DI SOLAIO

Si riportano le curve carico spostamento ottenute per i diversi tipi di solai, per distribuzione di carico costante e lineare, per confrontare l'effetto della rigidità di piano sul comportamento delle murature.

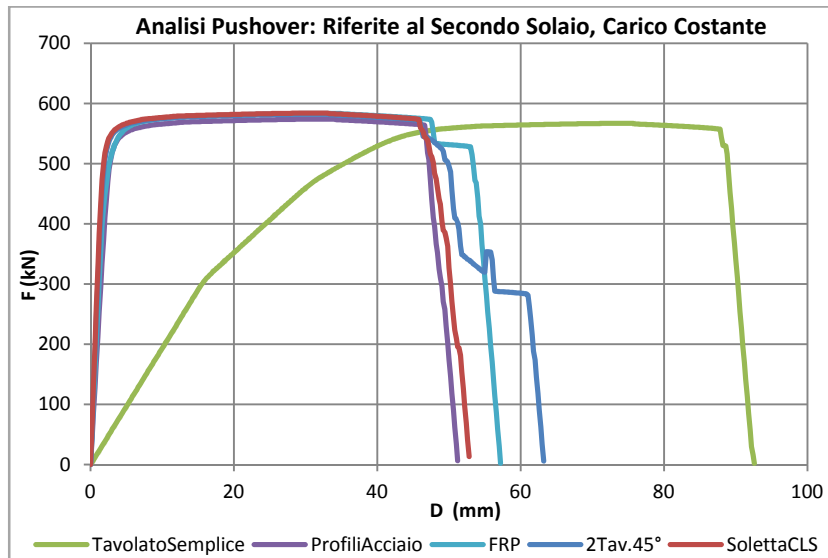


Figura 109 - Curve carico spostamento per i diversi solai, con riferimento al secondo solaio, distribuzione di forze costanti.

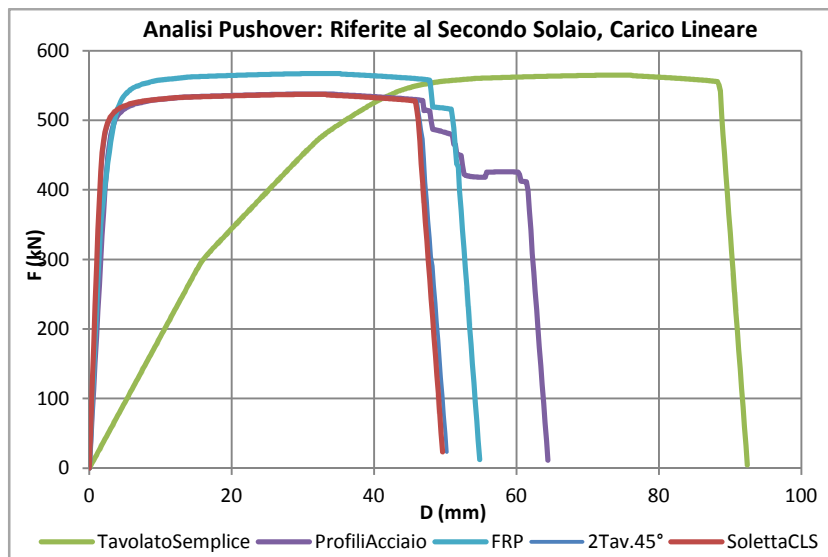


Figura 110 - Curve carico spostamento per i diversi solai, con riferimento al secondo solaio, distribuzione di forze lineari.

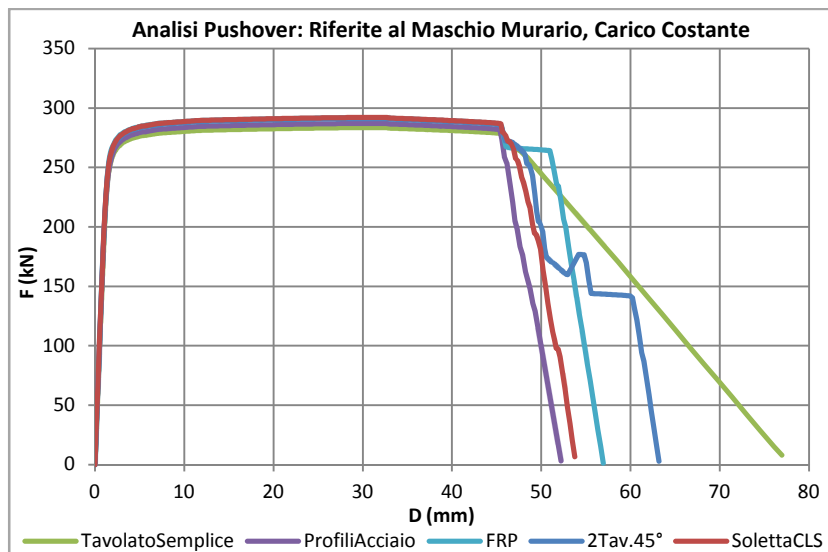


Figura 111 - Curve carico spostamento per i diversi solai, riferite al maschio murario, distribuzione di forze costanti.

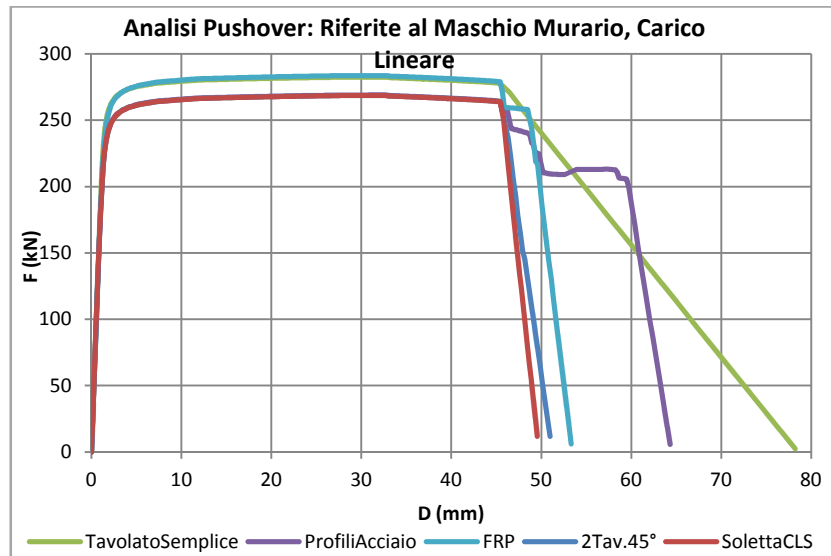


Figura 112 - Curve carico spostamento per i diversi solai, riferite al maschio murario, distribuzione di forze lineari.

Dai grafici precedentemente riportati si possono quindi trarre le seguenti conclusioni sull'influenza della rigidità di piano sul comportamento globale della struttura:

- Per prima cosa il tipo di intervento di consolidamento sembra non differenziare il comportamento dell'edificio; in linea di massima l'incremento di rigidità porta ai medesimi risultati.
- Se si guarda alle curve relative ai maschi murari si osserva come il comportamento di questi rimanga inalterato, mentre cambia quello del secondo solaio con spostamenti più accentuati e rigidità iniziale molto più bassa. Questo è dovuto alla rigidità molto bassa delle pareti ortogonali all'azione sismica oltre alla deformabilità del solaio.
- Quindi le due tipologie di strutture, con solai flessibili o rigidi, si differenziano tra loro in quanto le prime sviluppano meccanismi locali di collasso mentre per le seconde il comportamento è di tipo globale e comandato dalla rottura a presso flessione delle murature poste in direzione dell'azione sismica.

# ANALISI DINAMICA NON LINEARE CON ACCELEROGRAMMI

---

L'analisi dinamica non lineare prevede l'utilizzo di accelerogrammi artificiali caratterizzati da diverse accelerazioni di picco crescenti da 0.10g a 0.80g, nel seguito indicate brevemente come PGA (Peak Ground Acceleration). L'analisi viene applicata all'edificio considerando le seguenti tipologie di solaio:

- Solaio ligneo non consolidato.
- Solaio ligneo consolidato con doppio tavolato incrociato.
- Solaio ligneo consolidato con soletta in calcestruzzo armato.

Si tralasciano per brevità le altre due metodologie di consolidamento considerate nei capitoli precedenti del presente elaborato in quanto dalle analisi dinamica lineare e pushover si è dedotto che la loro influenza in termini di rigidità di piano è del tutto analoga alle altre tecnologie proposte. Inoltre si ritiene più interessante soffermarsi su quest'ultime in quanto le più frequentemente utilizzate e storicamente tra le prime ad essere proposte nell'ambito del recupero degli edifici storici. L'edificio è lo stesso precedentemente considerato per geometria, materiali e modellazione.

## I. ACCELEROGRAMMI UTILIZZATI

Come anticipato si utilizzano degli accelerogrammi artificiali ottenuti artificialmente scalandone i valori per variare l'accelerazione massima al suolo, mantenendo quindi la "forma" dell'accelerogramma. Nel fare ciò va osservato che:

- Scalare gli accelerogrammi per variarne la sola accelerazione massima di progetto non è precisamente corretto se non sbagliato.
- Le normative non prevedono l'utilizzo di un unico accelerogramma per una certa PGA ma ne vengono richiesti almeno 3 se si considera la condizione più sfavorevole, oppure 7 considerando la media dei valori di sollecitazione ottenuti.

Queste considerazioni pur essendo corrette e ampiamente giustificate vengono volontariamente omesse dato che il presente lavoro non considera un caso reale e il parametro che effettivamente interessa è la sola PGA. Nel caso reale ovviamente si devono considerare invece le normative vigenti.

Per gli accelerogrammi si assume un valore di smorzamento come da consuetudine pari al 2% proporzionale alle masse e alle rigidità secondo il primo modo di vibrare della struttura elastica. Si riportano nel seguito gli accelerogrammi utilizzati.



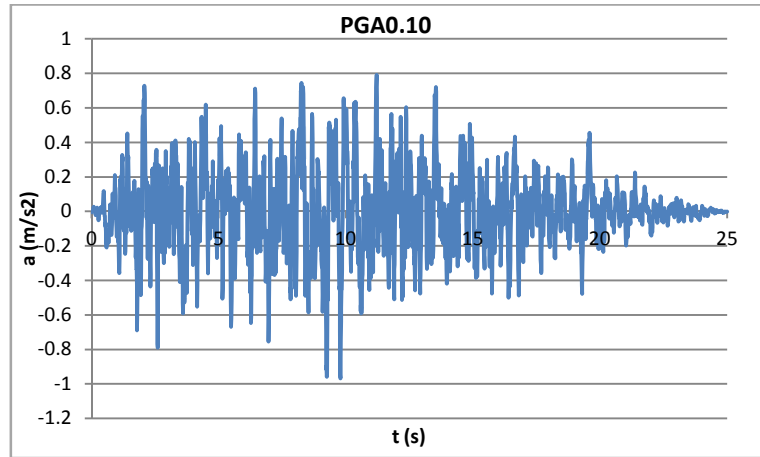


Figura 113 - Accelerogramma 1, PGA 0.10.

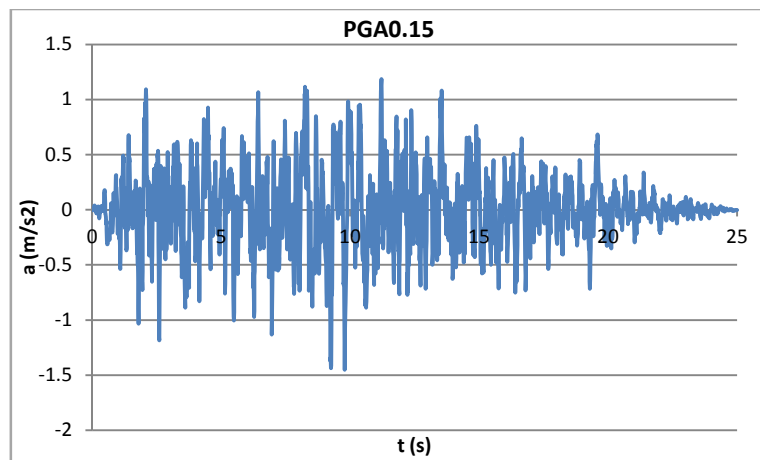


Figura 114 - Accelerogramma 2, PGA 0.15.

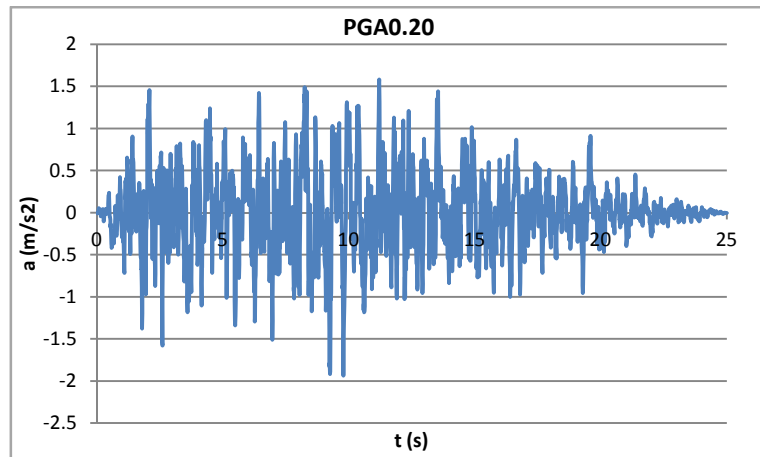


Figura 115 - Accelerogramma 3, PGA 0.20.

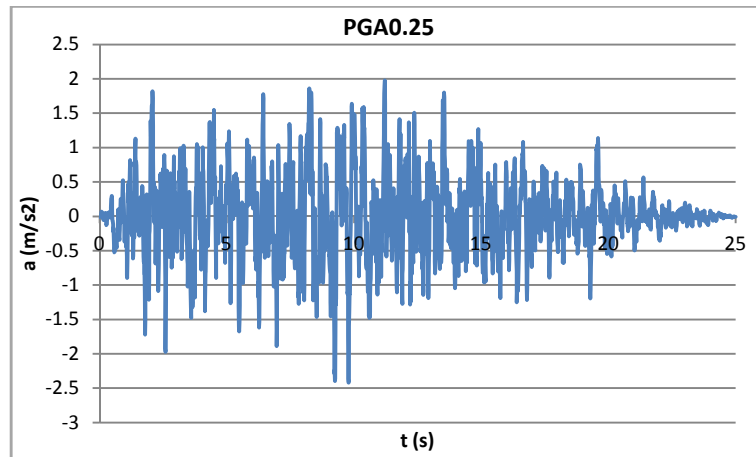


Figura 116 - Accelerogramma 4, PGA 0.25.

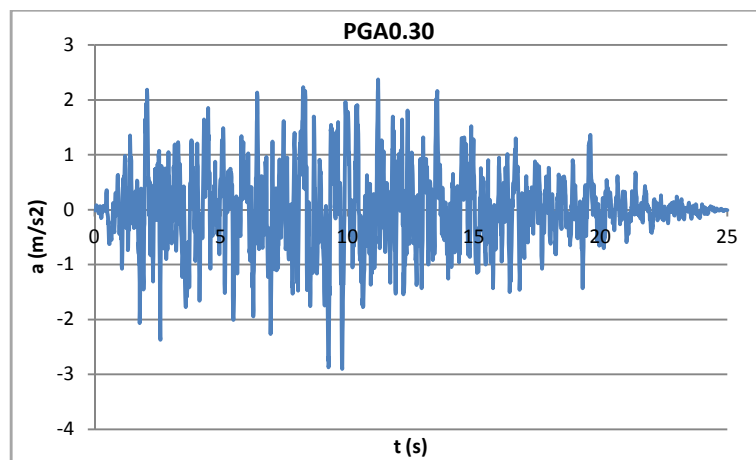


Figura 117 - Accelerogramma 5, PGA 0.30.

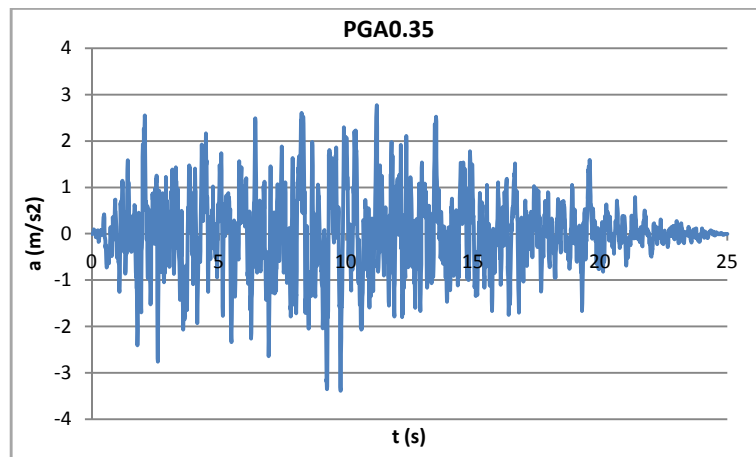


Figura 118 - Accelerogramma 6, PGA 0.35.

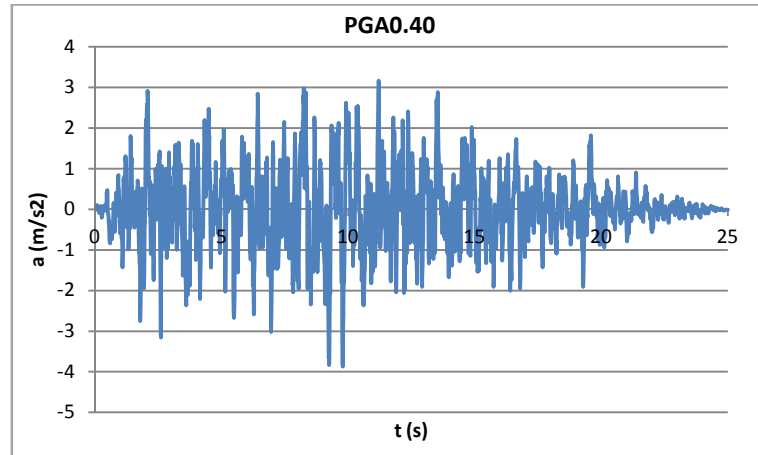


Figura 119 - Accelerogramma 7, PGA 0.40.

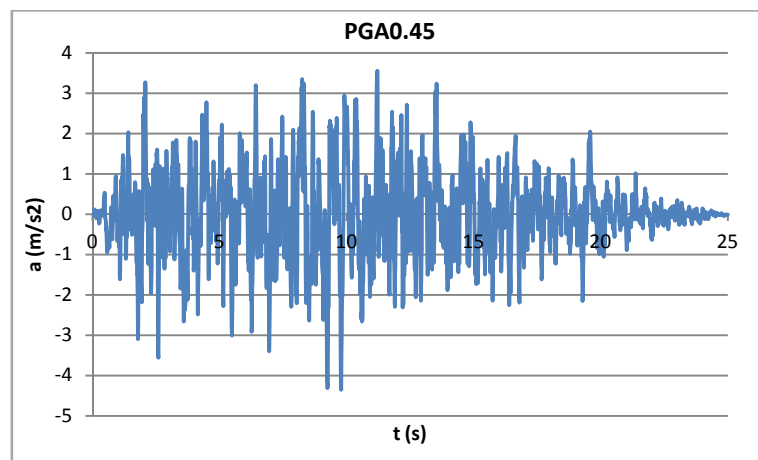


Figura 120 - Accelerogramma 8, PGA 0.45.

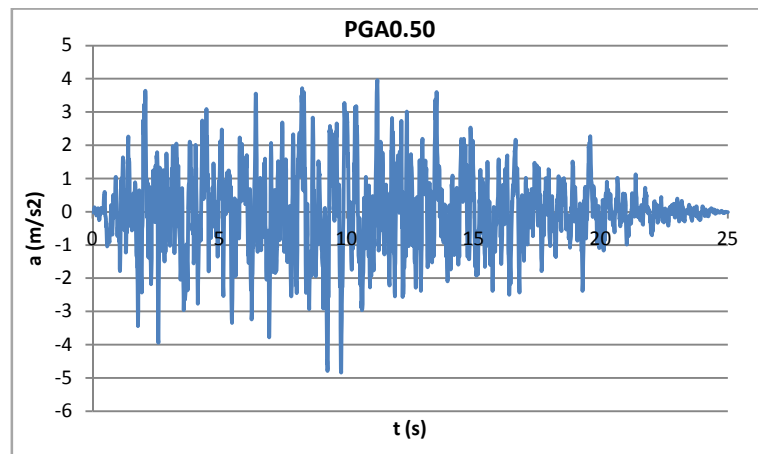


Figura 121 - Accelerogramma 9, PGA 0.50.

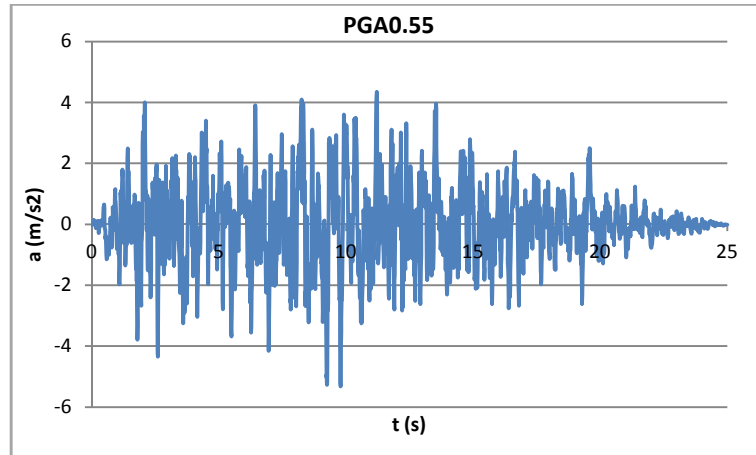


Figura 122 - Accelerogramma 10, PGA 0.55.

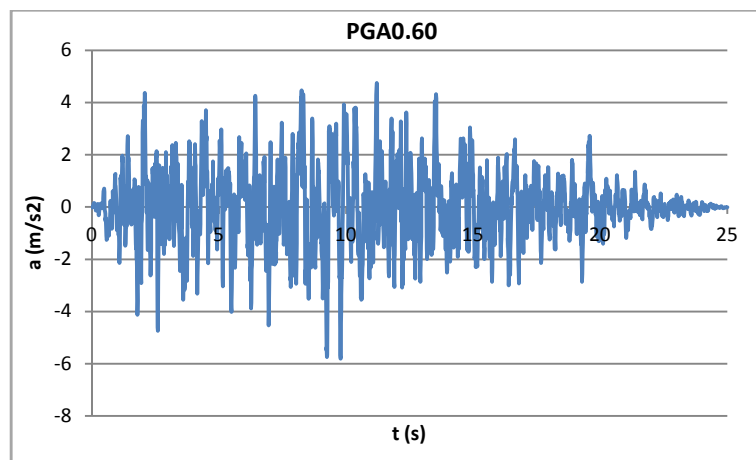


Figura 123 - Accelerogramma 11, PGA 0.60.

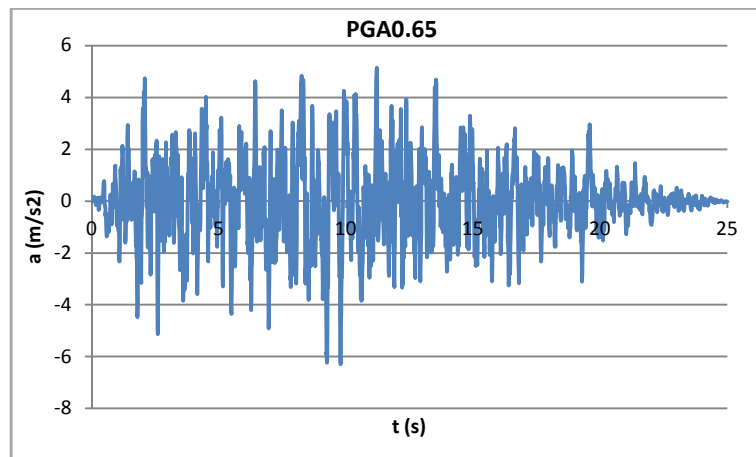


Figura 124 - Accelerogramma 12, PGA 0.65.

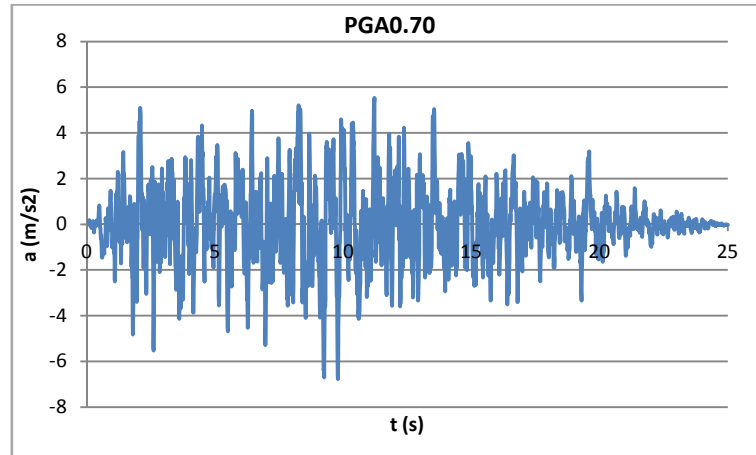


Figura 125 - Accelerogramma 13, PGA 0.70.

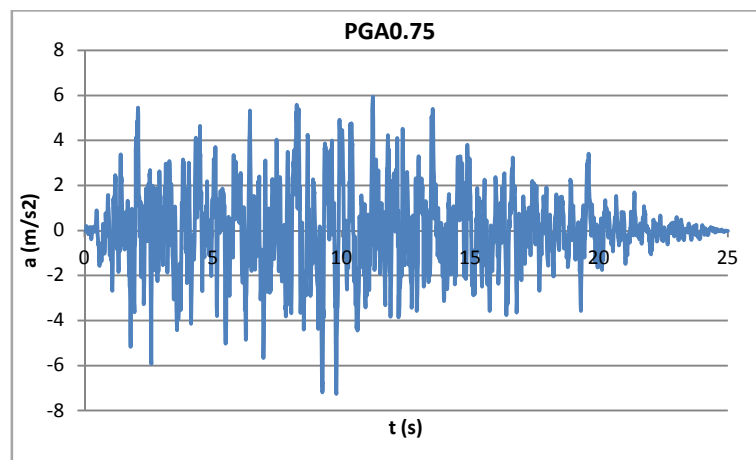


Figura 126 - Accelerogramma 14, PGA 0.75.

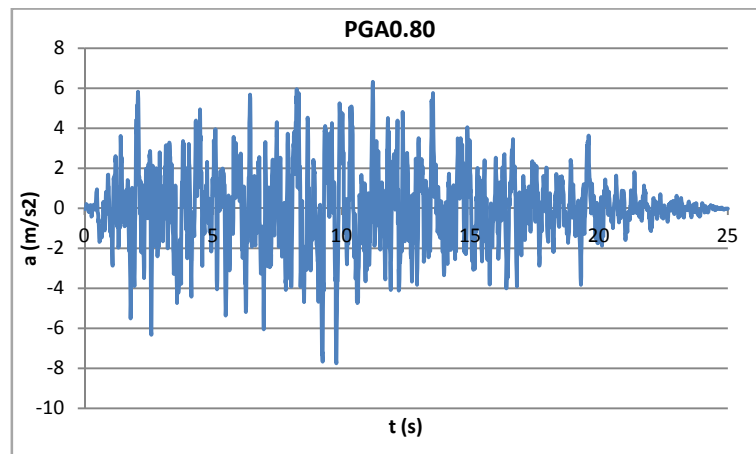


Figura 127 - Accelerogramma 15, PGA 0.80.

## 2. ANALISI DEI RISULTATI

Come anticipato gli accelerogrammi sono stati applicati all'edificio considerando tre tipologie di solaio nel seguito così denominate:

- TavolatoSemplice: solaio ligneo non consolidato.
- 2Tav.45°: solaio ligneo consolidato con doppio tavolato incrociato.
- SolettaCLS: solaio ligneo consolidato con soletta in calcestruzzo armato.

Prima di tutto si intendono confrontare gli spostamenti al variare della PGA e del tipo di solaio considerato, riferendosi sia al maschio murario che agli spostamenti del secondo solaio. Gli spostamenti si riferiscono sempre al nodo superiore del maschio e al nodo centrale superiore del solaio. Dal confronto si possono trarre alcune considerazioni:

- Per quanto riguarda i maschi murari si osservano minori spostamenti per il caso di solaio ligneo (TavolatoSemplice) a parità di PGA in quanto il comportamento della struttura non è globale e tende a prevalere il ribaltamento delle pareti ortogonali all'azione; inoltre lo spostamento non raggiunge mai il valore limite che porta alla rottura definitiva del maschio murario. Per quanto riguarda gli spostamenti del secondo solaio questi sono largamente maggiori sempre per la mancanza di comportamento scatolare.
- L'effetto delle tecniche di consolidamento risulta, ai fini degli spostamenti dei maschi e del secondo solaio, praticamente identico; si può definire sicuramente migliorativo per il comportamento globale della struttura anche se i maschi murari all'aumentare della PGA tendono a rompersi per raggiungimento dello spostamento massimo.

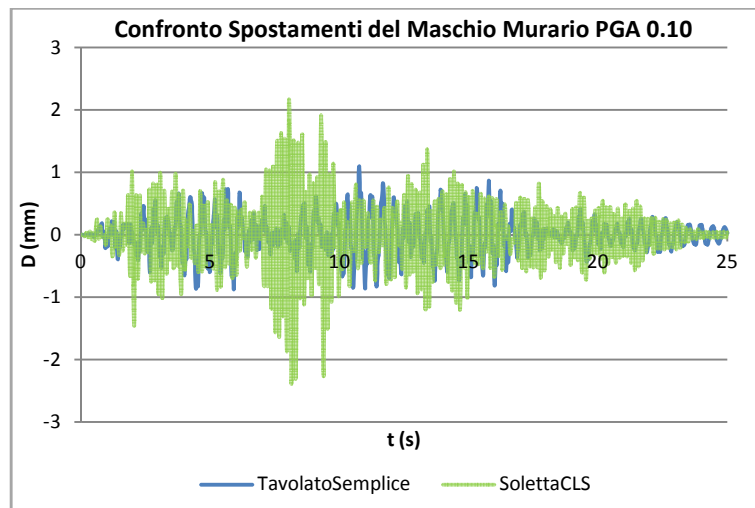


Figura 128 - Confronto TavolatoSemplice-SolettaCLS, PGA 0.10, spostamenti del maschio murario.

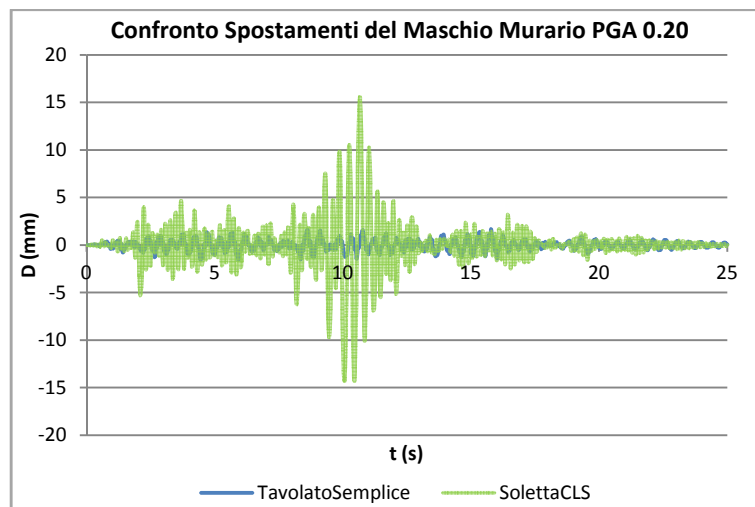


Figura 129 - Confronto TavolatoSemplice-SolettaCLS, PGA 0.20, spostamenti del maschio murario.

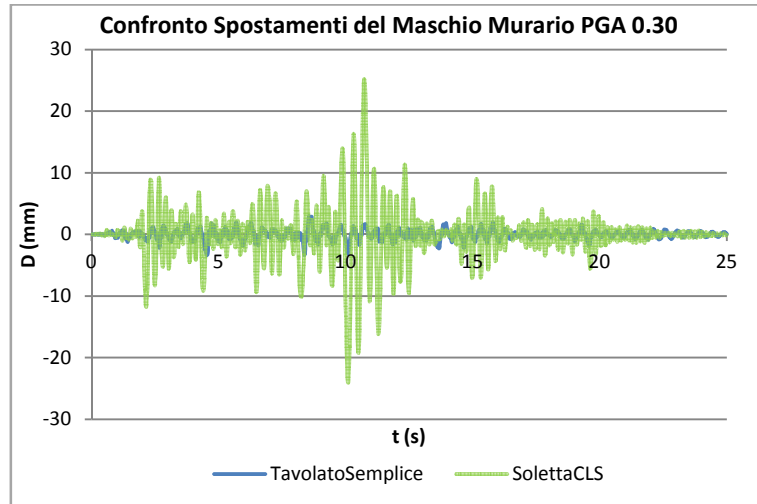


Figura 130 - Confronto TavolatoSemplice-SolettaCLS, PGA 0.30, spostamenti del maschio murario.

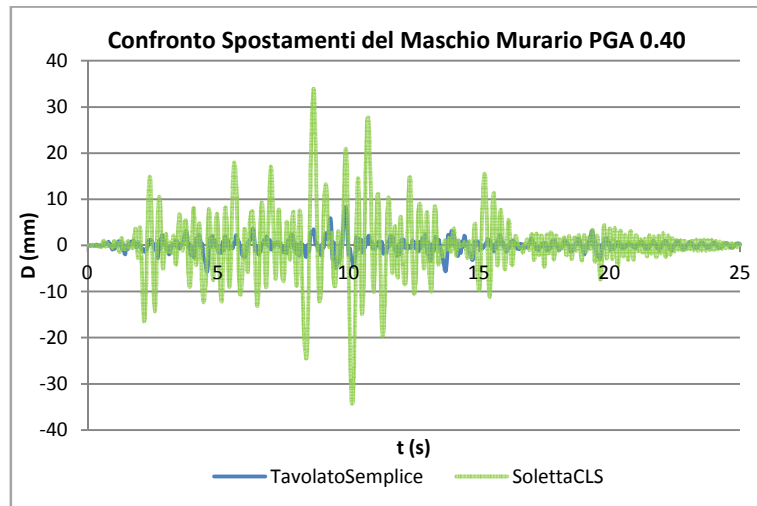


Figura 131 - Confronto TavolatoSemplice-SolettaCLS, PGA 0.40, spostamenti del maschio murario.

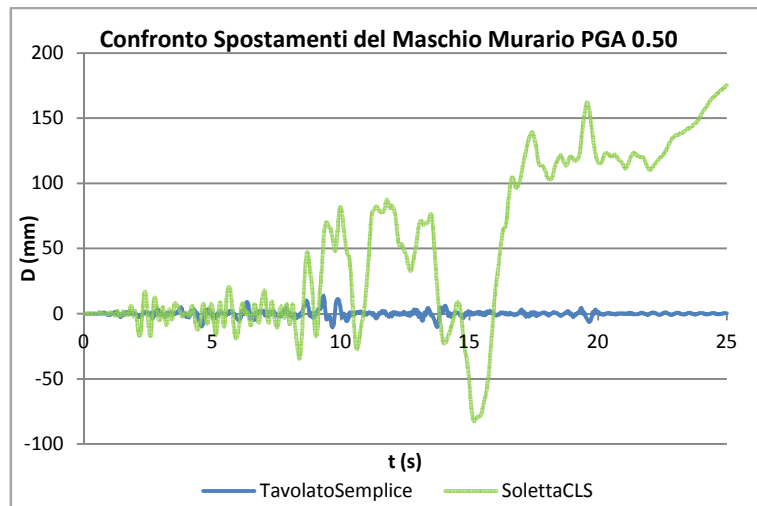


Figura 132 - Confronto TavolatoSemplice-SolettaCLS, PGA 0.50, spostamenti del maschio murario.

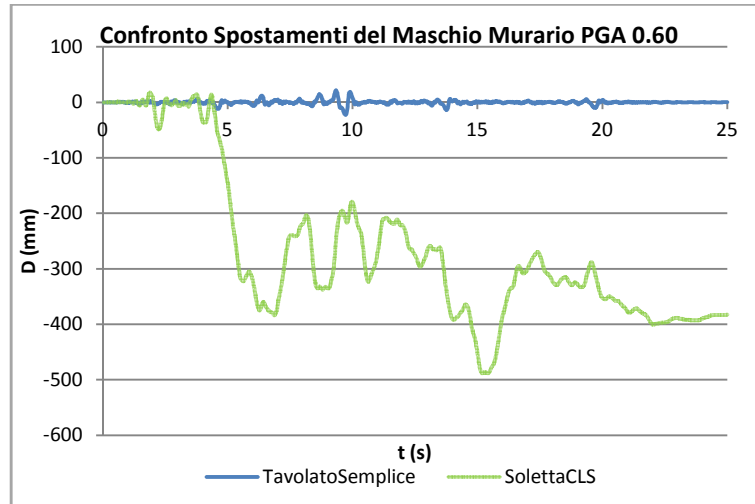


Figura 133 - Confronto TavolatoSemplice-SolettaCLS, PGA 0.60, spostamenti del maschio murario.

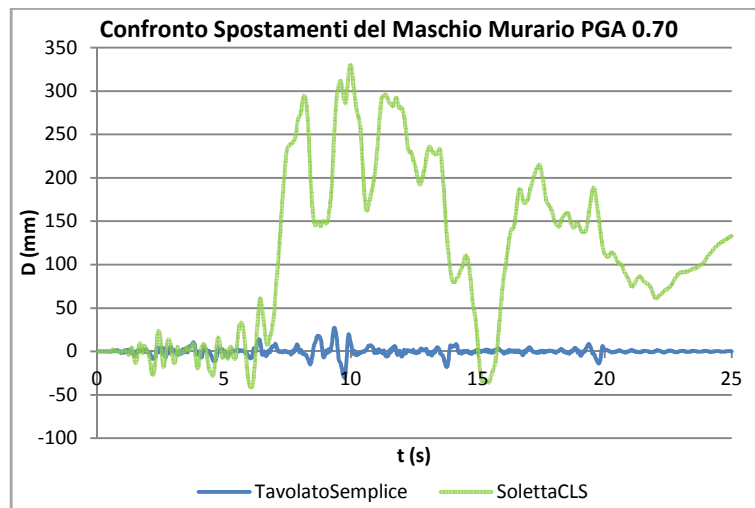


Figura 134 - Confronto TavolatoSemplice-SolettaCLS, PGA 0.70, spostamenti del maschio murario.

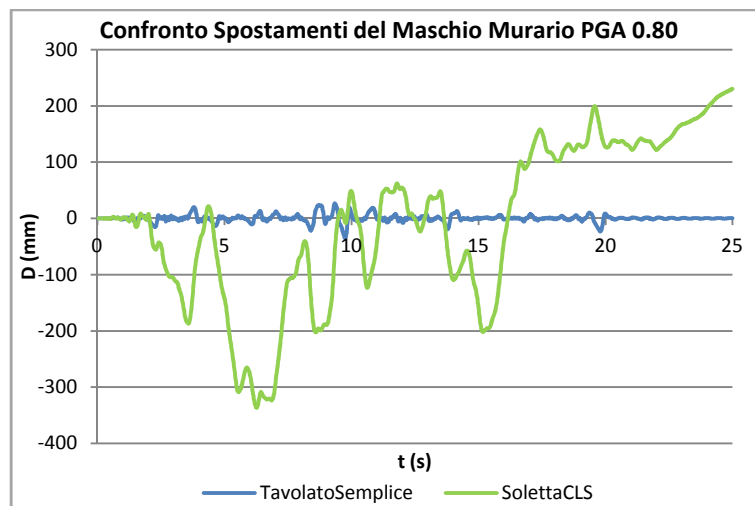


Figura 135 - Confronto TavolatoSemplice-SolettaCLS, PGA 0.80, spostamenti del maschio murario.



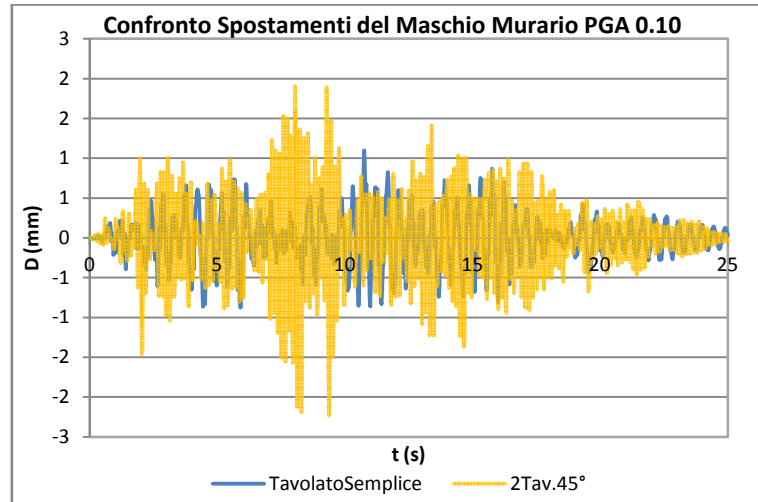


Figura 136 - Confronto TavolatoSemplice-2Tav.45°, PGA 0.10, spostamenti del maschio murario.

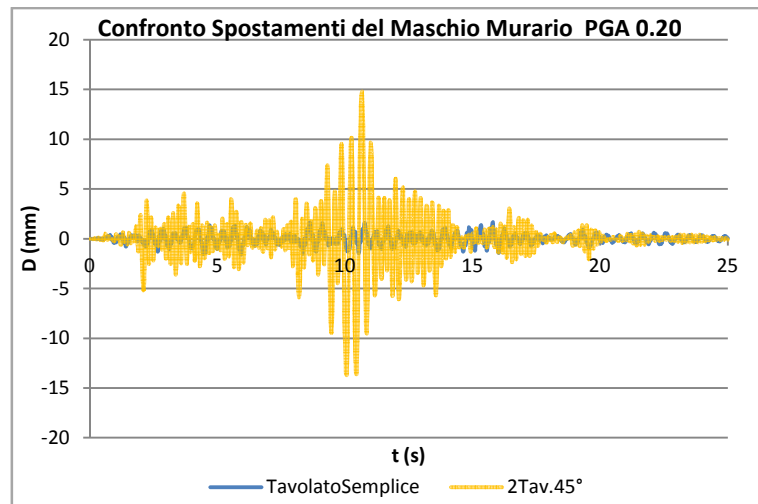


Figura 137 - Confronto TavolatoSemplice-2Tav.45°, PGA 0.20, spostamenti del maschio murario.

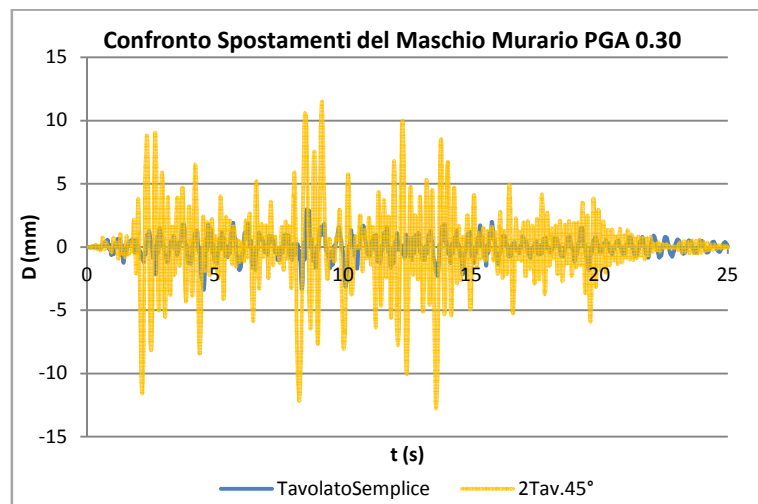


Figura 138 - Confronto TavolatoSemplice-2Tav.45°, PGA 0.30, spostamenti del maschio murario.

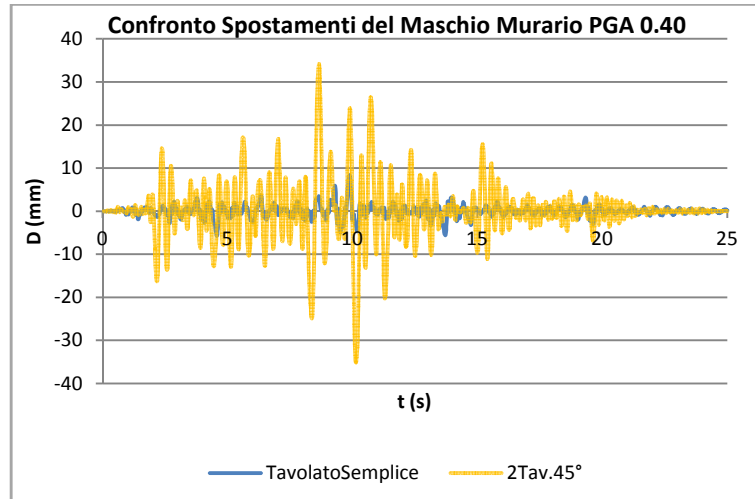


Figura 139 - Confronto TavolatoSemplice-2Tav.45°, PGA 0.40, spostamenti del maschio murario.

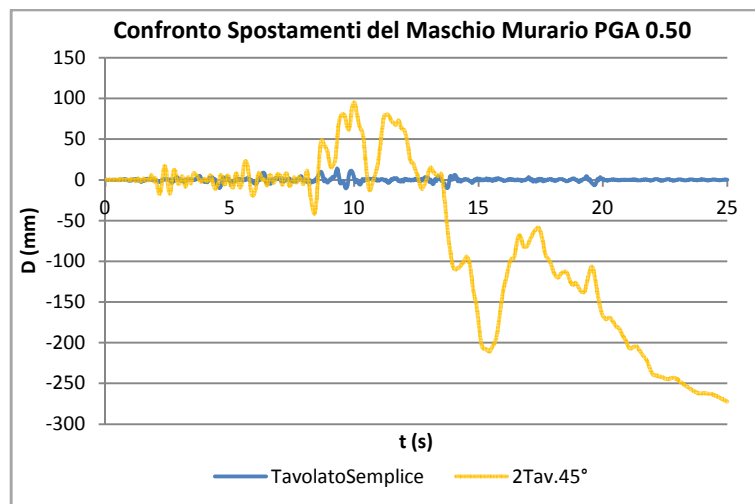


Figura 140 - Confronto TavolatoSemplice-2Tav.45°, PGA 0.50, spostamenti del maschio murario.

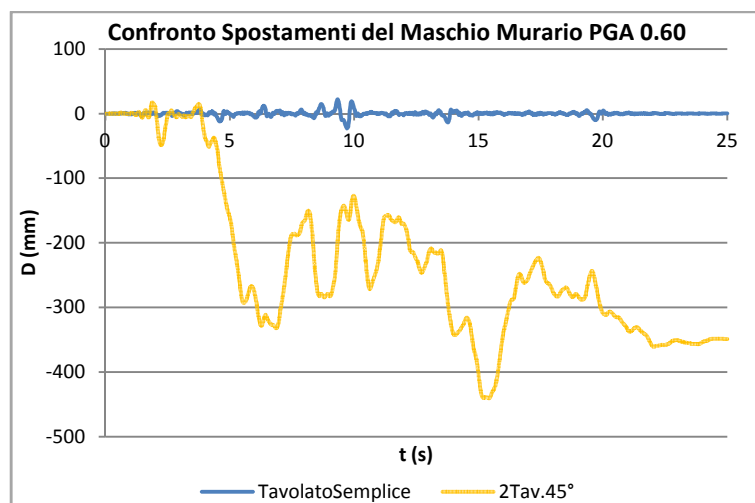


Figura 141 - Confronto TavolatoSemplice-2Tav.45°, PGA 0.60, spostamenti del maschio murario.

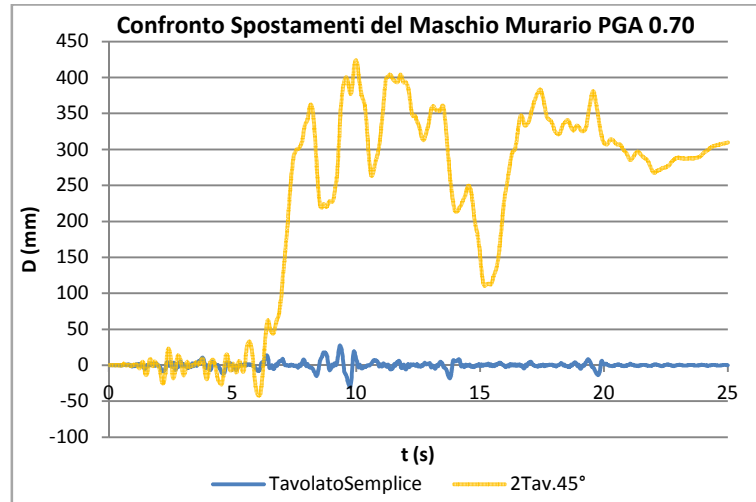


Figura 142 - Confronto TavolatoSemplice-2Tav.45°, PGA 0.70, spostamenti del maschio murario.

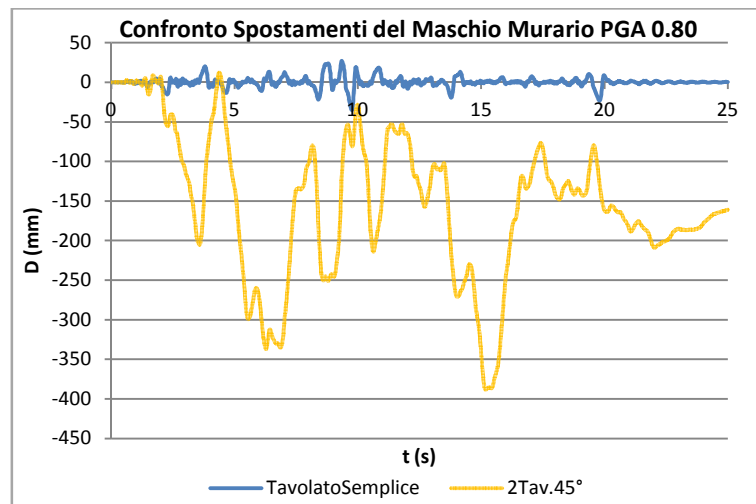


Figura 143 - Confronto TavolatoSemplice-2Tav.45°, PGA 0.80, spostamenti del maschio murario.

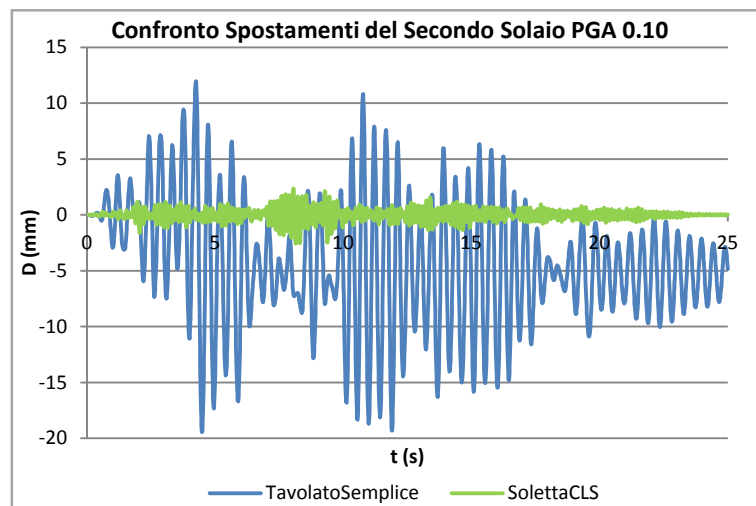


Figura 144 - Confronto TavolatoSemplice-SolettaCLS, PGA 0.10, spostamenti del secondo solaio.

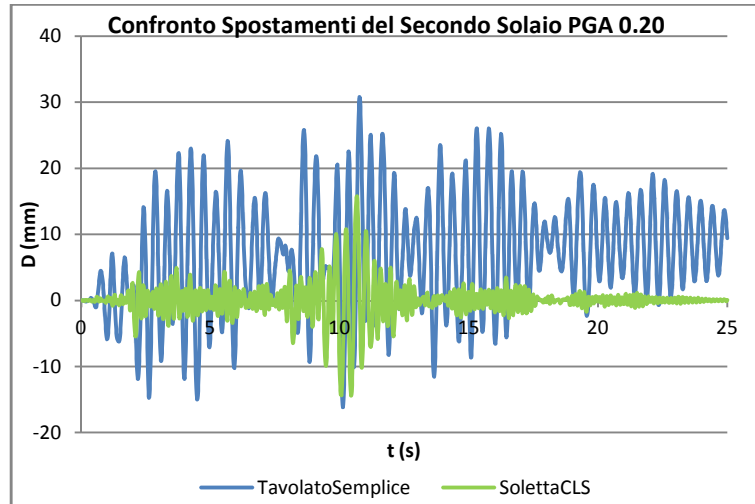


Figura 145 - Confronto TavolatoSemplice-SolettaCLS, PGA 0.20, spostamenti del secondo solaio.

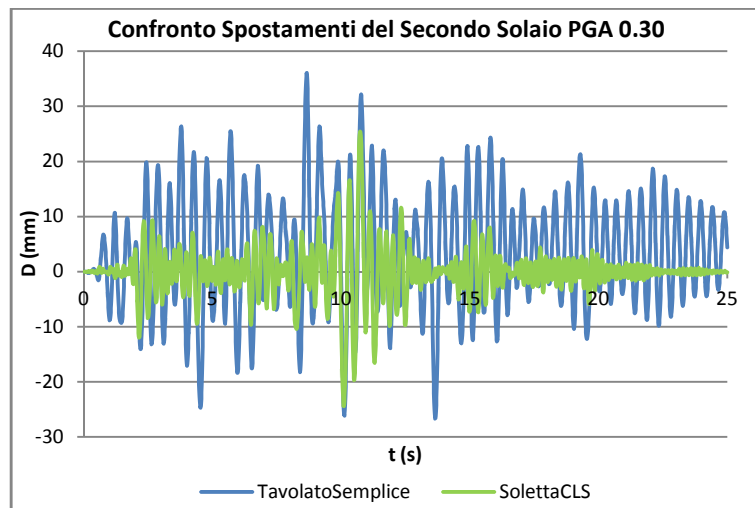


Figura 146 - Confronto TavolatoSemplice-SolettaCLS, PGA 0.30, spostamenti del secondo solaio.

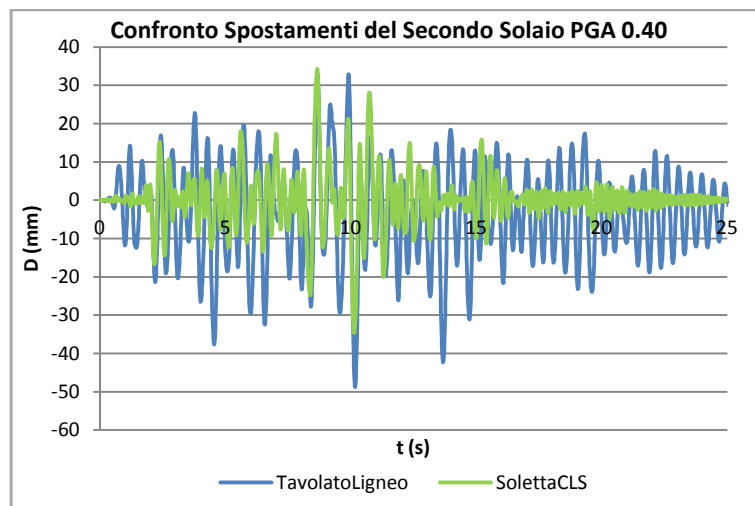


Figura 147 - Confronto TavolatoSemplice-SolettaCLS, PGA 0.40, spostamenti del secondo solaio.

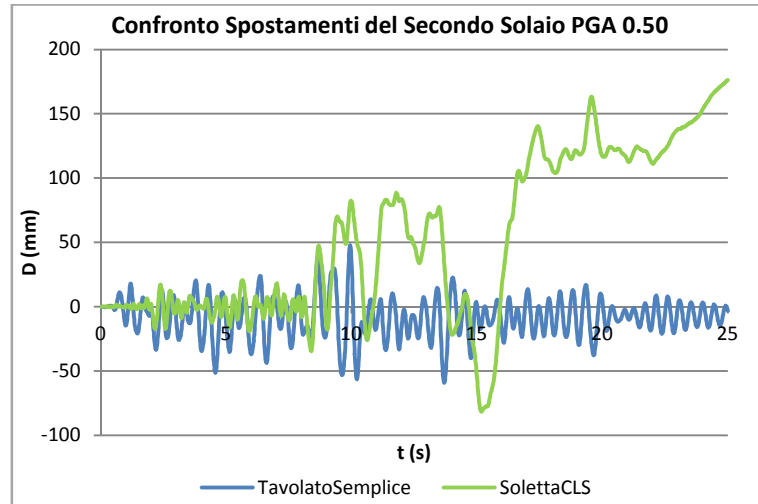


Figura 148 - Confronto TavolatoSemplice-SolettaCLS, PGA 0.50, spostamenti del secondo solaio.

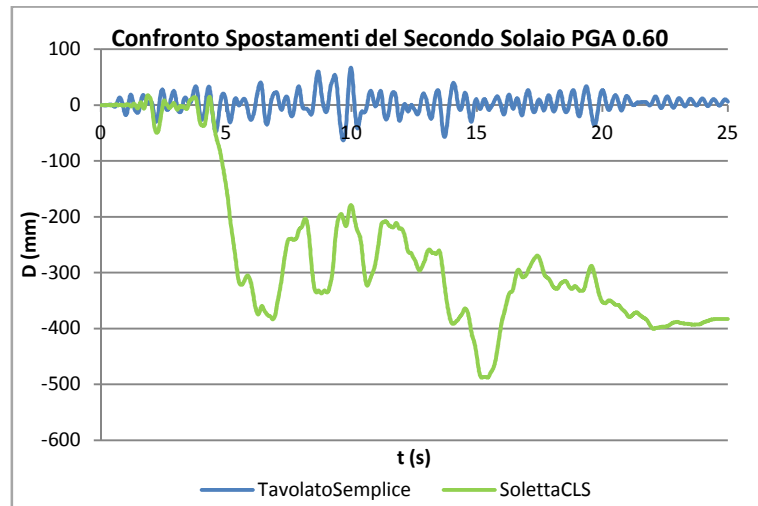


Figura 149 - Confronto TavolatoSemplice-SolettaCLS, PGA 0.60, spostamenti del secondo solaio.

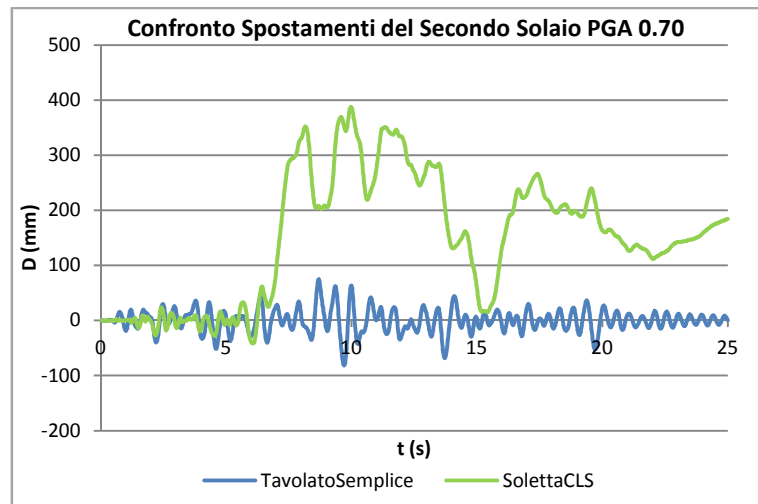


Figura 150 - Confronto TavolatoSemplice-SolettaCLS, PGA 0.70, spostamenti del secondo solaio.

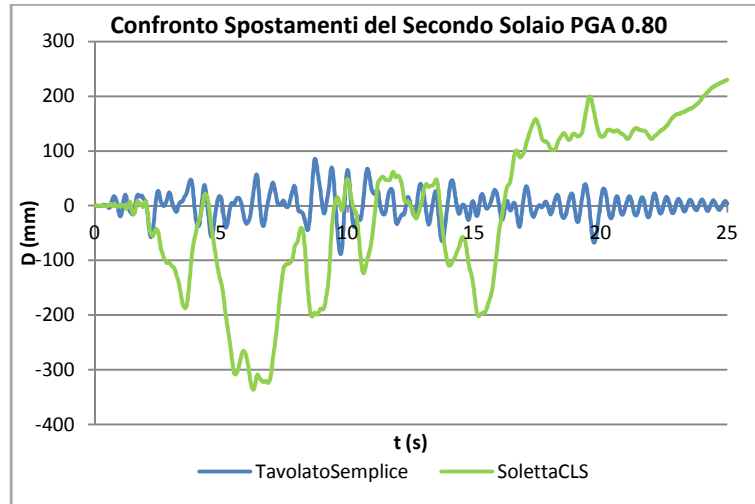


Figura 151 - Confronto TavolatoSemplice-SolettaCLS, PGA 0.80, spostamenti del secondo solaio.

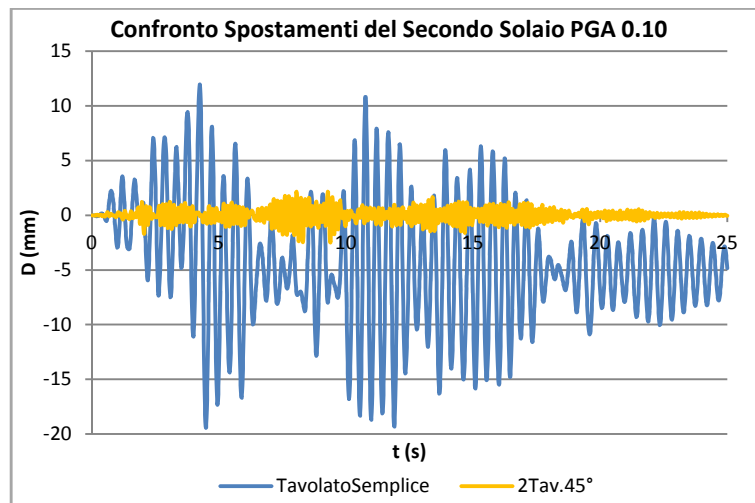


Figura 152 - Confronto TavolatoSemplice-2Tav.45°, PGA 0.10, spostamenti del secondo solaio.

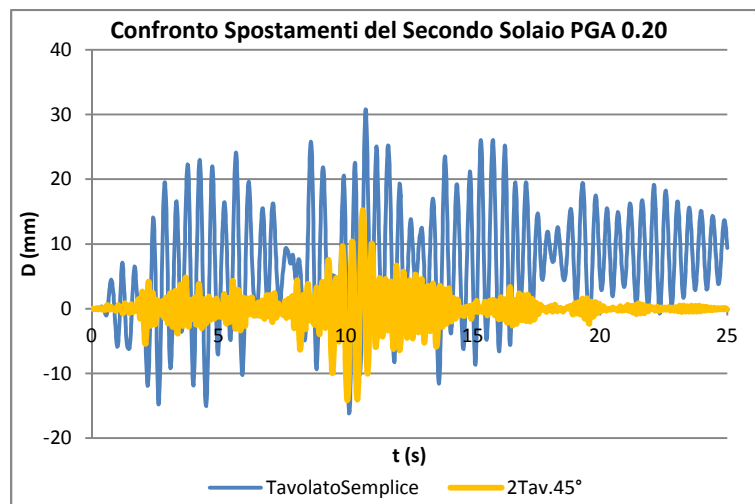


Figura 153 - Confronto TavolatoSemplice-2Tav.45°, PGA 0.20, spostamenti del secondo solaio.

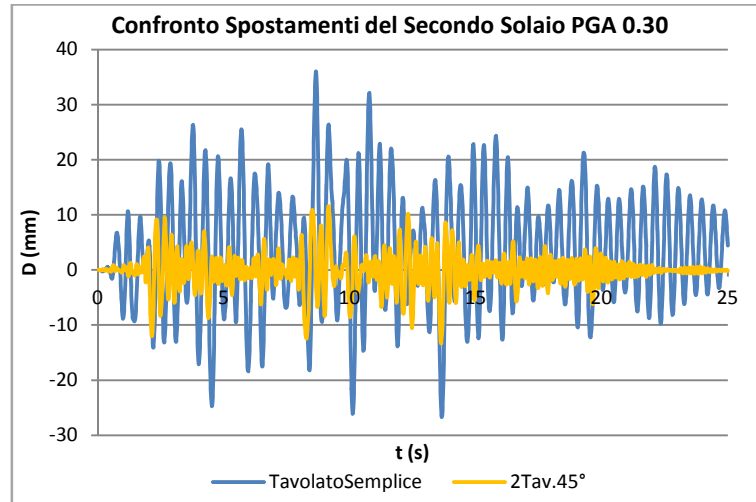


Figura 154 - Confronto TavolatoSemplice-2Tav.45°, PGA 0.30, spostamenti del secondo solaio.

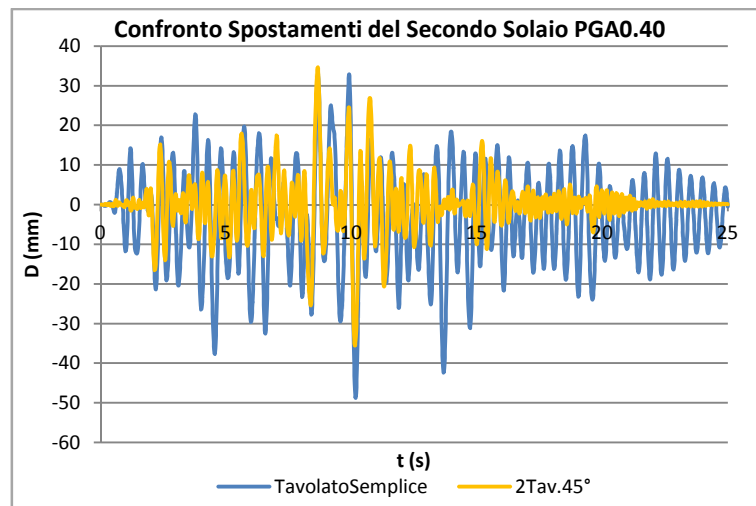


Figura 155 - Confronto TavolatoSemplice-2Tav.45°, PGA 0.40, spostamenti del secondo solaio.

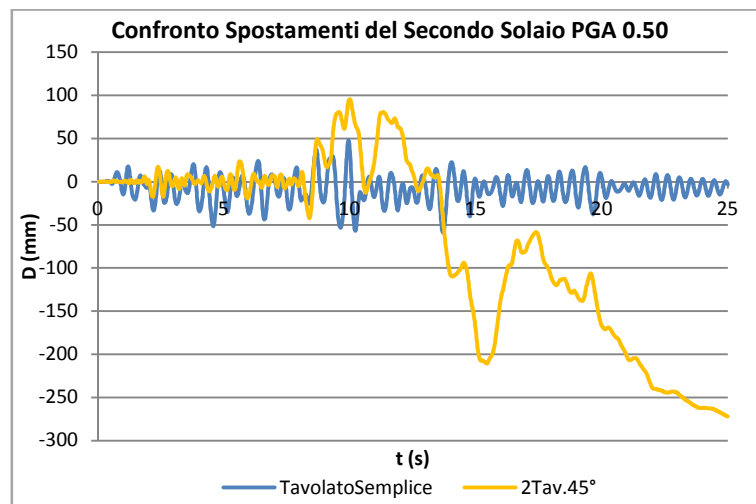


Figura 156 - Confronto TavolatoSemplice-2Tav.45°, PGA 0.50, spostamenti del secondo solaio.

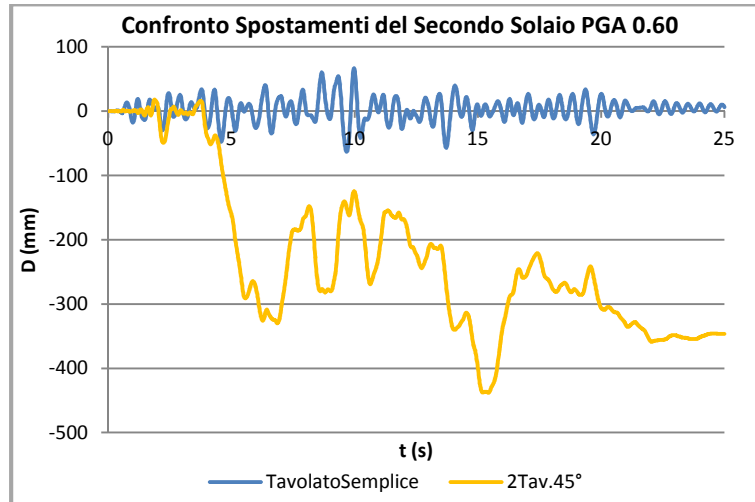


Figura 157 - Confronto TavolatoSemplice-2Tav.45°, PGA 0.60, spostamenti del secondo solaio.

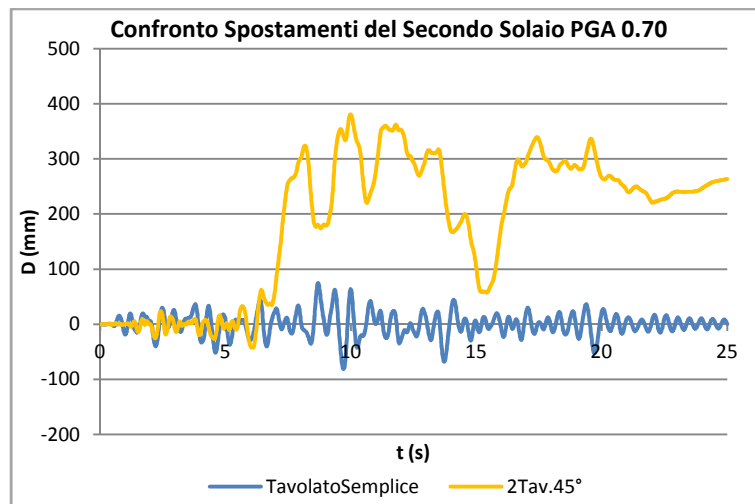


Figura 158 - Confronto TavolatoSemplice-2Tav.45°, PGA 0.70, spostamenti del secondo solaio.

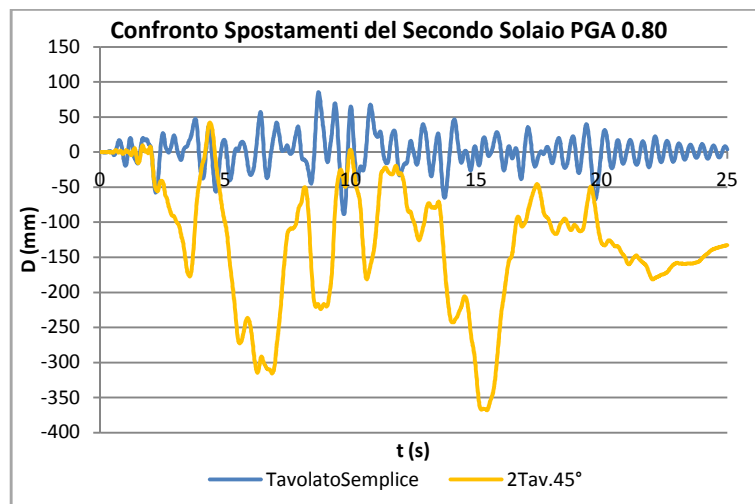


Figura 159 - Confronto TavolatoSemplice-2Tav.45°, PGA 0.80, spostamenti del secondo solaio.

Si riportano infine dei grafici riassuntivi di quelli fin qui visti in cui si mettono in relazione gli spostamenti massimi assoluti per le tre tipologie di solaio al variare della PGA. Questo permette di distinguere in maniera netta il comportamento della struttura al variare della rigidità di piano e



dell'entità della forza orizzontale. Per il maschio murario lo spostamento viene troncato a 48-50 mm circa e cioè al valore di rottura.

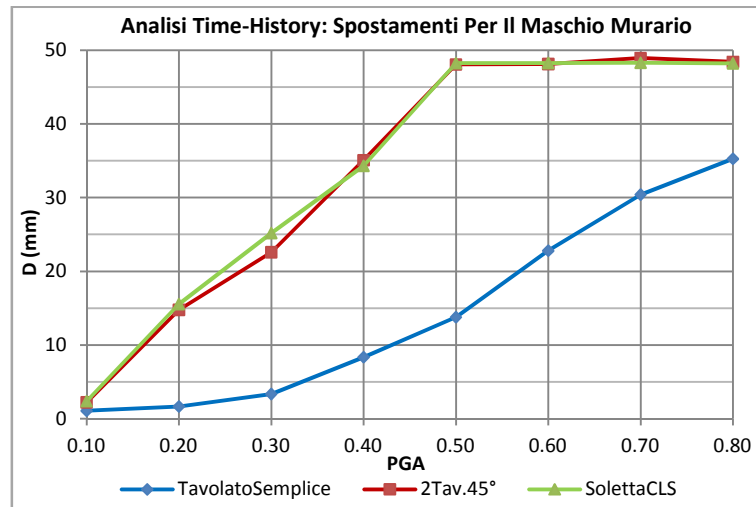


Figura 160 - Spostamenti del maschio murario al variare della PGA, analisi time history.

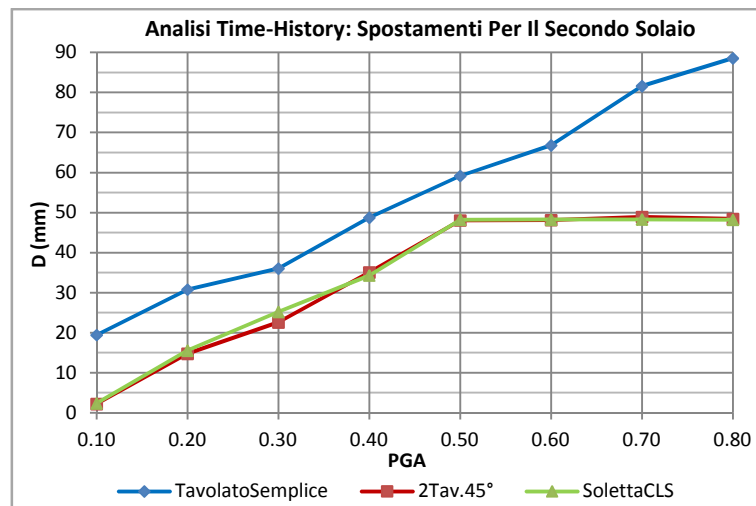


Figura 161 - Spostamenti del secondo solaio al variare della PGA, analisi time history.

Si possono quindi trarre le seguenti conclusioni:

- I maschi murari dell'edificio con solaio ligneo (TavolatoSemplice) sono soggetti a spostamenti inferiori anche a parità di PGA e quindi di sforzo; di fatto non arrivano mai a rottura anche se l'edificio ne risulta comunque compromesso per il ribaltamento delle murature ortogonali all'azione sismica. Quindi il solaio denominato come "TavolatoSemplice" sembra preservare le murature.
- I maschi murari dell'edificio con solaio consolidato, indipendentemente dalla tecnologia, subiscono spostamenti maggiori fino ai valori limite di rottura pari circa al 0,7-0,8 % dell'altezza dei maschi stessi. La rottura viene via via anticipata nel tempo con l'aumentare della PGA di progetto facendo intuire che esiste un valore limite di PGA per cui i maschi possono resistere a presso-flessione.
- Gli spostamenti del solaio nel caso di diaframma flessibile (TavolatoSemplice) sono molto elevati e incompatibili con il collasso per ribaltamento delle murature ortogonali all'azione. Di fatto l'effetto "benefico" per le murature parallele al sisma viene del

tutto annullato in quanto l'edificio subisce comunque danni considerevoli e maggiormente pericolosi.

- Nel caso di diaframma rigido gli spostamenti del solaio, come previsto, risultano del tutto analoghi a quelli della muratura prevedendo il meccanismo di piano rigido. Il comportamento globale dell'edificio è sicuramente migliorato in quanto si evitano tutti quei fenomeni di collasso locale estremamente pericolosi.

Si intende ora analizzare nel dettaglio la risposta dei maschi murari e del secondo solaio ponendo a confronto i risultati dell'analisi time history con le curve di pushover ricavate al capitolo precedente. A tal riguardo è da segnalare un'inesattezza della soluzione legata molto probabilmente a perdita di congruenza che porta ad avere dei valori di taglio e di momento prima maggiori di quelli sostenibili dai maschi murari considerati. In buona sostanza la soluzione risulta corretta con riferimento allo spostamento massimo ma non per piccoli spostamenti. Questo costringe a utilizzare degli involuppi dei grafici ottenuti dall'analisi time history come illustrato in seguito:

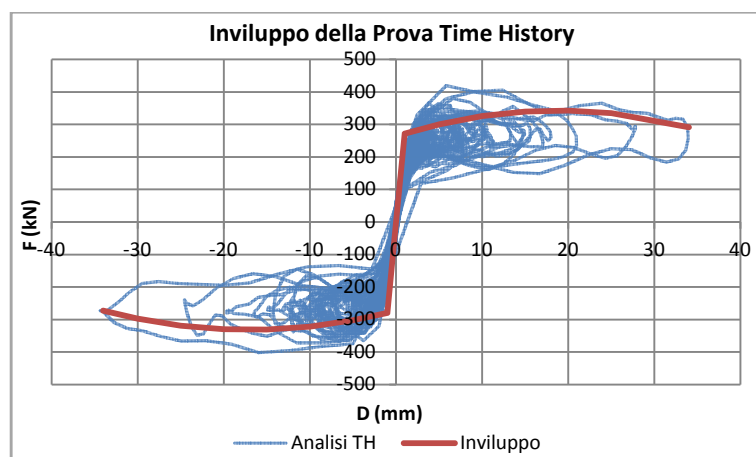


Figura 162 - Involuppo dei risultati dell'analisi time history.

L'involuppo del tratto orizzontale della curva time history è stato ricavato utilizzando delle curve paraboliche in seguito collegate tra loro da un tratto rettilineo. Si osservi che per piccoli spostamenti i corrispondenti valori di forza agente vengono esclusi dall'involuppo in quanto di molto superiori rispetto al valore massimo fornito dalle prove pushover. Di fatto si ritiene tollerabile un errore pari a circa il 15-20% del valore fornito dall'analisi statica non lineare, considerando lievi variazioni di compressione e quindi di momento resistente durante l'analisi dovute al fenomeno di rocking, cioè di schiacciamento, tipico delle murature.

Un ulteriore problema riscontrato nel modello riguarda la perdita di simmetria di comportamento una volta raggiunto lo snervamento o una rottura parziale della muratura. Questo comportamento è attendibile e collegato alla variazione del centro di resistenza una volta raggiunto un qualche punto di rottura degli elementi, con successiva perdita del comportamento simmetrico. Quindi gli involuppi sono stati selezionati considerando lo spostamento massimo raggiunto in valore assoluto.

Questo modo di operare ci ha permesso di organizzare i risultati attraverso dei grafici in cui si sono plottati la curva di pushover per il maschio murario o per il secondo solaio, i punti sulla curva stessa corrispondenti alle diverse PGA e gli involuipi delle curve ricavate dall'analisi time history. Questo tipo di grafico risulta però di difficile lettura e interpretazione per le numerose sovrapposizioni tra curve punti e colori. Si propone quindi un grafico semplificato in cui sono riportati:

- La curva di pushover (in blu).
- I punti sulla curva di pushover corrispondenti alle PGA crescenti, indicati da punti di colore rosso.
- I punti corrispondenti al massimo spostamento e relativo valore di taglio estrapolati dagli involuipi e indicati da croci colorate.

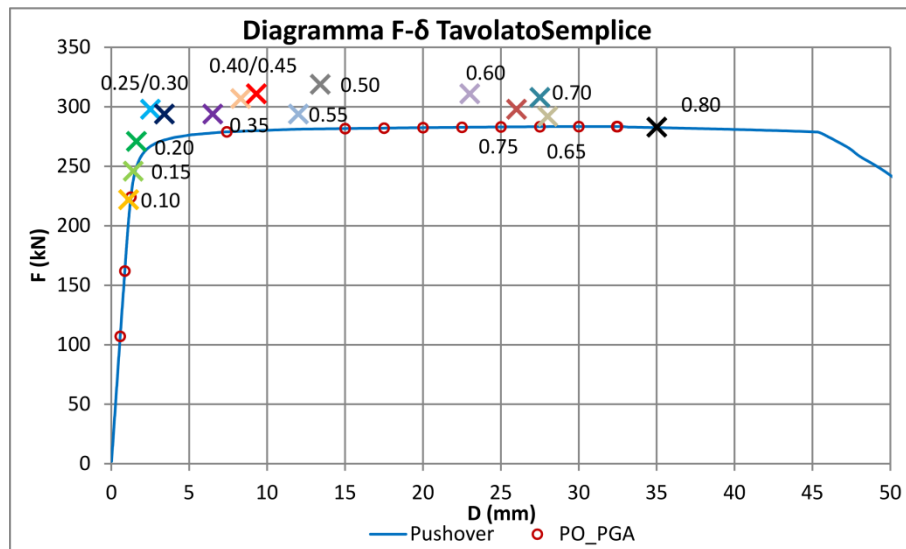


Figura 163 - Risultati analisi time history a confronto con curva di pushover, TavolatoSemplice, riferiti al maschio murario.

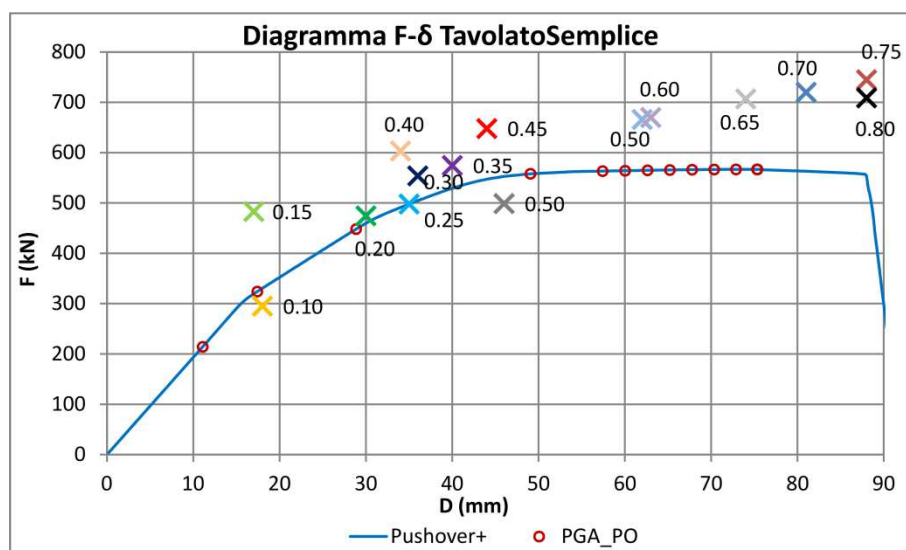


Figura 164 - Risultati analisi time history a confronto con curva di pushover, TavolatoSemplice, riferiti al secondo solaio.

I grafici mostrano una buona corrispondenza tra i risultati della prova pushover e di quella time history sia in termini di spostamento che di forze, con errori un po' più marcati per il caso del

secondo solaio. Inoltre si osserva come gli spostamenti si dispongono in ordine crescente seguendo l'aumento della PGA pur non coincidendo perfettamente con i punti ottenuti dall'analisi pushover.

Per il caso di solaio ligneo consolidato con doppio tavolato incrociato invece si osserva una buona corrispondenza fino a valori di PGA pari a 0.4/0.45 cioè fino a quei valori dopo i quali si ha la rottura dei maschi murari. Avvenuto ciò si osservano spostamenti maggiori con marcato decadimento della forza agente.

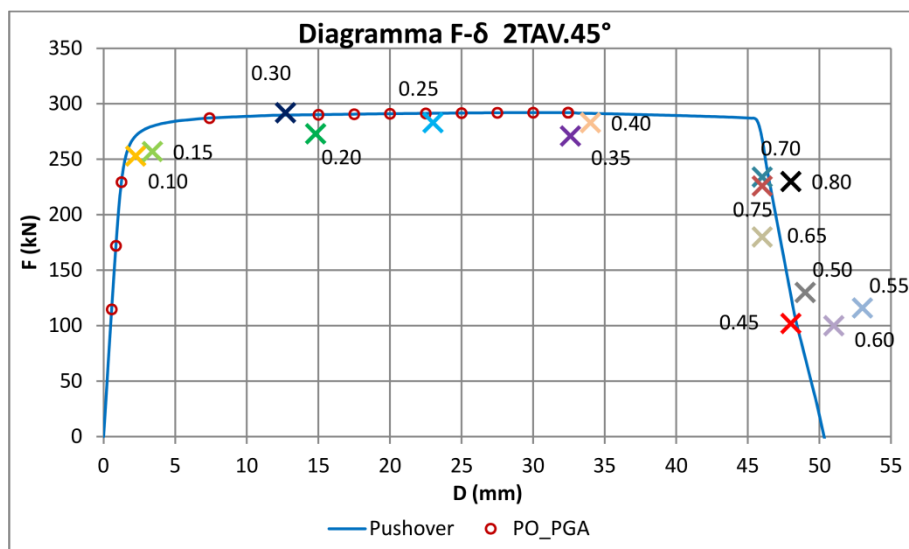


Figura 165 - Risultati analisi time history a confronto con curva di pushover, 2Tav.45°, riferiti al maschio murario.

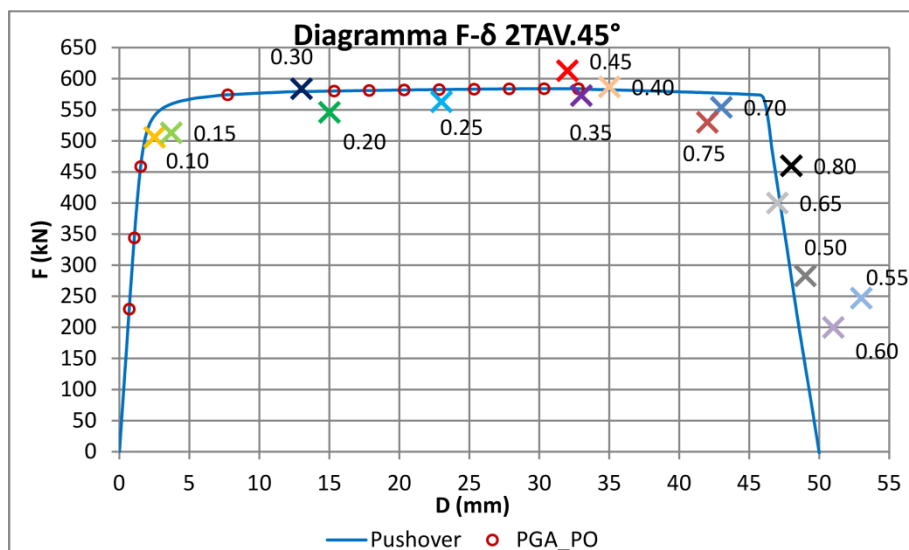


Figura 166 - Risultati analisi time history a confronto con curva di pushover, 2Tav.45°, riferiti al secondo solaio.

Per il caso di solaio consolidato con soletta in calcestruzzo armato i risultati sono del tutto simili a quelli ottenuti per la tipologia con soletta lignea. Questo dato però è ingannevole in quanto nel presente elaborato non si è considerata la variazione di massa del solaio. Di fatto essendo il peso della soletta in C.A. circa cinque volte maggiore di quello della soletta lignea ci si aspettano nella realtà spostamenti maggiori a parità di PGA mentre per quanto riguarda lo sforzo a cui sono soggette le murature esso rimane invariato perché funzione di geometria e materiale. Quindi il risultato atteso

per un caso reale in cui si applica il consolidamento con soletta in C.A. è la rottura dei maschi murari per valori di accelerazione al suolo più bassi.

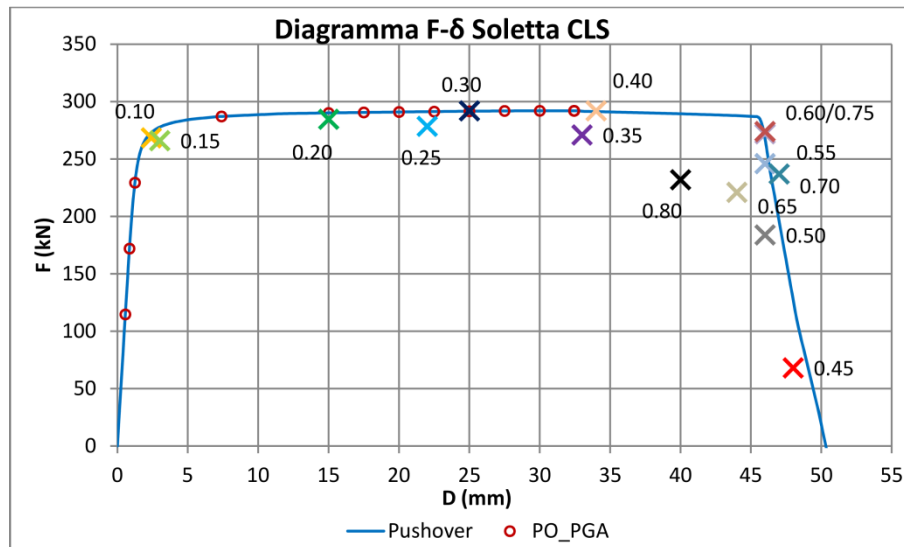


Figura 167 - Risultati analisi time history a confronto con curva di pushover, SolettaCLS, riferiti al maschio murario.

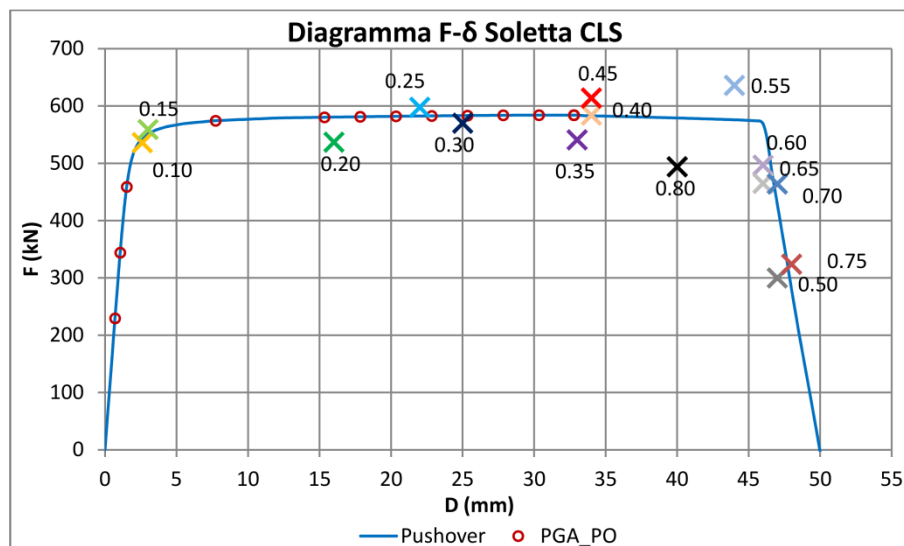


Figura 168 - Risultati analisi time history a confronto con curva di pushover, SolettaCLS, riferiti al secondo solaio.

Inoltre si tenga conto che pur avendo i due solai rigidzze elevate e poco distanti tra loro nel caso di solaio con doppio tavolato si ha dissipazione di energia in virtù dello scorrimento delle tavole mentre per la soletta in calcestruzzo ciò non avviene, o meglio avviene in maniera molto meno evidente. Questo è visibile analizzando il legame F-δ delle molle componenti il solaio, riportati alle figure 169-170 e riferite alle molle del secondo solaio.

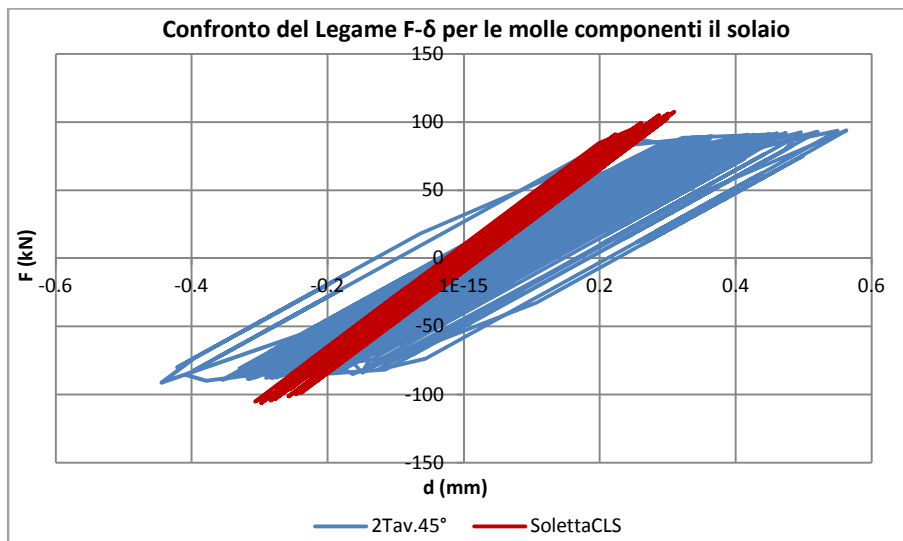


Figura 169 - Legame  $F-\delta$  per singola molla componente il solaio; confronto 2Tav.45°-SolettaCLS.

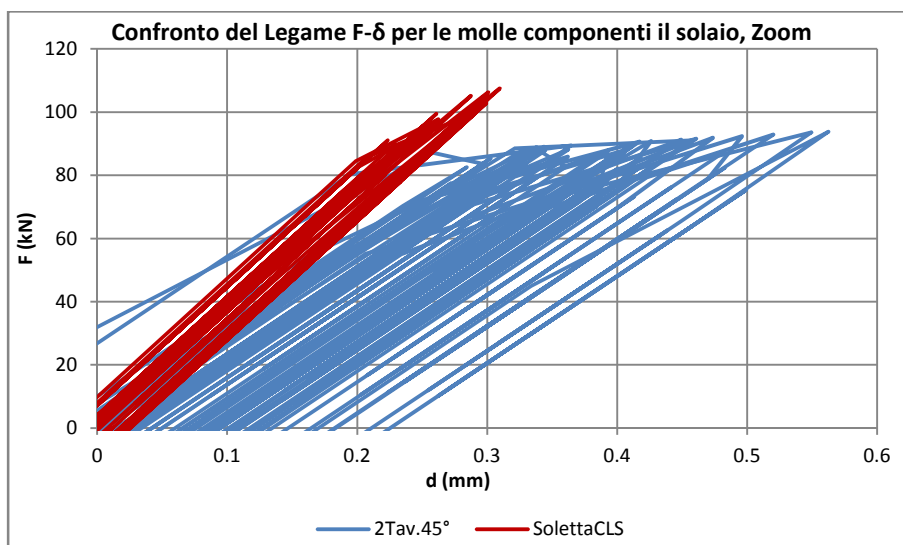


Figura 170 - Legame  $F-\delta$  per singola molla componente il solaio; confronto 2Tav.45°-SolettaCLS, Zoom.

A tale proposito si possono fare le seguenti osservazioni:

- Il solaio “SolettaCLS” mostra rigidezza e forza di snervamento più elevati in accordo con i parametri assegnati.
- È evidente come il solaio “2Tav.45°” dissipi maggiore energia a parità di PGA, mostrando dei cicli isteretici molto ampi.

Dal punto di vista globale si osserva però come per entrambe le tipologie di consolidamento l’aliquota di energia dissipata dal solaio sia quasi nulla rispetto a quella delle murature e all’energia totale in input. Quindi l’eccessivo irrigidimento del solaio non è auspicabile per i seguenti motivi:

- Eccessivi spostamenti dei maschi sismo resistenti, con raggiungimento della rottura degli stessi.
- Scarso o nullo contributo alla dissipazione energetica rispetto al caso di solaio flessibile.

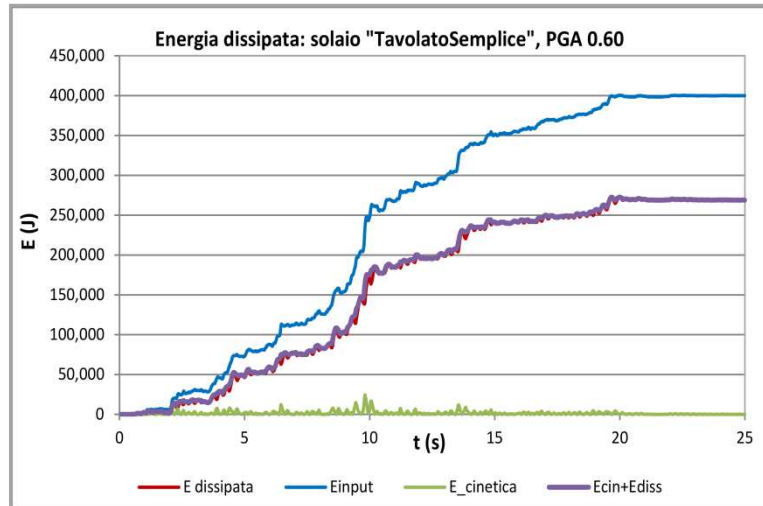


Figura 171 - Calcolo energetico, "TavolatoSemplice", PGA 0.60.

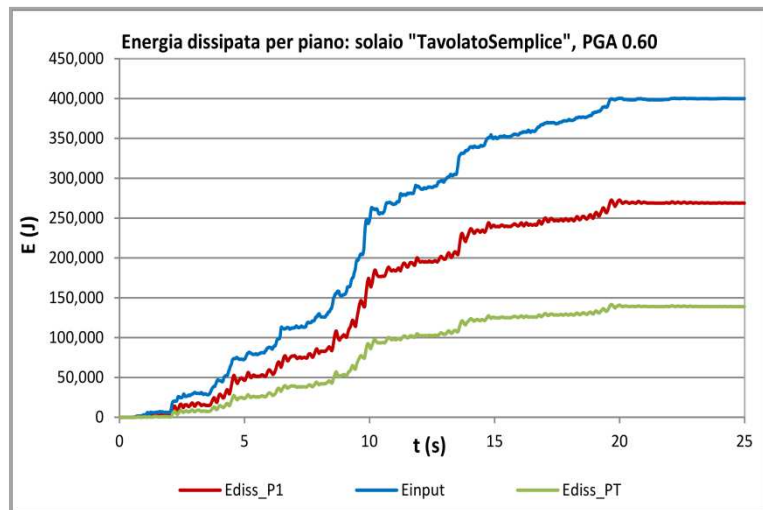


Figura 172 - Calcolo energetico per piano, "Tavolato Semplice", PGA 0.60.

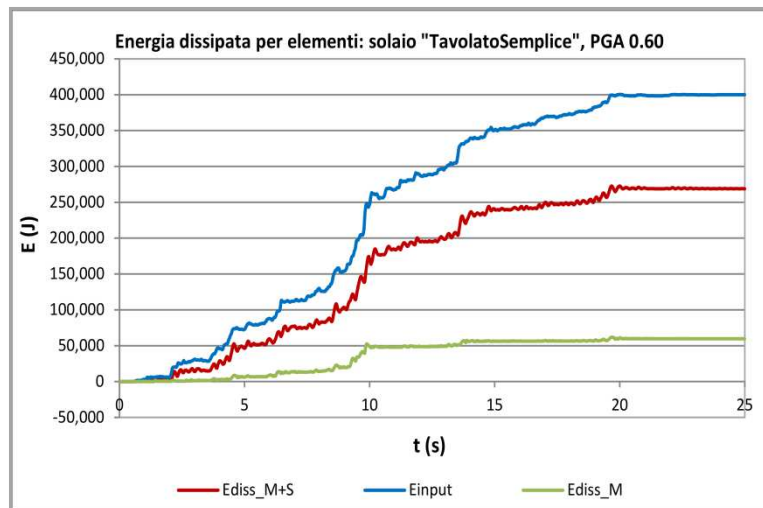


Figura 173 - Calcolo energetico per elementi, "Tavolato Semplice", PGA 0.60.

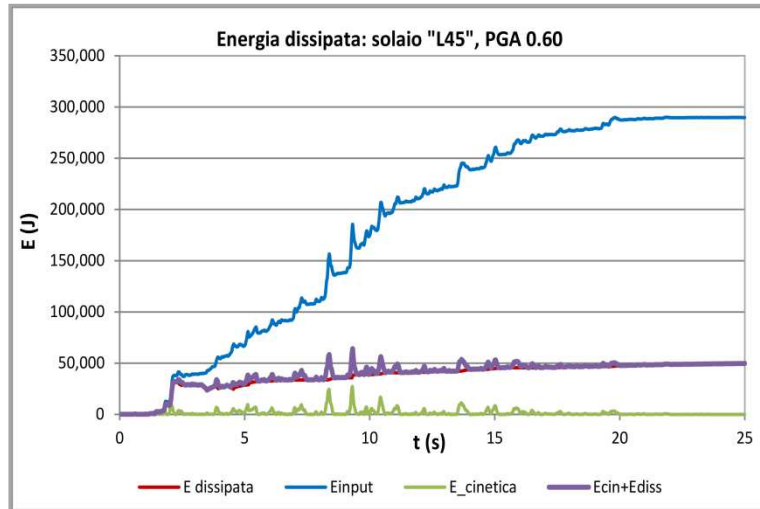


Figura 174 - Calcolo energetico, "L45", PGA 0.60.

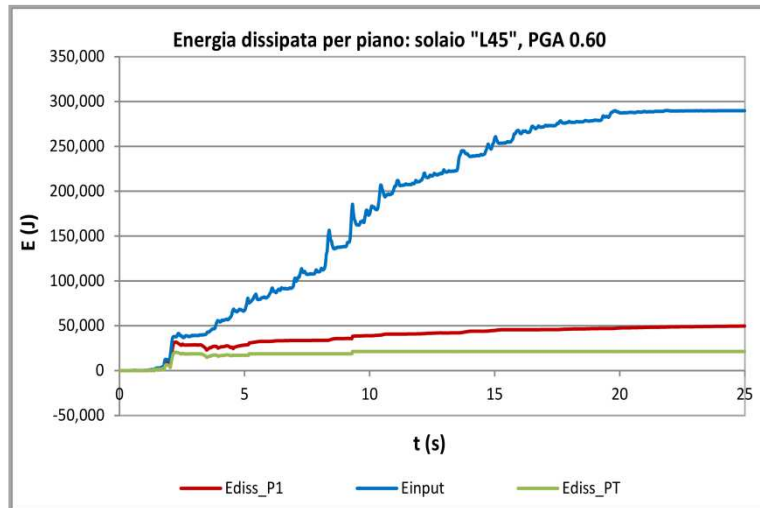


Figura 175 - Calcolo energetico per piano, "L45", PGA 0.60.

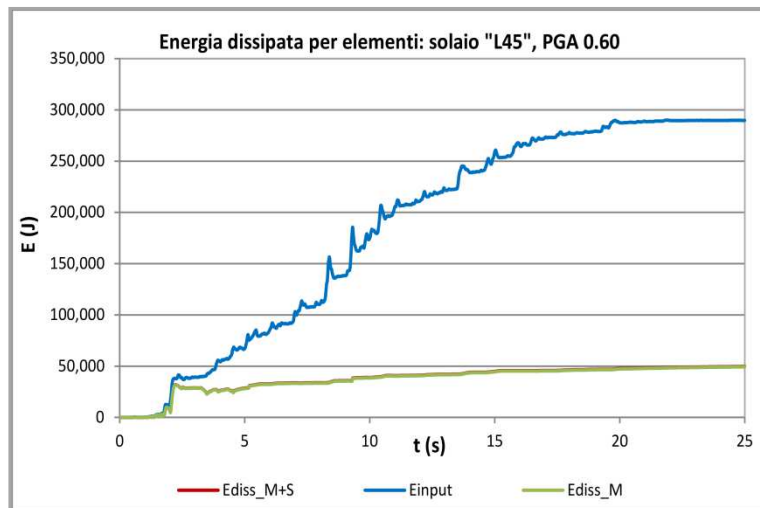


Figura 176 - Calcolo energetico per elementi, "L45", PGA 0.60.



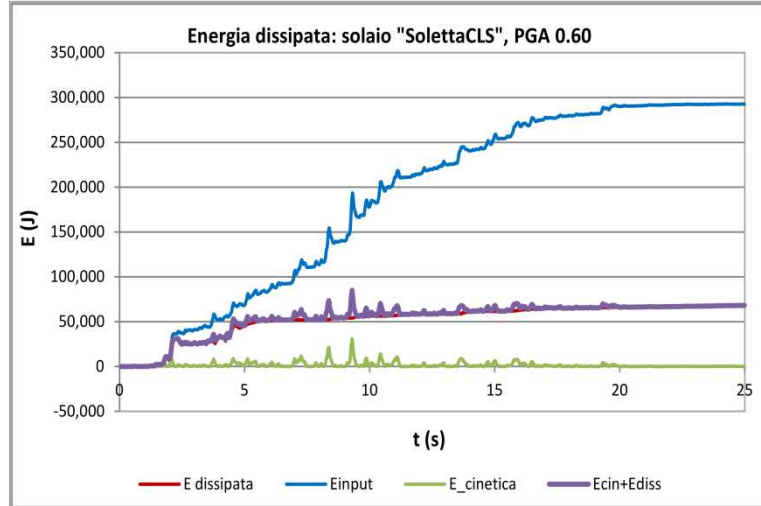


Figura 177 - Calcolo energetico, "SolettaCLS", PGA 0.60.

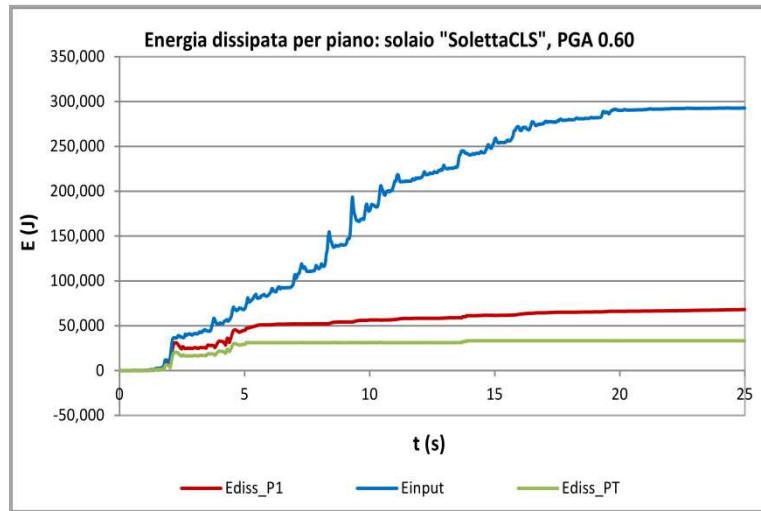


Figura 178 - Calcolo energetico per piano, "SolettaCLS", PGA 0.60.

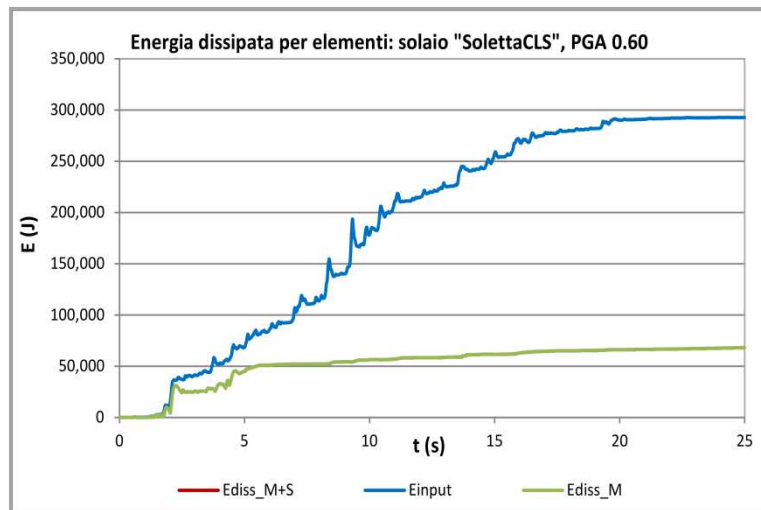


Figura 179 - Calcolo energetico per elementi, "SolettaCLS", PGA 0.60.

Infine è interessante osservare cosa avviene nel caso di eccentricità del centro di taglio rispetto al centro di massa con particolare riferimento alla distribuzione delle forze tra i maschi murari paralleli all'azione sismica. Il modello viene quindi modificato riducendo l'inerzia di una delle pareti a metà di quella originaria con un valore di eccentricità tra centro di rigidità e centro di massa pari a 0.24, ottenuto dal rapporto tra lo spostamento del centro di rigidità e la larghezza dell'edificio. La variazione avviene sempre per quanto concerne l'azione agente in direzione X come definita in precedenza. Il test viene eseguito solo per il solaio semplice e per quello consolidato con soletta in calcestruzzo.

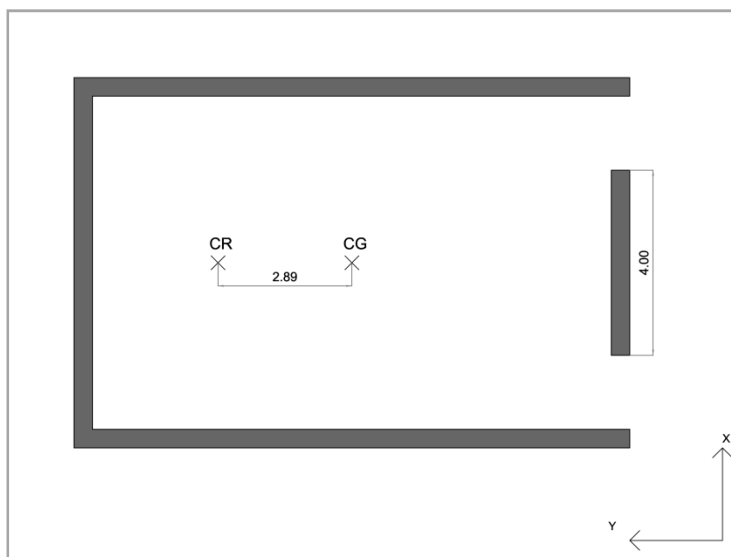


Figura 180 - Vista in pianta del modello con eccentricità.

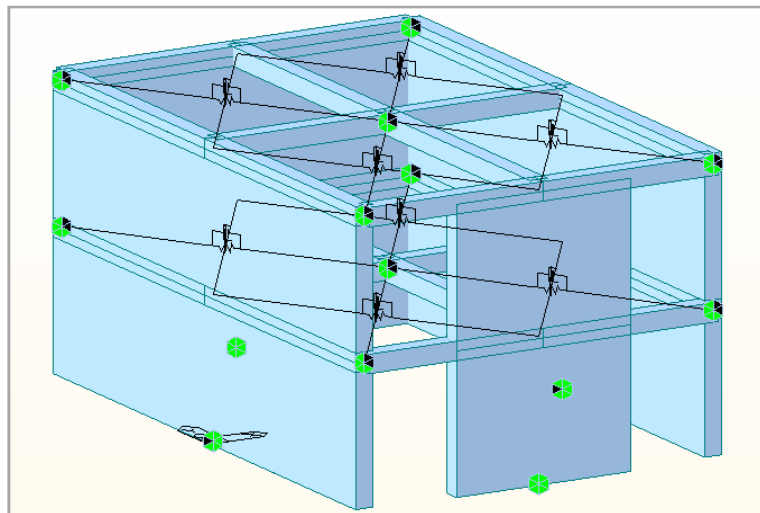


Figura 181 - Vista del modello modificato.

Preventivamente vengono svolte delle analisi pushover per determinare la capacità massima delle pareti intesa come il massimo spostamento raggiungibile e corrispondente taglio massimo (nel grafico con "Muro8" si indica quello di rigidità invariata e "Muro4" l'altro).

L'analisi mostra la riduzione di forza massima per il maschio di rigidità ridotta, come prevedibile, mentre per quanto riguarda la rottura questa si ha per entrambi i maschi per uno spostamento massimo pari circa al 0.7/0.8 % dell'altezza. Si osservi inoltre la minore resistenza del maschio murario meno rigido nel caso di solaio ligneo rispetto al caso di solaio consolidato con soletta in calcestruzzo. In ogni caso la riduzione di forza assorbita dal maschio è funzione della diminuzione del momento resistente a presso flessione dipendente dalla sezione del maschio stesso.

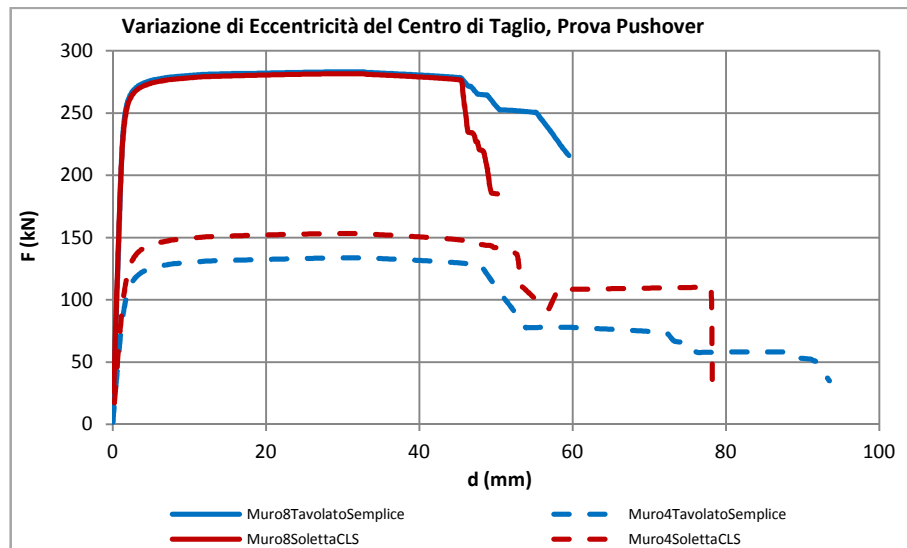


Figura 182 - Curve di capacità per i maschi murari.

Si riportano infine i risultati dell'analisi time history ottenuti applicando un accelerogramma con accelerazione di picco di 0.4g.

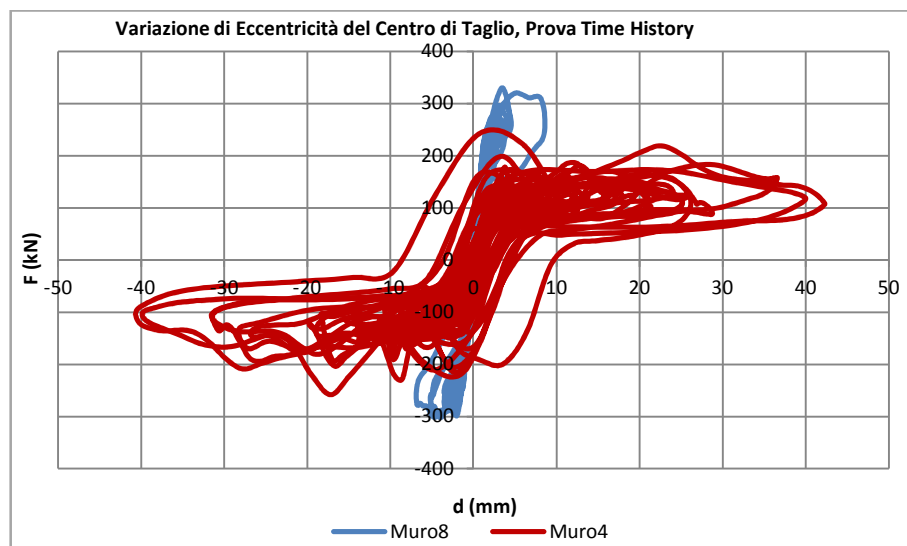


Figura 183 - Confronto sollecitazioni tra i due maschi murari paralleli all'azione, TavolatoSemplice.

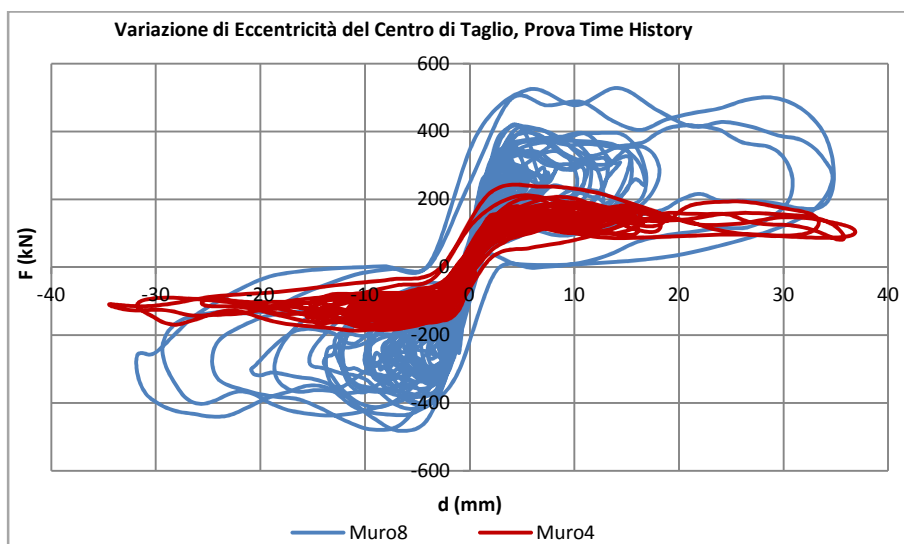


Figura 184 - Confronto sollecitazioni tra i due maschi murari paralleli all'azione, SolettaCLS.

Si riportano alcune osservazioni:

- La distribuzione delle forze per i due casi in esame cambia in funzione della rigidità di piano; le forze si ripartiscono infatti per aree di influenza nel caso del solaio ligneo semplice e in base alla rigidità nel caso di solaio con soletta in calcestruzzo, che a differenza del primo è in grado di ridistribuire anche gli effetti torsionali. In ogni caso le forze non possono superare i valori che determinano il massimo momento resistente per le due sezioni in esame; inoltre a sottolineare la correttezza del modello il taglio alla base risulta essere lo stesso per entrambi i casi.
- Diretta conseguenza dell'osservazione precedente è il diverso comportamento se si guarda agli spostamenti e alle forze; nel caso di solaio ligneo semplice si osservano infatti a parità di forza spostamenti diversi mentre nel caso di soletta in calcestruzzo a parità di spostamenti si hanno forze diverse, il tutto con riferimento ai due maschi murari a confronto.
- È evidente nel caso di solaio non consolidato il comportamento del tutto indipendente delle pareti sismo resistenti; queste raggiungono entrambe il valore massimo in termini di sforzo ma gli spostamenti risultano di molto differenti.

Quindi il modello così come è stato realizzato risponde correttamente alle analisi di tipo time history anche nel caso di eccentricità del centro di rigidità rispetto a quello di massa.

## CONCLUSIONI

---

Si intende qui riassumere le principali conclusioni sul lavoro svolto sia per quanto riguarda il comportamento della struttura ma anche per la modellazione della muratura. Si riportano quindi le seguenti osservazioni di carattere generale:

- La modellazione a fibre della muratura risulta sufficientemente corretta per analizzare la rottura a presso flessione anche se come si è visto nell’analisi time history tende a dare dei valori errati di momento/taglio per piccoli spostamenti; un ulteriore limite di tale modellazione legato all’assunzione di comportamento “no tension” sta nella mancata possibilità di analizzare le rotture per taglio, molto frequenti nella muratura a seguito di eventi sismici.
- I solai modellati attraverso molle elastoplastiche con legge assegnata secondo risultati di prove sperimentali hanno dato la risposta che ci si attendeva per quel che riguarda il comportamento globale della struttura.
- Il comportamento globale della struttura non varia molto in funzione della metodologia di consolidamento ma una qualsiasi delle tecniche proposte migliora il comportamento dell’edificio che nella fase pre intervento è caratterizzato dalla risposta indipendente degli elementi che lo compongono.
- Le prove di pushover confermano quanto già detto mostrando un comportamento pressochè identico per le diverse tecniche di consolidamento, sottolineando la presenza di meccanismi locali di ribaltamento fuori piano delle pareti per il caso di solaio ligneo non consolidato; inoltre la capacità dei maschi sia in termini di sollecitazioni che di deformazione sono in linea con le indicazioni riportate nelle normative vigenti.

Si intende inoltre focalizzare l’attenzione sui risultati dell’analisi time history in merito alla quale si riportano le seguenti osservazioni:

- Gli andamenti degli spostamenti per i maschi murari sono quelli attesi e si differenziano tra i casi di solaio flessibile con spostamento inferiore a quello massimo e solaio rigido che invece raggiunge lo spostamento massimo per poi rompersi. Quindi il “non intervento” sui solai sembra essere preferibile preservando i maschi murari sismo resistenti pur non potendo tralasciare la pericolosità degli spostamenti fuori piano delle altre pareti.
- Gli andamenti degli spostamenti del secondo solaio confermano nel caso di solaio ligneo non consolidato che la struttura non ha comportamento globale di tipo scatolare, per cui i meccanismi di collasso da prevenire sono di tipo locale e nel caso specifico riguardano il ribaltamento fuori piano delle pareti.
- Per quanto riguarda la tipologia di consolidamento le due metodologie portano a risultati simili notando per l’edificio in questione un valore limite di PGA pari circa a 0.40-0.45g, oltrepassato il quale le rotture diventano evidenti alterando anche il comportamento simmetrico della struttura. Questo però non tiene conto dell’incremento di massa che risulta differente per le diverse tecniche di rinforzo e particolarmente influente sulla soluzione. Nel caso di consolidamento con soletta in

calcestruzzo l'incremento di massa è considerevole rispetto al caso di soletta lignea, circa cinque volte maggiore a parità di spessore realizzato. Quindi nel primo caso gli spostamenti, a parità di PGA, saranno superiori e il maschio murario tenderà a rompersi per valori di accelerazione inferiori.

- Il solaio consolidato con soletta lignea, pur presentando cicli isteretici più ampi e quindi maggiore dissipazione di energia, non influisce molto sulla dissipazione energetica del fabbricato comportandosi in maniera del tutto analoga alla soletta in calcestruzzo.
- Il modello realizzato risponde correttamente anche nel caso di variazione del centro di rigidità rispetto al centro di massa dimostrando la diversa ripartizione delle forze che esiste tra solai flessibili e solai rigidi e in quest'ultimo caso la capacità di distribuire anche gli effetti torsionali. Sottolinea inoltre l'indipendenza di comportamento tra gli elementi sismo resistenti mostrando per i maschi murari spostamenti molto diversi tra loro.

Concludendo:

- Dai risultati dell'analisi si evince che l'eccessivo irrigidimento del solaio non è auspicabile sia per gli eccessivi spostamenti che subiscono i maschi murari che per lo scarso contributo di dissipazione energetica. D'altra parte nemmeno un solaio eccessivamente deformabile risulta adatto per le eccessive deformazioni legate a fenomeni di ribaltamento delle pareti fuori piano. Ne segue quindi la necessità di soluzioni equilibrate che tengano conto della possibilità di incrementare le capacità del solaio nel piano e fuori piano preservando allo stesso tempo i maschi murari.
- Un futuro sviluppo consiste nell'implementare dei macroelementi che possano tenere in conto le rotture per taglio nell'analisi time-history, in modo da considerare l'elevato contributo da esse apportato alla dissipazione energetica.

## BIBLIOGRAFIA

---

- [1] A. Brignola, S. Podestà, S. Pampanin: "In-plane stiffness of wooden floor", from 2008 NZSEE conference.
- [2] 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.
- [3] M. Corradi, E. Speranzini, A. Borri, A. Vignoli: "In-plane shear reinforcement of wood beam floors with FRP", ELSEVIER 2005.
- [4] M.R. Valluzzi, E. Garbin, M. Dalla Benetta, C. Modena: "Experimental assessment and modelling of in-plane behaviour of timber floor", Taylor and Francis Group 2008.
- [5] M.R. Valluzzi, E. Garbin, M. Dalla Benetta, C. Modena: "In-plane strengthening of timber floors for the seismic improvement of masonry buildings", from WTCE 2010.
- [6] C. Modena, F. Casarin, F. Da Porto, E. Garbin, N. Mazzon, M. Munari, M. Panizza, M.R. Valluzzi: "Structural interventions on historical masonry buildings: review of eurocode 8 provisions in the light of the Italian experience", from E. Cosenza (ed.), Eurocode 8 perspectives from the Italian standpoint workshop, 225-236, 2009 Doppiavoce, Napoli, Italy.
- [7] 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.
- [8] G. Magenes, A. Penna: "Existing masonry buildings: general code issues and methods of analysis and assessment", from E. Cosenza (ed.), Eurocode 8 perspectives from the Italian standpoint workshop, 225-236, 2009 Doppiavoce, Napoli, Italy.
- [9] S. Lagomarsino, G. Magenes: "Evaluation and reduction of the vulnerability of masonry buildings", from Line 1 ReLUIS 2005-2008.
- [10] G. Magenes, G.M. Calvi: "In-Plane seismic response of brick masonry walls", from Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 26, 1091-1112 (1997).
- [11] C. Calderini, S. Cattari, S. Lagomarsino: "In-plane strength of unreinforced masonry piers", from Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 38, 243-267 (2009).
- [12] P. Fajfar, M. EERI: "A non linear analysis method for performance based seismic design", from Earthquake Spectra, vol. 16, No. 3, pp. 573-592, August 2000.
- [13] A. Galasco, S. Lagomarsino, A. Penna: "On the use of pushover analysis for existing masonry buildings", from 1st ECEES, Geneva, Switzerland, 2006.
- [14] 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.
- [15] N. Gattesco, L. Macorini, F. Benussi: "Strengthening and stiffening ancient wooden floors with flat steel profiles", Structural Analysis of Historical Constructions, New Delhi, 2006.
- [16] I. Glongo, R. Tomasi, M.A. Parisi: "Analisi sismica di edifici tradizionali in muratura: influenza sulla risposta globale della rigidità di piano di solai lignei", ANIDIS, Bari, 2011.
- [17] H.B. Kaushik, D.C. Rai, S.K. Jain: "Stress-Strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression", ASCE, 2007.
- [18] M. Gallonelli, G. Magenes (supervisor): "Dynamic response of masonry buildings with rigid or flexible floors", 2007.

- [19] C. Baldessari, M. Piazza (tutor): "In-plane behaviour of differently refurbished timber floors", 2010.
- [20] M. Piazza, R. Tomasi, R. Modena: "Strutture in legno, materiale, calcolo e progetto secondo le nuove normative europee", Editore Ulrico Hoepli Milano, 2005.
- [21] F. Grillo: "Edifici in Muratura: Analisi, Diagnosi ed Interventi di Recupero", Edizioni Kappa 2002.
- [22] L. Petrini, R. Pinho, G.M. Calvi: "Criteri di Progettazione Antisismica degli Edifici", IUSS Press 2004.
- [23] C. Majorana, C. Modena, P. Franchetti, M. Grendene, S. Secchi: "Fondamenti di Dinamica e di Ingegneria Sismica", McGraw Hill 2007.
- [24] Ministero delle Infrastrutture, Ministero dell'Interno, Dipartimento di Protezione Civile: "Nuove Norme Tecniche Per Le Costruzioni, D.M. Infrastrutture 14 Gennaio 2008".
- [25] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti: "Nuova Circolare Delle Norme Tecniche Per Le Costruzioni, Circolare 2 Febbraio 2009".
- [26] Eurocodice 8-3: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica: valutazione e adeguamento degli edifici)", versione italiana corretta 2010.
- [27] Eurocodice 6-1-1: "Progettazione delle strutture di muratura: regole generali per strutture di muratura armata e non armata", versione italiana corretta 2010.