

POLITECNICO DI TORINO

---

Corso di Laurea in Ingegneria Civile - Strutture

Tesi di Laurea Magistrale

**Analisi di fragilità di  
tamponamenti in muratura  
soggetti ad azioni sismiche nel  
piano e fuori piano**



**Relatore**  
Ing. Fabio Di Trapani

**Laureando**  
Andrea Golisano

---

Aprile 2019

# Indice

|          |  |           |
|----------|--|-----------|
| <b>I</b> | <b>Introduzione</b>  | <b>1</b>  |
| <b>1</b> | <b>Il comportamento strutturale dei telai tamponati</b>  | <b>5</b>  |
| 1.1      | Elementi non strutturali: i tamponamenti in muratura . . . . .                                   | 5         |
| 1.2      | Influenza dei tamponamenti sulla risposta sismica della struttura . .                            | 8         |
| 1.2.1    | Aumento della capacità di dissipazione energetica . . . . .                                      | 8         |
| 1.2.2    | Aumento della domanda sismica . . . . .  | 9         |
| 1.2.3    | Irregolarità in altezza e meccanismo <i>soft story</i> . . . . .                                 | 11        |
| 1.2.4    | Irregolarità in pianta e instaurazione di meccanismi torsionali                                  | 11        |
| 1.2.5    | Aumento della domanda di taglio nei pilasti adiacenti tamponamenti non a tutta altezza . . . . . | 12        |
| 1.3      | Comportamento dei tamponamenti in muratura nel piano . . . . .                                   | 14        |
| 1.3.1    | Fessurazione diagonale . . . . .   | 14        |
| 1.3.2    | Scorrimento orizzontale lungo i giunti di malta . . . . .  | 16        |
| 1.3.3    | Schiacciamento degli spigoli . . . . .   | 17        |
| 1.3.4    | Fessurazione a taglio nei nodi del telaio . . . . .  | 18        |
| 1.4      | Comportamento dei tamponamenti in muratura fuori piano . . . . .                                 | 19        |
| 1.4.1    | Effetto arco . . . . .   | 20        |
| 1.4.2    | Ribaltamento fuori piano . . . . .   | 23        |
| <b>2</b> | <b>I tamponamenti in muratura e la normativa</b>   | <b>25</b> |
| 2.1      | Evoluzione storica della normativa italiana . . . . .  | 25        |
| 2.2      | I tamponamenti nelle NTC18 . . . . .   | 27        |
| 2.2.1    | Verifica fuori piano . . . . .   | 28        |
| 2.2.2    | Rottura a taglio dei pilastri provocata da tamponamenti non a tutta altezza . . . . .            | 32        |
| 2.2.3    | Contenimento del danno . . . . .   | 33        |
| 2.3      | I tamponamenti negli Eurocodici . . . . .  | 34        |
| 2.3.1    | Prescrizioni relative alla regolarità in pianta . . . . .  | 34        |
| 2.3.2    | Prescrizioni relative alla regolarità in elevazione . . . . .                                    | 36        |
| 2.3.3    | Tamponamenti non collaboranti . . . . .  | 37        |
| 2.3.4    | Verifiche dei tamponamenti in muratura . . . . .   | 38        |
| <b>3</b> | <b>Il macromodello a quattro bielle equivalenti</b>  | <b>41</b> |
| 3.1      | Descrizione del modello analitico . . . . .  | 41        |
| 3.2      | Implementazione su <i>OpenSees</i> del modello 4ES . . . . .                                     | 48        |
| 3.2.1    | Introduzione ad <i>OpenSees</i> . . . . .  | 48        |
| 3.2.2    | Elementi a fibre . . . . .   | 50        |

|          |  |            |
|----------|--|------------|
| 3.2.3    | Descrizione del file <i>.tcl</i> : il modello . . . . .                              | 53         |
| 3.2.4    | Descrizione del file <i>.tcl</i> : l'analisi . . . . .                               | 59         |
| 3.3      | Adattamento del modello per le analisi dinamiche . . . . .                           | 61         |
| 3.3.1    | Introduzione della massa $m_i$ del pannello . . . . .                                | 62         |
| 3.3.2    | Introduzione delle molle $k_f$ . . . . .   | 73         |
| 3.3.3    | Introduzione delle masse $m_f$ . . . . .   | 77         |
| 3.3.4    | Definizione della rigidezza delle molle $k_f$ . . . . .                              | 78         |
| <b>4</b> | <b>IDA: Incremental Dinamic Analysis</b> . . . . .                                   | <b>81</b>  |
| 4.1      | Fondamenti teorici e terminologia . . . . .  | 81         |
| 4.2      | Proprietà generali delle curve IDA single-record . . . . .                           | 83         |
| 4.3      | Capacità e stati limite delle curve IDA single-record . . . . .                      | 86         |
| 4.4      | Curve IDA multi-records . . . . .  | 88         |
| 4.5      | Tracciamento delle curve IDA multi-records del telaio tamponato . . . . .            | 89         |
| 4.5.1    | Scalatura degli accelerogrammi . . . . .   | 89         |
| 4.5.2    | Analisi dinamiche del modello . . . . .  | 94         |
| 4.5.3    | Lettura critica dei risultati e raffittimento dell'intervallo di scalatura . . . . . | 99         |
| 4.5.4    | Tracciamento delle curve IDA multi-records . . . . .                                 | 104        |
| 4.6      | Tipologia di campioni testati . . . . .  | 105        |
| <b>5</b> | <b>Analisi critica delle curve IDA</b> . . . . .                                     | <b>111</b> |
| 5.1      | Tamponamento non danneggiato . . . . .   | 111        |
| 5.1.1    | Pannello incastrato . . . . .  | 111        |
| 5.1.2    | Pannello con molle tali che $T_f = T_i$ . . . . .                                    | 113        |
| 5.1.3    | Pannello con molle tali che $T_f = 3T_i$ . . . . .                                   | 115        |
| 5.1.4    | Pannello con molle tali che $T_f = 5T_i$ . . . . .                                   | 116        |
| 5.1.5    | Pannello con molle tali che $T_f = 7T_i$ . . . . .                                   | 118        |
| 5.2      | Tamponamento danneggiato - Drift 0.5% . . . . .                                      | 119        |
| 5.2.1    | Pannello incastrato . . . . .  | 119        |
| 5.2.2    | Pannello con molle tali che $T_f = T_i$ . . . . .                                    | 120        |
| 5.2.3    | Pannello con molle tali che $T_f = 3T_i$ . . . . .                                   | 122        |
| 5.2.4    | Pannello con molle tali che $T_f = 5T_i$ . . . . .                                   | 123        |
| 5.2.5    | Pannello con molle tali che $T_f = 7T_i$ . . . . .                                   | 124        |
| 5.3      | Tamponamento danneggiato - Drift 1.5% . . . . .                                      | 125        |
| 5.3.1    | Pannello incastrato . . . . .  | 125        |
| 5.3.2    | Pannello con molle tali che $T_f = T_i$ . . . . .                                    | 126        |
| 5.3.3    | Pannello con molle tali che $T_f = 3T_i$ . . . . .                                   | 127        |
| 5.3.4    | Pannello con molle tali che $T_f = 5T_i$ . . . . .                                   | 129        |
| 5.3.5    | Pannello con molle tali che $T_f = 7T_i$ . . . . .                                   | 130        |
| 5.4      | Tamponamento danneggiato - Drift 2.5% . . . . .                                      | 131        |
| 5.4.1    | Pannello incastrato . . . . .  | 131        |
| 5.4.2    | Pannello con molle tali che $T_f = T_i$ . . . . .                                    | 132        |
| 5.4.3    | Pannello con molle tali che $T_f = 3T_i$ . . . . .                                   | 133        |
| 5.4.4    | Pannello con molle tali che $T_f = 5T_i$ . . . . .                                   | 134        |
| 5.4.5    | Pannello con molle tali che $T_f = 7T_i$ . . . . .                                   | 135        |

|           |  |            |
|-----------|--|------------|
| <b>6</b>  | <b>Curve di fragilità</b>  | <b>139</b> |
| 6.1       | Legame tra curve di fragilità e vulnerabilità sismica . . . . .          | 139        |
| 6.2       | Fondamenti di statistica per il tracciamento delle curve di fragilità .  | 140        |
| 6.3       | Rappresentazione delle curve di fragilità con Matlab . . . . .           | 143        |
| 6.4       | Confronto dei risultati . . . . .  | 145        |
| 6.4.1     | Tamponamenti caratterizzati dallo stesso livello di pre dan-             |            |
|           | neggiamento nel piano . . . . .  | 146        |
| 6.4.2     | Tamponamenti caratterizzati dalle stesse condizioni al contorno          | 150        |
| 6.5       | PDF delle funzioni di fragilità . . . . .                                | 154        |
| <b>7</b>  | <b>Analisi dinamiche bidirezionali di un telaio multipiano tamponato</b> | <b>157</b> |
| 7.1       | Descrizione della struttura . . . . .                                    | 157        |
| 7.1.1     | Caratteristiche generali . . . . .                                       | 157        |
| 7.1.2     | Vincoli . . . . .  | 158        |
| 7.1.3     | Sezioni . . . . .  | 159        |
| 7.2       | Scalatura degli accelerogrammi . . . . .                                 | 168        |
| 7.2.1     | Analisi modale del telaio multipiano tamponato . . . . .                 | 169        |
| 7.2.2     | Calcolo della IM . . . . .   | 170        |
| 7.2.3     | Scalatura delle due componenti sismiche . . . . .                        | 172        |
| 7.3       | Analisi dinamiche bidirezionali . . . . .                                | 172        |
| 7.3.1     | Descrizione delle grandezze monitorate . . . . .                         | 173        |
| 7.3.2     | Analisi dei grafici forza-spostamento . . . . .                          | 176        |
| 7.3.3     | Effetto dell'incremento dell'IM associata alla componente si-            |            |
|           | smica principale . . . . .   | 208        |
| <b>II</b> | <b>Allegati</b>  | <b>217</b> |
| <b>8</b>  | <b>Script Matlab</b>   | <b>219</b> |
| 8.1       | Risposta del sistema nel dominio della frequenza . . . . .               | 219        |
| 8.2       | Scalatura degli accelerogrammi . . . . .                                 | 220        |
| 8.3       | Plottaggio curve pushover OOP vs analisi dinamica . . . . .              | 224        |
| 8.4       | Plottaggio curve IDA . . . . .   | 225        |
| 8.5       | Plottaggio curve di fragilità e PDF . . . . .                            | 229        |
| 8.6       | Plottaggio curve forza-spostamento nel piano e fuori piano . . . . .     | 231        |
| <b>9</b>  | <b>Script <i>OpenSees</i></b>  | <b>237</b> |
| 9.1       | Macroelement model con molle e masse sui vertici . . . . .               | 237        |
| 9.2       | Analisi dinamica incrementale . . . . .                                  | 245        |
| 9.3       | Analisi ciclica . . . . .  | 248        |
| 9.4       | Generazione time-history per analisi ciclica . . . . .                   | 251        |
| 9.5       | Parametri analisi ciclica . . . . .                                      | 253        |
| <b>10</b> | <b>PDF delle funzioni di fragilità a confronto</b>                       | <b>255</b> |
| 10.1      | Tamponamenti caratterizzati dallo stesso livello di pre danneggia-       |            |
|           | mento . . . . .  | 255        |
| 10.2      | Tamponamenti caratterizzati dalle stesse condizioni al contorno . .      | 257        |



# Parte I

## Introduzione



---

Questa tesi si pone come obiettivo l'analisi della fragilità dei tamponamenti in muratura soggetti ad azioni simiche applicate nel piano e fuori piano.

Nel capitolo 1 viene messa in evidenza l'influenza che i tamponamenti in muratura hanno sulla risposta simica strutturale del contesto edilizio in cui risultano essere inseriti. Sono state quindi descritte le modalità di comportamento dei tamponamenti in muratura quando questi sono soggetti ad azioni nel piano e fuori piano, focalizzando l'attenzione sui meccanismi resistenti che il sistema è in grado di sviluppare.

Successivamente, al capitolo 2 è stato condotto un piccolo excursus normativo, in cui sono stati sottolineati gli aspetti fondamentali richiamati dalla normativa italiana attualmente in vigore e dagli Eurocodici in materia di tamponamenti in muratura.

A questa prima parte più generale fa seguito la parte più tecnica che riguarda la descrizione e l'implementazione sul software di calcolo *OpenSees* del modello di tamponamento in muratura (capitolo 3). Il modello a cui ci si è ispirati è il macro-modello a quattro bielle equivalenti proposto da Di Trapani et al. in [9] il quale si è mostrato in grado di cogliere sia il comportamento nel piano che il comportamento fuori piano dei telai tamponati in muratura. Mediante opportune operazioni di calibrazione è stata definita la massa da assegnare al sistema per poter cogliere in maniera ottimale il comportamento reale del tamponamento quando questo veniva sollecitato dalle azioni inerziali indotte da un evento sismico. Nel tentativo di simulare il contesto strutturale in cui questi tamponamenti potevano venirsi a trovare, sono state collocate in corrispondenza dei quattro vertici del telaio, delle molle elastiche. Assegnando a queste molle elastiche diversi valori di rigidezza è stato possibile analizzare, con un unico modello di tamponamento isolato, il comportamento che questo veniva ad avere in contesti strutturali differenti.

Una volta calibrato, il modello in questione è stato sottoposto ad una approfondita serie di analisi dinamiche incrementali, grazie alle quali è stato possibile tracciare le cosiddette curve IDA (capitolo 4). Le stesse analisi dinamiche incrementali sono state condotte su campioni soggetti a diversi livelli di pre-danneggiamento nel piano ottenuto applicando al sistema dei cicli di carico nel piano a spostamento massimo imposto.

Le curve così ottenute sono state ampiamente descritte e messe a confronto nel capitolo 5. Dall'analisi di esse è stato possibile trarre alcune importanti conclusioni in merito al comportamento sismico dei tamponamenti in muratura. Si è infatti osservato come la fragilità sismica dei tamponamenti in muratura non solo dipenda dalle proprietà meccaniche e geometriche del pannello, ma anche dal rapporto di rigidezza che sussiste tra il pannello e il telaio. I dati sperimentali evidenziano infatti come esistano dei rapporti di rigidezza più problematici di altri. Inoltre sulla base dei risultati ottenuti è stato possibile affermare come il pre-danneggiamento causato dai cicli nel piano riducano notevolmente la rigidezza fuori piano del pannello stesso, rendendolo quindi più predisposto al collasso in caso di eventi sismici.

Alle stesse conclusioni si è pervenuti mediante l'analisi delle curve di fragilità, tracciate sulla base delle curve IDA (capitolo 6). Grazie a queste è stato possibile descrivere in maniera più efficace il legame che sussiste tra resistenza nel piano e fuori piano e analizzare il trend di comportamento mostrato dal sistema al variare della rigidezza delle molle.

---

Infine sono state condotte una serie di analisi dinamiche bidirezionali su un telaio multipiano in c.a. tamponato su due delle sue quattro facciate (capitolo 7). L'azione sismica applicata è stata scalata a due diversi valori di IM ed è stata applicata, in maniera alternata, secondo le due direzioni planimetriche principali (componente sismica principale in una direzione e componente sismica secondaria nella direzione ortogonale). Sulla base di queste analisi è stata monitorata la variazione di rigidezza nel piano e fuori piano subito dai tamponamenti posti a diversi livelli ed è stata analizzata la relazione esistente tra perdita di rigidezza nel piano e conseguente perdita di rigidezza fuori piano.

# Capitolo 1

## Il comportamento strutturale dei telai tamponati

In questi ultimi anni l'interesse mostrato dalla comunità scientifica in relazione al comportamento sismico dei tamponamenti in muratura è notevolmente aumentato anche in conseguenza all'entità e alla tipologia dei danni provocati dai collassi strutturali causati dagli eventi sismici che si sono verificati sul territorio italiano. L'obiettivo di questo capitolo è quindi quello di descrivere nel dettaglio l'interazione che sussiste tra i tamponamenti in muratura e la struttura in cui essi risultano essere inseriti. Verranno quindi messi in luce gli aspetti benefici e non indotti dalla presenza o dall'assenza dei suddetti tamponamenti. In seguito verranno analizzati nel dettaglio i meccanismi di danneggiamento e collasso dei tamponamenti in muratura in relazione alle azioni agenti nel piano e fuori piano indotte dagli eventi sismici.

### 1.1 Elementi non strutturali: i tamponamenti in muratura

Le strutture possono essere assimilate a dei veri e propri organismi costituiti da una serie di elementi strutturali i quali, collaborando tra di loro in maniera sinergica, permettono ai carichi di scaricarsi al suolo.

La struttura, però, non è costituita solo da questi elementi strutturali, la cui funzione principale è proprio quella di permettere alla struttura di esistere e non di collassare sotto l'effetto dei carichi, ma è costituita anche da moltissimi elementi che pur non svolgendo una funzione strutturale, sono comunque molto importanti, se non addirittura fondamentali, in quanto rendono la struttura fruibile da parte delle utenze.

Questi elementi, definiti per l'appunto elementi non strutturali, possono essere di natura architettonica (balconi, controsoffitti, intonaci, tramezzi, ecc.), impiantistica (impianto elettrico, di aerazione, di riscaldamento, del gas, ecc.), possono

avere una funzione associata alla sicurezza delle utenze (vie di fuga) o ancora possono essere legate semplicemente all'arredo (scaffalature, librerie).

Il fatto di essere classificati come elementi non strutturali non li rende però meno importanti. Infatti, con riferimento agli eventi sismici che negli ultimi anni hanno colpito l'Italia, il danneggiamento o in alcuni casi il vero e proprio collasso di questi elementi non strutturali, ha causato danni anche irrimediabili all'organismo strutturale a cui appartenevano (rendendolo di fatto inagibile e quindi soggetto alla demolizione), nonché danni alle persone.

Ad avvalorare la tesi secondo la quale tali elementi, pur non avendo una funzione prettamente strutturale, ricoprono un ruolo assolutamente non marginale in materia di sicurezza, ci pensano le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018 (NTC18 [15]) le quali al § 7.2.3 definiscono gli elementi non strutturali come segue:

*“Per elementi costruttivi non strutturali s'intendono quelli con rigidezza, resistenza e massa tali da influenzare in maniera significativa la risposta strutturale e quelli che, pur non influenzando la risposta strutturale, sono ugualmente significativi ai fini della sicurezza e/o dell'incolumità delle persone.” [15]*

Come specificato dalla normativa, gli elementi non strutturali non hanno una funzione portante, nel senso che la loro mancanza non pregiudica la stabilità strutturale, tuttavia influenzano in maniera significativa il comportamento dell'organismo strutturale a cui sono associati, ma soprattutto possono causare danni alle persone qualora non fossero ben progettati. Sì, perché anche gli elementi non strutturali necessitano di una progettazione accurata che spesso il professionista non fa, ma che in realtà dovrebbe essere svolta per evitare che, in caso di eventi particolari, essi possano rendersi responsabili di danni irreparabili.

Uno degli elementi non strutturali di maggior importanza, e che in questi ultimi anni ha attirato su di sé l'attenzione di molti studiosi del settore, è rappresentato dai tamponamenti in muratura. La ragione di ciò è molto semplice: la tipologia costruttiva più comune in molti paesi del mondo, ma soprattutto europei (tra cui l'Italia), è rappresentata dalle strutture a telaio in calcestruzzo armato. Gli elementi portanti di queste strutture, per loro stessa natura, non permettono una suddivisione tra spazio interno e spazio esterno, pertanto è necessario introdurre degli elementi di natura non strutturale che siano in grado di assolvere a questa funzione. A tal proposito l'elemento migliore per economicità, semplicità di posa, versatilità e prestazioni termiche ed acustiche, è rappresentato proprio dal tamponamento in muratura.

Il tamponamento in muratura non è nient'altro che l'insieme di diversi elementi in laterizio (mattoni e/o blocchi, forati o meno) collegati tra di loro solitamente con malta, ma non è raro veder utilizzare altre tipologie di leganti (un esempio è rappresentato dai tamponamenti con giunti a colla). Essi vengono sovrapposti gli uni agli altri fino a riempire le varie campate perimetrali della struttura a telaio, con l'obiettivo di creare una separazione tra ambiente interno e ambiente esterno. Ovviamente alcuni di questi tamponamenti avranno delle aperture che verranno poi riempite con infissi di varia natura. Sovente, per migliorare le prestazioni in materia di isolamento termico ed acustico, i tamponamenti in muratura vengono realizzati accoppiando due strati di laterizio separati tra loro da un'intercapedine riempita con materiale isolante o più semplicemente lasciata vuota. Vedremo meglio nel

seguito come la realizzazione di quest'ultima tipologia di tamponamento possa portare a gravi conseguenze strutturali in occasione di eventi sismici anche di lieve entità.

Nell'ambito dell'edilizia residenziale le tamponature vengono solitamente realizzate in laterizio non armato, al contrario nel campo delle strutture a destinazione d'uso industriale, date le maggiori dimensioni e le diverse esigenze, sempre più spesso si utilizza la tipologia di tamponamento in muratura armata, caratterizzata semplicemente dalla presenza di tralicci di armatura posti in corrispondenza dei letti di malata. Si faccia però presente che nel seguito, con il termine tamponamento, si farà riferimento sempre e solo ai tamponamenti in muratura non armata.

Sulla base di questa descrizione è facile capire come, per sua natura, il tamponamento non sia concepito come un elemento in grado di assolvere ad una funzione portante, ecco perché spesso viene trascurato dal punto di vista strutturale: i progettisti meno attenti, infatti, si occupano della progettazione degli elementi portanti (travi, pilastri, cordoli, solai, ecc.) dimenticandosi completamente che questi elementi strutturali, nell'arco della vita utile dell'opera, dovranno collaborare con altri elementi non strutturali, come i tamponamenti, e che il loro comportamento sarà necessariamente influenzato dalla presenza di questi.

Questo modo di progettare viene giustificato dal fatto che i tamponamenti, per i motivi che vedremo tra poco, vengono realizzati solo dopo che la struttura a telaio è stata ultimata, svincolandoli in questo modo da qualunque funzione portante nei confronti dei carichi verticali. Inoltre le utenze e/o la destinazione d'uso della struttura potrebbero cambiare e con esse potrebbe modificarsi anche la disposizione delle aperture, cosa che rende i tamponamenti suscettibili di mutazioni e modifiche nel corso del tempo difficilmente prevedibili in fase progettuale.

Queste potrebbero sembrare delle ragioni sufficientemente valide a giustificare la trascurabilità dei tamponamenti in fase progettuale, ma come vedremo meglio nel seguito non lo sono.

Innanzitutto per evitare che all'interno dei tamponamenti possano nascere degli stati tensionali associati all'azione di carichi esterni (conferendo quindi a questi elementi una funzione strutturale portante quando questi, per come sono stati pensati, non hanno) è bene realizzare i tamponamenti a partire dall'ultimo piano dell'edificio per poi scendere progressivamente verso i piani più bassi. Questa è una buona regola pratica che evita di caricare i tamponamenti, infatti realizzando prima quelli dei piani più alti e poi a cascata quelli dei piani più bassi, si fa in modo che il carico verticale associato alla deformazione elastica subita dagli elementi del telaio non gravi sui tamponamenti stessi.

Se quindi si opera in questo modo la non presa in conto del contributo dei tamponamenti per sopportare i carichi verticali rappresenta una approssimazione valida e giustificata. Tutt'altra cosa è la trascurabilità dei tamponamenti nei confronti delle azioni orizzontali, in particolare dalle sollecitazioni derivanti dagli eventi sismici. È proprio questo l'aspetto di cui ci occuperemo maggiormente all'interno di questa tesi.

## 1.2 Influenza dei tamponamenti sulla risposta sismica della struttura

Nella definizione delle NTC18 riportata in precedenza si sottolinea come gli elementi non strutturali, pur non avendo una funzione portante, influenzano in maniera significativa la risposta strutturale. La prima cosa da fare è quindi capire come i tamponamenti interagiscono con il telaio in cui sono inseriti e come ne modificano la risposta strutturale durante un evento sismico.

### 1.2.1 Aumento della capacità di dissipazione energetica

Per dimostrare che le tamponature influenzano il comportamento globale della struttura è sufficiente analizzare la risposta strutturale del solo telaio nudo e confrontare questa con il comportamento della stessa struttura tamponata. Questa analisi viene svolta sottoponendo la struttura ad una serie di azioni orizzontali derivanti da eventi sismici, in quanto abbiamo detto che in condizioni ordinarie (ovvero in assenza di carichi orizzontali) i tamponamenti svolgono un ruolo statico modesto o che almeno non determina conseguenze rilevanti qualora venisse trascurato.

Consideriamo inizialmente il solo telaio nudo. Quando questo viene sottoposto ad una azione sismica nascono al suo interno delle sollecitazioni tali da portare, in corrispondenza di alcune sezioni, al superamento del limite elastico e quindi al raggiungimento del campo plastico. Se le sezioni in calcestruzzo armato sono state correttamente progettate, ovvero ad esse è stata assegnata una adeguata duttilità ed è stato adottato il cosiddetto criterio del *capacity design*, in corrispondenza delle estremità delle travi (e non in corrispondenza delle estremità dei pilasti) si vengono a creare le cosiddette cerniere plastiche. La formazione delle cerniere plastiche permette una elevata dissipazione energetica e conferisce alla struttura un comportamento duttile sinonimo di sicurezza. Infatti la struttura, prima di arrivare a rottura, si deforma molto, dando modo alle persone che la occupano di evacuare la struttura.

Analizziamo ora il comportamento di un pannello murario isolato. Esso risulta essere molto rigido nel suo piano, quindi l'incremento delle azioni orizzontali applicate è associato a piccoli spostamenti del sistema. Questo trend persiste fin quando i carichi non raggiungono un valore tale da danneggiare il pannello e portarlo al collasso in modo fragile ed improvviso in quanto esso, in relazione ai materiali che lo costituiscono, non è dotato di risorse plastiche.

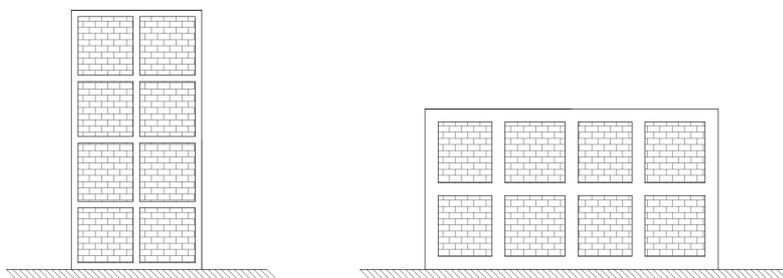
Passiamo ora alla struttura composta, ovvero il telaio tamponato. Grazie alle loro caratteristiche di elevata rigidezza nel piano, l'azione dei tamponamenti può essere paragonata a quella dei controventi, pertanto essi migliorano di molto la capacità di resistenza dell'intera struttura alle azioni orizzontali. L'analogia è lampante se si pensa ad un sisma che agisce esattamente nella direzione individuata dal piano del tamponamento.

Essi inoltre assorbono una aliquota di carico non trascurabile, garantendo di fatto una sorta di prima linea di difesa della struttura. Le forze orizzontali che i tamponamenti si prendono in carico vengono portate fino a quando esse non

causano la fessurazione dell'elemento. Tuttavia, anche da fessurati, i tamponamenti migliorano la risposta strutturale, perché consentono di dissipare notevoli quantitativi di energia.

Quindi, in occasione di un evento sismico, i tamponamenti sono i primi elementi che si danneggiano. Questo conferisce al sistema strutturale degli migliori capacità in termini di dissipazione energetica, fatto che consente ai carichi di trasferirsi alla struttura portante con una intensità inferiore a quella che avrebbero avuto se i tamponamenti non fossero stati presenti.

L'effetto benefico appena descritto varia la sua efficacia in relazione alle caratteristiche della struttura: se la struttura è molto rigida, ovvero il telaio ha uno sviluppo in elevazione inferiore rispetto a quello che ha in pianta ed è costituito da travi e pilasti tozzi, allora l'influenza dei tamponamenti è assolutamente trascurabile; al contrario quando la struttura è flessibile, ovvero il telaio ha uno sviluppo in altezza importante ed è costituito da elementi più snelli, il ruolo giocato dai tamponamenti durante l'evento sismico diventa rilevante. A tal proposito si faccia riferimento alla figura 1.1.



**Figura 1.1:** Esempio di struttura snella (a sinistra) e tozza (a destra) sulle quali l'effetto irrigidente offerto dalle tamponature ha una incidenza diversa

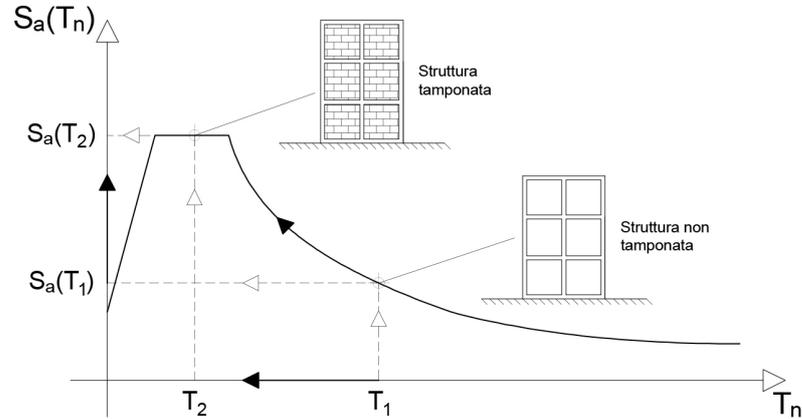
### 1.2.2 Aumento della domanda sismica

La presenza dei tamponamenti, però, non sempre porta ad un beneficio strutturale. Abbiamo detto che l'azione dei tamponamenti può essere assimilata a quella dei controventi. Tale comportamento spesso viene modellato sostituendo alla tamponatura (elemento strutturale di difficile implementazione nel modello analitico) delle bielle. Tralasciando per un momento questo discorso di modellazione, che verrà ripreso e meglio descritto nel seguito, è facile capire come un telaio controventato con bielle sia molto più rigido, nel suo piano, rispetto ad un telaio non controventato, ovvero privo di tamponamenti.

Questo incremento di rigidità non è sempre un bene, infatti da un punto di vista cinematico esso si traduce in una diminuzione del periodo fondamentale di oscillazione della struttura, fatto che potrebbe portare alla lettura sullo spettro di progetto, di una accelerazione spettrale maggiore di quella che si avrebbe se la struttura non fosse tamponata.

Solitamente le strutture più snelle sono caratterizzate da un periodo fondamentale di oscillazione tale da portare ad una accelerazione spettrale che ricade nel terzo ramo dello spettro di progetto, ovvero il ramo discendente. Questo è un bene, perché vuol dire accelerazioni più piccole, quindi forze più piccole, quindi

sollecitazioni inferiori. Se però la rigidezza strutturale aumenta, il periodo fondamentale diminuisce, ma l'accelerazione spettrale inevitabilmente aumenta. In alcuni casi, i peggiori, tale accelerazione ricade nel ramo costante dello spettro di risposta (il plateau), ramo a cui corrispondono le accelerazioni spettrali maggiori (vedi figura 1.2). Questo quindi si traduce nella peggior configurazione di progetto possibile perché vuol dire dover fare in modo che la struttura sia in grado di supportare le sollecitazioni più grandi possibili (taglio alla base molto grande).



**Figura 1.2:** Grafico che spiega come varia l'accelerazione spettrale  $S_a(T_n)$  all'aumentare della rigidezza strutturale

Per tener conto di questo fatto, nelle prime versioni dell'Eurocodice 8 (EC8) veniva proposta una procedura di calcolo delle sollecitazioni alternativa che consisteva nell'incrementare le sollecitazioni di progetto di un fattore pari a:

$$\frac{S_a(\bar{T})}{S_a(T_1)} \quad (1.1)$$

dove:

- $S_a(T_1)$  è l'ordinata spettrale corrispondente alla struttura nuda;
- $S_a(\bar{T})$  è l'ordinata spettrale corrispondente al periodo medio;
- $\bar{T}$  è il periodo medio tra la struttura tamponata e la struttura non tamponata, ovvero:

$$\bar{T} = \frac{T_1 + T_2}{2} \quad (1.2)$$

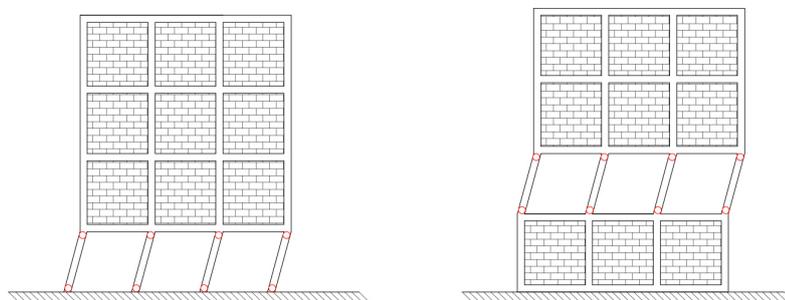
quindi  $T_1$  è il periodo della struttura nuda, mentre  $T_2$  è il periodo della struttura tamponata.

Questo modo di operare consentiva di prendere in conto l'incremento di rigidezza della struttura associato alla presenza dei tamponamenti, tuttavia in bibliografia si discute sul fatto che le forze così definite venissero poi applicate sulla struttura nuda, caratterizzata da un regime di sforzi completamente diverso da quello del sistema tamponato. Inoltre, così facendo, non si teneva conto del contributo di resistenza non trascurabile legato all'azione dei tamponamenti [24]. Ecco perché nelle successive edizioni dell'EC8 questa procedura venne rimossa.

### 1.2.3 Irregolarità in altezza e meccanismo *soft story*

Come abbiamo visto, la presenza dei tamponamenti modifica la rigidità strutturale, quindi una non corretta disposizione spaziale di questi potrebbe causare dei comportamenti sismici deleteri. Il più importante di questi è associato alla totale assenza di tamponamenti in corrispondenza di un piano dell'edificio, rappresentato solitamente dal piano terra. L'assenza di tamponamenti rende il piano in questione molto meno rigido degli altri.

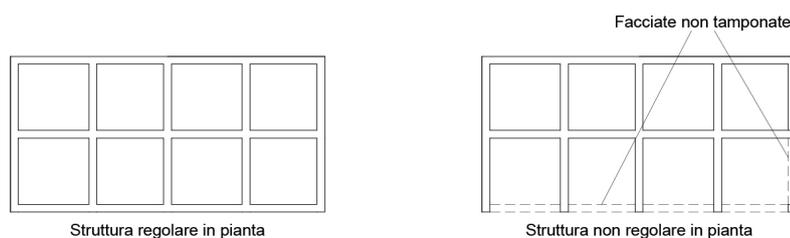
Questa discontinuità di rigidità porta alla più semplice formazione di cerniere plastiche in corrispondenza delle estremità dei pilastri del piano in questione, detto per l'appunto piano sofficе (o in inglese *soft story*). In questo modo si instaura un cinematismo che porta al collasso del piano non tamponato, mentre il resto della struttura mantiene le sue prestazioni strutturali (vedi figura 1.3). Un comportamento di questo tipo è assolutamente da evitare, in quanto rappresenta un meccanismo di collasso fragile e quindi improvviso.



**Figura 1.3:** Esempi di strutture non regolari in altezza caratterizzate da interi piani non tamponati che possono innescare il meccanismo di collasso fragile denominato *soft story*, ovvero piano sofficе

### 1.2.4 Irregolarità in pianta e instaurazione di meccanismi torsionali

Anche la non corretta distribuzione dei tamponamenti in pianta potrebbe modificare in maniera negativa la risposta sismica della struttura. Infatti, per garantire un comportamento sismico ottimale è buona norma fare in modo che la struttura sia il più semplice e regolare possibile, sia in altezza che in pianta, meglio ancora se all'interno di essa è possibile individuare delle simmetrie.



**Figura 1.4:** Esempio di come le tamponature possono incidere in maniera significativa sulla regolarità in pianta di un edificio

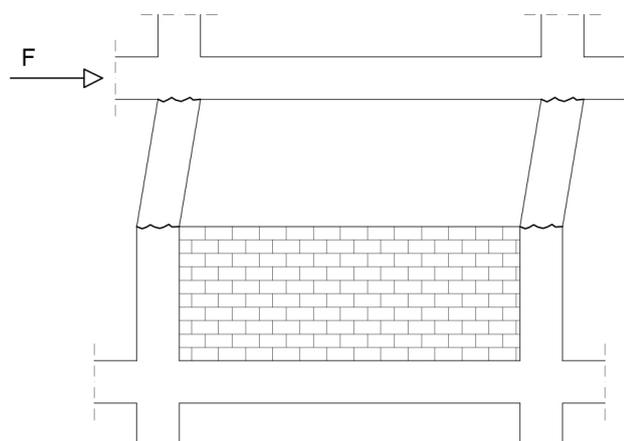
Per quanto riguarda la regolarità in altezza vi abbiamo già accennato con il problema del piano soffice e del collasso fragile ad esso associato, mentre per quanto riguarda la regolarità in pianta è molto importante fare attenzione alla disposizione spaziale dei tamponamenti (vedi figura 1.4). Infatti l'assenza di tamponature su alcuni lati dell'edificio può innescare dei meccanismi torsionali assolutamente deleteri e difficilmente quantificabili. Questo succede perché il baricentro delle masse e il baricentro delle rigidezze non corrispondono allo stesso punto e quindi quando la struttura è soggetta a delle azioni orizzontali nasce inevitabilmente un momento torcente tanto più grande quanto meno regolare in pianta è la struttura.

Per questo motivo le normative, tra cui quella italiana, suggeriscono delle precauzioni da adottare qualora la distribuzione in pianta ed in elevazione dei tamponamenti fosse molto irregolare, ma di questo ne parleremo meglio nel capitolo 2.

### 1.2.5 Aumento della domanda di taglio nei pilastri adiacenti tamponamenti non a tutta altezza

I tamponamenti, oltre ad influenzare il comportamento globale della struttura, possono innescare dei meccanismi locali in grado di mettere in difficoltà gli elementi strutturali, che vengono ad essere sollecitati da carichi non previsti in fase progettuale. Un esempio di ciò si ha ogniqualvolta si ha a che fare con le cosiddette finestre a nastro, che prevedono la realizzazione di una serie di tamponamenti la cui altezza è inferiore a quella dei pilastri adiacenti (vedi figura 1.5).

Una configurazione strutturale di questo tipo porta ad un notevole incremento degli sforzi di taglio agenti sul pilastro nella zona in cui si ha l'assenza del tamponamento. Se queste sollecitazioni non vengono considerate in fase progettuale, quindi se non si incrementa il passo e/o il diametro delle staffe da posizionare in questa zona, è possibile che si vengano a creare delle rotture localizzate di natura fragile, in quanto associate ad una sollecitazione di taglio maggiore di quella prevista.



(a) Schema del meccanismo



(b) Maragua, Nicaragua (1972) [5]

**Figura 1.5:** Meccanismo di rottura dei pilastri adiacenti a pilastri non a tutta altezza

Anche in questo caso la normativa suggerisce delle soluzioni che consistono sostanzialmente nell'incrementare la sollecitazione di taglio di progetto (per maggiori dettagli si veda il paragrafo 2.2.2).

## Conclusioni

Alla luce di quanto detto è indubbio che le tamponature influenzino il comportamento del complesso strutturale, ma questa influenza può essere di duplice natura: se da un lato abbiamo degli effetti benefici associati all'aumento della resistenza del sistema e della capacità dissipativa, dall'altro possiamo avere degli effetti negativi problematici, come collassi fragili ed incremento delle sollecitazioni sia a livello locale che a livello globale.

È bene inoltre ricordare che ad un incremento di resistenza non sempre corrisponde un miglioramento del comportamento strutturale. Infatti, nella progettazione sismica, è ben noto il concetto di trade off che sussiste tra resistenza e duttilità, ovvero ad un incremento di resistenza corrisponde sempre una riduzione di duttilità e viceversa. Quando si vuol migliorare la risposta sismica di una struttura, o se ne aumenta la resistenza o se ne aumenta la duttilità. Generalmente la strada che prevede un aumento della duttilità è la migliore, perché garantisce maggiori margini di sicurezza. Questo però non è sempre vero, pertanto è bene verificare sempre l'effetto che i tamponamenti hanno sulla struttura e quindi capire se l'incremento di rigidezza che essi determinano sia benefico oppure no.

Prevedere, ma soprattutto quantificare questi effetti non è semplice, in quanto essi sono associati a grandezze caratterizzate da una elevata aleatorietà, tra cui:

- le proprietà meccaniche e comportamentali della muratura;
- le condizioni di vincolo che sussistono tra telaio di confinamento e tamponamento;
- le modifiche cui sono soggetti questi elementi nell'arco della vita utile dell'opera;
- le modalità con cui essi sono stati realizzati, quindi dalla competenza delle maestranze;
- il grado di danno associato all'evento sismico;

e molte altre ancora. Per questi motivi, dovendoci sempre mettere a favore di sicurezza, è bene tenere conto dei soli effetti negativi associati alla presenza delle tamponature. Questo deve essere fatto mediante dei modelli di calcolo e strutturali semplici e facilmente maneggiabili, che siano in grado di riprodurre nella maniera più fedele possibile il comportamento strutturale associato all'interazione che sussiste tra la struttura portante (il telaio in c.a.) e gli elementi secondari (i tamponamenti).

## 1.3 Comportamento dei tamponamenti in muratura nel piano

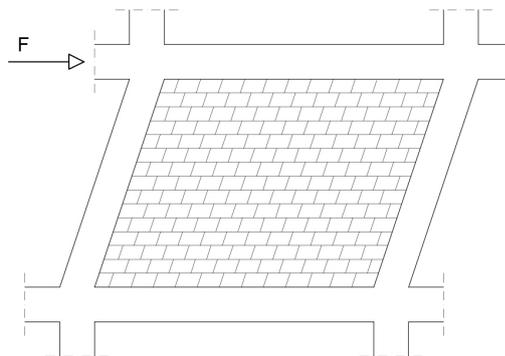
Fino ad ora ci siamo concentrati sull'interazione tra telaio in c.a. e tamponamento in muratura, senza soffermarci più di tanto sulla tipologia di danneggiamento che può il solo pannello. Infatti, come già detto, la parete in muratura è sempre più rigida del telaio di confinamento che la contiene, pertanto è anche la prima che si danneggia.

Le tipologie di danneggiamento che riguardano la muratura sono sostanzialmente tre e possono essere così riassunte:

- fessurazione diagonale;
- scorrimento orizzontale lungo i giunti di malta;
- schiacciamento degli spigoli.

### 1.3.1 Fessurazione diagonale

La fessurazione diagonale è probabilmente la tipologia di danneggiamento sismico della muratura più comune. Essa è associata alle tensioni di trazione che nascono in conseguenza allo stato di sollecitazione di taglio puro che caratterizza l'elemento di muratura posto al centro del tamponamento. Consideriamo il tamponamento in figura 1.6.



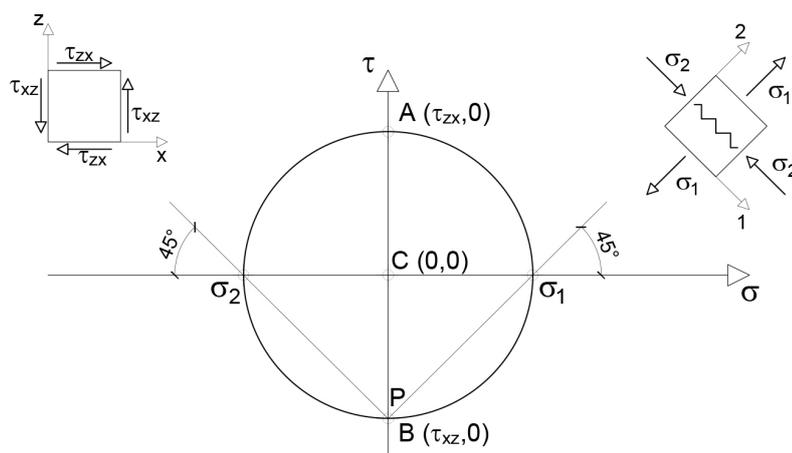
**Figura 1.6:** Schematizzazione di un telaio tamponato soggetto ad una forza orizzontale  $F$  che simula l'azione associata ad un evento sismico

La forza  $F$  applicata in testa e agente nel piano del tamponamento induce all'interno del tamponamento uno stato di sollecitazione di taglio puro, ovvero l'elementino di muratura che si trova al centro del pannello è caratterizzato dalla presenza di sole tensioni tangenziali  $\tau$  (le tensioni normali  $\sigma$  non sono del tutto assenti, ma per il momento le consideriamo trascurabili).

Proviamo ora a definire le direzioni principali di questo elemento bidimensionale caratterizzato da uno stato piano di sollecitazione. Per farlo possiamo utilizzare la teoria dei cerchi di Mohr, quindi con riferimento alla figura 1.7:

- individuiamo i punti A e B che descrivono gli stati tensionali caratterizzanti le facce dell'elemento (con la convenzione che prevede tensioni tangenziali  $\tau$  positive se associate ad una rotazione oraria);

- individuiamo il centro C del cerchio di Mohr sull'asse delle  $\sigma$ , punto definito dall'intersezione tra il segmento che congiunge i punti A e B e l'asse delle ascisse del sistema di riferimento  $\sigma$ - $\tau$ ;
- tracciamo per A e per B due rette ortogonali alle facce lungo le quali agiscono le tensioni individuate dai suddetti punti (retta verticale passante per A e retta orizzontale passante per B) e dall'intersezione di queste rette individuiamo il polo P;
- congiungiamo il polo P con i due punti di intersezione tra il cerchio di Mohr e l'asse delle ascisse e individuiamo così le due direzioni principali e le tensioni normali  $\sigma$  ad esse associate.



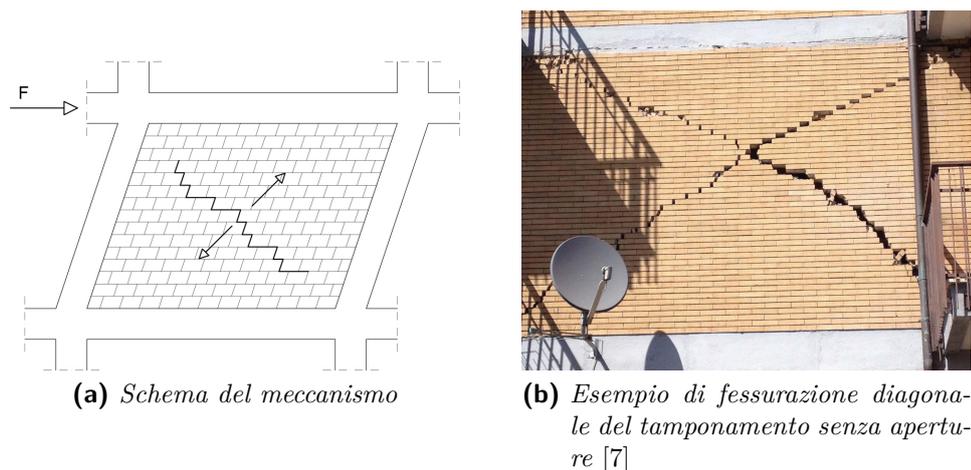
**Figura 1.7:** Definizione delle direzioni principali dell'elemento di muratura posto al centro del pannello e soggetto ad uno stato tensionale di taglio puro

Così facendo si scopre che le direzioni principali sono inclinate di  $45^\circ$  rispetto all'orizzontale e che le tensioni sono in un caso di compressione  $\sigma_1$  e nell'altro di trazione  $\sigma_2$ . Le tensioni di trazione  $\sigma_2$  sono proprio le responsabili della fessurazione diagonale del pannello murario.

Generalmente la fessurazione diagonale si sviluppa seguendo il percorso descritto dai giunti di malta (vedi figura 1.8). Questo succede perché la resistenza a trazione della malta è praticamente nulla, pertanto appena queste tensioni superano il limite di resistenza si ottiene come risultato lo scollamento dei mattoni di muratura e la formazione di questa fessura diagonale inclinata di  $45^\circ$  rispetto all'orizzontale.

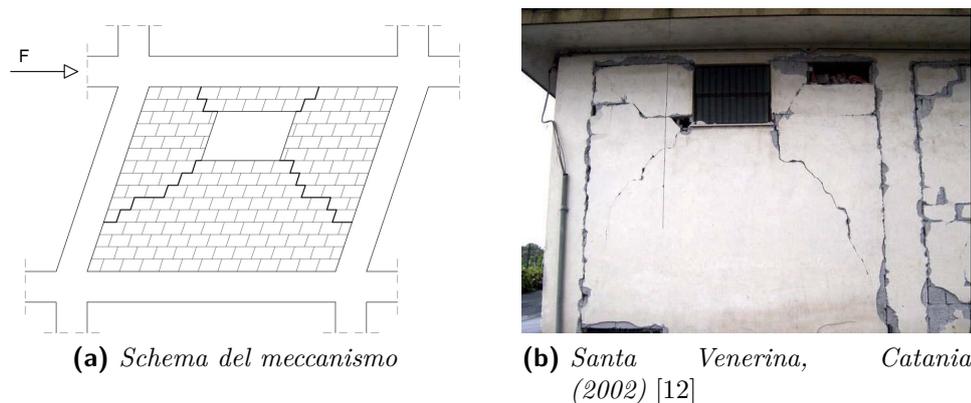
Nel caso in cui il tamponamento fosse caratterizzato da una apertura, la fessurazione diagonale partirebbe dai vertici dell'apertura stessa, in quanto essi fungono da concentratori degli sforzi (vedi figura 1.9).

Generalmente non si ha mai solo una fessurazione diagonale, ma se ne hanno quasi sempre due incrociate a formare una Croce di S. Andrea (vedi figura 1.8b). Questo succede perché un sisma non agisce mai secondo una sola direzione, ma essa si modifica continuamente per tutta la durata dell'evento sismico. Pertanto l'azione orizzontale, che noi abbiamo simulato mediante la forza  $F$ , potrebbe agire anche nella direzione opposta, determinando una rotazione di  $90^\circ$  delle direzioni principali, ovvero determinando sforzi di trazione nella direzione lungo la quale prima avevamo compressione e viceversa.



**Figura 1.8:** Meccanismo di danneggiamento delle tamponature nel piano: fessurazione diagonale tamponamento senza aperture

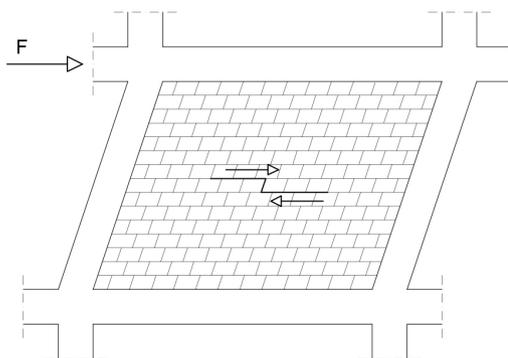
Questo comportamento del tamponamento è quello che ha suggerito la modellazione a puntone equivalente di cui parleremo meglio nel seguito quando tratteremo il problema effetto puntone e dell'incremento di sollecitazioni, da esso indotto, che si ottiene in corrispondenza dei nodi del telaio.



**Figura 1.9:** Meccanismo di danneggiamento delle tamponature nel piano: fessurazione diagonale tamponamento con aperture

### 1.3.2 Scorrimento orizzontale lungo i giunti di malta

Un'altra tipologia di danneggiamento della muratura di tamponamento è la rottura per scorrimento orizzontale lungo i giunti di malta. In questo caso le tensioni tangenziali che caratterizzano l'elemento in muratura posto al centro del pannello (sono le stesse tensioni  $\tau$  descritte prima) sono tali da superare la resistenza a taglio della malta, provocando lo scorrimento dei laterizi lungo i giunti di collegamento. Si tratta di un meccanismo di danneggiamento molto frequente e, come il precedente, ben visibile ad occhio nudo (vedi figura 1.10).



**Figura 1.10:** Meccanismo di danneggiamento delle tamponature nel piano: scorrimento orizzontale lungo i giunti di malta

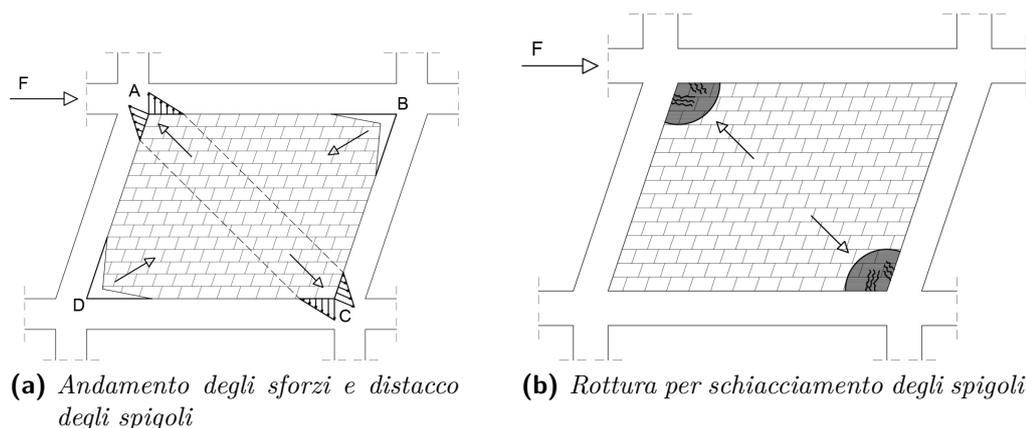
### 1.3.3 Schiacciamento degli spigoli

L'ultima tipologia di danneggiamento delle tamponature per azioni agenti nel piano è la rottura per schiacciamento locale degli spigoli, associato all'effetto puntone. Per comprendere questa modalità di rottura si faccia riferimento alla figura 1.11a. Quando il telaio tamponato viene caricato nel piano, esso dà luogo ad una deformazione a taglio, ovvero lungo una diagonale (quella che collega i punti A e C) leggeremo un accorciamento, quindi la muratura applicherà sul telaio delle forze di compressione, mentre lungo la diagonale che congiunge i punti B e D leggeremo un allungamento, quindi lungo questa diagonale la muratura dovrebbe applicare sul telaio degli sforzi di trazione. Data l'assenza di resistenza a trazione della muratura, questi sforzi non vengono trasmessi e in corrispondenza degli spigoli B e D avremo un distacco della muratura dal telaio di confinamento.

L'azione di compressione che si ha lungo la direzione AC può essere ben simulata da un puntone diagonale che collega i due vertici, da qui il nome di modello a puntone equivalente. In corrispondenza di questi spigoli A e C gli sforzi di compressione potrebbero superare la resistenza a compressione della muratura portando al danneggiamento locale e quindi alla formazione di fessurazioni concentrate in questa zona (vedi figura 1.11b).

In figura 1.12 si ha un esempio reale di quel che succede ad un tamponamento in muratura che subisce un danneggiamento di questo tipo. Dalla foto si vede bene come lo schiacciamento degli spigoli sia accompagnato da una fessurazione diagonale, questo vuol dire che i meccanismi di danneggiamento che abbiamo descritto non si verificano mai da soli, ma sussiste sempre una contemporanea presenza di tutti e tre. Ciò che cambia è l'incidenza che questi possono avere sul tamponamento in questione.

La cosa difficile da fare è proprio prevedere la tipologia di danneggiamento prevalente sulla base delle sole proprietà meccaniche e geometriche del pannello murario. Ancora più complesso è simulare questo comportamento fortemente aleatorio mediante degli elementi di modellazione semplici come possono essere delle bielle diagonali. Ecco perché in bibliografia è presente un numero considerevole di proposte di modellazione dei tamponamenti in muratura.



**Figura 1.11:** Schematizzazione degli sforzi che nascono in conseguenza alla deformazione a taglio del telaio tamponato e possibile innesco del meccanismo di rottura del tamponamento per schiacciamento degli spigoli



**Figura 1.12:** Esempio di danneggiamento provocato dallo schiacciamento degli spigoli di un tamponamento in muratura causato da un evento sismico [8]

### 1.3.4 Fessurazione a taglio nei nodi del telaio

In alcuni casi gli sforzi di compressione sono così grandi da produrre non solo la rottura della muratura, ma anche da lesionare a taglio il pilastro. Infatti, in caso di eventi sismici, la presenza dei tamponamenti determina un incremento delle sollecitazioni sul telaio, in particolare provoca un aumento della domanda di taglio sul pilastro. Questo succede perché la forza di compressione, che nasce all'interno della bielle diagonale, deve necessariamente scaricarsi sul telaio. La larghezza di questa biella di muratura, però, è limitata, nel senso che richiama solo la porzione di telaio adiacente la diagonale della tamponatura (in letteratura vi sono moltissimi esempi di modellazione che sfruttano il puntone equivalente e ognuno di essi propone una diversa modalità di calcolo della larghezza della suddetta bielle). Lungo questa zona nascono quindi delle tensioni, che tendono progressivamente a diminuire via via che ci allontaniamo dal nodo e che si scaricano sia sulla trave che sul pilastro (vedi figura 1.11a). Quelle applicate sul bordo della trave producono

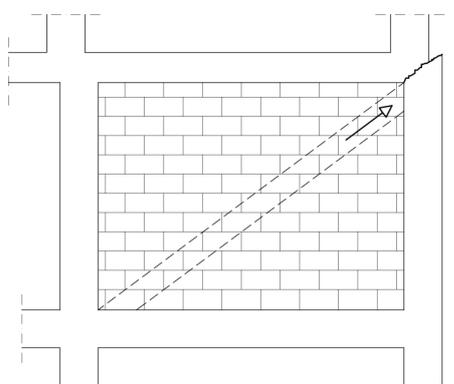
un aumento:

- dello sforzo di taglio e del momento flettente nella trave;
- dello sforzo normale nel pilastro.

Invece le tensioni applicate sul bordo del pilastro provocano un aumento:

- dello sforzo di taglio e del momento flettente nel pilastro;
- dello sforzo normale nella trave.

L'incremento di sforzo che desta maggiore preoccupazione è quello associato al taglio nel pilastro. Questo, infatti, può provocare, nei casi più gravi, lo spostamento fuori piano del pilastro con conseguente svergolamento dei ferri di armatura (vedi figura 1.13). Questo fenomeno, noto con il nome di “effetto puntone”, interessa in particolar modo i nodi d'angolo, in quanto la spinta del puntone non è compensata dalla presenza della tamponatura dalla parte opposta. Per questo motivo è bene prendere in considerazione questo fenomeno già durante la fase progettuale, in modo tale da prevedere, in corrispondenza di questa porzione di pilastro maggiormente sollecitata, un incremento del numero e/o del passo e/o del diametro delle staffe, che oltre ad assorbire gli sforzi di taglio aumentano il confinamento e migliorano la risposta strutturale.



(a) Schema del meccanismo



(b) Santa Venerina, Catania (2002) [26]

**Figura 1.13:** Meccanismo di rottura del pilastro dovuto all'incremento dello sforzo di taglio legato all'effetto puntone messo in atto dalla muratura di tamponamento

## 1.4 Comportamento dei tamponamenti in muratura fuori piano

Fino ad ora abbiamo descritto i meccanismi di collasso dei tamponamenti in muratura associati all'effetto di carichi applicati nel piano. In realtà i tamponamenti possono collassare anche in conseguenza ad azioni orizzontali agenti nella direzione



**Figura 1.14:** Esempio espulsione fuori piano dei tamponamenti in muratura provocato da un evento sismico - Izmit, Turchia (1999) [16]

fuori piano. Questo aspetto può rappresentare un problema di sicurezza strutturale, in quanto le tamponature, collassando fuori piano, possono crollare in strada e cadere quindi sulle persone provocando seri danni.

In questa tesi verrà dimostrato come le resistenze nel piano e fuori piano dei pannelli di tamponamento in muratura siano strettamente dipendenti l'una dall'altra. In altre parole il danneggiamento di un tamponamento provocato da azioni agenti nel piano determina una riduzione della resistenza fuori piano, ovvero il danneggiamento del tamponamento provocato da azioni agenti fuori piano determina una riduzione della resistenza nel piano.

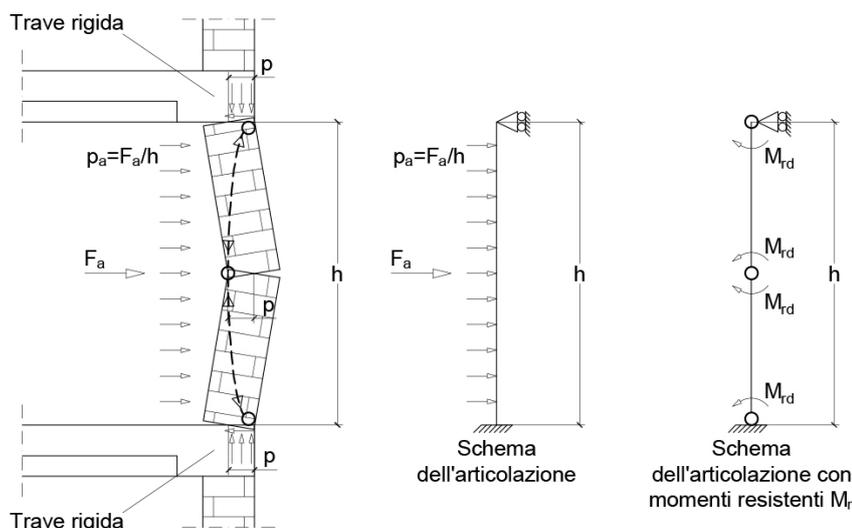
Questo aspetto giustifica il fatto che, solitamente, i tamponamenti soggetti all'espulsione fuori piano sono quelli collocati ai piani più bassi di un edificio. Se infatti analizziamo la deformata modale associata al primo modo di vibrare di una struttura a telaio scopriamo che gli spostamenti di interpiano sono molto più grandi ai piani inferiori rispetto a quelli dei piani più alti. Dato che a spostamenti di interpiano maggiori sono associati danneggiamenti delle tamponature più consistenti, i tamponamenti posti ai piani più bassi saranno caratterizzati da una maggiore riduzione della rigidezza fuori piano, fatto li renderà decisamente più vulnerabili al collasso per espulsione.

### 1.4.1 Effetto arco

Fortunatamente se il tamponamento in muratura è ben realizzato, ovvero se questo è ben collegato al telaio di confinamento che lo contiene, il collasso fuori piano è ostacolato da un meccanismo resistente messo in atto dalla muratura che prende il nome di effetto arco.

Per comprendere il funzionamento di questo meccanismo resistente consideriamo un tamponamento in muratura soggetto ad una azione fuori piano modellata attraverso una forza concentrata  $F_a$  applicata nella mezzeria del tamponamento (vedi figura 1.15). Lo schema statico che meglio riproduce il comportamento cinematico della tamponatura in questa condizione è descritto dal cosiddetto “schema

dell'articolazione". In pratica il tamponamento viene considerato come una trave verticale vincolata inferiormente da un incastro e superiormente da un appoggio.



**Figura 1.15:** Meccanismo resistente ad arco che nasce nei tamponamenti in muratura quando questi sono soggetti a sollecitazioni applicate fuori piano

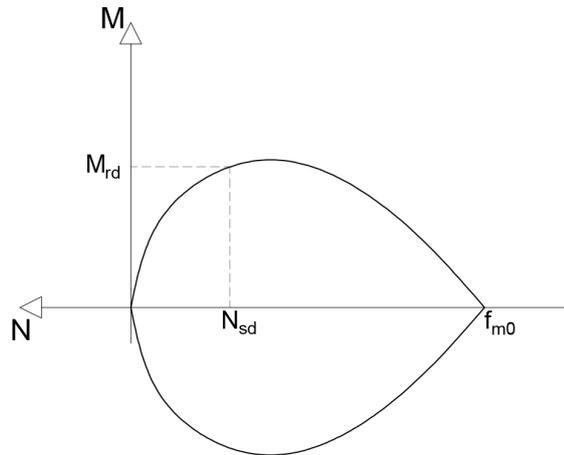
Il carico applicato, che può anche essere considerato come un carico distribuito  $p_a$  dato da  $F_a/h$ , porta alla formazione di tre cerniere in corrispondenza di tre diverse sezioni: una è collocata in mezzeria, mentre le altre due si trovano in prossimità degli estremi della trave, ovvero in corrispondenza della zona di contatto tamponamento-telaio. In questo modo si viene a formare, nello spessore della parete, un arco a tre cerniere, responsabile proprio del meccanismo resistente noto appunto con il nome di effetto arco. Tale meccanismo resistente cessa di esistere in due casi: quando lo schema statico diventa labile a causa dell'allineamento delle tre cerniere, oppure quando la muratura va in crisi per eccessiva compressione, conducendo alla plasticizzazione delle tre cerniere.

La prima modalità di collasso, tipica dei tamponamenti snelli (ovvero caratterizzati da rapporti  $h/t$  elevati, dove  $h$  è l'altezza del tamponamento e  $t$  il suo spessore), è anche la più pericolosa, perché associata ad un meccanismo di instabilità che si verifica senza preavviso. La seconda modalità di collasso, invece, risulta essere molto meno pericolosa, in quanto il raggiungimento del cinematicismo è preceduto da una breve fase duttile associata alla deformazione plastica a compressione della muratura (per maggiori dettagli si faccia riferimento a [21]).

Il meccanismo resistente appena descritto permette ai carichi (in questo caso orizzontali) di scaricarsi sul telaio di confinamento, inducendo una compressione della muratura che costituisce l'arco stesso. In altre parole i carichi orizzontali si trasformano in sforzi di compressione che percorrendo la curva delle pressioni raggiungono gli appoggi di estremità e si scaricano sul telaio.

Se andiamo ad analizzare il dominio di resistenza di una sezione in muratura (vedi figura 1.16) scopriamo che in presenza di uno sforzo normale  $N_{sd}$  negativo, quindi di compressione, essa è in grado di offrire un momento resistente  $M_{rd}$  non nullo. Questo momento resistente è quello che leggiamo in corrispondenza delle

cerniere e che di fatto, oltre a rendere le cerniere plastiche, si oppone al ribaltamento del tamponamento determinando la nascita di un meccanismo resistente.



**Figura 1.16:** Schematizzazione del dominio di resistenza della muratura

Analizzando il dominio di resistenza della muratura si scopre che esiste un valore dello sforzo normale per il quale il momento resistente  $M_{rd}$  è massimo. Sperimentalmente si osserva che tale valore di  $M_{rd,max}$  aumenta all'aumentare della resistenza a compressione della muratura. In questo modo possiamo affermare che l'effetto arco è tanto più importante quanto più alta è la resistenza a compressione della muratura.

In questo meccanismo di collasso, così come in tutti i meccanismi associati ad uno sforzo di compressione, gioca un ruolo fondamentale la snellezza. In linea con la teoria dell'instabilità per carico di punta avremo quindi un valore limite di snellezza al di sotto del quale il collasso, associato all'effetto arco, avverrà per superamento della resistenza a compressione (tamponamenti tozzi) e al di sopra del quale il collasso sarà innescato dall'instabilità (tamponamenti snelli). L'Eurocodice 6 (EC6 [29]) al § 6.3.2 afferma come l'efficacia dell'effetto arco è inversamente proporzionale al quadrato del rapporto di snellezza (definito come  $h/t$ , dove  $h$  è l'altezza effettiva del pannello in muratura e  $t$  è il suo spessore) ed è direttamente proporzionale alla resistenza a compressione della muratura  $f_{m0}$ . La formula che esprime questa relazione è la seguente:

$$q_{lat} \propto \frac{f_{m0}}{\left(\frac{h}{t}\right)^2} \quad (1.3)$$

Essa verrà ripresa nel paragrafo 3.1 per calcolare le dimensioni geometriche da attribuire alle bielle diagonali e nel paragrafo 2.2.1 per definire la capacità fuori piano dei tamponamenti in muratura.

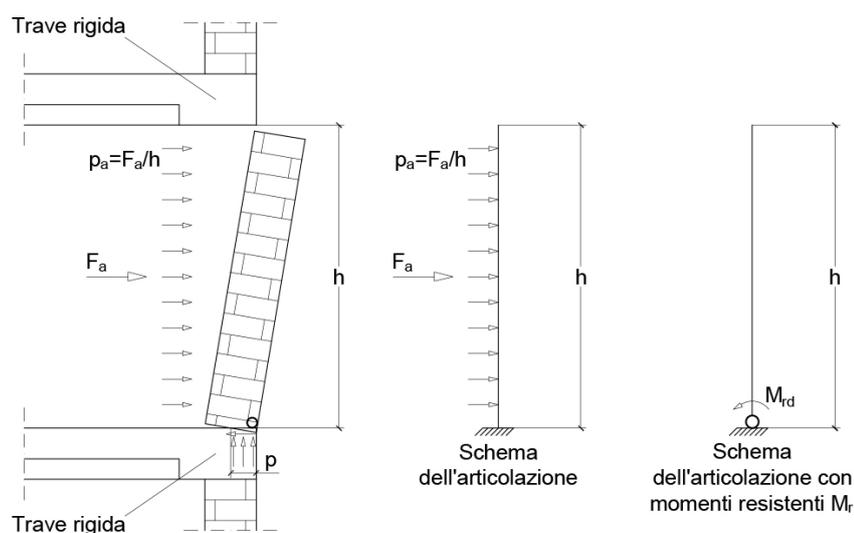
Dovendoci occupare della fragilità sismica dei telai tamponati con riferimento al comportamento fuori piano è assolutamente indispensabile che il modello utilizzato per riprodurre sui software il comportamento strutturale di questi sistemi sia in grado di cogliere l'effetto arco. Un modello in grado di fare quanto detto è il macromodello a quattro bielle equivalenti sviluppato in [9]. Esso, oltre alle due

solite bielle diagonali, che servono a riprodurre l'effetto puntone che caratterizza il comportamento nel piano, introduce una biella verticale e una biella orizzontale. Grazie alla collaborazione statica con le bielle diagonali e ad una modellazione che sfrutta gli elementi a fibre, il modello in questione è in grado di riprodurre in modo efficace il meccanismo resistente ad arco messo in atto dai tamponamenti quando essi risultano sollecitati da azioni fuori piano.

## 1.4.2 Ribaltamento fuori piano

Alla luce di quanto appena detto a proposito dell'effetto arco, è facile capire come questo meccanismo resistente possa svilupparsi solo quando il tamponamento risulta essere ben ammortato al telaio di confinamento. Se questa connessione è modesta o del tutto assente nascerà un meccanismo resistente completamente diverso da quello appena descritto e soprattutto molto meno efficace.

L'errore più comune che si commette a tal proposito consiste nel non realizzare l'ultimo letto di malta, ovvero quello che chiude la parete e che di fatto collega la muratura al telaio. In questo modo il tamponamento tenderà a ribaltarsi fuori piano. Lo schema statico che caratterizza questo nuovo meccanismo è rappresentato da una trave incastrata alla base e libera all'altra estremità (l'assenza di vincolo all'estremità superiore simula proprio l'assenza di un collegamento efficace tra tamponamento e telaio, vedi figura 1.17).



**Figura 1.17:** Meccanismo di collasso a ribaltamento della parete che si verifica in assenza di un adeguato ammortamento con il telaio di confinamento

Con uno schema statico di questo tipo il meccanismo resistente ad arco non si può esplicare e al suo posto si innescherà un processo di ribaltamento fuori piano associato alla rotazione del tamponamento rispetto alla base. In questo caso il collasso sarà associato ad una perdita di equilibrio, ovvero non appena il momento sollecitante, indotto dai carichi esterni, supererà il momento resistente la parete si ribalterà fuori piano come un corpo rigido.



## Capitolo 2

# I tamponamenti in muratura e la normativa

Da un punto di vista storico, le tamponature hanno acquisito una certa importanza a livello normativo solo a seguito del terremoto dell'Irpinia avvenuto il 23 novembre 1980. Fino ad allora l'effetto delle tamponature sul comportamento strutturale in cui risultavano inserite era considerato trascurabile. In pratica per esse veniva valutato solo l'effetto in termini di carico verticale, tralasciando completamente l'incidenza di queste sul comportamento sismico della struttura. Vediamo quindi come la normativa italiana ed europea si è evoluta nel corso degli anni a partire da questo spiacevole evento.

### 2.1 Evoluzione storica della normativa italiana

Il documento normativo che per primo introdusse la filosofia secondo la quale il contributo offerto dalle tamponature non solo doveva essere preso in conto nella fase di progettazione strutturale, ma doveva anche essere adeguatamente calcolato, è rappresentato dal D.M. 02/07/81 [19], a cui seguirono una serie di Circolari esplicative. Tale atto legislativo nacque proprio con lo scopo di definire le linee guida che i progettisti avrebbero dovuto adottare al fine di ripristinare le strutture in muratura danneggiate dal terremoto dell'Irpinia.

Il modello di calcolo a cui si fece riferimento fu quello del puntone equivalente, pertanto i meccanismi di collasso delle tamponature che vennero considerati erano rappresentati dalla rottura per scorrimento orizzontale, dalla rottura per fessurazione diagonale e dalla rottura per schiacciamento locale degli spigoli, ovvero da tutti i meccanismi di rottura indotti da carichi agenti nel piano del pannello ampiamente descritti nel paragrafo 1.3.

Le novità introdotte dal D.M. 02/07/81 vennero poi estese anche alle strutture di nuova costruzione per mezzo del D.M. 16/01/96 [13] e per mezzo della Circolare 10/04/97 [2]. In particolare in questa Circolare vennero introdotti dei metodi di calcolo approssimati per effettuare le verifiche di resistenza relative alle tre tipologie di collasso appena descritte, che possono essere così riassunti:

- verifica allo scorrimento orizzontale:

$$H_0 \leq \frac{\tau_u}{\phi} lt \quad (2.1)$$

dove:

$$\tau_u = f_{vko} \sqrt{1 + \frac{\left(0.8 \frac{h}{l} - 0.2\right)}{1.5 f_{vko}} \cdot \frac{H_0}{lt}} \quad (2.2)$$

- verifica alla fessurazione diagonale:

$$H_0 \leq \frac{f_{vko}}{0.6\phi} lt \quad (2.3)$$

- verifica allo schiacciamento degli spigoli:

$$H_0 \leq 0.8 \frac{f_k}{\phi} \cos^2 \theta \sqrt{\frac{E_c}{E_m} I h t^3} \quad (2.4)$$

in cui il significato dei simboli è il seguente:

- $l$ : larghezza del pannello murario;
- $h$ : altezza del pannello murario;
- $t$ : spessore del pannello murario;
- $H_0$ : forza sismica orizzontale agente sull'elemento di muratura (componente orizzontale della forza agente nel puntone equivalente), da valutare tenendo conto del coefficiente di struttura;
- $f_{vko}$ : resistenza caratteristica a taglio della muratura in assenza di carichi verticali;
- $f_k$ : resistenza caratteristica a compressione della muratura;
- $\theta = \arctan\left(\frac{h}{l}\right)$ : angolo della diagonale del pannello rispetto all'orizzontale;
- $\phi$ : fattore di riduzione delle tensioni;
- $E_c$ : modulo di elasticità del calcestruzzo;
- $E_m$ : modulo di elasticità della muratura;
- $I$ : momento d'inerzia della sezione trasversale del pilastro calcolato rispetto al suo asse ortogonale al piano della tamponatura.

Per qualunque altra informazione a proposito di queste formule si faccia riferimento a [2].

Per quanto riguarda invece le verifiche fuori piano dei tamponamenti bisogna aspettare sino al 2003 con la pubblicazione dell'OPCM 20/03/03 [20]. Infatti nella Circolare 10/04/97 il problema del calcolo e della verifica dell'eventuale collasso fuori piano non era stato adeguatamente trattato, tanto che venivano date solo delle indicazioni per evitare che, in particolari condizioni, il ribaltamento fuori piano di questi elementi potesse risultare pericoloso.

Di fatto l'OPCM 20/03/03 recepisce le direttive in materia sismica introdotte dall'EC8, le quali, a loro volta, prendono spunto dalle novità introdotte dall'ente statunitense FEMA (acronimo di *Federal Emergency Management Agency*).

Nel 2008, con l'emanazione del D.M. 14/01/2008 [14] (nel seguito indicato come NTC08), si è passati dall'approccio alle tensioni ammissibili all'approccio agli stati limite. Con esso, però, si perdono le verifiche di resistenza dei tamponamenti per azioni agenti nel piano, introdotte dalla Circolare 10/04/1997. Queste, infatti, vengono sostituite da una serie di requisiti e prescrizioni che hanno il compito di limitare il danneggiamento di questi elementi, definiti non strutturali e autoportanti. In particolare al § 7.3.7.2 le NTC08 affermano che:

*“Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.”*

*“Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.”*

Per quanto concerne le verifiche fuori piano le NTC08 definiscono una procedura di calcolo che permette di verificare l'eventuale collasso fuori piano delle tamponature in relazione ai due meccanismi resistenti ampiamente descritti nei paragrafi 1.4.2 e 1.4.1, in cui uno fa riferimento alle tamponature aderenti al telaio di confinamento in cui sono inserite, mentre l'altro si riferisce ai tamponamenti non aderenti, ovvero non correttamente ammorsati al telaio di confinamento in corrispondenza della trave superiore e dei pilastri laterali.

L'approccio alla progettazione e alla verifica strutturale introdotto con le NTC08 è stato adottato anche nell'ultimo testo normativo rappresentato dal D.M. 17/01/18 [15] (nel seguito indicato come NTC18), il quale va a sostituire le NTC08, ma che di fatto ne eredita la forma, ampliando alcuni aspetti e semplificandone altri. Trattandosi del testo normativo tutt'ora in vigore, ad esso dedicheremo qualche parola in più al fine di descrivere nel dettaglio le tipologie e le modalità di verifica relative ai tamponamenti in muratura che devono essere adottate al giorno d'oggi.

## 2.2 I tamponamenti nelle NTC18

Prima di descrivere nel dettaglio le modalità di calcolo e di verifica delle tamponature in muratura è bene capire a quale tipologia di elemento costruttivo esse appartengono. Sulla base della definizione riportata nel § 7.2.3 che recita quanto segue:

*“Per elementi costruttivi non strutturali s’intendono quelli con rigidezza, resistenza e massa tali da influenzare in maniera significativa la risposta strutturale e quelli che, pur non influenzando la risposta strutturale, sono ugualmente significativi ai fini della sicurezza e/o dell’incolumità delle persone.” [15]*

possiamo affermare che i tamponamenti rientrano a pieno titolo nella categoria degli elementi costruttivi non strutturali e pertanto devono essere adeguatamente progettati e verificati nei confronti delle sollecitazioni di natura sismica. Infatti:

*“La capacità degli elementi non strutturali, compresi gli eventuali elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da considerare.” [15]*

Vediamo quindi come si svolge il calcolo della capacità e della domanda sismica.

### 2.2.1 Verifica fuori piano

La domanda sismica può essere determinata facendo riferimento allo schema dell’articolazione definito in precedenza in figura 1.15, in cui la forza orizzontale  $F_a$  che simula l’azione sismica può essere calcolata come:

$$F_a = \frac{S_a W_a}{q_a} \quad (2.5)$$

dove:

- $F_a$ : forza sismica orizzontale agente nel centro di massa dell’elemento non strutturale e nella direzione più sfavorevole. Essa rappresenta la risultante delle forze distribuite  $p_a$  proporzionali alla massa;
- $S_a$ : accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l’elemento non strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame;
- $W_a$ : peso dell’elemento;
- $q_a$ : fattore di comportamento dell’elemento.

Le NTC18 non specificano le modalità di calcolo di  $S_a$  e  $q_a$ , ma demandano semplicemente a “documenti di comprovata validità”. Questo ci permette di fare riferimento a quanto riportato nelle NTC08 al § 7.2.3, dove la  $S_a$  viene calcolata come:

$$S_a = \alpha S \left[ \frac{3 \left( 1 + \frac{Z}{H} \right)}{1 + \left( 1 - \frac{T_a}{T_1} \right)^2} - 0.5 \right] \quad (2.6)$$

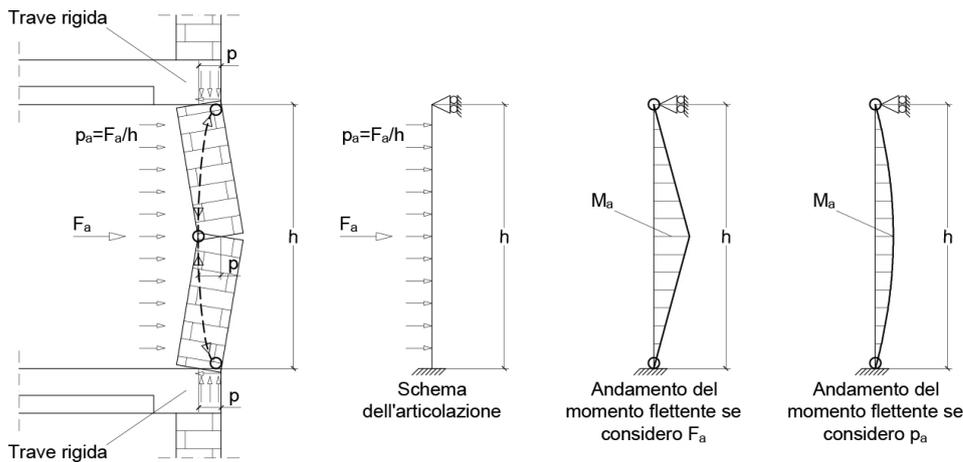
dove:

- $\alpha$ : rapporto tra l’accelerazione massima del terreno  $a_g$  su suolo tipo A, da considerare nello stato limite in esame, e l’accelerazione di gravità  $g$ ;

- $S$ : coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
- $T_a$ : periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;
- $T_1$ : periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;
- $Z$ : quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (per le strutture con isolamento sismico  $Z = 0$ );
- $H$ : altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione.

In ogni caso  $S_a$  non può essere inferiore a  $\alpha S$ , mentre invece il valore di  $q_a$  può essere definito con riferimento alla tabella 7.2.I del § 7.2.3. Per i tamponamenti  $q_a$  può essere assunto pari a 2.

Una volta calcolata la forza  $F_a$  occorre definire il momento agente, il quale rappresenta la vera e propria domanda sismica. Esso, però, è funzione del meccanismo resistente che si instaura. Se il tamponamento è aderente allora avremo un meccanismo resistente ad arco come quello descritto in figura 2.1, mentre se il tamponamento non è aderente il meccanismo resistente sarà più simile a quello descritto in figura 2.2.



**Figura 2.1:** Andamento del momento flettente in caso di tamponamento aderente al telaio di confinamento

Nel primo caso il massimo momento agente è collocato nella sezione di mezzeria e viene calcolato come:

$$M_a = \frac{F_a h}{4} \quad (2.7)$$

Se però al posto di considerare la forza concentrata considerassimo il carico distribuito  $p_a$ , di cui  $F_a$  è la risultante (ovvero  $p_a = F_a/h$ ), il momento sollecitante sarebbe comunque collocato in mezzeria, ma risulterebbe essere pari a:

$$M_a = \frac{p_a h^2}{8} \quad (2.8)$$

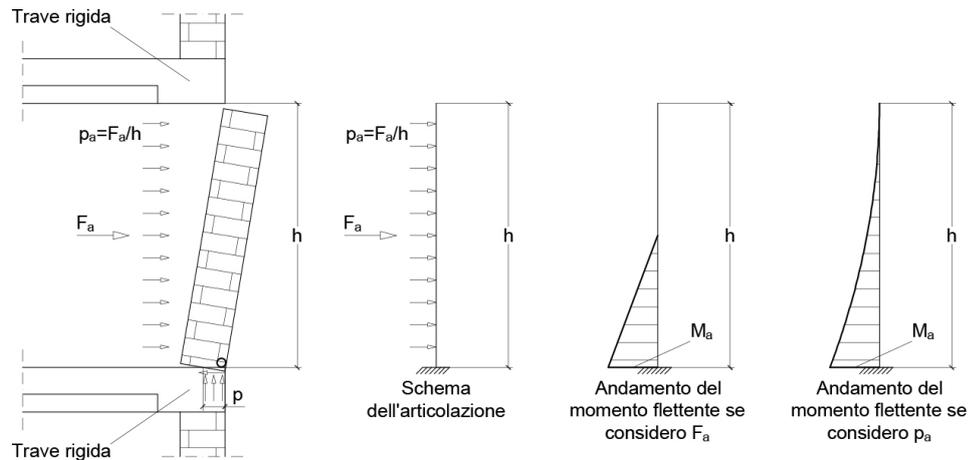
Così come affermato da Mosele e Bari in [21], l'ipotesi di considerare il carico distribuito invece che la forza concentrata porta ad una migliore modellazione della realtà, in quanto «*l'azione sismica attiva le forze inerziali dovute alla massa che è distribuita in altezza*». Inoltre così facendo il momento sollecitante risulta pari alla metà di quello calcolato considerando la forza concentrata.

Con questo calcolo la domanda sismica risulta essere completamente definita. Per quanto riguarda la capacità sismica di questi elementi non strutturali la normativa italiana non è molto chiara. Istintivamente il progettista è pertanto portato ad utilizzare la formula (7.8.2) riportata nel § 7.8.2.2. Essa definisce il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione quando questa è soggetta ad uno stato di pressoflessione nel piano. Tuttavia, come osservato in [21], questa formula non si dimostra adatta allo scopo, in quanto porta alla definizione di un momento resistente  $M_u$  insufficiente ad equilibrare il momento sollecitante  $M_a$  (fatto che non rispecchia la realtà fisica). Questo succede perché la formula in questione non considera in maniera opportuna il meccanismo resistente ad arco caratteristico di questa modalità di collasso fuori piano.

Una metodologia di calcolo migliore è quindi quella che sfrutta il modello ad arco e la relativa formula (1.3), la quale definisce la resistenza laterale per unità di area di muro. In questo modo per effettuare la verifica fuori piano dei tamponamenti è sufficiente verificare che la resistenza  $q_{lat}$  sia maggiore della domanda sismica  $p_a$ .

La metodologia di calcolo appena descritta non è prevista dalle NTC18, ma dato che in assenza di ulteriori specifiche la normativa italiana permette di riferirsi ad altri “documenti di comprovata validità” e dato che l'Eurocodice 6 (EC6 [29]), oltre a prevedere questa metodologia di calcolo, rientra in questa categoria di documenti, possiamo concludere che essa può essere tranquillamente utilizzata per i nostri scopi assumendo anche una validità legale.

Questo tipo di approccio, a rigore, è valido solo in caso di tamponamento aderente. In caso di tamponamento non aderente occorre fare riferimento al modello a ribaltamento riportato in figura 2.2, generalmente utilizzato per la verifica delle facciate in muratura degli edifici esistenti soggetti a questa problematica.



**Figura 2.2:** Andamento del momento flettente in caso di tamponamento non aderente al telaio di confinamento

In questo modello il tamponamento, per effetto della sollecitazione sismica (come sempre modellata con la forza concentrata  $F_a$  o con il carico distribuito  $p_a$ ) ruota attorno ad un fulcro posto in corrispondenza del perimetro di contatto inferiore del tamponamento con il telaio. Ovviamente lo sviluppo di un cinematismo di questo tipo lo si ottiene solo se lo spazio tra il tamponamento e la trave superiore è sufficientemente ampio. Qualora esso fosse presente, ma non fosse sufficientemente ampio, il meccanismo si attiverebbe comunque, ma appena si verifica il contatto tamponamento-telaio si innescherebbe nuovamente un meccanismo ad arco come quello descritto in precedenza. Ovviamente quest'ultimo sarà meno efficace del primo (quello che porta all'effetto arco), in quanto la superficie di contatto tamponamento-telaio è ovviamente inferiore. Pertanto possiamo affermare che, in questo caso, il meccanismo che si innesca è una via di mezzo tra il meccanismo ad arco e quello a ribaltamento.

Nell'ipotesi di distacco tamponamento-telaio sufficientemente ampio, la verifica si conduce in termini di momento ribaltante e momento stabilizzante, ovvero si tratta di una semplice verifica di equilibrio. Il momento ribaltante  $M_a$ , in questo caso, risulta pari a:

$$M_a = \frac{F_a h}{2} = \frac{p_a}{2} \quad (2.9)$$

in quanto viene calcolato con riferimento ad uno schema statico di mensola incastrata alla base e libera all'altra estremità (si osservi come in questo caso  $M_a$  sia lo stesso sia nel caso di forza concentrata che nel caso di carico distribuito). Invece il momento stabilizzante  $M_r$  è calcolabile come:

$$M_r = W_a \frac{t}{2} \quad (2.10)$$

ovvero è il momento associato alla forza  $W_a$  che rappresenta il peso del tamponamento e quindi è idealmente applicato nel baricentro del tamponamento (ovvero a  $t/2$ ).

Anche nel caso di tamponamento non aderente l'approccio di verifica basato sulla formula della pressoflessione non risulta efficace, anzi, utilizzando questa formula sembra che i tamponamenti non aderenti siano più efficaci dei tamponamenti aderenti, conclusione nettamente in contrasto con l'esperienza reale e quindi assolutamente falsa.

Spesso all'interno delle definizioni delle grandezze e delle formule adottate per effettuare la verifica fuori piano dei tamponamenti si è specificato come queste andassero calcolate ed utilizzate «con riferimento a ciascuno degli stati limite richiesti» [15]. Per capire quali siano questi stati limite richiesti occorre fare riferimento alla tabella 7.3.III del § 7.3.6, riportata in figura 2.3. All'interno di questo paragrafo vengono anche date le direttive su come e quando tale tabella deve essere utilizzata, in particolare si specifica che:

*“Per tutti gli elementi strutturali primari e secondari, gli elementi non strutturali e gli impianti si deve verificare che il valore di ciascuna domanda di progetto, definito dalla tabella 7.3.III per ciascuno degli stati limite richiesti, sia inferiore al corrispondente valore della capacità di progetto.”* [15]

Dalla tabella 7.3.III si evince che lo stato limite a cui fare riferimento per gli elementi non strutturali, quando questi appartengano alla classe d'uso (CU) II,

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

| STATI LIMITE |     | CU I | CU II              |     |     | CU III e IV        |     |                 |
|--------------|-----|------|--------------------|-----|-----|--------------------|-----|-----------------|
|              |     | ST   | ST                 | NS  | IM  | ST                 | NS  | IM <sup>o</sup> |
| SLE          | SLO |      |                    |     |     | RIG                |     | FUN             |
|              | SLD | RIG  | RIG                |     |     | RES                |     |                 |
| SLU          | SLV | RES  | RES                | STA | STA | RES                | STA | STA             |
|              | SLC |      | DUT <sup>(*)</sup> |     |     | DUT <sup>(*)</sup> |     |                 |

<sup>o</sup> Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

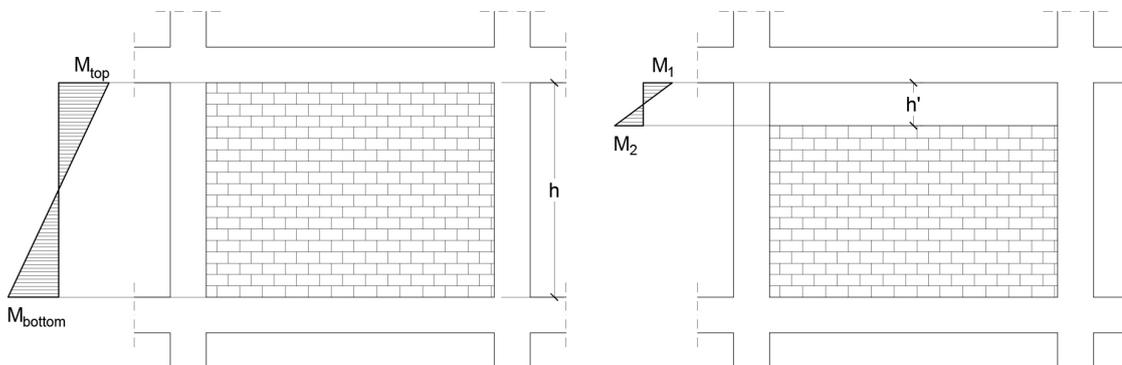
<sup>(\*)</sup> Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

**Figura 2.3:** Tabella 7.3.III delle NTC18 in cui vengono definiti gli stati limite a cui fare riferimento in funzione della classe d'uso dell'elemento, sia esso strutturale (ST), non strutturale (NS) o impiantistico (IM)

III o IV, è lo stato limite ultimo (SLU) di salvaguardia della vita (SLV) e che le verifiche da effettuare sono delle verifiche di stabilità (STA), che poi altro non sono che le verifiche fuori piano appena descritte.

## 2.2.2 Rottura a taglio dei pilastri provocata da tamponamenti non a tutta altezza

Nel paragrafo 1.2.5 abbiamo messo in evidenza il problema legato all'aumento della domanda di taglio che si verifica in corrispondenza dei pilastri adiacenti a pareti di tamponamento non a tutta altezza. A tal proposito le NTC18 al § 7.4.4.2.1 propongono una modalità di calcolo della sollecitazione di taglio alternativa.



**Figura 2.4:** Variazione del diagramma del momento flettente su un pilastro adiacente ad una tamponatura non a tutta altezza

Essa consiste nel calcolare lo sforzo di taglio di progetto utilizzando i momenti flettenti che caratterizzano le sezioni di estremità della zona non tamponata in relazione all'estensione di questa zona. In altre parole invece che calcolare il taglio sollecitante  $V_s$  come:

$$V_s = \frac{M_{top} + M_{bottom}}{h} \quad (2.11)$$

cosa che solitamente si fa quando non si considera la presenza dei tamponamenti, la si calcola come:

$$V_s = \frac{M_1 + M_2}{h'} \quad (2.12)$$

Per il significato dei simboli si faccia riferimento alla figura 2.4.

### 2.2.3 Contenimento del danno

Nel § 7.3.6.1 si leggono per la prima volta le prescrizioni relative al contenimento del danno degli elementi non strutturali. Come sappiamo il danneggiamento delle tamponature nel piano è associato agli spostamenti di interpiano, i quali a loro volta sono fortemente influenzati dalle caratteristiche del telaio. Ecco perché nella normativa il contenimento del danno è associato a dei valori limite dello spostamento di interpiano  $d_r$ . In particolare la normativa richiede che

*“... la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall’analisi in presenza dell’azione sismica di progetto corrispondente allo SL e alla CU considerati siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.” [15]*

I limiti a cui si riferisce la normativa sono i seguenti:

- per le tamponature collegate rigidamente alla struttura e che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$qd_r \leq 0.0050h \quad \text{per tamponature fragili} \quad (2.13)$$

$$qd_r \leq 0.0075h \quad \text{per tamponature duttili} \quad (2.14)$$

- per le tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano  $d_{rp}$  per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura:

$$qd_r \leq d_{rp} \leq 0.0100h \quad (2.15)$$

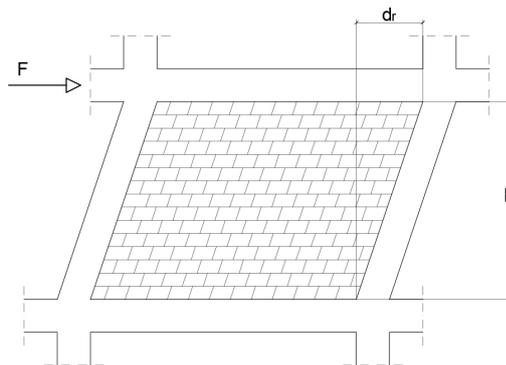
dove:

- $d_r$ : spostamento di interpiano, calcolato come la differenza tra lo spostamento relativo tra il solaio superiore e quello inferiore (vedi figura 2.5);
- $h$ : altezza di interpiano;
- $q$ : fattore di comportamento della struttura.

Per quanto riguarda le classi d’uso III e IV

*“... ci si riferisce allo SLO (v. Tab 7.3.III) e gli spostamenti d’interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.” [15].*

L’approccio adottato dalle NTC18 è stato ereditato dalle NTC08, tuttavia nella normativa più recente viene effettuata una nuova distinzione che distingue le tamponature fragili da quelle duttili. Per tamponature fragili si intendono quei



**Figura 2.5:** Definizione dello spostamento di interpiano  $d_r$

pannelli in muratura caratterizzati da un collasso improvviso, mentre le tamponature duttili sono quelle che, prima di collassare, vengono ad essere caratterizzate da deformazioni non trascurabili. In pratica le pareti di tamponamento non armate appartengono alla prima categoria, mentre le pareti di tamponamento armate appartengono alla seconda.

Così facendo la nuova normativa invita il progettista all'adozione delle tamponature duttili in quanto, oltre a migliorare le prestazioni sismiche dell'intera struttura, permettono di fare riferimento ad una verifica degli spostamenti di interpiano meno restrittiva ( $0.0075h$  dei i tamponamenti armati contro gli  $0.0050h$  dei tamponamenti non armati) e permettono di realizzare una struttura più leggera e quindi meno onerosa [25].

## 2.3 I tamponamenti negli Eurocodici

Gli Eurocodici (EC) rappresentano le norme europee per la progettazione strutturale, pertanto sono riconosciute da tutte le normative nazionali come “norme di comprovata validità”, il che significa che in assenza di informazioni di dettaglio in merito ad un determinato argomento, è possibile fare riferimento a quanto scritto all'interno degli EC. Diventa quindi importante capire quali sono le direttive che questi forniscono in merito alla progettazione e alla verifica di elementi non strutturali quali sono i tamponamenti in muratura.

Innanzitutto l'EC che si occupa della progettazione in zona sismica è l'Eurocodice 8, ma la parte di maggior interesse a tal proposito è la parte 1 [30], pertanto sarà principalmente ad essa che ci riferiremo nel resto della trattazione.

### 2.3.1 Prescrizioni relative alla regolarità in pianta

Anche nell'EC8 si sottolinea come la distribuzione spaziale dei tamponamenti possa influire sulla definizione di regolarità in pianta e in elevazione di un determinato edificio. Definire un edificio regolare o non regolare è uno dei primi compiti del progettista, in quanto, sulla base di questa classificazione, si modificano alcuni aspetti base della progettazione tra cui:

- il modello strutturale, che può essere piano semplificato o spaziale;

- il metodo di analisi, che può essere una analisi semplificata con spettro di risposta o una analisi modale;
- il valore del coefficiente di comportamento  $q$ , che in caso di assenza di regolarità in elevazione deve essere ridotto dell'80%.

Una delle condizioni che un edificio deve soddisfare per poter essere considerato regolare in pianta è il rispetto di una certa simmetria in relazione alla distribuzione della rigidezza laterale e della massa.

Per quanto riguarda i tamponamenti si raccomanda di evitare disposizioni in pianta fortemente irregolari, non simmetriche o non uniformi. Ciò significa, ad esempio, evitare di realizzare pareti di tamponamento solo su alcuni lati dell'edificio o solo su alcune campate, questo perché in presenza di una disomogeneità di distribuzione spaziale dei tamponamenti possono insorgere meccanismi torsionali non previsti in fase progettuale, in grado di produrre un incremento delle sollecitazioni potenzialmente deleterio (aspetto già evidenziato nel paragrafo 1.2.4).

Qualora l'irregolarità in pianta, causata da una errata distribuzione spaziale dei tamponamenti, fosse molto spinta (ad esempio vengono a mancare i tamponamenti su due lati consecutivi di un edificio come mostrato in figura 1.4), l'EC8 raccomanda l'utilizzo di modelli spaziali dell'edificio per poter svolgere le opportune analisi strutturali.

Per prendere in conto l'effetto dei tamponamenti sul comportamento strutturale è quindi necessario che nel modello siano inclusi i tamponamenti, tuttavia l'EC non specifica come modellare i suddetti tamponamenti. Questo fatto costituisce una grossa lacuna della norma in merito alla progettazione di telai tamponati, ma non è dovuto ad una dimenticanza, bensì alle grandi difficoltà che si incontrano nel modellare in maniera opportuna i tamponamenti in muratura.

Le variabili in gioco che influenzano il comportamento e quindi la modellazione dei tamponamenti in muratura sono infatti molte, tra le più note abbiamo:

- la variabilità delle proprietà meccaniche. La muratura è un materiale fortemente eterogeneo e anisotropo, ovvero le sue caratteristiche dipendono dalla direzione lungo la quale vengono considerate. Questo vuol dire che il comportamento manifestato dalla muratura non solo dipende dalle caratteristiche meccaniche della stessa, ma è funzione anche della direzione di sollecitazione. Ecco perché prevedere se un tamponamento si romperà per fessurazione diagonale, piuttosto che per schiacciamento degli spigoli o per scorrimento orizzontale lungo i letti di malta, è assai complesso;
- la natura del collegamento con il telaio di confinamento. Abbiamo visto che il meccanismo resistente messo in atto dal tamponamento quando questo viene sollecitato mediante azioni agenti nella direzione fuori piano, varia in funzione della tipologia di collegamento che sussiste tra il tamponamento e il telaio di confinamento. Il discorso si complica ulteriormente in presenza di collegamenti strutturali tra tamponamento e telaio;
- la possibile modifica nell'arco della vita utile dell'opera. Prevedere queste modifiche è assai difficile, quindi la domanda che sorge spontanea nel progettista è: come tengo conto di questo fatto in fase progettuale? Come faccio

a mettermi lato sicurezza se non so quali possono essere le modifiche future apportate dalle utenze? A tal proposito l'EC8 afferma che in nessun modo devono essere apportate modifiche o cambiamenti nella struttura a meno che esse non siano accompagnate da opportune verifiche e giustificazioni. Questo vale anche nel caso di cambiamenti che portano ad un aumento della resistenza strutturale, perché, come abbiamo già detto, non sempre questo produce un miglioramento della risposta sismica (resistenza e duttilità sono due grandezze complementari, quindi l'aumento di una fa diminuire l'altra, il che non è sempre un bene);

- il non uniforme grado di danneggiamento subito durante il terremoto stesso. Come vedremo meglio nel seguito, i tamponamenti mettono in evidenza un comportamento sismico assolutamente non lineare e difficilmente prevedibile, anche perché esso dipende dalla natura dell'evento sismico e dalle caratteristiche strutturali dell'edificio in cui si trovano, che a loro volta dipendono dai tamponamenti stessi.

A tutto ciò si aggiungono gli effetti locali dovuti all'interazione telaio-tamponamento, come ad esempio l'aumento della domanda di taglio dei pilastri in corrispondenza dei nodi indotta dall'effetto puntone (vedi paragrafo 1.3.4).

Tutto questo spiega il motivo per il quale la ricerca si sta occupando negli ultimi anni e in maniera assidua della definizione di un modello analitico in grado di tener conto dell'influenza dei tamponamenti in muratura. Lo scopo è infatti quello di analizzare tutte le scoperte fatte in campo scientifico e di trasformare queste in un testo normativo che consenta al professionista di progettare i telai tamponati e i tamponamenti in muratura in modo semplice ed efficace. Questo è anche uno degli obiettivi del progetto ReLUIS (Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica) che partirà nei prossimi mesi.

Ritornando al problema della irregolarità in pianta dovuta ai tamponamenti in muratura, l'EC8 consiglia di non prendere in conto l'influenza dei tamponamenti caratterizzati da aperture o perforazioni significative (porte, finestre, ecc.). Inoltre, qualora l'irregolarità in pianta dovuta ai tamponamenti non fosse così spinta è possibile prendere in conto questa irregolarità semplicemente aumentando di un fattore 2.0 gli effetti dell'eccentricità accidentale, questo per tener conto dei possibili effetti torsionali di cui parlavamo prima.

Questo modo di procedere è analogo a quello riportato nelle NTC18 al § 7.2.3, dove si può leggere quanto segue:

*“Se la distribuzione degli elementi non strutturali è fortemente irregolare in pianta, gli effetti di tale irregolarità debbono essere valutati e tenuti in conto. Questo requisito si intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 2 l'eccentricità accidentale di cui al § 7.2.6.” [15]*

### 2.3.2 Prescrizioni relative alla regolarità in elevazione

Per quanto concerne invece la regolarità in elevazione è necessario che la resistenza effettiva di un certo piano e quella richiesta dall'analisi non subisca brusche variazioni tra due piani successivi. Come abbiamo visto i tamponamenti influiscono notevolmente sulla resistenza di piano, tanto da essere assimilati a degli elementi

di controvento in grado di aumentare la resistenza e la rigidezza (nella direzione di posa dei tamponamenti) del complesso edilizio in cui sono inseriti. Ecco perché l'EC8 dedica un paragrafo specifico (il § 4.3.6.3.2) all'analisi di questo aspetto.

In tale paragrafo si dice che in presenza di interi piani non tamponati (responsabili del meccanismo di collasso di piano soffice) è necessario aumentare gli effetti dell'azione sismica negli elementi verticali dei rispettivi piani. In altre parole, per tenere conto di questa variazione di rigidezza/resistenza è necessario incrementare gli effetti dell'azione sismica sui pilastri dei piani non tamponati. Questo può essere fatto applicando ai suddetti effetti un coefficiente di amplificazione  $\eta$  così definito:

$$\eta = \left( 1 + \frac{\Delta V_{Rw}}{\sum V_{Ed}} \right) \leq q \quad (2.16)$$

dove:

- $\Delta V_{Rw}$  è la riduzione totale della resistenza delle pareti di muratura nel piano considerato, paragonata al piano con più tamponamenti posto al di sopra di esso;
- $\sum V_{Ed}$  è la somma delle azioni sismiche di taglio agenti su tutte le membrature sismiche verticali primarie del piano considerato.

Nel caso in cui tale coefficiente  $\eta$  risultasse inferiore a 1.1 allora non è necessario modificare gli effetti delle azioni sismiche, ovvero l'assenza di regolarità in elevazione, dovuta all'assenza di alcuni tamponamenti in corrispondenza di un determinato piano, non produce effetti degni di considerazione sul comportamento dell'intero complesso strutturale.

Questo modo di procedere per tenere conto in fase progettuale della presenza di un eventuale piano non tamponato, che consiste sostanzialmente nell'applicare di opportuni coefficienti di sicurezza, viene sfruttato anche dalle NTC18. Nel paragrafo § 7.2.3 si legge infatti che:

*“Se la distribuzione degli elementi non strutturali è fortemente irregolare in altezza, deve essere considerata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significative riduzioni degli elementi non strutturali rispetto ai livelli adiacenti. Questo requisito s'intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 1.4 la domanda sismica sugli elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli con significativa riduzione degli elementi non strutturali.” [15]*

In pratica si sta dicendo che il coefficiente  $\eta$  riportato nell'EC8, indipendentemente dal caso, viene assunto pari a 1.4. Inoltre L'EC8 specifica come questo approccio alla progettazione possa essere applicato solo nel caso in cui la struttura a telaio in c.a. sia dotata di una sufficiente duttilità, ovvero e essa appartiene ad una classe di duttilità DCH (*Ductility Class High*).

### 2.3.3 Tamponamenti non collaboranti

La progettazione rigorosa delle strutture tamponate può risultare molto complessa, pertanto la normativa fornisce delle modalità di calcolo e di verifica semplificate che

però possono essere adottate solo se vengono rispettati dei requisiti di base. Uno di questi richiede che i tamponamenti siano considerati, già in fase progettuale, come “non collaboranti”. Per ottenere questo requisito è necessario che essi:

- siano costruiti dopo la maturazione dei telai di calcestruzzo armato;
- siano in contatto con il telaio, ma senza un collegamento strutturale;
- siano considerati sin dal principio come elementi non-strutturali.

La pratica costruttiva, messa in evidenza nel paragrafo 1.1, in cui si faceva notare come fosse buona norma realizzare i tamponamenti in muratura solo a telaio ultimato e a partire dal piano più alto per poi scendere via via verso quelli più bassi, assume quindi anche una valenza progettuale, in quanto consente di trattare in maniera semplificata l’influenza dei tamponamenti in muratura sul comportamento strutturale.

Nel caso in cui i tamponamenti in muratura collaboranti costituiscano parte del sistema strutturale resistente al sisma, è necessario che l’analisi e la progettazione di questo complesso strutturale avvenga secondo criteri e regole diverse (riportate in una sezione apposita dell’EC8).

### 2.3.4 Verifiche dei tamponamenti in muratura

L’EC8 dedica una particolare attenzione alla limitazione dei danni dei tamponamenti, infatti nel paragrafo § 4.3.6.4 si dice come debbano essere prese appropriate misure per evitare: rotture fragili, premature disintegrazioni delle pareti di tamponamento, ma soprattutto il collasso fuori piano, sia esso totale o parziale. A tal proposito meritano un occhio di riguardo i pannelli di muratura caratterizzati da un rapporto di snellezza maggiore di 15 (tale rapporto di snellezza è dato dal rapporto tra la minore dimensione tra l’altezza e la larghezza e lo spessore).

L’EC8 permette l’utilizzo di particolari soluzioni in grado di migliorare la resistenza fuori piano dei tamponamenti in muratura (vedi l’inserimento di reti metalliche ben ancorate sulla faccia della parete, elementi di armatura fissati alle colonne e inseriti nei letti di malta della muratura, ecc.), tuttavia non specifica come verificare l’efficacia di questi sistemi.

Per quanto riguarda la verifica e la progettazione dei tamponamenti in muratura, anche l’EC8 è avaro di direttive. Così come fanno le NTC18, l’EC8 sottolinea come anche gli elementi non-strutturali che con il loro crollo possono provocare rischi per le persone o influenzare in maniera significativa il comportamento strutturale dell’edificio o la sua funzionalità, debbano essere oggetto di verifica nei confronti dell’azione sismica di progetto. A tal proposito anche l’EC8 propone la procedura di verifica del collasso fuori piano dei tamponamenti riportata nelle NTC18 e riassunta al paragrafo 2.2.1.

Infine l’EC8 fornisce una serie di direttive a proposito del problema della rottura a taglio dei pilastri adiacenti tamponature in muratura non a tutta altezza. Sul problema in questione non entreremo troppo nel merito, in quanto si tratta più di un aspetto della progettazione degli elementi in c.a., inoltre viene trattato anche all’interno delle NTC18, pertanto sta al progettista scegliere la filosofia di approccio alla progettazione (basata comunque sempre sul capacity design). In ogni caso è

bene far notare che il problema esiste e come questo debba essere considerato già in fase progettuale.

In conclusione, quindi, possiamo osservare come sia nella normativa italiana sia nella normativa europea, la progettazione e la verifica sismica dei tamponamenti in muratura non sia sufficientemente approfondita: in altre parole si dice che questa merita attenzione, ma non viene specificato come trattare il problema. A tal proposito, nei prossimi capitoli, verrà analizzato il problema della resistenza e del collasso fuori piano dei tamponamenti in muratura modellati con uno dei macromodelli proposti in letteratura. Tra tutti i possibili e numerosi modelli proposti e convalidati dalle campagne di ricerca, è stato scelto il macromodello a quattro bielle equivalenti presentato da Di Trapani et al. in [9], in quanto esso è in grado di cogliere e modellare, in maniera opportuna il comportamento fuori piano e il conseguente meccanismo resistente ad arco.



## Capitolo 3

# Il macromodello a quattro bielle equivalenti

Ora che il problema è stato inquadrato si può passare alla parte più tecnica dell'argomento. In questo capitolo, quindi, verrà introdotto il macromodello a quattro bielle equivalenti proposto da Di Trapani et al. [9] e verranno descritte le modalità di implementazione di questo all'interno del software di calcolo *OpenSees*. Fatto ciò si passerà alla fase di calibrazione del modello analitico al fine di renderlo adatto per le successive analisi dinamiche incrementali. Dato che questo macromodello sarà quello a cui faremo riferimento per tutto il resto della trattazione, per motivi di sintesi e per facilitare la lettura della tesi, d'ora in poi esso verrà indicato con l'acronimo 4ES (*4 Equivalent Struts*).

### 3.1 Descrizione del modello analitico

In letteratura sono presenti innumerevoli proposte di modellazione dei tamponamenti in muratura più o meno valide. Solitamente i risultati che seguono all'utilizzo di questi modelli vengono confrontati con quelli ricavati da prove sperimentali reali al fine di testarne l'efficacia. In generale, però, questi modelli possono essere suddivisi in due grosse categorie:

- i micromodelli: si tratta di modelli in cui il tamponamento viene modellato utilizzando una discretizzazione dettagliata dell'elemento in questione. In altre parole ogni singolo componente viene modellato con un opportuno elemento finito. In questo modo si ottiene un modello analitico molto fedele a quello reale, con il grosso inconveniente di comportare un enorme carico computazionale. Per questo motivo i micromodelli possono essere utilizzati solo per svolgere analisi di dettaglio, ovvero per analizzare eventuali effetti locali indotti dalle tamponature stesse, oppure per scopi di ricerca;
- i macromodelli: sono la naturale alternativa ai micromodelli, infatti essi consistono in modelli semplificati in cui il comportamento del tamponamento viene simulato mediante degli elementi strutturali semplici (solitamente si utilizzano delle bielle) alle quali vengono assegnati dei materiali caratterizzati da legami

costitutivi opportunamente calibrati, al fine di riprodurre nella maniera più fedele possibile il comportamento del tamponamento.

Alla luce di quanto detto i macromodelli trovano un più largo impiego nella pratica progettuale, pertanto sono anche quelli che vengono maggiormente studiati e sviluppati dalla comunità scientifica.

Il primo vero esempio di modellazione dei tamponamenti mediante un macromodello la si deve a Stafford-Smith il quale fu il primo ad occuparsi in maniera importante al problema dell'influenza sul comportamento strutturale dei tamponamenti in muratura. A tal proposito egli sviluppò il primo esempio di macromodello costituito da due bielle diagonali incrociate che vanno a modellare l'effetto puntone messo in atto dalla muratura quando intervengono azioni sismiche agenti nel piano del tamponamento [27].

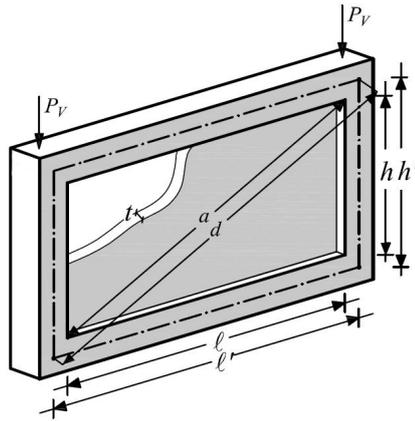
Sulla base di questo modello ne sono stati sviluppati molti altri i quali si prestano a risolvere il medesimo problema. Tra tutte le possibili scelte si è optato per un macromodello di recente sviluppo proposto da Di Trapani et al. in [9] con il nome di macromodello a quattro bielle equivalenti (4ES). Il motivo della scelta di questo modello è legato alla sua capacità di riprodurre sia il comportamento nel piano che il comportamento fuori piano dei tamponamenti in muratura inseriti all'interno di telai in c.a.. Il raggiungimento di questo risultato è stato possibile grazie alla definizione di tre requisiti di base che il modello doveva possedere, ovvero:

1. il modello doveva essere in grado di cogliere il comportamento ad arco della parete di tamponamento soggetta all'azione di carichi esterni applicati nella direzione fuori piano (nel seguito indicata anche come OOP, ovvero *Out-of-plane*);
2. il modello doveva essere in grado di cogliere la relazione che sussiste tra la resistenza nel piano (nel seguito indicata anche come IP, ovvero *In-plane*) e la resistenza fuori piano della parete di tamponamento, in particolare doveva sapere simulare con sufficiente fedeltà la perdita di resistenza fuori piano associata ad un danneggiamento dovuto a forze applicate nel piano e viceversa;
3. il modello doveva essere sufficientemente semplice da poter essere utilizzato nella pratica progettuale per svolgere sia le più semplici analisi statiche, sia le ben più complesse analisi dinamiche incremental, pertanto doveva essere facile da calibrare e non doveva portare alla definizione di un modello strutturale globale troppo oneroso da un punto di vista computazionale.

Per poter raggiungere questi tre obiettivi sono state aggiunte alle due bielle diagonali, proposte da Stafford-Smith, altre due ulteriori bielle: una verticale e una orizzontale.

La riproduzione del comportamento fuori piano del tamponamento in muratura è possibile grazie alla collaborazione statica tra le due bielle diagonali e le nuove due bielle verticali ed orizzontali. Al contrario, la descrizione del comportamento nel piano è una prerogativa delle sole bielle diagonali, le quali sono state mantenute proprio con questo scopo. In altre parole, il comportamento nel piano viene apprezzato grazie al lavoro delle sole bielle diagonali, mentre tutte e quattro le bielle in gioco (diagonali, verticali e orizzontali) concorrono alla descrizione del comportamento fuori piano.

In [9] si è dimostrato come il modello 4ES funzioni bene sia per telai tamponati in c.a., sia per telai in acciaio. Nella nostra trattazione, però, faremo riferimento sempre e solo a telai di confinamento in c.a.. Per quanto riguarda la natura del tamponamento, gli studi dimostrano che il modello 4ES risulta efficace sia per descrivere telai tamponati con elementi in muratura (mattoni in laterizio di diversi spessori e proprietà meccaniche) sia telai tamponati con elementi in cemento (quali blocchi prefabbricati in cemento ordinario). Per il momento non è stata analizzata l'efficacia del modello nei confronti di pareti di tamponamento in muratura armata. Nel seguito della trattazione si farà riferimento sempre e solo ai tamponamenti in muratura ordinaria.

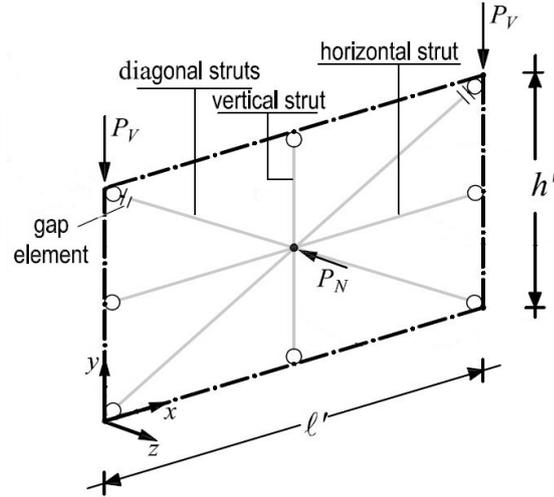


**Figura 3.1:** Geometria di un generico telaio di tamponamento [9]

Solitamente, le pareti di tamponamento non vengono collegate in alcun modo al telaio, se non per mezzo del letto di malta che viene utilizzato per collegare tra di loro i laterizi. È noto però che la malta non è dotata di resistenza a trazione, pertanto su tutto il perimetro, il tamponamento è libero di ruotare. Per questo motivo, nel modello 4ES tutte e quattro le bielle sono collegate al telaio di confinamento mediante delle cerniere. Queste cerniere non vanno ad interrompere la continuità del telaio, ma permettono solamente alle bielle di ruotare in corrispondenza del punto di collegamento con il telaio stesso.

Quando un telaio tamponato viene caricato nel piano, in prossimità degli spigoli si ha una perdita di contatto tra telaio e muratura. Per simulare questa perdita di contatto, in corrispondenza delle estremità delle bielle diagonali sono stati introdotti dei cosiddetti *gap elements*, ovvero degli elementi caratterizzati da una resistenza a trazione nulla, ma che sono in grado di trasmettere gli sforzi di compressione. Nel modello questi elementi saranno ottenuti associando agli *Zero-Lenght elements* un particolare tipo di materiale definito *ENT* (*Elastic No Tension material*), ma di questo se ne parlerà meglio nel paragrafo 3.2.3.

In questo modello ogni singola biella viene modellata mediante due elementi distinti. Questo vuol dire che in corrispondenza del baricentro della parete avremo un punto in cui convergeranno tutte le bielle in gioco. In realtà, in corrispondenza di questo punto, non vi sarà un solo nodo, ma ve ne saranno quattro sovrapposti, uno per ogni biella.



**Figura 3.2:** Schematizzazione del modello [9]

Per garantire la collaborazione fuori piano delle bielle è stato imposto un vincolo che costringe i quattro nodi a muoversi insieme nella direzione fuori piano. Invece nel piano i quattro nodi sono liberi di muoversi in maniera indipendente l'uno rispetto all'altro.

Tutti gli aspetti descritti finora permettono di comprendere lo schema del modello riportato in figura 3.2. Le dimensioni geometriche  $l'$  e  $h'$  fanno riferimento alla distanza tra gli assi degli elementi strutturali che compongono il telaio di confinamento. In particolare  $l'$  rappresenta la distanza tra gli assi dei pilasti, mentre  $h'$  rappresenta la distanza tra gli assi delle travi. Per meglio comprendere quanto appena detto si faccia riferimento alla figura 3.1. In essa le grandezze senza apici  $l$  ed  $h$  individuano le dimensioni fisiche del pannello di tamponamento, mentre le grandezze  $a$  e  $d$  fanno riferimento rispettivamente alla diagonale del pannello di tamponamento e alla diagonale, per così dire, del telaio (valutata sempre con riferimento agli assi).

Con riferimento ai campioni testati da Angel in [1], e sui quali noi baseremo lo studio, si ha:  $a = 2934.4 \text{ mm}$ ,  $l = 2440 \text{ mm}$  ed  $h = 1630 \text{ mm}$  (vedi anche figura 3.10).

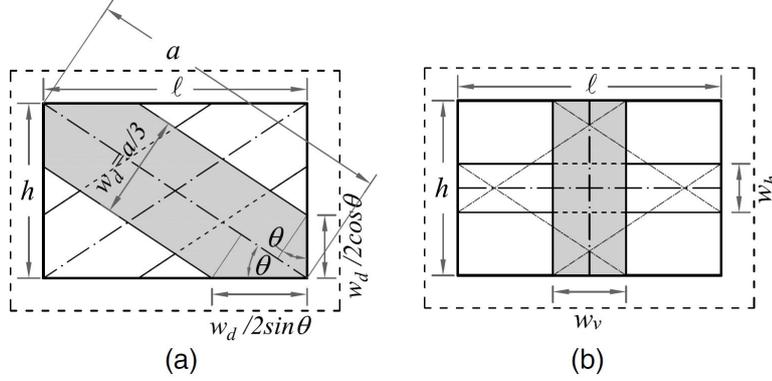
Passiamo ora alle bielle. La resistenza della parete di tamponamento nel piano e fuori piano e l'interazione tra queste due resistenze vengono colte grazie alle proprietà geometriche e meccaniche che vengono attribuite alle quattro bielle in gioco. Alle bielle diagonali viene assegnata una larghezza  $w_d$  pari ad un terzo della diagonale  $a$  della parete, invece la larghezza della biella verticale  $w_v$  e della biella orizzontale  $w_h$  viene calcolata in funzione della larghezza della biella diagonale  $w_d$  così come riportato in formula (3.2) e in formula (3.3).

$$w_d = \frac{a}{3} \quad (3.1)$$

$$w_v = l - \frac{w_d}{\sin \theta} \quad (3.2)$$

$$w_h = h - \frac{w_d}{\cos \theta} \quad (3.3)$$

In relazione a queste formule  $l$  rappresenta la larghezza della parete,  $h$  rappresenta l'altezza della parete, mentre  $\theta$  rappresenta l'angolo di inclinazione della diagonale della parete misurata rispetto all'orizzontale. Per meglio comprendere quanto detto si faccia riferimento alla figura 3.3.



**Figura 3.3:** Dimensioni delle bielle: (a) biella diagonale, (b) biella verticale ed orizzontale [9]

Questi valori di larghezza delle bielle non sono stati scelti a caso, ma fanno riferimento a degli aspetti ben specifici del problema. Innanzitutto il valore di  $w_d$  viene assunto pari ad un terzo di  $a$  in quanto, in questo modo, vengono rispettate le direttive proposte e collaudate da Stafford-Smith [27], Stafford-Smith e Carter [28], Durrani e Luo [11] e Papia et al. [23]. Invece la larghezza della biella orizzontale e la larghezza della biella verticale sono state definite in modo tale che queste andassero a coprire lo spazio vuoto lasciato dalle bielle diagonali. Infatti la larghezza di contatto tra la biella diagonale e il telaio è pari a  $w_d/2 \sin \theta$  lungo la larghezza della parete, mentre lungo l'altezza della parete è pari a  $w_d/2 \cos \theta$ . In questo modo lo spazio vuoto lasciato dalle bielle diagonali lungo la larghezza è proprio pari a  $w_v$ , infatti:

$$l - \left( 2 \cdot \frac{w_d}{2 \sin \theta} \right) = l - \frac{w_d}{\sin \theta} = w_v \quad (3.4)$$

Mentre lungo l'altezza lo spazio lasciato vuoto dalle bielle diagonali è proprio pari a  $w_h$ :

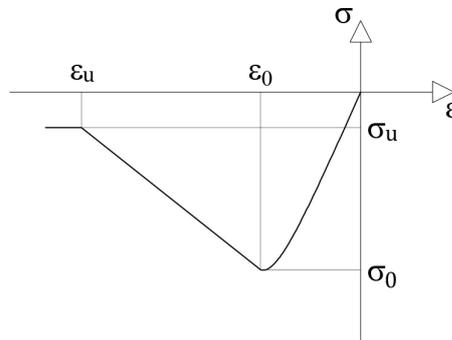
$$h - \left( 2 \cdot \frac{w_d}{2 \cos \theta} \right) = h - \frac{w_d}{\cos \theta} = w_h \quad (3.5)$$

Per quanto riguarda lo spessore, per le bielle verticali ed orizzontali verrà utilizzato lo spessore  $t$  del tamponamento, mentre per quanto riguarda le bielle diagonali si utilizzeranno dei valori surrogati descritti meglio nel seguito.

A questo punto occorre definire la tipologia di legge costitutiva che deve essere adottata e i valori di tensione e deformazione che gli devono essere attribuiti al fine di descrivere, nel miglior modo possibile, il comportamento meccanico della muratura.

Per quanto riguarda la legge costitutiva si farà riferimento al modello di Kent-Park [17]. Tale modello costitutivo consiste in una relazione  $\sigma$ - $\varepsilon$  inclusa esclusivamente all'interno del terzo quadrante, ovvero con entrambe le variabili di sforzo e deformazione sempre negative, questo per riprodurre l'assenza di resistenza a trazione della muratura (che nella realtà non è nulla ma è come se lo fosse). La legge

costitutiva in questione è di tipo non lineare, con un tratto elastico iniziale a pendenza costante a cui segue prima un tratto incrudente e poi un ramo di softening che prosegue fino a rottura (vedi figura 3.4).



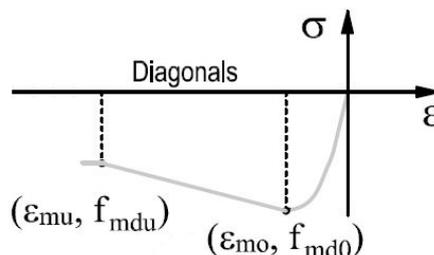
**Figura 3.4:** Legge costitutiva del modello alla Kent-Park [17]

Questa legge costitutiva viene attribuita a tutte e quattro le bielle, ciò che cambia di volta in volta sono i valori di sforzo e deformazione che individuano la fine del tratto incrudente e la fine del ramo di softening.

Partiamo con le bielle diagonali. I valori di tensione e deformazione cercati verranno indicati come  $(\varepsilon_{m0}, f_{md0})$  per il primo punto (fine del tratto incrudente) e come  $(\varepsilon_{mu}, f_{mdu})$  per il secondo punto (fine del ramo di softening). Per definire questi valori è stata seguita una procedura di calibrazione, basata su tecniche di retrofitting, ampiamente descritta e convalidata in [10].

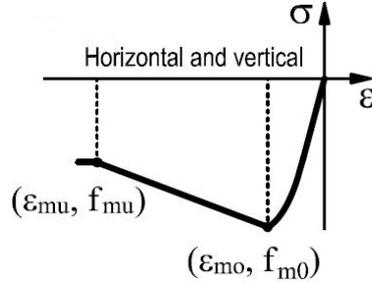
Il valore di  $f_{md0}$  ottenuto rappresenta quindi la resistenza a compressione che deve essere attribuita alla muratura che costituisce la biella diagonale per fare in modo che il modello 4ES riproduca lo stesso comportamento del telaio tamponato. Questo valore non corrisponde necessariamente alla resistenza a compressione della muratura  $f_{m0}$  che si ottiene mediante le prove sperimentali di laboratorio, anzi, in genere il valore di  $f_{m0}$  risulta superiore a  $f_{md0}$ . Questo succede perché il meccanismo che porta al collasso il tamponamento per azioni agenti nel piano non è associato alla rottura a compressione della muratura (misurata per l'appunto dal parametro  $f_{m0}$ ), ma è associato allo scorrimento dei mattoni sugli strati di malta e quindi ad un valore di resistenza diverso e, in generale, inferiore.

Il valore di  $f_{md0}$  dipende, oltre che dal materiale, anche dalla larghezza della biella diagonale, pertanto questo deve essere ricalcolato ogni volta che la parete di tamponamento presenta una diversa geometria e/o una diversa tipologia di materiale.



**Figura 3.5:** Legge costitutiva attribuita alle bielle diagonali [9]

Passiamo ora alle altre due bielle, quella verticale e quella orizzontale. Per queste due tipologie di bielle il miglior valore di resistenza a compressione da attribuire è proprio quello che fa riferimento alla reale resistenza a compressione della muratura, ovvero quella che prima abbiamo chiamato  $f_{m0}$ . Questo perché il contributo di resistenza fuori piano offerto dal meccanismo ad arco è governato dalla resistenza a compressione della muratura, misurata appunto dal parametro  $f_{m0}$ .



**Figura 3.6:** Legge costitutiva attribuita alla biella orizzontale e a quella verticale [9]

Alla luce di quanto detto in precedenza, le bielle verticali ed orizzontali contribuiscono solo alla definizione della resistenza fuori piano del tamponamento, invece le bielle diagonali forniscono un contributo sia in termini di resistenza fuori piano sia in termini di resistenza nel piano. Tuttavia, il valore di resistenza  $f_{md0}$  che si dovrebbe attribuire alle bielle diagonali fa riferimento al solo comportamento nel piano. Per questo motivo, per rappresentare in modo accurato sia la resistenza nel piano che la resistenza fuori piano del tamponamento utilizzando il solo parametro  $f_{md0}$ , è necessario sostituire le dimensioni geometriche della bielle diagonale con dei valori surrogati calcolati in modo tale che l'area della sezione trasversale rimanga la stessa. In altre parole i valori di spessore  $t$  e larghezza  $w_d$  verranno sostituiti da dei valori surrogati  $\tilde{t}$  e  $\tilde{w}_d$  tali da rispettare la seguente relazione matematica:

$$t \cdot w_d = \tilde{t} \cdot \tilde{w}_d \quad (3.6)$$

Per definire l'entità di questi valori surrogati Di Trapani et al. hanno assunto che la resistenza fuori piano della biella  $q_{lat}$  fosse direttamente proporzionale alla resistenza a compressione della muratura  $f_{m0}$  e alla larghezza della biella  $w_d$  e inversamente proporzionale al quadrato del rapporto di snellezza  $d/t$ , dove  $d$  indica la lunghezza della diagonale del telaio tamponato (vedi figura 3.1):

$$q_{lat} \propto \frac{f_{m0} w_d}{\left(\frac{d}{t}\right)^2} \quad (3.7)$$

Come si può vedere questa espressione somiglia molto alla formula (1.3) utilizzata dalla normativa per calcolare la resistenza fuori piano dei tamponamenti in muratura.

In questo modo, sostituendo a  $w_d$  e  $t$  i corrispondenti valori surrogati  $\tilde{w}_d$  e  $\tilde{t}$  si ottiene:

$$\frac{f_{m0} w_d}{\left(\frac{d}{t}\right)^2} = \frac{f_{md0} \tilde{w}_d}{\left(\frac{d}{\tilde{t}}\right)^2} \quad (3.8)$$

Dalla formula (3.6) è possibile ricavare:

$$\tilde{w}_d = \frac{w_d t}{\tilde{t}} \quad (3.9)$$

Sostituendo la (3.9) nella (3.8) si ottiene:

$$\frac{f_{m0} w_d}{\left(\frac{d}{t}\right)^2} = \frac{f_{md0} w_d t}{\tilde{t} \left(\frac{d}{\tilde{t}}\right)^2} \quad (3.10)$$

Da cui risulta:

$$\frac{f_{m0}}{f_{md0}} = \frac{\tilde{t}}{t} \quad (3.11)$$

Infine utilizzando la relazione (3.11) e la relazione (3.6) è possibile ottenere le definizioni di larghezza surrogata  $\tilde{w}_d$  e spessore surrogato  $\tilde{t}$ :

$$\tilde{w}_d = \frac{f_{md0}}{f_{m0}} w_d \quad (3.12)$$

$$\tilde{t} = \frac{f_{m0}}{f_{md0}} t \quad (3.13)$$

Questo conclude la descrizione del modello 4ES. Nel prossimo paragrafo verrà descritta nel dettaglio la modalità di implementazione di questo modello all'interno del software *OpenSees*, al fine di poter svolgere su di esso delle analisi strutturali.

## 3.2 Implementazione su *OpenSees* del modello 4ES

Sulla base di quanto detto nel paragrafo 3.1 procederemo ora alla implementazione del modello all'interno del software di calcolo *OpenSees*. Prima di procedere alla descrizione della modalità di implementazione è bene descrivere brevemente le peculiarità di questo software. Faremo quindi una breve introduzione, soffermandoci su una particolare categoria di elementi (gli elementi a fibre) che rappresenteranno il fulcro della nostra modellazione e che il programma ci permette di utilizzare con semplicità.

### 3.2.1 Introduzione ad *OpenSees*

Il software scelto per lo svolgimento delle analisi strutturali è il software *OpenSees* (versione 2.5.0 a 64 bit), acronimo di *Open System for Earthquake Engineering Simulation*. Si tratta di un software sviluppato dalla PEER (*Pacific Earthquake Engineering Research center*) con il supporto della *National Science Foundation* con lo scopo di fornire agli ingegneri un codice in grado di svolgere analisi e simulazioni su modelli strutturali più o meno complessi, al fine di comprendere il comportamento e le prestazioni del sistema durante un terremoto e non solo [22].

*OpenSees* è un software completamente libero e gratuito, ovvero rientra nella categoria dei software open-source. L'architettura del software e l'approccio open-source forniscono diversi benefici agli utenti che vogliono sviluppare simulazioni

avanzate di sistemi strutturali con modelli realistici a comportamento anche non lineare.

Il software non presenta alcuna interfaccia grafica, pertanto non è pensato tanto per la pratica professionale quanto invece per il campo della ricerca. Nonostante l'assenza di una interfaccia grafica, la modellazione strutturale è semplice e molto flessibile, in quanto permette di utilizzare gli elementi e i materiali messi a disposizione nella libreria, oppure di definirne di nuovi. Una volta definiti, questi possono essere condivisi su una piattaforma internet, al fine di contribuire all'ampliamento della libreria e di consentire ad altri utenti di utilizzare elementi sempre nuovi ed aggiornati.

L'altro vantaggio del software risiede nell'elevata mole di procedure di calcolo e di algoritmi messi a disposizione dell'utente per condurre le analisi strutturali statiche, ma soprattutto dinamiche.

La filosofia di funzionamento si basa sulla definizione di un modello strutturale costruito mediante un algoritmo scritto in linguaggio *Tcl* (acronimo di *Tool Command Language*), che viene richiamato all'interno di un altro algoritmo, sempre scritto in linguaggio *Tcl*, che però contiene le istruzioni necessarie per poter svolgere l'analisi. In questo modo si ha un file per il modello ed uno per l'analisi.

Un approccio alla programmazione di questo tipo consente all'utente di utilizzare un solo file per svolgere l'analisi di diversi modelli, senza dover necessariamente riscrivere il codice da capo.

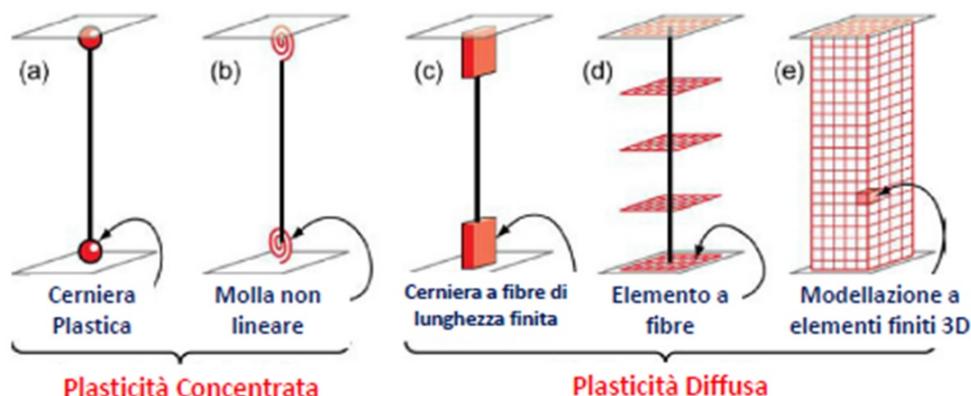
La realizzazione del modello richiede la definizione di una serie di elementi obbligatori che possono essere così riassunti:

- Numero di dimensioni e di gradi di libertà;
- Nodi;
- Vincoli;
- Masse;
- Materiali;
- Sezioni;
- Elementi;
- Trasformazioni geometriche;
- Carichi.

Sulla definizione delle masse dedicheremo un capitolo a parte, in quanto essa richiede una serie di operazioni preliminari per la definizione del valore ottimale. Per quanto riguarda invece tutte le altre voci si faccia riferimento al paragrafo 3.2.3 in cui sono state descritte nel dettaglio le modalità di questi elementi e ne è stata data una spiegazione teorica.

### 3.2.2 Elementi a fibre

Ogniquale volta ci apprestiamo a realizzare un modello strutturale dobbiamo aver ben presente la filosofia con la quale abbiamo intenzione di gestire la plasticità del modello. In generale gli approcci possibili sono due: modellazione a plasticità concentrata e modellazione a plasticità diffusa (vedi figura 3.7).



**Figura 3.7:** Tipologie di modellazione a plasticità concentrata e a plasticità diffusa

Nella modellazione a plasticità concentrata vengono individuate delle sezioni, definite per l'appunto sezioni di controllo, in cui si pensa sia concentrata tutta la deformazione plastica dell'elemento. Se per esempio vogliamo modellare un pilastro è lecito supporre che la zona in cui sarà concentrata la rotazione plastica sarà collocata in corrispondenza delle due estremità del pilastro stesso. In questo modo la possibile formazione di cerniere plastiche potrà avvenire solo ed esclusivamente in corrispondenza di questa zona.

Solitamente per adottare una modellazione a plasticità concentrata con cerniera plastica, il software richiede all'utente l'inserimento del legame momento-curvatura (o in alternativa del legame momento-rotazione), il quale però deve essere definito per diversi valori di sforzo normale (ricordiamo che il diagramma momento-curvatura è funzione dello sforzo normale che caratterizza la sezione e dato che durante una analisi dinamica lo sforzo normale nei pilastri si modifica in continuazione, il software deve conoscere le caratteristiche di questo legame per un numero sufficientemente alto di sforzi normali).

Un modo alternativo che rientra sempre nella filosofia di modellazione a plasticità concentrata consiste nel definire al posto delle sezioni di controllo, delle molle non lineari. Di fatto il funzionamento è lo stesso, l'unica differenza è la tipologia di elemento utilizzato per svolgere la modellazione.

Il grosso vantaggio che si ha quando si adotta una modellazione a plasticità concentrata sta nel basso onere computazionale e quindi nella velocità con cui viene condotta l'analisi.

Il problema è che per alcune tipologie strutturali (in particolare quelle caratterizzate da scarsa simmetria, sezioni molto differenziate, percorso dei carichi difficilmente individuabile, ecc.) un approccio di questo tipo non permette di ottenere risultati affidabili, perché di fatto si sta modellando la struttura imponendogli un

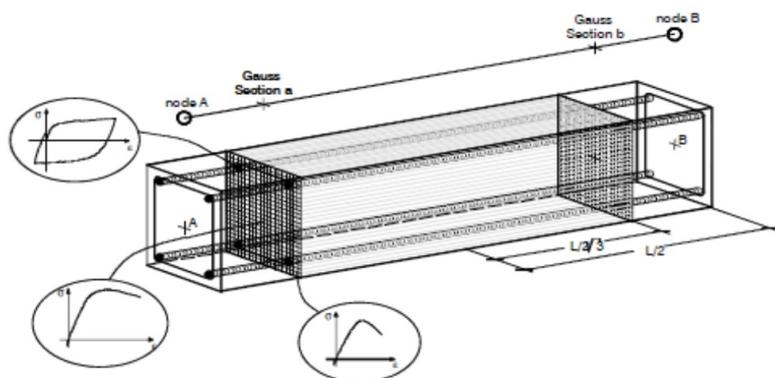
comportamento diverso da quello reale. Al contrario quando la struttura è semplice, la modellazione a plasticità concentrata è da preferire alla modellazione a plasticità diffusa, perché consente di ottenere in tempi brevi risultati affidabili.

La modellazione a plasticità diffusa consente di superare il limite di formazione delle cerniere plastiche solo in corrispondenza di sezioni prestabilite. Questo è possibile, ad esempio, grazie all'utilizzo degli elementi con sezioni a fibre.

L'efficacia degli elementi a fibre è legata alla possibilità di assegnare, ad ogni fibra, una diversa legge costitutiva. È proprio grazie a questo aspetto che riusciamo ad ottenere un elemento a plasticità diffusa, in quanto l'eventuale cerniera plastica, associata al raggiungimento in una data sezione di tensioni superiori a quelle corrispondenti al limite elastico, potrà venire a formarsi in qualunque punto dell'elemento stesso. In altre parole il sistema è in grado da solo e senza il nostro intervento, di capire dove e quando si formeranno le eventuali cerniere plastiche.

L'utilizzo degli elementi a fibre diviene quindi il modo ottimale per modellare le travi di c.a. (vedi figura 3.8 e 3.12), in quanto essi permettono di attribuire:

- alle fibre di calcestruzzo incluse all'interno delle staffe, una legge costitutiva associata al calcestruzzo confinato;
- alle fibre di calcestruzzo esterne alle staffe, una legge costitutiva associata al calcestruzzo non confinato;
- alle fibre di acciaio, che costituiscono l'armatura longitudinale, una legge costitutiva associata all'acciaio da armatura.



**Figura 3.8:** Schema della modellazione a fibre di una trave in c.a.

Con gli elementi a fibre, quindi, si ha il controllo totale della modellazione, in quanto il comportamento globale dell'elemento è funzione del comportamento associato ad ogni singola fibra dell'elemento stesso.

Questa maggior fedeltà di modellazione la si paga con un più elevato onere computazionale, quindi con analisi molto più lunghe ed elaborate. Pertanto ha senso adottare una modellazione di questo tipo solo se la modellazione a plasticità concentrata si dimostra inadatta allo scopo dell'analisi.

Nel caso in cui si volesse adottare una modellazione a plasticità diffusa con un onere computazionale ridotto, è possibile ricorrere all'utilizzo delle cerniere a fibre

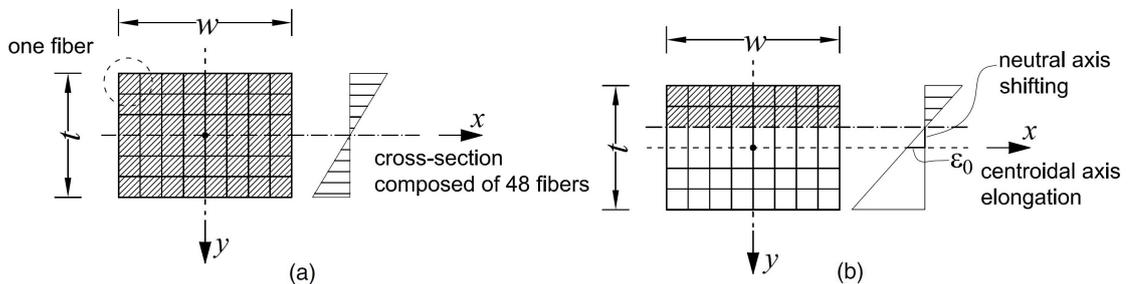
di lunghezza finita (in alcuni software questi elementi vengono chiamati *beam with hinges*). Si tratta di un elemento che può essere visto come una via di mezzo tra la modellazione a plasticità concentrata e la modellazione a plasticità diffusa, in quanto si tratta di un elemento in cui la parte centrale è elastica mentre nelle zone di estremità, per una lunghezza che solitamente corrisponde all'estensione della cerniera plastica, si ha una modellazione a fibre. In questo modo l'onere computazionale si riduce di molto, in quanto solo una parte dell'elemento è caratterizzato dalla onerosa modellazione a fibre, tuttavia si ha l'inconveniente di dover definire a priori la lunghezza di estensione di questa zona.

Anche la modellazione ad elementi finiti 3D costituisce una tipologia di modellazione a plasticità diffusa, ma essa richiede un costo computazionale così elevato da poter essere adottata solo per analisi di dettaglio e per modelli di dimensioni contenute.

Nel nostro caso l'utilizzo degli elementi a fibre è assolutamente indispensabile, infatti solo con gli elementi a fibre siamo in grado di cogliere l'effetto arco sviluppato dal sistema quando su di esso viene applicato un carico agente nella direzione fuori dal piano.

Per giustificare quest'ultima affermazione proviamo a vedere cosa succederebbe se adottassimo una modellazione a plasticità concentrata. Abbiamo detto che la muratura è dotata di una resistenza a trazione praticamente nulla, pertanto appena una sezione della biella viene ad essere caratterizzata da delle tensioni  $\sigma$  positive, in corrispondenza della sezione stessa si viene a formare una fessura. L'approccio alla modellazione a plasticità concentrata prevede che in corrispondenza di queste sezioni si vada a collocare una cerniera plastica. Il problema è che la cerniera plastica non permette la nascita dello sforzo normale di compressione nella biella e se questo non è presente viene a mancare anche il corrispondente momento resistente, ovvero l'effetto arco non si può sviluppare.

Con gli elementi a fibre, invece, in corrispondenza delle sezioni di estremità fessurate della biella, avremo delle fibre tese ma anche delle fibre compresse e proprio queste fibre compresse permetteranno la nascita, in corrispondenza delle estremità della biella, di quel momento resistente aggiuntivo associato proprio all'effetto arco (vedi figura 3.9).



**Figura 3.9:** Sezione a fibre della biella non fessurata (a) e fessurata (b) [9]

In definitiva, gli elementi a fibre, e più in generale la modellazione a plasticità diffusa, diventano indispensabili non tanto per descrivere il comportamento nel piano, quanto invece per modellare, in maniera corretta, il comportamento fuori piano.

Il software *OpenSees* ci permette di utilizzare e di definire con semplicità gli elementi a fibre, il che giustifica l'utilizzo di questo particolare tipo di programma.

### 3.2.3 Descrizione del file *.tcl*: il modello

Quello che verrà descritto ora è l'algoritmo scritto in linguaggio *Tcl* contenente il modello di base del nostro telaio tamponato. In base alle esigenze future, questo algoritmo verrà leggermente modificato al fine di adattarlo alle analisi cui sarà sottoposto (la versione completa del modello viene riportata nella sezione Allegati al paragrafo 9.1).

#### Numero di dimensioni e di gradi di libertà

Il modello che ci apprestiamo a realizzare verrà sottoposto a delle analisi nel piano e fuori piano. Per questo motivo il sistema descritto dovrà appartenere ad uno spazio a tre dimensioni. Conseguentemente ogni singolo nodo/elemento sarà dotato di sei gradi di libertà.

Queste informazioni vengono “passate” al software mediante il comando `model basic`, il quale richiede la definizione di due valori:

- `ndm` (number of dimension), per noi pari a 3;
- `ndf` (number of degree of freedom), per noi pari a 6;

#### Nodi

Il comando adibito alla definizione dei nodi è il comando `node` seguito da un numero che identifica il tag del nodo e da altri tre numeri, i quali si riferiscono alle tre coordinate X, Y e Z. Il sistema di riferimento a cui ci dobbiamo riferire è ovviamente quello globale.

Nella definizione di queste coordinate abbiamo fatto in modo che il piano di appartenenza del tamponamento fosse parallelo al piano XY, in questo modo la direzione fuori dal piano è individuata dalla direzione dell'asse Z (vedi figura 3.2).

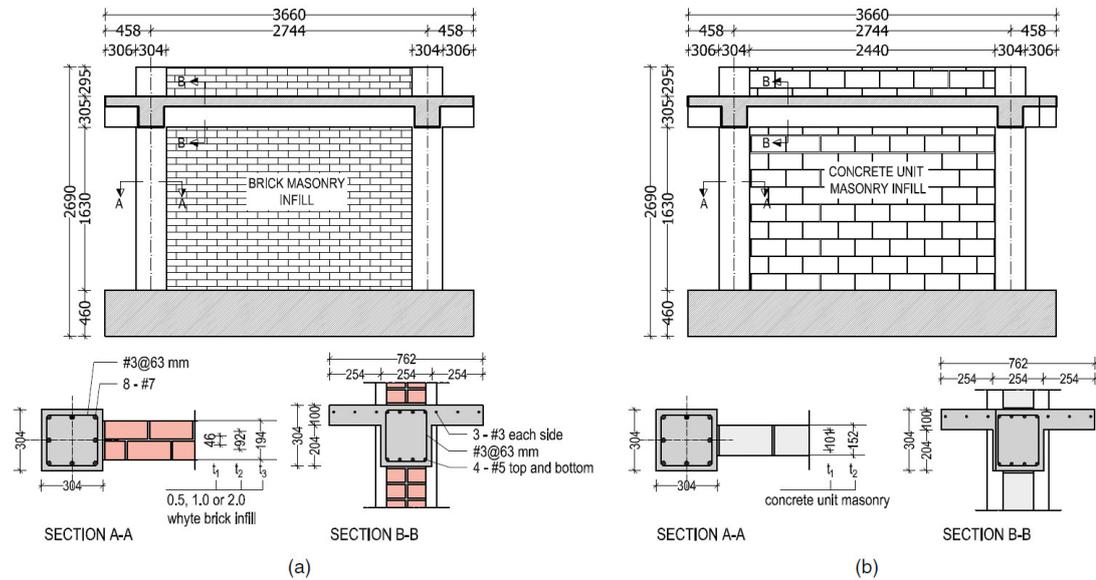
Avendo utilizzato come riferimento lo studio di Di Trapani et al., si è scelto di modellare gli stessi campioni di telai tamponati testati da loro. Essi fanno riferimento ai campioni in vera scala testati da Angel [1].

Come si può osservare dalla tabella 3.1, ciò che cambia tra un campione e l'altro è la tipologia di materiale utilizzata per realizzare il tamponamento e/o lo spessore del tamponamento stesso.

**Tabella 3.1:** Geometria e proprietà meccaniche dei pannelli di tamponamento testati da Angel [1]

| Campione | Tipo pannello        | Tipo di malta | $E_m$ (MPa) | $G_m$ (MPa) | $f_m$ (MPa) | $h/t$ | $t$ (mm) |
|----------|----------------------|---------------|-------------|-------------|-------------|-------|----------|
| 2        | Mattoni laterizio    | N             | 8040        | 3162        | 10.85       | 34.2  | 47.60    |
| 3        | Mattoni laterizio    | Lime          | 5208        | 1743        | 10.13       | 34.2  | 47.60    |
| 4        | Mattoni calcestruzzo | N             | 12429       | 1033        | 22.90       | 17.7  | 92.00    |
| 5        | Mattoni calcestruzzo | N             | 11616       | 4306        | 22.82       | 11.4  | 143.00   |
| 6        | Mattoni laterizio    | Lime          | 2136        | 861         | 4.60        | 16.6  | 98.40    |

I campioni oggetto di studio sono in tutto cinque (numerati da 2 a 6), di cui tre (campione 2, campione 3 e campione 6) sono costituiti da una parete di tamponamento in muratura, mentre i restanti due campioni (campione 4 e campione 5) sono costituiti da una parete di tamponamento con blocchi di calcestruzzo. In entrambi i casi i tamponamenti sono comunque sempre inseriti all'interno di un telaio in calcestruzzo armato, le cui dimensioni geometriche, che rimangono costanti per tutti i campioni, sono riassunte in figura 3.10.



**Figura 3.10:** Geometria telai tamponati in muratura (a) e telai tamponati con blocchi in cls (b) [9]

## Vincoli

Per definire i vincoli si utilizza il comando **fix** seguito dal tag del nodo di cui si vuol definire il vincolo e da sei numeri. Ognuno di questi sei numeri corrisponde ad un grado di libertà: DX, DY, DZ, RX, RY ed RZ (con D si indicano gli spostamenti, con R le rotazioni). Mettendo un 1 si blocca il corrispondente grado di libertà, mettendo invece uno 0 lo si lascia libero.

Nel seguito verranno realizzate diverse analisi dinamiche su diversi modelli, pertanto, ogni volta che sarà necessario, verranno modificate le tipologie di vincolo applicate sui vari nodi del modello.

La tipologia di vincolo che viene definita mediante il comando **fix** viene detta *single-point constraint*. Esiste un'altra tipologia di vincolo detta *multi-point constraint* a cui appartiene il comando **equalDOF**. Questo comando è stato utilizzato per costringere i quattro nodi centrali delle bielle a muoversi insieme nella direzione fuori dal piano in quanto, in linea con quanto detto nel paragrafo 3.1, tutte e quattro le bielle concorrono alla definizione della resistenza fuori piano.

Per imporre tale vincolo è sufficiente far seguire al comando **equalDOF** i tag dei due nodi che si vogliono vincolare più il numero della/e direzione/i in cui si vuole che il vincolo sussista (nel nostro caso la direzione è la direzione 3, ovvero quella corrispondente all'asse Z).

## Masse

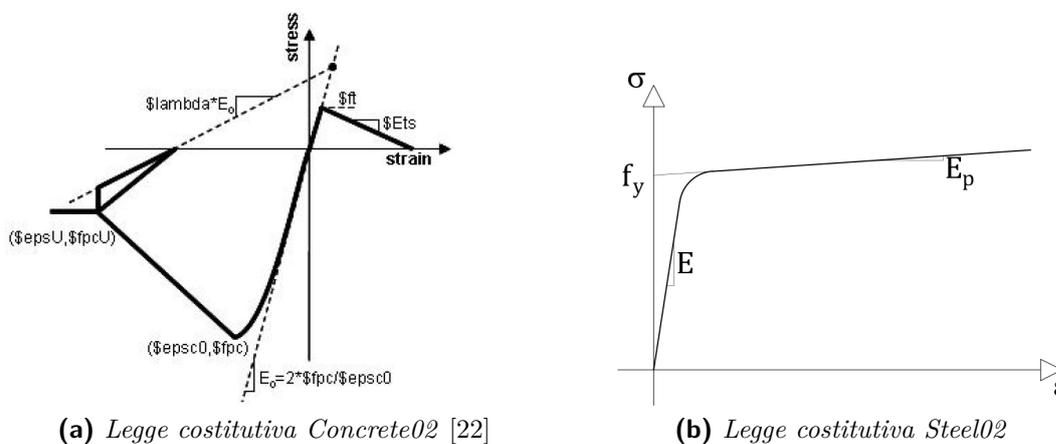
Per definire le masse da assegnare ai nodi si utilizza il comando `mass` seguito dal tag del nodo e dal valore della massa da assegnare ad uno dei sei gradi di libertà (un po' come quando sono stati definiti i vincoli con il comando `fix`).

Merita un approfondimento l'unità di misura con cui vengono definite le masse. *OpenSees* lavora senza conoscere le unità di misura, infatti è l'utente che deve essere coerente nella definizione delle grandezze. In altre parole, per il software tutte le grandezze passate con algoritmo sono solo dei numeri: sta all'operatore fare attenzione a come vengono inseriti i dati e all'interpretazione degli stessi. Supponendo quindi di lavorare in  $N$  e  $mm$  (cosa che è stata fatta), le masse non devono essere definite in  $kg$ , ma in  $Ns^2/mm$ .

Per quanto riguarda i valori di queste masse fare riferimento ai paragrafi 3.3.1 e 3.3.3.

## Materiali

Il comando adibito alla definizione dei materiali è il comando `uniaxialMaterial` seguito dalla tipologia di materiale che si vuol adottare e dai parametri meccanici che descrivono l'andamento della curva nel piano  $\sigma$ - $\varepsilon$ . In precedenza abbiamo detto che il legame costitutivo assegnato alle bielle in muratura è quello di Kent-Park [17]. Tra i materiali messi a disposizione nella libreria del software, il materiale *Concrete02* è quello che meglio si adatta alle nostre esigenze. L'unica accortezza da avere è quella di fare in modo che la resistenza a trazione del materiale sia nulla (per farlo basta porre i parametri  $f_t$  ed  $E_t$  uguali a zero). Il figura 3.11a viene riportata la legge costitutiva relativa al materiale *Concrete02*.



**Figura 3.11:** Leggi costitutive dei materiali utilizzati per la definizione del modello

In tabella 3.2 e 3.3 sono riportati i parametri meccanici utilizzati per la definizione della muratura delle bielle, ricavati secondo la procedura riportata nel paragrafo 3.1. Il materiale *Concrete02* è stato utilizzato anche per definire il calcestruzzo confinato e non confinato delle travi e dei pilastri che compongono il telaio in c.a.. Per quanto concerne l'acciaio dell'armatura, la scelta del materiale è ricaduta sullo *Steel02*, la cui legge costitutiva semplificata (ovvero senza la rappresentazione del ciclo di isteresi) è riportata il figura 3.11b.

**Tabella 3.2:** Geometria e proprietà dei materiali che costituiscono le bielle diagonali dei telai tamponati testati da Angel [1]

| Campione | $\tilde{w}_d$ (mm) | $\tilde{t}$ (mm) | $f_{md0}$ (MPa) | $f_{mdu}$ (MPa) | $\varepsilon_{m0}$ (-) | $\varepsilon_{mu}$ (-) |
|----------|--------------------|------------------|-----------------|-----------------|------------------------|------------------------|
| 2        | 202.84             | 229.54           | 2.25            | 1.35            | 0.0015                 | 0.008                  |
| 3        | 217.25             | 214.31           | 2.25            | 1.35            | 0.0015                 | 0.008                  |
| 4        | 192.21             | 468.18           | 4.50            | 2.70            | 0.0010                 | 0.008                  |
| 5        | 145.73             | 959.78           | 3.40            | 2.04            | 0.0010                 | 0.008                  |
| 6        | 239.21             | 402.35           | 1.13            | 0.68            | 0.0015                 | 0.008                  |

**Tabella 3.3:** Geometria e proprietà dei materiali che costituiscono le bielle verticali ed orizzontali dei telai tamponati testati da Angel [1]

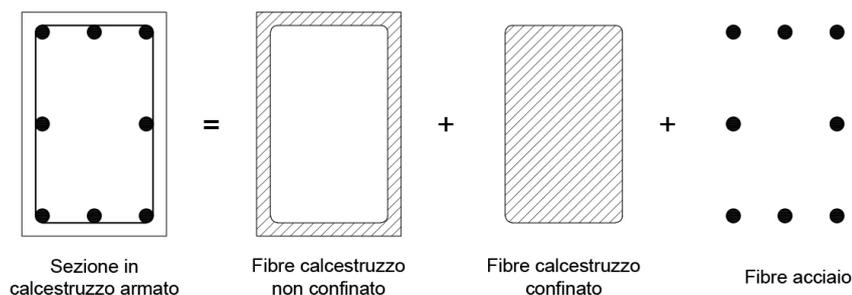
| Campione | $w_v$ (mm) | $w_h$ (mm) | $t$ (mm) | $f_{m0}$ (MPa) | $f_{mu}$ (MPa) | $\varepsilon_{m0}$ (-) | $\varepsilon_{mu}$ (-) |
|----------|------------|------------|----------|----------------|----------------|------------------------|------------------------|
| 2        | 679.20     | 453.70     | 47.6     | 10.85          | 6.51           | 0.0015                 | 0.008                  |
| 3        | 679.20     | 453.70     | 47.6     | 10.13          | 6.08           | 0.0015                 | 0.008                  |
| 4        | 679.20     | 453.70     | 92.0     | 22.90          | 13.74          | 0.0015                 | 0.008                  |
| 5        | 679.20     | 453.70     | 143.0    | 22.82          | 13.69          | 0.0015                 | 0.008                  |
| 6        | 679.20     | 453.70     | 98.4     | 4.60           | 2.76           | 0.0015                 | 0.008                  |

## Sezioni

Per definire le sezioni a fibre dei vari elementi in gioco si utilizza il comando `section Fiber` seguito da tag della sezione. All'interno di questo comando occorre descrivere la geometria e i materiali da assegnare alle patch che vanno a definire la sezione a fibre. Per farlo si utilizza il comando `patch rect` seguito dal tag relativo al materiale che si vuole assegnare, dal numero di fibre in direzione locale  $z$  e  $y$  e dalle coordinate cartesiane locali che definiscono il vertice in basso a sinistra e il vertice in alto a destra della patch (il sistema di riferimento locale ha origine nel baricentro della sezione).

Per quanto riguarda le travi e le colonne che compongono il telaio, oltre alle patch, occorre definire le armature longitudinali (la presenza delle staffe viene modellata con riferimento al calcestruzzo confinato). Per definire queste armature si utilizza il comando `layer straight` seguito dal tag del materiale che vogliamo assegnare, dal numero di barre (riferito alla direzione orizzontale), dalla sezione di queste e dalle coordinate dei punti che indicano l'inizio e la fine del segmento orizzontale lungo il quale queste barre sono distribuite (vedi figura 3.12).

Per attribuire alle sezioni dei vari elementi strutturali una rigidezza a taglio e una rigidezza torsionale si utilizza il comando `section Aggregator`. Esso consente di assegnare un diverso materiale ad ognuna delle caratteristiche di sollecitazione che caratterizzano l'elemento. Nel nostro caso i materiali verranno assegnati alle caratteristiche di sollecitazione di taglio in direzione  $Y$  (VY) al taglio in direzione  $X$  (VX) e alla torsione (T). A questo punto è sufficiente specificare il tag della sezione a cui si vogliono "attaccare" queste proprietà.



**Figura 3.12:** Esempio di modellazione a fibre della generica sezione di una trave o di un pilastro del telaio di confinamento

## Elementi

Il comando adibito alla definizione degli elementi è il comando `element` seguito dalla tipologia di elemento scelto. Nel nostro caso faremo riferimento solo a due tipologie di elementi:

- gli elementi *Beam-Column Non Linear*, utilizzati per definire le travi e le colonne del telaio e le bielle;
- gli elementi *Zero-Length*, utilizzati per definire il collegamento tra le estremità delle bielle e il telaio di confinamento.

La libreria del software contiene due tipologie di elementi *Beam-Column Non Linear* (in entrambi i casi si tratta di elementi a plasticità diffusa):

- gli *FBE* (acronimo di *Force Based Elements*);
- i *DBE* (acronimo di *Displacement Based Elements*).

Gli elementi *DBE* sono caratterizzati da funzioni di forma della curvatura di tipo lineare. Questo vuol dire che per poter cogliere in maniera opportuna la variazione di curvatura che caratterizza un elemento strutturale (quale un pilastro o una trave) è necessario adottare una adeguata discretizzazione dell'elemento stesso, ovvero occorre raffittire la mesh diminuendo la lunghezza dei singoli elementi ed aumentando il numero degli stessi.

Gli elementi *FBE* superano questo problema, infatti la definizione di questi elementi richiede l'inserimento di un certo numero di sezioni di controllo. Grazie alla formulazione matematica che caratterizza questi elementi, il sistema è in grado di svolgere una integrazione di Gauss tra queste sezioni di controllo e quindi di cogliere la variazione di curvatura anche senza una discretizzazione troppo spinta.

Dire che un elemento è migliore dell'altro non sarebbe corretto, è più opportuno dire che gli elementi *DBE* si adattano meglio a certe situazioni mentre gli elementi *FBE* si adattano meglio ad altre situazioni. Quel che però è bene aver presente durante la fase di modellazione è che per poter cogliere in maniera opportuna la variazione di curvatura è necessario:

- aumentare la discretizzazione, e quindi il numero di elementi, qualora si facesse uso degli elementi *DBE*;

- aumentare il numero di punti di integrazione all'interno dello stesso elemento, qualora si facesse uso degli elementi *FBE*.

Alla luce di quanto detto si capisce perché il comando `element`, oltre alla tipologia di elemento e ai nodi di estremità che lo definiscono, richiede anche la definizione del numero di punti di integrazione.

Nel nostro caso verranno utilizzati sia i *DBE* che i *FBE*, in particolare i *DBE* verranno utilizzati per la modellazione delle bielle, mentre i *FBE* verranno utilizzati per la modellazione delle travi e dei pilastri del telaio di confinamento.

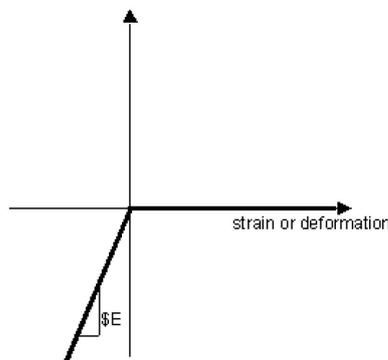
L'ultimo parametro che deve essere definito per questa tipologia di elementi è la tipologia di trasformazione da adottare per passare dalle coordinate locali a quelle globali, ma di questo se ne parlerà meglio nel seguito.

L'altra tipologia di elementi che verranno definiti nel modello sono i cosiddetti *Zero-Length*. Si tratta di un particolare tipo di elemento che viene definito tra due nodi aventi le stesse coordinate e che noi utilizzeremo per realizzare il collegamento tra le estremità delle bielle e il telaio di confinamento, collegamento che abbiamo detto si realizza per mezzo di opportune cerniere.

Gli elementi *Zero-Length* prevedono l'assegnazione di diversi materiali ai diversi gradi di libertà presenti. Nel nostro caso i gradi di libertà liberi sono quelli associati alle tre rotazioni spaziali (RX, RY ed RZ), pertanto a questi tre gradi di libertà verrà assegnato un materiale elastico (definito per mezzo del comando `uniaxiaMaterial` con l'opzione di materiale *Elastic*) caratterizzato da un modulo elastico molto piccolo.

I tre gradi di libertà associati alle traslazioni (DX, DY e DZ) sono invece bloccati, quindi a ciascuno di essi verrà assegnato un materiale elastico caratterizzato da un modulo elastico molto elevato.

Per realizzare il *gap-element* che caratterizza il collegamento delle due bielle diagonali con gli spigoli superiori del telaio, è stato utilizzato, al posto del materiale di tipo *Elastic*, un particolare tipo di materiale chiamato *ENT* (acronimo di Elastic No Tension material). Si tratta di un materiale resistente solo a compressione e non a trazione, ovvero con una legge costitutiva di tipo bi-lineare definita solo all'interno del terzo quadrante del piano  $\sigma$ - $\varepsilon$  (per maggiori dettagli si veda il grafico in figura 3.13).



**Figura 3.13:** Legge costitutiva del materiale ENT della libreria di OpenSees [22]

## Trasformazione geometrica

Tutte le grandezze che verranno registrate durante lo svolgimento delle analisi faranno riferimento al sistema di riferimento globale. Per far sì che questo avvenga, è necessario definire il tipo di trasformazione geometrica che deve essere adottato, ovvero occorre far sapere al software come deve fare per passare dal sistema di riferimento locale a quello globale. Le possibilità sono due: o si utilizza una trasformazione di tipo *Linear* oppure si adotta una trasformazione di tipo *Corotational*. La seconda, a differenza della prima, tiene conto degli effetti del secondo ordine. La presa in conto degli effetti del secondo ordine diventa tanto più importante quanto più snelli sono gli elementi strutturali.

Nel nostro caso si è scelto di assegnare alle bielle verticali ed orizzontali la trasformazione di tipo *Corotational*, mentre a tutti gli altri elementi è stata associata una trasformazione di tipo *Linear* (questo perché le bielle verticali e orizzontali sono quelle caratterizzate da una snellezza maggiore).

La definizione della tipologia di trasformazione geometrica avviene mediante il comando `geomTransf`, a cui segue il tipo di trasformazione e le coordinate X, Y e Z (descritte nel sistema di riferimento globale) del vettore utilizzato per definire il piano x-z del sistema di riferimento locale.

## Carichi

L'ultimo step nella definizione del modello consiste nell'assegnazione dei carichi. Nel nostro caso l'unico carico presente è rappresentato da due forze  $P_v$  dirette in direzione Y e applicate in corrispondenza dei vertici superiori del telaio tamponato (vedi figura 3.2). Queste forze servono per simulare il carico verticale proveniente dai piani superiori ipoteticamente presenti.

Per definire questa tipologia di carico è necessario prima definire un modello di carico mediante il comando `pattern` e poi definire all'interno di questo modello di carico i carichi veri e propri, operazione svolta per mezzo del comando `load`. Per quanto riguarda la tipologia di carico opteremo per il tipo *Plain*, mentre per quanto riguarda il carico, trattandosi di forze concentrate, è sufficiente definire il nodo a cui applicare la forza e l'intensità di questa forza (espressa in  $N$ ). Nel nostro caso la forza è applicata solo in direzione Y, pertanto i campi relativi agli altri gradi di libertà (FX, FZ, MZ, MY ed MZ) verranno lasciati vuoti.

### 3.2.4 Descrizione del file `.tcl`: l'analisi

Per poter effettuare una analisi con *OpenSees* è necessario fornire al software una serie di informazioni. Queste informazioni riguardano principalmente tre aspetti:

1. quali sono le grandezze da monitorare durante lo svolgimento dell'analisi;
2. quali sono i parametri dell'analisi;
3. quali sono i carichi da applicare.

Le grandezze da monitorare vengono definite *Recorders*. Esse possono essere rappresentate da forze, spostamenti, velocità, accelerazioni, deformazioni e da

molte altre ancora. La scelta della tipologia o delle tipologie di *Recorders* da registrare dipende dal tipo di analisi che si sta svolgendo. Per quanto riguarda le analisi dinamiche che verranno svolte nel seguito, si opterà per il monitoraggio degli spostamenti assoluti associati ad alcuni nodi specifici e alle accelerazioni di queste. In alcuni casi verranno monitorate anche le forze al fine di controllare la correttezza dei risultati ottenuti.

Per identificare la tipologia di *Recorders* si utilizza il comando **recorder** seguito da una serie di parametri, che variano in funzione della tipologia di *Recorders* scelto, e dal nome del file in cui salvare i valori.

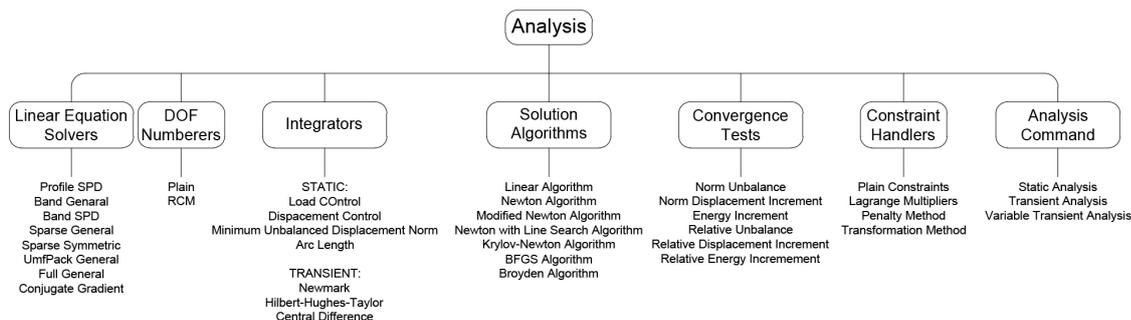
Le informazioni relative ai parametri da utilizzare per svolgere l'analisi vengono "passate" mediante una serie di comandi che fanno riferimento alle seguenti voci:

- *Linear Equation Solver*, il quale fornisce la soluzione del sistema di equazioni  $Ku = P$ , dove  $K$  è la matrice di rigidità del sistema,  $u$  è il vettore degli spostamenti e  $P$  è il vettore delle condizioni al contorno, ovvero le forze applicate riportate sui nodi del sistema. Ogni solutore è associato ad una diversa e specifica tipologia di matrice  $K$ ;
- *DOF Numberer*, il quale definisce il numero di gradi di libertà del sistema;
- *Integrator*, che possono essere *Static* o *Transient*. Quelli *Static* descrivono l'operazione che deve essere effettuata ad ogni passo di integrazione dell'analisi così come quelli *Transient*, che in più tengono conto degli effetti inerziali;
- *Solution Algorithm*, il quale definisce il tipo di algoritmo da utilizzare per svolgere i vari passi di integrazione dell'analisi;
- *Convergence Test*, il quale definisce la tipologia di test di convergenza da adottare per l'analisi in questione;
- *Constraint Handler*, il quale fornisce al software le informazioni necessarie per poter maneggiare le condizioni al contorno definite sul sistema;
- *Analysis Command*, il quale definisce la tipologia di analisi che deve essere condotta.

La libreria di *OpenSees* include numerose scelte per ognuna di queste voci (vedi figura 3.14), sta all'utente capire quale si adatta meglio alle sue esigenze e alla tipologia di analisi che egli vuole svolgere. L'obiettivo rimane però sempre quello di aver un buon compromesso tra accuratezza del risultato finale e durata dell'analisi, associata al costo computazionale delle operazioni svolte dal software.

Per quanto riguarda l'analisi dinamica i parametri scelti sono i seguenti:

- *Linear Equation Solver*: Sparse General;
- *DOF Numberer*: Plain;
- *Integrator*: Newmark (con parametro  $\gamma = 0.5$  e con parametro  $\beta = 0.25$ );
- *Solution Algorithm*: Newton;



**Figura 3.14:** Parametri richiesti da *OpenSees* per poter svolgere le analisi e possibili scelte messe a disposizione dalla libreria del software [22]

- *Convergence Test*: Energy Increment (con tolleranza pari a  $10^{-8}$  e con numero massimo di iterazioni pari a 15);
- *Constraint Handler*: Transformation;
- *Analysis Command*: Transient.

L'ultimo aspetto riguarda i carichi da applicare. Nel caso di analisi dinamiche il carico è rappresentato dalla time-history, in termini di accelerazioni, del sisma che si vuol applicare. Il software, per poter applicare in modo corretto il sisma ha bisogno di quattro informazioni:

- il tempo di campionamento del sisma  $dt$ ;
- il file contenente le accelerazioni campionate;
- la direzione in cui applicare il sisma;
- il fattore di amplificazione da applicare.

Una volta fornite tutte queste informazioni è sufficiente richiamare, con il comando `source`, il file `.tcl` contenente l'algoritmo che definisce il modello strutturale sul quale si vuole applicare l'analisi. Per maggiori dettagli si faccia riferimento allo script riportato nella sezione Allegati al paragrafo 9.2.

### 3.3 Adattamento del modello per le analisi dinamiche

In questo paragrafo verranno descritte le modalità con cui il modello di base del telaio tamponato è stato modificato al fine di adattarlo all'esigenza di eseguire, su di esso, una serie di analisi dinamiche. L'adattamento di cui stiamo parlando si riferisce all'inserimento di due tipologie di masse e di quattro molle elastiche applicate in corrispondenza dei quattro vertici, al fine di simulare la rigidità del telaio dell'edificio multipiano in cui si pensa che il tamponamento sia inserito.

### 3.3.1 Introduzione della massa $m_i$ del pannello

Per poter svolgere delle analisi sismiche è necessario introdurre all'interno del modello delle masse. La prima massa che è stata inserita è la massa del tamponamento, definita come  $m_i$ , dove la  $i$  messa a pedice sta per *infill*, ovvero tamponamento. Tale massa, per semplicità, verrà posizionata esattamente al centro del tamponamento, ovvero in corrispondenza del punto di intersezione delle quattro bielle del macromodello.

Questa semplificazione rende più complessa la definizione quantitativa di questa massa, infatti il valore che gli si dovrà attribuire dovrà essere tale da riprodurre il comportamento dinamico di una parete inserita all'interno di un telaio la cui massa nella realtà non è concentrata in un unico punto, ma è distribuita in modo uniforme su tutta la superficie occupata dal tamponamento stesso. Per questo motivo si è scelto di analizzare il comportamento dinamico fuori piano di una piastra, ovvero di quell'elemento strutturale che più assomiglia alla nostra parete di tamponamento, con il fine di definire il valore di  $m_i$  che porti ad avere un comportamento dei due modelli il più simile possibile.

Ovviamente i periodi di oscillazione associati ai vari modi di vibrare di una piastra differiscono in relazione alle condizioni al contorno della piastra stessa. In questo caso le condizioni al contorno da imporre alla piastra di tamponamento non sono di immediata comprensione. Il vincolo reale che si ha tra la parete e il telaio, e che si sviluppa lungo tutto il perimetro della parete stessa, è una via di mezzo tra l'appoggio e l'incastro, questo perché in corrispondenza di questa zona il pannello può ruotare, ma non in maniera indefinita. Per questo motivo si è deciso di procedere in prima battuta con lo studio della piastra semplicemente appoggiata sui bordi, per poi passare allo studio della piastra incastrata e quindi all'analisi dei risultati ottenuti per la definizione di un comportamento intermedio.

#### Piastra appoggiata SS-SS-SS-SS

Per la valutazione della frequenza fondamentale della piastra semplicemente appoggiata (la sigla *SS* rappresenta l'acronimo di *Simply Supported*) è stata adottata la formula (3.14) facilmente reperibile in letteratura (nel caso in questione si è fatto riferimento al capitolo dedicato alle piastre rettangolari dello studio condotto da Leissa [18]). Essa permette di calcolare la frequenza associata al modo  $n, m$  di una piastra semplicemente appoggiata come:

$$f_{n,m} = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{D}{\mu}} \left[ \left(\frac{m}{a}\right)^2 + \left(\frac{n}{b}\right)^2 \right] \quad (3.14)$$

in cui  $D$  rappresenta la rigidezza flessionale della piastra, che come si sa è data da:

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} \quad (3.15)$$

dove  $E$  è il modulo elastico del materiale,  $t$  è lo spessore della piastra e  $\nu$  è il coefficiente di Poisson. Il  $\mu$  che compare nella formula (3.14) indica il peso per unità di superficie del materiale che costituisce la piastra. Esso va introdotto in  $kg/m^2$  e si ottiene semplicemente moltiplicando il peso per unità di volume  $\rho$  del

materiale in questione, per lo spessore  $t$  della piastra.  $a$  e  $b$  sono rispettivamente la dimensione del lato maggiore e la dimensione del lato minore della piastra e valgono:

$$a = 2.740 \text{ m} \quad b = 1.930 \text{ m} \quad (3.16)$$

Tali dimensioni fanno riferimento non tanto alle dimensioni fisiche del pannello quanto alla luce di interesse, cioè alla distanza misurata tra gli assi degli elementi strutturali che compongono il telaio ( $a$  e  $b$  corrispondono alle grandezze  $l'$  ed  $h'$  riportate in figura 3.1). Infine  $m$  ed  $n$  indicano la forma modale a cui si sta facendo riferimento. Nel nostro caso siamo interessati alla forma modale fondamentale, ovvero alla prima, quindi per noi  $n$  ed  $m$  assumeranno entrambi il valore di 1.

Una volta calcolata la frequenza fondamentale  $f_{1,1}$ , con la ben nota relazione della dinamica  $T = f^{-1}$  possiamo facilmente risalire al periodo fondamentale  $T_{1,1}$ . I dati necessari per il calcolo del periodo fondamentale della piastra semplicemente appoggiata sono tutti noti, ma variano in funzione del campione analizzato. In tabella 3.4 sono stati riassunti i risultati ottenuti.

**Tabella 3.4:** Periodi analitici  $T_{1,1}$  piastra appoggiata

| Campione | $T_{1,1}$ (s)<br>Analitico |
|----------|----------------------------|
| 2        | 0.054                      |
| 3        | 0.067                      |
| 4        | 0.025                      |
| 5        | 0.017                      |
| 6        | 0.051                      |

A questo punto si è deciso di modellare con il software agli elementi finiti *SAP2000* la stessa piastra e di lanciare per essa una analisi modale, in modo tale da controllare la correttezza dei risultati ottenuti per via analitica e, allo stesso tempo, per valutare la massa modale associata ai vari modi di vibrare (informazione che risulterà molto utile nel seguito).

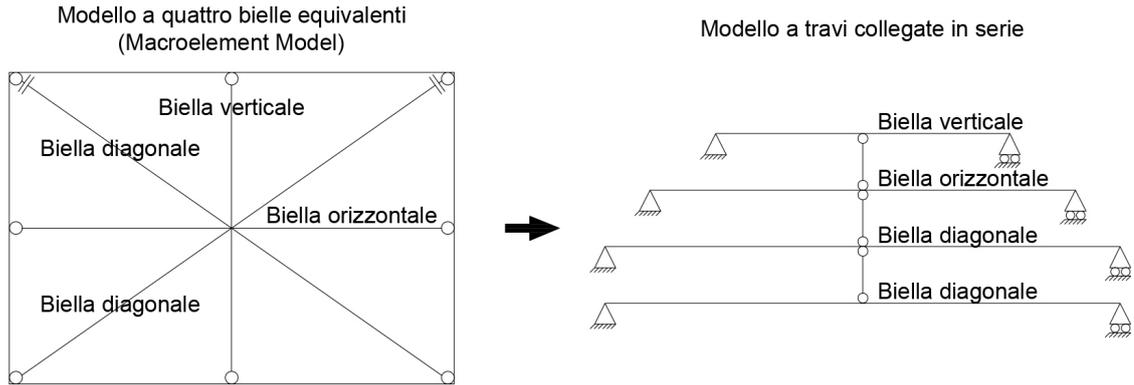
Il modello realizzato in *SAP2000* è stato costruito utilizzando degli elementi finiti del tipo *Shell-Thick* e una mesh di 100 elementi (10 per ogni lato). Variando le condizioni al contorno e lanciando l'analisi modale, i periodi fondamentali di oscillazione ottenuti sono risultati essere sostanzialmente gli stessi di quelli calcolati analiticamente (vedi tabella 3.5). Ciò conferma la correttezza delle formule analitiche applicate e quindi dei risultati ottenuti con esse.

### Modello a travi collegate in serie

Per calcolare la rigidezza del modello è stato considerato un sistema semplificato costituito da quattro travi semplicemente appoggiate, collegate tra loro in corrispondenza della mezzeria mediante delle bielle e per ciascuna di esse è stata calcolata la rigidezza flessionale  $k_j$  (vedi figura 3.15). Cerchiamo ora di spiegare perché si è proceduto in questo modo.

**Tabella 3.5:** Confronto periodi  $T_{1,1}$  analitici e *SAP2000* piastra appoggiata

| Campione | $T_{1,1}$ (s) |                |
|----------|---------------|----------------|
|          | Analitico     | <i>SAP2000</i> |
| 2        | 0.054         | 0.056          |
| 3        | 0.067         | 0.069          |
| 4        | 0.025         | 0.026          |
| 5        | 0.017         | 0.018          |
| 6        | 0.051         | 0.053          |

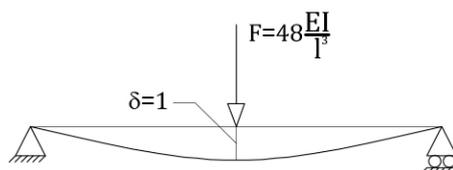
**Figura 3.15:** Passaggio dal modello a quattro bielle equivalenti al modello a travi collegate in serie

Le travi semplicemente appoggiate di questo modello semplificato rappresentano le quattro bielle del modello, pertanto avranno le stesse proprietà meccaniche e geometriche ampiamente descritte nel paragrafo 3.1. Per riprodurre la congruenza degli spostamenti fuori piano del nodo centrale sono state introdotte delle bielle, che collegano la mezzeria delle quattro travi e simulano quel vincolo di *EqualDOF* assegnato nel modello implementato in *OpenSees*. Questo aspetto, da un punto di vista delle rigidezze, si traduce in una collaborazione statica tra le travi, che di fatto lavoreranno in serie. Per questo motivo la rigidezza  $k_{tot}$  di questo sistema sarà data dalla somma delle rigidezze flessionali  $k_j$  delle singole travi che lo compongono. Tale rigidezza è data dalla ben nota relazione della scienza delle costruzioni:

$$k_j = 48 \frac{EI}{l^3} \quad (3.17)$$

la quale rappresenta il modulo che la forza  $F$ , applicata nella mezzeria della trave, deve aver per produrre uno spostamento unitario del suo punto di applicazione (vedi figura 3.16). Come sempre  $E$  indica il modulo elastico del materiale che costituisce la sezione,  $I$  indica la sua inerzia flessionale ed  $l$  la sua luce.

Dato che per la piastra ci si è riferiti alle luci di interasse del telaio e non alle dimensioni fisiche del pannello, anche nel modello a travi collegate in serie, nella definizione delle luci, ci si è riferiti alle luci di interasse. In questo modo per la biella verticale è stato imposto  $l_v = b$ , per la biella orizzontale  $l_h = a$  e per le bielle diagonali  $l_d = \sqrt{a^2 + b^2}$ . Per il calcolo delle inerzie flessionali si è fatto riferimento alle dimensioni geometriche descritte nel paragrafo 3.1.



**Figura 3.16:** Modulo che la forza  $F$ , applicata nella mezzeria della trave, deve avere per produrre uno spostamento unitario del suo punto di applicazione

Sulla base di questi dati, con la formula (3.17), sono state calcolate le rigidezze flessionali delle quattro bielle per tutti e cinque i campioni oggetto di studio e mediante la formula (3.18) è stata definita la rigidezza totale del sistema.

$$k_{tot} = \sum_{j=1}^n k_j \quad (3.18)$$

Noto questo valore e nota la massa del sistema  $m_{tot}$ , calcolabile semplicemente moltiplicando il volume del pannello per la sua massa per unità di volume  $\rho$ , è stato possibile definire la pulsazione  $\omega$ :

$$\omega = \sqrt{\frac{k_{tot}}{m_{tot}}} \quad (3.19)$$

e da questa il periodo  $T$ :

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (3.20)$$

Per migliorare la risposta dinamica del modello a travi in serie, rendendola più simile a quella della piastra appoggiata, si è scelto di attribuire al nodo centrale non la massa dell'intero pannello  $m_{tot}$ , ma la massa modale associata al primo modo di vibrare della piastra. Questo valore viene ricavato dall'analisi modale condotta con *SAP2000* e, per la piastra appoggiata, risulta essere pari all'80% di  $m_{tot}$ .

Operando in questo modo per tutti e cinque i campioni, si ottengono i valori riportati in tabella 3.6.

**Tabella 3.6:** Confronto periodi  $T_{1,1}$  piastra appoggiata e modello a travi in serie

| Campione | $T_{1,1}$ (s)      |                                      |
|----------|--------------------|--------------------------------------|
|          | Piastra appoggiata | Modello travi in serie 80% $m_{tot}$ |
| 2        | 0.054              | 0.057                                |
| 3        | 0.067              | 0.076                                |
| 4        | 0.025              | 0.026                                |
| 5        | 0.017              | 0.013                                |
| 6        | 0.051              | 0.062                                |

L'analisi dinamica del pannello potrebbe finire qui, in quanto dal confronto si evince che i due modelli portano a risultati confrontabili tra loro, tuttavia utilizzando un modello a piastra appoggiata si sta operando una grossa approssimazione in termini di condizioni al contorno. Infatti dire che il pannello di tamponamento

è collegato al telaio mediante un vincolo di appoggio rappresenta una semplificazione troppo spinta. Questo perché è sì vero che il pannello, non avendo un collegamento strutturale con il telaio, è libero di ruotare in maniera indipendente, ma è anche vero che appena il pannello inizia a ruotare, la parete impatta sul telaio e in corrispondenza del perimetro di contatto nasce un momento resistente.

Per questo motivo sarebbe più corretto affermare che il vincolo che più si avvicina alla situazione reale è una via di mezzo tra l'appoggio e l'incastro. Ecco perché abbiamo scelto di analizzare anche il caso di piastra incastrata.

### Piastra incastrata C-C-C-C

Per quanto riguarda la piastra incastrata C-C-C-C (dove la *C* sta per *Clamped*) si è proceduto sostanzialmente in modo analogo a quanto fatto per la piastra appoggiata. Con riferimento sempre allo studio di Leissa [18], è stata quindi calcolata, per via analitica, la frequenza angolare quadratica associata al modo fondamentale di vibrare della piastra incastrata definita come:

$$\omega_{1,1}^2 = \frac{\pi^4 D K}{a^4 \mu N} \quad (3.21)$$

dove  $K$  ed  $N$  sono due fattori che dipendono dalle condizioni al contorno e dalla geometria della piastra. Nel caso in questione essi valgono rispettivamente:

$$K = 12 + 8 \left(\frac{a}{b}\right)^2 + 12 \left(\frac{a}{b}\right)^4 \quad N = 12 \quad (3.22)$$

in cui il significato di  $a$  e di  $b$  è lo stesso di prima.

Una volta nota la pulsazione quadratica, con le ben note formule della dinamica, è stato possibile ricavare il periodo fondamentale  $T_{1,1}$  come segue:

$$T_{1,1} = \frac{2\pi}{\omega} \quad (3.23)$$

Anche in questo caso è stata svolta una analisi modale con *SAP2000*, modellando una piastra esattamente come prima, ma modificando le condizioni al contorno. Sulla base di questo ragionamento sono stati ottenuti i risultati riportati in tabella 3.7.

**Tabella 3.7:** Confronto periodi  $T_{1,1}$  piastra incastrata e *SAP2000*

| Campione | $T_{1,1}$ (s)      |                |
|----------|--------------------|----------------|
|          | Piastra incastrata | <i>SAP2000</i> |
| 2        | 0.028              | 0.030          |
| 3        | 0.035              | 0.037          |
| 4        | 0.013              | 0.014          |
| 5        | 0.009              | 0.010          |
| 6        | 0.026              | 0.028          |

Anche in questo caso i risultati ottenuti con *SAP2000* ci rassicurano sulla correttezza dei periodi calcolati per via analitica.

A questo punto per tenere conto del vincolo intermedio che sussiste tra parete di tamponamento e il telaio, sono stati definiti i periodi fondamentali medi tra la piastra appoggiata e quella incastrata. Questi verranno poi confrontati con i periodi associati al modello a travi in serie per capire se tra i due esiste una relazione stretta oppure no.

In questo caso però la massa da considerare è pari alla massa totale del pannello moltiplicata per la media delle masse modali associate al primo modo di vibrare delle due tipologie di piastra. La massa modale associata al primo modo di vibrare della piastra incastrata è pari al 60% della massa totale, mentre la massa modale associata al primo modo di vibrare della piastra appoggiata abbiamo già detto essere pari all'80% della massa totale. Per questo motivo verrà attribuita al modello di travi in serie una massa pari al 70% della massa totale del pannello, ovvero il valore medio. I risultati ottenuti sono stati riassunti in tabella 3.8.

**Tabella 3.8:** Confronto periodi medi  $T_{1,1}$  piastra e modello travi in serie

| Campione | $T_{1,1}$ (s)         |                                      |
|----------|-----------------------|--------------------------------------|
|          | Periodo medio piastre | Modello travi in serie 70% $m_{tot}$ |
| 2        | 0.041                 | 0.054                                |
| 3        | 0.051                 | 0.071                                |
| 4        | 0.019                 | 0.024                                |
| 5        | 0.013                 | 0.012                                |
| 6        | 0.039                 | 0.058                                |

### Analisi della risposta dinamica nel dominio della frequenza

Per capire quale sia la modellazione che meglio si adatta alla dinamica del modello analitico, i vari campioni implementati in *OpenSees* sono stati sottoposti ad una analisi dinamica, con lo scopo di ricavare il periodo fondamentale reale del modello a quattro bielle equivalenti.

Il modello utilizzato per svolgere tale analisi è quello descritto nel paragrafo 3.2.3, a cui si aggiunge la massa assegnata al nodo centrale. Sulla base dei risultati ottenuti in precedenza, la massa assegnata al suddetto nodo è stata assunta pari all'80% della massa totale del pannello per la prima analisi (vincolo di appoggio) e pari al 70% della massa totale del pannello per la seconda analisi (vincolo intermedio tra l'appoggio e l'incastro).

I risultati dell'analisi dinamica così ottenuti sono stati elaborati al fine di calcolare il reale periodo fondamentale del modello a quattro bielle equivalenti. Per fare ciò è necessario individuare la frequenza, e di conseguenza il periodo, corrispondente al picco della risposta del sistema rappresentata nel dominio della frequenza.

Per rappresentare la risposta del sistema nel dominio della frequenza è necessario calcolare la trasformata di Fourier del segnale, che nel nostro caso è rappresentato dal vettore delle accelerazioni. Nella pratica sperimentale, questo vettore delle accelerazioni viene ricavato mediante un monitoraggio, che consiste nel posizionamento di un accelerometro al centro del pannello e nell'applicazione alla base del

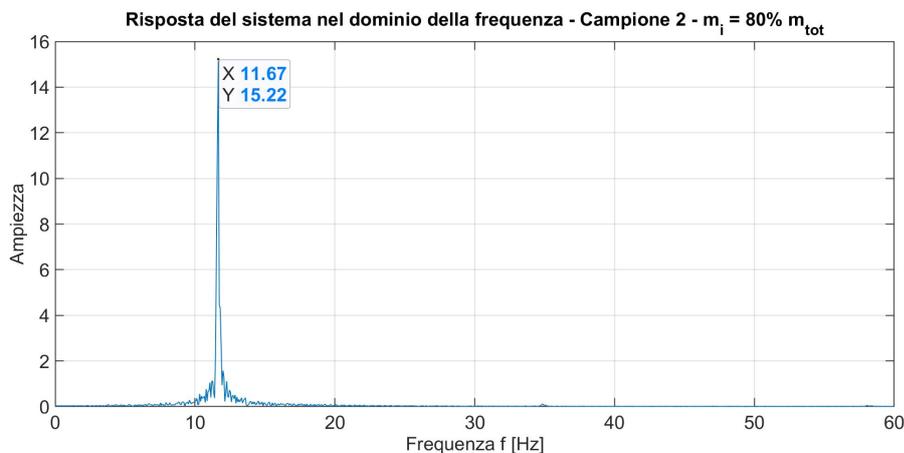
pannello stesso di una storia di spostamenti (riprodotta, ad esempio, mediante una tavola vibrante). Nel nostro caso il vettore delle accelerazioni non è stato ottenuto per via sperimentale ma per via analitica. Per farlo è stato sufficiente “dire” ad *OpenSees* di registrare in un opportuno vettore la storia di accelerazioni calcolata durante lo svolgimento dell’analisi.

Il calcolo della trasformata di Fourier del segnale, e di conseguenza il plottaggio della risposta del sistema nel dominio della frequenza, è stato svolto mediante uno script scritto in *Matlab* (vedi sezione Allegati al paragrafo 8.1). *Matlab*, infatti, mette a disposizione dell’utente una funzione chiamata `fft` che permette proprio il calcolo della trasformata di Fourier (`fft` è appunto l’acronimo di *Fast Fourier Transform*). Per farlo è sufficiente “passare” alla funzione il segnale salvato sotto forma di vettore di dati campionati e moltiplicare il tutto per il tempo di campionamento. Di fatto questo vettore corrisponde proprio al *Recorder* ottenuto dall’analisi dinamica.

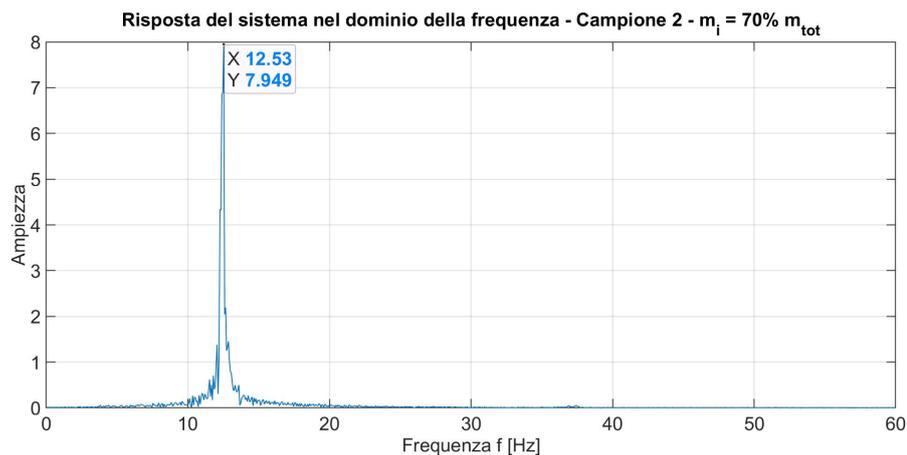
Per quanto riguarda il tempo di campionamento  $t_s$ , esso dipende dal passo di integrazione che è stato adottato per lo svolgimento dell’analisi dinamica. Per questa e per tutte le successive analisi dinamica il passo di integrazione  $\Delta t$  è pari 0.0025 s, ovvero ad 1/4 del tempo di campionamento  $dt$  del sisma pari a 0.01 s.

L’unico problema della funzione `fft` è che questa restituisce la trasformata di Fourier formata dalle componenti di frequenza positive e negative e le componenti negative vengono traslate dopo le positive e specchiate. Dato che a noi interessa solo la parte relativa alle frequenze positive è stato necessario effettuare alcune manipolazioni dei dati al fine di ottenere il grafico voluto.

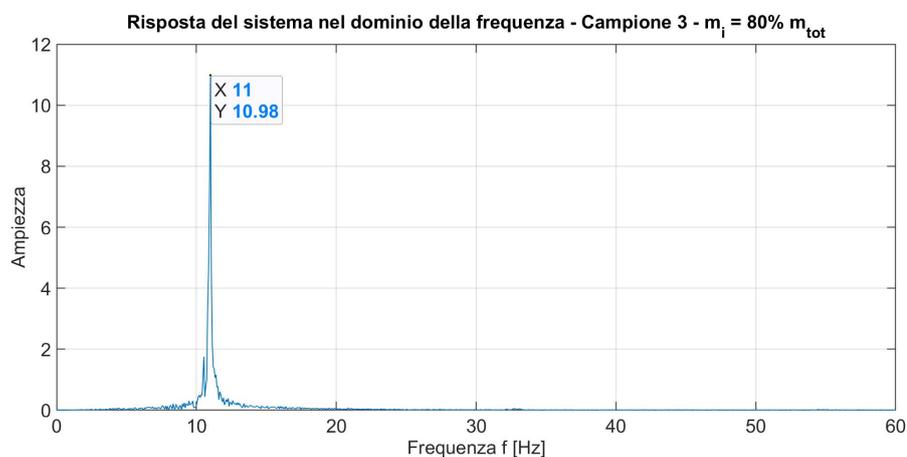
L’operazione appena descritta è stata ripetuta per tutti e cinque i campioni, considerando prima una massa pari all’80% della massa totale e poi una massa pari al 70% della massa totale. Così facendo sono stati ottenuti i seguenti grafici.



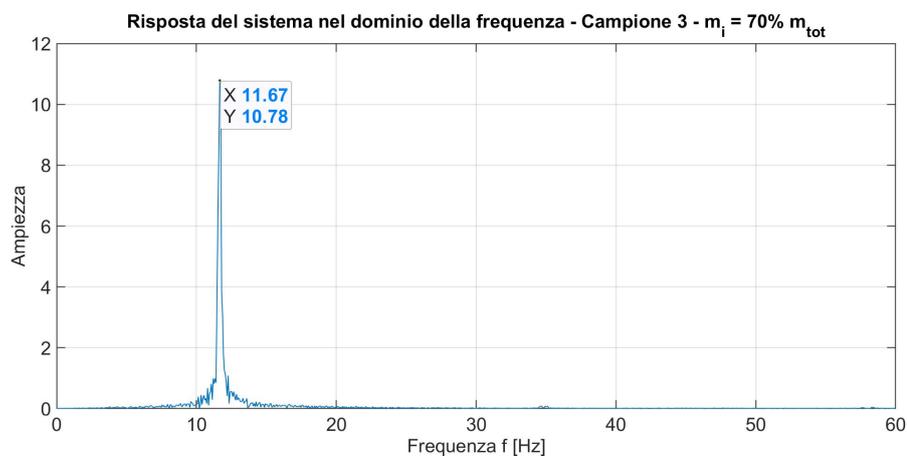
**Figura 3.17:** Risposta nel dominio della frequenza del campione 2 con massa  $m_i$  pari all’80% della massa del pannello



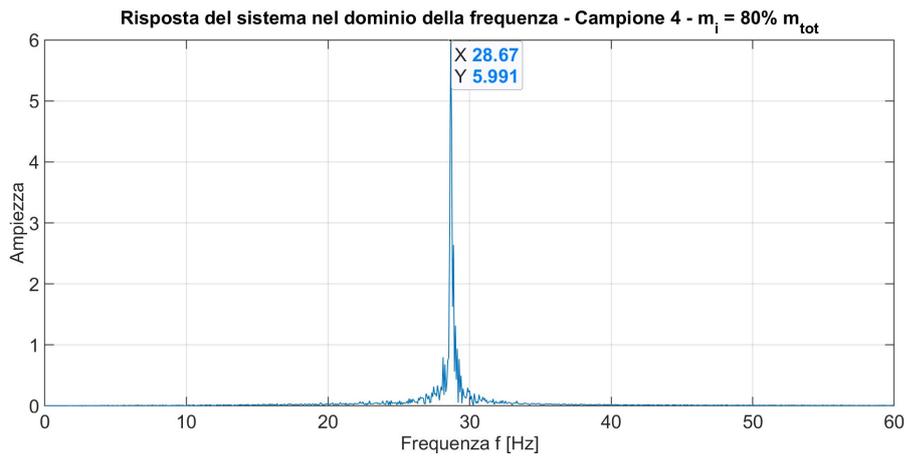
**Figura 3.18:** Risposta nel dominio della frequenza del campione 2 con massa  $m_i$  pari all'70% della massa del pannello



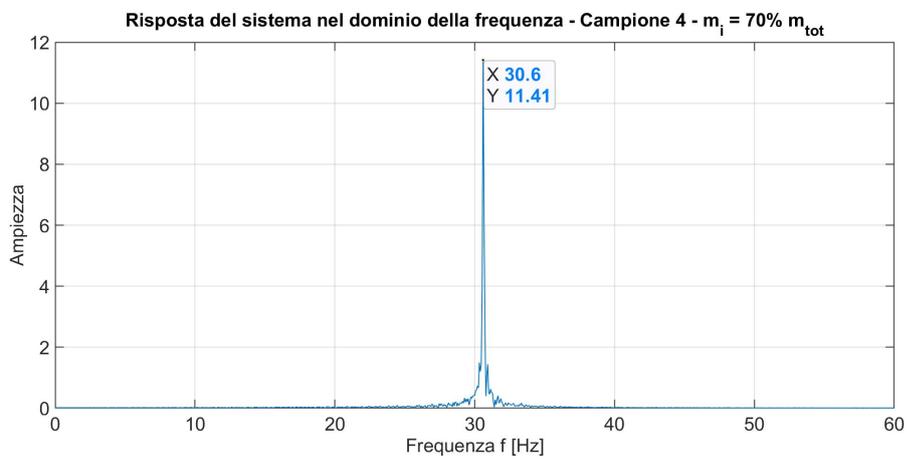
**Figura 3.19:** Risposta nel dominio della frequenza del campione 3 con massa  $m_i$  pari all'80% della massa del pannello



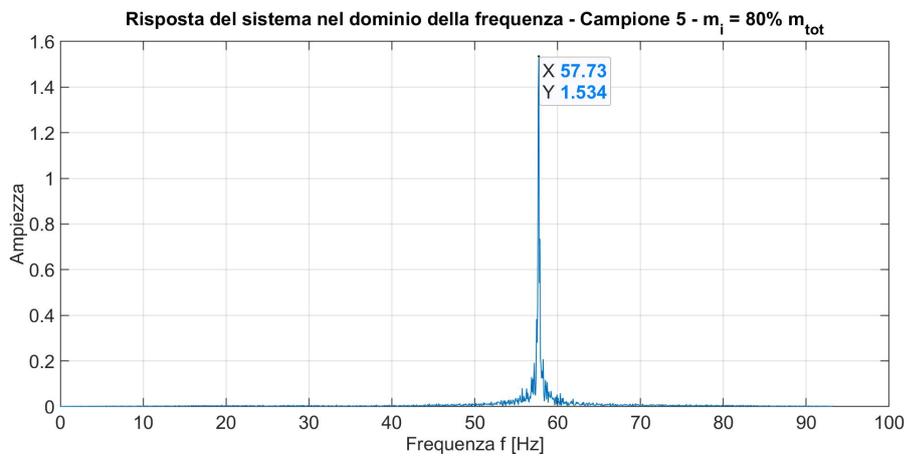
**Figura 3.20:** Risposta nel dominio della frequenza del campione 3 con massa  $m_i$  pari all'70% della massa del pannello



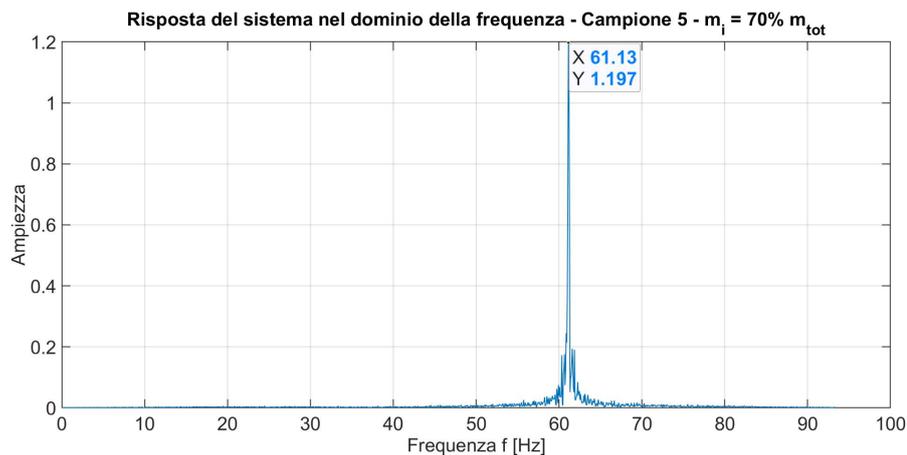
**Figura 3.21:** Risposta nel dominio della frequenza del campione 4 con massa  $m_i$  pari all'80% della massa del pannello



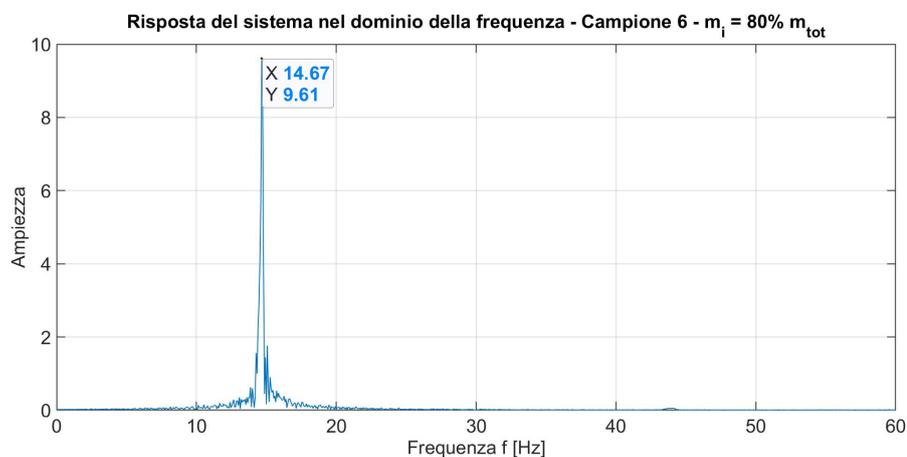
**Figura 3.22:** Risposta nel dominio della frequenza del campione 4 con massa  $m_i$  pari all'70% della massa del pannello



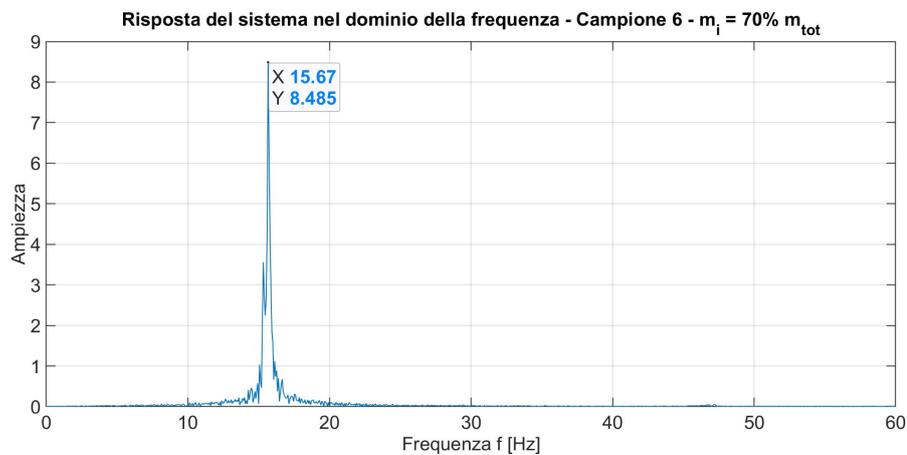
**Figura 3.23:** Risposta nel dominio della frequenza del campione 5 con massa  $m_i$  pari all'80% della massa del pannello



**Figura 3.24:** Risposta nel dominio della frequenza del campione 5 con massa  $m_i$  pari all'70% della massa del pannello



**Figura 3.25:** Risposta nel dominio della frequenza del campione 6 con massa  $m_i$  pari all'80% della massa del pannello



**Figura 3.26:** Risposta nel dominio della frequenza del campione 2 con massa  $m_i$  pari all'70% della massa del pannello

Sulla base di questi spettri sono stati calcolati i periodi fondamentali, riassunti in tabella 3.9.

**Tabella 3.9:** Risultati dell'analisi spettrale del modello a bielle di OpenSees

|               | Campione 2 |           | Campione 3 |           | Campione 4 |           | Campione 5 |           | Campione 6 |           |
|---------------|------------|-----------|------------|-----------|------------|-----------|------------|-----------|------------|-----------|
|               | $f_1$ (Hz) | $T_1$ (s) |
| Modello       |            |           |            |           |            |           |            |           |            |           |
| OpenSees      | 11.67      | 0.086     | 11.00      | 0.091     | 28.67      | 0.035     | 57.73      | 0.017     | 14.67      | 0.068     |
| 80% $m_{tot}$ |            |           |            |           |            |           |            |           |            |           |
| Modello       |            |           |            |           |            |           |            |           |            |           |
| OpenSees      | 12.53      | 0.080     | 11.67      | 0.086     | 30.60      | 0.033     | 61.13      | 0.016     | 15.67      | 0.064     |
| 70% $m_{tot}$ |            |           |            |           |            |           |            |           |            |           |

### Confronto dei risultati

A questo punto i risultati sono stati messi a confronto con quelli ottenuti dai calcoli analitici delle piastre e del modello a travi in serie (vedi tabella 3.10 e tabella 3.11).

**Tabella 3.10:** Confronto  $T_{1,1}$ : Piastra appoggiata vs Modello travi in serie 80%  $m_{tot}$  vs Modello *OpenSees* 80%  $m_{tot}$

| Campione | $T_{1,1}$ (s)      |                                      |                                       |
|----------|--------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
|          | Piastra appoggiata | Modello travi in serie 80% $m_{tot}$ | Modello <i>OpenSees</i> 80% $m_{tot}$ |
| 2        | 0.054              | 0.057                                | 0.086                                 |
| 3        | 0.067              | 0.076                                | 0.091                                 |
| 4        | 0.025              | 0.026                                | 0.035                                 |
| 5        | 0.017              | 0.013                                | 0.017                                 |
| 6        | 0.051              | 0.062                                | 0.068                                 |

**Tabella 3.11:** Confronto  $T_{1,1}$ : Periodo medio piastre vs Modello travi in serie 70%  $m_{tot}$  vs Modello *OpenSees* 70%  $m_{tot}$

| Campione | $T_{1,1}$ (s)         |                                      |                                       |
|----------|-----------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
|          | Periodo medio piastre | Modello travi in serie 70% $m_{tot}$ | Modello <i>OpenSees</i> 70% $m_{tot}$ |
| 2        | 0.041                 | 0.054                                | 0.080                                 |
| 3        | 0.051                 | 0.071                                | 0.086                                 |
| 4        | 0.019                 | 0.024                                | 0.033                                 |
| 5        | 0.013                 | 0.012                                | 0.016                                 |
| 6        | 0.039                 | 0.058                                | 0.064                                 |

Come si può vedere, i modelli implementati su *OpenSees* sono tutti un po' meno rigidi di quanto ci si aspettasse (sono cioè caratterizzati da dei periodi  $T_{1,1}$

più grandi del previsto). Per questo motivo l'analisi modale delle piastre è stata svolta nuovamente utilizzando un modulo elastico dimezzato. In tabella 3.12 e in tabella 3.13 sono stati riassunti i risultati ottenuti.

**Tabella 3.12:** Confronto  $T_{1,1}$  con  $E_m$  dimezzato: Piastra appoggiata vs Modello travi in serie 80%  $m_{tot}$  vs Modello *OpenSees* 80%  $m_{tot}$

| Campione | $T_{1,1}$ (s)      |                                      |                                       |
|----------|--------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
|          | Piastra appoggiata | Modello travi in serie 80% $m_{tot}$ | Modello <i>OpenSees</i> 80% $m_{tot}$ |
| 2        | 0.077              | 0.081                                | 0.086                                 |
| 3        | 0.095              | 0.107                                | 0.091                                 |
| 4        | 0.036              | 0.036                                | 0.035                                 |
| 5        | 0.024              | 0.019                                | 0.017                                 |
| 6        | 0.072              | 0.088                                | 0.068                                 |

**Tabella 3.13:** Confronto  $T_{1,1}$  con  $E_m$  dimezzato: Periodo medio piastre vs Modello travi in serie 70%  $m_{tot}$  vs Modello *OpenSees* 70%  $m_{tot}$

| Campione | $T_{1,1}$ (s)         |                                      |                                       |
|----------|-----------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
|          | Periodo medio piastre | Modello travi in serie 70% $m_{tot}$ | Modello <i>OpenSees</i> 70% $m_{tot}$ |
| 2        | 0.058                 | 0.076                                | 0.080                                 |
| 3        | 0.072                 | 0.100                                | 0.086                                 |
| 4        | 0.027                 | 0.034                                | 0.033                                 |
| 5        | 0.018                 | 0.017                                | 0.016                                 |
| 6        | 0.055                 | 0.083                                | 0.064                                 |

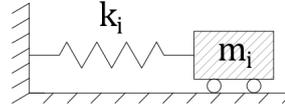
I risultati più convincenti sono quelli che fanno riferimento alla tabella 3.12, pertanto sia la piastra appoggiata che il modello a travi collegate in serie, con una massa pari all'80% di  $m_{tot}$ , sono in grado di riprodurre la dinamica del modello a quattro bielle equivalenti. Per questo motivo, d'ora in poi, per ragioni di semplicità, ogniqualvolta sarà necessario definire la rigidità del sistema o il periodo fondamentale di oscillazione dello stesso, si farà riferimento al modello a travi collegate in serie con massa pari all'80% della massa totale del pannello.

### 3.3.2 Introduzione delle molle $k_f$

Fino ad ora abbiamo concentrato la nostra attenzione sul comportamento dinamico del telaio tamponato isolato, senza interrogarci più di tanto sulla rigidità del telaio dell'edificio multipiano in cui si pensa che il tamponamento sia inserito. Questo aspetto rappresenta il prossimo step del nostro studio e verrà trattato proprio in questa sezione.

Per come è stato costruito, il telaio tamponato (e quindi il modello a travi collegate in serie) può essere pensato come un semplice sistema ad 1 gdl (grado di

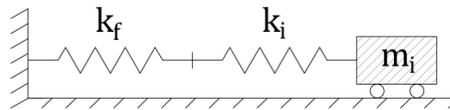
libertà), in cui si ha una massa  $m_i$ , rappresentata dalla massa del tamponamento, collegata ad un sistema di riferimento fisso mediante una molla di rigidezza  $k_i$  (dove la  $i$  a pedice sta sempre per *infill*). Tale rigidezza  $k_i$  è quella che in precedenza è stata chiamata  $k_{tot}$ , dunque di questo sistema conosciamo già tutto.



**Figura 3.27:** Schematizzazione del telaio tamponato come sistema ad 1 gdl

Per simulare il posizionamento del pannello all'interno di un telaio tamponato multipiano, si è pensato di introdurre delle molle in corrispondenza dei quattro vertici del telaio. La rigidezza di queste molle rappresenta la rigidezza del telaio in corrispondenza di un determinato piano dell'edificio. A rigor di logica, più si sale verso i piani alti, più gli spostamenti del telaio si fanno importanti, quindi più basso sarà il valore di rigidezza che dovrà essere attribuito alle molle al fine di coglierne correttamente il comportamento.

Con l'introduzione di questa ulteriore molla il sistema passa dall'essere quello schematizzato in figura 3.27 a quello riportato in figura 3.28 dove di fatto veniamo ad avere due molle che lavorano in serie: la prima molla simula la rigidezza del telaio ed è caratterizzata da una rigidezza  $k_f$  (dove la  $f$  sta per *frame*), mentre la seconda molla simula la rigidezza del tamponamento e come già detto ha una rigidezza  $k_i$ . Questo sistema di molle in serie sono collegate ad una massa  $m_i$  che rappresenta la massa del pannello e che, per quanto visto nel paragrafo 3.3.1, viene imposta pari all'80% della massa totale del pannello.



**Figura 3.28:** Schematizzazione del telaio tamponato come sistema a 1 grado di libertà e due molle

Per implementare le molle  $k_f$  nel modello di *OpenSees* sono stati utilizzati nuovamente gli elementi *Zero-Length*. Come abbiamo già detto, si tratta di elementi che collegano due nodi con le stesse coordinate, ai quali possono essere assegnati materiali diversi in corrispondenza dei diversi gradi di libertà. Nel nostro caso il materiale da assegnare in modo opportuno è solo quello duale allo spostamento nella direzione fuori dal piano (che per noi è il grado di libertà numero 3).

La lunghezza e l'area della sezione che viene assegnata di default a questi elementi è unitaria. Nel nostro caso l'unità di misura usata per le lunghezze sono i millimetri, pertanto gli elementi *Zero-Length* avranno lunghezza pari ad 1  $mm$  e sezione pari a 1  $mm^2$ . Per definizione, la rigidezza assiale  $k$  di un elemento di questo tipo è calcolabile come:

$$k = \frac{EA}{l} \quad (3.24)$$

dove  $E$  rappresenta il modulo elastico del materiale,  $A$  l'area della sezione dell'elemento ed  $l$  la lunghezza dell'elemento stesso. Volendo imporre un dato valore di

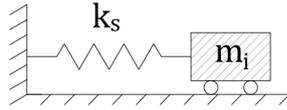
$k$ , ovvero volendo imporre la rigidità della molla, l'unico parametro su cui possiamo agire è il modulo elastico  $E$ , pertanto dobbiamo definire l'espressione di  $E$  in funzione di  $k$ ,  $A$  ed  $l$ :

$$E = \frac{kl}{A} = \frac{k \cdot 1 \text{ mm}}{1 \text{ mm}^2} = k \quad (3.25)$$

Questo significa che numericamente la rigidità  $k$  della molla è pari al modulo elastico  $E$  del materiale che deve essere applicato nella direzione fuori piano. Si è optato per la definizione di un materiale di tipo *Elastic*, caratterizzato da una legge costitutiva di tipo elastico-lineare sia in trazione che in compressione, ciò significa che per questo materiale l'unica informazione necessaria è il modulo elastico  $E$ , parametro che definisce la pendenza della retta nel piano  $\sigma$ - $\varepsilon$ .

È facile immaginare una semplificazione del sistema riportato in figura 3.28: per esso, infatti, è possibile sostituire le due molle collegate in serie con un'unica molla di rigidità equivalente  $k_s$  data da:

$$k_s = \frac{1}{\frac{1}{k_i} + \frac{1}{k_f}} \quad (3.26)$$



**Figura 3.29:** Schematizzazione del telaio tamponato come sistema a 1 grado di libertà e una molla di rigidità equivalente

Per verificare che il modello implementato in *OpenSees* funzioni esattamente come lo schema riportato in figura 3.29, sono stati svolti dei test che si compongono dei seguenti step:

1. si definisce la rigidità  $k_i$  della molla che simula il comportamento del tamponamento (questa grandezza è già stata calcolata in precedenza quando è stato definita la rigidità del sistema di travi collegate in parallelo, si veda la formula (3.18));
2. si definisce il periodo  $T_n$  che vogliamo che il sistema venga ad avere;
3. si calcola  $k_s$  in funzione del  $T_n$  impostato, come:

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_s} = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{k_s}{m_i}}} = 2\pi \sqrt{\frac{m_i}{k_s}} \rightarrow k_s = m_i \left( \frac{2\pi}{T_n} \right)^2 \quad (3.27)$$

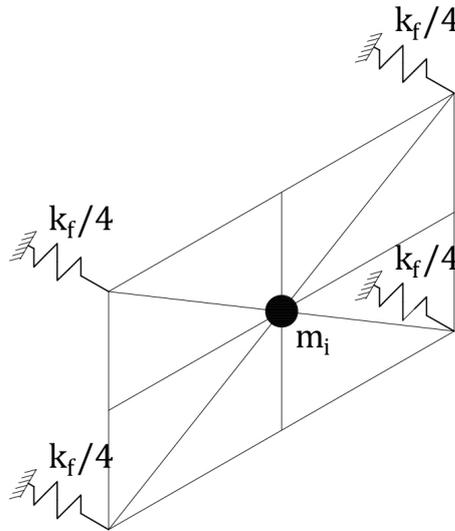
4. noti  $k_i$  e  $k_s$ , si calcola  $k_f$  come:

$$k_f = \frac{1}{\frac{1}{k_s} - \frac{1}{k_i}} \quad (3.28)$$

5. si implementano queste molle di rigidezza  $k_f$  nel modello *OpenSees*, modificando il modulo elastico del materiale assegnato agli elementi *Zero-Lenght* nella direzione fuori piano;
6. si monitora l'accelerazione del nodo centrale del sistema, nodo a cui viene assegnata la massa  $m_i$ ;
7. sulla base di questa time-history si rappresenta la risposta del sistema nel dominio della frequenza e si definisce il periodo di oscillazione fondamentale del sistema ad 1 gdl (quest'ultima operazione viene svolta con lo stesso script implementato in *Matlab* e già descritto nel paragrafo 3.3.1).

Se il periodo del sistema così ottenuto risulta analogo al periodo  $T_n$  imposto, allora il telaio tamponato si comporta effettivamente come il sistema ad 1 gdl riportato il figura 3.29.

In tutta questa procedura è però importante osservare un aspetto. La rigidezza  $k_f$  così calcolata non è quella utilizzata per definire il modulo elastico del materiale assegnato agli elementi *Zero-Lenght*: infatti quella così definita è la rigidezza di una sola molla, mentre nel nostro caso le molle da applicare sono quattro, una per ogni vertice. Per questo motivo il modulo elastico  $E$  del materiale da assegnare agli elementi *Zero-Lenght* nella direzione fuori piano è  $k_f/4$ , questo perché le molle lavorano in parallelo e quindi la loro rigidezza si somma (vedi figura 3.30).



**Figura 3.30:** Schematizzazione del telaio tamponato con le molle di rigidezza  $k_f/4$  sui vertici

Per tracciare la risposta del sistema nel dominio della frequenza e per calcolarne il periodo fondamentale di oscillazione è stato utilizzato lo stesso script scritto in *Matlab* adottato in precedenza. Per ovvie ragioni sono state effettuate solo alcune prove con riferimento a dei valori di  $T_n$  scelti a caso all'interno di un range compreso tra 0.1 e 1.5 s.

In tabella 3.14 sono stati riassunti i risultati ottenuti dall'analisi in questione applicata sul campione di telaio tamponato numero 2, caratterizzato da un valore di  $k_i = 2297.80 \text{ N/mm}$  e da una massa  $m_i = 0.383 \text{ N s}^2/\text{mm}$ .

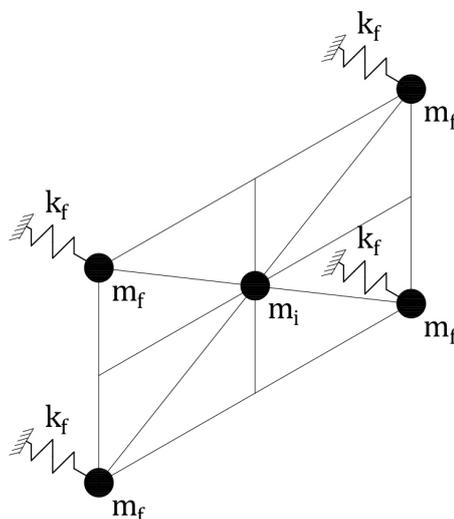
**Tabella 3.14:** Dati e risultati dell'analisi che ha portato alla validazione del modello come descritto in figura 3.28

| $T_n$ obiettivo<br>(s) | $k_s$<br>(N/mm) | $k_f$<br>(N/mm) | $k_f/4$<br>(N/mm) | $f_n$ OpenSees<br>(Hz) | $T_n$ OpenSees<br>(s) |
|------------------------|-----------------|-----------------|-------------------|------------------------|-----------------------|
| 0.3                    | 167.832         | 181.057         | 45.264            | 3.333                  | 0.3                   |
| 0.6                    | 41.958          | 42.738          | 10.685            | 1.667                  | 0.6                   |
| 0.9                    | 18.648          | 18.801          | 4.700             | 1.133                  | 0.9                   |
| 1.2                    | 10.490          | 10.538          | 2.634             | 0.867                  | 1.2                   |
| 1.5                    | 6.713           | 6.733           | 1.683             | 0.667                  | 1.5                   |

I risultati ottenuti sono coerenti con quelli che ci aspettavamo, pertanto possiamo affermare che il tamponamento, modellato su *OpenSees*, lavora effettivamente come un sistema ad 1 grado di libertà collegato ad un sistema di riferimento fisso mediante una coppia di molle collegate in serie.

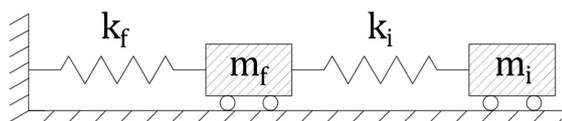
### 3.3.3 Introduzione delle masse $m_f$

La correttezza dei risultati ottenuti ci ha permesso di complicare ulteriormente il modello. Tale ulteriore complicazione consiste nell'introduzione, in corrispondenza dei vertici, di nuove masse definite  $m_f$ , che rappresentano le masse dei solai che compongono il telaio multipiano (la  $f$  dunque sta nuovamente per *frame*).

**Figura 3.31:** Schematizzazione del telaio tamponato con molle di rigidezza  $k_f$  sui vertici, masse  $m_f$  sempre sui vertici e massa  $m_i$  del tamponamento applicata al centro del pannello

Di fatto l'introduzione di questa ulteriore massa trasforma il sistema da 1 a 2 gradi di libertà (vedi figura 3.32).

L'entità di queste masse è stata definita considerando un carico sul solaio di  $1000 \text{ kg/m}^2$ . Supponendo di avere un solaio quadrato di dimensioni  $l' \times l'$  (ovvero  $2.74 \times 2.74 = 7.5076 \text{ m}^2$ ) e di concentrare la masse del suddetto solaio in



**Figura 3.32:** Schematizzazione del telaio tamponato come sistema a 2 gradi di libertà, con due molle e due masse

corrispondenza dei quattro vertici dello stesso, si ha che la massa da applicare in corrispondenza di ciascuno di questi vertici è pari a:

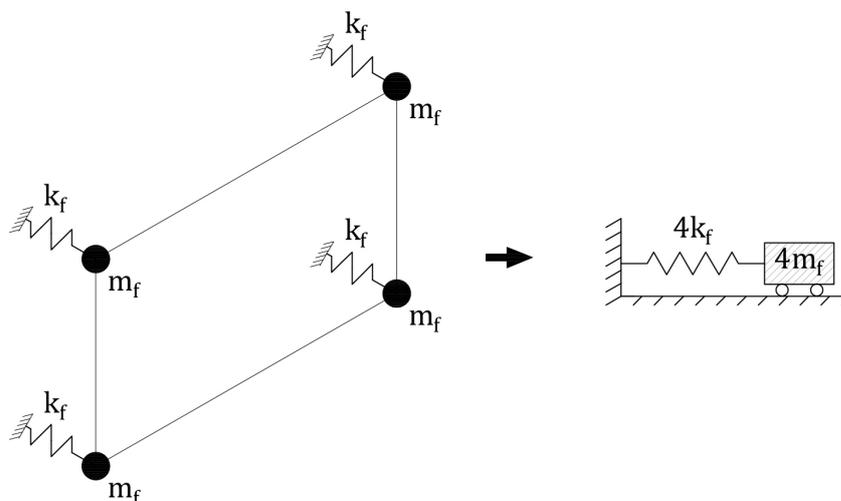
$$7.5076 \text{ m}^2 \times 1000 \text{ kg/m}^2 = 7507.6 \text{ kg} : 4 = 1876.9 \text{ kg} = 1.877 \text{ N s}^2/\text{mm} \quad (3.29)$$

Dato che però noi sul pannello vediamo solo due dei quattro spigoli del solaio dobbiamo moltiplicare per due questo valore. Ecco quindi spiegato perché le masse  $m_f$  applicate sui vertici sono pari a  $3.754 \text{ N s}^2/\text{mm}$  (è come se le due masse appartenenti allo stesso lato venissero fatte collassare in un unico punto).

### 3.3.4 Definizione della rigidità delle molle $k_f$

Al fine di analizzare il comportamento dei tamponamenti in muratura inseriti in diversi contesti strutturali, si è scelto di attribuire alle molle ai vertici  $k_f$  differenti valori di rigidità. In particolare si è scelto definire queste rigidità in modo tale che il solo telaio venisse ad essere caratterizzato da un periodo fondamentale di oscillazione  $T_f$  pari ad un multiplo del periodo fondamentale di oscillazione del solo pannello  $T_i$ .

Il calcolo di questa rigidità  $k_f$  avviene quindi assimilando il sistema telaio+molle, ad un sistema ad un grado di libertà in cui la rigidità della molla è pari a quattro volte la rigidità  $k_f$  (questo perché è come se le molle fossero collegate in parallelo), mentre la massa è pari a quattro volte  $m_f$  (è come se le masse collassassero in un unico punto). Per comprendere meglio quanto detto si faccia riferimento alla figura 3.33.



**Figura 3.33:** Passaggio dal telaio con molle e masse al sistema equivalente ad un grado di libertà

Il periodo fondamentale di oscillazione  $T_f$  di questo sistema è pari a:

$$T_f = \frac{2\pi}{\omega_f} = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{4k_f}{4m_f}}} = 2\pi\sqrt{\frac{m_f}{k_f}} \quad (3.30)$$

Dall'equazione (3.30) è possibile ricavare la rigidezza  $k_f$  da attribuire alle singole molle ai vertici:

$$k_f = m_f \left( \frac{2\pi}{T_f} \right)^2 \quad (3.31)$$

Sulla base delle prove condotte si è scelto di analizzare il comportamento del tamponamento in muratura associato ai seguenti valori di  $T_f$ :

- $T_f = T_i$ ;
- $T_f = 3T_i$ ;
- $T_f = 5T_i$ ;
- $T_f = 7T_i$ .

dove il valore di  $T_i$  rappresenta il periodo fondamentale di oscillazione del pannello.

Con questo si conclude la fase di modellazione del tamponamento in muratura. La prossima fase consisterà nella realizzazione delle analisi dinamiche al fine del tracciamento delle cosiddette curve IDA, grazie alle quali sarà possibile tracciare le curve di fragilità del sistema e quantificare la vulnerabilità sismica dei tamponamenti in muratura.



## Capitolo 4

# IDA: Incremental Dynamic Analysis

L'analisi dinamica incrementale, nota con l'acronimo inglese IDA (che sta appunto per *Incremental Dynamic Analysis*), rappresenta l'ultima frontiera della classificazione sismica. Si tratta infatti di un metodo di analisi parametrico che permette di stimare con grande precisione e scrupolosità il comportamento sismico di una struttura. Tale metodo di analisi consiste nell'applicare ad un modello strutturale uno o più accelerogrammi scalati a diversi valori di intensità, con il fine di ottenere una o più curve, definite per l'appunto curve IDA, su un piano DM-IM, dove DM rappresenta il *Damage Measure*, ovvero il danno misurato, mentre IM rappresenta l'*Intensity Measure*, ovvero il livello al quale è stato scalato l'accelerogramma.

Nel seguente capitolo verranno inizialmente descritti i fondamenti teorici e la terminologia di base introdotta da Vamvatsikos e Cornell in [31] relativi alle analisi incrementali dinamiche e alle curve IDA. Successivamente verranno descritte le proprietà generali delle curve IDA single-record e le modalità con le quali è possibile associare, a ciascuna di esse, il raggiungimento/superamento di un certo stato limite. Sulla base delle informazioni fornite verranno introdotte le curve IDA multi-records e verrà spiegata la procedura adottata per tracciare queste curve con riferimento al nostro modello analitico.

### 4.1 Fondamenti teorici e terminologia

Prima di mostrare e commentare le curve IDA ottenute, è bene comprendere la teoria e la terminologia che sta alla base di questo metodo di analisi.

La codifica del metodo IDA, introdotto dalla FEMA (*U.S. Federal Emergency Management Agency*), la si deve a Vamvatsikos e Cornell, i quali nella loro pubblicazione [31], hanno per la prima volta introdotto una terminologia comune e, sulla base di questa, hanno descritto le modalità di realizzazione e manipolazione delle curve IDA, confrontando queste con i metodi di analisi sismica più comuni fino ad allora utilizzati.

Il metodo IDA è un metodo relativamente nuovo che sfrutta le potenzialità di calcolo messe a disposizione dai calcolatori odierni. Infatti negli ultimi anni, grazie all'evolversi della tecnologia nel campo informatico, si è progressivamente passati

dalle semplici analisi statiche lineari, alle ben più complesse analisi dinamiche non lineari. Gli obiettivi del metodo IDA possono essere riassunti nei cinque punti qui riportati:

1. consente di comprendere come varia la risposta sismica del sistema al variare dell'intensità del sisma applicato;
2. consente di analizzare con precisione la risposta sismica del sistema per terremoti di intensità elevata, classificati come severi o molto rari;
3. consente di comprendere come varia la risposta sismica del sistema al variare di alcuni parametri geometrici o meccanici che lo caratterizzano;
4. consente di stimare la capacità di resistenza sismica del sistema nel suo complesso;
5. consente di valutare come varia la risposta sismica del sistema in relazione al sisma applicato e quindi alla natura del fenomeno stesso.

D'ora in poi si farà riferimento alla terminologia adottata in [31], pertanto è bene descrivere con precisione il significato dei termini utilizzati.

In precedenza abbiamo detto che per poter ottenere una curva IDA è necessario applicare al modello strutturale un sisma scalato a diversi livelli di intensità. Partiamo quindi col definire l'accelerogramma. Chiamiamo  $a_1$  l'accelerogramma naturale del sisma scelto: esso sarà rappresentato da un vettore di  $n$  elementi che rappresentano le accelerazioni campionate in corrispondenza di diversi istanti temporali  $t_i$  tali che  $t_i = 0, t_1, t_2, \dots, t_{n-1}$ . Il modo più semplice per prendere in considerazione terremoti più severi o più deboli di  $a_1$  consiste nel moltiplicare tale accelerogramma per uno scalare  $\lambda \in [0; +\infty)$ . In questo modo l'accelerogramma scalato verrà indicato semplicemente come  $a_\lambda = \lambda \times a_1$ .

Utilizzando una modalità di scalatura come quella appena descritta, il fattore di scala SF di un accelerogramma scalato  $a_\lambda$  è rappresentato proprio dallo scalare  $\lambda$  che va a moltiplicare l'accelerogramma naturale del sisma scelto. Ovviamente se  $\lambda > 1$  si otterrà un sisma di intensità maggiore rispetto a quello naturale, se  $\lambda < 1$  se ne otterrà uno di intensità minore, se  $\lambda = 1$  si otterrà proprio l'accelerogramma originale non scalato.

Sebbene l'utilizzo del fattore di scala SF rappresenti il modo più semplice per caratterizzare un accelerogramma scalato, con esso si perde la sensibilità del fenomeno sismico in quanto esso non fornisce alcun tipo di informazione sulla reale potenza dell'accelerogramma scalato e sui suoi effetti sulla struttura. In altre parole il fattore di scala SF, pur essendo una grandezza molto comoda, non ha alcun significato fisico pratico, perché non mette in relazione l'accelerogramma scalato con il suo danno potenziale.

Per questo motivo solitamente, più che al fattore di scala SF ci si riferisce alla cosiddetta *Intensity Measure* IM di un accelerogramma scalato  $a_\lambda$ . L'IM a cui ci stiamo riferendo rappresenta uno scalare non negativo tale che  $IM = f_{a_1}(\lambda)$ , in altre parole rappresenta una funzione di  $\lambda$  che applicata all'accelerogramma naturale fornisce informazioni circa il danno potenziale che caratterizza l'accelerogramma scalato.

In bibliografia è possibile reperire molti esempi di IM, quali la PGA o la PGV del sisma scalato. Tuttavia, nel nostro caso, si è scelto di utilizzare come IM l'accelerazione spettrale associata al periodo fondamentale della struttura e ad uno smorzamento convenzionale  $\zeta$  pari al 5%. Tale grandezza verrà indicata nel seguito semplicemente come  $S_a(T_1, 5\%)$ . Tra le molte proprietà che possiede, l'IM scelta è proporzionale allo SF, infatti esso soddisfa la relazione  $IM = \lambda \times f_{a_1}$ .

A questo punto abbiamo dato tutte le definizioni necessarie per descrivere e comprendere l'azione sismica di input che andremo ad applicare al modello strutturale. Ciò che dobbiamo fare ora è spiegare come monitorare la risposta del sistema all'input sismico.

La grandezza scelta come grandezza di monitoraggio viene definita come DM, che sta per *Damage Measure*. Esso rappresenta nuovamente uno scalare non negativo che in qualche modo è influenzato dall'azione sismica applicata e dunque è in grado di darci informazioni dettagliate su come l'evento sismico, di intensità variabile, sta modificando la risposta della struttura.

Anche in questo caso diverse sono le possibili grandezze che possono ricoprire il ruolo del fattore DM. La scelta, però, dipende molto dalla tipologia strutturale analizzata e da cosa vogliamo veramente cogliere dal comportamento strutturale. Se, ad esempio, la nostra struttura è rappresentata da un telaio, la miglior scelta del DM è rappresentata dalla massima rotazione nodale  $\vartheta_{max}$ , perché a questo parametro è possibile associare una misura del danno. Nel nostro caso come DM è stato scelto il  $\Delta OOP_{max}$ , in quanto rappresenta un parametro semplice da monitorare e sul quale possono essere posti dei valori limite associati al raggiungimento di diversi stati limite (cosa che risulterà molto utile nel seguito).

Riassumendo quindi per ogni analisi IDA verrà applicato un accelerogramma scalato  $a_\lambda$ , caratterizzato da un certo valore di IM (che per noi sarà rappresentata da  $S_a(T_1, 5\%)$ ) e per ogni analisi verrà monitorato il valore di DM (che per noi sarà rappresentato dalla  $\Delta OOP_{max}$ ).

## 4.2 Proprietà generali delle curve IDA single-record

Ad ogni analisi IDA, quindi, corrisponde un punto sul piano DM-IM. Contrariamente alle convenzioni matematiche, in questo caso, la variabile indipendente IM viene posta sull'asse delle ordinate, mentre quella dipendente DM viene posta sull'asse delle ascisse. Questo fatto si giustifica solo con una migliore resa grafica.

Collegando più punti, associati a diverse analisi IDA condotte sulla medesima struttura partendo dallo stesso accelerogramma naturale, si ottiene una cosiddetta curva IDA single-record, ovvero riferita ad un solo accelerogramma naturale.

La difficoltà che si incontra nel realizzare questa curva IDA consiste nella scelta opportuna del DM, di cui abbiamo già parlato, ma soprattutto nella corretta definizione del range di variazione della IM: tale range, infatti, deve essere in grado di cogliere tutta la possibile gamma di risposte strutturali messe in atto dalla struttura, ovvero deve permettere all'ingegnere di osservare il comportamento del sistema in tutte le sue sfumature, dal comportamento elastico a quello plastico fino

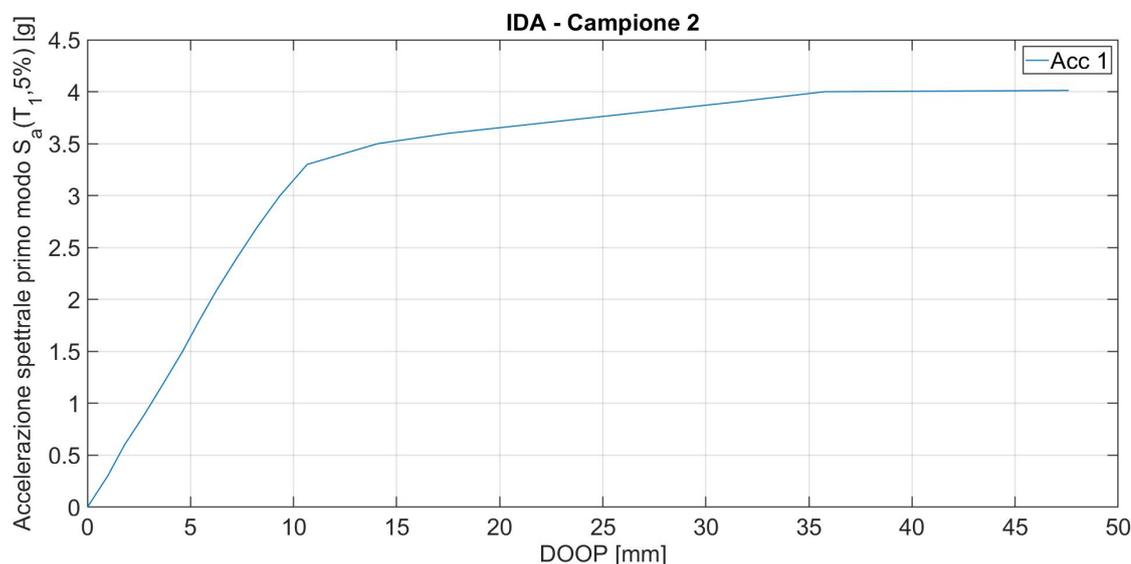
alla rottura (ovviamente sempre che la struttura abbia delle risorse plastiche o di altra natura).

A priori non è possibile capire quale sarà l'IM che evidenzierà un certo comportamento strutturale, anche perché questo dipende dalla natura del sisma scelto, quindi potrebbe succedere che due accelerogrammi naturali diversi, scalati allo stesso valore di IM, portino in un caso al collasso strutturale e nell'altro no.

Quest'ultima osservazione spiega perché, in passato, questo tipo di analisi non poteva essere impiegato: lo svolgimento anche di una sola analisi dinamica non lineare, a causa delle modeste capacità di calcolo dei vecchi calcolatori, richiedeva tempi lunghissimi, quindi per ottenere una sola curva IDA, che richiede diverse decine di analisi, avrebbe portato a tempi di elaborazione dei dati talmente lunghi da non essere più compatibili con lo scopo della ricerca.

Come abbiamo già detto, la risposta strutturale non dipende solo dall'IM associata al sisma scalato, ma anche dalla natura del sisma naturale (ovvero non scalato) scelto e dal modello strutturale adottato. Prevedere quindi la natura della risposta al variare di questi due aspetti non è semplice, tuttavia è possibile individuare due andamenti tipici delle curve IDA.

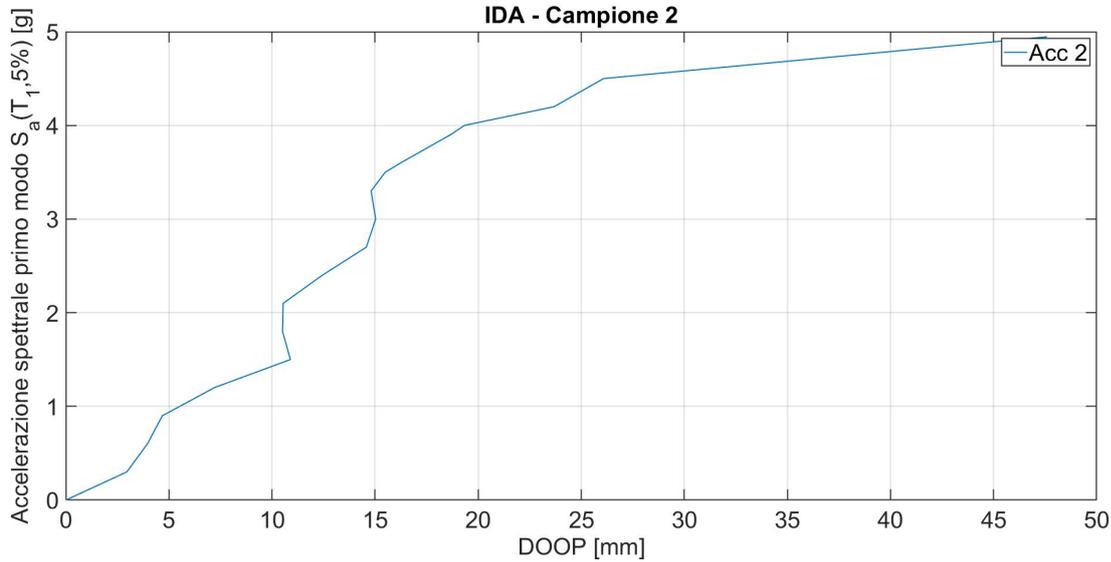
Il primo tipo, che è anche il più semplice, è caratterizzato da una curva ad andamento monotono crescente, in cui si vede come il DM cresca con un tasso sempre maggiore all'aumentare della IM del sisma applicato. Un andamento di questo tipo (riportato in figura 4.1) è anche il più vicino alla logica del problema: via via che l'IM del sisma aumenta, il danneggiamento della struttura aumenta prima lentamente, poi più velocemente fino al raggiungimento della rottura, che si ha in corrispondenza di un valore di IM asintotico alla curva IDA.



**Figura 4.1:** Tipica curva IDA “smooth”, ovvero caratterizzata da valori di DM crescenti all'aumentare della IM dell'accelerogramma applicato

Il secondo andamento, invece, è meno intuitivo. Esistono infatti dei casi in cui si osserva come a valori di IM maggiori corrispondano valori di DM inferiori a quelli precedentemente registrati, come a dire che un sisma di intensità maggiore provochi

un danneggiamento strutturale inferiore. Tale comportamento, assolutamente controintuitivo, non è però del tutto nuovo: esso, infatti era già stato messo in luce da Chopra et al. con riferimento ai sistemi a comportamento elastico-perfettamente plastico sottoposti ad una analisi sismica [6]. Cerchiamo ora di dare una spiegazione a questo strano comportamento, evidenziato da una curva IDA come quella in figura 4.2.

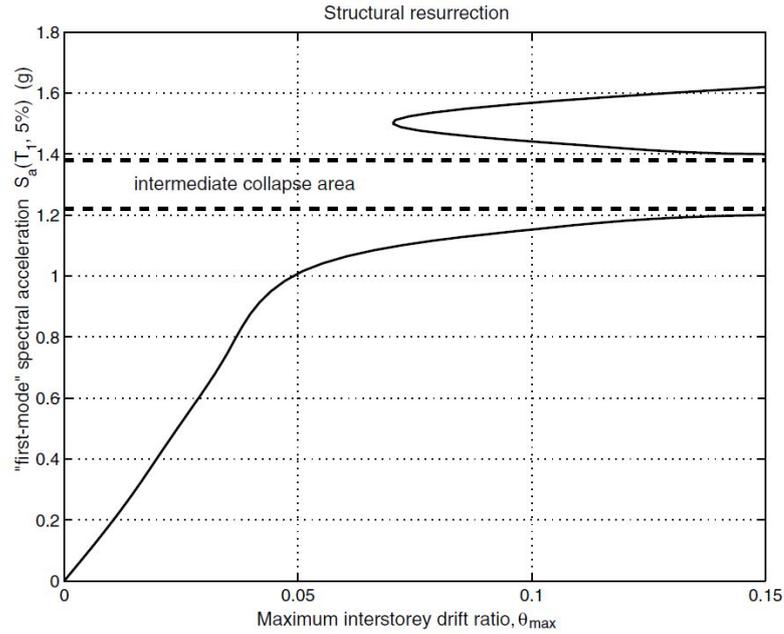


**Figura 4.2:** Tipica curva IDA “serpeggiante”, ovvero con valori di DM variabili all’aumentare della IM dell’accelerogramma scalato

Generalmente l’accelerogramma di un terremoto tipo è caratterizzato da delle accelerazioni iniziali piuttosto deboli. Con il passare del tempo queste accelerazioni diventano sempre più grandi finché si stabilizzano su valori importanti per qualche secondo, per poi tornare a decrescere fino ad annullarsi. Nel momento in cui scaliamo un accelerogramma di questo tipo, moltiplicandolo per un coefficiente  $\lambda > 1$ , il tratto iniziale, che prima era caratterizzato da delle accelerazioni modeste, ora viene ad avere delle accelerazioni importanti. Queste spingono la struttura oltre il suo limite elastico, portando al danneggiamento strutturale e quindi alla plasticizzazione di alcune sue parti. Questo fatto altera le proprietà che la struttura avrà negli istanti di tempo successivi, tant’è vero che questa plasticizzazione anticipata consente di dissipare energia e quindi di mitigare gli effetti di spostamento strutturali futuri i quali, essendo associati a delle accelerazioni più grandi, sono potenzialmente più pericolosi. In altre parole la struttura, danneggiandosi in maniera preventiva, è in grado di ridurre l’impatto di accelerazioni più grandi sulla struttura stessa, portando ad avere dei valori di DM inferiori nonostante il danno potenziale del sisma, misurato in termini di IM, sia maggiore.

Un caso estremo di questo comportamento è la cosiddetta resurrezione strutturale associata ad una curva IDA come quella che appare in figura 4.3.

Essa si ottiene ogniqualevolta la curva IDA associata ad un certo terremoto, mostra un asintoto orizzontale in corrispondenza di un certo valore di IM, facendoci pensare ad un collasso strutturale e quindi all’assenza di riserve di resistenza per valori di IM superiori, ma che invece, per valori di IM maggiori, porta a dei valori



**Figura 4.3:** Tipica curva IDA che mette in mostra il fenomeno di resurrezione strutturale [31]

di DM grandi, ma pur sempre finiti, che quindi evidenziano come in realtà la struttura, soggetta ad una azione sismica più grande, abbia ancora delle riserve di duttilità, che invece perde con terremoti di intensità inferiore.

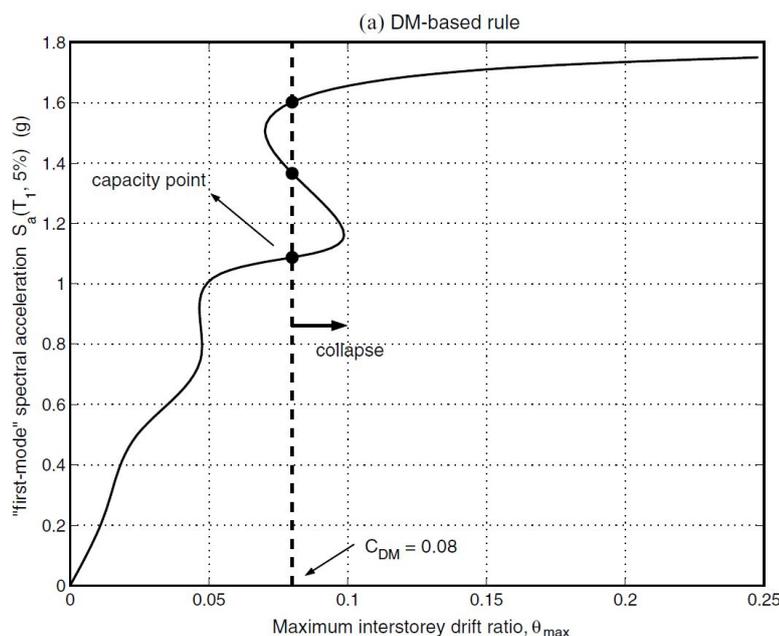
Nel nostro caso sono stati osservati entrambi i comportamenti tipici appena descritti, ma il caso limite della resurrezione strutturale che non è stato messo in luce da nessun terremoto.

### 4.3 Capacità e stati limite delle curve IDA single-record

Alla luce di quanto detto sinora sorge spontanea una domanda che segue: come si fa a definire quando il collasso strutturale o, più semplicemente, un certo stato limite viene raggiunto o superato? La risposta a questa domanda richiede il fissaggio di una regola. In pratica si dice che quando questa regola viene soddisfatta la struttura ha raggiunto lo stato limite a cui essa è associata. Resta quindi da capire quale regola applicare. Le regole più comuni sono due: la prima che si basa su un valore limite di IM, la seconda che si basa su un valore limite di DM.

Nel primo caso la regola di raggiungimento/superamento di un certo stato limite consiste nello scegliere un valore limite di DM definito  $C_{DM}$  e poi nel dire che: se  $DM \geq C_{DM}$  allora lo stato limite, associato al valore di  $C_{DM}$  scelto è stato superato (vedi figura 4.4).

Questa regola, molto semplice nella sua applicazione (perché di fatto vuol dire non considerare il tratto della curva IDA oltre una certa retta verticale di ascissa  $C_{DM}$ ), può essere utilizzata solo quando il parametro DM scelto è anche un indicatore di danno. La difficoltà, in questo caso è la scelta del valore limite  $C_{DM}$ ,



**Figura 4.4:** Applicazione ad un curva IDA della regola di troncamento delle IDA basata sul valore limite del DM [31]

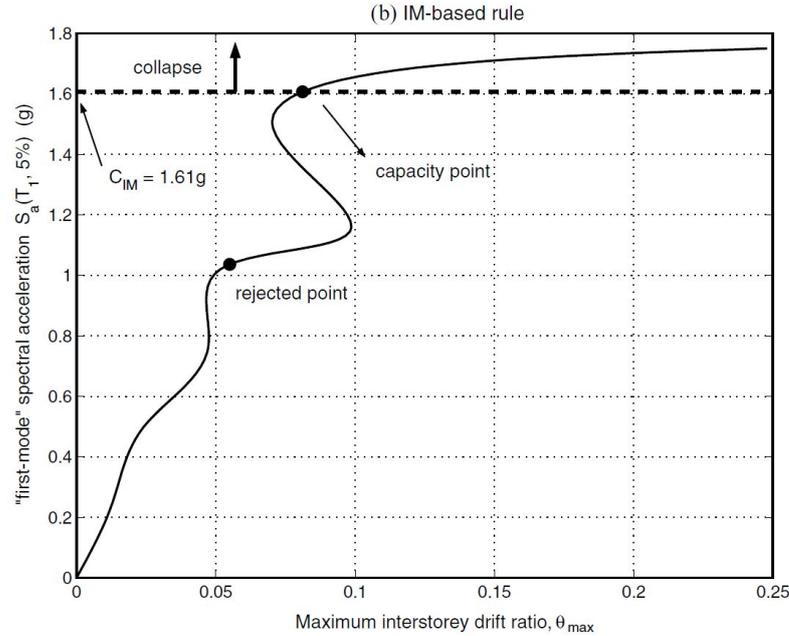
scelta che solitamente si basa su approfondimenti sperimentali o, più semplicemente, sull'esperienza ingegneristica. Inoltre il valore scelto deve avere una valenza statistica, cioè deve essere associato ad una certa probabilità di collasso.

Cosa succede però se ci sono più punti della curva IDA che soddisfano il criterio scelto? Questo fatto succede quando la curva IDA mette in mostra un comportamento di tipo “smooth” come quello mostrato in figura 4.2. In questo caso si può scegliere di analizzare il fenomeno caso per caso oppure, in modo cautelativo e decisamente più automatico, si può considerare solo il punto associato al valore di IM più basso che verifica la regola.

In tutto questo occorre ricordare che questo modo di operare prescinde dal considerare la cosiddetta non convergenza numerica, che si verifica ogniqualvolta l'algoritmo usato per lo svolgimento dell'analisi dinamica incrementale mostra degli errori di convergenza, i quali, solitamente, sono associati a degli spostamenti non compatibili e quindi ad un collasso strutturale. Quindi, quando una analisi IDA, associata ad un accelerogramma scalato ad un certo valore di IM, fallisce per problemi di convergenza, occorre troncamento la curva in corrispondenza di questo valore di IM. Questo lo si fa perché, in termini pratici, il fallimento di una analisi corrisponde al collasso strutturale. È bene però fare sempre delle ulteriori analisi a livelli di IM superiori al fine di scongiurare una possibile resurrezione strutturale.

La seconda regola consiste nel fissare un valore limite di IM che chiameremo  $C_{IM}$ , e quindi nel dire che: se  $IM \geq C_{IM}$  allora lo stato limite, associato al valore di  $C_{IM}$  scelto è stato superato (vedi figura 4.5).

In questo caso il problema di avere due o più punti che verificano la regola scelta non si può verificare, perché ad ogni valore di IM corrisponde uno e un solo valore di DM, ovvero per ogni analisi effettuata si ottiene un solo valore di DM.



**Figura 4.5:** Applicazione ad un curva IDA della regola di troncamento delle IDA basata sul valore limite dell'IM [31]

In termini informatici questo fatto si traduce in una più semplice implementazione algoritmica: di fatto fissare un valore limite di IM corrisponde al tracciamento di una retta orizzontale che divide la curva IDA in due parti: quella superiore, da scartare, e quella inferiore, da considerare come l'unica valida. Questa maggiore semplicità di implementazione la si paga con una maggior difficoltà nel definire un valore di IM limite. Infatti, per quanto detto in precedenza, non è possibile fissare a priori un unico valore limite di IM valido per tutti i terremoti, questo perché la risposta strutturale è funzione del sisma applicato, pertanto, per essere coerenti con quanto affermato, occorrerebbe fissare un valore limite di IM per ogni terremoto. Questa scelta aumenterebbe di molto la mole di lavoro, rendendo di fatto ingiustificato l'utilizzo di questa regola a discapito dell'altra, il cui grande vantaggio è proprio la semplicità di utilizzo.

Un modo semplice, ma estremo, di operare potrebbe essere quello di fissare il valore di  $C_{IM}$  pari alla IM più piccola che porta al collasso strutturale. Una scelta di questo tipo, oltre che non corretta da un punto di vista teorico, renderebbe ingiustificato il tracciamento delle curve IDA per la classificazione sismica di una struttura.

Esistono poi altre regole di troncamento delle IDA (come quello che si basa sul 20% della pendenza della retta tangente, ampiamente descritto in [31]), tuttavia qui ci limitiamo alla descrizione di queste due che, oltre ad essere le più semplici, sono anche le più comuni.

## 4.4 Curve IDA multi-records

Arrivati a questo punto della trattazione, dovrebbe essere evidente che il tracciamento di una sola curva IDA non è sufficiente a descrivere il comportamento sismico

di una struttura. Infatti quasi mai uno studio basato sulle analisi dinamiche incrementali si conclude con il tracciamento di una sola curva: generalmente all'interno di uno stesso grafico vengono incluse alcune decine di curve IDA associate ad altrettanti terremoti. Il tutto viene fatto per cercare di classificare il comportamento sismico strutturale in maniera indipendente dal sisma e dal modello strutturale adottato.

Quando ci si riferisce ad un grafico contenente più curve IDA si parla di IDA multi-records, ovvero si parla di un set di curve IDA associate ad un unico modello strutturale al quale vengono applicati diversi accelerogrammi naturali, scalati a diversi valori di IM.

## 4.5 Tracciamento delle curve IDA multi-records del telaio tamponato

Sulla base di quanto appena detto, sono state tracciate delle curve IDA multi-record con riferimento al modello del telaio tamponato a quattro bielle equivalenti, dove in corrispondenza del nodo centrale è stata aggiunta una massa che simula la massa dell'intero pannello.

La procedura adottata per il tracciamento di queste curve IDA si compone di una serie di fasi che verranno ora riassunte e poi nel seguito descritte con maggiore cura. Le fasi in questione sono:

- scalatura degli accelerogrammi;
- analisi sismica del modello con applicazione degli accelerogrammi scalati;
- lettura critica dei risultati dell'analisi sismica;
- tracciamento delle curve IDA.

Cerchiamo ora di descrivere meglio ciascuna di queste fasi.

### 4.5.1 Scalatura degli accelerogrammi

L'operazione di scalatura degli accelerogrammi a valori crescenti di IM è la prima fase del procedimento. Innanzitutto partiamo col giustificare la scelta della grandezza utilizzata per il ruolo di IM. Così come osservato in [31], le strutture caratterizzate da un modo di vibrare dominate rispetto agli altri (solitamente il modo di vibrare in questione è il primo) sono molto sensibili a quei terremoti che esibiscono un picco in corrispondenza della frequenza fondamentale della struttura. Per questa tipologia di strutture si consiglia di utilizzare come parametro di IM l'accelerazione spettrale associata al primo modo e ad uno smorzamento convenzionale del 5%, grandezza che nel seguito verrà indicata come  $S_a(T_1, 5\%)$ , e al contempo sconsigliano l'utilizzo della PGA come parametro di IM.

Allo stesso modo per le strutture caratterizzate da una altezza importante e quindi da dei periodi di oscillazione elevati essi, al contrario di prima, si consiglia di utilizzare come parametro di IM proprio la PGA del sisma piuttosto che l'accelerazione spettrale  $S_a(T_1, 5\%)$ .

Questo lo si fa per fare in modo che la risposta strutturale, in termini di DM, sia influenzata il meno possibile dalla natura del terremoto. In alte parole nel tentativo di eliminare il più possibile l'aleatorietà dell'andamento delle curve IDA, associata alla natura del sisma, è bene scegliere come parametro di IM la grandezza che meglio si adatta al ruolo in relazione alla tipologia strutturale.

Nel nostro caso la struttura è molto semplice ed è rappresentata da un sistema ad un solo grado di libertà, quindi da un solo modo di vibrare, pertanto la scelta più ovvia di IM ricade sulla accelerazione spettrale  $S_a(T_1, 5\%)$ .

L'obiettivo della scalatura degli accelerogrammi è quindi quello di fare in modo che in corrispondenza del periodo fondamentale di oscillazione  $T_1$  del sistema, l'accelerazione spettrale  $S_a(T_1, 5\%)$  sia pari ad un valore scelto.

Tale risultato è stato raggiunto mediante uno script scritto su *Matlab* e riportato nella sezione Allegati al paragrafo 8.2, grazie al quale siamo riusciti ad automatizzare il processo di elaborazione dei dati e quindi a rendere semplice una procedura altrimenti molto complessa.

Innanzitutto è necessario definire il periodo fondamentale del sistema  $T_1$ . Tale valore, che ci servirà nel seguito, viene salvato all'interno di una variabile opportuna.

A questo punto occorre definire i valori di IM che rappresentano i fattori di scala dei nostri accelerogrammi. In prima battuta si è scelto di utilizzare 15 fattori di scala che vanno da 0.3  $g$  a 4.5  $g$  con il passo di 0.3  $g$ . Ovviamente si tratta di una scelta di primo tentativo in quanto il range entro cui deve essere fatta variare l'IM è caratteristico di ogni sisma. Inoltre in questa fase non si sa ancora se un certo valore di IM produce il fallimento dell'analisi o se, più semplicemente, determina un valore di DM superiore al limite stabilito. Ecco perché, nel seguito, dovremo necessariamente infittire il passo di scalatura e definire dei valori di IM ad hoc per ogni accelerogramma.

Gli accelerogrammi da noi utilizzati per svolgere questa analisi IDA multi-records sono in tutto 26. Per poter tracciare lo spettro di risposta elastico di ciascuno di questi terremoti senza dover caricare uno per volta i vettori che definiscono i corrispondenti accelerogrammi, è stata realizzata una matrice di 26 righe all'interno della quale sono stati caricati tutti gli accelerogrammi in gioco. Ovviamente ogni riga fa riferimento ad un diverso accelerogramma, mentre il numero delle colonne varia a seconda della durata dello stesso. Infatti, come è ovvio che sia, ogni terremoto è caratterizzato da una sua durata, ed essendo tutti gli accelerogrammi caratterizzati dallo stesso tempo di campionamento  $t_s$  (pari a 0.1  $s$ ), la lunghezza degli stessi è variabile.

La lettura della matrice avviene dunque riga per riga, ovvero un accelerogramma per volta. Il problema di questo approccio è che il linguaggio di programmazione adottato richiede che la matrice di dimensione  $r \times c$  (dove  $r$  è il numero di righe e  $c$  è il numero delle colonne) sia piena, ovvero non vi siano delle postazioni prive di valore all'interno della matrice.

Per ovviare a questo problema le celle vuote sono state riempite con il valore 0. In questo modo la lettura della riga, ovvero del singolo accelerogramma, viene interrotta appena si incontra un valore pari a 0. Il valori così letti vengono salvati all'interno di un vettore *acc* con il quale vengono svolte tutte le operazioni

necessarie per rappresentare lo spettro di risposta e per scalare l'accelerogramma stesso.

Per automatizzare questa operazione di estrazione dell'accelerogramma da scalare, è stato definito prima un ciclo `for` per leggere la matrice contenente gli accelerogrammi una riga per volta, e poi un ciclo `while` per interrompere la lettura al primo valore nullo.

Fatto ciò si è passati alla fase di tracciamento dello spettro di risposta elastico del terremoto estratto, in termini di accelerazione. Lo spettro di risposta di un sisma può essere costruito utilizzando l'integrale di Duhamel, ovvero l'operazione matematica definita come *convoluzione*. Infatti lo spettro di risposta elastico di un sisma è quella curva sul piano  $T_n - S_e(T_n)$  i cui punti rappresentano i massimi valori di accelerazione associati ad un sistema ad un grado di libertà il cui periodo di oscillazione  $T_n$  viene fatto variare con continuità. Per ricavare queste accelerazioni massime è necessario conoscere la risposta del sistema, nel dominio del tempo, in termini di spostamento (più in generale si parla di time-history  $u(t)$ ). A partire da questa, mediante l'operazione di derivazione, si ricava la time-history in termini di velocità  $v(t)$  e quindi la time-history in termini di accelerazione  $a(t)$ . Quello che però viene introdotto nel grafico dello spettro di risposta è il valore massimo dell'accelerazione assoluta, cioè si va a prendere il massimo valore del vettore ottenuto come somma tra  $a(t)$  e  $A(t)$ , dove  $A(t)$  è l'accelerogramma del sisma.

Detto ciò, la risposta  $u(t)$  di un sistema soggetto ad una accelerazione non periodica come quella sismica si ottiene mediante l'operazione di *convoluzione* tra la funzione di risposta all'impulso  $h(t)$  (più comunemente nota come IRF, *Impulse Response Function*) e l'accelerogramma  $A(t)$ :

$$u(t) = h(t) * A(t) = \int_0^t A(\tau)h(t - \tau) d\tau \quad (4.1)$$

Per quanto riguarda il caricamento dell'accelerogramma  $A(t)$  abbiamo già detto tutto. Invece per il calcolo della IRF si fa riferimento alla sua definizione analitica:

$$h(t) = \frac{1}{\omega_d} e^{-\zeta\omega_n t} \sin(\omega_d t) \quad (4.2)$$

dove  $\omega_d$  rappresenta la pulsazione smorzata definita in formula (4.3),  $\omega_n$  rappresenta la pulsazione naturale definita in formula (4.4),  $\zeta$  è lo smorzamento (che per noi sarà pari al 5%) mentre  $t$  è il tempo, tempo che in questo caso è rappresentato da un vettore di dati, così come  $h(t)$  e  $A(t)$ .

$$\omega_d = \omega_n \sqrt{1 - \zeta^2} \quad (4.3)$$

$$\omega_n = \frac{2\pi}{T_n} \quad (4.4)$$

Una volta calcolata la funzione di risposta all'impulso  $h(t)$  è possibile procedere al calcolo della time-history degli spostamenti  $u(t)$  mediante la formula (4.1). Tale operazione viene effettuata mediante la funzione `conv` già implementata in *Matlab*. Occorre però ricordarsi che, per tenere conto del differenziale del tempo  $d\tau$  incluso nell'integrale di Duhamel scritto in formula (4.1), dobbiamo moltiplicare il risultato della convoluzione per il tempo di campionamento  $t_s$ . Questo viene fatto in

questi termini perché l'operazione di convoluzione è stata scritta in termini continui, mentre noi stiamo lavorando in campo discreto (non sono funzioni ma sono vettori).

Per convenzione in ingegneria sismica si utilizza una accelerazione sismica negativa (il segno meno deriva dal fatto che il termine  $mA(t)$  che compare nelle equazioni del moto viene portato a destra dell'uguale e quindi viene cambiato di segno). Si ha così che la risposta del sistema alla sollecitazione sismica nel dominio del tempo è calcolabile come:

$$u(t) = \text{conv}(h(t), -A(t)) \cdot t_s \quad (4.5)$$

La funzione `conv` implementata in *Matlab* restituisce un vettore che ha una lunghezza pari al doppio dei vettori di origine  $h(t)$  e  $A(t)$ . Per noi questo aspetto non è di grande importanza, dato che non siamo interessati al plottaggio delle time-history.

A questo punto si procede ad una prima derivazione di  $u(t)$  che porta alla definizione della time-history in termini di velocità  $v(t)$  (operazione che viene svolta con la funzione `gradient` già implementata in *Matlab*):

$$v(t) = \dot{u} = \frac{du(t)}{dt} \rightarrow v(t) = \text{gradient}(u(t), t_s) \quad (4.6)$$

e poi ad una seconda derivazione per ottenere la time-history in termini di accelerazione  $a(t)$  del sistema:

$$a(t) = \dot{v} = \frac{dv(t)}{dt} \rightarrow a(t) = \text{gradient}(v(t), t_s) \quad (4.7)$$

A tale vettore, per il motivo detto prima, si somma l'accelerogramma del sisma, ottenendo così l'accelerazione assoluta del sistema:

$$a_{ass}(t) = a(t) + A(t) \quad (4.8)$$

Di tale vettore si estrae solo il valore massimo

$$\max a(t) = \max |a_{ass}(t)| \quad (4.9)$$

il quale rappresenta l'ordinata spettrale del punto con ascissa  $T_n$ .

Tutta questa procedura deve essere ripetuta per diversi valori di  $T_n$ . Solitamente il range di variazione va da 0 a 4 secondi (è difficile che delle strutture abbiano modi di oscillazione caratterizzati da periodi maggiori di 4 s. Per fare ciò è stato definito un ciclo `for` che ripete tutte queste operazioni matematiche per ogni valore del vettore  $T_n$ , definito come un vettore i cui elementi vanno da 0 a 4 secondi con passo di 0.1 s. Il valore di  $T_n = 0$  s, per ragioni di programmazione, viene aggiunto nel seguito. Per questo punto l'accelerazione spettrale è nota e rappresenta la PGA del sisma (si tratta infatti di un sistema infinitamente rigido, il cui periodo di oscillazione è idealmente nullo). La sua risposta al sisma, in termini di time-history delle accelerazioni, non potrà che essere l'accelerogramma stesso, quindi la sua massima accelerazione non può che essere la PGA del terremoto.

Fatto ciò si è passati alla fase vera e propria di scalatura. Come abbiamo accennato in precedenza, scalare un accelerogramma ad un dato valore di IM vuol

dire fare in modo che lo spettro del suddetto accelerogramma passi per il punto di coordinate  $(T_1, S_a(T_1, 5\%))$ , o, in altri termini, per il punto di coordinate  $(T_1, IM)$ . Il valore di  $T_1$  è imposto dal campione di tamponamento scelto, mentre  $S_a(T_1, 5\%)$ , come abbiamo già detto, viene fatto variare in un range che va da 0.3 a 4.5  $g$ .

Per poter svolgere questa operazione è necessario calcolare il coefficiente  $\gamma$  che andrà a moltiplicare l'accelerogramma al fine di scalarlo. Calcolare questo coefficiente è semplice:

1. si calcola l'accelerazione spettrale corrispondente al periodo  $T_1$ , valore che chiamiamo  $S_e(T_1)$ , dove la  $e$  a pedice ci ricorda che stiamo lavorando in campo elastico;
2. si sceglie il valore di IM per il quale si vuole scalare l'accelerogramma;
3. si calcola il coefficiente  $\gamma$  come:

$$\gamma = \frac{IM}{S_e(T_1)} \quad (4.10)$$

4. si moltiplica l'accelerogramma del sisma originale, ovvero quello non scalato  $A(t)$  per il coefficiente  $\gamma$  così calcolato, ottenendo l'accelerogramma scalato  $A_s(t)$ :

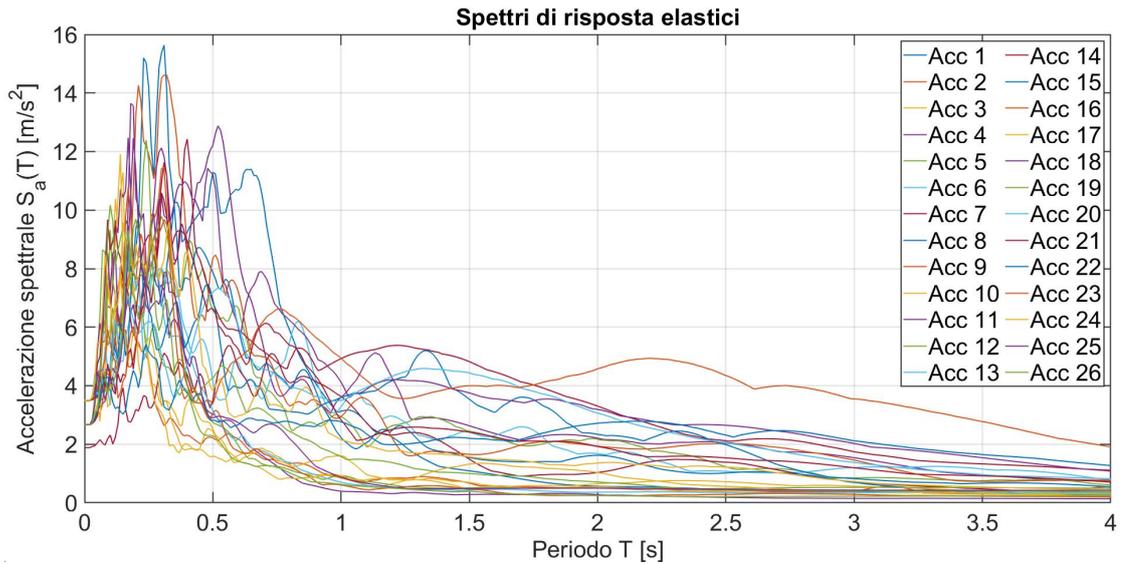
$$A_s(t) = \gamma A(t) \quad (4.11)$$

Per controllare se l'operazione di scalatura sia andata a buon fine si calcola lo spettro di risposta dell'accelerogramma scalato  $A_s(t)$  esattamente come prima e si verifica che lo spettro, per il punto di ascissa  $T_1$ , passi effettivamente per il valore di IM fissato.

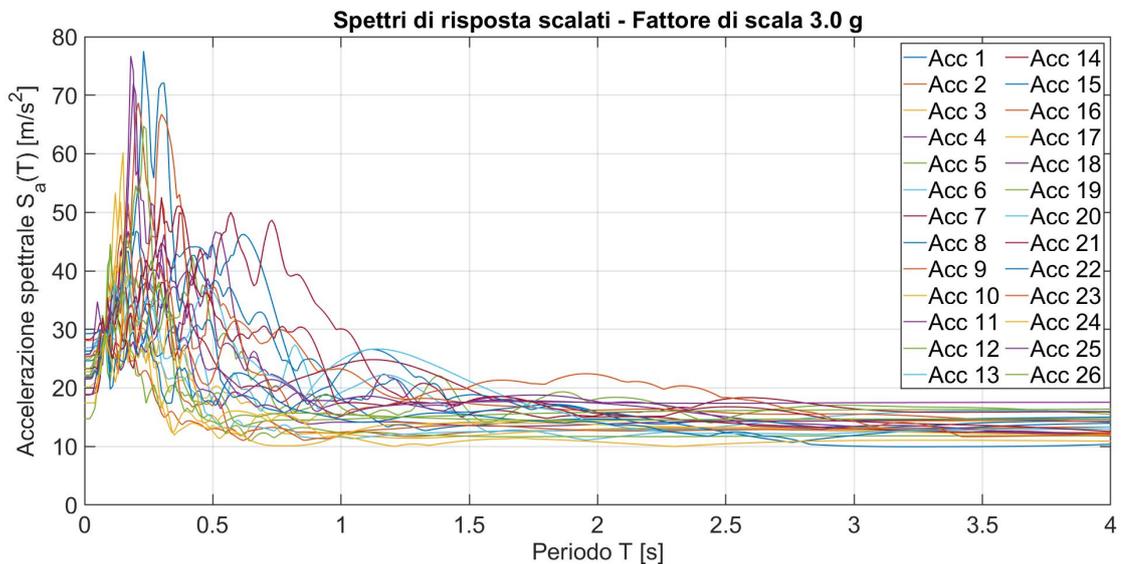
Nuovamente questa operazione deve essere ripetuta per tutti i fattori di scala scelti e per tutti gli accelerogrammi, pertanto avremo due cicli `for`: uno per gli accelerogrammi ed uno per i fattori di scala. Avendo scelto 26 accelerogrammi e 15 fattori di scala, dovremo ripetere questa operazione  $26 \times 15 = 390$  volte (senza considerare le successive operazioni di raffittimento del passo di scalatura). Ciò giustifica la realizzazione di uno script in grado di svolgere queste operazioni in modo automatico. In figura 4.7 vengono riportati, a titolo d'esempio, gli spettri degli accelerogrammi scalati a 3  $g$ , che possono quindi essere confrontati con gli spettri degli stessi accelerogrammi non scalati riportati in figura 4.6.

Per rendere più agevole il successivo utilizzo di questi accelerogrammi scalati (essi infatti rappresenteranno i terremoti di input che verranno assegnati al modello per poter svolgere le analisi dinamiche), si è scelto di salvare ogni accelerogramma scalato in una cartella che riporti il nome del fattore di scala adottato. Il nome del file `.txt` contenente l'accelerogramma è rappresentato dal valore di IM a cui è stato scalato. Inoltre tutti gli accelerogrammi scalati a partire da uno stesso accelerogramma sono stati salvati all'interno di una stessa cartella il cui nome è proprio quello dell'accelerogramma originale. Per meglio comprendere quanto detto si faccia riferimento alla figura 4.8.

Con questo si conclude il primo step dell'analisi incrementale dinamica. Possiamo passare alla descrizione del secondo step, ovvero le analisi dinamiche che avranno, come sollecitazione di input, proprio gli accelerogrammi scalati appena ricavati.



**Figura 4.6:** Spettri di risposta elastici relativi ai 26 accelerogrammi non scalati

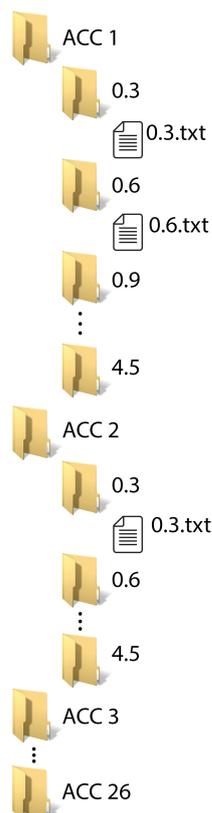


**Figura 4.7:** Spettri di risposta elastici relativi ai 26 accelerogrammi scalati a  $IM = 3.0g$

## 4.5.2 Analisi dinamiche del modello

In questa sezione verrà descritto il funzionamento del file *.tcl* contenente l'algoritmo necessario per portare a termine le analisi dinamiche del modello. Il software *OpenSees*, infatti, per poter condurre le analisi, necessita di uno o più file di estensione *.tcl*. In questo caso sono stati scritti due file *.tcl*: uno contenente le informazioni necessarie per costruire il modello del telaio tamponato, l'altro contenente le informazioni necessarie per effettuare una analisi dinamica del modello così realizzato.

A differenza dei casi precedenti, in cui ad ogni analisi corrispondeva una esecuzione del software, in questo caso, data la mole di analisi da realizzare, è stato automatizzato il tutto, in modo tale che, una volta eseguito, il software fosse in



**Figura 4.8:** Schema esplicativo della modalità di salvataggio degli accelerogrammi scalati a diversi valori di IM

grado di lanciare da solo una nuova analisi cambiando solo alcuni parametri della stessa.

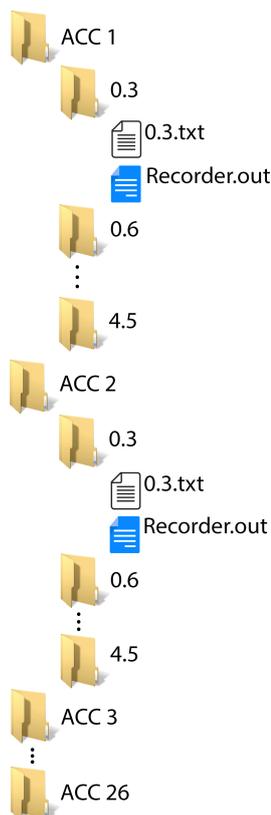
In realtà l'unico dato che cambia per ogni analisi è il terremoto di input, infatti, ad ogni analisi, deve essere applicato un terremoto scalato ad un valore crescente di IM e tale operazione deve essere ripetuta per ognuno dei 26 terremoti scelti.

Per come è stato impostato il problema, occorre fare in modo che il software, ad ogni analisi, vada a leggere il contenuto di una diversa cartella, al cui interno è contenuto l'accelerogramma scalato necessario. Se, ad esempio, volessimo effettuare l'analisi dinamica del modello, utilizzando come accelerogramma di input il terremoto *Acc 4* scalato al valore di IM pari a  $3.3 g$  bisogna "dire" al software di cercare il suddetto accelerogramma, chiamato *3.3.txt*, nella cartella *3.3*, che a sua volta si trova nella cartella *Acc 4*. Inoltre, per poter avere dei risultati ordinati e facili da leggere, i recorder dell'analisi dovranno essere salvati all'interno della stessa cartella in cui si trova l'accelerogramma.

Quindi, ricapitolando, il software deve:

1. entrare nella cartella che identifica l'accelerogramma (chiamata ad esempio *Acc 4*);
2. entrare nella cartella che identifica l'accelerogramma scalato ad un certo valore di IM (chiamata ad esempio *3.3*);
3. leggere il file di estensione *.txt* contenente l'accelerogramma scalato;

4. svolgere l'analisi passando al modello l'accelerogramma appena letto;
5. memorizzare nella stessa cartella i recorder dell'analisi dinamica;
6. ripetere questa operazione tante volte quanti sono i fattori di scala adottati e i terremoti scelti (per una migliore comprensione di quanto detto si faccia riferimento alla figura 4.9).



**Figura 4.9:** Schema esplicativo della modalità di salvataggio dei recorder all'interno delle opportune cartelle

Per poter svolgere tutti questi passaggi in modo automatico sono stati introdotti all'interno dell'algoritmo due cicli `for`: uno (il più esterno) che consente di realizzare il punto 1 dell'elenco di sopra e uno (il più interno) che consente di realizzare il punto 2.

In tutto ciò occorre avere l'accortezza di modificare la durata del sisma ogni volta che viene cambiato l'accelerogramma e di lasciare il fattore di scala  $GM_{fact}$  richiesto dal software al valore di 1 (questo perché gli accelerogrammi sono già stati scalati a monte).

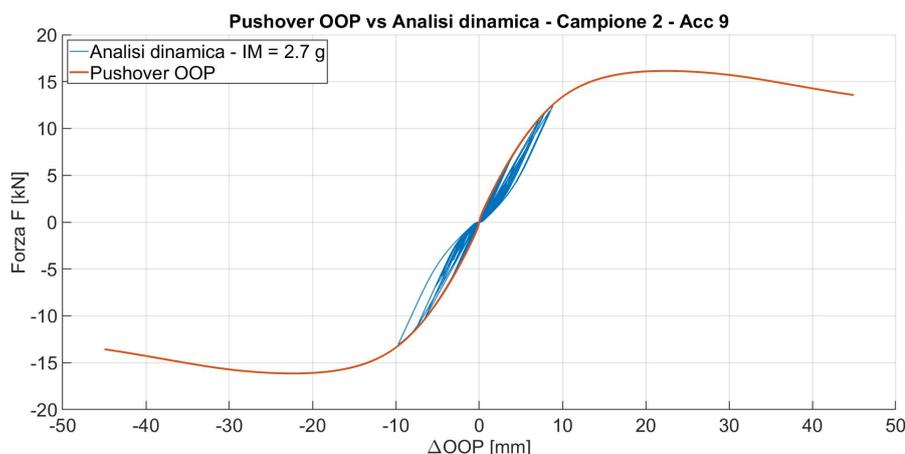
Per controllare la correttezza dei risultati ottenuti, oltre alle time-history degli spostamenti dei nodi del modello, si è deciso di registrare anche il valore delle reazioni nella direzione fuori piano che nascono in corrispondenza dei quattro vertici quando questi sono bloccati. La variazione del modulo di queste forze è stata disegnata all'interno di un piano  $F-\Delta OOP$  e all'interno dello stesso grafico è stata disegnata anche la curva di pushover OOP ottenuta dall'omonima analisi (per

completezza essa è stata riportata anche nel terzo quadrante, ovvero là dove sia gli spostamenti che le forze assumono valori negativi). Lo script *Matlab* che ci ha permesso di effettuare questa operazione è riportato nella sezione Allegati al paragrafo 8.3.

Come si potrà meglio osservare nei grafici che seguono, durante l'analisi dinamica la curva di pushover viene ripercorsa in modo ciclico, definendo dei cicli che si fanno sempre più ampi all'aumentare degli spostamenti della massa centrale, ovvero all'aumentare dell'IM del sisma applicato.

I cicli relativi agli accelerogrammi scalati ai valori di IM più bassi, oltre ad essere più "corti" sono anche caratterizzati dalla stessa pendenza della curva di pushover. Questa tendenza prosegue fin quando il ciclo non raggiunge o supera il valore di massimo (o di minimo a seconda del quadrante analizzato) della curva di pushover. Se ciò accade la pendenza che caratterizza il ciclo si riduce drasticamente. Questo succede perché è stato raggiunto il limite di resistenza del pannello, il quale danneggiandosi ha ridotto notevolmente la sua rigidezza e tale riduzione di rigidezza si è tradotta in una pendenza del ciclo inferiore.

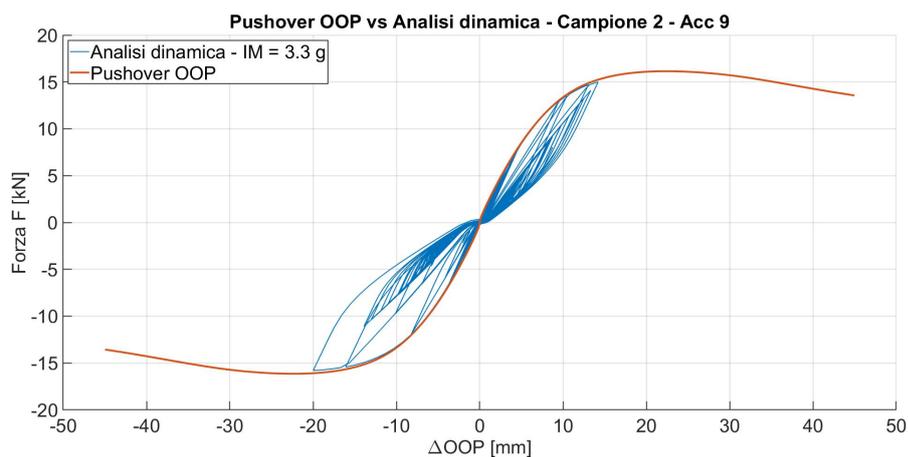
Per meglio comprendere questo comportamento, assolutamente lecito da un punto di vista concettuale, si può fare riferimento alle figure 4.10, 4.11, 4.12 nelle quali sono riportati i risultati delle analisi dinamiche condotte per diversi valori di IM dell'accelerogramma scalato.



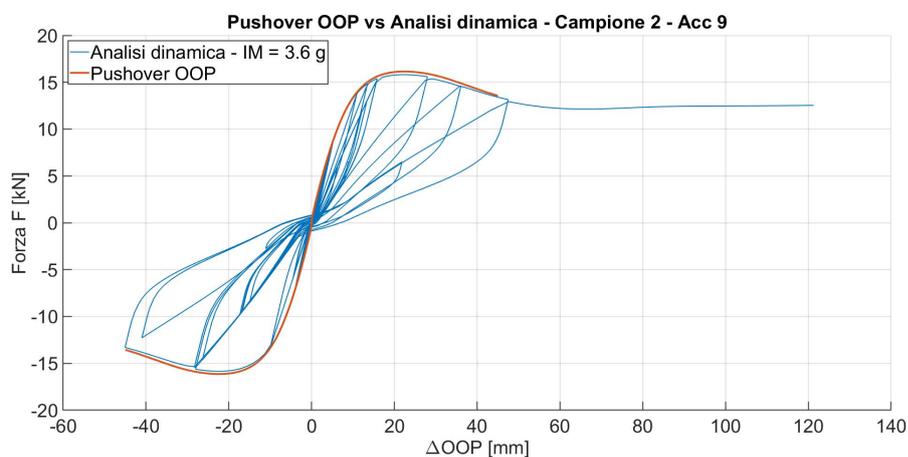
**Figura 4.10:** Confronto tra la curva di pushover OOP e l'andamento ciclico descritto dall'analisi dinamica (*Acc 9*,  $IM = 2.7 g$ )

Nel grafico riportato in figura 4.12, si vede bene come la perdita di rigidezza sia tale da portare ad avere degli spostamenti talmente elevati da provocare l'interruzione dell'analisi per il collasso del sistema. Per meglio comprendere la differenza tra le varie analisi, i tre casi appena riportati sono stati messi a confronto in figura 4.13.

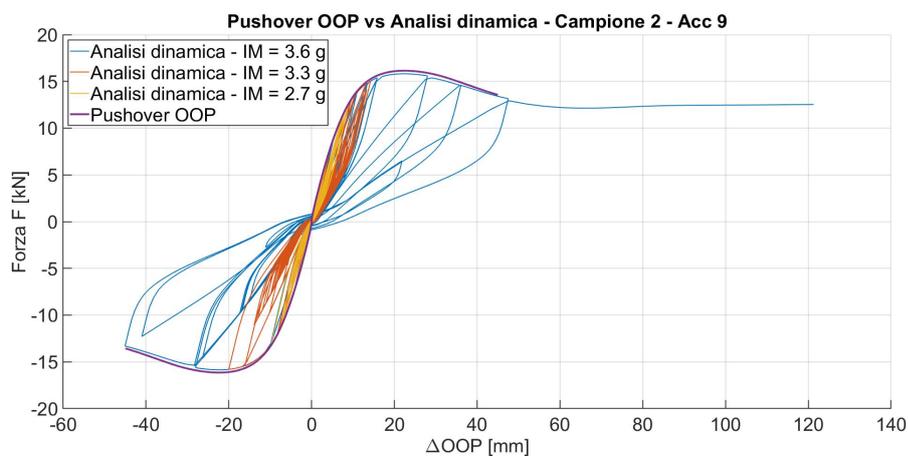
Con ciò si è conclusa anche la seconda fase della procedura, fase che ha portato alla registrazione in opportuni file dei dati necessari al tracciamento delle curve IDA.



**Figura 4.11:** Confronto tra la curva di pushover OOP e l'andamento ciclico descritto dall'analisi dinamica (*Acc 9*,  $IM = 3.3 g$ )



**Figura 4.12:** Confronto tra la curva di pushover OOP e l'andamento ciclico descritto dall'analisi dinamica (*Acc 9*,  $IM = 3.6 g$ )



**Figura 4.13:** Confronto tra la curva di pushover e gli andamenti ciclici descritti dalle analisi dinamiche ottenuti per diversi valori di  $IM$  (*Acc 9*)

### 4.5.3 Lettura critica dei risultati e raffittimento dell'intervallo di scalatura

In questa terza fase si procede alla lettura critica dei risultati ottenuti dalle varie analisi dinamiche condotte. In particolare il nostro obiettivo è ora quello di capire se i valori di IM scelti per scalare gli accelerogrammi sono risultati idonei allo scopo, ovvero se hanno portato al fallimento dell'analisi o al più al raggiungimento del DM limite. Per farlo è necessario conoscere la durata dell'analisi, in quanto da essa è possibile capire se l'analisi è fallita oppure no (ricordiamo che per fallimento si intende un errore di convergenza associato a degli spostamenti non compatibili). Infatti se la durata dell'analisi  $T_{analisi}$  è inferiore alla durata del terremoto applicato  $T_{max}$ , vuol dire che l'analisi è fallita, ovvero:

$$\text{se } T_{analisi} < T_{max} \Rightarrow \text{Analisi fallita} \quad (4.12)$$

Se invece la durata dell'analisi  $T_{analisi}$  è uguale alla durata del terremoto applicato  $T_{max}$ , allora vuol dire che l'analisi si è conclusa senza errori, ovvero:

$$\text{se } T_{analisi} = T_{max} \Rightarrow \text{Analisi non fallita} \quad (4.13)$$

Questa operazione è stata svolta per tutti e 26 i terremoti e per tutti e 15 i valori di IM ad essi associati. I risultati ottenuti sono stati riassunti nelle tabelle 4.1, 4.2, 4.3, 4.4 e 4.5.

**Tabella 4.1:** Risultati analisi dinamiche in termini di durata dell'analisi, fallimento della stessa e massimo spostamento relativo - IM analizzati: 0.3 g, 0.6 g, 0.9 g

|        | IM = 0.3 g       |                      |                      |                 | IM = 0.6 g           |                      |                 | IM = 0.9 g           |                      |                 |
|--------|------------------|----------------------|----------------------|-----------------|----------------------|----------------------|-----------------|----------------------|----------------------|-----------------|
|        | $T_{max}$<br>(s) | $\Delta OOP$<br>(mm) | $T_{analisi}$<br>(s) | Fallita?<br>(-) | $\Delta OOP$<br>(mm) | $T_{analisi}$<br>(s) | Fallita?<br>(-) | $\Delta OOP$<br>(mm) | $T_{analisi}$<br>(s) | Fallita?<br>(-) |
| Acc 1  | 35.42            | 0.98                 | 35.42                | NO              | 1.80                 | 35.42                | NO              | 2.79                 | 35.42                | NO              |
| Acc 2  | 14.98            | 2.96                 | 14.98                | NO              | 3.96                 | 14.98                | NO              | 4.68                 | 14.98                | NO              |
| Acc 3  | 20.09            | 2.13                 | 20.09                | NO              | 2.67                 | 20.09                | NO              | 4.44                 | 20.09                | NO              |
| Acc 4  | 40.38            | 1.66                 | 40.38                | NO              | 2.40                 | 40.38                | NO              | 3.84                 | 40.38                | NO              |
| Acc 5  | 66.51            | 2.42                 | 66.51                | NO              | 4.43                 | 66.51                | NO              | 6.14                 | 66.51                | NO              |
| Acc 6  | 18.69            | 0.73                 | 18.69                | NO              | 1.58                 | 18.69                | NO              | 2.38                 | 18.69                | NO              |
| Acc 7  | 18.38            | 1.15                 | 18.38                | NO              | 1.61                 | 18.38                | NO              | 2.31                 | 18.38                | NO              |
| Acc 8  | 24.27            | 1.04                 | 24.27                | NO              | 1.89                 | 24.27                | NO              | 2.73                 | 24.27                | NO              |
| Acc 9  | 23.59            | 0.85                 | 23.59                | NO              | 1.81                 | 23.59                | NO              | 2.26                 | 23.59                | NO              |
| Acc 10 | 28.75            | 2.12                 | 28.75                | NO              | 3.98                 | 28.75                | NO              | 4.36                 | 28.75                | NO              |
| Acc 11 | 29.43            | 1.11                 | 29.43                | NO              | 2.14                 | 29.43                | NO              | 2.88                 | 29.43                | NO              |
| Acc 12 | 25.55            | 2.06                 | 25.55                | NO              | 2.75                 | 25.55                | NO              | 3.42                 | 25.55                | NO              |
| Acc 13 | 25.55            | 2.07                 | 25.55                | NO              | 3.10                 | 25.55                | NO              | 5.10                 | 25.55                | NO              |
| Acc 14 | 76.79            | 1.77                 | 76.79                | NO              | 3.76                 | 76.79                | NO              | 6.00                 | 76.79                | NO              |
| Acc 15 | 35.99            | 1.07                 | 35.99                | NO              | 2.23                 | 35.99                | NO              | 2.58                 | 35.99                | NO              |
| Acc 16 | 71.00            | 1.11                 | 71.00                | NO              | 2.39                 | 71.00                | NO              | 3.08                 | 71.00                | NO              |
| Acc 17 | 42.48            | 0.83                 | 42.48                | NO              | 1.35                 | 42.48                | NO              | 2.30                 | 42.48                | NO              |
| Acc 18 | 42.48            | 1.40                 | 42.48                | NO              | 3.02                 | 42.48                | NO              | 6.69                 | 42.48                | NO              |
| Acc 19 | 52.00            | 1.95                 | 52.00                | NO              | 2.98                 | 52.00                | NO              | 5.01                 | 52.00                | NO              |
| Acc 20 | 52.00            | 1.30                 | 52.00                | NO              | 2.53                 | 52.00                | NO              | 3.60                 | 52.00                | NO              |
| Acc 21 | 58.00            | 1.96                 | 58.00                | NO              | 3.59                 | 58.00                | NO              | 5.19                 | 58.00                | NO              |
| Acc 22 | 75.51            | 0.77                 | 75.51                | NO              | 1.37                 | 75.51                | NO              | 2.24                 | 75.51                | NO              |
| Acc 23 | 45.00            | 2.09                 | 45.00                | NO              | 3.21                 | 45.00                | NO              | 4.38                 | 45.00                | NO              |
| Acc 24 | 64.72            | 2.13                 | 64.72                | NO              | 2.90                 | 64.72                | NO              | 3.79                 | 64.72                | NO              |
| Acc 25 | 58.88            | 1.68                 | 58.88                | NO              | 2.83                 | 58.88                | NO              | 4.09                 | 58.88                | NO              |
| Acc 26 | 58.88            | 1.07                 | 58.88                | NO              | 1.96                 | 58.88                | NO              | 2.62                 | 58.88                | NO              |

**Tabella 4.2:** Risultati analisi dinamiche in termini di durata dell'analisi, fallimento della stessa e massimo spostamento relativo - IM analizzati: 1.2 g, 1.5 g, 1.8 g

|        | IM = 1.2 g       |                      |                      |                 | IM = 1.5 g           |                      |                 |                      | IM = 1.8 g           |                 |
|--------|------------------|----------------------|----------------------|-----------------|----------------------|----------------------|-----------------|----------------------|----------------------|-----------------|
|        | $T_{max}$<br>(s) | $\Delta OOP$<br>(mm) | $T_{analisi}$<br>(s) | Fallita?<br>(-) | $\Delta OOP$<br>(mm) | $T_{analisi}$<br>(s) | Fallita?<br>(-) | $\Delta OOP$<br>(mm) | $T_{analisi}$<br>(s) | Fallita?<br>(-) |
| Acc 1  | 35.42            | 3.71                 | 35.42                | NO              | 4.62                 | 35.42                | NO              | 5.43                 | 35.42                | NO              |
| Acc 2  | 14.98            | 7.20                 | 14.98                | NO              | 10.89                | 14.98                | NO              | 10.51                | 14.98                | NO              |
| Acc 3  | 20.09            | 6.82                 | 20.09                | NO              | 9.34                 | 20.09                | NO              | 20.66                | 20.09                | NO              |
| Acc 4  | 40.38            | 7.45                 | 40.38                | NO              | 7.57                 | 40.38                | NO              | 7.41                 | 40.38                | NO              |
| Acc 5  | 66.51            | 10.70                | 66.51                | NO              | 13.45                | 66.51                | NO              | 12.86                | 66.51                | NO              |
| Acc 6  | 18.69            | 3.08                 | 18.69                | NO              | 3.63                 | 18.69                | NO              | 4.24                 | 18.69                | NO              |
| Acc 7  | 18.38            | 3.09                 | 18.38                | NO              | 3.76                 | 18.38                | NO              | 5.00                 | 18.38                | NO              |
| Acc 8  | 24.27            | 3.60                 | 24.27                | NO              | 4.00                 | 24.27                | NO              | 5.60                 | 24.27                | NO              |
| Acc 9  | 23.59            | 3.10                 | 23.59                | NO              | 4.06                 | 23.59                | NO              | 4.77                 | 23.59                | NO              |
| Acc 10 | 28.75            | 5.55                 | 28.75                | NO              | 7.59                 | 28.75                | NO              | 11.57                | 28.75                | NO              |
| Acc 11 | 29.43            | 3.34                 | 29.43                | NO              | 4.60                 | 29.43                | NO              | 6.17                 | 29.43                | NO              |
| Acc 12 | 25.55            | 4.12                 | 25.55                | NO              | 5.57                 | 25.55                | NO              | 6.86                 | 25.55                | NO              |
| Acc 13 | 25.55            | 6.21                 | 25.55                | NO              | 7.92                 | 25.55                | NO              | 8.08                 | 25.55                | NO              |
| Acc 14 | 76.79            | 7.97                 | 76.79                | NO              | 9.14                 | 76.79                | NO              | 9.94                 | 76.79                | NO              |
| Acc 15 | 35.99            | 3.69                 | 35.99                | NO              | 4.65                 | 35.99                | NO              | 5.51                 | 35.99                | NO              |
| Acc 16 | 71.00            | 4.55                 | 71.00                | NO              | 6.59                 | 71.00                | NO              | 7.53                 | 71.00                | NO              |
| Acc 17 | 42.48            | 3.27                 | 42.48                | NO              | 3.95                 | 42.48                | NO              | 5.31                 | 42.48                | NO              |
| Acc 18 | 42.48            | 7.90                 | 42.48                | NO              | 8.43                 | 42.48                | NO              | 9.89                 | 42.48                | NO              |
| Acc 19 | 52.00            | 7.46                 | 52.00                | NO              | 10.16                | 52.00                | NO              | 13.06                | 52.00                | NO              |
| Acc 20 | 52.00            | 4.52                 | 52.00                | NO              | 5.28                 | 52.00                | NO              | 6.12                 | 52.00                | NO              |
| Acc 21 | 58.00            | 6.29                 | 58.00                | NO              | 7.41                 | 58.00                | NO              | 8.62                 | 58.00                | NO              |
| Acc 22 | 75.51            | 3.22                 | 75.51                | NO              | 4.74                 | 75.51                | NO              | 6.61                 | 75.51                | NO              |
| Acc 23 | 45.00            | 6.09                 | 45.00                | NO              | 7.81                 | 45.00                | NO              | 9.44                 | 45.00                | NO              |
| Acc 24 | 64.72            | 4.86                 | 64.72                | NO              | 6.13                 | 64.72                | NO              | 7.45                 | 64.72                | NO              |
| Acc 25 | 58.88            | 4.16                 | 58.88                | NO              | 5.64                 | 58.88                | NO              | 7.03                 | 58.88                | NO              |
| Acc 26 | 58.88            | 3.42                 | 58.88                | NO              | 4.23                 | 58.88                | NO              | 4.75                 | 58.88                | NO              |

**Tabella 4.3:** Risultati analisi dinamiche in termini di durata dell'analisi, fallimento della stessa e massimo spostamento relativo - IM analizzati: 2.1 g, 2.4 g, 2.7 g

|        | IM = 2.1 g       |                      |                      |                 | IM = 2.4 g           |                      |                 | IM = 2.7 g           |                      |                 |
|--------|------------------|----------------------|----------------------|-----------------|----------------------|----------------------|-----------------|----------------------|----------------------|-----------------|
|        | $T_{max}$<br>(s) | $\Delta OOP$<br>(mm) | $T_{analisi}$<br>(s) | Fallita?<br>(-) | $\Delta OOP$<br>(mm) | $T_{analisi}$<br>(s) | Fallita?<br>(-) | $\Delta OOP$<br>(mm) | $T_{analisi}$<br>(s) | Fallita?<br>(-) |
| Acc 1  | 35.42            | 6.30                 | 35.42                | NO              | 7.25                 | 35.42                | NO              | 8.25                 | 35.42                | NO              |
| Acc 2  | 14.98            | 10.54                | 14.98                | NO              | 12.44                | 14.98                | NO              | 14.58                | 14.98                | NO              |
| Acc 3  | 20.09            | 20.75                | 20.09                | NO              | 44.52                | 20.09                | NO              | 44.77                | 20.09                | NO              |
| Acc 4  | 40.38            | 8.40                 | 40.38                | NO              | 10.76                | 40.38                | NO              | 11.49                | 40.38                | NO              |
| Acc 5  | 66.51            | 16.62                | 66.51                | NO              | 14.90                | 66.51                | NO              | 20.29                | 66.51                | NO              |
| Acc 6  | 18.69            | 5.08                 | 18.69                | NO              | 5.88                 | 18.69                | NO              | 7.45                 | 18.69                | NO              |
| Acc 7  | 18.38            | 7.27                 | 18.38                | NO              | 8.08                 | 18.38                | NO              | 9.87                 | 18.38                | NO              |
| Acc 8  | 24.27            | 6.93                 | 24.27                | NO              | 8.46                 | 24.27                | NO              | 14.98                | 24.27                | NO              |
| Acc 9  | 23.59            | 5.39                 | 23.59                | NO              | 7.13                 | 23.59                | NO              | 9.74                 | 23.59                | NO              |
| Acc 10 | 28.75            | 14.09                | 28.75                | NO              | 20.11                | 28.75                | NO              | 24.49                | 28.75                | NO              |
| Acc 11 | 29.43            | 8.86                 | 29.43                | NO              | 10.81                | 29.43                | NO              | 12.87                | 29.43                | NO              |
| Acc 12 | 25.55            | 9.02                 | 25.55                | NO              | 10.73                | 25.55                | NO              | 13.52                | 25.55                | NO              |
| Acc 13 | 25.55            | 9.58                 | 25.55                | NO              | 10.29                | 25.55                | NO              | 11.55                | 25.55                | NO              |
| Acc 14 | 76.79            | 11.42                | 76.79                | NO              | 13.00                | 76.79                | NO              | 15.70                | 76.79                | NO              |
| Acc 15 | 35.99            | 6.26                 | 35.99                | NO              | 6.99                 | 35.99                | NO              | 10.08                | 35.99                | NO              |
| Acc 16 | 71.00            | 8.63                 | 71.00                | NO              | 9.52                 | 71.00                | NO              | 9.98                 | 71.00                | NO              |
| Acc 17 | 42.48            | 6.58                 | 42.48                | NO              | 8.14                 | 42.48                | NO              | 9.61                 | 42.48                | NO              |
| Acc 18 | 42.48            | 10.85                | 42.48                | NO              | 12.58                | 42.48                | NO              | 14.35                | 42.48                | NO              |
| Acc 19 | 52.00            | 16.16                | 52.00                | NO              | 19.02                | 52.00                | NO              | 21.97                | 52.00                | NO              |
| Acc 20 | 52.00            | 7.10                 | 52.00                | NO              | 8.32                 | 52.00                | NO              | 10.04                | 52.00                | NO              |
| Acc 21 | 58.00            | 8.48                 | 58.00                | NO              | 10.06                | 58.00                | NO              | 12.56                | 58.00                | NO              |
| Acc 22 | 75.51            | 8.02                 | 75.51                | NO              | 8.97                 | 75.51                | NO              | 9.46                 | 75.51                | NO              |
| Acc 23 | 45.00            | 10.93                | 45.00                | NO              | 12.03                | 45.00                | NO              | 12.28                | 45.00                | NO              |
| Acc 24 | 64.72            | 7.80                 | 64.72                | NO              | 9.46                 | 64.72                | NO              | 10.82                | 64.72                | NO              |
| Acc 25 | 58.88            | 9.18                 | 58.88                | NO              | 10.92                | 58.88                | NO              | 12.05                | 58.88                | NO              |
| Acc 26 | 58.88            | 6.27                 | 58.88                | NO              | 7.36                 | 58.88                | NO              | 9.41                 | 58.88                | NO              |

**Tabella 4.4:** Risultati analisi dinamiche in termini di durata dell'analisi, fallimento della stessa e massimo spostamento relativo - IM analizzati: 3.0 g, 3.3 g, 3.6 g

|        | IM = 3.0 g       |                      |                      |                 | IM = 3.3 g           |                      |                 |                      | IM = 3.6 g           |                 |
|--------|------------------|----------------------|----------------------|-----------------|----------------------|----------------------|-----------------|----------------------|----------------------|-----------------|
|        | $T_{max}$<br>(s) | $\Delta OOP$<br>(mm) | $T_{analisi}$<br>(s) | Fallita?<br>(-) | $\Delta OOP$<br>(mm) | $T_{analisi}$<br>(s) | Fallita?<br>(-) | $\Delta OOP$<br>(mm) | $T_{analisi}$<br>(s) | Fallita?<br>(-) |
| Acc 1  | 35.42            | 9.34                 | 35.42                | NO              | 14.09                | 35.42                | NO              | 17.53                | 35.42                | NO              |
| Acc 2  | 14.98            | 15.03                | 14.98                | NO              | 15.49                | 14.98                | NO              | 16.24                | 14.98                | NO              |
| Acc 3  | 20.09            | 52.74                | 20.09                | NO              | 61.39                | 20.09                | NO              | 62.59                | 20.09                | NO              |
| Acc 4  | 40.38            | 27.96                | 40.38                | NO              | 35.73                | 40.38                | NO              | 37.50                | 40.38                | NO              |
| Acc 5  | 66.51            | 20.49                | 66.51                | NO              | 23.01                | 66.51                | NO              | 23.23                | 66.51                | NO              |
| Acc 6  | 18.69            | 8.42                 | 18.69                | NO              | 9.58                 | 18.69                | NO              | 9.54                 | 18.69                | NO              |
| Acc 7  | 18.38            | 10.12                | 18.38                | NO              | 13.61                | 18.38                | NO              | 13.69                | 18.38                | NO              |
| Acc 8  | 24.27            | 20.18                | 24.27                | NO              | 123.52               | 24.27                | SI              | 126.36               | 12.43                | SI              |
| Acc 9  | 23.59            | 14.31                | 23.59                | NO              | 28.80                | 23.59                | NO              | 121.28               | 12.57                | SI              |
| Acc 10 | 28.75            | 29.78                | 28.75                | NO              | 64.31                | 28.75                | NO              | 57.81                | 28.75                | NO              |
| Acc 11 | 29.43            | 14.58                | 29.43                | NO              | 43.77                | 29.43                | NO              | 79.60                | 29.43                | NO              |
| Acc 12 | 25.55            | 14.10                | 25.55                | NO              | 19.00                | 25.55                | NO              | 19.73                | 25.55                | NO              |
| Acc 13 | 25.55            | 12.27                | 25.55                | NO              | 11.64                | 25.55                | NO              | 11.87                | 25.55                | NO              |
| Acc 14 | 76.79            | 19.82                | 76.79                | NO              | 25.18                | 76.79                | NO              | 27.61                | 76.79                | NO              |
| Acc 15 | 35.99            | 11.96                | 35.99                | NO              | 15.78                | 35.99                | NO              | 16.31                | 35.99                | NO              |
| Acc 16 | 71.00            | 9.81                 | 71.00                | NO              | 14.04                | 71.00                | NO              | 15.79                | 71.00                | NO              |
| Acc 17 | 42.48            | 12.83                | 42.48                | NO              | 22.59                | 42.48                | NO              | 23.62                | 42.48                | NO              |
| Acc 18 | 42.48            | 13.76                | 42.48                | NO              | 23.78                | 42.48                | NO              | 24.32                | 42.48                | NO              |
| Acc 19 | 52.00            | 24.73                | 52.00                | NO              | 31.12                | 52.00                | NO              | 33.29                | 52.00                | NO              |
| Acc 20 | 52.00            | 12.36                | 52.00                | NO              | 15.77                | 52.00                | NO              | 16.95                | 52.00                | NO              |
| Acc 21 | 58.00            | 11.08                | 58.00                | NO              | 14.81                | 58.00                | NO              | 15.57                | 58.00                | NO              |
| Acc 22 | 75.51            | 10.82                | 75.51                | NO              | 12.45                | 75.51                | NO              | 13.06                | 75.51                | NO              |
| Acc 23 | 45.00            | 12.36                | 45.00                | NO              | 13.93                | 45.00                | NO              | 14.29                | 45.00                | NO              |
| Acc 24 | 64.72            | 12.86                | 64.72                | NO              | 17.00                | 64.72                | NO              | 17.47                | 64.72                | NO              |
| Acc 25 | 58.88            | 13.72                | 58.88                | NO              | 21.22                | 58.88                | NO              | 23.20                | 58.88                | NO              |
| Acc 26 | 58.88            | 11.18                | 58.88                | NO              | 14.43                | 58.88                | NO              | 15.43                | 58.88                | NO              |

**Tabella 4.5:** Risultati analisi dinamiche in termini di durata dell’analisi, fallimento della stessa e massimo spostamento relativo - IM analizzati: 3.9 g, 4.2 g, 4.5 g

|        | IM = 3.9 g       |                      |                      |                 | IM = 4.2 g           |                      |                 | IM = 4.5 g           |                      |                 |
|--------|------------------|----------------------|----------------------|-----------------|----------------------|----------------------|-----------------|----------------------|----------------------|-----------------|
|        | $T_{max}$<br>(s) | $\Delta OOP$<br>(mm) | $T_{analisi}$<br>(s) | Fallita?<br>(-) | $\Delta OOP$<br>(mm) | $T_{analisi}$<br>(s) | Fallita?<br>(-) | $\Delta OOP$<br>(mm) | $T_{analisi}$<br>(s) | Fallita?<br>(-) |
| Acc 1  | 35.42            | 35.78                | 35.42                | NO              | 100.54               | 5.73                 | SI              | 192.228              | 6.37                 | SI              |
| Acc 2  | 14.98            | 19.33                | 14.98                | NO              | 23.68                | 14.98                | NO              | 26.0803              | 14.98                | NO              |
| Acc 3  | 20.09            | 68.44                | 20.09                | NO              | 79.93                | 20.10                | NO              | 90.9944              | 20.09                | NO              |
| Acc 4  | 40.38            | 120.82               | 40.38                | SI              | 116.62               | 10.27                | SI              | 180.77               | 4.82                 | SI              |
| Acc 5  | 66.51            | 97.41                | 66.51                | NO              | 140.84               | 45.87                | SI              | 99.69                | 16.19                | SI              |
| Acc 6  | 18.69            | 9.03                 | 18.69                | NO              | 9.74                 | 18.69                | NO              | 11.8952              | 18.69                | NO              |
| Acc 7  | 18.38            | 15.64                | 18.38                | NO              | 16.95                | 18.38                | NO              | 20.4221              | 18.38                | NO              |
| Acc 8  | 24.27            | 137.91               | 11.57                | SI              | 112.50               | 10.70                | SI              | 112.122              | 10.33                | SI              |
| Acc 9  | 23.59            | 102.68               | 10.10                | SI              | 109.81               | 10.09                | SI              | 97.564               | 9.74                 | SI              |
| Acc 10 | 28.75            | 63.65                | 2.05                 | NO              | 74.65                | 28.76                | NO              | 70.6052              | 2.06                 | SI              |
| Acc 11 | 29.43            | 92.40                | 29.43                | NO              | 162.26               | 6.77                 | SI              | 170.122              | 6.64                 | SI              |
| Acc 12 | 25.55            | 22.63                | 25.55                | NO              | 24.82                | 25.55                | NO              | 26.5064              | 25.55                | NO              |
| Acc 13 | 25.55            | 13.66                | 25.55                | NO              | 15.14                | 25.55                | NO              | 21.9587              | 25.55                | NO              |
| Acc 14 | 76.79            | 32.31                | 76.79                | NO              | 45.65                | 76.79                | NO              | 63.9305              | 76.79                | NO              |
| Acc 15 | 35.99            | 18.43                | 35.99                | NO              | 19.55                | 35.99                | NO              | 22.158               | 35.99                | NO              |
| Acc 16 | 71.00            | 83.65                | 71.00                | NO              | 137.75               | 71.00                | NO              | 134.056              | 71.00                | NO              |
| Acc 17 | 42.48            | 31.87                | 42.48                | NO              | 35.25                | 42.48                | NO              | 76.2965              | 42.48                | NO              |
| Acc 18 | 42.48            | 28.36                | 42.48                | NO              | 30.98                | 42.48                | NO              | 25.7615              | 42.48                | NO              |
| Acc 19 | 52.00            | 41.99                | 52.00                | NO              | 59.69                | 52.00                | NO              | 100.375              | 52.01                | NO              |
| Acc 20 | 52.00            | 22.18                | 52.00                | NO              | 20.06                | 52.00                | NO              | 31.2135              | 52.00                | NO              |
| Acc 21 | 58.00            | 22.03                | 58.00                | NO              | 27.85                | 58.00                | NO              | 162.026              | 16.52                | SI              |
| Acc 22 | 75.51            | 15.65                | 75.51                | NO              | 16.99                | 75.51                | NO              | 18.8403              | 75.51                | NO              |
| Acc 23 | 45.00            | 16.57                | 45.00                | NO              | 17.76                | 45.00                | NO              | 19.3865              | 45.00                | NO              |
| Acc 24 | 64.72            | 21.68                | 64.72                | NO              | 24.65                | 64.72                | NO              | 23.9225              | 64.72                | NO              |
| Acc 25 | 58.88            | 115.45               | 58.88                | NO              | 122.28               | 14.87                | SI              | 182.048              | 15.50                | SI              |
| Acc 26 | 58.88            | 58.59                | 58.88                | NO              | 85.53                | 58.88                | NO              | 105.39               | 58.88                | NO              |

Osservando i dati si trova la conferma di quanto affermato in precedenza, ovvero che il comportamento del sistema varia in funzione del terremoto applicato e che quindi un valore di IM che per un terremoto provoca il fallimento dell’analisi o il superamento del limite di DM imposto, per un altro non lo fa. Ecco perché siamo costretti a studiare ogni terremoto in maniera indipendente, con l’obiettivo di individuare per esso i valori di IM che meglio si adattano al terremoto in questione. Il tutto viene fatto imponendo un passo di incremento minimo di IM pari a 0.1 g.

Ad esempio per il terremoto *Acc 1* si è scoperto che il primo valore di IM per il quale l’analisi fallisce è 4.2 g. Dato che l’ultima analisi “buona” è quella relativa ad una IM pari a 3.9 g è bene indagare su cosa succede a 4.0 e a 4.1 g.

Nel caso in cui, come per il terremoto *Acc 12*, non vi sia alcun valore dell’IM che provoca il fallimento dell’analisi, allora occorre aumentare il valore dell’IM prima con un passo grande (0.3 g) e poi con un passo più piccolo appena si ha un’idea migliore di quel che succede al sistema.

In tutto ciò è bene osservare che se un’analisi, per un certo valore di IM, porta ad un valore di DM superiore al limite fissato, è sempre bene vedere cosa succede per IM maggiori. Questo perché non è da escludere un andamento “serpeggiante” come quello descritto in figura 4.2.

Riassumere qui quali siano stati i valori di IM adottati per i vari terremoti, oltre che lungo, è anche inutile: è sufficiente sapere che questo è stato fatto e sulla base dei risultati così ottenuti è stato possibile tracciare le corrispondenti curve IDA.

#### 4.5.4 Tracciamento delle curve IDA multi-records

In questa sezione verrà descritta l'ultima fase della procedura adottata per completare lo studio IDA relativo al macroelement model a quattro bielle equivalenti con massa centrale, ovvero il tracciamento delle curve.

Anche questa operazione è stata svolta mediante uno script scritto su *Matlab* (riportato nella sezione Allegati al paragrafo 8.4) il quale deve essere in grado non solo di tracciare le curve, ma anche di troncarle in corrispondenza del DM limite e di bloccare il tracciamento in corrispondenza di quell'IM che provoca il fallimento dell'analisi.

I dati utilizzati per il tracciamento delle curve IDA di fatto sono i recorder registrati nella fase precedente e salvati in maniera ordinata così come viene riportato in figura 4.9. L'obiettivo è quindi quello di:

1. entrare nella cartella che identifica l'accelerogramma;
2. entrare nella cartella che identifica l'accelerogramma scalato ad un certo valore di IM;
3. leggere il recorder contenenti la time-history dei nodi di interesse;
4. individuare all'interno di questa time-history il massimo in valore assoluto  $\Delta OOP_{max}$ ;
5. associare a questo valore l'IM dell'accelerogramma che lo ha determinato;
6. individuare sul piano DM-IM un punto di coordinate  $(\Delta OOP_{max}, IM)$ ;
7. ripetere questa operazione tante volte quanti sono i fattori di scala adottati e i terremoti scelti.

Come prima, quindi, avremo due cicli **for**: uno per entrare nella cartella che identifica l'accelerogramma e un altro per entrare nella cartella che identifica il fattore di scala. Ed è proprio su quest'ultimo ciclo **for** che incontriamo il primo problema: i fattori di scala utilizzati sono diversi in relazione al terremoto a cui stiamo facendo riferimento. Per ovviare a questo problema abbiamo deciso di procedere in modo analogo a quanto fatto in precedenza (vedi paragrafo 4.5.1), ovvero gli spazi vuoti della matrice sono stati riempiti con degli 0 ed è stato introdotto un ciclo **while** che interrompe la lettura della singola riga appena il valore nullo viene letto.

A questo punto si hanno tutte le informazioni necessarie per entrare nella cartella contenente i recorder da leggere. In questa fase si calcola il  $\Delta OOP_{max}$  e dalla lunghezza  $l_{\Delta OOP}$  del vettore contenente la time-history degli spostamenti relativi si risale alla durata dell'analisi. Per farlo è sufficiente moltiplicare la lunghezza di questo vettore per il passo di integrazione  $dt$  scelto per svolgere l'analisi dinamica, passo che per noi vale 0.0025 s per tutti i terremoti:

$$T_{analisi} = dt \cdot l_{\Delta OOP} \quad (4.14)$$

Tale operazione viene ripetuta per un numero di volte pari al numero dei fattori di IM utilizzati per scalare l'accelerogramma che si sta analizzando. I valori di

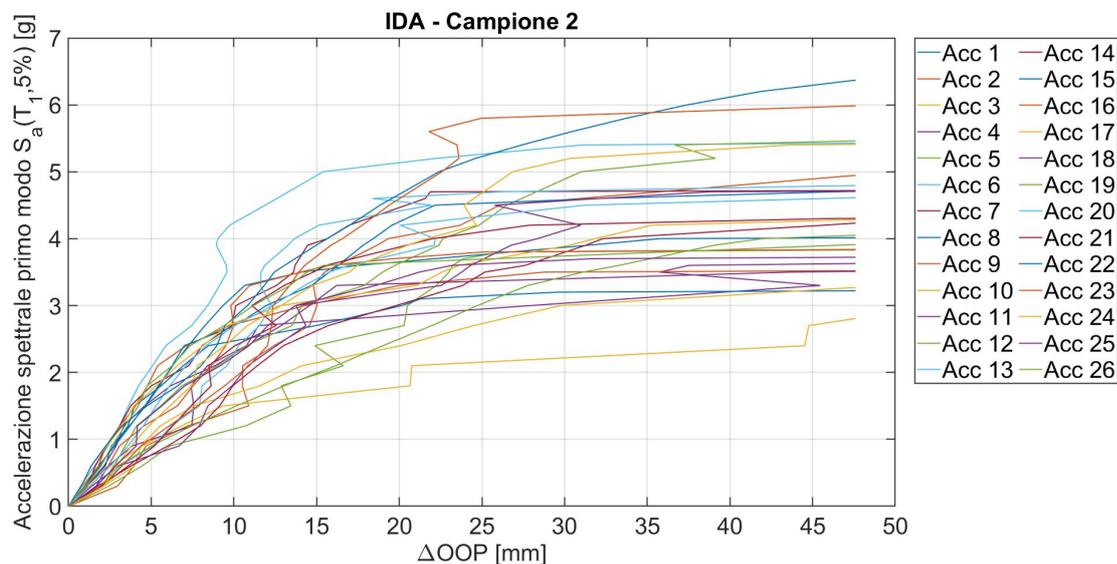
$\Delta OOP_{max}$  vengono salvati all'interno di un vettore e nella fase successiva subiranno un doppio controllo.

Il primo controllo consiste nell'andare a cercare il primo valore di IM che ha portato al fallimento dell'analisi. Questa operazione viene svolta introducendo una regola descritta da un `if` inserito all'interno di un ciclo `for` di lettura del vettore. Tale regola traduce in linguaggio di programmazione la relazione riportata nella formula (4.12). Appena questo valore di IM viene individuato, l'algoritmo lo salva all'interno di una variabile che chiama `i_fallimento` e che ci servirà durante il secondo controllo.

Il secondo controllo consiste invece nell'individuare il primo valore di IM che porta ad avere un DM superiore al limite prefissato. Anche questa operazione viene effettuata mediante un ciclo `for` di lettura del vettore, ma a differenza di prima la lettura del vettore viene interrotta in corrispondenza dell'IM corrispondente alla variabile `i_fallimento`. Questo viene fatto perché per noi il fallimento di una analisi determina l'interruzione della curva. Durante questa fase, inoltre, viene individuato mediante interpolazione lineare il valore di IM che corrisponde ad un DM uguale al limite imposto. Ovviamente si tratta di una approssimazione tanto migliore quanto più piccolo è il passo scelto per definire l'incremento di IM dell'analisi IDA.

A questo punto si hanno tutti i dati necessari al tracciamento della curva IDA relativa ad un unico terremoto. Ripetendo queste operazioni per tutti i terremoti scelti si arriva al tracciamento delle IDA multi-records di cui si ha un esempio in figura 4.14.

Con questo si conclude la procedura di tracciamento delle curve IDA.



**Figura 4.14:** Curve IDA multi-records relative al campione 2 di telaio tamponato

## 4.6 Tipologia di campioni testati

Una volta compresa la teoria che sta dietro le analisi incrementali dinamiche è necessario sfruttare queste per studiare il sistema strutturale di nostro interesse,

rappresentato appunto dai tamponamenti in muratura confinati da telai in c.a.. Grazie infatti ad uno studio che sfrutta le analisi incrementalmente dinamiche è possibile trarre delle importanti conclusioni sulle tendenze di comportamento di un qualunque sistema strutturale in maniera quasi del tutto indipendente dall'evento sismico che lo interessa. Abbiamo infatti visto come la risposta del sistema sia notevolmente influenzata dalle caratteristiche intrinseche del terremoto (le sue frequenze fondamentali, la sua durata, la forma e i picchi dell'accelerogramma che lo caratterizza, ecc.). Grazie però alle operazioni di scalatura, ma soprattutto alla ripetizione delle suddette analisi per un numero di terremoti sufficientemente alto, è possibile svincolarsi da questa dipendenza e studiare il fenomeno in termini, per così dire, "assoluti".

Con questo obiettivo ben impresso in mente abbiamo prima di tutto scelto i campioni di tamponamenti in muratura che ricopriranno il ruolo di attori protagonisti di questo studio. I campioni scelti sono il campione numero 2 (C2) e il campione numero 6 (C6) riportati in [9], ovvero due dei cinque campioni in vera scala testati da Angel, le cui caratteristiche meccaniche e geometriche sono consultabili alle tabelle 3.1, 3.2 e 3.3.

La scelta di questi due campioni non è casuale, ma è accompagnata da una serie di ragioni ben precise che ci apprestiamo ora ad enunciare. Innanzitutto si tratta di due campioni di tamponamenti realizzati con mattoni in laterizio, ovvero la tipologia costruttiva più comune sul territorio italiano ed europeo. In questo modo lo studio assume una maggiore rilevanza scientifica e sociale.

In secondo luogo i due tamponamenti, pur essendo entrambi in muratura, sono caratterizzati da delle proprietà meccaniche profondamente diverse. Come si può infatti osservare dalle tabelle appena citate la muratura del campione 2 è caratterizzata da una resistenza a compressione  $f_m$  pari a più del doppio di quella del campione 6 (abbiamo  $10.85 \text{ MPa}$  del campione 2 contro i  $4.60 \text{ MPa}$  del campione 6). Il campione 2, però, è sì più resistente, ma è anche più sottile ( $47.6 \text{ mm}$  del campione 2 contro i  $98.4 \text{ mm}$  del campione 6). In pratica il campione 6 ha uno spessore doppio rispetto al campione 2, ma una resistenza dimezzata.

Così come messo in evidenza dalla formula (1.3), la resistenza fuori piano dei tamponamenti è funzione sia della resistenza a compressione  $f_m$  sia dello spessore  $t$ . Realizzando quindi uno studio IDA su due campioni che manifestano caratteristiche meccaniche e geometriche diametralmente opposte è possibile analizzare l'incidenza di questi due parametri sul comportamento fuori piano dei tamponamenti in muratura.

A questo punto possiamo passare alla descrizione delle condizioni al contorno che caratterizzano entrambi questi campioni. Uno degli obiettivi di questa tesi è quello di mettere in luce come il rapporto tra la rigidezza del telaio e la rigidezza del tamponamento incida in maniera determinante sul comportamento fuori piano dei tamponamenti in muratura. Per poter mostrare in maniera ingegneristica questo aspetto si è pensato di "attaccare" ai quattro vertici del pannello isolato delle molle elastiche la cui rigidezza simulasse quella del telaio in c.a. in cui il tamponamento si trovava inserito (vedi paragrafo 3.3.2). In questo modo modificando la rigidezza delle molle è possibile analizzare, con un unico modello di tamponamento, il comportamento fuori piano dello stesso tamponamento inserito in contesti strutturali anche profondamente diversi.

Trattandosi di uno studio sperimentale, in letteratura non sono presenti esempi di procedure di calibrazione della rigidezza di queste molle, pertanto, in prima battuta, si è deciso di attribuire alle suddette molle una rigidezza  $k_f$  tale che il periodo  $T_f$  del telaio fosse pari ad un multiplo del periodo fondamentale del pannello  $T_i$  calcolato con la procedura riportata nel paragrafo 3.3.4. Uno dei possibili sviluppi futuri di questa tesi potrebbe proprio essere la ricerca di un modello per la calibrazione della rigidezza delle molle elastiche al fine di simulare non solo la rigidezza del telaio, ma anche la posizione del tamponamento in uno dei diversi piani di un edificio multipiano.

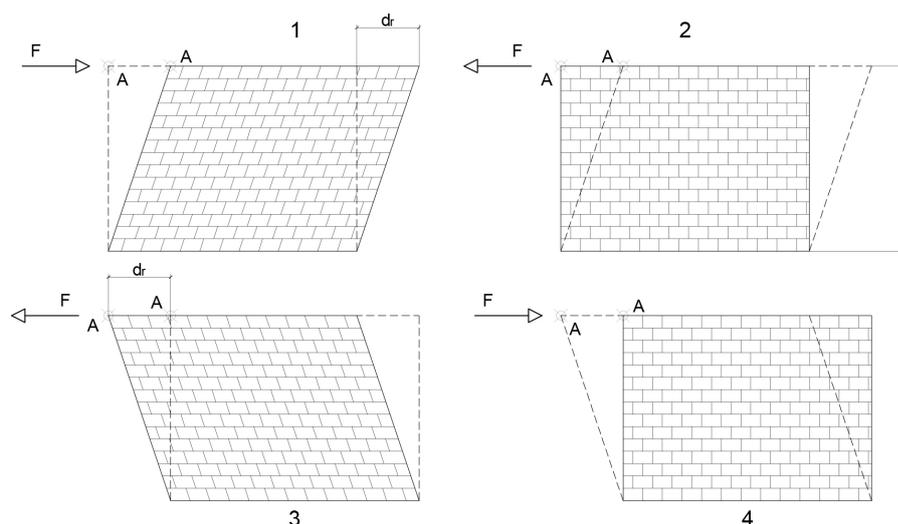
I rapporti di frequenza telaio-tamponamento scelti sono 1, 3, 5 e 7, in questo modo la rigidezza  $k_f$  è stata calcolata (con la formula (3.31)) in modo tale che:

- $T_f$  fosse pari a  $1T_i$ ;
- $T_f$  fosse pari a  $3T_i$ ;
- $T_f$  fosse pari a  $5T_i$ ;
- $T_f$  fosse pari a  $7T_i$ .

Inoltre è stato analizzato anche il comportamento del tamponamento quando tutti e quattro i vertici del telaio sono incastrati. Questa configurazione è da intendersi come configurazione limite, anche perché, come vedremo, il comportamento di un tamponamento completamente incastrato rispetto ad uno in cui i vertici sono bloccati da delle molle elastiche è profondamente diverso.

Un altro obiettivo di questa tesi è lo studio del legame che sembra esistere tra la resistenza nel piano e la resistenza fuori piano associata ai tamponamenti in muratura: molti studi hanno infatti dimostrato come al diminuire di una rigidezza diminuisca anche l'altra. Questo comportamento può essere mostrato mediante una analisi incrementale dinamica in cui i campioni, prima di essere sottoposti all'evento sismico (ovvero prima di applicarvici l'accelerogramma scalato), sono soggetti ad un danneggiamento nel piano indotto da una serie di cicli di spostamento. In questo modo l'entità del danneggiamento viene controllata dal massimo valore di drift indotto dal ciclo stesso. Per capire meglio questo aspetto si faccia riferimento alla figura 4.15.

L'analisi ciclica di cui stiamo parlando consiste nell'applicare una forza  $F$  in modo tale da ottenere un certo valore di drift  $d_r$ . Solitamente questo valore di drift è espresso in termini percentuali, ovvero come rapporto rispetto all'altezza  $h$  del pannello. Ipotizziamo quindi di voler ottenere un danneggiamento del tamponamento nel piano associato ad un drift dello 0.5%. Nel nostro caso  $h = 1630 \text{ mm}$ , dunque  $d_r = 0.005 \times 1630 = 8.15 \text{ mm}$ . Applichiamo quindi la forza  $F$  al nodo A e diciamo al sistema di aumentare l'entità di questa forza fino ad ottenere uno spostamento di questo punto pari proprio a  $d_r = 8.15 \text{ mm}$  (1). Quando questo spostamento viene raggiunto la forza  $F$  deve cambiare di segno e deve riportare il punto A nella sua posizione originale (2). A questo punto la forza  $F$  deve nuovamente aumentare il suo valore per far sì che il punto A subisca uno spostamento pari a  $d_r$ , ma nella direzione opposta (3). Una volta raggiunto il valore di drift nella direzione, per così dire, negativa, la forza  $F$  cambierà nuovamente di segno



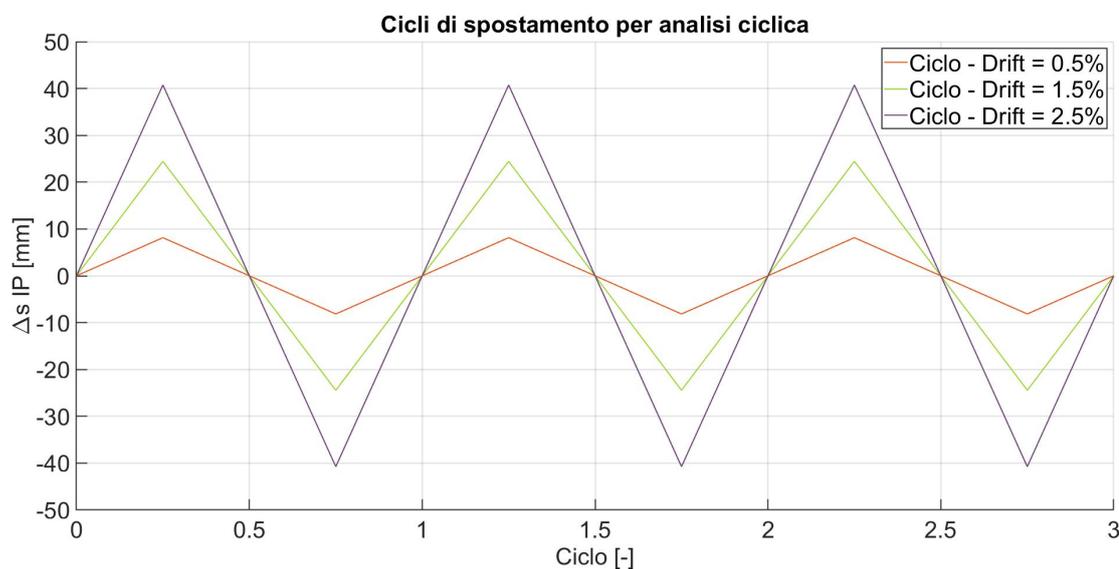
**Figura 4.15:** Pre-danneggiamento nel piano del tamponamento mediante analisi ciclica

riportando il punto A nella sua posizione originale e concludendo di fatto il ciclo (4).

Per ottenere il grado di danneggiamento voluto si è deciso di applicare questa sollecitazione ciclica per tre volte e per tre valori diversi di drift, in particolare per:

- $d_r = 0.5\%$ , ovvero  $d_r = \pm 8.15 \text{ mm}$ ;
- $d_r = 1.5\%$ , ovvero  $d_r = \pm 24.45 \text{ mm}$ ;
- $d_r = 2.5\%$ , ovvero  $d_r = \pm 40.75 \text{ mm}$ ;

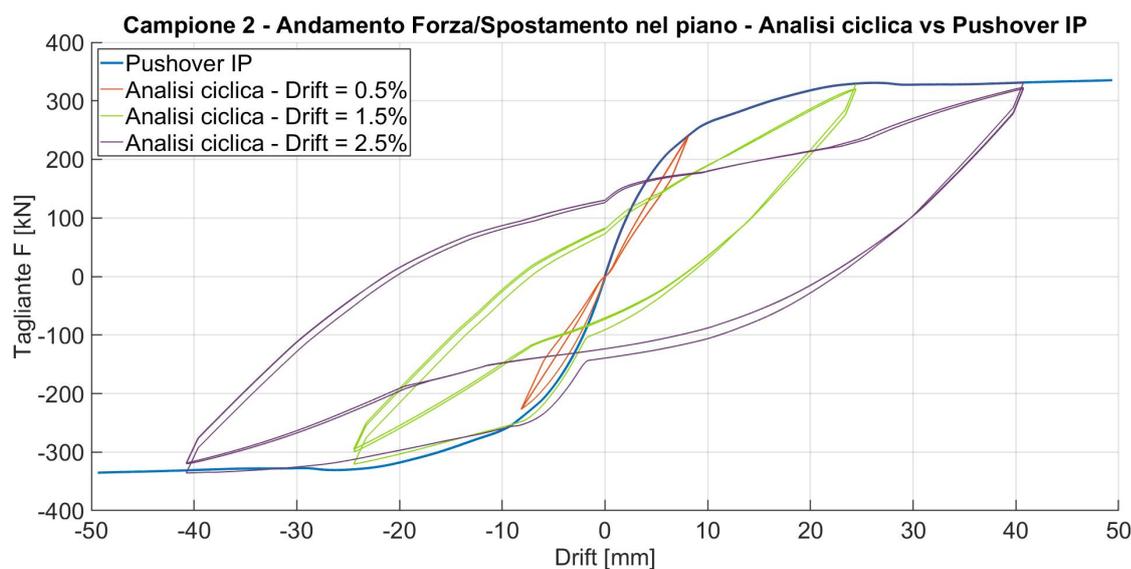
In figura 4.16 vengono riportati i tre cicli di cui abbiamo appena parlato.



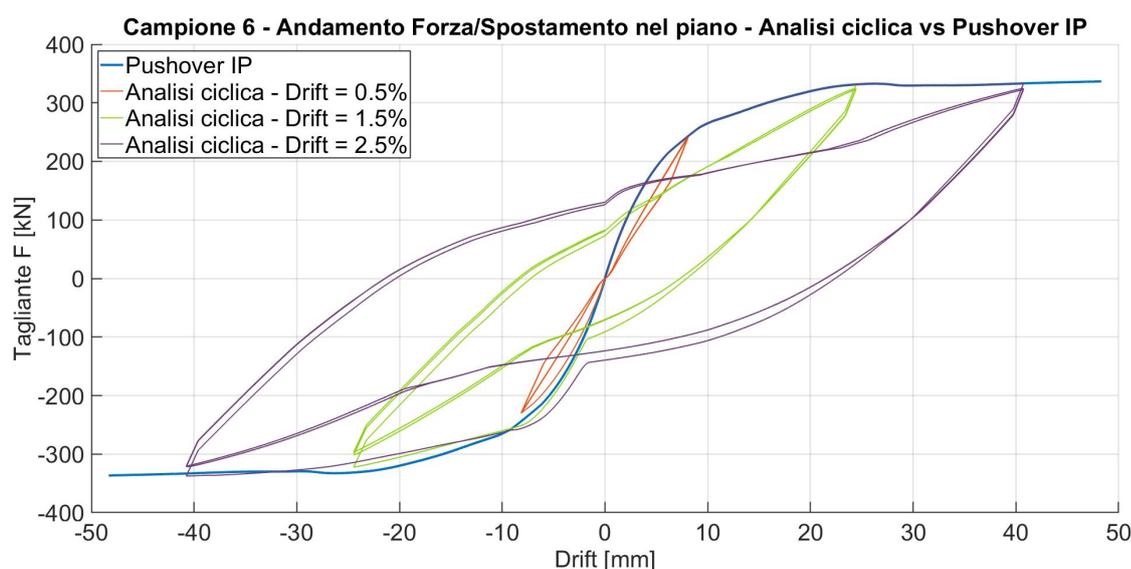
**Figura 4.16:** Cicli di spostamento per danneggiamento nel piano dei tamponamenti associati a tre diversi valori di drift: 0.5%, 1.5% e 2.5%

Come si può vedere in figura 4.17 e in figura 4.18 (dove sono stati rappresentati i cicli forza spostamento associati alle tre analisi cicliche e ai due campioni testati)

nella prima fase del ciclo viene ripercorsa perfettamente la curva di pushover nel piano del telaio tamponato per poi tornare indietro fino ad ottenere lo stesso valore di drift ma di segno opposto. Se però il ciclo porta al superamento del punto di massimo della curva di pushover (cosa che avviene con i cicli associati ad un drift dell'1.5 e del 2.5%), la curva di ritorno non passa più per l'origine. Questo aspetto evidenzia una plasticizzazione del sistema, il quale mostra per valori nulli di  $F$  una deformazione residua. In altre parole quando  $F = 0 \text{ N}$  la curva associata all'analisi ciclica non passa più per l'origine, ma interseca l'asse delle ascisse in corrispondenza di un valore non nullo che corrisponde alla deformazione plastica di cui abbiamo appena parlato.



**Figura 4.17:** Curve forza spostamento del campione 2 associate alle tre analisi cicliche



**Figura 4.18:** Curve forza spostamento del campione 6 associate alle tre analisi cicliche

Nel seguito ci riferiremo a questa analisi ciclica come alla “fase di pre danneggiamento”, questo perché essa viene fatta precedere alla vera e propria analisi incrementale dinamica.

Ricapitolando abbiamo analizzato attraverso una analisi incrementale dinamica, caratterizzata da 26 accelerogrammi, due diversi campioni di tamponamenti in muratura. Ciascun tamponamento è stato sottoposto a quattro diversi livelli di danneggiamento (nullo, drift 0.5%, drift 1.5% e drift 2.5%) e a ciascuno di essi sono state associate cinque diverse condizioni al contorno (telaio incastrato, telaio con molle tale che  $T_f = T_i$ , telaio con molle tale che  $T_f = 3T_i$ , telaio con molle tale che  $T_f = 5T_i$ , telaio con molle tale che  $T_f = 7T_i$ ), il tutto per un totale di 40 sistemi strutturali differenti (a ciascuno dei quali è associato un diverso grafico di curve IDA). Per il confronto e le conclusioni tratte da questi grafici si rimanda al capitolo 5.

Nella sezione Allegati al paragrafo 9.3 viene riportato il codice utilizzato per realizzare le analisi cicliche con il software *OpenSees*. Si tratta di uno script molto semplice che non necessita di una particolare descrizione. La peculiarità di questo codice consiste proprio nella sua semplicità in quanto, di fatto, è sufficiente fornire a mano solo pochi parametri, tra cui:

- il nodo su cui effettuare il controllo di spostamento (identificato con la variabile `IDctrlNode`);
- il grado di libertà del nodo oggetto del controllo (identificato con la variabile `IDctrlDOF`);
- il valore dello spostamento di picco di ciascun ciclo (identificato con la variabile `iDmax`);
- il passo utilizzato per realizzare l’analisi (identificato con la variabile `Dincr`);
- il valore a cui ci riferisce quando si identifica il drift in termini percentuali (identificato con la variabile `LCo1`). Per noi questo è rappresentato dall’altezza  $h$  del pannello;
- la tipologia di ciclo, che può essere *Push* (da 0 a picco), *Half* (da 0 a picco e da picco a 0) o *Full* (da 0 a picco, da picco a 0, da 0 a -picco e da -picco a 0). Per noi la tipologia di ciclo è ovviamente la *Full* (il nome della variabile invece è `CycleType`);
- il numero di cicli (identificato con la variabile `Ncycles`).

A questo punto possiamo passare all’analisi delle curve IDA e quindi descrivere, sulla base di queste, le tendenze di comportamento che sono state osservate.

# Capitolo 5

## Analisi critica delle curve IDA

In questo capitolo si procederà all'analisi critica delle curve IDA ottenute in relazione ai diversi sistemi strutturali analizzati. Per semplicità di lettura, il capitolo è stato suddiviso in quattro paragrafi, ciascuno dei quali è associato ad un sistema caratterizzato da un diverso grado di pre-danneggiamento. All'interno di ogni paragrafo si hanno una serie di sotto paragrafi che si riferiscono alle diverse condizioni al contorno dei sistemi analizzati.

### 5.1 Tamponamento non danneggiato

In questa sezione verranno messe a confronto le curve IDA relative alle analisi dinamiche incrementalmente condotte sui campioni 2 e 6 di tamponamenti in muratura soggetti a diverse condizioni al contorno, ma accomunati dal fatto di non aver subito alcun tipo di pre-danneggiamento nel piano.

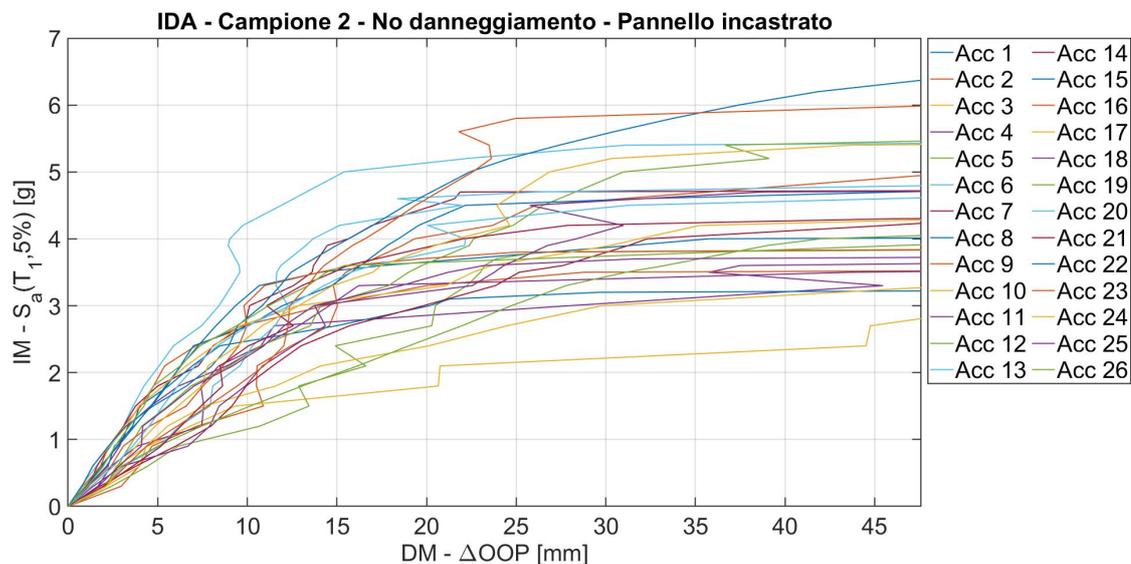
#### 5.1.1 Pannello incastrato

In figura 5.1 e in figura 5.2 vengono riportate rispettivamente le curve IDA del campione 2 e del campione 6 in cui i quattro vertici del telaio risultano essere incastrati. Dall'analisi dei grafici è possibile osservare che per entrambi i campioni quasi tutte le curve assumono un andamento di tipo “serpeggiante” fino al raggiungimento di un valore di DM di circa 30 mm. Superato questo valore le curve tendono ad assestarsi su andamenti pseudo-orizzontali, fatto che evidenzia una improvvisa perdita di rigidità fuori piano appena il livello di DM supera i 30 mm di cui parlavamo prima. Infatti quando una curva IDA tende all'orizzontale vuol dire che appena si supera il valore di DM che definisce l'inizio del tratto a pendenza nulla, si ottiene come risultato il collasso strutturale.

L'andamento “serpeggiante” di cui parlavamo prima, però, mette in evidenza la capacità del sistema di dissipare energia. In pratica quando il sistema viene sollecitato da un sisma di una certa intensità, si deforma sotto l'azione sismica raggiungendo valori di  $\Delta OOP$  più o meno grandi, che possono provocare o meno il collasso. Se però lo stesso sistema viene sottoposto ad un sisma di intensità

superiore, non è detto che il valore di DM che si ottiene sia maggiore del precedente: può succedere che questo sia più piccolo di prima. In pratica a valori crescenti di IM non sempre corrispondono valori crescenti di DM. Questo fatto si spiega dicendo che il sistema, quando viene sollecitato in modo importante da una azione sismica, si danneggia in modo preventivo, preservando il sistema dalle sollecitazioni successive, le quali verranno dissipate proprio grazie al danneggiamento subito.

Come si può vedere le curve IDA del campione 2 vengono troncate per valori di DM pari a  $47.6\text{ mm}$ , mentre per il campione 6 il valore limite di DM viene spostato a  $98.4\text{ mm}$ . Questi due valori rappresentano gli spessori  $t$  dei tamponamenti associati ai due campioni. Questa operazione di troncamento si è resa necessaria in quanto talvolta succede che il valore di  $\Delta OOP$  ottenuto dall'analisi supera lo spessore  $t$  del pannello. Da un punto di vista fisico, avere dei valori di DM superiori allo spessore del tamponamento si traduce in un collasso strutturale. Può quindi succedere che l'analisi numerica prosegua fino a valori di  $\Delta OOP$  ben maggiori di  $t$  senza mai fallire (ovvero senza produrre il fallimento del test di convergenza che manifesta il raggiungimento del collasso strutturale), ma questo fatto deve essere inteso come un non collasso numerico e non come un non collasso fisico. In altre parole, il modello numerico non collassa, ma il sistema fisico che esso descrive è come se lo fosse. Questa operazione di troncamento verrà effettuata per tutti i campioni, indipendentemente dal pre-danneggiamento e dalle condizioni al contorno che lo caratterizzano. Per questo motivo il fondo scala dell'asse delle ascisse di tutte le curve IDA è pari allo spessore  $t$  del pannello che esse descrivono.



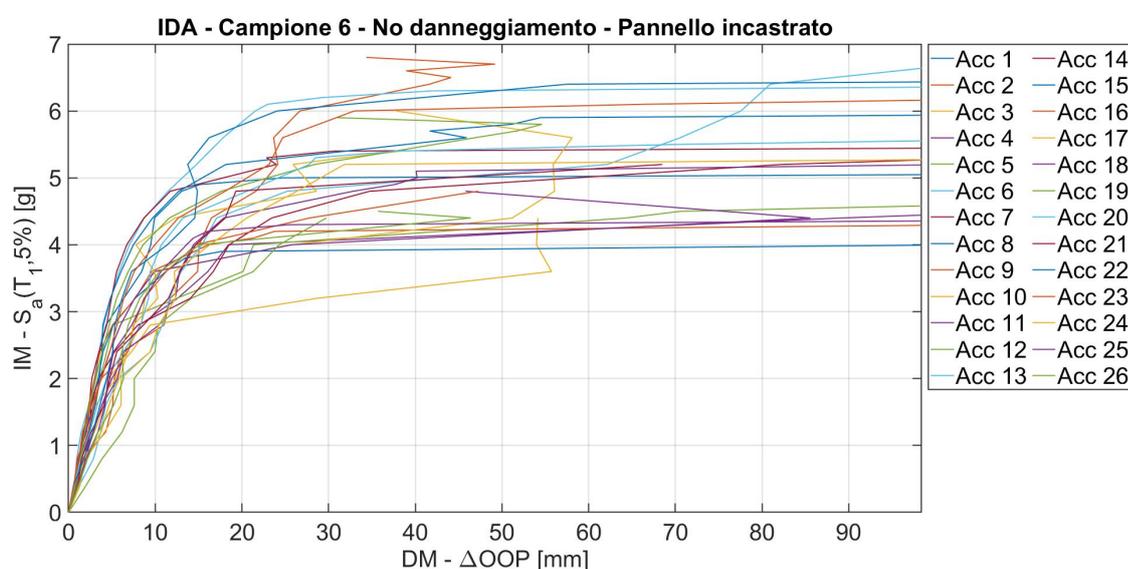
**Figura 5.1:** Curve IDA del campione 2 non danneggiato e incastrato sui vertici

Detto ciò, è possibile osservare che il campione 2 mostra un intervallo di variabilità della IM di collasso che varia da circa  $3\text{ g}$  a circa  $6\text{ g}$ , mentre per il campione 6 lo stesso intervallo varia da circa  $4\text{ g}$  a circa  $7\text{ g}$ . Questo fatto mette in luce due cose:

- la prima è che il campione 6 non danneggiato e incastrato collassa per valori di IM mediamente maggiori rispetto a quelli del campione 2;

- la seconda è che questi valori di IM sono molto alti e praticamente nessun evento sismico reale potrà mai raggiungerli, pertanto è come se questi pannelli, nella realtà, non collassassero mai.

La prima osservazione si giustifica notando che il campione 6 ha uno spessore del tamponamento doppio rispetto a quello del campione 2, pertanto è in grado di realizzare un meccanismo resistente ad arco più efficace e quindi di manifestare una resistenza fuori piano maggiore, questo nonostante il materiale che lo caratterizzi sia dotato di proprietà meccaniche più scadenti (si passa dai  $4.60\text{ MPa}$  di resistenza a compressione del campione 6 ai  $10.85\text{ MPa}$  del campione 2). Per confermare questa osservazione è però necessario confrontare le curve IDA degli altri sistemi analizzati, ma risulterà molto più evidente quando verrà effettuato il confronto tra le curve di fragilità dei due campioni (vedi figura 6.8).



**Figura 5.2:** Curve IDA del campione 6 non danneggiato e incastrato sui vertici

### 5.1.2 Pannello con molle tali che $T_f = T_i$

In figura 5.3 e in figura 5.4 vengono riportate rispettivamente le curve IDA del campione 2 e del campione 6 in cui sui quattro vertici del telaio vengono applicate delle molle elastiche la cui rigidità è stata assegnata in modo tale che il periodo fondamentale del telaio  $T_f$  fosse pari a  $T_i$ .

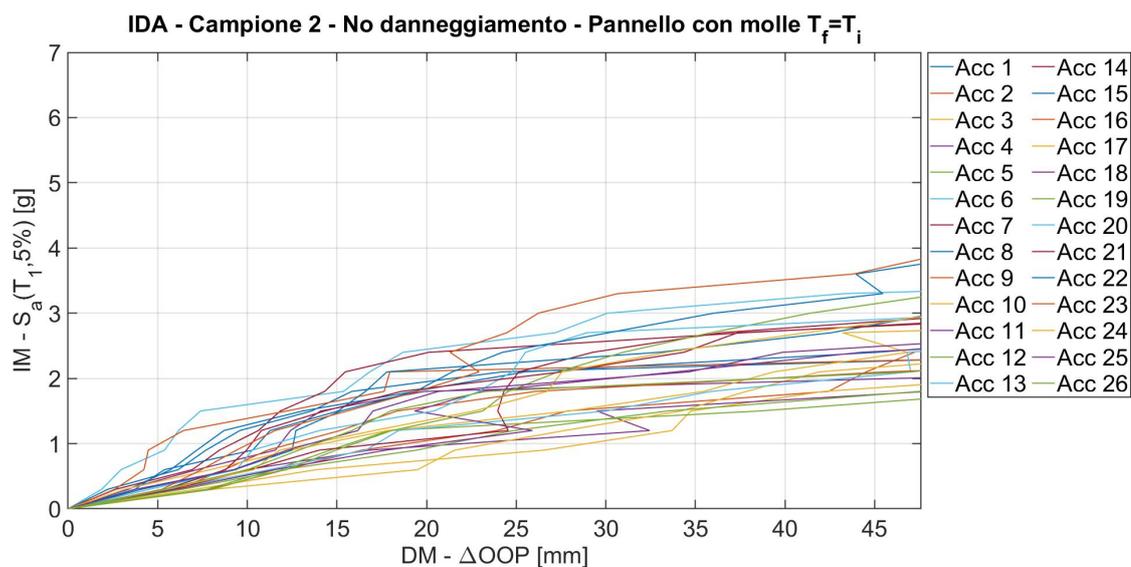
Dall'analisi dei grafici è possibile osservare che, come prima, il comportamento serpeggiante rimane, ma i valori di IM di collasso si abbassano molto. Questo vuol dire che quando si aumenta il grado di libertà dei vertici del telaio, il tamponamento in muratura mostra comunque delle capacità dissipative, ma riduce notevolmente la sua resistenza fuori piano, mostrandosi molto più propenso al collasso; in altre parole aumenta la sua fragilità sismica: se prima con una IM pari a 2 il sistema mostrava dei valori di DM contenuti (ad esempio per il campione 2 stiamo parlando al massimo di spostamenti relativi pari a circa  $20\text{ mm}$ ), ora con lo stesso valore di IM il sistema va a collasso. Ciò che non cambia è il comportamento che il pannello

manifesta prima di raggiungere il collasso: le curve IDA, cioè, continuano ad essere del tipo “smooth”.

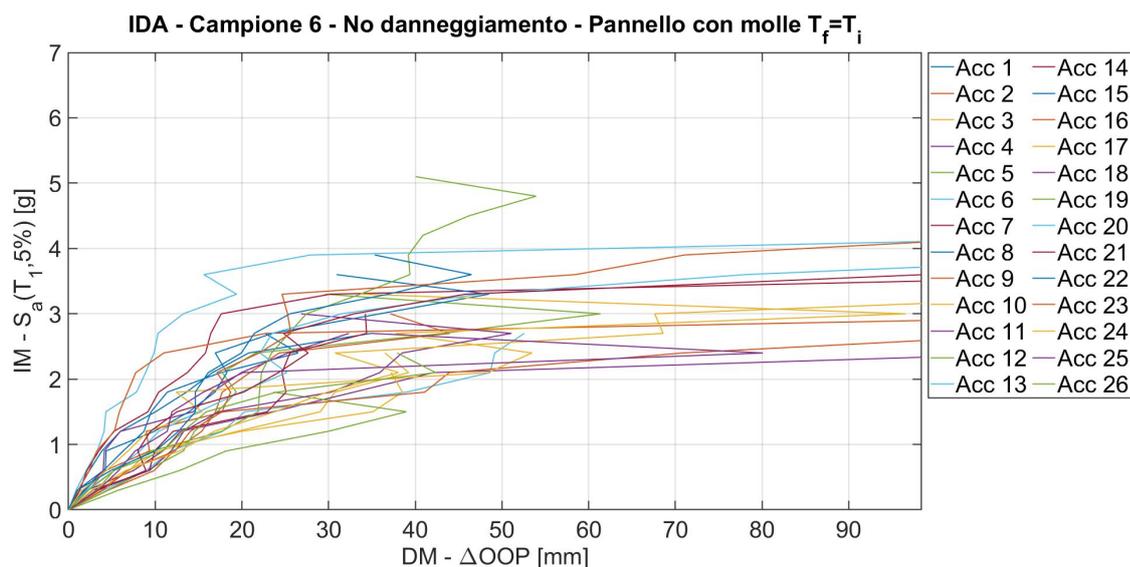
Come già evidenziato in precedenza, la rigidità del telaio, simulata con le molle elastiche, può essere messa in relazione alla posizione altimetrica del tamponamento all’interno di un edificio multipiano. Infatti, via via che si sale verso i piani più alti, le traslazioni orizzontali dei nodi del telaio all’inizio aumentano, per poi rimanere pressoché costanti una volta raggiunta una certa altezza.

Modificando la rigidità delle molle elastiche è come se noi stessi analizzando lo stesso pannello posto però a piani differenti. Questo secondo confronto mette quindi in luce come la fragilità sismica dei tamponamenti in muratura non solo sia funzione delle proprietà meccaniche e geometriche del pannello, ma dipende anche in maniera significativa dal rapporto di rigidità telaio-tamponamento che caratterizza il sistema.

Anche in questo secondo confronto si vede come il campione 6 sia meno propenso al collasso rispetto al campione 2. Tale differenza di fragilità sismica, però, è meno evidente rispetto a prima. Questo significa che dall’analisi IDA sembra che al fine della determinazione della fragilità sismica relativa al collasso fuori piano dei tamponamenti in muratura, il ruolo da protagonista sia ricoperto dal rapporto di rigidità telaio-tamponamento e non tanto dalle proprietà meccaniche e geometriche del pannello stesso.



**Figura 5.3:** Curve IDA del campione 2 non danneggiato e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = T_i$



**Figura 5.4:** Curve IDA del campione 6 non danneggiato e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = T_i$

### 5.1.3 Pannello con molle tali che $T_f = 3T_i$

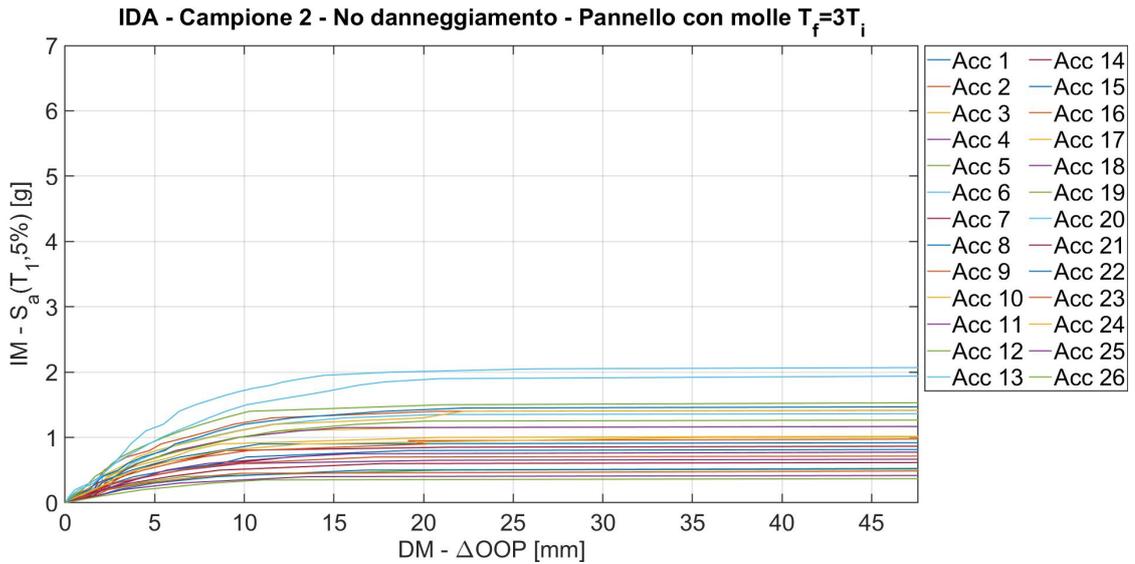
In figura 5.5 e in figura 5.6 vengono riportate rispettivamente le curve IDA del campione 2 e del campione 6 in cui sui quattro vertici del telaio vengono applicate delle molle elastiche la cui rigidità è stata assegnata in modo tale che il periodo fondamentale del telaio  $T_f$  fosse pari a  $3T_i$ .

Dall’analisi dei grafici è possibile osservare come le curve IDA di questi due nuovi sistemi siano profondamente diverse dalle precedenti: l’andamento “serpeggiante” visto prima, qui è completamente sparito. Al suo posto abbiamo delle curve che mostrano un tratto iniziale non lineare piuttosto breve, seguito da andamenti pseudo-orizzontali che proseguono fino al raggiungimento del DM limite.

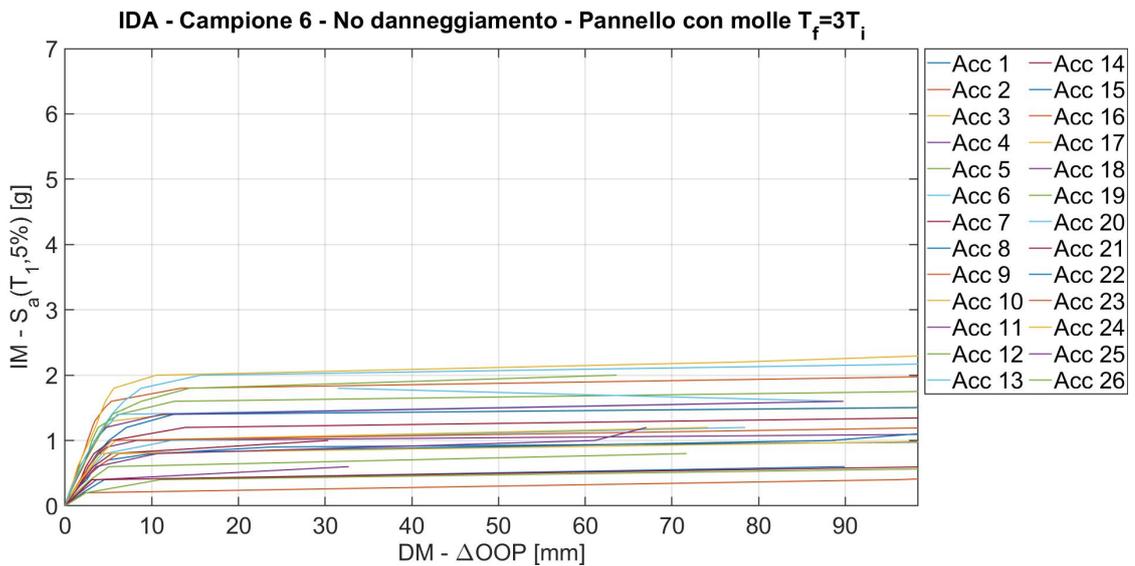
Il fatto che la maggior parte delle curve raggiungano il DM limite non deve suggerire che il sistema rimanga integro fino al raggiungimento di tale valore di  $\Delta OOP$ . Infatti, il fatto di avere un tratto pseudo-orizzontale decisamente più importante rispetto a quello non lineare iniziale, ci suggerisce di considerare il sistema collassato per valori di DM ben inferiori a quello limite.

Alla luce di ciò possiamo dire che quando il tamponamento è associato ad un telaio dotato di un maggiore grado di libertà (ovvero quando la rigidità  $k_f$  delle molle si riduce), il sistema sembra perdere quasi totalmente le sue capacità dissipative.

Inoltre l’intervallo delle IM di collasso si abbassa ulteriormente, arrivando a valori di IM intorno a  $1 g$ , ovvero si raggiunge il collasso anche per terremoti non scalati (dire IM pari a  $1 g$  vuol dire accelerogramma originale). Ciò significa che la fragilità sismica sta ulteriormente aumentando.



**Figura 5.5:** Curve IDA del campione 2 non danneggiato e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = 3T_i$



**Figura 5.6:** Curve IDA del campione 6 non danneggiato e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = 3T_i$

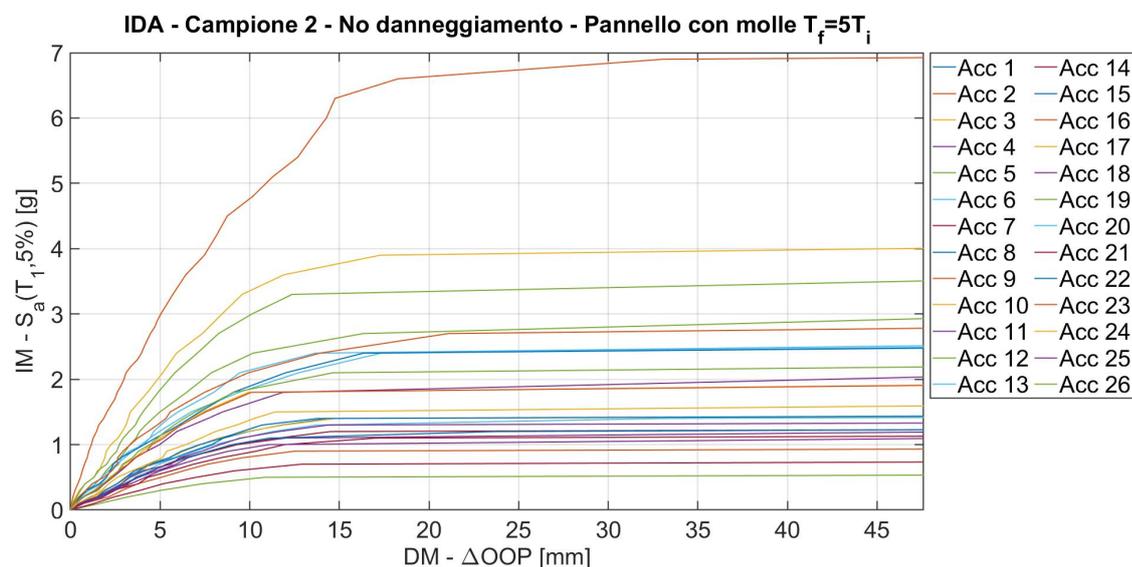
#### 5.1.4 Pannello con molle tali che $T_f = 5T_i$

In figura 5.7 e in figura 5.8 vengono riportate rispettivamente le curve IDA del campione 2 e del campione 6 in cui sui quattro vertici del telaio vengono applicate delle molle elastiche la cui rigidezza è stata assegnata in modo tale che il periodo fondamentale del telaio  $T_f$  fosse pari a  $5T_i$ .

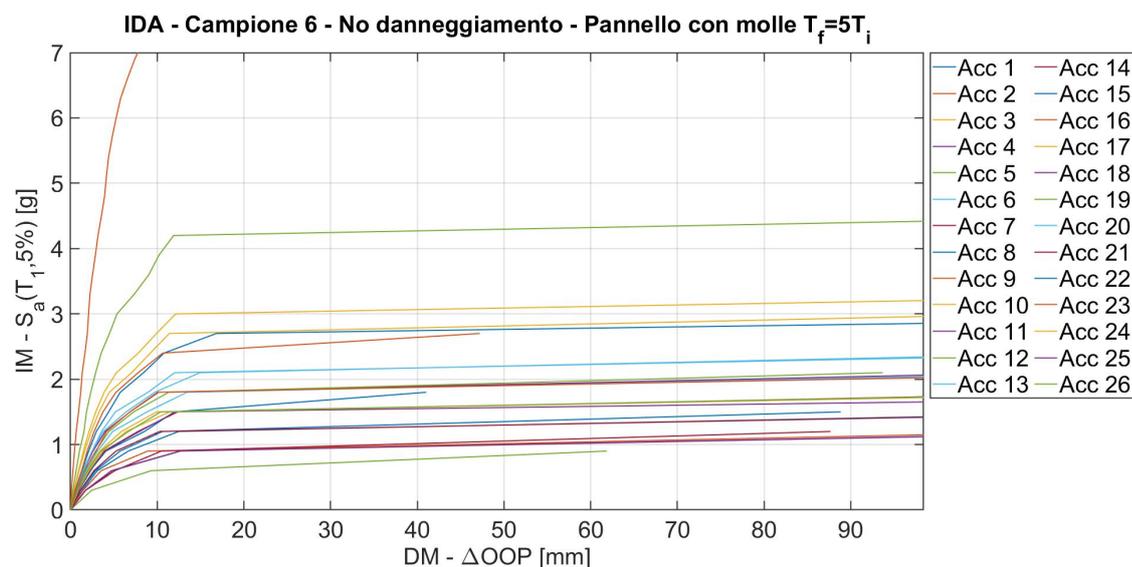
Dall'analisi dei grafici è possibile osservare come la forma delle curve sia la stessa, ciò che cambia è l'estensione e gli estremi dell'intervallo di IM di collasso. Per entrambi i campioni, infatti, il comportamento del sistema risulta notevolmente influenzato dalle caratteristiche intrinseche del sisma che lo sollecita. Lo stesso

valore di IM può determinare il collasso strutturale, se associato a certi accelerogrammi, ma può anche definire dei valori di DM contenuti (e ben lontani dai valori di collasso) se associati ad altri accelerogrammi.

Questo fatto riduce notevolmente la fragilità sismica del sistema, ma ne aumenta la variabilità di comportamento, che diventa fortemente dipendente dalla natura dell'evento sismico più che dalla sua intensità.



**Figura 5.7:** Curve IDA del campione 2 non danneggiato e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = 5T_i$

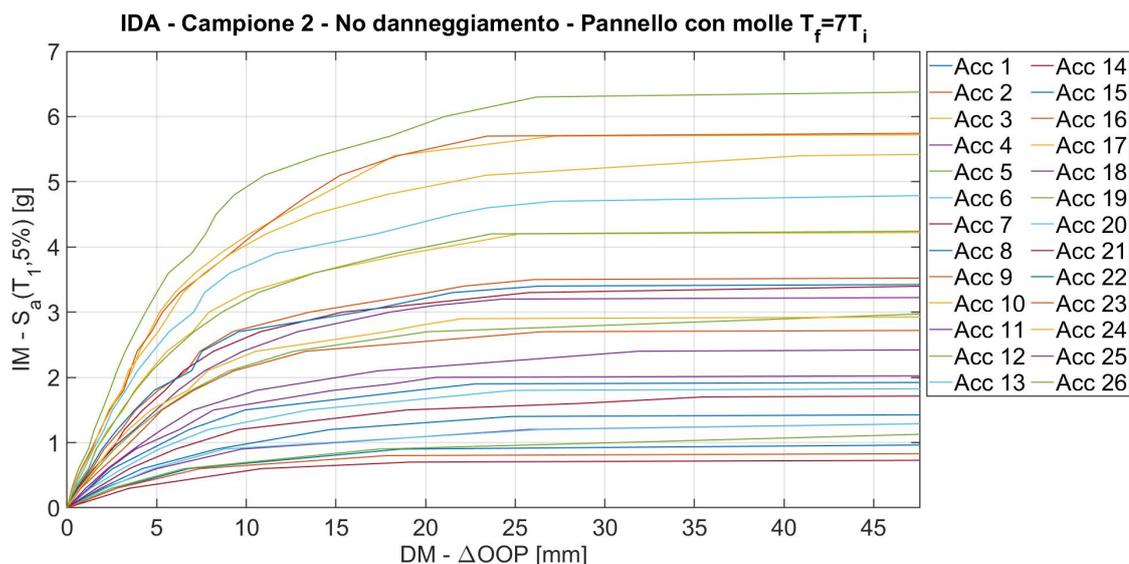


**Figura 5.8:** Curve IDA del campione 6 non danneggiato e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = 5T_i$

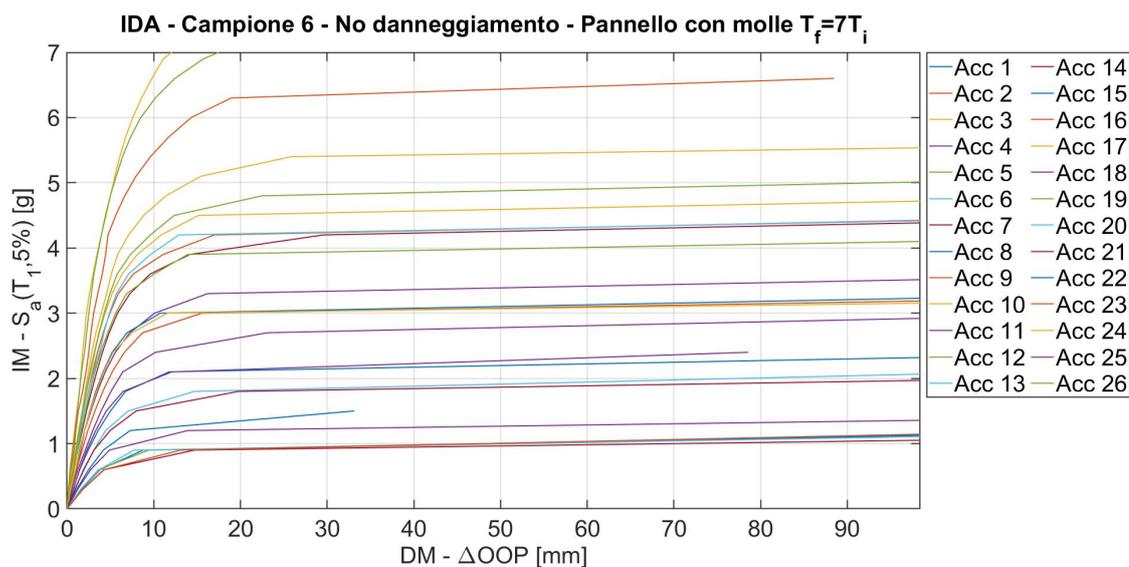
### 5.1.5 Pannello con molle tali che $T_f = 7T_i$

In figura 5.9 e in figura 5.10 vengono riportate rispettivamente le curve IDA del campione 2 e del campione 6 in cui sui quattro vertici del telaio vengono applicate delle molle elastiche la cui rigidezza è stata assegnata in modo tale che il periodo fondamentale del telaio  $T_f$  fosse pari a  $7T_i$ .

In questo caso c'è ben poco da aggiungere rispetto a prima, infatti la tendenza di comportamento resta sostanzialmente la stessa. Ciò che cambia è la distribuzione delle IM di collasso, ma di questo se ne parlerà meglio nel capitolo 6 dedicato alla curve di fragilità sismica.



**Figura 5.9:** Curve IDA del campione 2 non danneggiato e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = 7T_i$



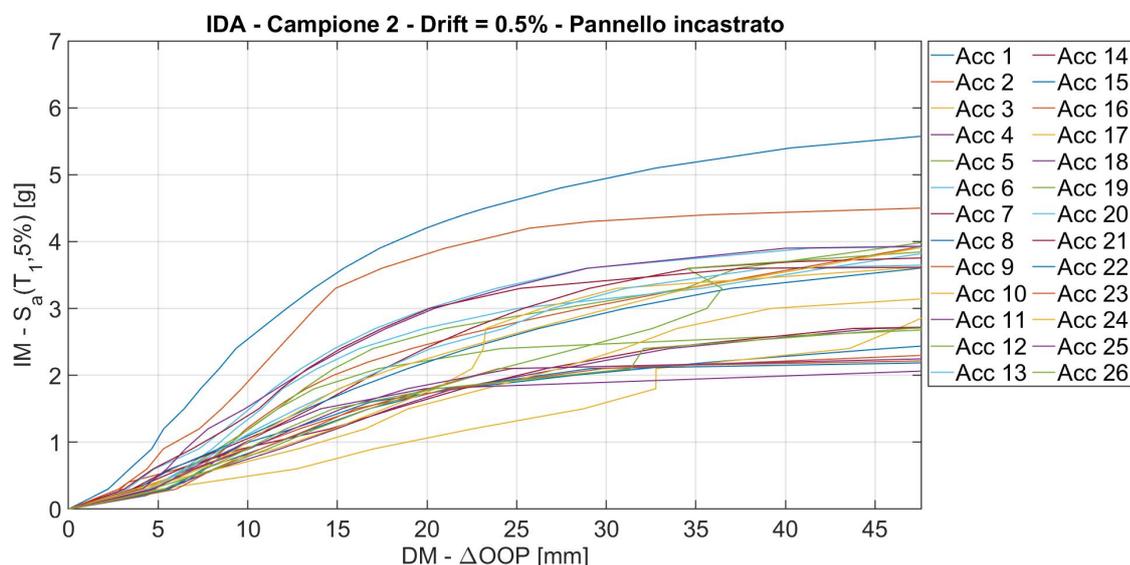
**Figura 5.10:** Curve IDA del campione 6 non danneggiato e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = 7T_i$

## 5.2 Tamponamento danneggiato - Drift 0.5%

In questa sezione verranno messe a confronto le curve IDA relative alle analisi dinamiche incrementali condotte sui campioni 2 e 6 di tamponamenti in muratura soggetti a diverse condizioni al contorno, ma accomunati dal fatto di aver subito lo stesso livello di pre-danneggiamento nel piano, livello associato ad un valore del drift pari allo 0.5% dell'altezza  $h$  del pannello.

### 5.2.1 Pannello incastrato

In figura 5.11 e in figura 5.12 vengono riportate rispettivamente le curve IDA del campione 2 e del campione 6 soggetti ad un pre-danneggiamento indotto da una sollecitazione ciclica caratterizzata da uno spostamento di picco nel piano (ovvero da un drift  $d_r$ ) pari allo 0.5% dell'altezza  $h$  del pannello e in cui i quattro vertici del telaio risultano essere incastrati.



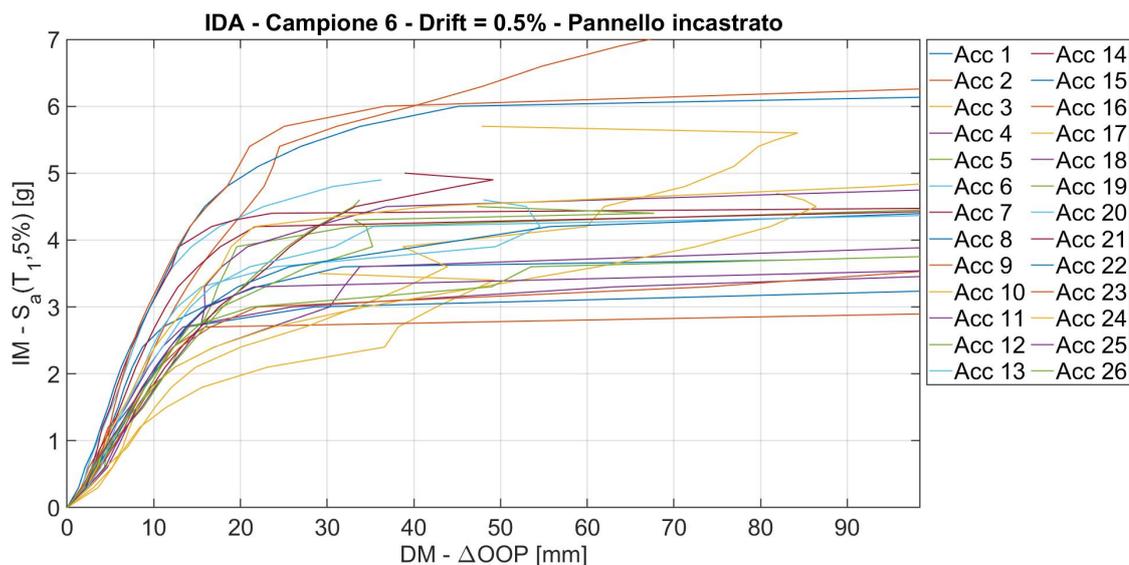
**Figura 5.11:** Curve IDA del campione 2 danneggiato con drift pari allo 0.5% dell'altezza del pannello e incastrato sui vertici

Come si può vedere le curve IDA del campione 2 sono caratterizzate da una pendenza iniziale inferiore rispetto al quelle del campione 6. Questo aspetto, evidente anche nel caso di pannello non danneggiato, sottolinea come nonostante il pre-danneggiamento, la rigidezza fuori piano iniziale del campione 2 sia comunque inferiore a quella del campione 6. In altre parole anche se entrambi i campioni sono stati oggetto dello stesso grado di danneggiamento nel piano, se ne ha sempre uno più rigido dell'altro.

Per quanto riguarda la forma, le curve IDA del campione 2, a differenza di quelle del campione 6, perdono completamente l'andamento "serpeggiante", quindi raggiungono il valore di DM limite senza mostrare un particolare comportamento dissipativo. Per il campione 6, invece, il discorso è leggermente diverso, in quanto alcune curve mostrano dei valori di DM inferiori per IM più grandi. Inoltre, a differenza del pannello non danneggiato, qui si hanno una serie di analisi che si

interrompono prima del raggiungimento del DM limite, ovvero anche da un punto di vista numerico, e non solo fisico, è stato raggiunto il collasso strutturale per valori di DM inferiori a  $t$ .

Dall'analisi delle sole curve IDA non è molto evidente, ma quando verrà fatto il confronto sulle curve di fragilità si potrà osservare un evidente aumento della fragilità sismica dei tamponamenti di entrambi i campioni. In altre parole dato un certo valore di IM, la probabilità di collasso del sistema danneggiato risulterà essere molto più alta rispetto a quella dello stesso sistema, ma non danneggiato. Questo fatto mette in luce come la resistenza nel piano e la resistenza fuori piano dei tamponamenti in muratura siano strettamente correlate tra loro.



**Figura 5.12:** Curve IDA del campione 6 danneggiato con drift pari allo 0.5% dell'altezza del pannello e incastrato sui vertici

### 5.2.2 Pannello con molle tali che $T_f = T_i$

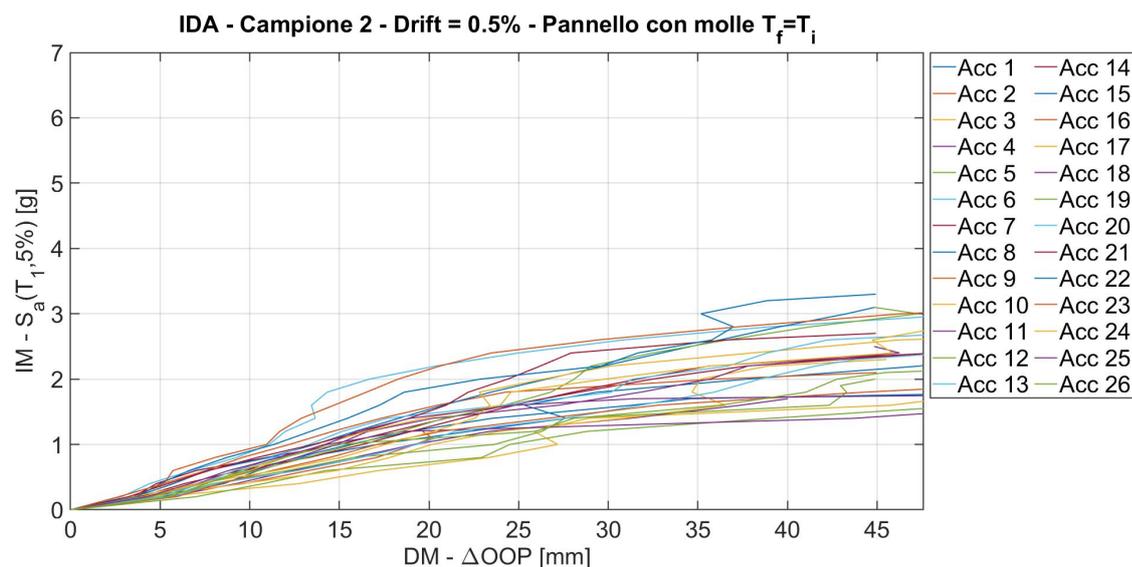
In figura 5.13 e in figura 5.14 vengono riportate rispettivamente le curve IDA del campione 2 e del campione 6 soggetti a solito pre-danneggiamento con drift pari allo 0.5% dell'altezza  $h$  del pannello, ma in questo caso sui quattro vertici del telaio vengono applicate delle molle elastiche la cui rigidezza è stata assegnata in modo tale che il periodo fondamentale del telaio  $T_f$  fosse pari a  $T_i$ .

Osservando questi grafici e facendo un confronto con quelli precedenti è possibile osservare una notevole riduzione della pendenza iniziale e una notevole riduzione dell'apertura del fuso entro il quale le curve IDA risultano essere contenute. Questo vuol dire che incrementando il grado di libertà dei nodi ai vertici, non solo si raggiunge il collasso per valori di IM inferiori, ma anche che la dipendenza di comportamento dall'evento sismico si riduce notevolmente.

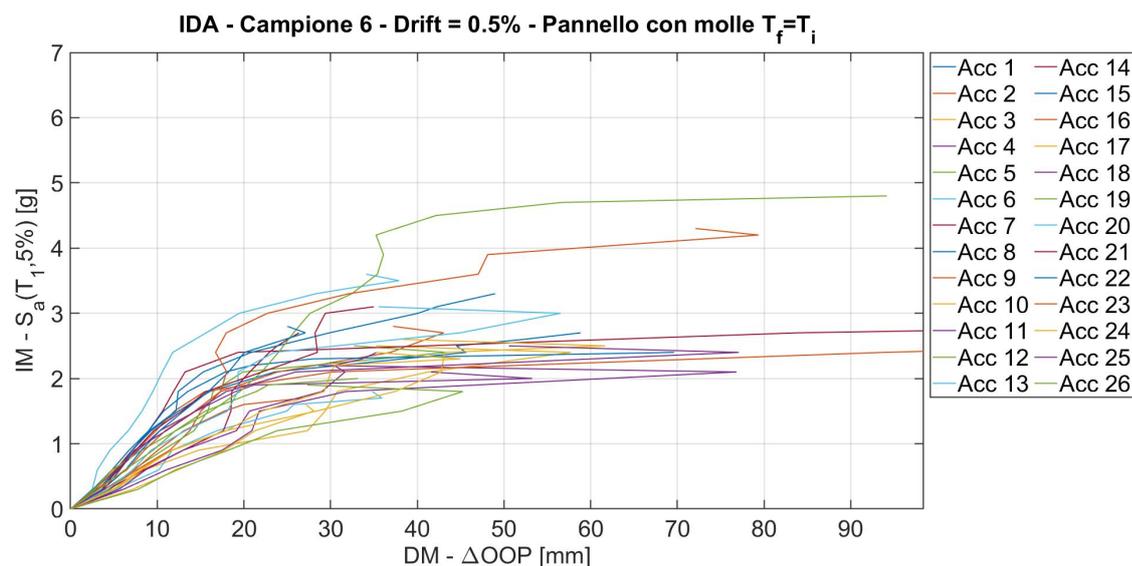
Quest'ultimo aspetto sarà ancora più evidente sulle curve di fragilità, che per questi due sistemi non solo si sposteranno verso sinistra (ovvero verso valori di IM di collasso più vicini allo 0), ma tenderanno ad essere sempre più verticali. Avere delle curve di fragilità pseudo, verticali vuole infatti dire che a piccoli incrementi di

IM corrispondono grandi incrementi della probabilità di collasso, ergo: la fragilità sismica aumenta.

Inoltre, per quanto riguarda le curve del campione 6 si osserva una notevole aumento del numero di analisi che falliscono prima del raggiungimento del DM limite, tanto che solo 2 accelerogrammi su 26 portano ad avere delle curve che muoiono sul valore di DM limite. Questo vuol dire che la combinazione di danneggiamento nel piano e di riduzione della rigidità del telaio produce come risultato un tamponamento più sensibile al collasso non solo nel modello fisico, ma anche in quello numerico.



**Figura 5.13:** Curve IDA del campione 2 danneggiato con drift pari allo 0.5% dell'altezza del pannello e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = T_i$

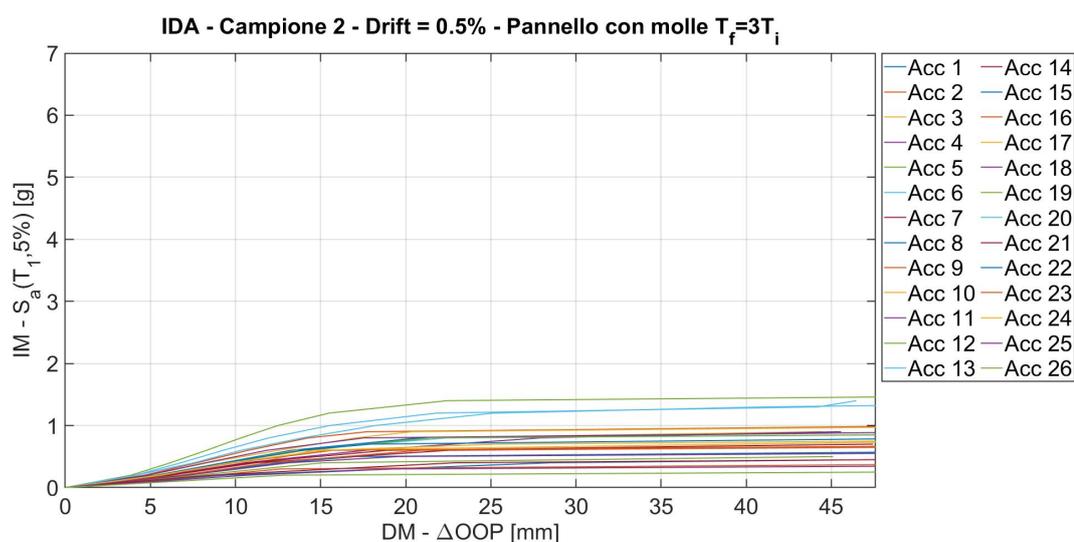


**Figura 5.14:** Curve IDA del campione 6 danneggiato con drift pari allo 0.5% dell'altezza del pannello e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = T_i$

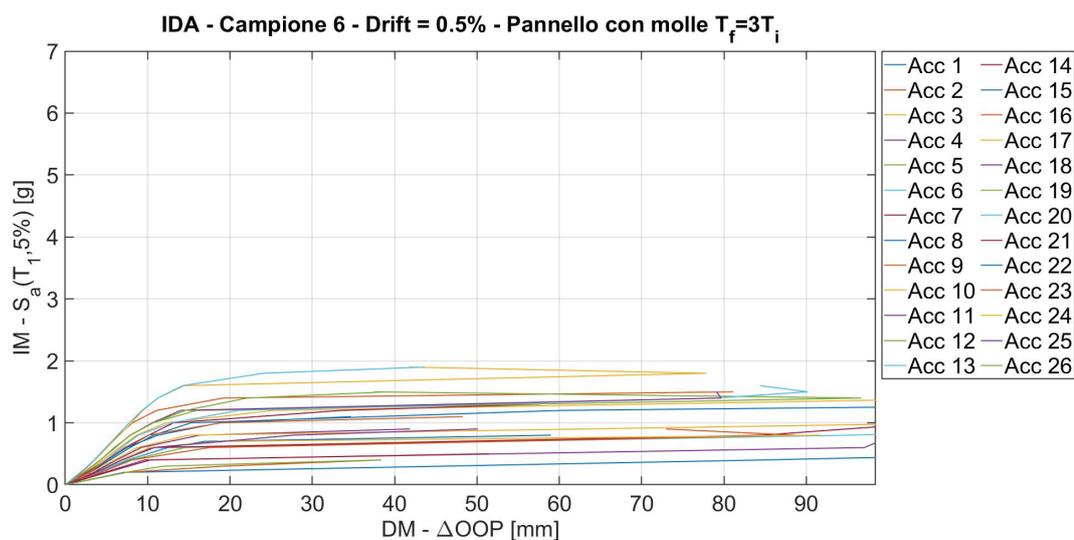
### 5.2.3 Pannello con molle tali che $T_f = 3T_i$

In figura 5.15 e in figura 5.16 vengono riportate rispettivamente le curve IDA del campione 2 e del campione 6 soggetti a solito pre-danneggiamento con drift pari allo 0.5% dell'altezza  $h$  del pannello, ma in questo caso sui quattro vertici del telaio vengono applicate delle molle elastiche la cui rigidezza è stata assegnata in modo tale che il periodo fondamentale del telaio  $T_f$  fosse pari a  $3T_i$ .

In questo caso l'andamento delle curve è sin dall'inizio pseudo-orizzontale, ovvero la pendenza del tratto iniziale sparisce e le curve assumono una configurazione notevolmente appiattita. Ciò significa che i tamponamenti, in questo caso, collassano per valori di IM prossimi o addirittura inferiori ad 1  $g$ .



**Figura 5.15:** Curve IDA del campione 2 danneggiato con drift pari allo 0.5% dell'altezza del pannello e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = 3T_i$

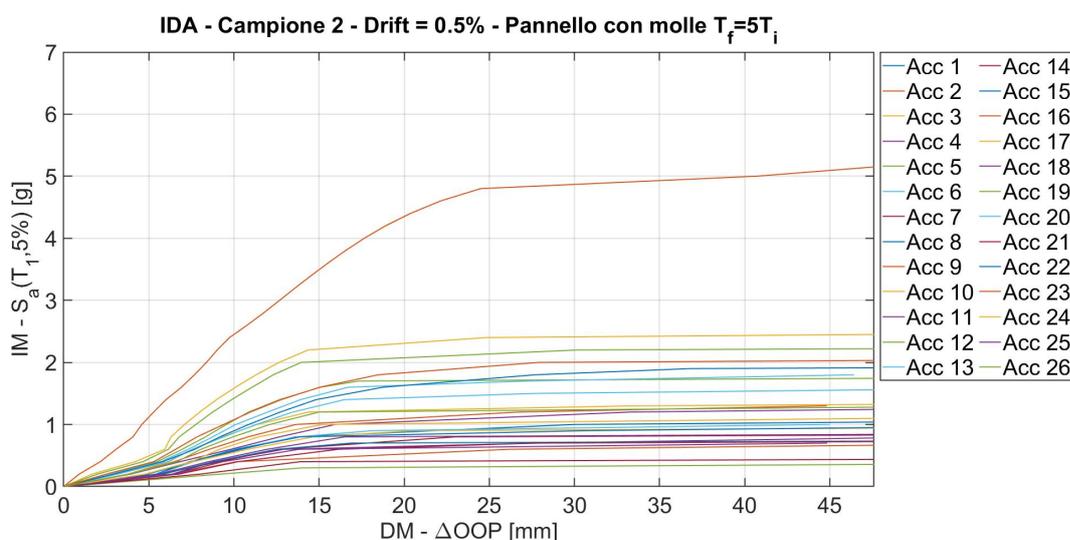


**Figura 5.16:** Curve IDA del campione 6 danneggiato con drift pari allo 0.5% dell'altezza del pannello e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = 3T_i$

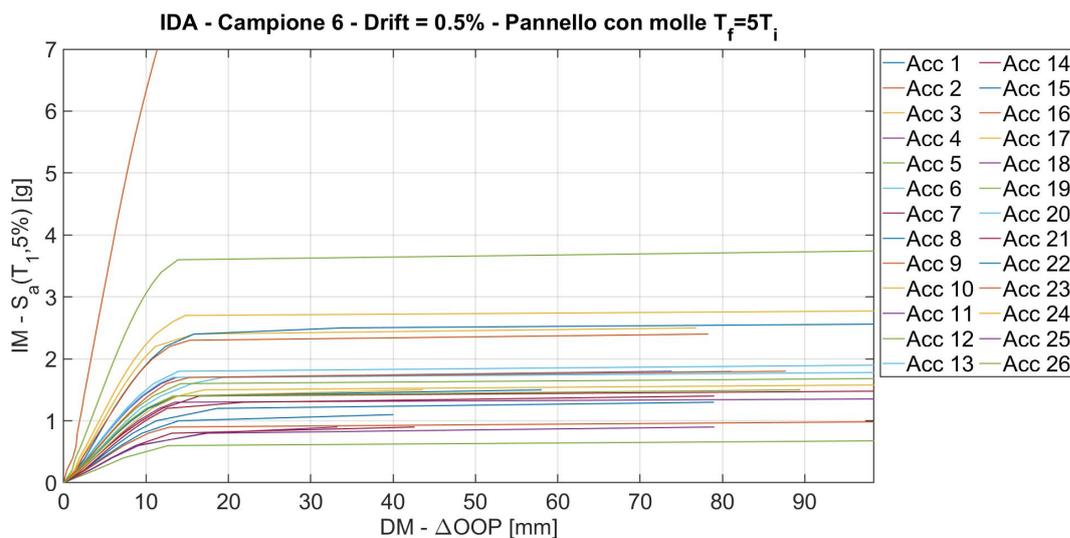
### 5.2.4 Pannello con molle tali che $T_f = 5T_i$

In figura 5.17 e in figura 5.18 vengono riportate rispettivamente le curve IDA del campione 2 e del campione 6 soggetti a solito pre-danneggiamento con drift pari allo 0.5% dell'altezza  $h$  del pannello, ma in questo caso sui quattro vertici del telaio vengono applicate delle molle elastiche la cui rigidezza è stata assegnata in modo tale che il periodo fondamentale del telaio  $T_f$  fosse pari a  $5T_i$ .

Nonostante ora la rigidezza delle molle sia inferiore rispetto a prima, le curve IDA tendono a risalire, mettendo in evidenza una significativa riduzione della fragilità sismica ovvero una maggiore riluttanza al collasso. Questo vale sia per il campione 2 che per il campione 6, anche se il campione 6 è caratterizzato da un valore medio di IM di collasso superiore.



**Figura 5.17:** Curve IDA del campione 2 danneggiato con drift pari allo 0.5% dell'altezza del pannello e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = 5T_i$

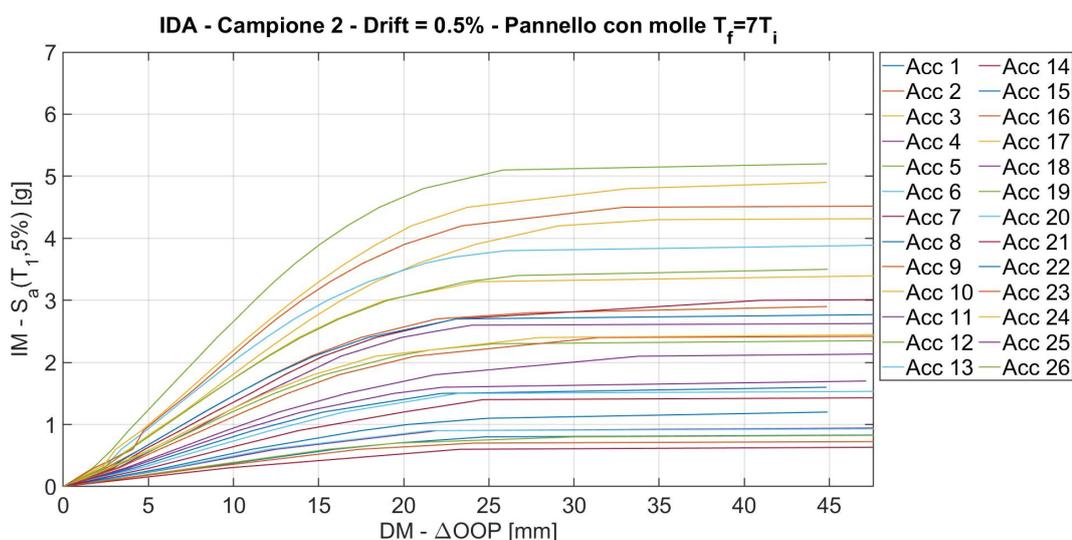


**Figura 5.18:** Curve IDA del campione 6 danneggiato con drift pari allo 0.5% dell'altezza del pannello e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = 5T_i$

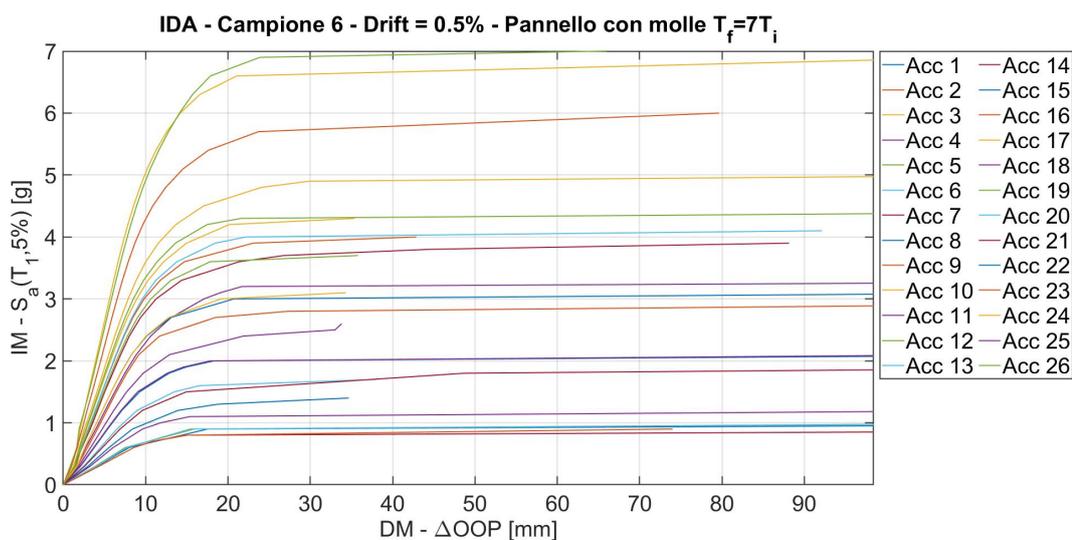
### 5.2.5 Pannello con molle tali che $T_f = 7T_i$

In figura 5.19 e in figura 5.20 vengono riportate rispettivamente le curve IDA del campione 2 e del campione 6 soggetti a solito pre-danneggiamento con drift pari allo 0.5% dell'altezza  $h$  del pannello, ma in questo caso sui quattro vertici del telaio vengono applicate delle molle elastiche la cui rigidezza è stata assegnata in modo tale che il periodo fondamentale del telaio  $T_f$  fosse pari a  $7T_i$ .

Qui è ancora più evidente la risalita delle curve IDA, che quindi ritornano a mostrare una pendenza iniziale non nulla, sinonimo di una rigidezza iniziale del sistema non trascurabile. Il valore di DM limite viene comunque sempre raggiunto con degli andamenti pseudo-orizzontali delle curve, ma per valori di IM decisamente superiori rispetto ai due casi precedenti.



**Figura 5.19:** Curve IDA del campione 2 danneggiato con drift pari allo 0.5% dell'altezza del pannello e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = 7T_i$



**Figura 5.20:** Curve IDA del campione 6 danneggiato con drift pari allo 0.5% dell'altezza del pannello e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = 7T_i$

Con quest'ultimo confronto appare evidente come al diminuire della rigidezza  $k_f$  delle molle il sistema inizialmente aumenti la sua fragilità, ma poi, superato un certo valore di minimo (che per noi corrisponde ad un rapporto  $T_f/T_i = 3$ ) la recuperi in maniera consistente. Questo aspetto verrà messo maggiormente in luce dal confronto sulle curve di fragilità, le quali inizialmente si sposteranno verso sinistra (aumento della fragilità) per poi ritornare verso destra (ripristino della resistenza).

## 5.3 Tamponamento danneggiato - Drift 1.5%

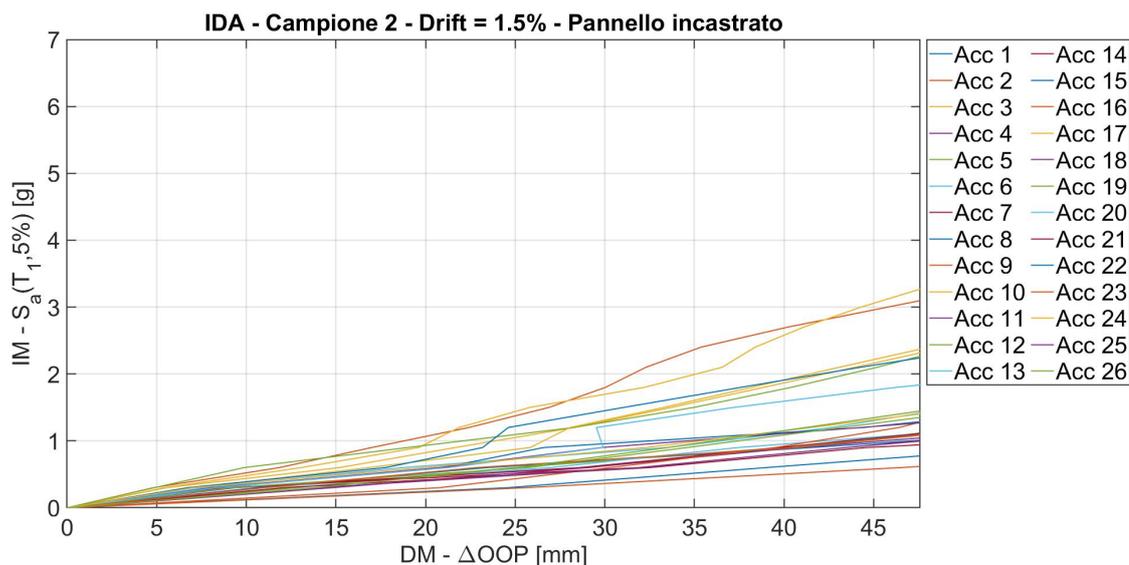
In questa sezione verranno messe a confronto le curve IDA relative alle analisi dinamiche incrementalmente condotte sui campioni 2 e 6 di tamponamenti in muratura soggetti a diverse condizioni al contorno, ma accomunati dal fatto di aver subito lo stesso livello di pre-danneggiamento nel piano, livello associato ad un valore del drift pari all'1.5% dell'altezza  $h$  del pannello.

### 5.3.1 Pannello incastrato

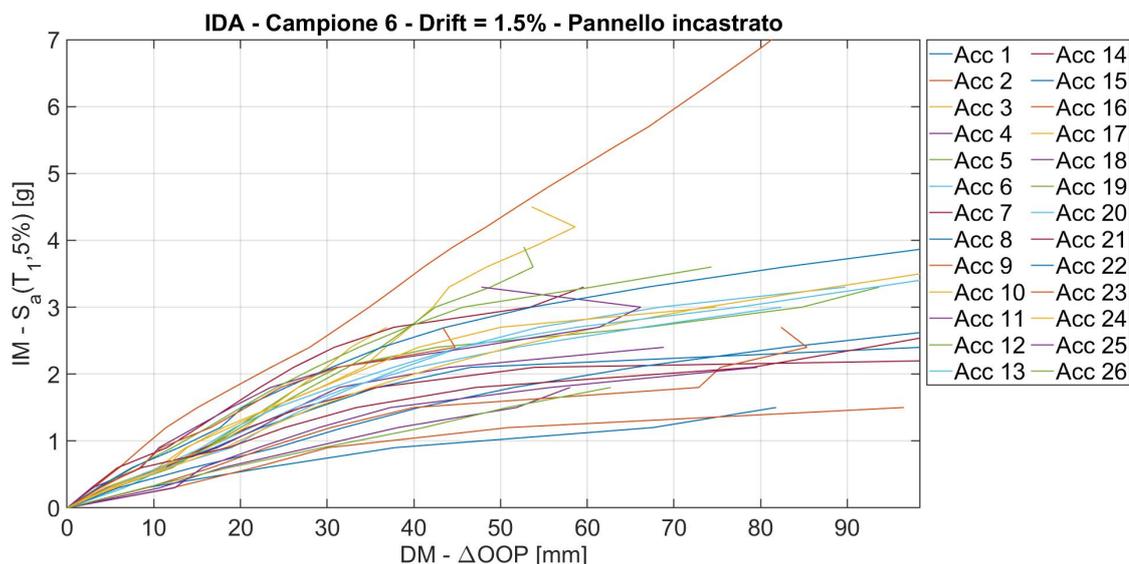
In figura 5.21 e in figura 5.22 vengono riportate rispettivamente le curve IDA del campione 2 e del campione 6 soggetti ad un pre-danneggiamento indotto da una sollecitazione ciclica caratterizzata da uno spostamento di picco nel piano (ovvero da un drift  $d_r$ ) pari all'1.5% dell'altezza  $h$  del pannello e in cui i quattro vertici del telaio risultano essere incastrati.

In questo caso ciò che salta subito all'occhio è la totale perdita del tipico andamento non lineare fino ad ora messo in evidenza dai tamponamenti incastrati. Questo fatto sarà osservabile anche per i campioni con le molle ai vertici, ma qui assume una importanza particolare, perché sottolinea come un grado di danneggiamento associato ad un drift dell'1.5% produca un cambiamento considerevole nel comportamento sismico del tamponamento in muratura. Cerchiamo ora di capire perché questa sostanziale modifica nel comportamento sismico non era stata osservata nel caso di pre-danneggiamento allo 0.5%. Se si osservano i grafici in figura 4.17 e in figura 4.18 si può vedere come per i cicli caratterizzati da un drift dell'1.5% e del 2.5% portano al superamento del punto di massimo della curva di pushover IP, cosa che invece il ciclo corrispondente ad un drift dello 0.5% non fa. Questo vuol dire che con questo nuovo livello di danneggiamento il pannello è così tanto danneggiato da non avere praticamente più resistenza fuori piano residua, il che lo porta ad assumere un comportamento di tipo fragile.

Quest'ultima osservazione assume un carattere rilevante, in quanto mette in evidenza uno degli obiettivi di questo studio, ovvero sottolineare come la resistenza nel piano e la resistenza fuori piano dei tamponamenti in muratura siano due proprietà strettamente collegate tra di loro. L'analisi incrementale dinamica è in grado di rendere evidente questa dipendenza, in quanto mostra come l'andamento delle curve IDA si trasformi totalmente all'aumentare del grado di danneggiamento nel piano, il quale rende il pannello meno resistente fuori piano e ne modifica profondamente il suo comportamento in relazione agli eventi sismici.



**Figura 5.21:** Curve IDA del campione 2 danneggiato con drift pari allo 1.5% dell'altezza del pannello e incastrato sui vertici



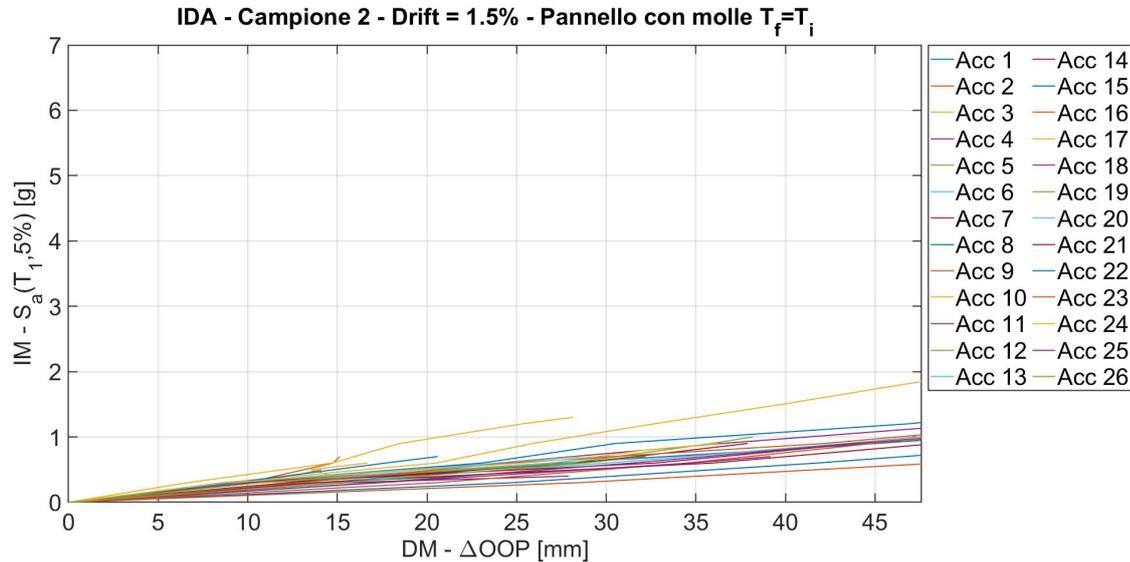
**Figura 5.22:** Curve IDA del campione 6 danneggiato con drift pari allo 1.5% dell'altezza del pannello e incastrato sui vertici

### 5.3.2 Pannello con molle tali che $T_f = T_i$

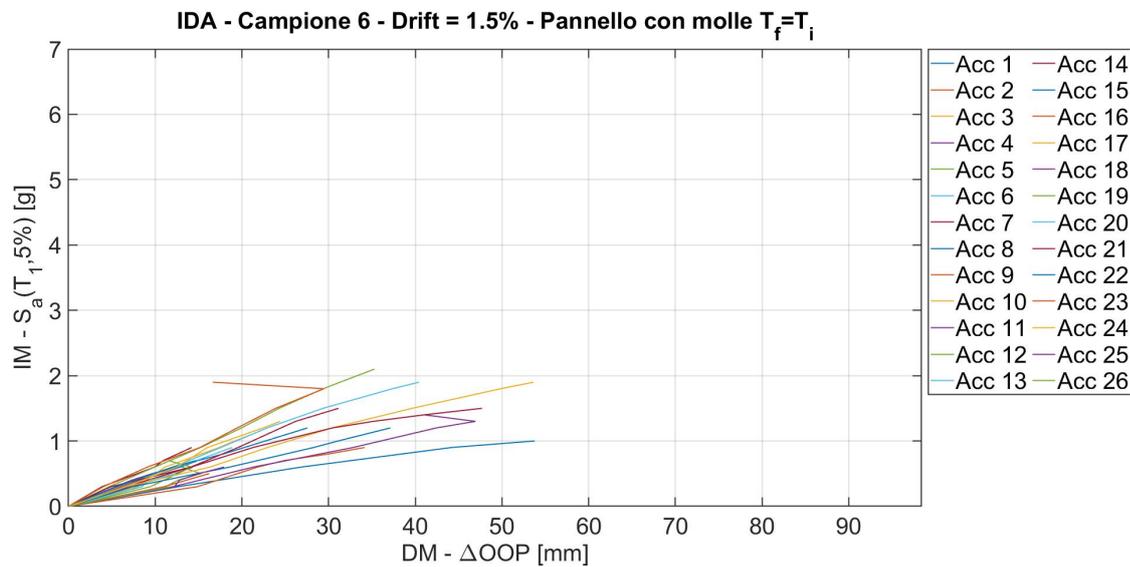
In figura 5.23 e in figura 5.24 vengono riportate rispettivamente le curve IDA del campione 2 e del campione 6 soggetti a solito pre-danneggiamento con drift pari all'1.5% dell'altezza  $h$  del pannello, ma in questo caso sui quattro vertici del telaio vengono applicate delle molle elastiche la cui rigidezza è stata assegnata in modo tale che il periodo fondamentale del telaio  $T_f$  fosse pari a  $T_i$ .

Anche in questo caso l'andamento delle curve IDA è di tipo lineare fino al raggiungimento del collasso, ma a differenza di prima (e in particolare per il campione 6) il numero di analisi che falliscono prima del raggiungimento del DM limite è

notevolmente aumentato. Questo sottolinea ancora una volta come il danneggiamento nel piano riduca notevolmente la resistenza fuori piano del tamponamento, tanto che il fallimento dell'analisi sopraggiunge per valori di DM molto più piccoli del valore limite.



**Figura 5.23:** Curve IDA del campione 2 danneggiato con drift pari allo 1.5% dell'altezza del pannello e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = T_i$

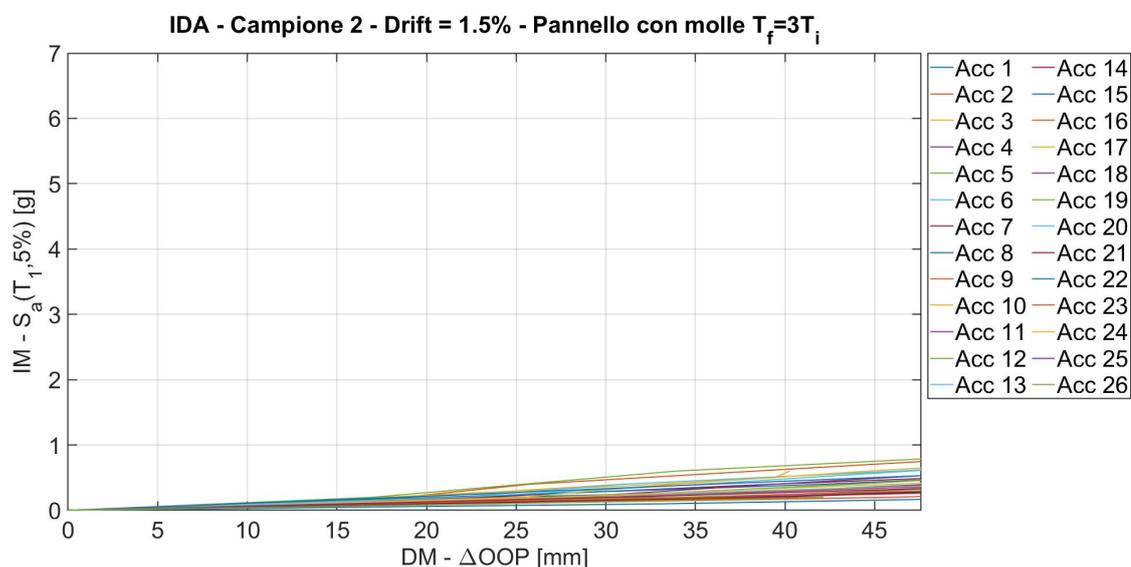


**Figura 5.24:** Curve IDA del campione 6 danneggiato con drift pari allo 1.5% dell'altezza del pannello e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = T_i$

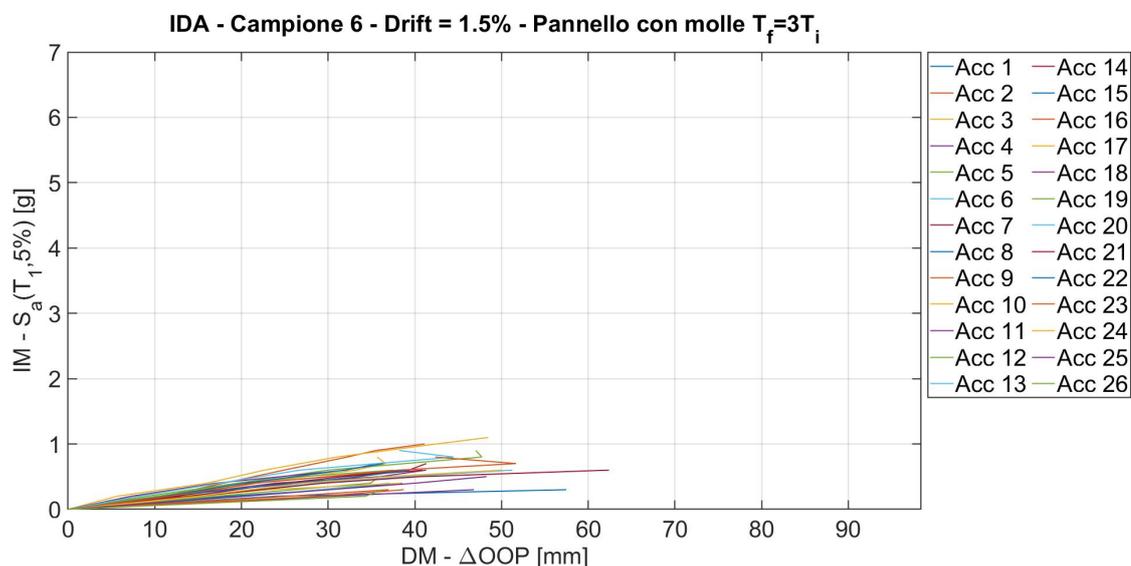
### 5.3.3 Pannello con molle tali che $T_f = 3T_i$

In figura 5.25 e in figura 5.26 vengono riportate rispettivamente le curve IDA del campione 2 e del campione 6 soggetti a solito pre-danneggiamento con drift pari

all'1.5% dell'altezza  $h$  del pannello, ma in questo caso sui quattro vertici del telaio vengono applicate delle molle elastiche la cui rigidezza è stata assegnata in modo tale che il periodo fondamentale del telaio  $T_f$  fosse pari a  $3T_i$ .



**Figura 5.25:** Curve IDA del campione 2 danneggiato con drift pari allo 1.5% dell'altezza del pannello e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = 3T_i$



**Figura 5.26:** Curve IDA del campione 6 danneggiato con drift pari allo 1.5% dell'altezza del pannello e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = 3T_i$

Le osservazioni fatte per il sistema precedente valgono anche per questo, con l'unica differenza che qui le curve IDA (anche se ora sarebbe più corretto chiamarle rette) sono così schiacciate che quasi collasano in una sola retta, che muore per valori di IM più piccoli di 1. In altre parole la resistenza fuori piano di questo sistema è sostanzialmente nulla.

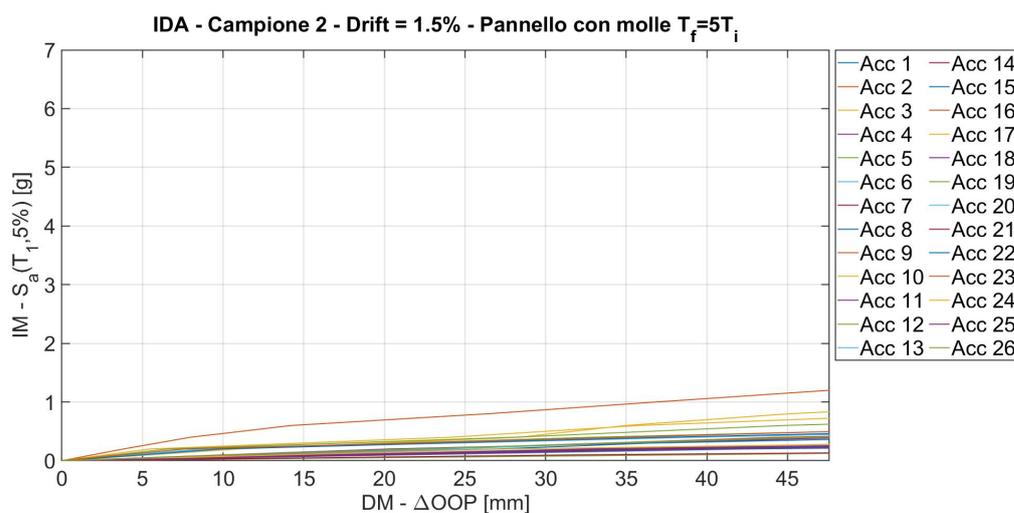
Da un punto di vista fisico questo vuol dire che se un pannello è soggetto ad un danneggiamento considerevole indotto da azioni che agiscono lungo il suo piano, appena arriva una scossa sismica, per quanto essa possa essere lieve, il tamponamento collassa fuori piano in maniera quasi del tutto inevitabile. Questo è un fatto importante, perché generalmente le scosse sismiche non producono mai spostamenti solo in una direzione, ma sempre nelle tre direzioni spaziali (componente est-ovest, componente nord-sud e componente sussultoria). Siamo noi che per semplicità di analisi applichiamo l'accelerogramma con il 100% della sua intensità nella sola direzione fuori piano. Un evento sismico reale, quindi, è esso stesso in grado di danneggiare il tamponamento nel piano e contemporaneamente sollecitarlo fuori piano.

Alla luce di quanto appena detto è evidente il motivo per il quale i tamponamenti posti ai piani inferiori collassano prima degli altri: essendo soggetti a spostamenti di interpiano maggiori, essi si danneggiano di più, pertanto appena arriva una scossa sismica nella direzione fuori piano essa è in grado di far collassare il tamponamento stesso.

Questo è un fatto importante ai fini della sicurezza strutturale, pertanto dovrebbe meritare attenzione già in fase progettuale. Tuttavia, al momento, non si è ancora arrivati alla completa definizione di un criterio di modellazione dei tamponamenti in muratura che sia allo stesso tempo: facile da implementare nei software di calcolo, fedele nel riprodurre il comportamento dei tamponamenti e che non comporti un costo computazionale eccessivamente alto.

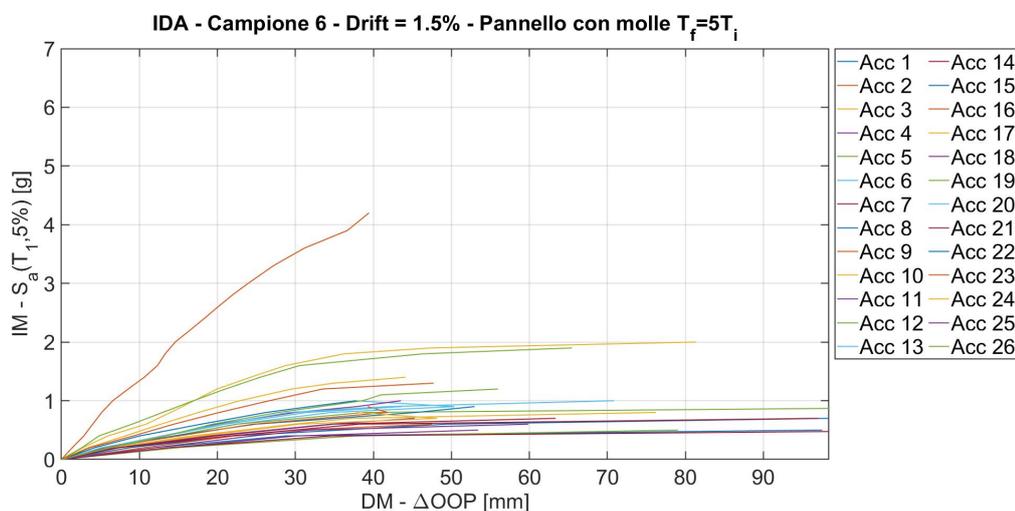
### 5.3.4 Pannello con molle tali che $T_f = 5T_i$

In figura 5.27 e in figura 5.28 vengono riportate rispettivamente le curve IDA del campione 2 e del campione 6 soggetti a solito pre-danneggiamento con drift pari all'1.5% dell'altezza  $h$  del pannello, ma in questo caso sui quattro vertici del telaio vengono applicate delle molle elastiche la cui rigidezza è stata assegnata in modo tale che il periodo fondamentale del telaio  $T_f$  fosse pari a  $5T_i$ .



**Figura 5.27:** Curve IDA del campione 2 danneggiato con drift pari allo 1.5% dell'altezza del pannello e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = 5T_i$

Rispetto a prima non c'è molto da aggiungere, se non che nel campione 6, e in modo meno marcato nel campione 2, si osserva un parziale recupero della rigidità fuori piano, messa in evidenza dal minor numero di analisi fallite prima del DM limite.

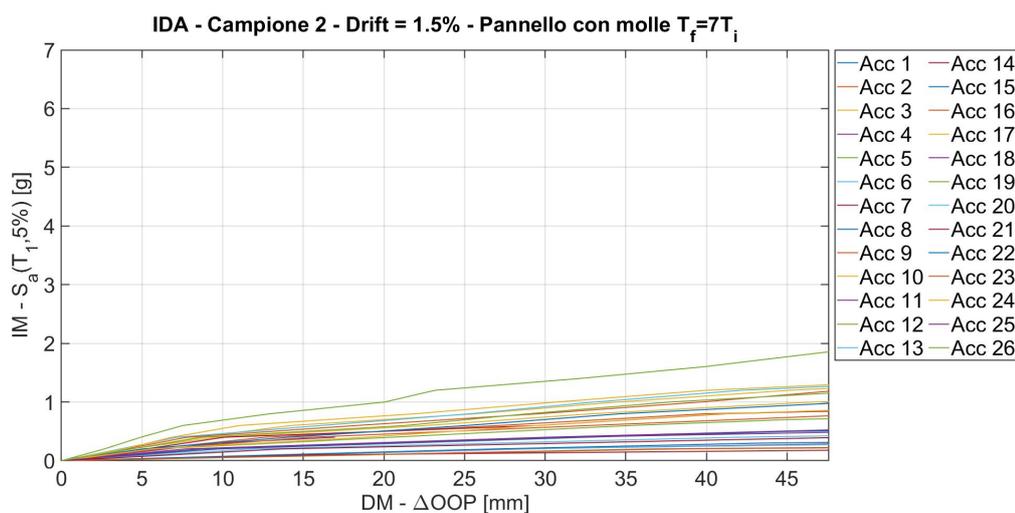


**Figura 5.28:** Curve IDA del campione 6 danneggiato con drift pari allo 1.5% dell'altezza del pannello e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = 5T_i$

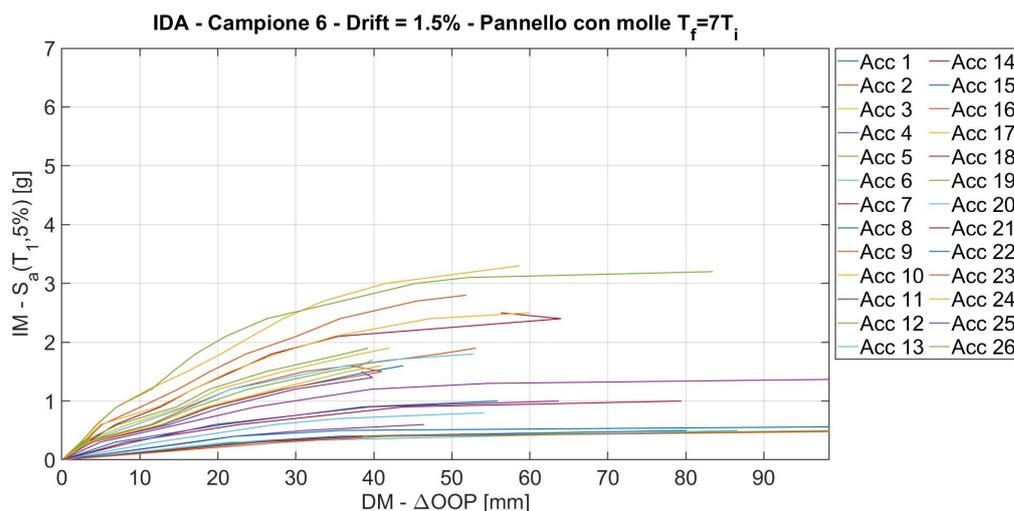
### 5.3.5 Pannello con molle tali che $T_f = 7T_i$

In figura 5.29 e in figura 5.30 vengono riportate rispettivamente le curve IDA del campione 2 e del campione 6 soggetti a solito pre-danneggiamento con drift pari all'1.5% dell'altezza  $h$  del pannello, ma in questo caso sui quattro vertici del telaio vengono applicate delle molle elastiche la cui rigidità è stata assegnata in modo tale che il periodo fondamentale del telaio  $T_f$  fosse pari a  $7T_i$ .

Valgono le stesse considerazioni fatte per il sistema precedente.



**Figura 5.29:** Curve IDA del campione 2 danneggiato con drift pari allo 1.5% dell'altezza del pannello e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = 7T_i$



**Figura 5.30:** Curve IDA del campione 6 danneggiato con drift pari allo 1.5% dell'altezza del pannello e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = 7T_i$

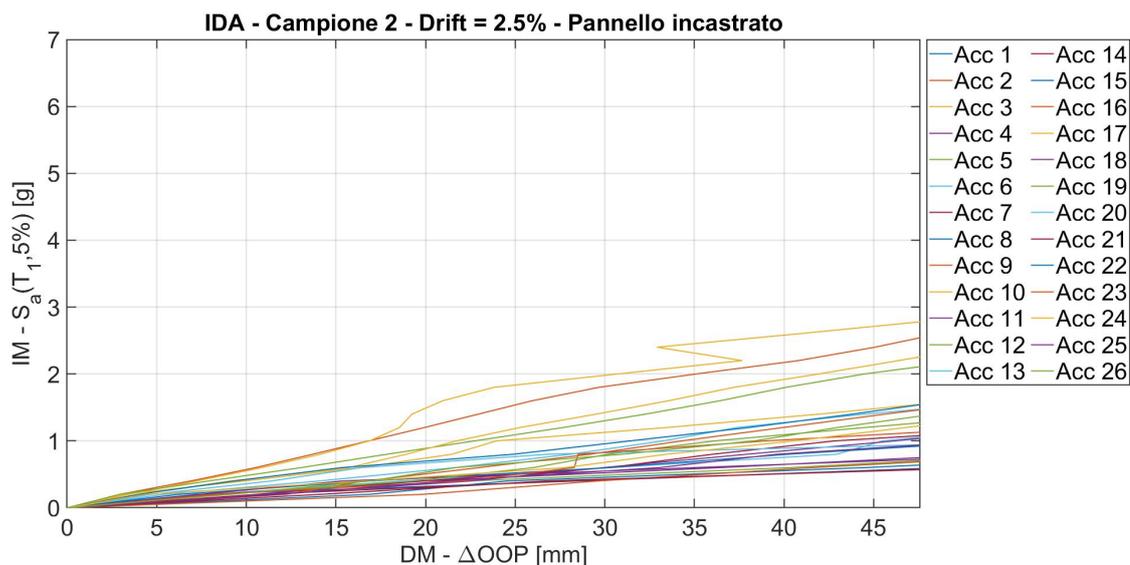
## 5.4 Tamponamento danneggiato - Drift 2.5%

In questa sezione verranno messe a confronto le curve IDA relative alle analisi dinamiche incrementali condotte sui campioni 2 e 6 di tamponamenti in muratura soggetti a diverse condizioni al contorno, ma accomunati dal fatto di aver subito lo stesso livello di pre-danneggiamento nel piano, livello associato ad un valore del drift pari al 2.5% dell'altezza  $h$  del pannello.

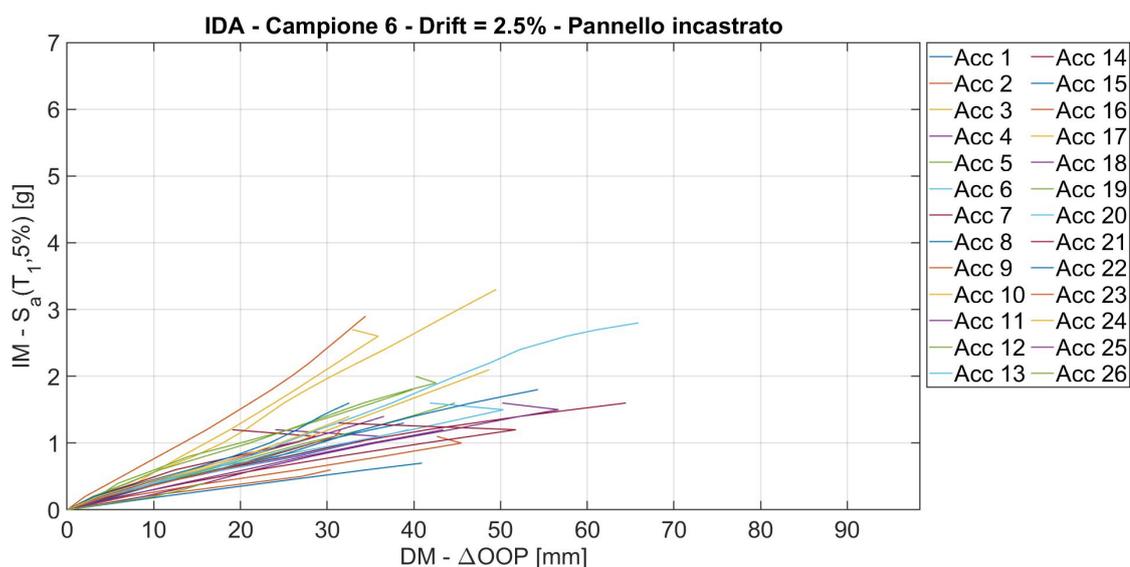
A differenza di quanto fatto finora, non si faranno particolari commenti, in quanto valgono già tutte le considerazioni fatte nel paragrafo 5.3 a proposito del tamponamento caratterizzato da un drift dell'1.5%. L'unica differenza rispetto a prima è che, in questo caso, gli effetti del danneggiamento saranno ancora più evidenti dato che il grado di danneggiamento nel piano è maggiore.

### 5.4.1 Pannello incastrato

In figura 5.31 e in figura 5.32 vengono riportate rispettivamente le curve IDA del campione 2 e del campione 6 soggetti ad un pre-danneggiamento indotto da una sollecitazione ciclica caratterizzata da uno spostamento di picco nel piano (ovvero da un drift  $d_r$ ) pari al 2.5% dell'altezza  $h$  del pannello e in cui i quattro vertici del telaio risultano essere incastrati.



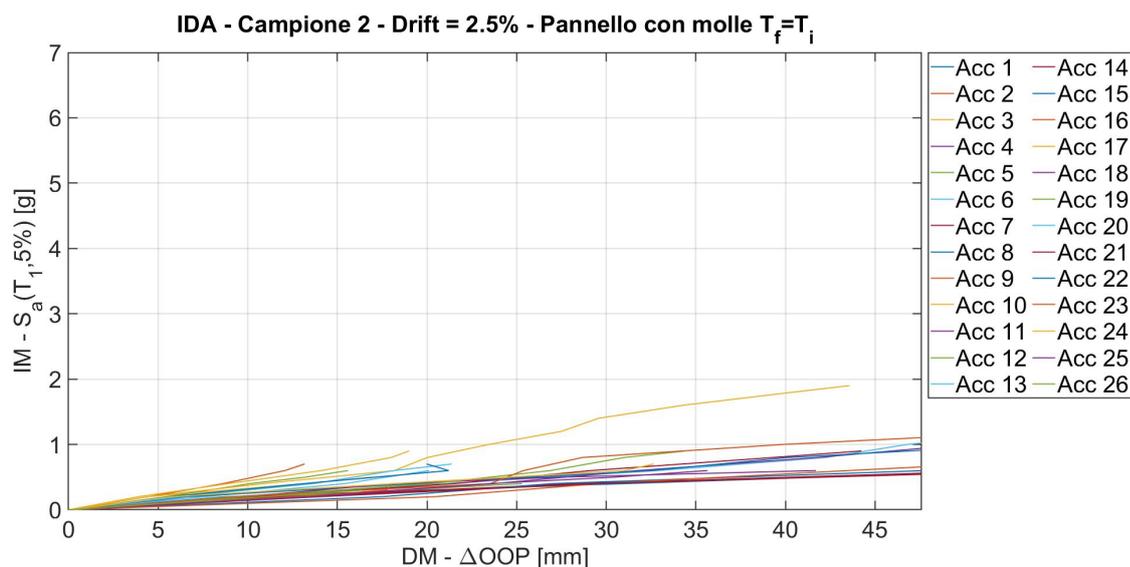
**Figura 5.31:** Curve IDA del campione 2 danneggiato con drift pari allo 2.5% dell'altezza del pannello e incastrato sui vertici



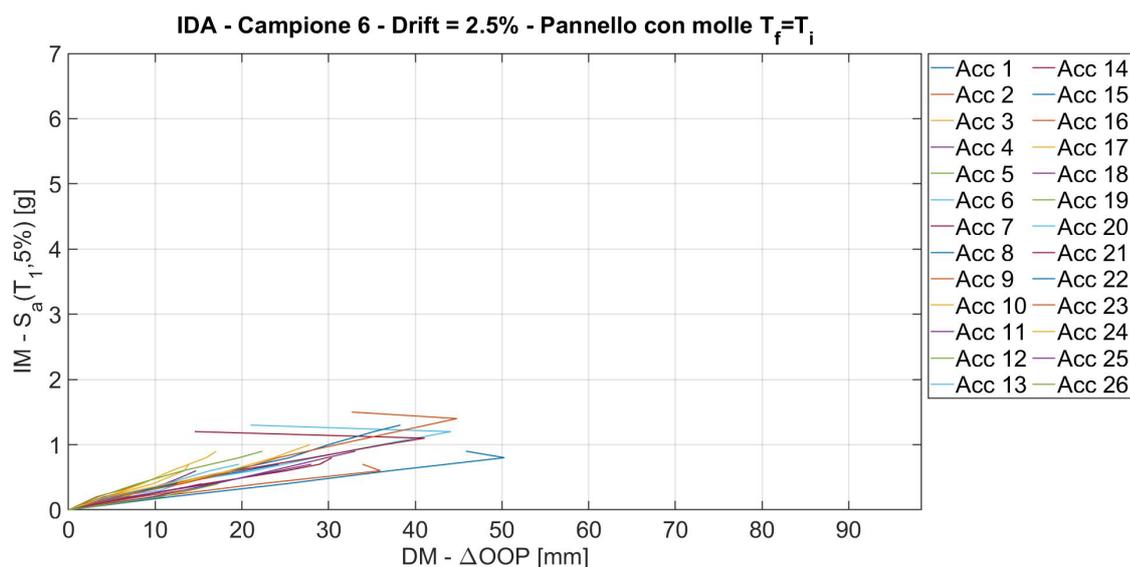
**Figura 5.32:** Curve IDA del campione 6 danneggiato con drift pari allo 2.5% dell'altezza del pannello e incastrato sui vertici

#### 5.4.2 Pannello con molle tali che $T_f = T_i$

In figura 5.33 e in figura 5.34 vengono riportate rispettivamente le curve IDA del campione 2 e del campione 6 soggetti a solito pre-danneggiamento con drift pari al 2.5% dell'altezza  $h$  del pannello, ma in questo caso sui quattro vertici del telaio vengono applicate delle molle elastiche la cui rigidità è stata assegnata in modo tale che il periodo fondamentale del telaio  $T_f$  fosse pari a  $T_i$ .



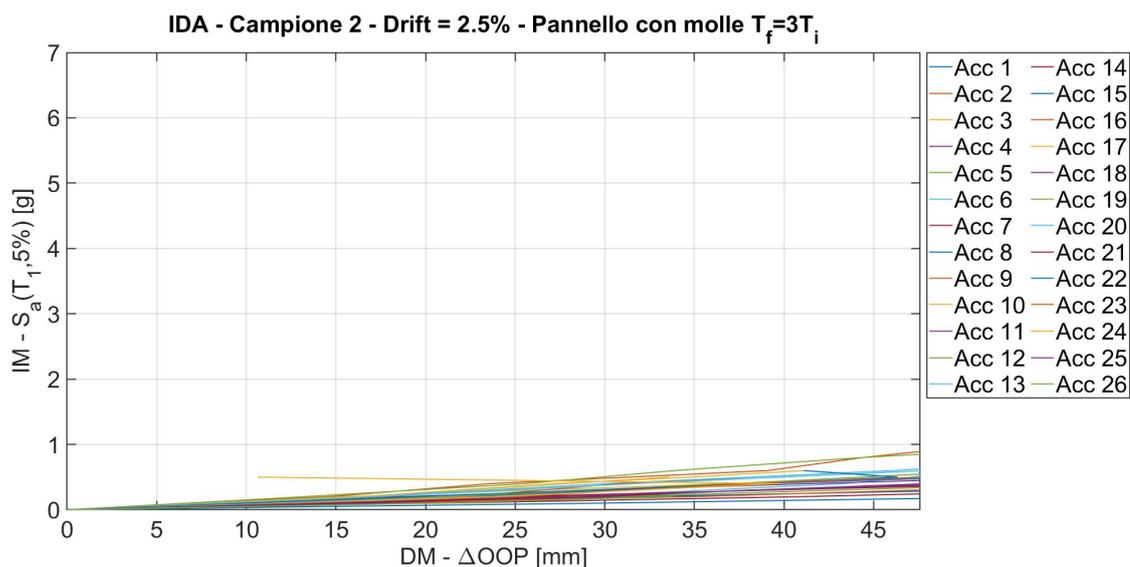
**Figura 5.33:** Curve IDA del campione 2 danneggiato con drift pari allo 2.5% dell'altezza del pannello e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = T_i$



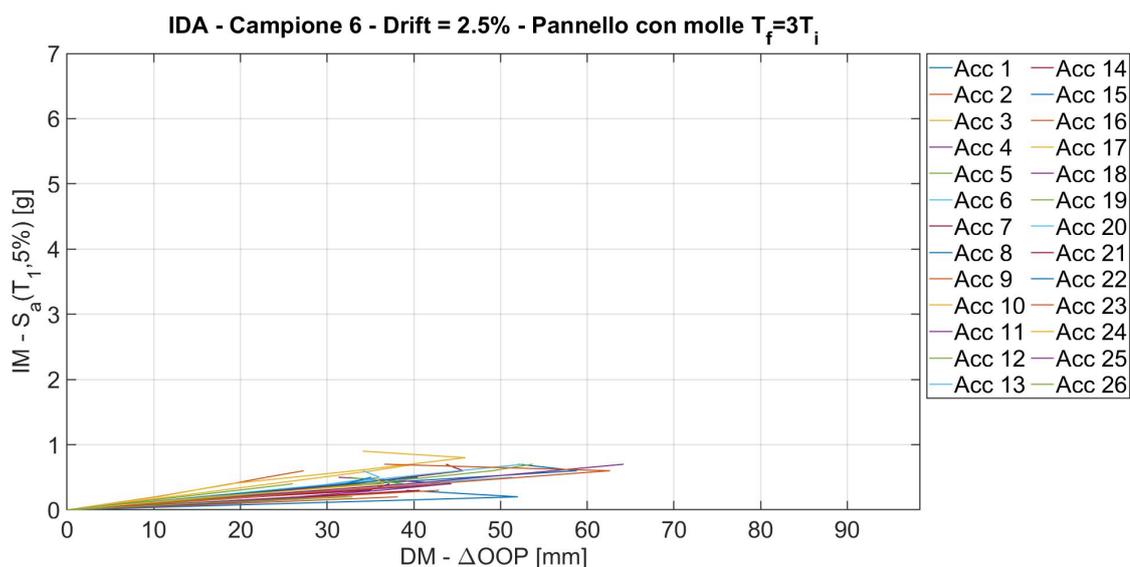
**Figura 5.34:** Curve IDA del campione 6 danneggiato con drift pari allo 2.5% dell'altezza del pannello e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = T_i$

### 5.4.3 Pannello con molle tali che $T_f = 3T_i$

In figura 5.35 e in figura 5.36 vengono riportate rispettivamente le curve IDA del campione 2 e del campione 6 soggetti a solito pre-danneggiamento con drift pari al 2.5% dell'altezza  $h$  del pannello, ma in questo caso sui quattro vertici del telaio vengono applicate delle molle elastiche la cui rigidezza è stata assegnata in modo tale che il periodo fondamentale del telaio  $T_f$  fosse pari a  $3T_i$ .



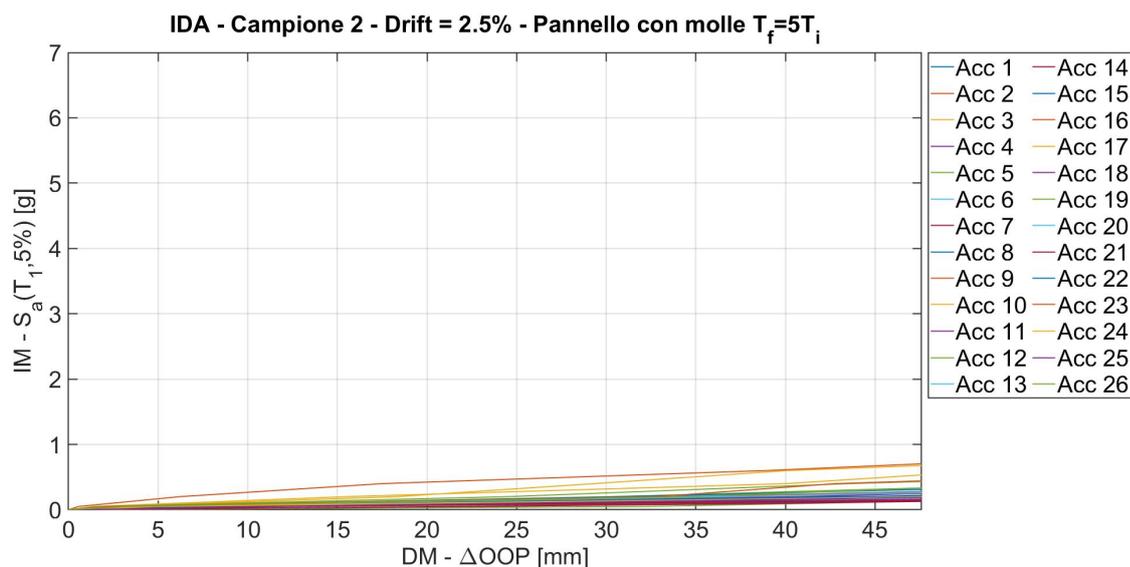
**Figura 5.35:** Curve IDA del campione 2 danneggiato con drift pari allo 2.5% dell'altezza del pannello e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = 3T_i$



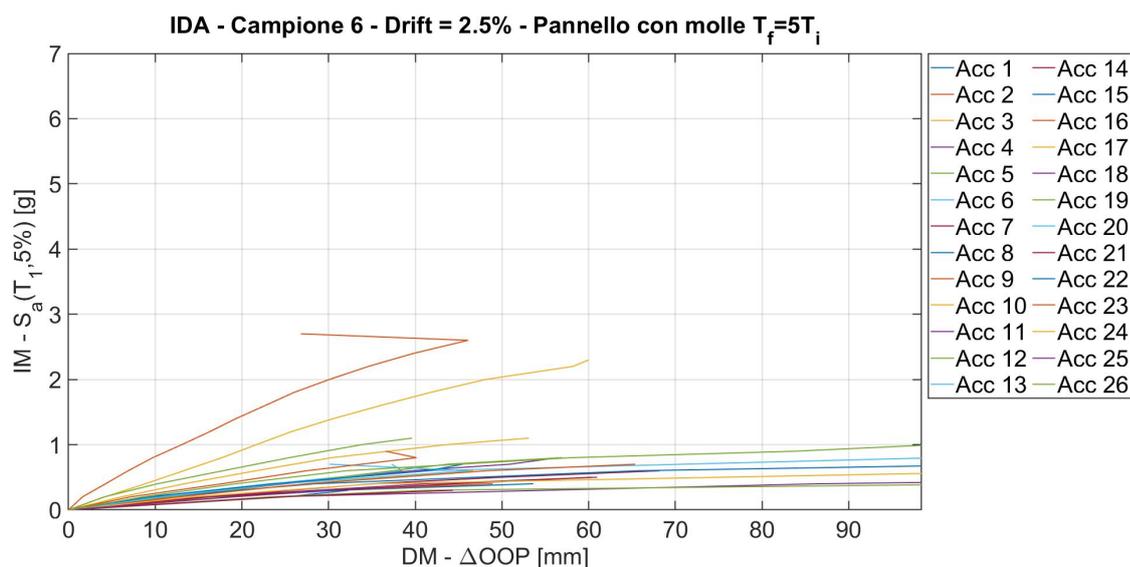
**Figura 5.36:** Curve IDA del campione 6 danneggiato con drift pari allo 2.5% dell'altezza del pannello e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = 3T_i$

#### 5.4.4 Pannello con molle tali che $T_f = 5T_i$

In figura 5.37 e in figura 5.38 vengono riportate rispettivamente le curve IDA del campione 2 e del campione 6 soggetti a solito pre-danneggiamento con drift pari al 2.5% dell'altezza  $h$  del pannello, ma in questo caso sui quattro vertici del telaio vengono applicate delle molle elastiche la cui rigidità è stata assegnata in modo tale che il periodo fondamentale del telaio  $T_f$  fosse pari a  $5T_i$ .



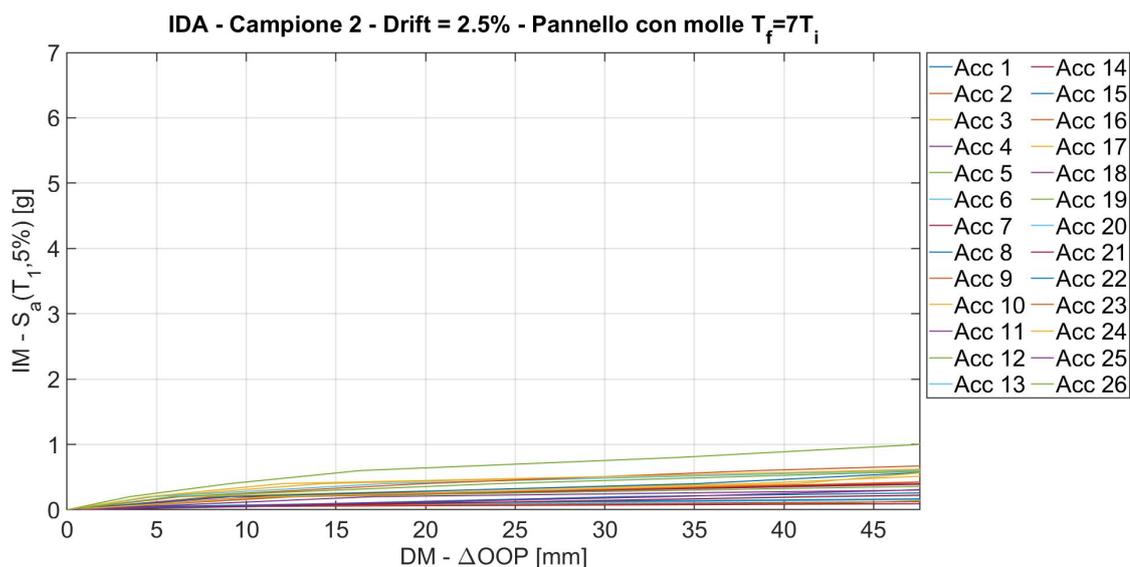
**Figura 5.37:** Curve IDA del campione 2 danneggiato con drift pari allo 2.5% dell'altezza del pannello e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = 5T_i$



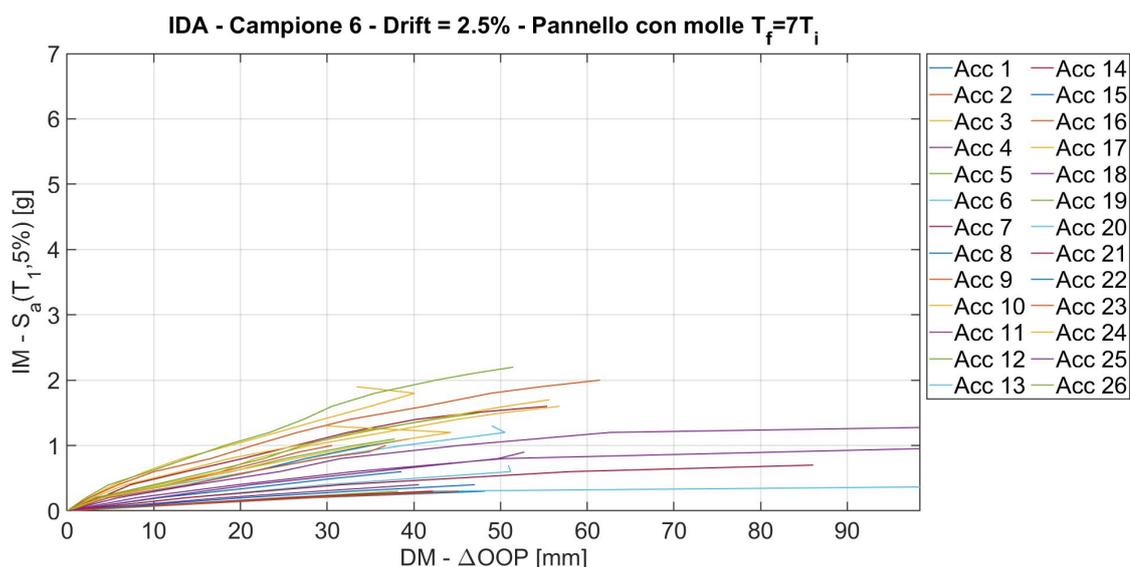
**Figura 5.38:** Curve IDA del campione 6 danneggiato con drift pari allo 2.5% dell'altezza del pannello e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = 5T_i$

#### 5.4.5 Pannello con molle tali che $T_f = 7T_i$

In figura 5.39 e in figura 5.40 vengono riportate rispettivamente le curve IDA del campione 2 e del campione 6 soggetti a solito pre-danneggiamento con drift pari al 2.5% dell'altezza  $h$  del pannello, ma in questo caso sui quattro vertici del telaio vengono applicate delle molle elastiche la cui rigidezza è stata assegnata in modo tale che il periodo fondamentale del telaio  $T_f$  fosse pari a  $7T_i$ .



**Figura 5.39:** Curve IDA del campione 2 danneggiato con drift pari allo 2.5% dell'altezza del pannello e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = 7T_i$



**Figura 5.40:** Curve IDA del campione 6 danneggiato con drift pari allo 2.5% dell'altezza del pannello e con molle elastiche ai vertici tali che  $T_f = 7T_i$

## Conclusioni

Con questo confronto si conclude l'analisi critica delle curve si fragilità dei sistemi strutturali oggetto di studio. Dalle comparazioni fatte emerge la stretta correlazione che esiste tra la resistenza nel piano e la resistenza fuori piano, di come cioè al diminuire di una diminuisca anche l'altra. Si è inoltre scoperto come esistano dei rapporti di rigidezza telaio-tamponamento più problematici di altri, ovvero tali da rendere il tamponamento più sensibile all'evento sismico e quindi più propenso al collasso fuori piano. L'incidenza di questi due fattori (danneggiamento nel piano e rapporto di rigidezza telaio-tamponamento) è tuttavia diversa: nonostante

il rapporto di rigidezza modifichi in maniera non trascurabile la fragilità sismica dei tamponamenti in muratura, ciò che condiziona maggiormente il loro comportamento sismico è il pre-danneggiamento nel piano. Infatti, qualora l'entità di questo pre-danneggiamento fosse tale da superare il punto di massimo della curva di pushover IP, le modalità di collasso del tamponamento cambiano totalmente, fatto messo in evidenza dal totale cambiamento di forma subito dalle curve IDA relative allo stesso modello strutturale. Questo cambiamento è visibile anche in relazione alla modifica del rapporto di rigidezza telaio-tamponamento, ma in maniera meno marcata.



# Capitolo 6

## Curve di fragilità

Le curve di fragilità rappresentano lo strumento fondamentale per la definizione della vulnerabilità sismica di un qualunque sistema strutturale, pertanto non possono non essere prese in considerazione in una analisi di fragilità sismica come questa. In questo capitolo verranno quindi descritti i fondamenti teorici di probabilità e statistica necessari alla definizione della funzione di fragilità e quindi al tracciamento delle curve. Fatto ciò verrà brevemente descritto lo script *Matlab* utilizzato per il tracciamento di questi grafici, per poi passare al confronto delle curve per i vari sistemi strutturali che sono stati oggetto dell'analisi dinamica incrementale.

### 6.1 Legame tra curve di fragilità e vulnerabilità sismica

Quando si parla di analisi di fragilità sismica di una qualunque struttura, non si può non citare il concetto di rischio sismico. Il rischio sismico  $R$  rappresenta quell'indicatore in grado, da solo, di dare un'idea dei danni attesi in seguito ad un evento sismico che si verifica in una determinata area, in un determinato lasso di tempo e in relazione alla sua intensità e alla sua probabilità di accadimento. Questi aspetti vengono riassunti da tre parametri:

- la pericolosità sismica  $P$ , intesa come la probabilità di accadimento di eventi capaci di causare danni, in un determinato periodo di tempo e in un dato luogo. Essa è quindi strettamente correlata alle caratteristiche del territorio;
- l'esposizione sismica  $E$ , intesa come la dislocazione, la consistenza, la qualità e il valore dei beni, e delle attività, che possono essere influenzate direttamente dall'evento sismico. Anche l'esposizione è quindi strettamente correlata al territorio;
- la vulnerabilità sismica  $V$ , intesa come la propensione di un sistema di subire un certo livello di danno (che, ad esempio, può essere associato ad un determinato stato limite) per un terremoto caratterizzato da una data intensità. A differenza della pericolosità e dell'esposizione sismica, la vulnerabilità non è correlata al territorio, ma è associata al sistema oggetto dell'analisi.

Alla luce di queste definizioni diventa naturale capire perché, in letteratura, il rischio sismico viene definito come:

$$R = P \times E \times V \quad (6.1)$$

Ogniqualevolta si vuole ridurre il rischio sismico, è necessario agire su uno di questi tre fattori. Agire però sulla pericolosità sismica e/o sull'esposizione sismica appare assai complicato, in quanto, come abbiamo già detto, si tratta di due aspetti strettamente legati al territorio, il quale ovviamente non può essere modificato. Pertanto, l'unico parametro su cui possiamo intervenire al fine di ridurre il rischio sismico di un sistema, nel nostro caso strutturale, è la vulnerabilità sismica.

Tutto questo discorso introduttivo è stato fatto per sottolineare l'importanza assunta da questo parametro all'interno di una qualunque analisi di fragilità sismica e quindi da tutti quegli strumenti che ci permettono di quantificarla ed eventualmente di ridurla. Uno di questi strumenti è rappresentato proprio dalle curve di fragilità sismica.

Le curve di fragilità sismica sono dei grafici che permettono di associare la probabilità di collasso (o di raggiungimento di un determinato stato limite) in relazione all'intensità sismica. Uno dei modi più ricorrentemente utilizzati per tracciare le curve di fragilità sismica è quello che sfrutta i risultati ottenuti da una o più analisi strutturali dinamiche, tra cui risulta essere inclusa anche l'analisi dinamica incrementale da noi adottata.

In letteratura vengono proposti diversi metodi per la definizione delle funzioni di fragilità mediante le quali si arriva al tracciamento delle curve di fragilità. Noi faremo riferimento al metodo proposto da Baker in [4] in quanto in esso si fa esplicito riferimento al modello di analisi dinamiche incrementali suggerito da Vamvatsikos e Cornell in [31].

Come si può ben intuire dalla definizione appena data, il calcolo e il tracciamento delle curve di fragilità richiede la conoscenza di alcuni concetti di base di statica e probabilità, concetti che verranno ora ripresi anche al fine di introdurre e descrivere la terminologia adottata nel seguito.

## 6.2 Fondamenti di statistica per il tracciamento delle curve di fragilità

Quello che ci apprestiamo ora a fare è dell'inferenza statistica, al fine di definire i parametri statistici necessari per tracciare le curve di fragilità del nostro sistema strutturale, sfruttando i risultati ottenuti dall'analisi dinamica incrementale precedentemente realizzata. Per prima cosa dobbiamo quindi capire qual è l'oggetto della nostra inferenza statistica, ovvero qual è la grandezza che assume il ruolo di variabile aleatoria del problema. Per farlo facciamo un passo. Quando abbiamo descritto le curve IDA nel paragrafo 4.1 abbiamo detto che una qualunque analisi dinamica incrementale richiede la definizione di un parametro di DM che possa essere associato al raggiungimento di un determinato stato limite e quindi anche al collasso. Il parametro di DM ideale per i nostri scopi è risultato essere il  $\Delta OOP$ , ovvero la differenza tra lo spostamento fuori piano subito dal nodo centrale del tamponamento e lo spostamento fuori piano subito dai nodi del telaio.

Così facendo, una volta tracciate le curve IDA relative ad un dato sistema strutturale, è possibile definire, per ogni accelerogramma, il valore di IM che, per quel dato accelerogramma, porta al raggiungimento di un dato stato limite. Questi valori di IM rappresentano proprio la variabile aleatoria del nostro problema di inferenza statistica. In questa tesi verrà fatto riferimento solo allo stato limite ultimo, ovvero al collasso del tamponamento, che può essere raggiunto in due modi: per fallimento dell'analisi numerica o per raggiungimento del valore di DM limite (fissato pari allo spessore  $t$  del pannello).

Nel caso in cui si volessero tracciare le curve di fragilità relative ad altri stati limite è necessario ricalcolare questi valori di IM. Per farlo è sufficiente tracciare una retta verticale passante per il valore di DM associato allo stato limite che vogliamo descrivere, individuare i punti di intersezione tra questa retta e le curve IDA e leggere le ordinate di questi punti, le quali rappresentano proprio i valori di IM cercati.

L'obiettivo di una inferenza statistica è quello di definire i parametri necessari a descrivere la distribuzione assunta dalla variabile aleatoria in oggetto. Supponendo che i valori di IM associati al collasso siano caratterizzati da una distribuzione lognormale (così come fatto in [4]) è possibile definire la funzione di fragilità come:

$$P(C|IM = x) = \Phi\left(\frac{\ln(x/\theta)}{\beta}\right) \quad (6.2)$$

dove:

- $P(C|IM = x)$  è la probabilità che un dato evento sismico caratterizzato da una IM pari a  $x$  provochi il collasso strutturale C;
- $\Phi$  è la funzione di ripartizione di una variabile aleatoria con distribuzione normale standard;
- $\theta$  è la mediana della funzione di fragilità, ovvero quel valore di IM caratterizzato da una probabilità di collasso pari al 50%;
- $\beta$  è la deviazione standard del  $\ln IM$  e può essere visto come la dispersione di IM.

Per capire bene il significato di queste definizioni è necessario fare un piccolo richiamo delle nozioni di base statistica e calcolo delle probabilità.

Innanzitutto la nostra variabile aleatoria IM è una variabile aleatoria continua, in quanto può assumere un qualunque valore reale (nel nostro caso esso è compreso tra 0 e  $7g$ , dove  $7g$  rappresenta il valore massimo di IM utilizzato per l'analisi IDA). Se IM è una variabile continua allora esiste una funzione  $f$ , definita su tutto  $\mathbb{R}$ , avente la proprietà che, per ogni insieme  $B$  di numeri reali:

$$P(IM \in B) = \int_B f(x) dx \quad (6.3)$$

dove  $x$  è il valore assunto dalla variabile aleatoria. Tale funzione  $f$  rappresenta la funzione di densità di probabilità (sinteticamente indicata come PDF, acronimo inglese di *Probability Density Function*).

Sempre per definizione, la funzione di ripartizione  $F$  (sinteticamente indicata come CDF, acronimo inglese di *Cumulative Distribution Function*) della variabile aleatoria IM è data, per ogni numero reale  $x$ , da:

$$F(x) = P(IM \leq x) \quad (6.4)$$

Pertanto  $F(x)$  esprime la probabilità che la variabile aleatoria IM assuma un valore minore o uguale a  $x$ .

La relazione che lega la funzione di ripartizione  $F$  alla densità  $f$  è la seguente:

$$F(a) = P(IM \in (-\infty, a]) = \int_{-\infty}^a f(x) dx \quad (6.5)$$

dalla quale si ricava che la funzione di densità di probabilità  $f$  è la derivata della funzione di ripartizione  $F$ .

Quando la funzione di densità di probabilità di una data variabile aleatoria è nota si dice che ne conosciamo la distribuzione o legge. L'esempio più semplice di distribuzione di una variabile aleatoria continua è la distribuzione normale, o gaussiana, la cui funzione di densità di probabilità è definita come:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left\{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right\}, \quad \forall x \in \mathbb{R} \quad (6.6)$$

dove  $\mu$  e  $\sigma^2$  rappresentano rispettivamente la media e la varianza della distribuzione normale e sono i due parametri che ne permettono la definizione (essi sono rispettivamente il momento del primo ordine e il momento centrale del secondo ordine).

Una considerazione importante che si può fare a proposito della distribuzione normale è che se  $X$  è una variabile con distribuzione normale (proprietà sinteticamente indicata anche come  $X \sim \mathcal{N}(\mu, \sigma^2)$ ) e  $Y$  è una trasformazione lineare di  $X$ , allora anche  $Y$  è una gaussiana.

Un corollario importante che si ricava da questa osservazione (facilmente dimostrabile) è che se  $X \sim \mathcal{N}(\mu, \sigma^2)$ , allora:

$$Z = \frac{X - \mu}{\sigma} \quad (6.7)$$

è una variabile aleatoria normale di media 0 e varianza 1. Una variabile aleatoria con queste caratteristiche è nota con il nome di normale standard. La sua funzione di ripartizione occupa un ruolo importante in statistica, pertanto ad essa è stato attribuito un simbolo specifico che è  $\Phi$ . La sua definizione è la seguente:

$$\Phi(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z \exp\left\{-\frac{t^2}{2}\right\} dt \quad \forall z \in \mathbb{R} \quad (6.8)$$

Il fatto che  $Z$  sia caratterizzata da una distribuzione normale standard quando la variabile  $X$  che rientra nella sua definizione sia caratterizzata da una distribuzione normale, ci permette di esprimere le probabilità relative ad  $X$  in termini di probabilità relative a  $Z$ . Ecco quindi spiegato il motivo per il quale nella definizione di funzione di probabilità riportata in formula (6.2) compare la CDF della normale

standard. Avendo supposto che la variabile aleatoria IM sia caratterizzata da una distribuzione lognormale (che come vedremo altro non è che un caso particolare di distribuzione normale), la probabilità congiunta  $P(C|IM = x)$  è esprimibile in termini di CDF della variabile standardizzata  $Z$ , che in questo caso vale:

$$Z = \frac{\ln(x/\theta)}{\beta} = \frac{\ln x - \ln \theta}{\beta} \quad (6.9)$$

In precedenza abbiamo supposto che la distribuzione statistica della variabile aleatoria IM sia di tipo lognormale. Una variabile aleatoria  $X = e^N$  si dice che segue una distribuzione lognormale (ovvero  $X \sim \log \mathcal{X}(\mu, \sigma^2)$ ) se e solo se  $N = \log X$  segue la distribuzione normale  $\mathcal{N}(\mu, \sigma^2)$ , ovvero:

$$\text{se } N = \log X \sim \mathcal{N}(\mu, \sigma^2) \Rightarrow X = e^N \sim \log \mathcal{X}(\mu, \sigma^2) \quad (6.10)$$

Della variabile aleatoria IM noi conosciamo solo la distribuzione, ma non conosciamo i parametri che la definiscono, in particolare non conosciamo  $\ln \theta$  e  $\beta$ . Questi parametri, però, possono essere stimati attraverso i metodi di inferenza statistica, metodi che permettono di definire tali parametri sulla base dei valori assunti dalla variabile aleatoria. Uno di questi è rappresentato dal metodo della massima verosimiglianza. Nel caso di distribuzione normale, sfruttando questo metodo, è possibile pervenire alla definizione degli stimatori dei parametri di media  $\mu$  e deviazione standard  $\sigma$  che caratterizzano questa distribuzione. Tali stimatori, indicati come  $\hat{\mu}$  e  $\hat{\sigma}$ , sono definiti come:

$$\hat{\mu} = \frac{1}{n} \sum_{k=1}^n x_i \quad (6.11)$$

$$\hat{\sigma} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{k=1}^n (x_i - \hat{\mu})^2} \quad (6.12)$$

e corrispondono rispettivamente alla media e alla deviazione standard campionaria.

Confrontando la (6.9) con la (6.7) si vede bene come  $\ln \theta$  e  $\beta$  corrispondano rispettivamente alla media  $\mu$  e alla varianza  $\sigma$  della distribuzione normale, pertanto possiamo affermare che gli stimatori di  $\ln \theta$  e  $\beta$ , indicati rispettivamente come  $\ln \hat{\theta}$  e  $\hat{\beta}$ , si possano ottenere da quelli relativi alla distribuzione normale. Per farlo è sufficiente sostituire nelle espressioni (6.11) e (6.12)  $\ln IM_i$  al posto di  $x_i$ ,  $\ln \hat{\theta}$  al posto di  $\hat{\mu}$  e  $\hat{\beta}$  al posto di  $\hat{\sigma}$  ottenendo così:

$$\ln \hat{\theta} = \frac{1}{n} \sum_{k=1}^n \ln IM_i \quad (6.13)$$

$$\hat{\beta} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{k=1}^n (\ln (IM_i/\hat{\theta}))^2} \quad (6.14)$$

## 6.3 Rappresentazione delle curve di fragilità con Matlab

Il calcolo degli stimatori dei parametri della distribuzione, e quindi il conseguente tracciamento delle curve di fragilità, è stato svolto per mezzo di uno script scritto in

linguaggio Matlab. Matlab, infatti, mette a disposizione dell'utente delle apposite funzioni che permettono di calcolare queste grandezze con grande semplicità. Le funzioni in questione sono:

- la funzione `mean(X)`, che permette di calcolare la media dei valori numerici contenuti nel vettore  $X$ , ovvero restituisce il risultato della seguente espressione:

$$\text{mean}(X) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (6.15)$$

dove gli  $x_i$  sono i valori numerici contenuti nel vettore  $X$ . Essa pertanto è stata sfruttata per calcolare lo stimatore  $\ln \hat{\theta}$  riportato in formula (6.13);

- la funzione `std(X)`, che permette di calcolare la deviazione standard dei valori numerici contenuti nel vettore  $X$ , ovvero restituisce il risultato della seguente espressione:

$$\text{std}(X) = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{k=1}^n (x_k - \text{mean}(X))^2} \quad (6.16)$$

Essa pertanto è stata sfruttata per calcolare lo stimatore  $\hat{\beta}$  riportato in formula (6.14).

Il vettore  $X$  che viene passato a queste due funzioni è rappresentato dal logaritmo naturale del vettore contenente le IM che per i vari terremoti (utilizzati per condurre l'analisi dinamica incrementale), hanno portato al collasso del tamponamento. Per questo motivo, a monte dello script, è stato necessario introdurre una serie di comandi che imponessero al calcolatore di caricare, entro opportune matrici o vettori, questi valori di IM. Per semplicità di programmazione essi sono stati preventivamente salvati all'interno di opportuni file di testo in formato `.txt`, così da rendere più semplice la fase di lettura e salvataggio operata dallo script.

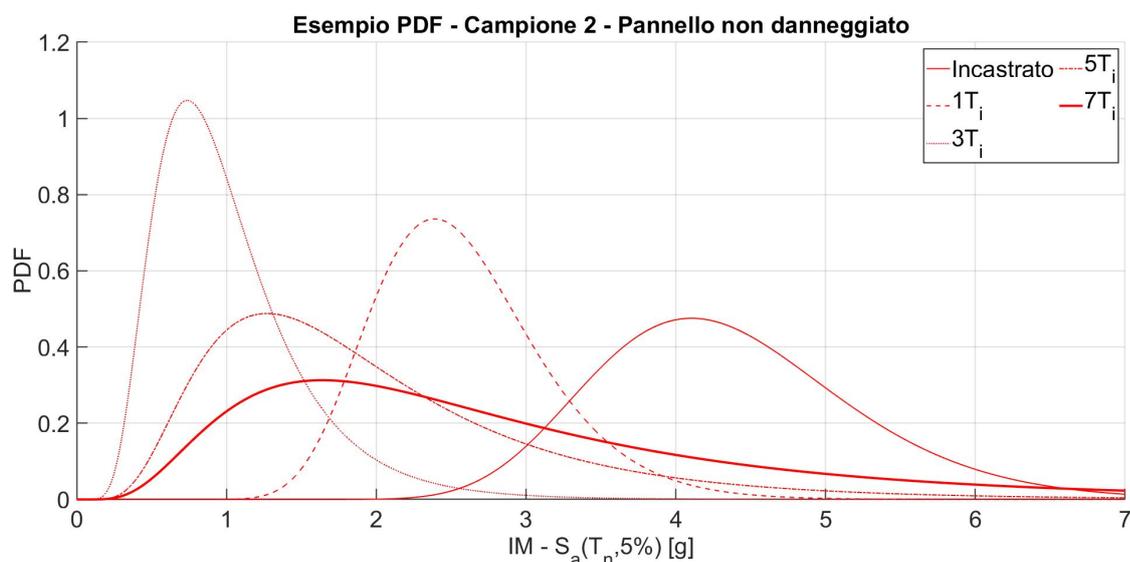
A questo punto è stato possibile calcolare e tracciare sia la PDF che la CDF della funzione di fragilità (per quanto visto in precedenza la CDF coincide proprio con la curva di fragilità cercata). Anche in questo caso sono state sfruttate due funzioni messe a disposizione da Matlab, che sono:

- la funzione `lognpdf`, con la quale è stata calcolata la PDF. Essa è in grado di calcolare, in punti specifici, i valori assunti dalla funzione di densità di probabilità della distribuzione lognormale, previa passaggio all'algoritmo dei due parametri della distribuzione  $\ln \hat{\theta}$  e  $\hat{\beta}$ ;
- la funzione `logcdf`, con la quale è stata calcolata la CDF. Essa è in grado di calcolare, in punti specifici, i valori assunti dalla funzione di distribuzione cumulativa della distribuzione lognormale, previa passaggio all'algoritmo dei soliti due parametri della distribuzione  $\ln \hat{\theta}$  e  $\hat{\beta}$ .

Fatto ciò le curve di fragilità sono state plottate e messe a confronto con i valori di probabilità cumulata discreta. Il calcolo di questi ultimi valori di probabilità è molto semplice, in quanto è sufficiente:

- calcolare, per ogni valore di IM che provoca il collasso, quanti sono gli accelerogrammi che arrivano a collasso per valori della IM minori o al più uguali a questo;
- effettuare il rapporto tra questo numero e il numero totale degli accelerogrammi utilizzati per svolgere l'analisi (per noi saranno sempre 26).

Per maggiori dettagli su questa procedura si faccia riferimento allo script *Matlab* riportato nella sezione Allegati al paragrafo 8.5. In figura 6.1 e 6.2 vengono mostrati alcuni esempi di curve PDF e di curve di fragilità.



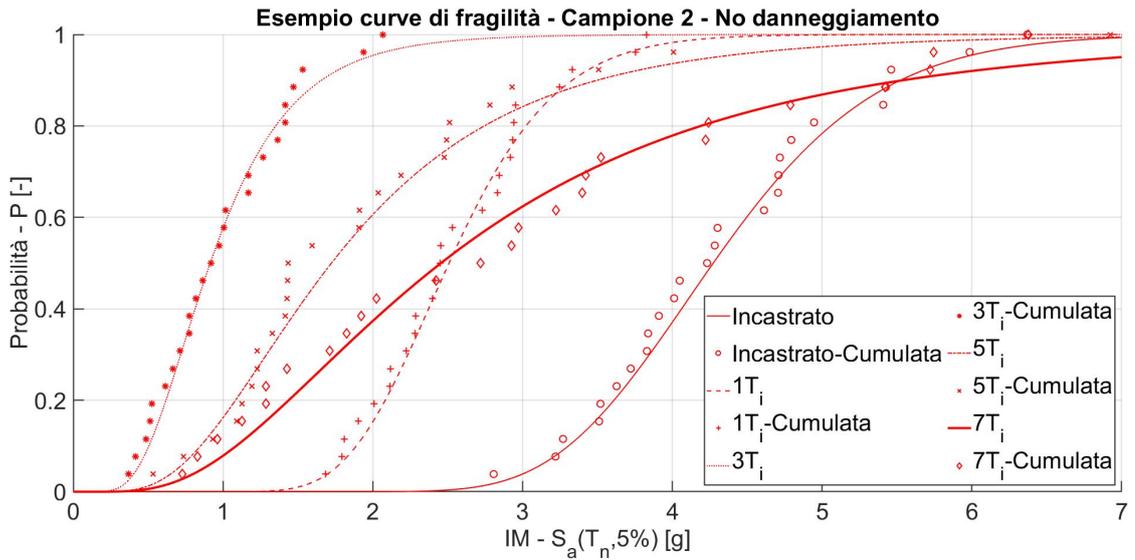
**Figura 6.1:** Esempio di una funzione di densità di probabilità della funzione di fragilità

Come si può vedere in figura 6.2 le curve di fragilità ottenute ripercorrono bene l'andamento descritto dai valori sperimentali, pertanto possiamo confermare la bontà dell'ipotesi fatta inizialmente a proposito della tipologia di distribuzione statistica assegnata alla variabile aleatoria continua IM.

## 6.4 Confronto dei risultati

L'obiettivo di questo paragrafo è quello di mettere in risalto, per mezzo delle curve di fragilità, le considerazioni fatte nel capitolo 5 a proposito dell'aumento della fragilità sismica dei tamponamenti soggetti a pre-danneggiamento e del fatto che il comportamento dei tamponamenti in muratura soggetti ad una azione sismica, sia notevolmente influenzato dal rapporto di rigidezza che sussiste tra il telaio e il tamponamento.

Per farlo sono state messe a confronto le curve di fragilità dei sistemi strutturali che sono stati oggetto della campagna di analisi dinamiche incrementali.



**Figura 6.2:** Esempio di curva di fragilità confrontata con la probabilità cumulata discreta

### 6.4.1 Tamponamenti caratterizzati dallo stesso livello di pre danneggiamento nel piano

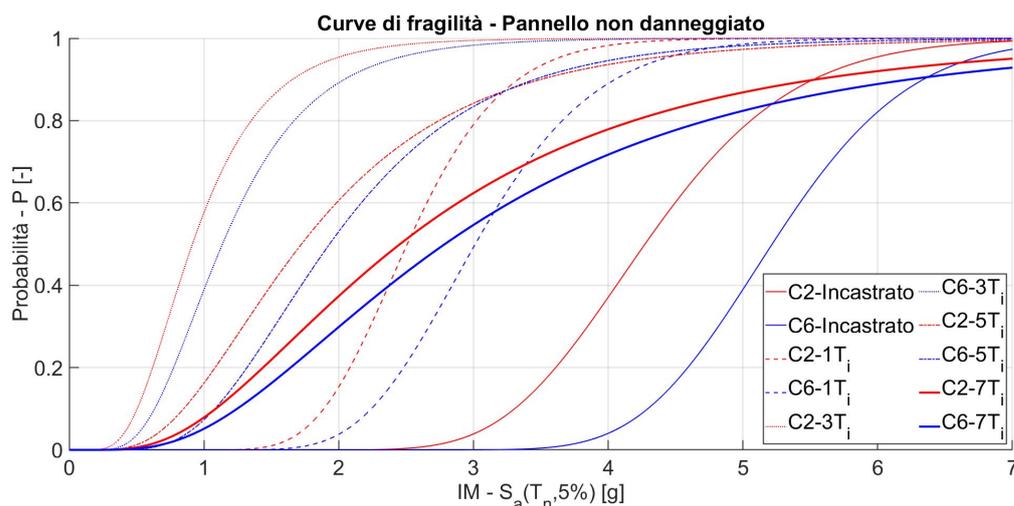
#### Tamponamento non danneggiato

In figura 6.3 vengono mostrate le curve di fragilità dei campioni 2 e 6 caratterizzati da diverse tipologie di condizioni al contorno, ma accomunate dal fatto di non aver subito alcun tipo di pre-danneggiamento nel piano. Per rendere più semplice il confronto, le curve di fragilità presentano:

- lo stesso colore se fanno riferimento allo stesso campione (rosso per il campione 2, blu per il campione 6);
- la stessa tipologia di linea se i tamponamenti sono caratterizzati dalla stessa condizione al contorno (continua sottile per il telaio incastrato, tratteggiata per il telaio con molle tali che  $T_f = T_i$ , tratto-punto per il telaio con molle tali che  $T_f = 3T_i$ , puntinata per il telaio con molle tali che  $T_f = 5T_i$  e continua spessa per il telaio con molle tali che  $T_f = 7T_i$ ).

Dall'analisi di questo grafico risulta evidente come il campione 6, a parità di condizione al contorno, sia caratterizzato da una resistenza fuori piano sempre maggiore rispetto a quella del campione 2. Questo aspetto è messo in evidenza dal fatto che le curve di fragilità blu sono sempre più spostate verso destra rispetto alle curve di fragilità rosse. Ciò significa che, a parità di IM, la probabilità di collasso del campione 6 è sempre inferiore alla probabilità di collasso del campione 2.

Questa proprietà si spiega ricordando che lo spessore del tamponamento associato al campione 6 è pari al doppio di quello associato al campione 2. Questo rende il campione 6 in grado di realizzare un meccanismo resistente ad arco più efficace e quindi di manifestare una resistenza fuori piano maggiore, il tutto nonostante il materiale che lo caratterizzi sia dotato di proprietà meccaniche più scadenti.



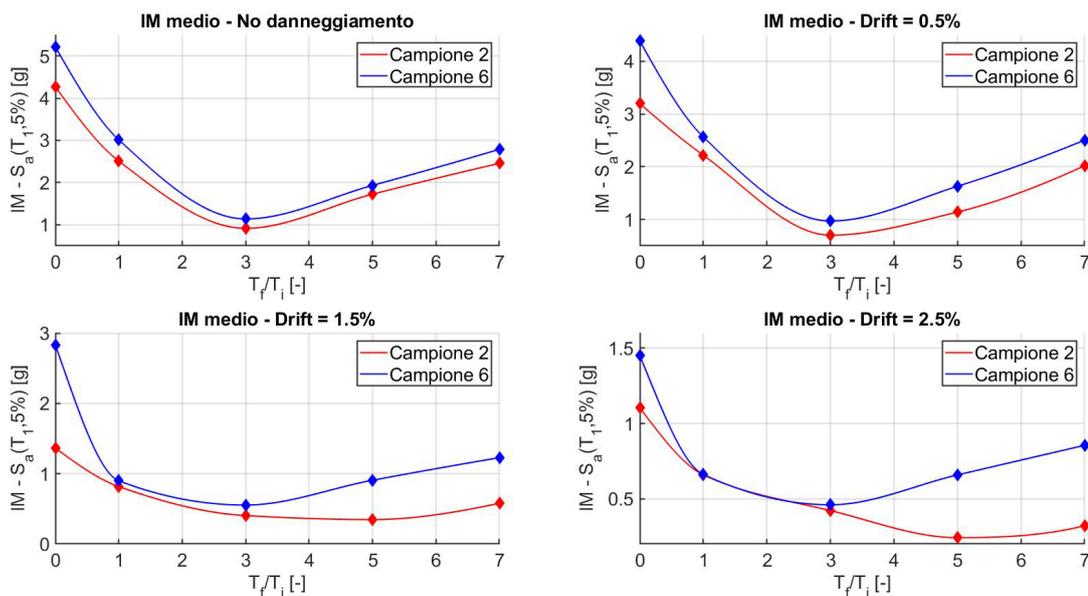
**Figura 6.3:** Confronto tra le curve di fragilità dei campioni 2 e 6 caratterizzati dall'assenza del pre-danneggiamento nel piano

Il fatto che la resistenza fuori piano del campione 6 sia sempre maggiore rispetto a quella del campione 2 è indipendente dalla presenza e dall'entità del pre-danneggiamento: se infatti osserviamo le curve di fragilità dei campioni danneggiati, il trend che vede le curve blu sempre più spostate verso destra rispetto alle curve rosse permane.

La seconda considerazione che si può fare riguarda la variazione di fragilità in relazione alle condizioni al contorno. Nel passaggio dal campione incastrato a quello con le molle sui vertici di rigidezza tale che  $T_f = 7T_i$ , la rigidezza delle molle  $k_f$  sta progressivamente diminuendo, passando da un valore pari, ipoteticamente, a infinito (per il sistema incastrato) ad un valore finito (per i sistemi con molle), diventando via via più piccolo all'aumentare del rapporto  $T_f/T_i$ . Tuttavia, alla riduzione di rigidezza non sempre corrisponde un aumento di fragilità, infatti l'aumento di fragilità lo si ha solo fino al campione con molle tali che  $T_f = 3T_i$ . Da questo campione in poi, ad una ulteriore riduzione di  $k_f$ , corrisponde una riduzione della fragilità, con il risultato che le curve di fragilità, che inizialmente si spostavano verso sinistra, ora si spostano verso destra, tornando a valori confrontabili con quelli del campione incastrato.

In buona sostanza dall'analisi delle curve di fragilità riportate in figura 6.3, ma anche di quelle riportate nel seguito, risulta evidente come esistano dei rapporti di rigidezza telaio-tamponamento più problematici di altri, ovvero di come il comportamento sismico del tamponamento in muratura non solo dipenda dalle proprietà meccaniche e geometriche dello stesso, ma anche dalla rigidezza relativa telaio-tamponamento.

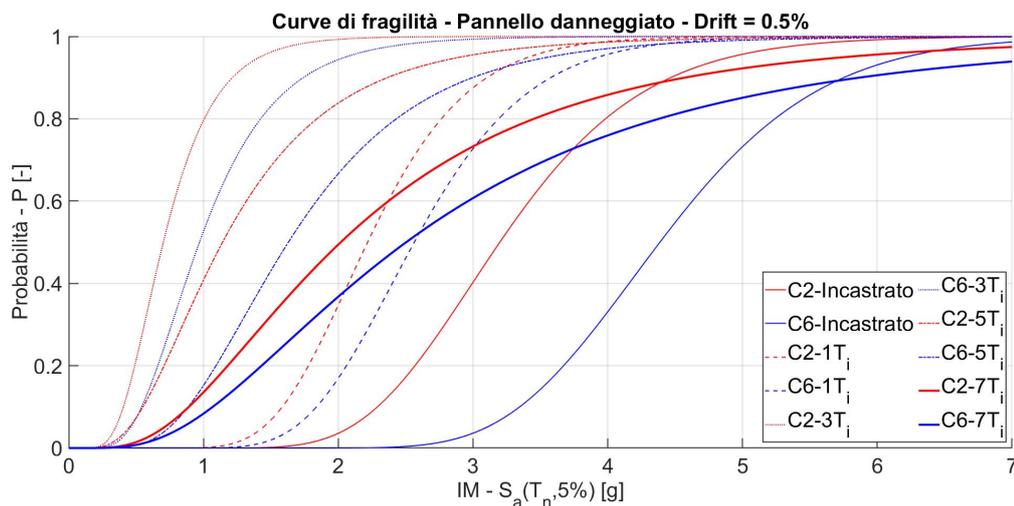
Per rendere maggiormente evidente quanto appena detto si può fare riferimento ai grafici riportati in figura 6.4 nei quali è stato rappresentato l'andamento mostrato dalla IM che, per i vari campioni soggetti a diversi livelli di pre-danneggiamento, provocano il collasso del sistema con una probabilità  $P$  del 50%. Dall'analisi di questi grafici appare evidente non solo l'esistenza di rapporti di rigidezza telaio-tamponamento più problematici di altri, ma anche come tali rapporti varino in relazione al grado di pre-danneggiamento nel piano subito dal tamponamento.



**Figura 6.4:** Andamento dei valori di IM di collasso associati ad una probabilità di collasso pari al 50%

### Tamponamento danneggiato - Drift 0.5%

In figura 6.5 vengono mostrate le curve di fragilità dei campioni 2 e 6 caratterizzati da diverse tipologie di condizioni al contorno, ma accomunate dal fatto di aver subito un pre-danneggiamento nel piano indotto da una sollecitazione ciclica caratterizzata da uno spostamento di picco nel piano pari allo 0.5% dell'altezza  $h$  del pannello.



**Figura 6.5:** Confronto tra le curve di fragilità dei campioni 2 e 6 caratterizzati da un pre-danneggiamento indotto da una sollecitazione ciclica caratterizzata da un drift massimo pari allo 0.5% dell'altezza  $h$  del pannello

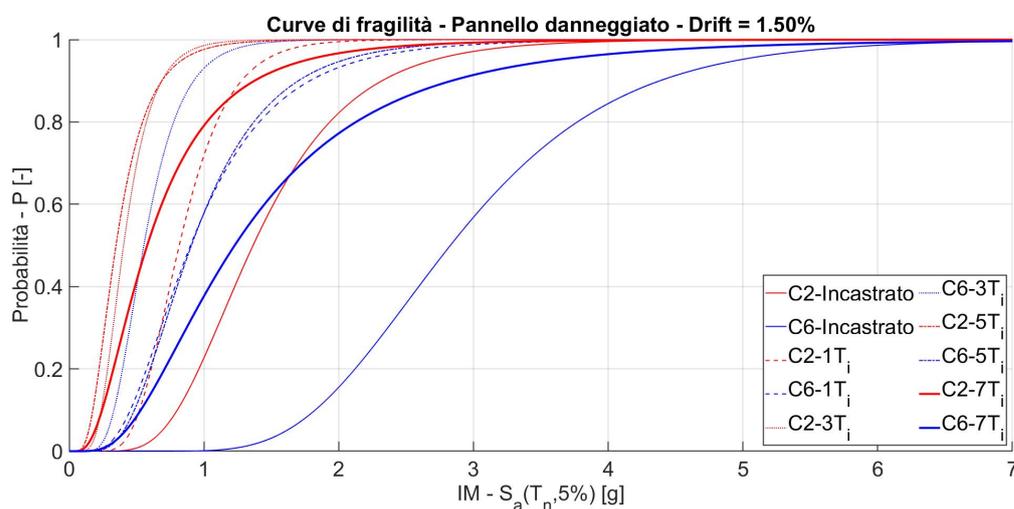
Dall'analisi di questo grafico è possibile trarre le stesse conclusioni fatte prima a proposito dei campioni non danneggiati, ma a queste se ne può aggiungere

una nuova. Infatti, ad un occhio attento, non sarà sfuggito il fatto che tutte le curve di fragilità, indipendentemente dalle condizioni al contorno del sistema che rappresentano, risultano essere un po' più spostate verso sinistra. Ciò denota una maggiore fragilità sismica, o, in altri termini, una maggiore vulnerabilità sismica di questi pannelli, che ricordiamo, a differenza di prima, sono stati sottoposti ad un pre-danneggiamento nel piano.

Questo aspetto risulterà maggiormente evidente quando verrà effettuato il confronto tra le curve di fragilità associate a pannelli con la stessa condizione al contorno, ma con diversi livelli di pre-danneggiamento nel piano. In ogni caso, un comportamento di questo tipo ci fa pensare ad una riduzione della resistenza fuori piano provocata da una riduzione della resistenza nel piano. In altri termini la resistenza fuori piano dei tamponamenti in muratura, e quindi la probabilità di collasso, è fortemente influenzata dal grado di danneggiamento nel piano del tamponamento stesso: più questo aumenta, più il tamponamento si mostra vulnerabile al collasso fuori piano.

### Tamponamento danneggiato - Drift 1.5%

In figura 6.6 vengono mostrate le curve di fragilità dei campioni 2 e 6 caratterizzati da diverse tipologie di condizioni al contorno, ma accomunate dal fatto di aver subito un pre-danneggiamento nel piano indotto da una sollecitazione ciclica caratterizzata da uno spostamento di picco nel piano pari allo 1.5% dell'altezza  $h$  del pannello.

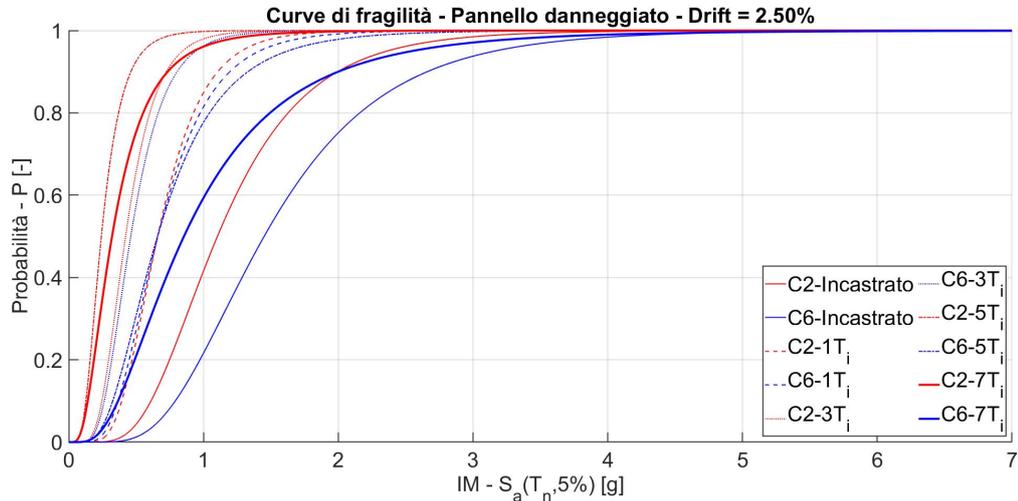


**Figura 6.6:** Confronto tra le curve di fragilità dei campioni 2 e 6 caratterizzati da un pre-danneggiamento indotto da una sollecitazione ciclica caratterizzata da un drift massimo pari allo 1.5% dell'altezza  $h$  del pannello

A proposito delle osservazioni che si possono fare su questo grafico si faccia riferimento a quanto riportato nella sezione 6.4.1 alla voce “Tamponamento non danneggiato”.

### Tamponamento danneggiato - Drift 2.5%

In figura 6.7 vengono mostrate le curve di fragilità dei campioni 2 e 6 caratterizzati da diverse tipologie di condizioni al contorno, ma accomunate dal fatto di aver subito un pre-danneggiamento nel piano indotto da una sollecitazione ciclica caratterizzata da uno spostamento di picco nel piano pari allo 2.5% dell'altezza  $h$  del pannello.



**Figura 6.7:** Confronto tra le curve di fragilità dei campioni 2 e 6 caratterizzati da un pre-danneggiamento indotto da una sollecitazione ciclica caratterizzata da un drift massimo pari allo 2.5% dell'altezza  $h$  del pannello

A proposito delle osservazioni che si possono fare su questo grafico si faccia riferimento a quanto riportato nella sezione 6.4.1 alla voce “Tamponamento non danneggiato”.

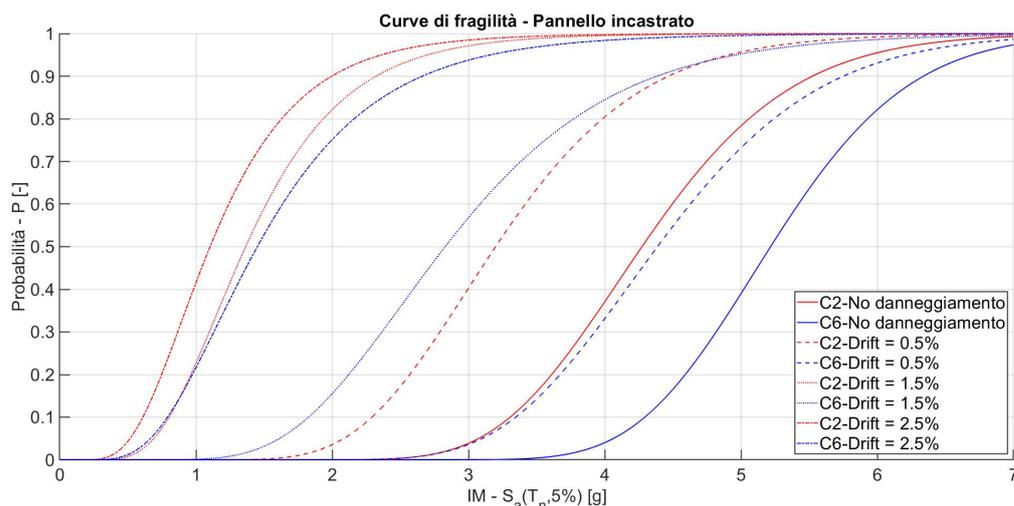
### 6.4.2 Tamponamenti caratterizzati dalle stesse condizioni al contorno

#### Tamponamento incastrato

In figura 6.8 vengono mostrate le curve di fragilità dei campioni 2 e 6 caratterizzati da un vincolo di incastro in corrispondenza dei quattro vertici del telaio e soggetti a diversi livelli di pre-danneggiamento nel piano.

Il confronto tra queste curve di fragilità non solo conferma la maggiore rigidità fuori piano del campione 6 rispetto al campione 2, ma rende ancora più evidente quanto osservato in precedenza a proposito della correlazione che sembra esistere tra resistenza nel piano e fuori piano. È infatti ben visibile come le curve di fragilità tendano progressivamente a spostarsi verso sinistra via via che il grado di pre-danneggiamento nel piano aumenta, fatto che sposta la probabilità di collasso verso valori sempre più alti (a parità di IM).

Per una quantificazione numerica di quanto appena detto si faccia riferimento alle curve di fragilità dei tamponamenti con molle tali che  $T_f = 7T_i$ , riportate in figura 6.12, e si focalizzi l'attenzione su quelle del campione 2 (quelle rosse).



**Figura 6.8:** Confronto tra le curve di fragilità dei campioni 2 e 6 caratterizzati da un vincolo di incastrato sui quattro vertici e soggetti a diversi livelli di pre-danneggiamento nel piano

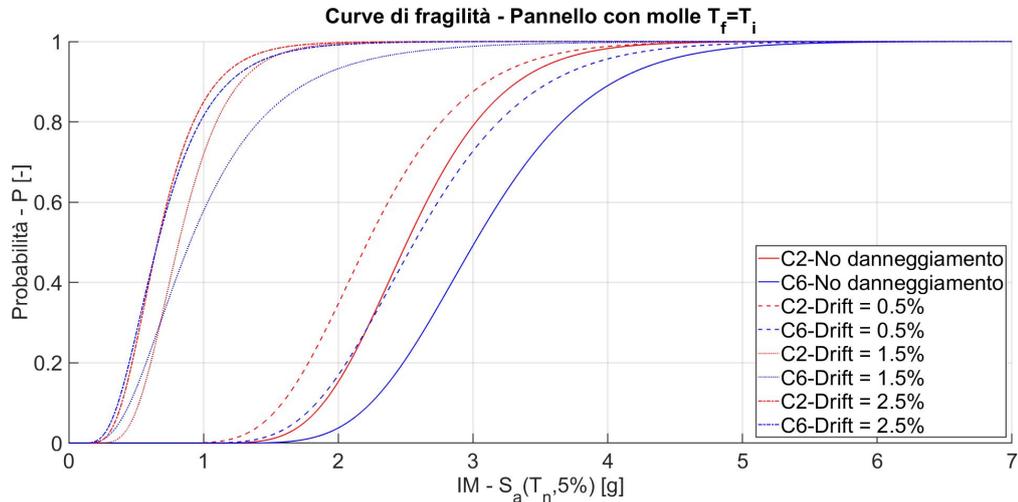
Nel caso di tamponamento non danneggiato, in corrispondenza di una IM pari ad 1  $g$ , si ottiene una probabilità di collasso pari a circa il 10%. Con un pre-danneggiamento associato ad un drift dello 0.5%, per lo stesso valore di IM, la probabilità di collasso si alza di poco, arrivando a circa il 15%. Se però ci spostiamo sul tamponamento con pre-danneggiamento associato ad un drift dell'1.5%, sempre in corrispondenza di una IM di 1  $g$ , leggiamo un valore di probabilità di collasso pari all'80%. Ma addirittura, se consideriamo il pre-danneggiamento associato ad un drift del 2.5%, la probabilità di collasso arriva a valori superiori al 90%. In pratica tra il campione non danneggiato e il campione fortemente pre-danneggiato esiste una differenza di probabilità di collasso pari a circa 80 punti percentuali. In termini ingegneristici questo vuol dire che ogniqualvolta il pannello subisce un grado di danneggiamento nel piano non trascurabile, il collasso fuori piano, in conseguenza ad un evento sismico, diventa inevitabile.

La cosa interessante è che questo abbattimento della resistenza fuori piano è funzione del grado di pre-danneggiamento. Infatti il tamponamento caratterizzato da un pre-danneggiamento associato ad un drift dello 0.5% mostra, sempre rispetto al tamponamento non danneggiato, una differenza di probabilità di collasso di soli 5 punti percentuali.

Osservando i grafici in figura 4.17 e in figura 4.18 vediamo come le analisi cicliche associate ad un drift dell'1.5% e del 2.5% portino al superamento del picco di resistenza nel piano (messo in risalto dalla curva di pushover IP), cosa che invece l'analisi ciclica associata ad un drift dello 0.5% non fa. Questo ci suggerisce come in realtà l'abbattimento della resistenza nel piano sia considerevole solo nel caso in cui il pre-danneggiamento abbia consumato gran parte delle risorse di rigidità nel piano del sistema stesso.

### Tamponamento con molle tali che $T_f = T_i$

In figura 6.9 vengono mostrate le curve di fragilità dei campioni 2 e 6 caratterizzati dalla presenza delle molle elastiche in corrispondenza dei quattro vertici del telaio tali che  $T_f = T_i$  e soggetti a diversi livelli di pre-danneggiamento nel piano.



**Figura 6.9:** Confronto tra le curve di fragilità dei campioni 2 e 6 caratterizzati da molle sui quattro vertici tali che  $T_f = T_i$

Dall'analisi di questo grafico è possibile osservare come all'aumentare del grado di pre-danneggiamento la differenza di resistenza fuori piano tra i campioni 2 e 6 evidenziata in precedenza tenda progressivamente a diminuire. A conferma di ciò se ci si concentra sulle curve C2-Drift 1.5% e C6-Drift 1.5% si può notare come, per valori di IM inferiori a 0.7 g il campione 6 sia addirittura meno resistente del campione 2. Lo stesso lo si osserva in riferimento alle curve C2-Drift 2.5% e C6-Drift 2.5%, in cui nuovamente il campione 6 (fino a valori di IM pari a circa 0.7 g) appare meno resistente del campione 2. Questo vuol dire che il comportamento fuori piano del tamponamento è maggiormente influenzato dal grado di pre-danneggiamento subito piuttosto che dal rapporto di rigidezza telaio-tamponamento. In altre parole, all'aumentare del grado di pre-danneggiamento, l'influenza del rapporto di rigidezza telaio- tamponamento sulla vulnerabilità sismica diventa trascurabile.

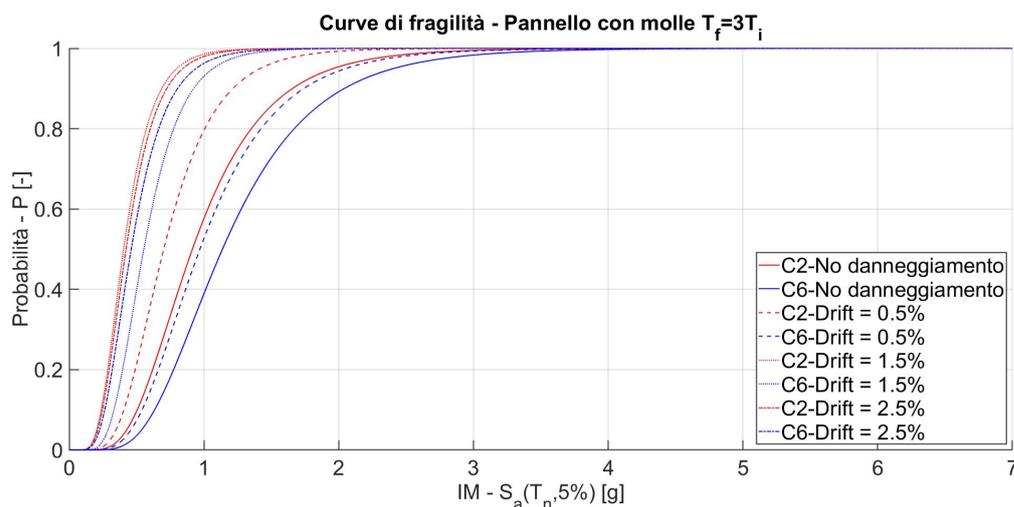
All'aumentare del grado di danneggiamento, è inoltre possibile osservare come le curve di fragilità assumano sempre più un andamento tendente alla verticale. Quando una curva di fragilità ha una pendenza così spinta vuol dire che il sistema a cui essa è associato è molto sensibile, ovvero ad una piccola variazione della IM del sisma corrisponde una grande variazione della probabilità di collasso. Il danneggiamento nel piano, quindi, non solo aumenta la vulnerabilità sismica dei tamponamenti in muratura, ma ne modifica in modo consistente il comportamento, rendendoli molto più sensibili agli eventi sismici.

Questa tendenza di comportamento apparirà ancora più evidente nel campione con molle tali che  $T_f = 3T_i$ , le cui curve sono riportate in figura 6.10.

### Tamponamento con molle tali che $T_f = 3T_i$

In figura 6.10 vengono mostrate le curve di fragilità dei campioni 2 e 6 caratterizzati dalla presenza delle molle elastiche in corrispondenza dei quattro vertici del telaio tali che  $T_f = 3T_i$  e soggetti a diversi livelli di pre-danneggiamento nel piano.

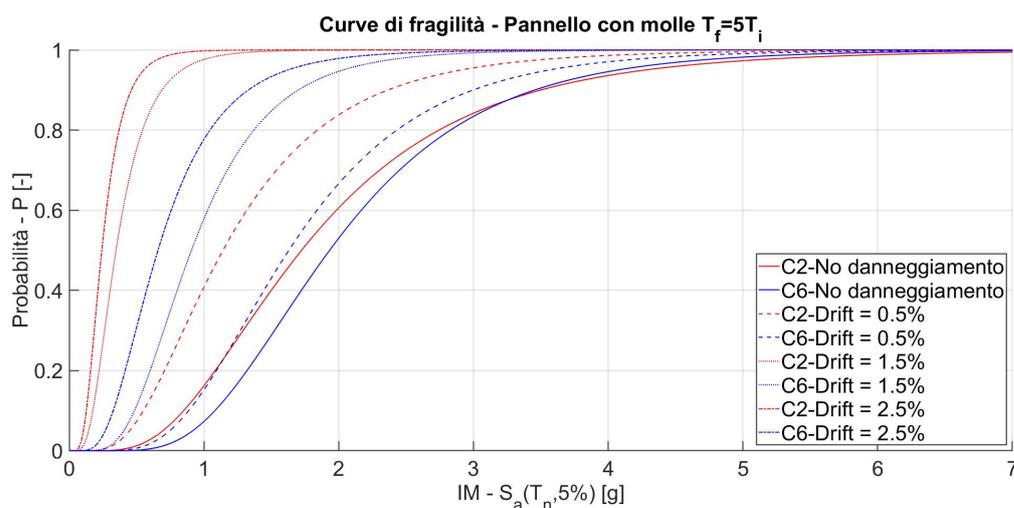
A proposito delle osservazioni che si possono fare su questo grafico si faccia riferimento a quanto riportato nella sezioni 6.4.1 alla voce “Tamponamento incastrato” e “Tamponamento con molle tali che  $T_f = T_i$ ”.



**Figura 6.10:** Confronto tra le curve di fragilità dei campioni 2 e 6 caratterizzati da molle sui quattro vertici tali che  $T_f = 3T_i$

### Tamponamento con molle tali che $T_f = 5T_i$

In figura 6.11 vengono mostrate le curve di fragilità dei campioni 2 e 6 caratterizzati dalla presenza delle molle elastiche in corrispondenza dei quattro vertici del telaio tali che  $T_f = 5T_i$  e soggetti a diversi livelli di pre-danneggiamento nel piano.

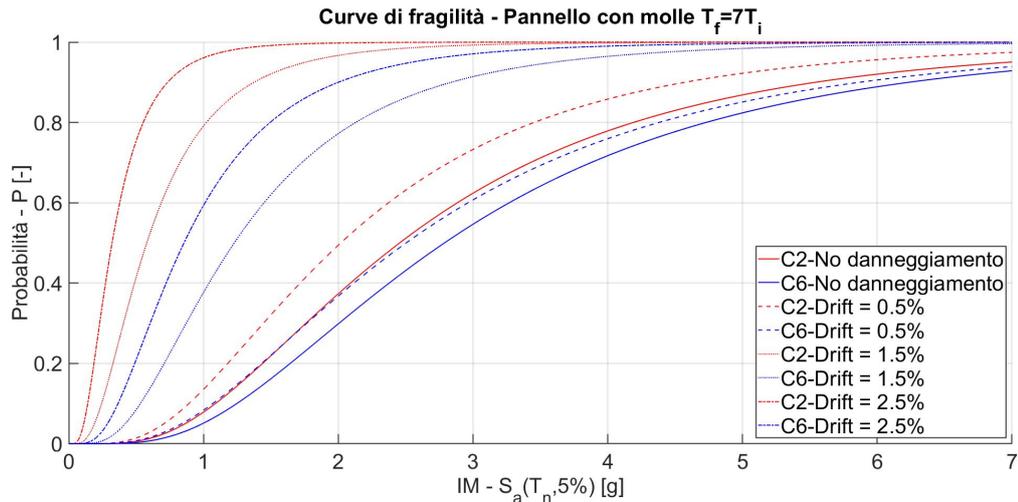


**Figura 6.11:** Confronto tra le curve di fragilità dei campioni 2 e 6 caratterizzati da molle sui quattro vertici tali che  $T_f = 5T_i$

A proposito delle osservazioni che si possono fare su questo grafico si faccia riferimento a quanto riportato nella sezioni 6.4.1 alla voce “Tamponamento incastrato” e “Tamponamento con molle tali che  $T_f = T_i$ ”.

### Tamponamento con molle tali che $T_f = 7T_i$

In figura 6.12 vengono mostrate le curve di fragilità dei campioni 2 e 6 caratterizzati dalla presenza delle molle elastiche in corrispondenza dei quattro vertici del telaio tali che  $T_f = 7T_i$  e soggetti a diversi livelli di pre-danneggiamento nel piano.

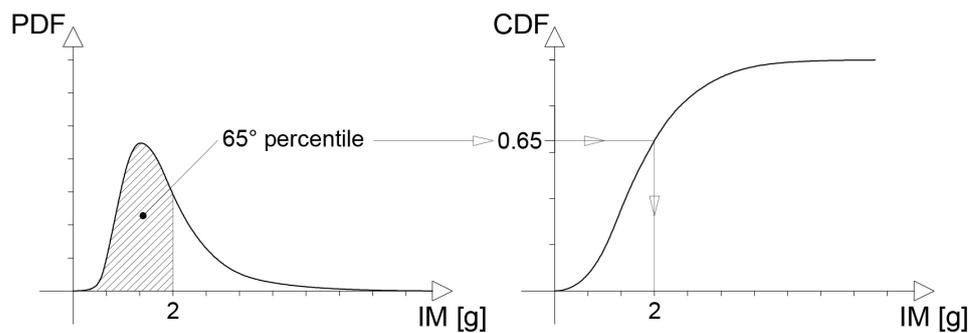


**Figura 6.12:** Confronto tra le curve di fragilità dei campioni 2 e 6 caratterizzati da molle sui quattro vertici tali che  $T_f = 7T_i$

A proposito delle osservazioni che si possono fare su questo grafico si faccia riferimento a quanto riportato nella sezioni 6.4.1 alla voce “Tamponamento incastrato” e “Tamponamento con molle tali che  $T_f = T_i$ ”.

## 6.5 PDF delle funzioni di fragilità

L'utilizzo delle funzioni di densità di probabilità per effettuare delle considerazioni sulla vulnerabilità sismica dei tamponamenti in muratura non è molto consigliato, in quanto non mette in risalto la propensione al collasso del sistema strutturale. Il dato che a noi interessa è infatti rappresentato dalla probabilità di collasso che, alla luce delle considerazioni fatte in precedenza, è rappresentata dall'area sottesa dalle curve PDF a partire da una retta verticale caratterizzata da un determinato valore di IM, ovvero il suo integrale (per una migliore comprensione si faccia riferimento alla figura 6.13). Confrontare queste aree, oltre che complesso, è anche inutile, in quanto la curva di fragilità, essendo definita come la funzione di distribuzione cumulativa della funzione di fragilità, assolve proprio a tale scopo, in quanto associa, ad ogni valore di IM, la corrispondente probabilità di collasso, che altro non è che l'integrale di cui parlavamo prima.



**Figura 6.13:** Relazione integrale che sussiste tra la PDF e la CDF (esempio)

Per completezza i grafici di queste PDF verranno riportati nella sezione Allegati al capitolo 10 e quindi messi a disposizione del lettore interessato a prenderne visione.



# Capitolo 7

## Analisi dinamiche bidirezionali di un telaio multipiano tamponato

In questo capitolo verrà monitorato e descritto il comportamento sismico assunto da una serie di tamponamenti inseriti all'interno di un telaio multipiano in c.a. In particolare verranno realizzate con il software *OpenSees* una serie di analisi dinamiche bidirezionali, ovvero verranno applicate alla base dell'edificio le due componenti Nord-Sud ed Est-Ovest associate ad un set di dieci terremoti. Tali componenti sismiche verranno scalate in modo opportuno e applicate secondo le due direzioni principali dell'edificio. Grazie a queste analisi sarà possibile individuare in maniera efficace le variabili che influenzano maggiormente la vulnerabilità sismica dei tamponamenti in muratura.

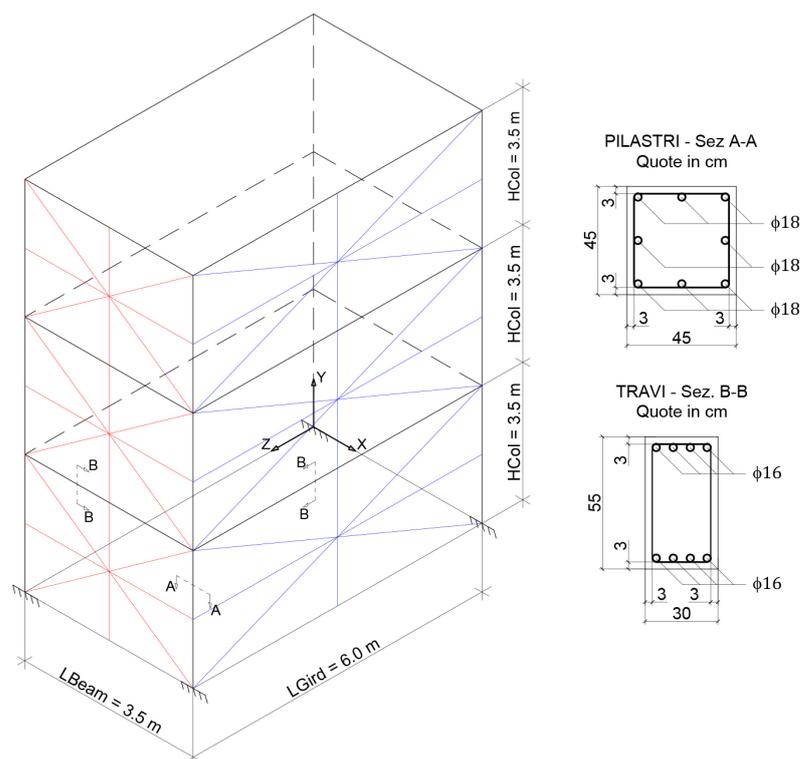
### 7.1 Descrizione della struttura

#### 7.1.1 Caratteristiche generali

La struttura sulla quale verranno svolte le analisi dinamiche bidirezionali consiste in un telaio in c.a. di tre piani fuori terra di cui solo due facciate su quattro risultano essere tamponate.

La pianta del telaio in questione è rettangolare e misura  $3.5\text{ m}$  in direzione X e  $6.0\text{ m}$  in direzione Z. L'altezza di interpiano è costante e vale  $3.5\text{ m}$ . Le due facciate del telaio che risultano essere tamponate sono consecutive, in questo modo veniamo ad avere due tipologie di tamponamenti: la prima di dimensioni  $3.5 \times 3.5\text{ m}$ , la seconda di dimensioni  $6.0 \times 3.5\text{ m}$ . Per valutare l'incidenza delle dimensioni geometriche sul comportamento dei tamponamenti, si è scelto di adottare la stessa tipologia di muratura per le tamponature di entrambe le facciate.

Le colonne del telaio in c.a. hanno dimensione  $45 \times 45\text{ cm}$  e sono armate con dei  $\phi 18$ , invece le travi presentano una sezione  $30 \times 55\text{ cm}$  sia in direzione X che in direzione Z e sono armate con dei  $\phi 16$  (per maggiori dettagli a proposito della disposizione delle armature e delle dimensioni geometriche del telaio si faccia riferimento alla figura 7.1).



**Figura 7.1:** Schema geometrico del telaio tamponato in c.a. oggetto delle analisi dinamiche bidirezionali, con dettaglio delle sezioni dei pilastri e delle travi del telaio

### 7.1.2 Vincoli

La struttura è stata pensata come incastrata alla base. Tali vincoli di incastro sono stati assegnati mediante il comando `fixY` messo a disposizione dal software *OpenSees*. Si tratta di un comando in grado di assegnare la stessa tipologia di vincolo a tutti i nodi caratterizzati da una coordinata  $Y$  comune, pertanto si tratta di una tipologia di vincolo appartenente alla categoria dei *Single-Point Constraints*. Nel caso in questione la coordinata comune ai nodi che vanno a costituire l’incastro alla base del telaio sarà la coordinata  $Y = 0.0\text{ m}$ , mentre i gradi di libertà che verranno bloccati saranno le tre traslazioni e la rotazione attorno all’asse verticale  $Y$ . Le rimanenti due rotazioni  $RX$  ed  $RZ$  non verranno bloccate. In questo modo il vincolo alla base assume la conformazione di un incastro cedevole e non di un incastro perfetto (difficile da realizzare nella pratica costruttiva).

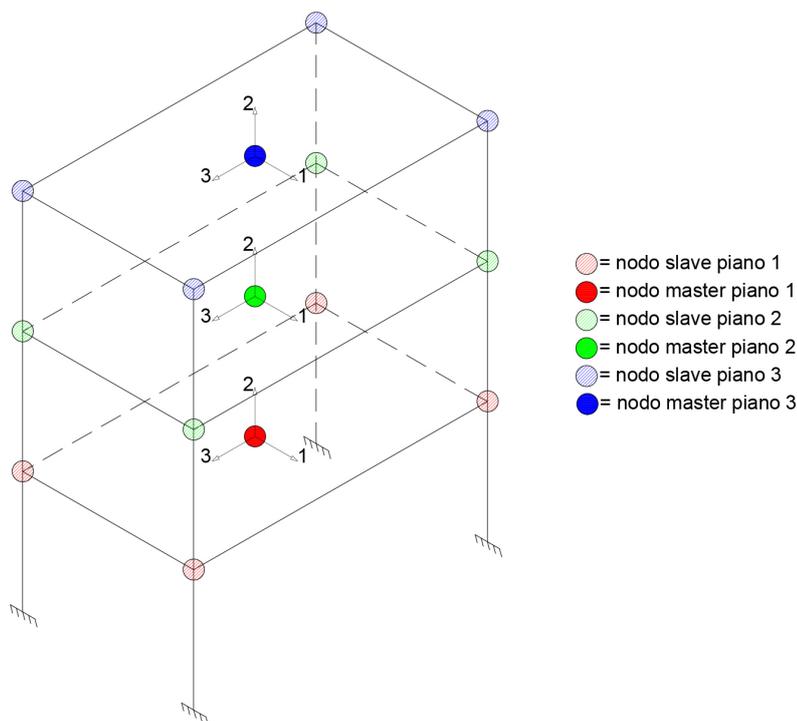
Al modello in questione sono state attribuite due ulteriori tipologie di vincolo entrambe appartenenti alla categoria dei *Multi-Point Constraints*. Una l’abbiamo già vista nel paragrafo 3.2.3 nella sezione “Vincoli” ed è rappresentata dal vincolo di `equalDOF`. Esso verrà assegnato ai nodi centrali delle bielle che andranno a costituire i tamponamenti. La differenza rispetto al solito è che in questo caso il grado di libertà comune ai nodi del tamponamento varia in relazione al pannello analizzato: per il tamponamento di dimensioni  $3.5 \times 3.5\text{ m}$  la direzione fuori piano è la  $Z$ , pertanto il vincolo di `equalDOF` costringerà i nodi a muoversi in maniera solidale secondo il grado di libertà 3, invece per i tamponamenti di dimensione  $6.0 \times 3.5\text{ m}$  la direzione fuori piano è la  $X$ , pertanto il grado di libertà comune sarà l’1.

La nuova tipologia di vincolo introdotta in questo modello e di cui non abbiamo ancora mai parlato prende il nome di **rigidDiaphragm**. Si tratta di un vincolo appartenente alla categoria dei *Multi-Point Constraints*. Esso permette di modellare il comportamento a diaframma di un qualunque elemento strutturale, pertanto qui è stato utilizzato per simulare il comportamento diaframmatico dei solai.

L'applicazione di questo vincolo richiede:

- la definizione della direzione perpendicolare al piano del diaframma (che per noi sarà la 2, ovvero la direzione individuata dall'asse Y);
- la definizione di un nodo *master*, ovvero di quel nodo che “comanda” il comportamento del diaframma nel suo complesso (per noi sarà il nodo posto esattamente al centro del solaio);
- la definizione dei vari nodi *slave*, ovvero di quei nodi che seguono il nodo *master* nel comportamento diaframmatico (per noi saranno i nodi posti ai quattro vertici del solaio).

Per comprendere meglio quanto appena detto si faccia riferimento allo schema riportato in figura 7.2.



**Figura 7.2:** Nodi *master* e nodi *slave* da definire per attribuire ai solai del telaio un comportamento diaframmatico

### 7.1.3 Sezioni

#### Travi e pilastri in c.a.

Gli elementi che costituiscono la struttura sono rappresentati dalle travi e dai pilastri (che costituiscono il telaio in c.a.) e dalle bielle diagonali, verticali ed

orizzontali che invece vanno a costituire i tamponamenti in muratura. Questi ultimi verranno modellati secondo il modello 4ES ampiamente descritto nel capitolo 3.

Per quanto concerne le travi e i pilastri non c'è molto da dire: la modellazione avviene sempre mediante la definizione di una sezione a fibre. Come sempre ad ogni fibra viene assegnata una diversa legge costitutiva che varia in relazione al materiale che la fibra stessa deve modellare. In questo modo avremo delle fibre per il calcestruzzo confinato, delle fibre per il calcestruzzo non confinato e delle fibre per l'acciaio dell'armatura. Per maggiori dettagli sulle proprietà geometriche delle sezioni trasversali di travi e pilastri si faccia riferimento allo schema riportato in figura 7.1

Le caratteristiche geometriche del telaio in c.a. sono state riassunte in tabella 7.1.

**Tabella 7.1:** Parametri geometrici degli elementi che costituiscono il telaio in c.a.

| $b_b$<br>(mm) | $h_b$<br>(mm) | $A_b$<br>(mm <sup>2</sup> ) | $b_c$<br>(mm) | $h_c$<br>(mm) | $A_c$<br>(mm <sup>2</sup> ) |
|---------------|---------------|-----------------------------|---------------|---------------|-----------------------------|
| 300           | 550           | 165000                      | 450           | 450           | 202500                      |

## Bielle in muratura

Più complesso è invece il discorso che riguarda le bielle dei tamponamenti in muratura, in particolare quello che riguarda le bielle diagonali.

Come abbiamo già detto nel capitolo 3, le bielle diagonali contribuiscono non solo alla definizione della resistenza nel piano, ma danno un contributo non trascurabile anche in termini di resistenza fuori piano. Il problema è che il valore di resistenza che viene attribuito alle bielle diagonali fa riferimento al solo comportamento nel piano. Tale valore di resistenza, che prende il nome di  $f_{md0}$ , è ben diverso dalla resistenza a compressione della muratura  $f_{m0}$ , questo perché il meccanismo di rottura che caratterizza la biella diagonale in muratura è associato soprattutto allo scorrimento dei mattoni lungo i letti di malta (ecco perché, in generale, si ha  $f_{md0} < f_{m0}$ ).

Per fare in modo che le bielle diagonali siano in grado di descrivere in maniera corretta la resistenza fuori piano del pannello nonostante ad esse venga attribuito un valore di resistenza diverso dalla resistenza a compressione  $f_{m0}$  della muratura che le compone, è necessario attribuire alle suddette bielle delle dimensioni sezionali surrogate  $\tilde{w}_d$  e  $\tilde{t}$  tali da mantenere invariata l'area della sezione trasversale, ovvero tali che:

$$t \cdot w_d = \tilde{t} \cdot \tilde{w}_d \quad (7.1)$$

Il problema è che a differenza dei casi analizzati in precedenza, ora non conosciamo le proprietà meccaniche e geometriche che devono essere attribuite alle bielle diagonali in relazione alla tipologia di muratura scelta, pertanto dovremmo fare riferimento a dei modelli che, sulla base di relazioni empiriche, ci permettano di calcolare queste caratteristiche.

Riassumendo, quindi, il nostro obiettivo è quello di definire, mediante delle relazioni di natura empirica, le caratteristiche geometriche e meccaniche che devono

essere attribuite alle bielle diagonali in relazione alla tipologia di muratura scelta. Una volta fatto ciò, mediante le relazioni (3.12) e (3.13), dovranno essere definite le caratteristiche sezionali surrogate delle bielle diagonali e, una volta note queste, si passerà alla definizione delle caratteristiche geometriche delle bielle orizzontali e verticali, le cui caratteristiche meccaniche non hanno bisogno di ulteriori rielaborazioni in quanto sono analoghe a quelle della muratura.

A tal proposito, il modello scelto è quello proposto da Asteris et al. [3] e riportato anche in [10]. In tale modello lo spessore  $t$  delle bielle diagonali equivalenti è pari allo spessore reale del tamponamento in muratura, mentre la larghezza  $w_d$  di queste bielle viene valutata mediante la seguente relazione di natura semi-empirica:

$$w_d = \kappa \gamma^* \left( \frac{h}{l} \right) \frac{c^*}{\lambda^{*\beta^*}} \quad (7.2)$$

dove:

- $\kappa$ : è un coefficiente usato per tenere conto dell'effetto irrigidente laterale messo in atto dal carico verticale. Esso viene valutato per mezzo della seguente espressione:

$$\kappa = [1 + (18\lambda^* + 200) \varepsilon_v] \quad (7.3)$$

dove:

- $\lambda^*$ : è un parametro che viene valutato per mezzo della seguente espressione:

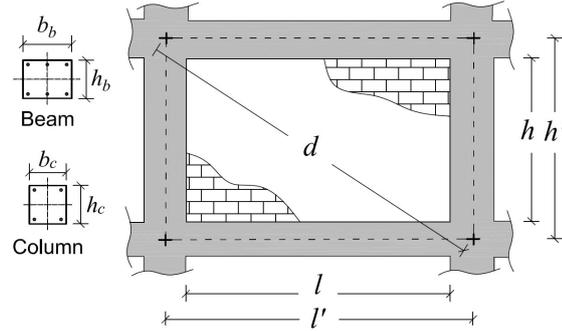
$$\lambda^* = \frac{\tilde{E}_m t h'}{E_c A_c} \left[ \left( \frac{h'}{l'} \right)^2 + \frac{1}{4} \frac{A_c l'}{A_b h'} \right] \quad (7.4)$$

dove:

- \*  $\tilde{E}_m$ : è il modulo elastico convenzionale, il quale viene usato, per semplicità, al posto del modulo elastico della muratura lungo la diagonale (parametro di difficile valutazione). Esso viene definito come la media geometrica tra i moduli elastici della muratura  $E_{m1}$  ed  $E_{m2}$  nelle due direzioni convenzionali, ovvero quella ortogonale e quella parallela ai letti di malta. In questo modo si ha:

$$\tilde{E}_m = \sqrt{E_{m1} \cdot E_{m2}} \quad (7.5)$$

- \*  $E_c$ : è il modulo elastico del materiale che costituisce le colonne (per noi questo valore sarà il modulo elastico del calcestruzzo);
- \*  $h'$  ed  $l'$ : sono rispettivamente l'altezza e la larghezza del telaio tamponato misurate in relazione agli assi degli elementi strutturali (vedi figura 7.3);
- \*  $A_c$ : è l'area della sezione trasversale della colonna, pertanto è definita come il prodotto tra la base della sezione trasversale della colonna  $b_c$  e l'altezza della sezione trasversale della colonna  $h_c$  (vedi figura 7.3);
- \*  $A_b$ : è l'area della sezione trasversale delle travi, pertanto è definita come il prodotto tra la base della sezione trasversale della trave  $b_b$  e l'altezza della sezione trasversale della trave  $h_b$  (vedi figura 7.3);



**Figura 7.3:** Schema del telaio tamponato con indicate le grandezze geometriche adottate nelle relazioni matematiche del modello di Asteris et al. [10]

- $\varepsilon_v$ : è la deformazione assiale valutata sulle due colonne laterali semplicemente dividendo il carico assiale  $F_v/2$ , agente sulla singola colonna, per il prodotto tra l'area della sezione trasversale della colonna  $A_c$  e il modulo elastico del materiale che la costituisce  $E_c$ , ovvero:

$$\varepsilon_v = \frac{F_v}{2E_c A_c} \quad (7.6)$$

Il valore di  $F_v$  sarà rappresentato dal carico assiale agente sulle colonne. Per semplicità questo carico è stato calcolato considerando il peso totale della struttura equamente ripartito sui pilastri che la compongono, portando così ad un valore di 67172 N.

- $\gamma^*$ : è un coefficiente che tiene conto delle aperture eventualmente presenti nel tamponamento e del rapporto di forma (quindi della snellezza) del tamponamento. Esso risulta essere definito come:

$$\gamma^* = 1 + 0.5 \frac{r}{\left(\frac{h}{l}\right)^4} \quad (7.7)$$

dove  $r$  è il parametro che tiene conto delle eventuali aperture nel tamponamento. Nel nostro caso il tamponamento non presenta alcun tipo di apertura pertanto  $r = 1$ ;

- $c^*$  e  $\beta^*$ : sono due parametri che dipendono dal coefficiente di Poisson  $\nu$  della muratura, valutato lungo la direzione diagonale del tamponamento. Per semplicità noi utilizzeremo un coefficiente di Poisson medio pari a 0.15, calcolato come il rapporto tra i coefficienti di Poisson definiti secondo due direzioni ortogonali (verticale ed orizzontale). Tali coefficienti vengono definiti come:

$$c^* = 0.249 - 0.0116\nu + 0.567\nu^2 \quad (7.8)$$

$$\beta^* = 0.146 + 0.0073\nu + 0.126\nu^2 \quad (7.9)$$

- $d$ : è la diagonale del telaio tamponato (vedi figura 7.3).

La tipologia di muratura adottata per tutti i tamponamenti, ovvero sia quelli relativi alla campata di dimensioni 3.5 x 3.5 m sia quelli relativi alla campata di dimensioni 6.0 x 3.5 m, corrisponde al campione S1A analizzato in [10], i cui parametri meccanici sono stati riassunti in tabella 7.2.

**Tabella 7.2:** Parametri meccanici della muratura che costituisce i tamponamenti

| $E_{m1}$<br>(MPa) | $E_{m2}$<br>(MPa) | $\tilde{E}_m$<br>(MPa) | $f_{vm}$<br>(MPa) | $f_{m1}$<br>(MPa) | $f_{m2}$<br>(MPa) | $\tilde{f}_m$<br>(MPa) | $\varepsilon_{m0}$<br>(-) |
|-------------------|-------------------|------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|------------------------|---------------------------|
| 7408              | 3933              | 5398                   | 0.33              | 3.08              | 2.67              | 2.87                   | 0.0015                    |

In questa tabella compaiono dei parametri meccanici che non sono stati ancora descritti e sono:

- $f_{vm}$ : è la resistenza a taglio della muratura;
- $f_{m1}$  ed  $f_{m2}$ : sono le resistenze a compressione della muratura misurate lungo due direzioni ortogonali;
- $\tilde{f}_m$ : è la resistenza a compressione convenzionale della muratura, calcolata come la media geometrica delle resistenze a compressione  $f_{m1}$  ed  $f_{m2}$ , ovvero:

$$\tilde{f}_m = \sqrt{f_{m1} \cdot f_{m2}} \quad (7.10)$$

- $\varepsilon_{m0}$ : è la deformazione che si legge sul diagramma della legge costitutiva della muratura in corrispondenza della resistenza a compressione  $\tilde{f}_m$ . Tale valore è convenzionalmente assunto pari a 0.0015.

Le caratteristiche geometriche, invece, variano a seconda della parete considerata. In tabella 7.3 sono stati riassunti i valori relativi ai nostri tamponamenti.

**Tabella 7.3:** Caratteristiche geometriche dei tamponamenti oggetti di studio

|                    | $t$<br>(mm) | $h'$<br>(mm) | $l'$<br>(mm) | $h$<br>(mm) | $l$<br>(mm) | $\theta$<br>(°) | $d$<br>(mm) |
|--------------------|-------------|--------------|--------------|-------------|-------------|-----------------|-------------|
| Parete 3.5 x 3.5 m | 200         | 3500         | 3500         | 2950        | 3050        | 44.0            | 4950        |
| Parete 6.0 x 3.5 m | 200         | 3500         | 6000         | 2950        | 5550        | 28.0            | 6946        |

A questo punto sono note tutte le grandezze necessarie al calcolo della larghezza  $w_d$  delle bielle diagonali associate alle due tipologie di pareti di tamponamento. In tabella 7.4 sono stati riassunti i valori assunti dai coefficienti sempi-empirici utilizzati per il calcolo di  $w_d$  e il valore di  $w_d$  con essi ottenuto.

Arrivati a questo punto possiamo passare alla definizione dei parametri meccanici da assegnare alle bielle diagonali. La legge costitutiva a cui faremo riferimento sarà come sempre una legge costitutiva alla Kent-Park [17], pertanto i parametri che dovremo stimare saranno:

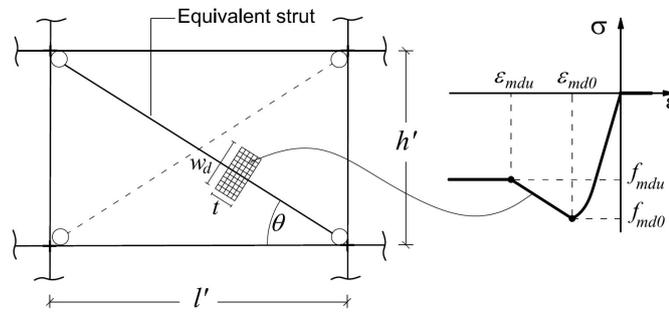
- $f_{md0}$ : resistenza di picco;

**Tabella 7.4:** Coefficienti semi-empirici necessari alla definizione della larghezza  $w_d$  della biella diagonale

|                    | $\kappa$<br>(-) | $\gamma^*$<br>(-) | $c^*$<br>(-) | $\lambda^*$<br>(-) | $\beta^*$<br>(-) | $w_d$<br>(mm) |
|--------------------|-----------------|-------------------|--------------|--------------------|------------------|---------------|
| Parete 3.5 x 3.5 m | 1.001           | 1.571             | 0.260        | 0.813              | 0.150            | 1286.5        |
| Parete 6.0 x 3.5 m | 1.001           | 7.264             | 0.260        | 0.539              | 0.150            | 1062.2        |

- $\varepsilon_{md0}$ : deformazione corrispondente alla resistenza di picco;
- $f_{mdu}$ : resistenza ultima;
- $\varepsilon_{mdu}$ : deformazione corrispondente alla resistenza ultima.

Per una visualizzazione grafica della forma di questa legge costitutiva si faccia riferimento alla figura 7.4.



**Figura 7.4:** Schema delle bielle diagonali con annessa sezione a fibre e legge costitutiva alla Kent-Park [10]

Anche in questo caso il calcolo dei parametri meccanici appena elencati passa attraverso la definizione di una serie di coefficienti di natura empirica. Secondo la procedura proposta da Asteris et al. questi parametri sono definiti come segue:

- $f_{md0}$ :

$$f_{md0} = \tilde{f}_m (26.9\alpha^{-0.287}) \quad (7.11)$$

dove il coefficiente empirico  $\alpha$  è definito come:

$$\alpha = \frac{\tilde{f}_m^2 \cdot w_d \cdot t}{(f_{vm} + \mu\sigma_n)^{0.2} \left(\frac{l}{h}\right) \lambda^{*0.2}} \quad (7.12)$$

dove:

- $\mu$ : è un coefficiente di attrito e viene assunto convenzionalmente pari a 0.7;
- $\sigma_n$ : è la tensione di compressione verticale media trasmessa al pannello in muratura. Essa viene valutata come funzione della rigidità verticale della colonna e del tamponamento. La formula che esprime questa relazione

è la seguente:

$$\sigma_n = \frac{F_v}{A_m} \left( \frac{E_{m2} A_m}{2E_c A_c + E_{m2} A_m} \right) \quad (7.13)$$

in cui  $A_m$  rappresenta l'area trasversale del tamponamento e quindi viene calcolato come il prodotto tra lo spessore  $t$  e la larghezza  $l$ . Per il significato di tutti gli altri simboli si faccia riferimento alle formule riportate in precedenza.

- $f_{mdu}$ :

$$f_{mdu} = f_{md0} (0.043\beta - 0.06) \quad (7.14)$$

dove il coefficiente empirico  $\beta$  è definito come:

$$\beta = \frac{f_{md0}^{0.7} \cdot w_d \cdot t}{\tilde{E}_m^{0.2} d} \quad (7.15)$$

- $\varepsilon_{md0}$ :

$$\varepsilon_{mdu} = \varepsilon_{md0} \left( 3.024\gamma^{0.347} \right) \quad (7.16)$$

dove il coefficiente empirico  $\gamma$  è definito come:

$$\gamma = \left( \frac{f_{mdu}^2}{f_{md0}} \right) \left( \frac{E_c}{\tilde{E}_m^{1.5}} \right) \quad (7.17)$$

- $\varepsilon_{mdu}$ :

$$\varepsilon_{mdu} = \varepsilon_{md0} \left( 0.0184\delta^{-1.166} \right) \quad (7.18)$$

dove il coefficiente empirico  $\delta$  è definito come:

$$\delta = \tilde{E}_m^{0.2} \cdot \varepsilon_{md0} \quad (7.19)$$

Mediante le relazioni appena elencate è stato possibile definire i parametri meccanici da associare alle bielle diagonali, parametri che sono stati raccolti in tabella 7.5.

**Tabella 7.5:** Parametri meccanici delle bielle diagonali

|                    | $\alpha$<br>(-) | $\beta$<br>(-) | $\gamma$<br>(-) | $\delta$<br>(-) | $f_{md0}$<br>(MPa) | $\varepsilon_{md0}$<br>(-) | $f_{mdu}$<br>(MPa) | $\varepsilon_{mdu}$<br>(-) |
|--------------------|-----------------|----------------|-----------------|-----------------|--------------------|----------------------------|--------------------|----------------------------|
| Parete 3.5 x 3.5 m | 2263957         | 10.323         | 0.013           | 0.006           | 1.16               | 0.0010                     | 0.44               | 0.0078                     |
| Parete 6.0 x 3.5 m | 1115727         | 7.001          | 0.006           | 0.004           | 1.42               | 0.0008                     | 0.34               | 0.0081                     |

A questo punto disponiamo di tutti i dati necessari alla definizione delle dimensioni geometriche surrogate  $\tilde{w}_d$  e  $\tilde{t}$  da assegnare alle bielle diagonali. Le formule necessarie allo scopo sono le formule (3.12) e (3.13). Per semplicità di lettura esse sono state riportate qui sotto:

$$\tilde{w}_d = \frac{f_{md0}}{f_{m0}} w_d \quad (7.20)$$

$$\tilde{t} = \frac{f_{m0}}{f_{md0}} t \quad (7.21)$$

Note le dimensioni finali delle bielle diagonali è possibile calcolare anche le dimensioni finali delle bielle verticali ed orizzontali. Per farlo è sufficiente utilizzare le formule (3.2) e (3.3). Nuovamente, per semplicità di lettura, tali formule sono state riportate anche qui:

$$w_v = l - \frac{w_d}{\sin \theta} \quad (7.22)$$

$$w_h = h - \frac{w_d}{\cos \theta} \quad (7.23)$$

I valori geometrici e meccanici delle bielle che costituiscono le due tipologie di tamponamento sono quindi state calcolate secondo la procedura appena descritta e i risultati ottenuti sono stati riassunti nelle tabelle 7.6, 7.7 e 7.8.

**Tabella 7.6:** Parametri geometrici e meccanici delle bielle diagonali

|                    | $\tilde{w}_d$<br>(mm) | $\tilde{t}$<br>(mm) | $f_{md0}$<br>(MPa) | $\varepsilon_{md0}$<br>(-) | $f_{mdu}$<br>(MPa) | $\varepsilon_{mdu}$<br>(-) |
|--------------------|-----------------------|---------------------|--------------------|----------------------------|--------------------|----------------------------|
| Parete 3.5 x 3.5 m | 519.2                 | 495.6               | 1.16               | 0.0010                     | 0.44               | 0.0078                     |
| Parete 6.0 x 3.5 m | 525.2                 | 404.5               | 1.42               | 0.0008                     | 0.34               | 0.0081                     |

**Tabella 7.7:** Parametri geometrici e meccanici delle bielle verticali

|                    | $w_v$<br>(mm) | $t_v$<br>(mm) | $f_{m0}$<br>(MPa) | $\varepsilon_{m0}$<br>(-) | $f_{mu}$<br>(MPa) | $\varepsilon_{mu}$<br>(-) |
|--------------------|---------------|---------------|-------------------|---------------------------|-------------------|---------------------------|
| Parete 3.5 x 3.5 m | 2303.2        | 200.0         | 2.87              | 0.0010                    | 1.72              | 0.0078                    |
| Parete 6.0 x 3.5 m | 4431.0        | 200.0         | 2.87              | 0.0008                    | 1.72              | 0.0081                    |

Con i dati ora a disposizione è stato possibile definire in maniera completa le sezioni di tutti gli elementi in gioco e tutti i materiali associati a tali sezioni.

Il completamento di queste sezioni passa anche attraverso la definizione di una serie di materiali di rigidezza pressoché infinita. Essi hanno lo scopo di attribuire alle sezioni di tutti gli elementi del modello, una rigidezza a taglio e a torsione molto grande. Questi materiali sono stati “attaccati” alle sezioni mediante il comando `section Aggregator` e sono stati associati ai tagli Vy e Vz (relativi al sistema di riferimento locale) e alla torsione T.

## Elementi

A questo punto si è passati alla definizione vera e propria degli elementi strutturali. In questo caso tutti gli elementi sono stati definiti per mezzo di elementi *NonLinear Beam-Column Elements*, appartenenti alla categoria degli elementi *Displacement based*). Essi vengono assegnati su *OpenSees* mediante il comando `dispBeamColumn` e per essi è stato definito un numero di punti di integrazione di Gauss pari a 5.

Per quanto riguarda la tipologia di trasformazione geometrica adottata, inizialmente è stata associata una trasformazione di tipo *Linear* a tutti gli elementi del

**Tabella 7.8:** Parametri geometrici e meccanici delle bielle orizzontali

|                    | $w_h$<br>(mm) | $t_h$<br>(mm) | $f_{m0}$<br>(MPa) | $\varepsilon_{m0}$<br>(-) | $f_{mu}$<br>(MPa) | $\varepsilon_{mu}$<br>(-) |
|--------------------|---------------|---------------|-------------------|---------------------------|-------------------|---------------------------|
| Parete 3.5 x 3.5 m | 2430.8        | 200.0         | 2.87              | 0.0010                    | 1.72              | 0.0078                    |
| Parete 6.0 x 3.5 m | 2424.8        | 200.0         | 2.87              | 0.0008                    | 1.72              | 0.0081                    |

telaio (quindi sia alle travi sia alle colonne) e a tutte le bielle diagonali, mentre per le bielle verticali ed orizzontali, essendo caratterizzate da una più elevata snellezza, si è optato per una trasformazione di tipo *Corotational*. Lanciando le analisi dinamiche bidirezionali ci si è però resi conto che questa tipologia di trasformazione geometrica determinava degli errori di convergenza dell'algoritmo tali da impedire il corretto svolgimento dell'analisi nella sua interezza. Per eliminare questo problema si è scelto di attribuire anche alle bielle orizzontali e verticali una trasformazione del tipo **Linear**, mentre per tener conto della snellezza di questi elementi è stato introdotto un nuovo tipo di materiale definito come *MinMax material*.

L'implementazione di questa nuova tipologia di materiale permette di associare ad un materiale già esistente, un valore massimo ed un valore minimo di deformazione. Questo vuol dire che se in corrispondenza di una determinata fibra viene letta una deformazione superiore alla deformazione massima o inferiore alla deformazione minima, la fibra si rompe. Nel nostro caso è stata scelta una deformazione massima  $\varepsilon_{max} = 0.10$  e una deformazione minima  $\varepsilon_{min} = \varepsilon_{mu}$  per le bielle orizzontali e verticali e una  $\varepsilon_{min} = \varepsilon_{mdu}$  per quelle diagonali.

Per quanto riguarda la definizione del vettore *vecxz* necessario per realizzare il passaggio dal sistema di riferimento locale al sistema di riferimento globale si faccia riferimento allo schema riportato in figura 7.5

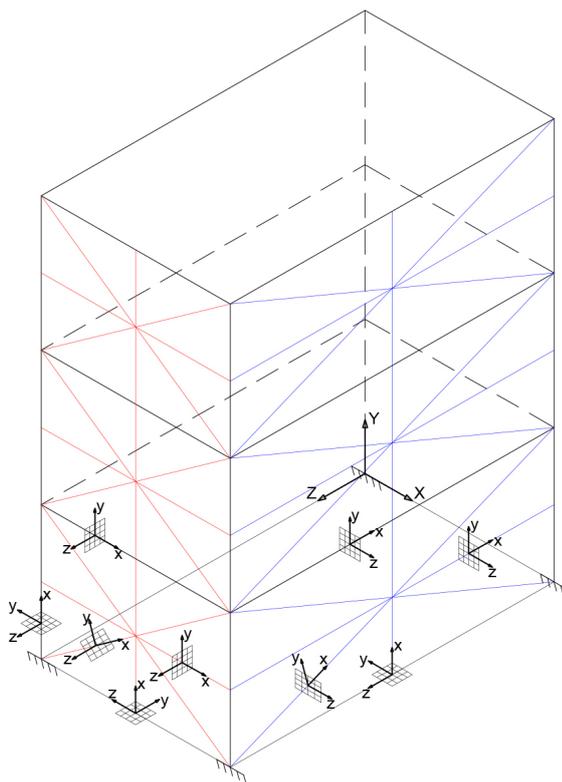
Fatto ciò si è passati alla definizione degli *Zero-Length*, i quali hanno il compito di definire il collegamento a cerniera che sussiste tra le bielle del pannello e il telaio di confinamento e di realizzare quella particolare tipologia di vincolo che si ha in corrispondenza degli spigoli superiori e che impedisce il trasferimento delle tensioni di trazione al telaio. L'implementazione di questi elementi segue quanto raccontato nel paragrafo 3.2.3.

## Masse

Per quanto riguarda la definizione delle masse è bene fare una distinzione tra le masse associate al telaio in c.a. e le masse associate ai tamponamenti in muratura.

Le masse associate al telaio in c.a. sono state definite in relazione ai carichi gravanti sulla struttura, quindi prendono in considerazione i carichi permanenti strutturali, i carichi permanenti non strutturali e i carichi variabili. I carichi così ottenuti sono stati poi ripartiti sui quattro vertici dei tre solai della struttura ai quali, come detto prima, è stato assegnato un comportamento diaframmatico. Dato che il solaio è libero di traslare nel piano XZ, tali masse sono state assegnate sia in direzione X che in direzione Z.

Le masse dei tamponamenti, invece, sono state calcolate come l'80% della massa totale di ciascun tamponamento e sono state applicate in corrispondenza del nodo centrale del modello a bielle e in relazione al grado di libertà corrispondente alla



**Figura 7.5:** Schema del modello con indicati i sistemi di riferimento locali dei vari elementi

direzione fuori piano. Ciò significa che ai tamponamenti di dimensioni  $3.5 \times 3.5 \text{ m}$ , il cui piano è definito dagli assi X e Y del sistema di riferimento globale, è stata assegnata la sola massa in direzione Z, invece per le pareti di dimensioni  $6.0 \times 3.5 \text{ m}$ , il cui piano è definito dagli assi Y e Z del sistema di riferimento globale, è stata assegnata solo la massa in direzione X.

## Carichi

Infine si è passati all'applicazione dei carichi, i quali sono stati semplificati in una serie di forze concentrate applicate in corrispondenza della sommità di ciascun pilastro. Tale carico è stato valutato dividendo il peso totale della struttura (peso che comprende anche i carichi associati ai permanenti non strutturali e ai variabili) per il numero totale delle colonne.

Con la definizione dei carichi gravitazionali si conclude la fase di costruzione del modello. Nel paragrafo seguente si focalizzerà maggiormente l'attenzione sulle modalità con le quali sono state realizzate le analisi dinamiche bidirezionali.

## 7.2 Scalatura degli accelerogrammi

Una volta completato il modello ci si è concentrati sulla definizione e la scalatura degli accelerogrammi bidirezionali da applicare alla struttura. Gli accelerogrammi utilizzati fanno riferimento a dei terremoti bidirezionali. Per limitare la dispersione

dei risultati ottenibili dalle analisi dinamiche si è scelto di scalare gli accelerogrammi in maniera analoga a quanto fatto nel paragrafo 4.5.1, ciò significa che si è fatto in modo che in corrispondenza di un determinato periodo strutturale venisse letta, per tutti gli spettri, la medesima accelerazione spettrale, valutata come una percentuale della accelerazione di gravità  $g$ .

Per il tracciamento delle curve IDA, il modello oggetto dello studio era rappresentato da un solo pannello isolato per il quale era possibile definire in maniera semplice il periodo fondamentale di oscillazione. Tale periodo rappresenta la ascissa del punto sullo spettro caratterizzata da una ordinata spettrale imposta da noi e che, in precedenza, abbiamo definito come IM.

Nel caso in questione il periodo utilizzato per scalare gli accelerogrammi è rappresentato dal periodo fondamentale di oscillazione dell'intera struttura con inclusi i tamponamenti. Ciò significa che prima di effettuare la scalatura degli accelerogrammi è necessario conoscere il valore di questo periodo per mezzo di una analisi modale.

### 7.2.1 Analisi modale del telaio multipiano tamponato

L'analisi modale in questione è stata realizzata mediante il software *SAP2000*. All'interno di questo software è stato riprodotto il modello del nostro telaio a tre piani tamponato su due lati in cui però i tamponamenti, data la diversa tipologia di analisi, sono stati modellati secondo un approccio differente. Nell'analisi modale l'effetto strutturale dei tamponamenti che ci interessa maggiormente è rappresentato dall'effetto irrigidente prodotto dagli stessi nella loro direzione di sviluppo. In altre parole in questa fase possiamo disinteressarci del comportamento fuori piano dei tamponamenti e possiamo concentrarci solo sulla loro influenza circa l'irrigidimento nel piano che essi sono in grado di produrre (vedi analogia con elementi di controvento).

In relazione a quanto appena detto il singolo tamponamento è stato modellato per mezzo di una particolare tipologia di elemento link denominato *MultiLinear Plastic Link*. Questa tipologia di link viene definita per mezzo del comando *Draw 2 Joint Link*, il quale consente di realizzare un elemento che collega due nodi  $i$  e  $j$ . Una volta definito l'elemento è necessario assegnare il grado di libertà lungo il quale questo deve lavorare e associare a questo grado di libertà una rigidità  $k$ . Dato che nel nostro caso tale elemento deve lavorare solo in direzione assiale, la rigidità  $k$  che dobbiamo implementare è definita come:

$$k = \frac{EA}{l} \quad (7.24)$$

dove:

- $E$ : è il modulo elastico della muratura;
- $A$ : è la sezione trasversale della biella diagonale;
- $l$ : è la lunghezza della biella diagonale.

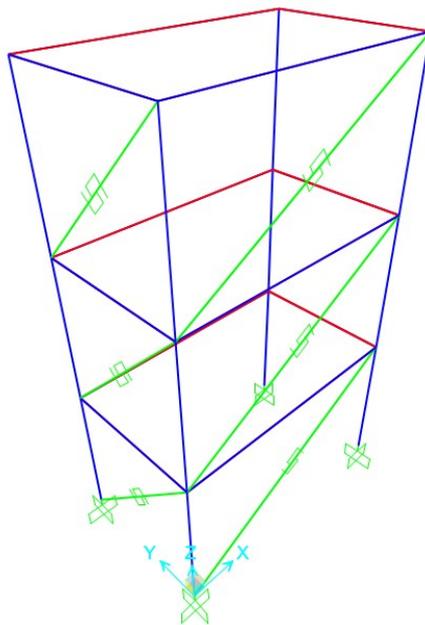
Per modellare in maniera corretta questi tamponamenti è necessario introdurre un solo elemento per tamponamento, il quale lavorando in direzione assiale è

in grado da solo di modellare l'effetto irrigidente dell'intera parete in muratura. Questo vuol dire che per modellare i tamponamenti è sufficiente conoscere le caratteristiche meccaniche e geometriche delle bielle diagonali che lo costituiscono. In tabella 7.9 sono stati riassunte le proprietà dei *MultiLinear Plastic Link* associati alle due tipologie di tamponamenti in muratura presenti nella struttura:

**Tabella 7.9:** Parametri meccanici e geometrici dei *MultiLinear Plastic Link* utilizzati per modellare le bielle diagonali dei tamponamenti in muratura

|                    | $\tilde{E}_m$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | $\tilde{w}_d$<br>(mm) | $\tilde{t}$<br>(mm) | $A$<br>(mm <sup>2</sup> ) | $l$<br>(mm) | $k$<br>(N/mm) |
|--------------------|---------------------------------------|-----------------------|---------------------|---------------------------|-------------|---------------|
| Parete 3.5 x 3.5 m | 5398                                  | 519.2                 | 495.6               | 257315                    | 4950        | 280604        |
| Parete 6.0 x 3.5 m | 5398                                  | 525.2                 | 404.5               | 212443                    | 6946        | 165098        |

Il modello strutturale ottenuto (riportato in figura 7.6) è stato sottoposto ad una semplice analisi modale, analisi che ha portato alla definizione di un periodo fondamentale di oscillazione pari a 0.22 s.



**Figura 7.6:** Schema del modello strutturale realizzato in *SAP2000* sul quale è stata svolta l'analisi modale

## 7.2.2 Calcolo della IM

Per realizzare la scalatura degli accelerogrammi, oltre al periodo fondamentale di oscillazione  $T_1$ , è necessario impostare l'ordinata del punto di passaggio degli spettri, ovvero dobbiamo definire l'accelerazione spettrale  $S_a(T_1, 5\%)$ .

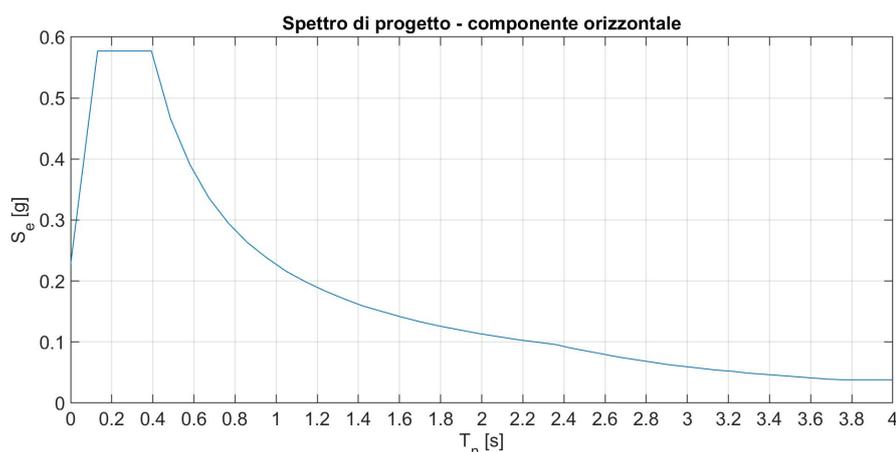
A differenza di quanto fatto per il tracciamento delle curve IDA (in cui il valore di IM è stato aumentato progressivamente fino al raggiungimento del collasso strutturale) il valore dell'ordinata spettrale viene imposto pari al valore assunto

dall'accelerazione spettrale letta sullo spettro di progetto in corrispondenza del periodo  $T_1$ .

La prima cosa da fare è quindi definire lo spettro elastico di progetto. Per farlo è stato utilizzato il foglio di calcolo *Spettri-NTCver.1.0.3.xls* messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici il quale, previa la definizione di una serie di dati di input, è in grado di fornire all'utente direttamente gli spettri di risposta elastici di progetto, senza passare per la definizione dei punti cardine descritti nel § 3.2.3.2 delle NTC18. I dati di input inseriti sono i seguenti:

- Regione: Emilia-Romagna;
- Provincia: Modena;
- Comune: Mirandola;
- Vita nominale della costruzione  $V_n$ : 50 anni;
- Coefficiente d'uso della costruzione  $c_u$ : 1;
- Stato limite considerato: stato limite di collasso (SLC);
- Categoria di sottosuolo: B;
- Categoria topografica: T1;
- Componente orizzontale: spettro di progetto elastico (SLE).

Lo spettro di progetto in accelerazione della componente orizzontale, ottenuto sulla base dei dati di input forniti, è stato riportato in figura 7.7.



**Figura 7.7:** Spettro di progetto in accelerazione della componente orizzontale

Come si può vedere, in corrispondenza di un periodo  $T_1 = 0.22$  s, si cade esattamente all'interno del plateau, il quale è associato ad una accelerazione spettrale  $S_e = 0.577$  g.

### 7.2.3 Scalatura delle due componenti sismiche

A questo punto disponiamo di tutti i dati necessari per completare la fase di scalatura degli accelerogrammi (in numero pari a dieci). Per mantenere il rapporto di proporzionalità che sussiste tra i due accelerogrammi del sisma (ovvero l'accelerogramma associato alla componente Est-Ovest e l'accelerogramma associato alla componente Nord-Sud), si è scelto di scalare i due in maniera diversa.

La procedura seguita consiste nei seguenti passi:

- si individua la componente principale del sisma in oggetto (supponiamo che sia la componente Nord-Sud);
- si calcola lo spettro di risposta in accelerazione associato a tale componente;
- si legge su questo spettro l'accelerazione spettrale corrispondente ad un periodo  $T_n = T_1$ , accelerazione che chiamiamo  $S_a(T_1)$ ;
- si calcola il coefficiente di scala  $\gamma$  da applicare all'accelerogramma per fare in modo che lo spettro di risposta, associato all'accelerogramma scalato, passi per il punto di coordinate  $(T_1; S_e(T_1))$ , dove  $S_e(T_1)$  per noi vale  $0.557 g$ . Tale coefficiente  $\gamma$  è definito come:

$$\gamma = \frac{S_e(T_1)}{S_a(T_1)} \quad (7.25)$$

- si moltiplica l'accelerogramma associato alla componente sismica principale per il coefficiente  $\gamma$ , ottenendo così il primo accelerogramma scalato, ovvero:

$$a_{N-S,scalato} = \gamma \cdot a_{N-S} \quad (7.26)$$

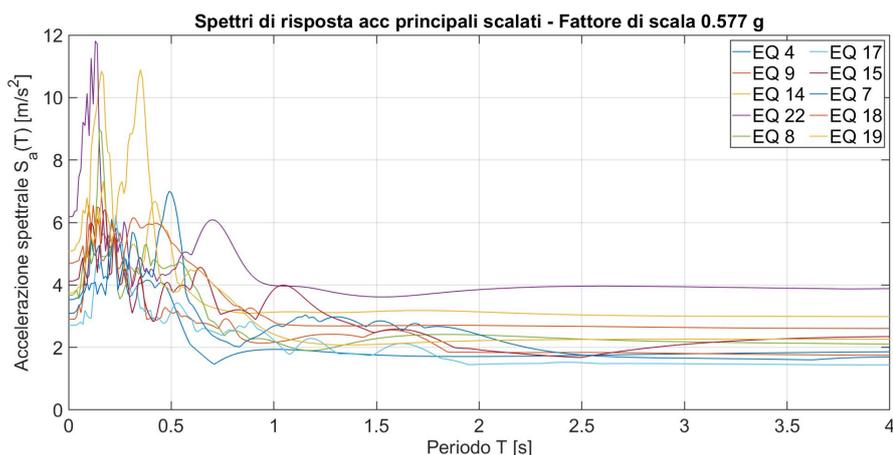
- si prende la seconda componente del sisma, quella meno intensa (per il caso in questione sarà la componente Est-Ovest) e si scala l'accelerogramma associato a questa seconda componente semplicemente moltiplicandolo per lo stesso coefficiente  $\gamma$  utilizzato per scalare la componente principale, ovvero:

$$a_{E-W,scalato} = \gamma \cdot a_{E-W} \quad (7.27)$$

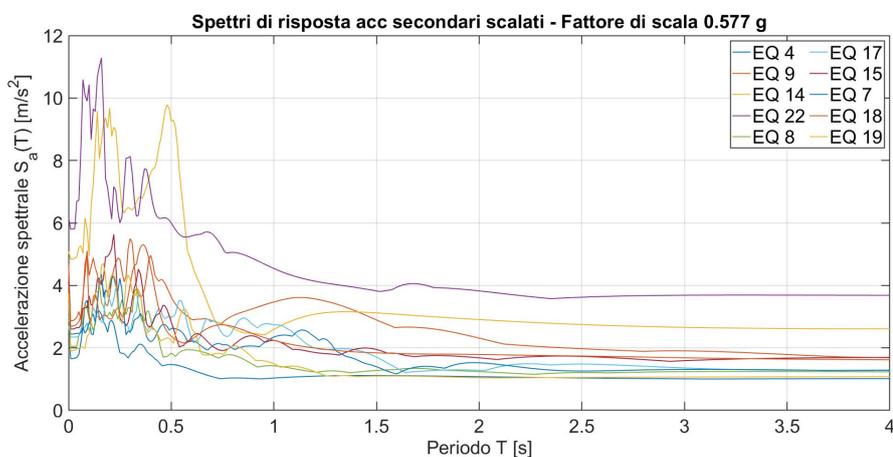
Operando in questo modo gli spettri di risposta associati agli accelerogrammi corrispondenti alla componente sismica secondaria non passeranno necessariamente per il punto di coordinate  $(T_1; S_e(T_1))$  (vedi figura 7.8 e 7.9). Tuttavia una procedura di scalatura di questo tipo garantisce il mantenimento del rapporto di proporzionalità che sussiste tra i due accelerogrammi associati allo stesso evento sismico (aspetto decisamente più importante ai fini dell'analisi dinamica bidirezionale che vuol essere svolta).

## 7.3 Analisi dinamiche bidirezionali

Una volta ricavati gli accelerogrammi si può passare alla fase vera e propria di analisi dinamica. In relazione alla conformazione strutturale si è deciso di applicare l'accelerogramma associato alla componente sismica principale secondo la direzione individuata dall'asse X e quindi di applicare l'accelerogramma associato alla componente secondaria secondo la direzione individuata dall'asse Z (vedi figura 7.1 per una migliore comprensione delle direzioni di applicazione degli accelerogrammi).



**Figura 7.8:** Spettri di risposta elastici associati agli accelerogrammi relativi alla componente sismica principale (fattore di scala  $S_e(T_1) = 0.577g$ )



**Figura 7.9:** Spettri di risposta elastici associati agli accelerogrammi relativi alla componente sismica secondaria (fattore di scala  $S_e(T_1) = 0.577g$ )

### 7.3.1 Descrizione delle grandezze monitorate

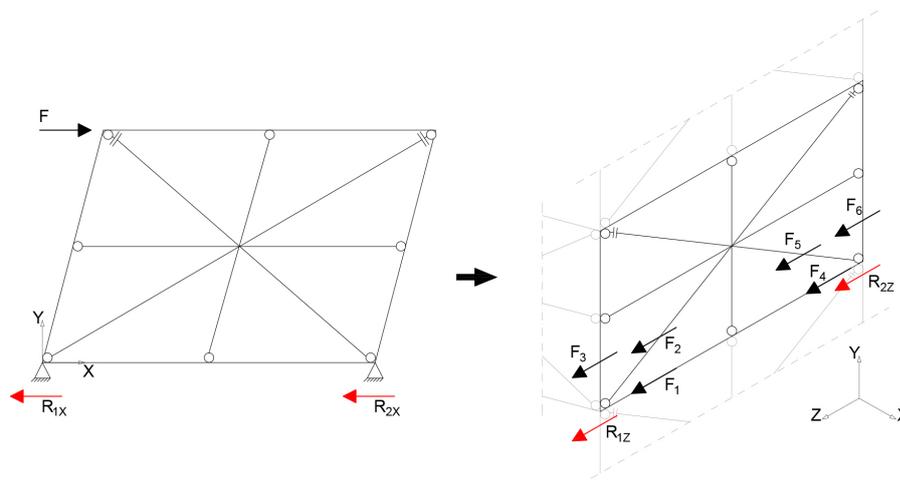
Le analisi dinamiche bidirezionali che ci apprestiamo a realizzare hanno lo scopo di analizzare il comportamento nel piano e fuori piano dei tamponamenti, nonché le resistenze ad esse associate e l'eventuale interazione che sussiste tra le due. Per questo motivo si è deciso di monitorare:

- le traslazioni spaziali di tutti i nodi del telaio;
- gli spostamenti fuori piano dei nodi centrali di tutti i tamponamenti;
- le forze associate a tutte le bielle del modello;
- le forze associate a tutti gli elementi del telaio, quindi sia travi che colonne).

Tutte queste grandezze, per semplicità di comprensione e di rielaborazione, sono state monitorate in relazione al sistema di riferimento globale.

Per valutare il comportamento nel piano dei tamponamenti è necessario valutare come varia il tagliante alla base di ciascun tamponamento in relazione al drift

$\Delta IP$ , ovvero alla differenza di spostamento nel piano che sussiste tra i due nodi di estremità del telaio di confinamento. Il calcolo di questo tagliante alla base non è immediato, in quanto si ha a che fare con una struttura complessa, quindi se per il tamponamento isolato era sufficiente leggere le reazioni orizzontali che nascevano in corrispondenza dei vertici inferiori, per i tamponamenti inseriti all'interno di un edificio multipiano il discorso si complica leggermente. Dopo una serie di analisi approfondite, che ci hanno permesso di capire come le forze in gioco si scaricavano sui vari elementi strutturali, si è arrivati a dire che il tagliante alla base associato a ciascun pannello può essere calcolato come la somma vettoriale delle forze  $F_i$  (con  $i$  che va da 1 a 6) visibili in figura 7.10.



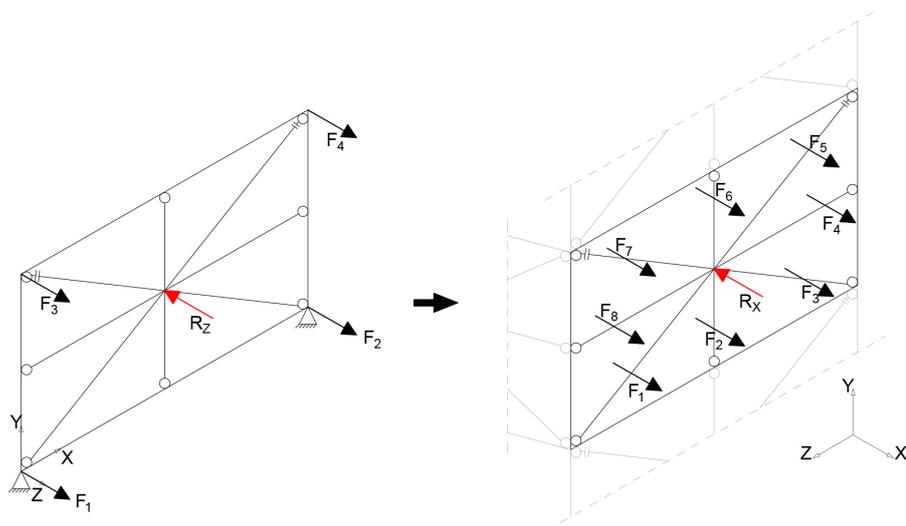
**Figura 7.10:** Schema per il calcolo della forza agente nel piano dei singoli tamponamenti (a sinistra lo schema per il tamponamento isolato, a destra lo schema del tamponamento nel telaio multipiano)

Per quanto riguarda la valutazione del comportamento fuori piano il ragionamento è sostanzialmente analogo: se per il tamponamento isolato era sufficiente sommare vettorialmente le reazioni fuori piano che nascevano in corrispondenza dei quattro vertici del telaio, ora è necessario sommare vettorialmente le forze  $F_i$  (con  $i$  che va da 1 a 8) agenti nella direzione fuori piano associate a tutte e quattro le bielle che vanno a modellare il tamponamento (vedi figura 7.11).

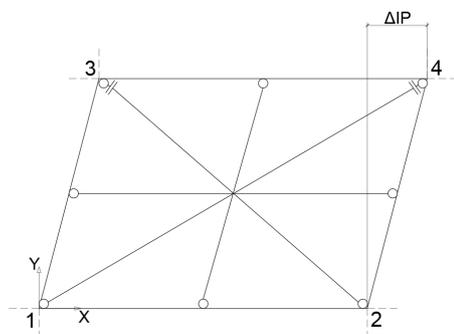
La variazione temporale dell'intensità di queste forze (che chiameremo  $F_{\Delta IP}$  per il comportamento nel piano ed  $F_{\Delta OOP}$  per il comportamento fuori piano) verrà descritto in relazione allo spostamento ad esse associato. In altre parole la forza  $F_{\Delta IP}$  verrà rappresentata rispetto al drift di piano  $\Delta IP$ , mentre la forza  $F_{\Delta OOP}$  verrà rappresentata rispetto allo spostamento fuori piano del tamponamento  $\Delta OOP$ .

Il calcolo dello spostamento nel piano  $\Delta IP$  è piuttosto semplice. Se ad esempio consideriamo un tamponamento in figura 7.12, definito nel piano  $XY$ , per calcolare il  $\Delta IP$  è sufficiente sottrarre allo spostamento in direzione  $X$  del nodo 4 lo spostamento, sempre in direzione  $X$ , del nodo 2. Così facendo, istante per istante, verrà valutato lo spostamento relativo tra i due nodi.

Per quanto riguarda il calcolo dello spostamento fuori piano  $\Delta OOP$  il discorso si complica notevolmente, questo perché, a differenza di quanto accadeva nell'analisi dinamica del pannello isolato, qui i nodi del telaio si spostano nello spazio secondo



**Figura 7.11:** Schema per il calcolo della forza agente fuori piano dei singoli tamponamenti (a sinistra lo schema per il tamponamento isolato, a destra lo schema del tamponamento nel telaio multipiano)



**Figura 7.12:** Schema per il calcolo dello spostamento nel piano  $\Delta IP$

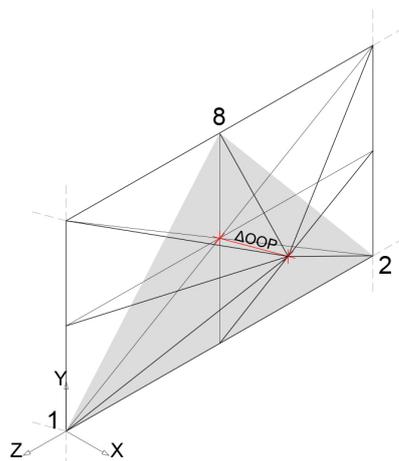
tutte e tre le direzioni, dunque la valutazione dello spostamento fuori piano del nodo centrale del tamponamento non può essere fatta con riferimento ad un punto fisso, perché qui di punti fissi non ne abbiamo. Per questo motivo si è scelto di valutare questa grandezza andando a misurare, istante per istante la distanza del nodo centrale del tamponamento rispetto ad un piano passante per tre punti. Questi tre punti sono rappresentati dai due vertici inferiori del telaio e dal nodo centrale della trave superiore (quelli che in figura 7.13 vengono indicati come nodi 1, 2 e 8).

Questa operazione è stata svolta secondo i seguenti step:

- note le coordinate iniziali dei nodi 1, 2 e 8 e note le traslazioni spaziali associate a questi tre nodi, si è definita, istante per istante, l'equazione del piano nello spazio passante per questi tre nodi. Dalla geometria si sa infatti che per tre punti passa uno e un solo piano e che l'equazione di questo piano è del tipo:

$$ax + by + cz = d \quad (7.28)$$

dove  $a$ ,  $b$ ,  $c$  e  $d$  sono quattro coefficienti. Quindi, definire, istante per istante, l'equazione di questo piano vuol dire definire, istante per istante, il valore di



**Figura 7.13:** Schema per il calcolo dello spostamento fuori piano  $\Delta OOP$

questi quattro coefficienti in relazione alle coordinate aggiornate dei tre punti che lo definiscono;

- si valuta, istante per istante, la posizione nello spazio del nodo centrale del pannello. Questo viene fatto sempre conoscendo la posizione iniziale del nodo e i suoi spostamenti spaziali;
- nota l'equazione del piano e la posizione del nodo centrale del pannello si calcola la distanza tra i due mediante la seguente formula:

$$\Delta OOP = \frac{ax_0 + by_0 + cz_0 + d}{\sqrt{a^2 + b^2 + c^2}} \quad (7.29)$$

dove  $x_0$ ,  $y_0$  e  $z_0$  sono le coordinate spaziali del nodo centrale. Come di può vedere, omettendo il valore assoluto del numeratore, si ottengono anche dei valori di distanza negativi, che in geometria non hanno senso, ma che invece qui sono importanti perché ci dicono quando e se il nodo centrale si trova all'interno o all'esterno dell'edificio.

Tutte queste operazioni, sia quelle relative al calcolo delle variazioni temporali delle forze  $F_{\Delta IP}$  ed  $F_{\Delta OOP}$  sia quelle relative al calcolo delle time-history degli spostamenti nel piano  $\Delta IP$  e fuori piano  $\Delta OOP$ , sono state implementate in uno script *Matlab* opportunamente realizzato, il quale è in grado, in maniera autonoma, di leggere i dati contenuti nei recorder delle analisi dinamiche bidirezionali e di svolgere con essi i calcoli necessari alla definizione dei grafici.

### 7.3.2 Analisi dei grafici forza-spostamento

I grafici sui quali baseremo le nostre considerazioni a proposito del comportamento sismico dei tamponamenti inseriti in un telaio multipiano sono dei grafici forza-spostamento. Sulla base di essi è possibile trarre una serie di conclusioni che ci apprestiamo ora a discutere. Prima di fare ciò è bene ricordare che questa prima serie di grafici sono stati ottenuti da una serie di dieci analisi dinamica bidirezionale in cui la componente principale del sisma è stata applicata in direzione X, mentre

la componente secondaria è stata applicata in direzione Z. Inoltre, la componente principale è stata scalata in modo tale il suo spettro di risposta elastico avesse, in corrispondenza di un periodo  $T_n = T_1 = 0.22 s$ , una accelerazione spettrale pari a  $0.577 g$ , mentre la componente secondaria è stata scalata semplicemente moltiplicando l'accelerogramma per lo stesso coefficiente di scala  $\gamma$  utilizzato per la scalatura della componente principale.

### **Parete 3.5 x 3.5 m**

Con riferimento alla parete di tamponamento di dimensioni più contenute si osserva come i sismi applicati producano degli spostamenti nel piano e fuori piano tali da non modificare sensibilmente né la resistenza nel piano né la resistenza fuori piano. Tale affermazione è figlia del fatto che le pendenze delle curve cicliche si mantengono tutte pressoché costanti per tutta la durata dell'analisi.

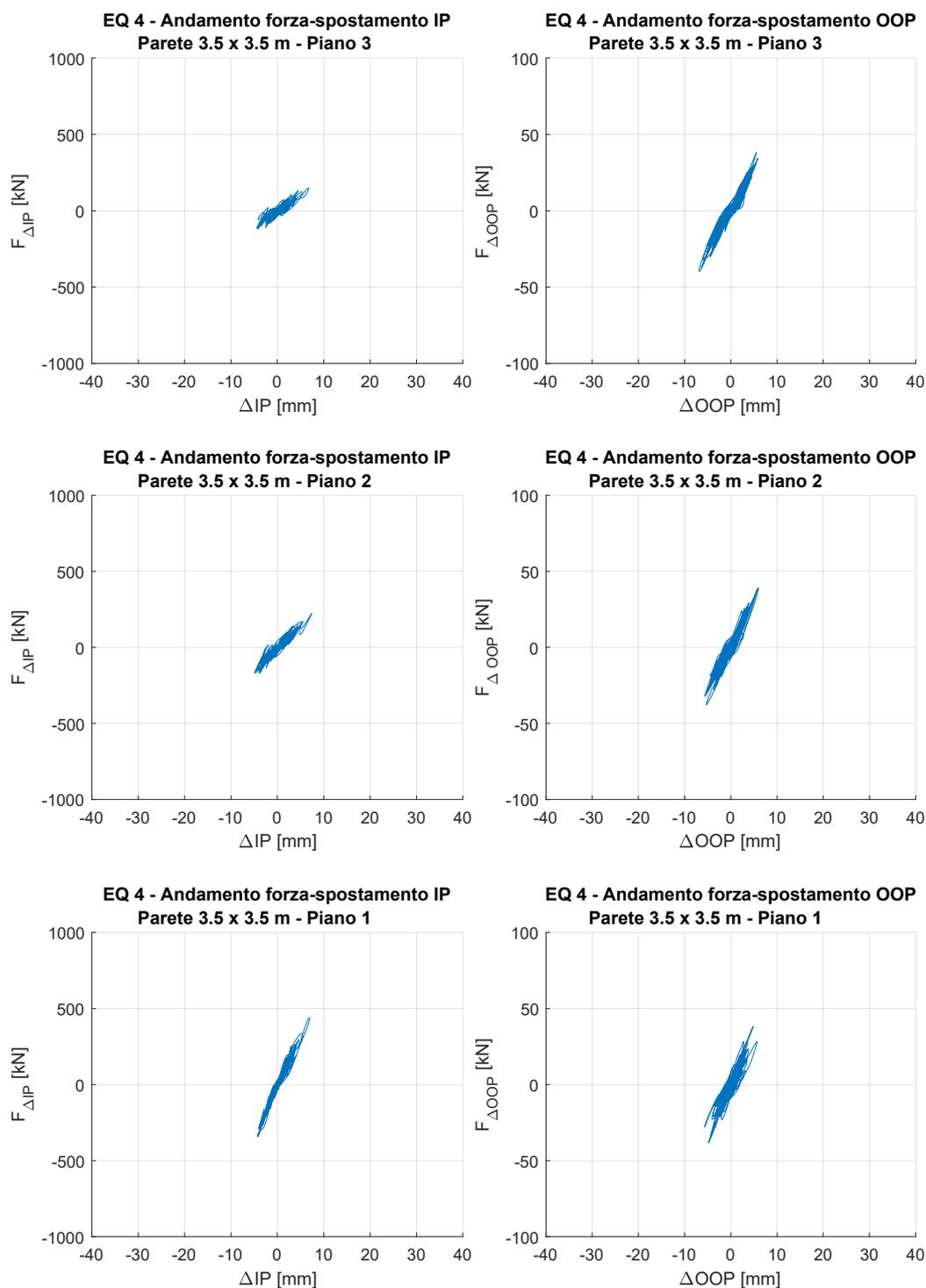
Dato che stiamo analizzando dei grafici forza-spostamento, la pendenza di queste curve rappresenta la rigidità del sistema strutturale, pertanto possiamo affermare, che sia nel piano che fuori piano, la rigidità del tamponamento non subisce variazioni degne di attenzione. Questo succede perché gli spostamenti indotti dagli eventi sismici non sono tali da raggiungere i limiti di resistenza, nel piano e fuori piano, del tamponamento. Se infatti ragioniamo in termini percentuali scopriamo che lo spostamento massimo medio nel piano è pari:

- per il piano 1, allo 0.43% dell'altezza  $h$  del tamponamento;
- per il piano 2, allo 0.49% dell'altezza  $h$  del tamponamento;
- per il piano 3, allo 0.33% dell'altezza  $h$  del tamponamento.

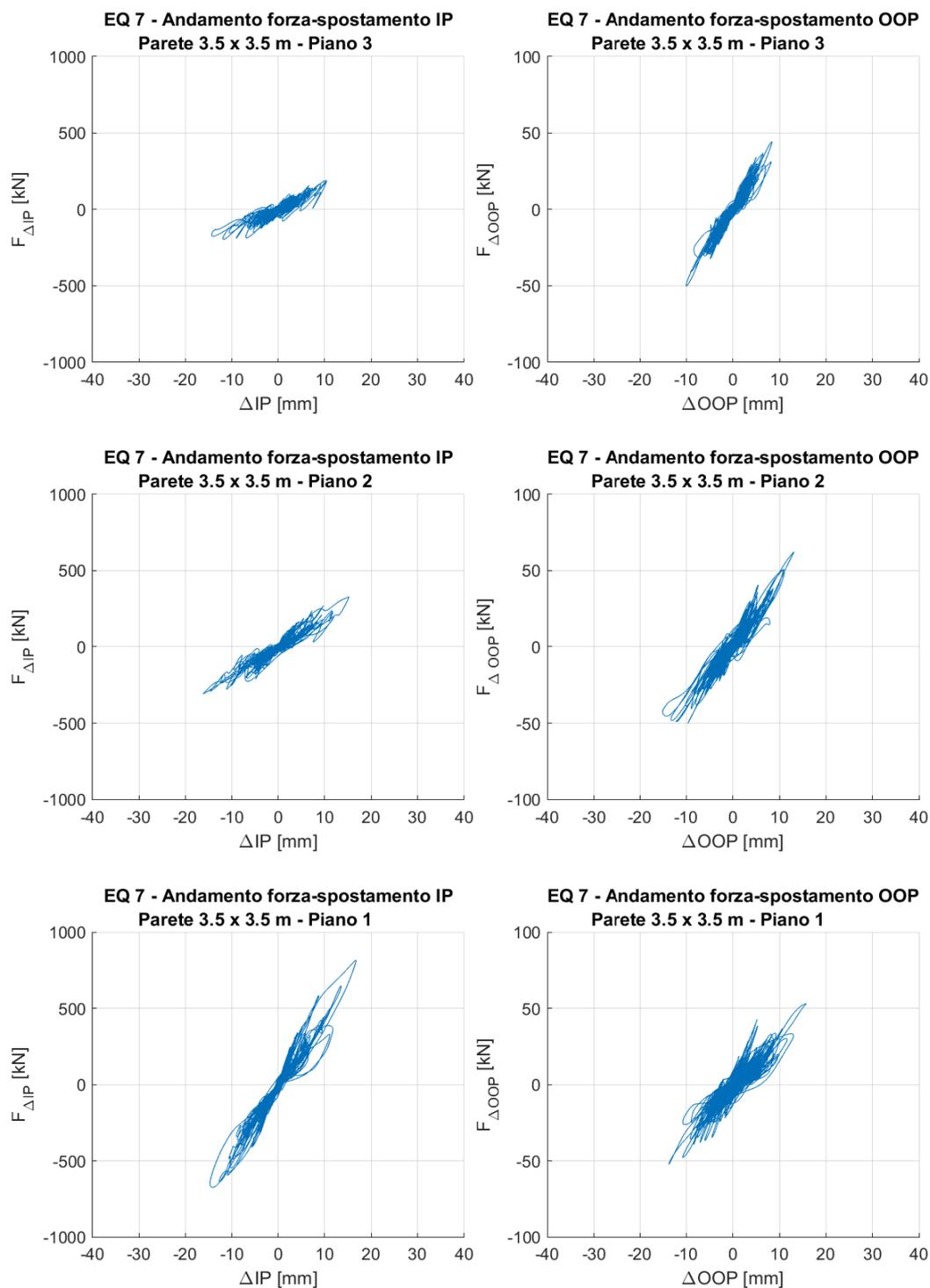
Mentre lo spostamento massimo medio fuori piano è pari:

- per il piano 1, allo 0.51% dell'altezza  $h$  del tamponamento;
- per il piano 2, allo 0.51% dell'altezza  $h$  del tamponamento;
- per il piano 3, allo 0.44% dell'altezza  $h$  del tamponamento.

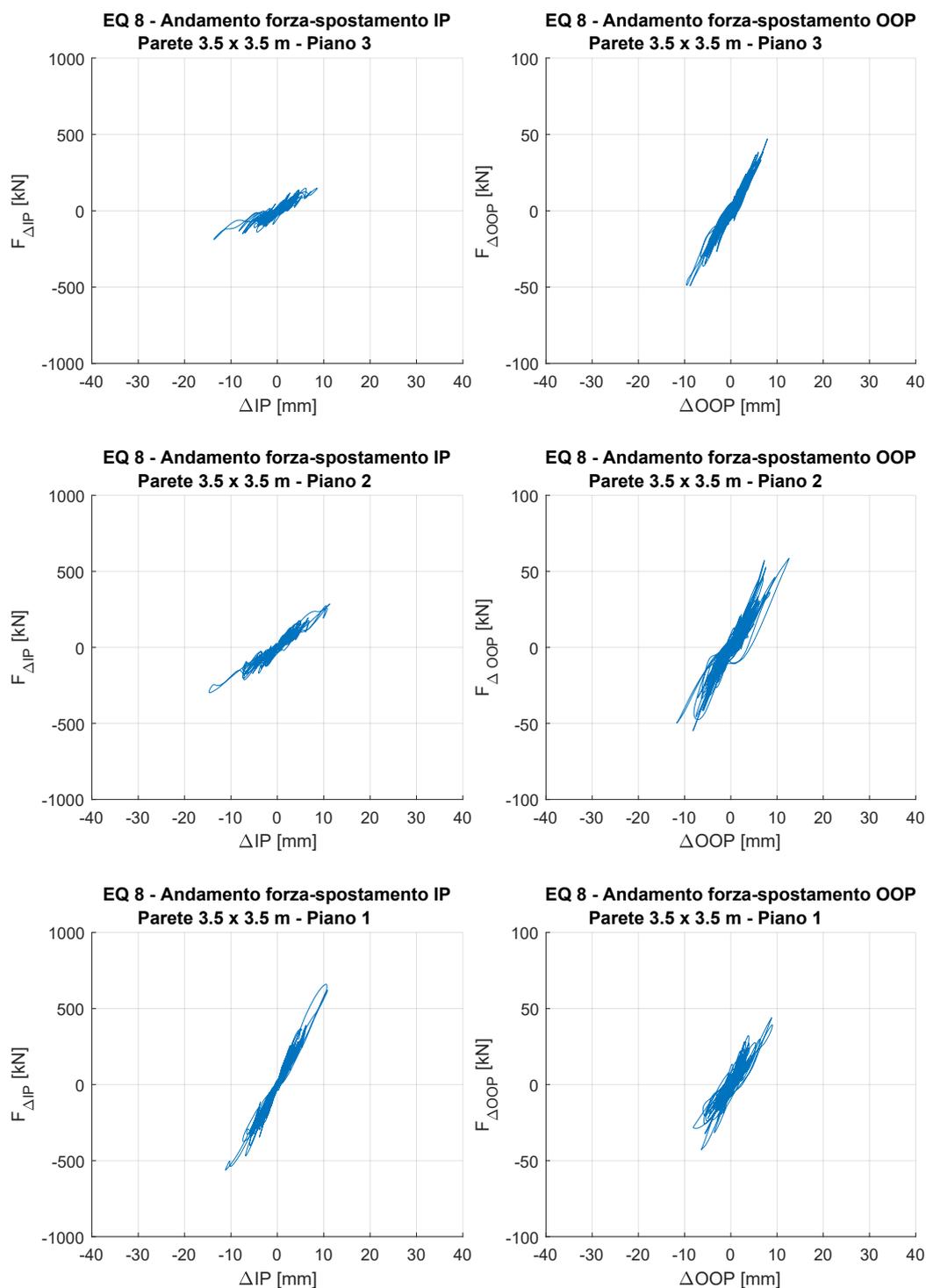
Analizzando i risultati raccolti nei grafici che seguono sembra emergere che i tamponamenti in questione vengano sollecitati nel piano e fuori piano in maniera pressoché identica indipendentemente dalla loro posizione rispetto al piano zero dell'edificio.



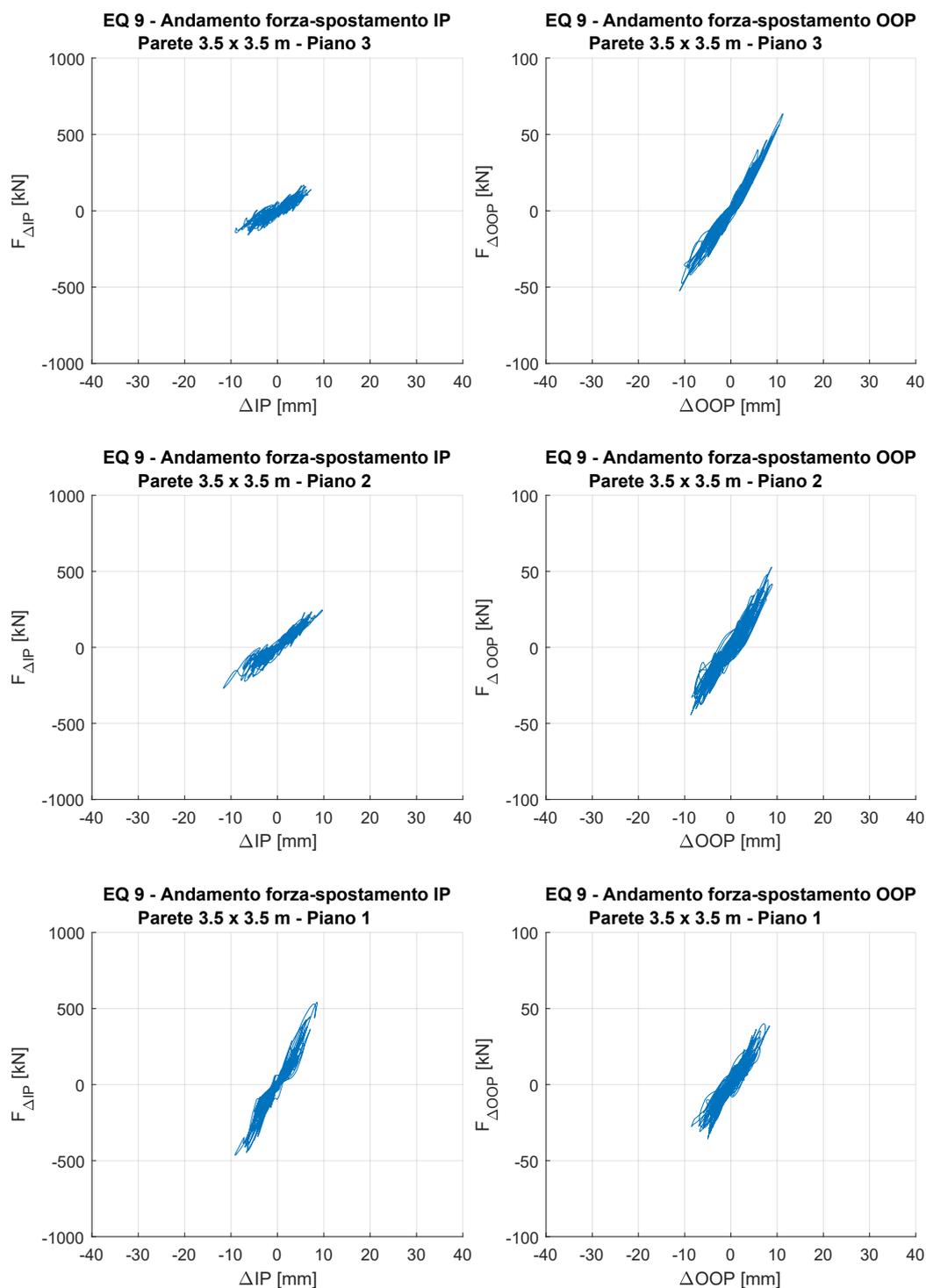
**Figura 7.14:** Andamento forza-spostamento nel piano e fuori piano della parete di dimensioni 3.5 x 3.5 m ottenuto in relazione ad una analisi dinamica bidirezionale in cui la componente sismica principale del terremoto EQ 4 è stata scalata ad una  $IM = 0.577g$  ed è stata applicata lungo la direzione individuata dall'asse X



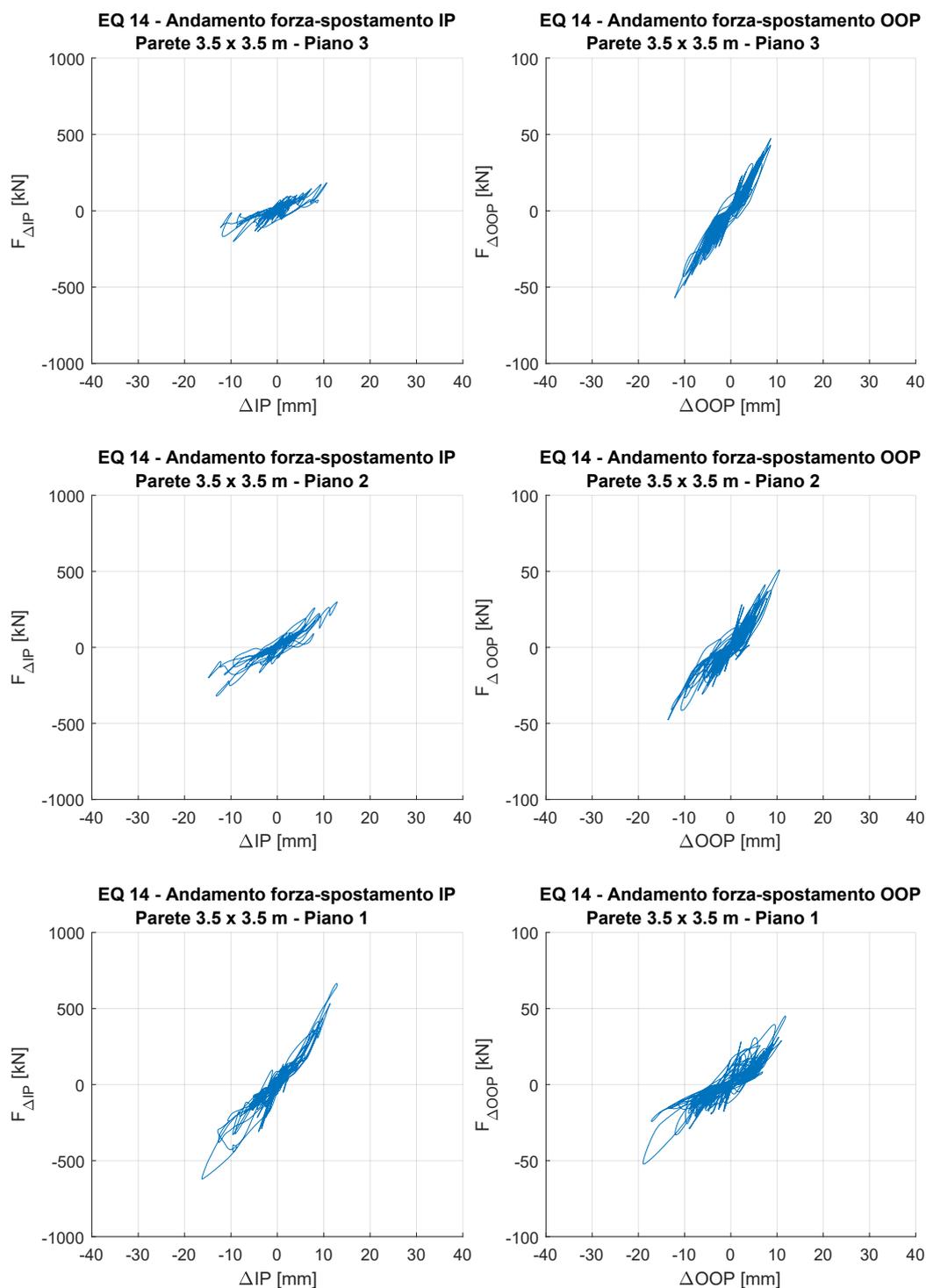
**Figura 7.15:** Andamento forza-spostamento nel piano e fuori piano della parete di dimensioni 3.5 x 3.5 m ottenuto in relazione ad una analisi dinamica bidirezionale in cui la componente sismica principale del terremoto EQ 7 è stata scalata ad una IM = 0.577g ed è stata applicata lungo la direzione individuata dall'asse X



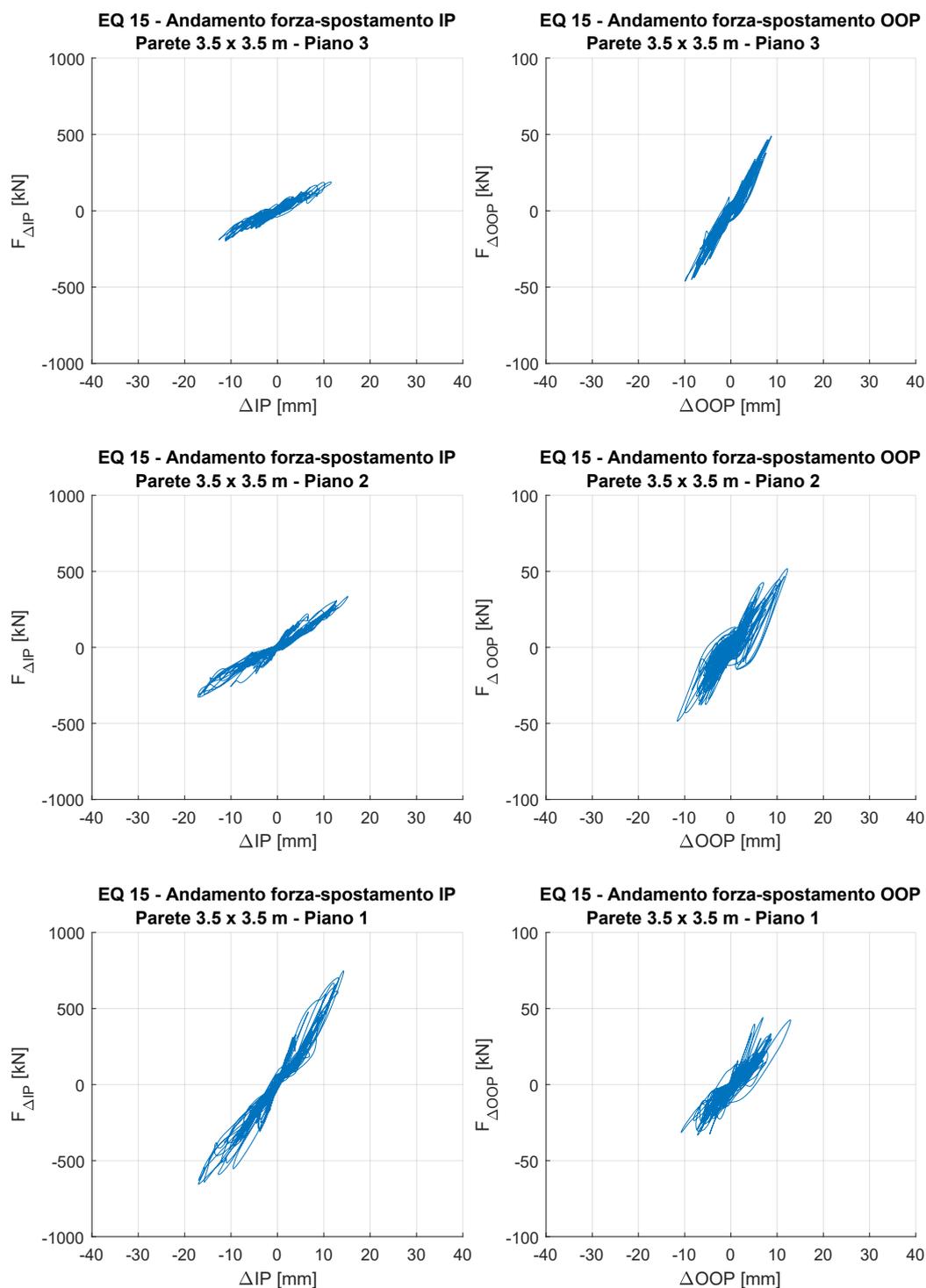
**Figura 7.16:** Andamento forza-spostamento nel piano e fuori piano della parete di dimensioni 3.5 x 3.5 m ottenuto in relazione ad una analisi dinamica bidirezionale in cui la componente sismica principale del terremoto EQ 8 è stata scalata ad una  $IM = 0.577g$  ed è stata applicata lungo la direzione individuata dall'asse X



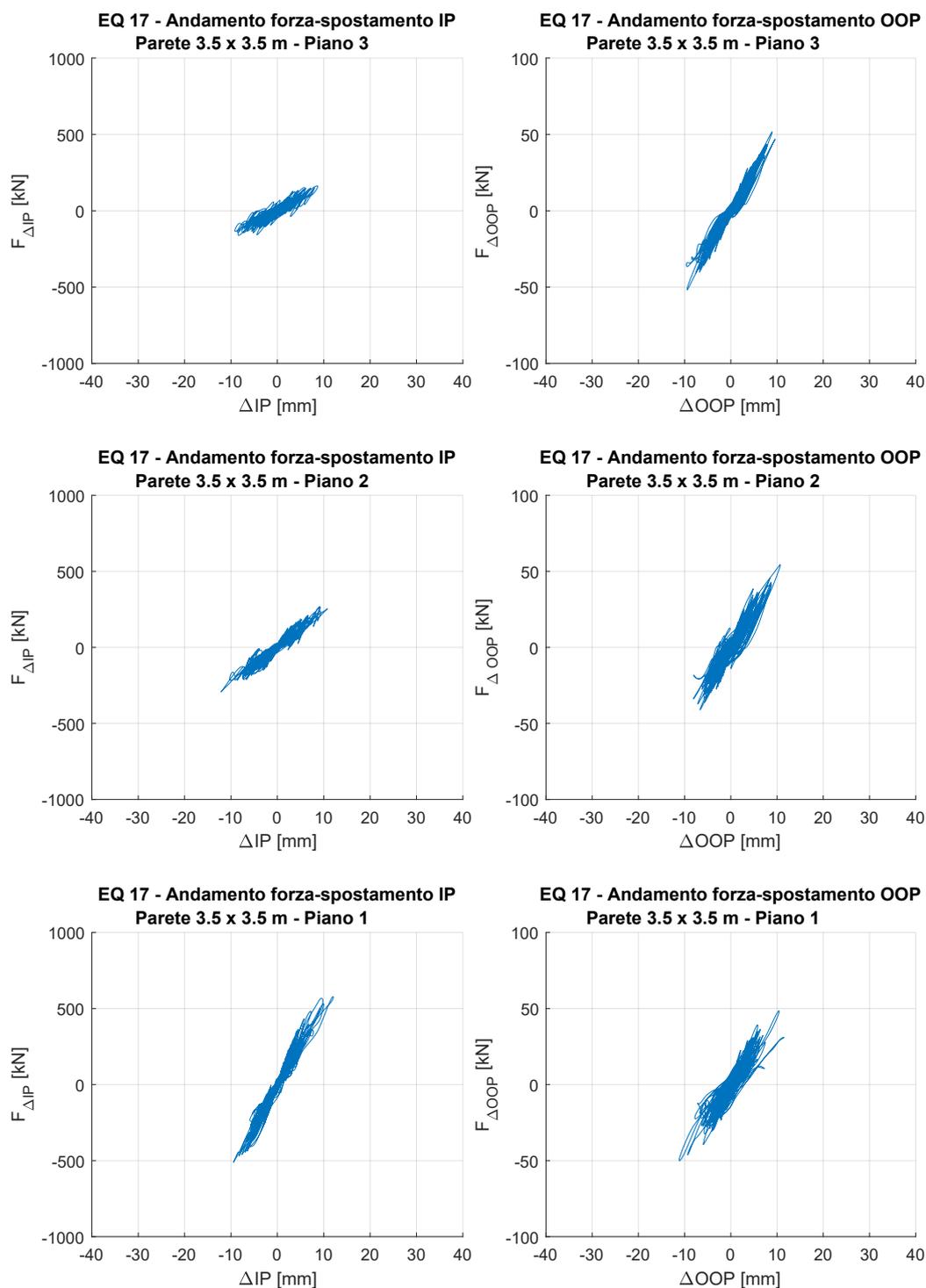
**Figura 7.17:** Andamento forza-spostamento nel piano e fuori piano della parete di dimensioni 3.5 x 3.5 m ottenuto in relazione ad una analisi dinamica bidirezionale in cui la componente sismica principale del terremoto EQ 9 è stata scalata ad una IM = 0.577g ed è stata applicata lungo la direzione individuata dall'asse X



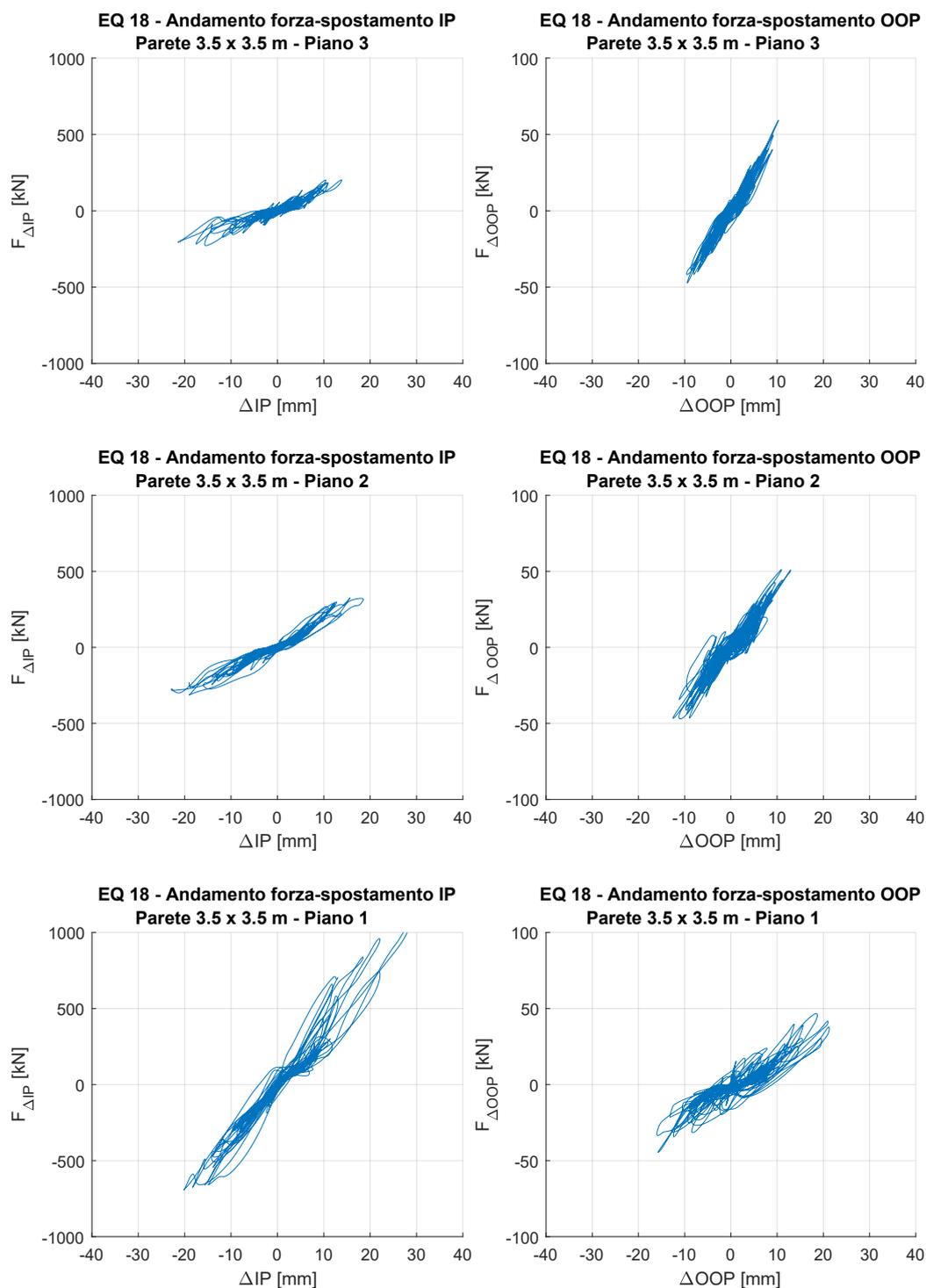
**Figura 7.18:** Andamento forza-spostamento nel piano e fuori piano della parete di dimensioni 3.5 x 3.5 m ottenuto in relazione ad una analisi dinamica bidirezionale in cui la componente sismica principale del terremoto *EQ 14* è stata scalata ad una  $IM = 0.577g$  ed è stata applicata lungo la direzione individuata dall'asse X



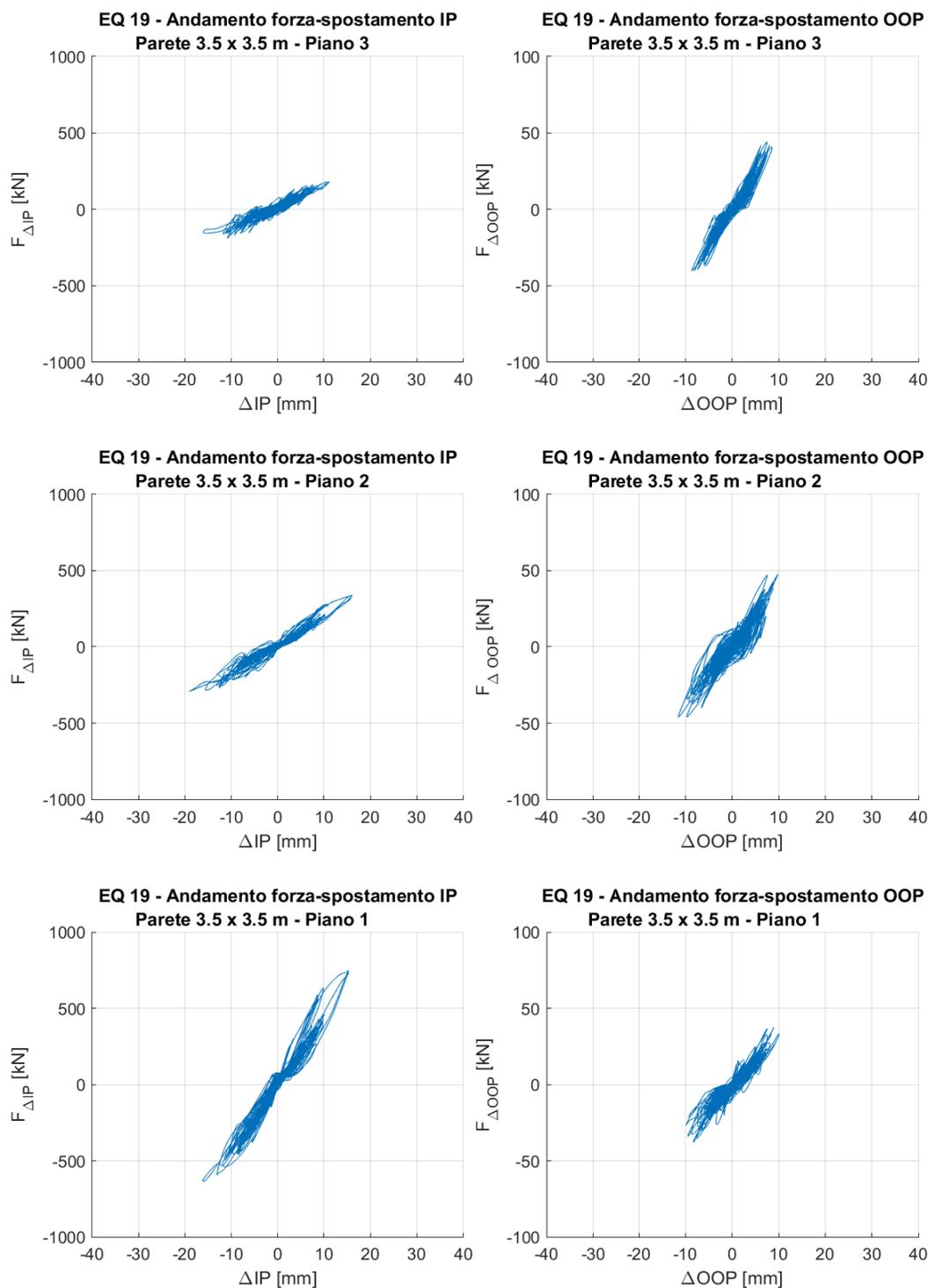
**Figura 7.19:** Andamento forza-spostamento nel piano e fuori piano della parete di dimensioni 3.5 x 3.5 m ottenuto in relazione ad una analisi dinamica bidirezionale in cui la componente sismica principale del terremoto *EQ 15* è stata scalata ad una  $IM = 0.577g$  ed è stata applicata lungo la direzione individuata dall'asse X



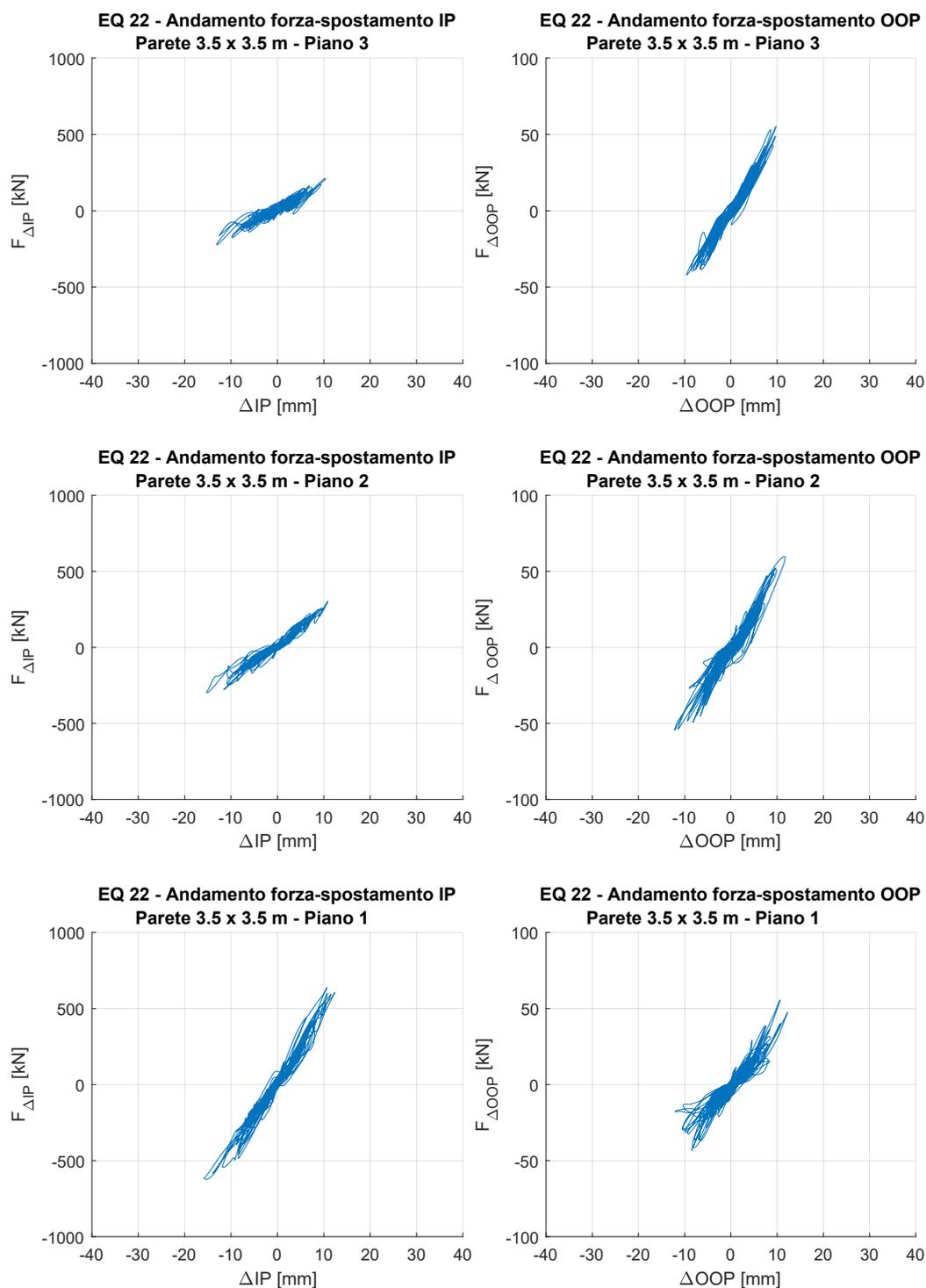
**Figura 7.20:** Andamento forza-spostamento nel piano e fuori piano della parete di dimensioni 3.5 x 3.5 m ottenuto in relazione ad una analisi dinamica bidirezionale in cui la componente sismica principale del terremoto *EQ 17* è stata scalata ad una  $IM = 0.577g$  ed è stata applicata lungo la direzione individuata dall'asse X



**Figura 7.21:** Andamento forza-spostamento nel piano e fuori piano della parete di dimensioni 3.5 x 3.5 m ottenuto in relazione ad una analisi dinamica bidirezionale in cui la componente sismica principale del terremoto *EQ 18* è stata scalata ad una  $IM = 0.577g$  ed è stata applicata lungo la direzione individuata dall'asse X



**Figura 7.22:** Andamento forza-spostamento nel piano e fuori piano della parete di dimensioni 3.5 x 3.5 m ottenuto in relazione ad una analisi dinamica bidirezionale in cui la componente sismica principale del terremoto *EQ 19* è stata scalata ad una  $IM = 0.577g$  ed è stata applicata lungo la direzione individuata dall'asse X



**Figura 7.23:** Andamento forza-spostamento nel piano e fuori piano della parete di dimensioni 3.5 x 3.5 m ottenuto in relazione ad una analisi dinamica bidirezionale in cui la componente sismica principale del terremoto *EQ 22* è stata scalata ad una  $IM = 0.577g$  ed è stata applicata lungo la direzione individuata dall'asse X

## Parete 6.0 x 3.5 m

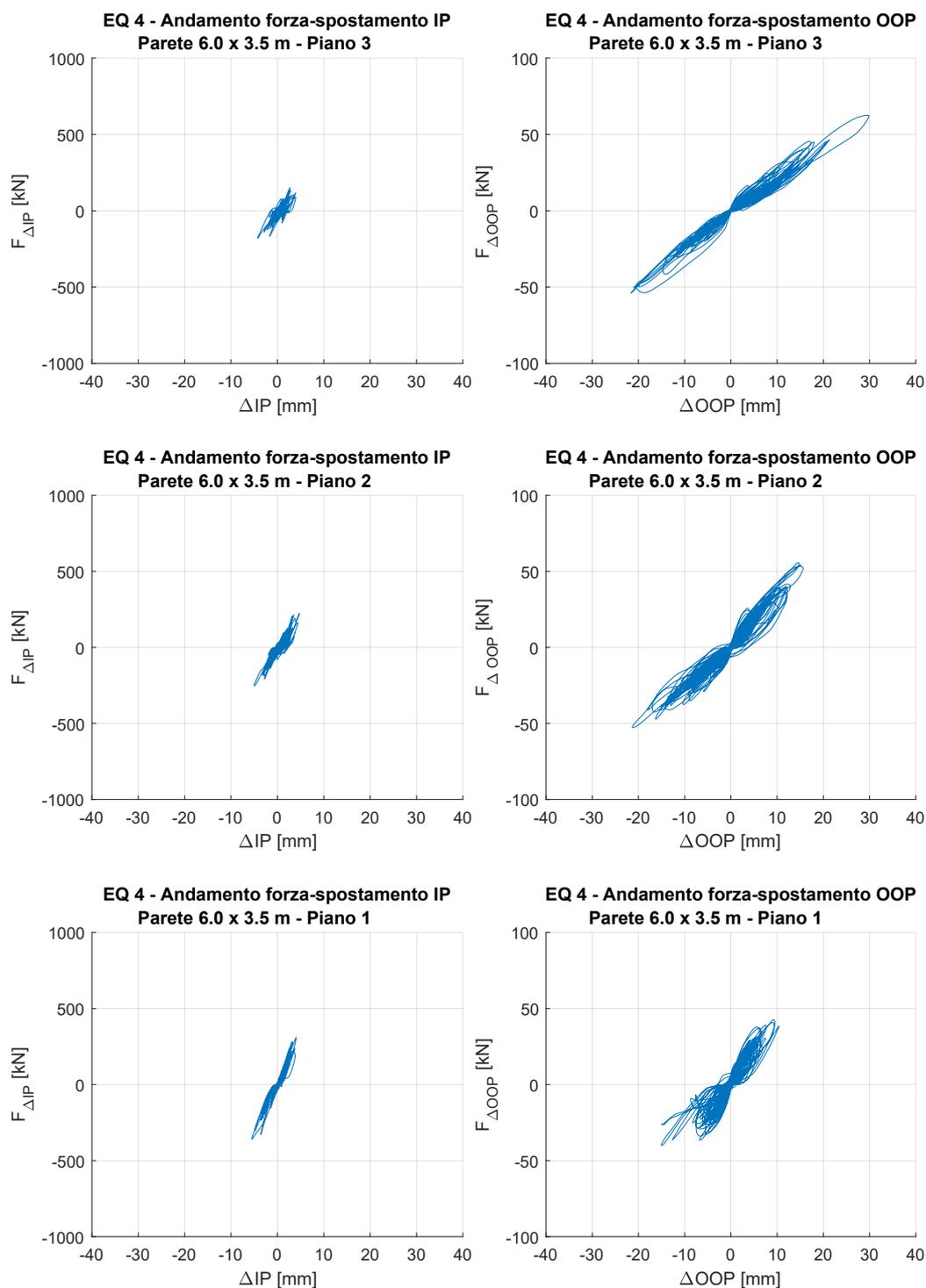
Se passiamo all'analisi della pareti di tamponamento più grandi le cose cambiano in maniera drastica. Gli spostamenti fuori piano dei tre tamponamenti sono molto più grandi ed inoltre variano in maniera sensibile in relazione al piano in cui si trova il tamponamento. Si osserva infatti che il tamponamento di dimensioni 6.0 x 3.5 m posto al terzo piano mostra uno spostamento medio fuori piano pari a quattro quello della corrispondente parete di dimensione 3.5 x 3.5 m, passando così da uno 0.44% ad un 1.76% dell'altezza  $h$  del tamponamento. Questo comportamento si ripete in maniera meno marcata per tutti e tre i piani dell'edificio e ci fa quindi pensare come le pareti di tamponamento di dimensioni maggiori siano maggiormente sensibili al collasso fuori piano.

Emblematica è la risposta del sistema osservata in relazione al sisma *EQ 19* (vedi figura 7.32): per esso, infatti, si osserva uno spostamento massimo fuori piano pari a 141 mm, ovvero a circa il 4.79% dell'altezza  $h$ , tuttavia la rigidezza nel piano della stessa parete si mantiene pressoché invariata. Questo comportamento, osservato in relazione ai tamponamenti posti all'ultimo piano, sembra mettere in luce come ad elevati spostamenti fuori piano non sempre siano associati elevati spostamenti nel piano. In altre parole il sisma può chiamare molta della resistenza fuori piano del tamponamento e, allo stesso tempo, può portare ad una quasi assente sollecitazione nel piano.

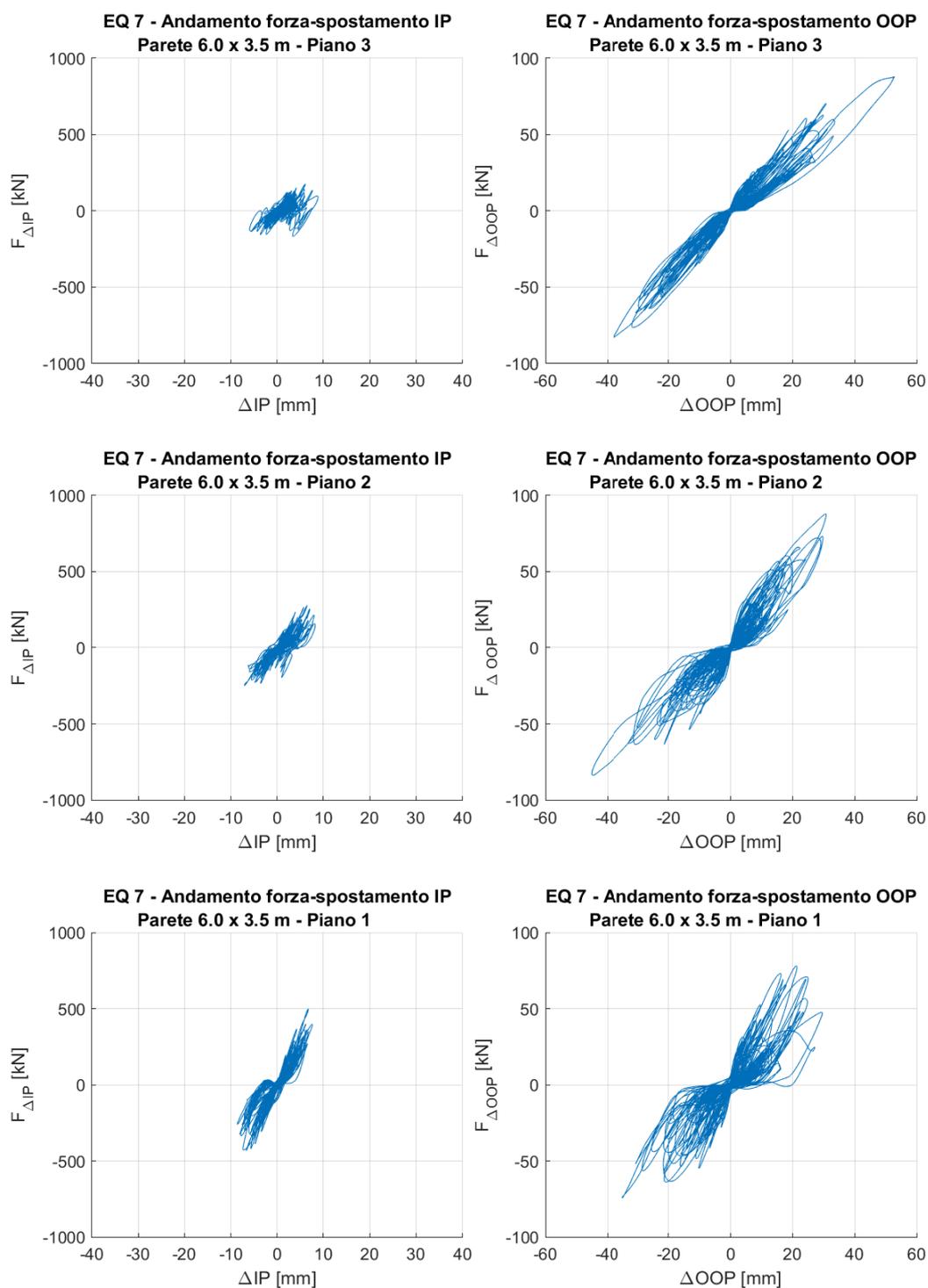
I grafici associati al terremoto *EQ 14* sembrano però smentire il contrario. Al piano 1, infatti, è possibile osservare come i cicli forza-spostamento subiscano una netta variazione di pendenza. Essa sembra dovuta al raggiungimento di spostamenti nel piano tali da ridurre notevolmente la rigidezza fuori piano del tamponamento stesso. In altre parole il tamponamento subisce un danneggiamento nel piano tale da ridurre in maniera significativa anche la rigidezza fuori piano.

Per spiegare questo fenomeno è necessario analizzare le forme modali associate agli edifici multipiano a telaio. Facendolo scopriamo che ai piani più bassi si leggono i valori di drift maggiori. Ciò significa che i piani più bassi sono soggetti ad un maggior danneggiamento nel piano e quindi ad una conseguente riduzione della rigidezza fuori piano. Ecco spiegato perché i tamponamenti che statisticamente collassano più facilmente fuori piano sono quelli collocati ai piani inferiori di un edificio.

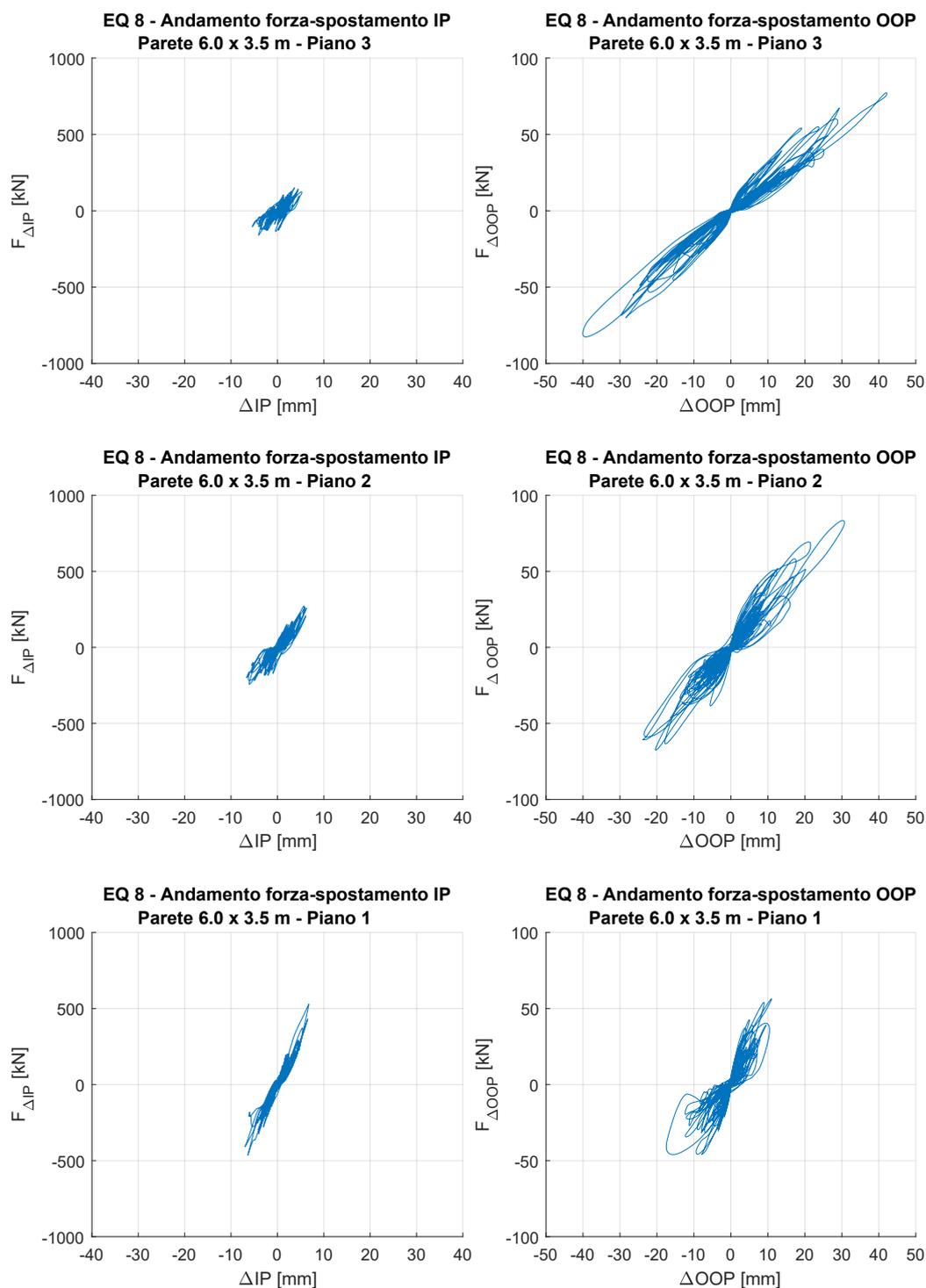
Dall'analisi di questi grafici, quindi, emerge come la vulnerabilità sismica dei tamponamenti in muratura sia funzione di due fattori importanti: il grado di danneggiamento subito e la posizione altimetrica all'interno dell'edificio. Ma la cosa più interessante sembra essere la stretta correlazione che sussiste tra questi due fattori: se da un lato i tamponamenti posti ai piani superiori sono quelli soggetti agli spostamenti fuori piano maggiori, i tamponamenti posti ai piani inferiori sono quelli che si danneggiano di più nel piano, fatto che li rende poco resistenti fuori piano e quindi più vulnerabili al collasso.



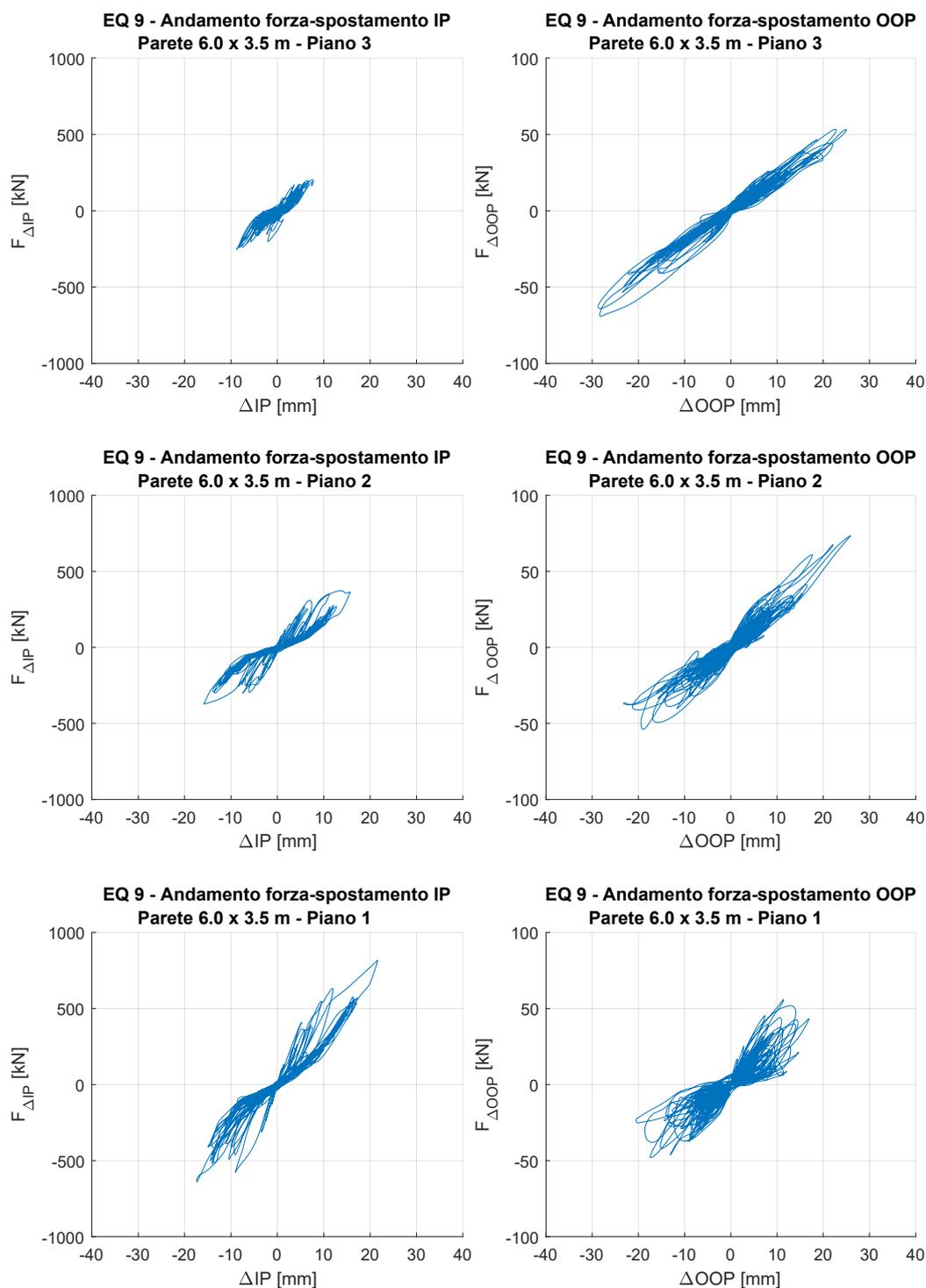
**Figura 7.24:** Andamento forza-spostamento nel piano e fuori piano della parete di dimensioni 6.0 x 3.5 m ottenuto in relazione ad una analisi dinamica bidirezionale in cui la componente sismica principale del terremoto *EQ 4* è stata scalata ad una  $IM = 0.577g$  ed è stata applicata lungo la direzione individuata dall'asse X



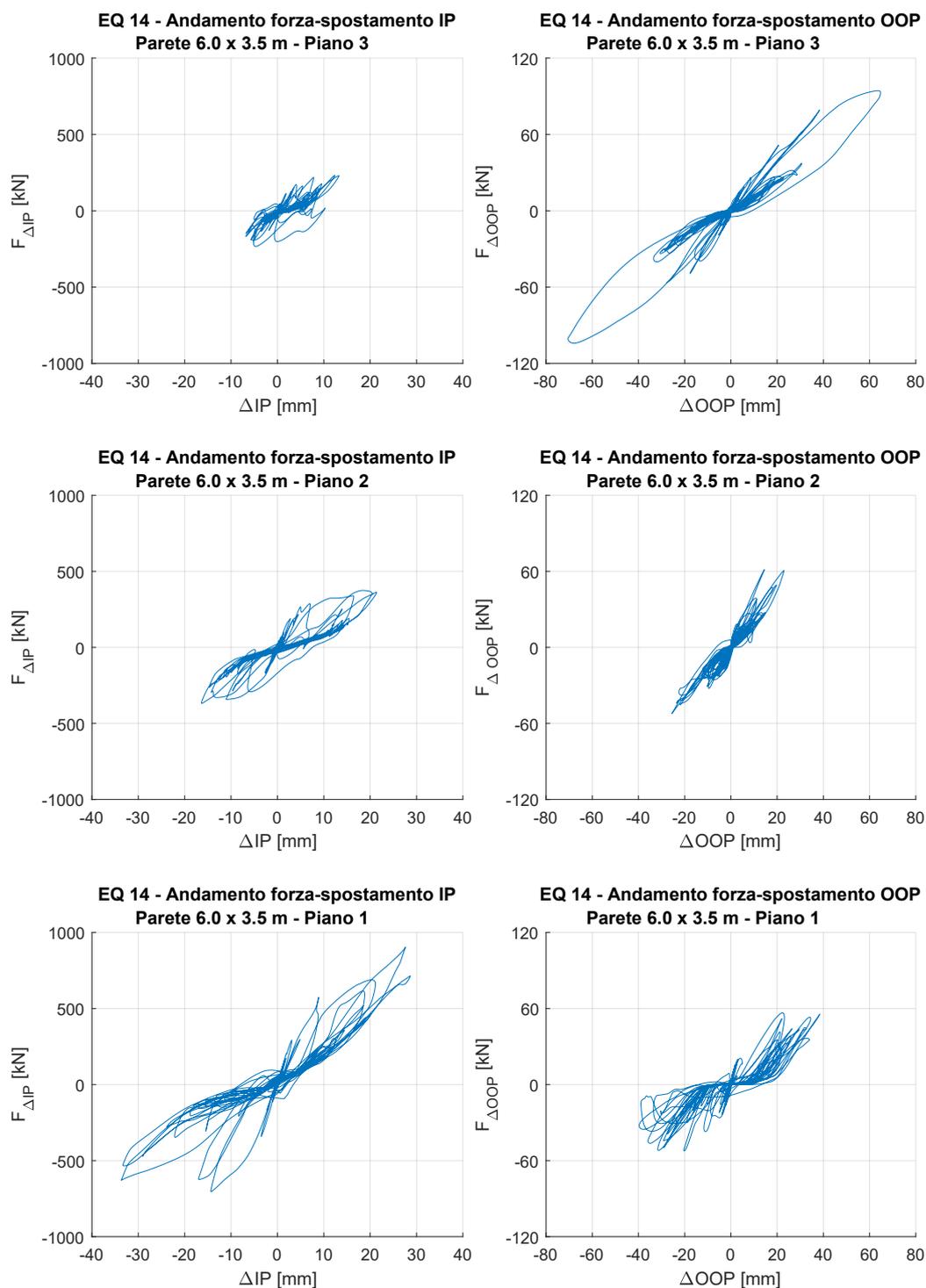
**Figura 7.25:** Andamento forza-spostamento nel piano e fuori piano della parete di dimensioni 6.0 x 3.5 m ottenuto in relazione ad una analisi dinamica bidirezionale in cui la componente sismica principale del terremoto EQ 7 è stata scalata ad una  $IM = 0.577g$  ed è stata applicata lungo la direzione individuata dall'asse X



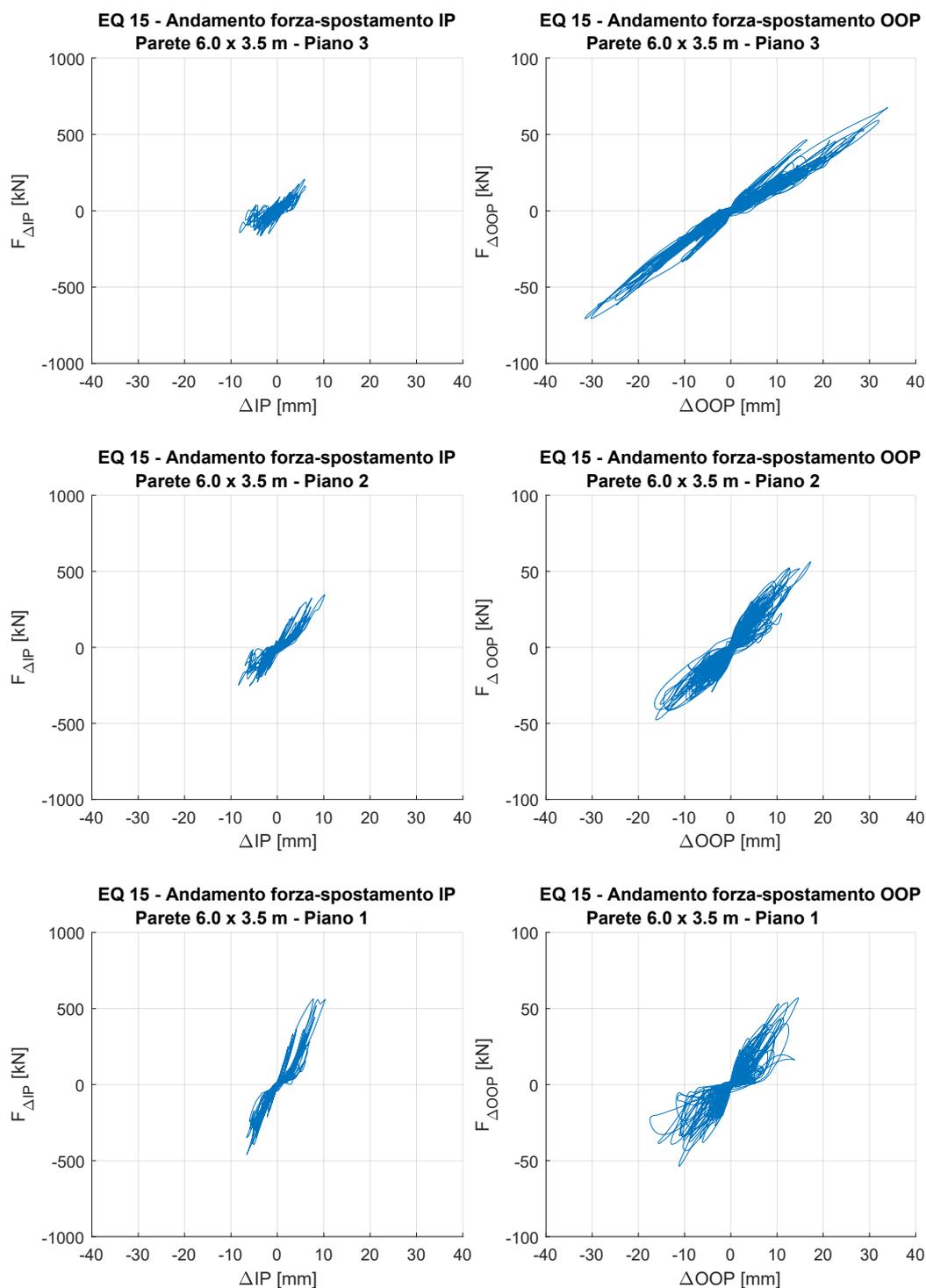
**Figura 7.26:** Andamento forza-spostamento nel piano e fuori piano della parete di dimensioni 6.0 x 3.5 m ottenuto in relazione ad una analisi dinamica bidirezionale in cui la componente sismica principale del terremoto EQ 8 è stata scalata ad una IM = 0.577g ed è stata applicata lungo la direzione individuata dall'asse X



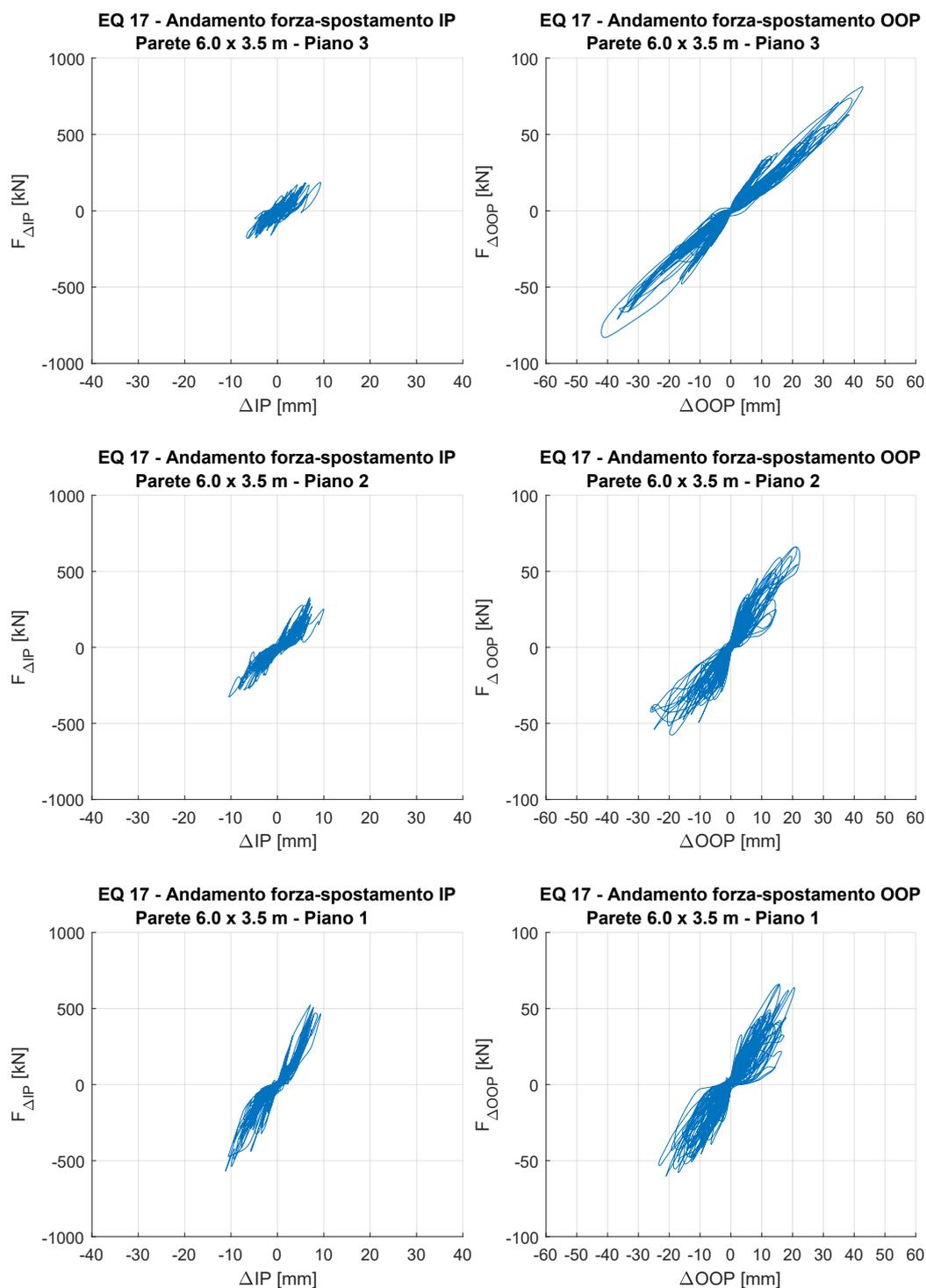
**Figura 7.27:** Andamento forza-spostamento nel piano e fuori piano della parete di dimensioni 6.0 x 3.5 m ottenuto in relazione ad una analisi dinamica bidirezionale in cui la componente sismica principale del terremoto EQ 9 è stata scalata ad una  $IM = 0.577g$  ed è stata applicata lungo la direzione individuata dall'asse X



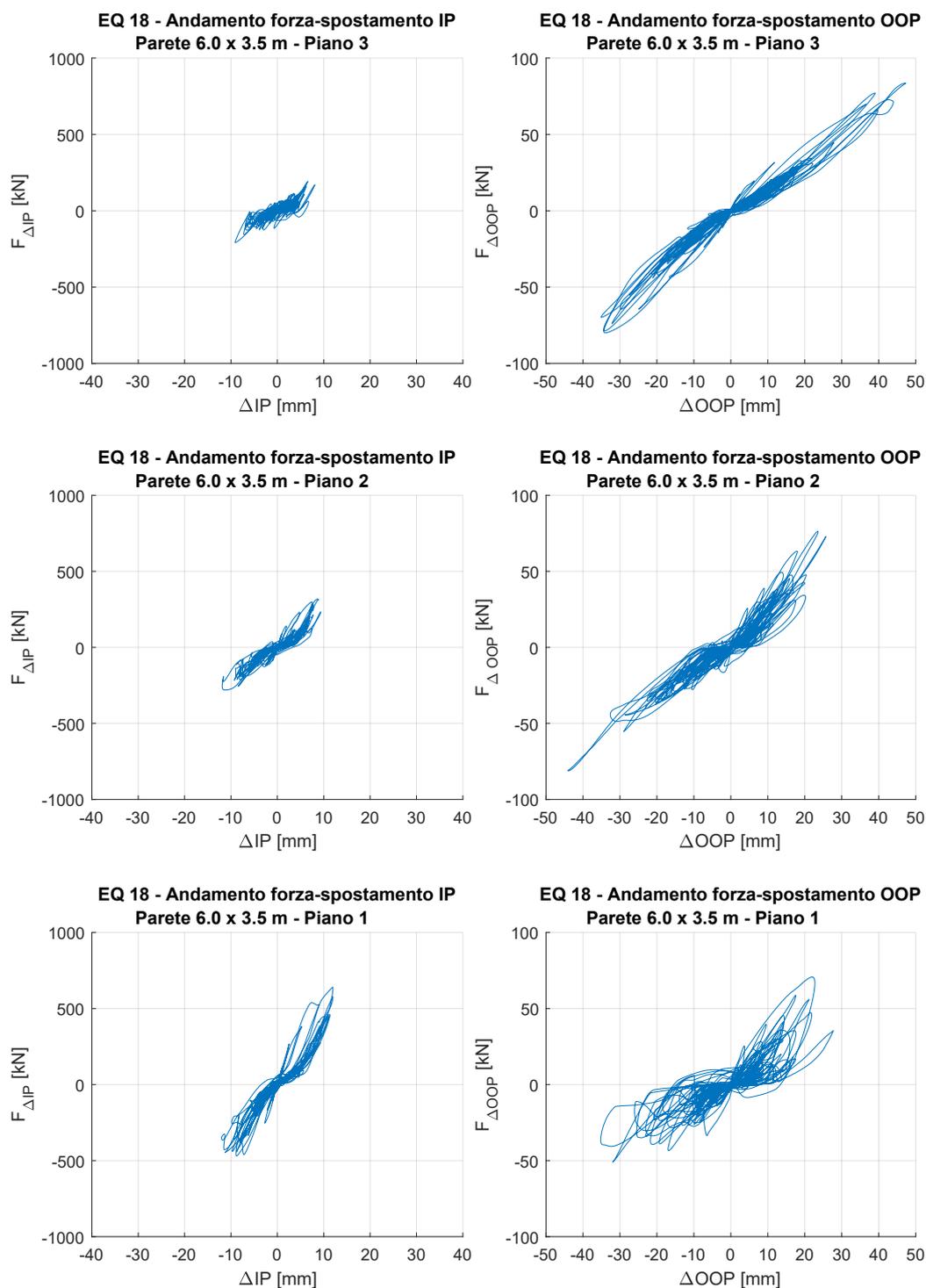
**Figura 7.28:** Andamento forza-spostamento nel piano e fuori piano della parete di dimensioni 6.0 x 3.5 m ottenuto in relazione ad una analisi dinamica bidirezionale in cui la componente sismica principale del terremoto EQ 14 è stata scalata ad una  $IM = 0.577g$  ed è stata applicata lungo la direzione individuata dall'asse X



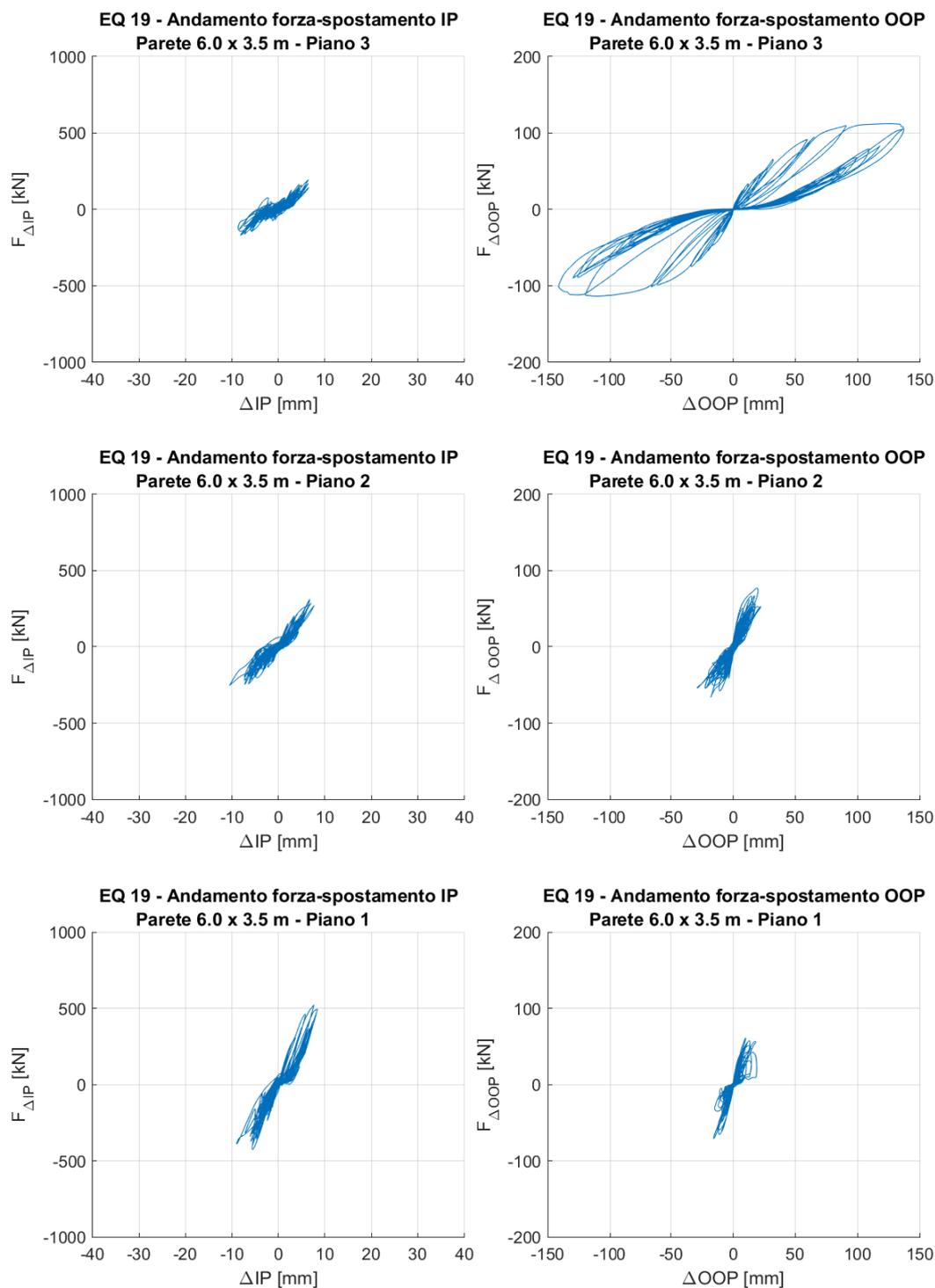
**Figura 7.29:** Andamento forza-spostamento nel piano e fuori piano della parete di dimensioni 6.0 x 3.5 m ottenuto in relazione ad una analisi dinamica bidirezionale in cui la componente sismica principale del terremoto *EQ 15* è stata scalata ad una  $IM = 0.577g$  ed è stata applicata lungo la direzione individuata dall'asse X



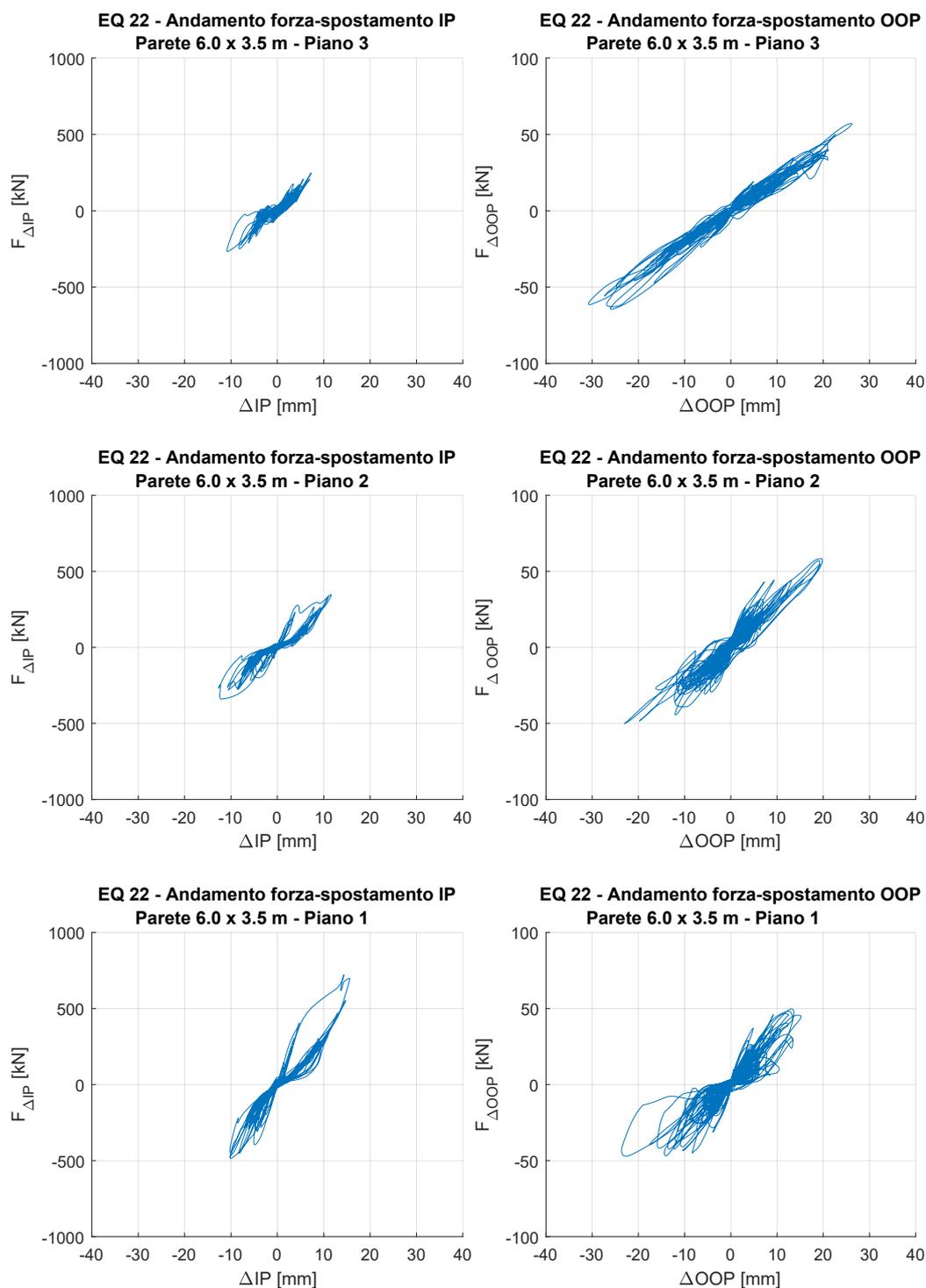
**Figura 7.30:** Andamento forza-spostamento nel piano e fuori piano della parete di dimensioni 6.0 x 3.5 m ottenuto in relazione ad una analisi dinamica bidirezionale in cui la componente sismica principale del terremoto *EQ 17* è stata scalata ad una  $IM = 0.577g$  ed è stata applicata lungo la direzione individuata dall'asse X



**Figura 7.31:** Andamento forza-spostamento nel piano e fuori piano della parete di dimensioni 6.0 x 3.5 m ottenuto in relazione ad una analisi dinamica bidirezionale in cui la componente sismica principale del terremoto *EQ 18* è stata scalata ad una  $IM = 0.577g$  ed è stata applicata lungo la direzione individuata dall'asse X



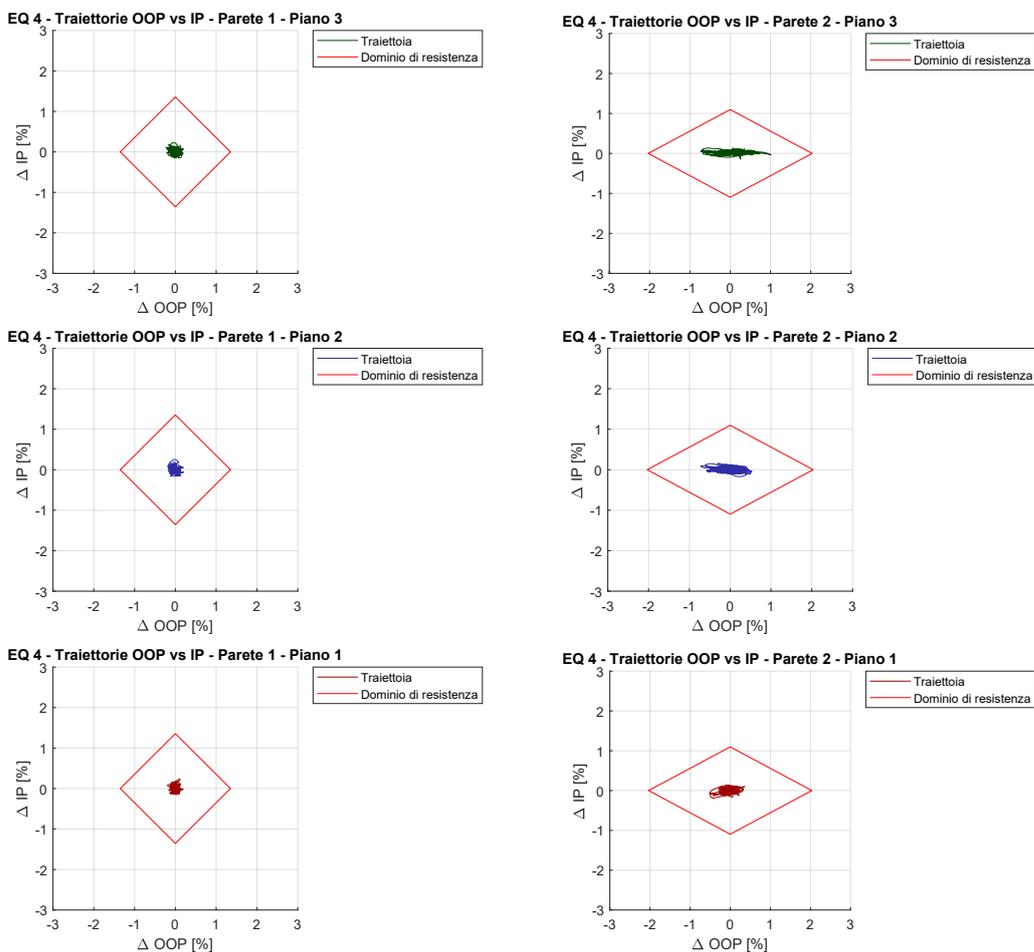
**Figura 7.32:** Andamento forza-spostamento nel piano e fuori piano della parete di dimensioni 6.0 x 3.5 m ottenuto in relazione ad una analisi dinamica bidirezionale in cui la componente sismica principale del terremoto *EQ 19* è stata scalata ad una  $IM = 0.577g$  ed è stata applicata lungo la direzione individuata dall'asse X



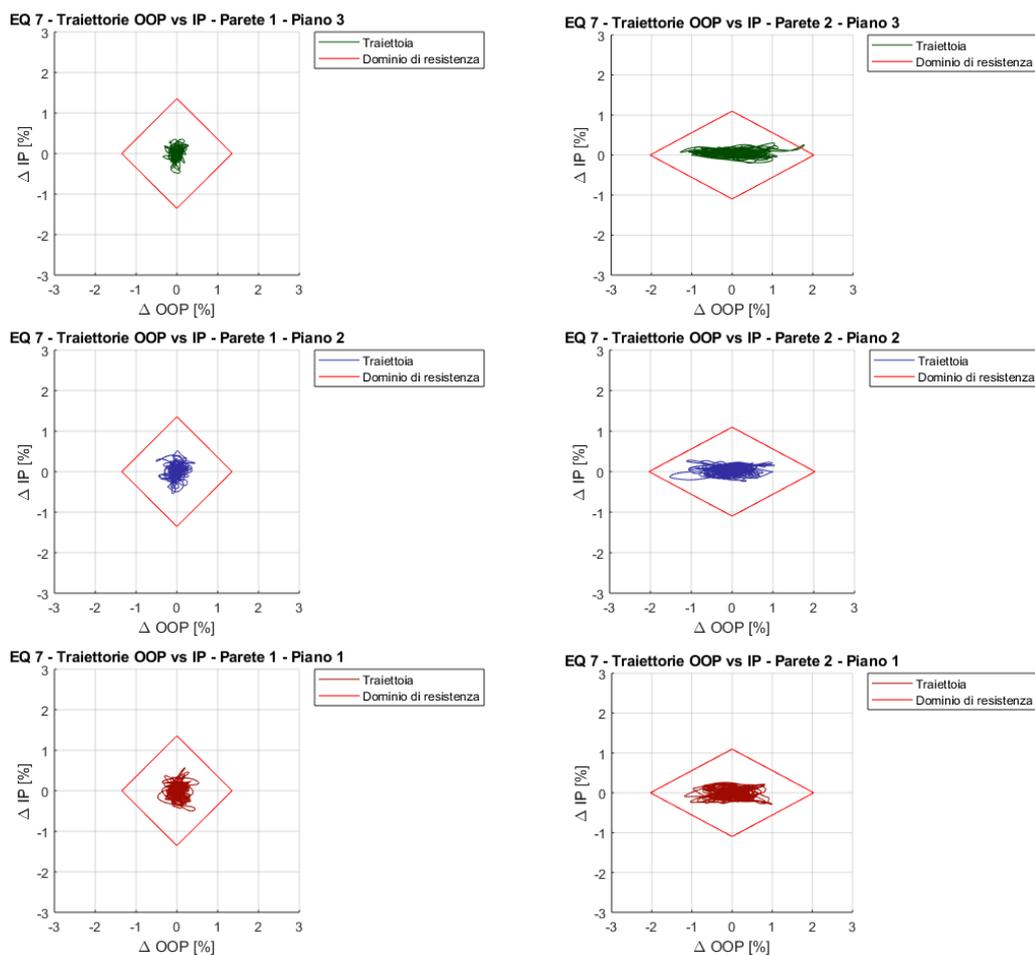
**Figura 7.33:** Andamento forza-spostamento nel piano e fuori piano della parete di dimensioni 6.0 x 3.5 m ottenuto in relazione ad una analisi dinamica bidirezionale in cui la componente sismica principale del terremoto *EQ 22* è stata scalata ad una  $IM = 0.577g$  ed è stata applicata lungo la direzione individuata dall'asse X

Per osservare meglio questo fenomeno di iterazione tra resistenza nel piano e resistenza fuori piano, sono stati realizzati dei grafici in cui vengono messe a confronto le time-history relative agli spostamenti nel piano e fuori piano. In sostanza, per ogni istante di tempo, il tamponamento è soggetto ad uno spostamento fuori piano e ad un corrispondente spostamento nel piano. Ciò che è stato fatto consiste semplicemente nel rappresentare queste due traiettorie all'interno di un piano  $\Delta OOP - \Delta IP$ , descritto in termini percentuali.

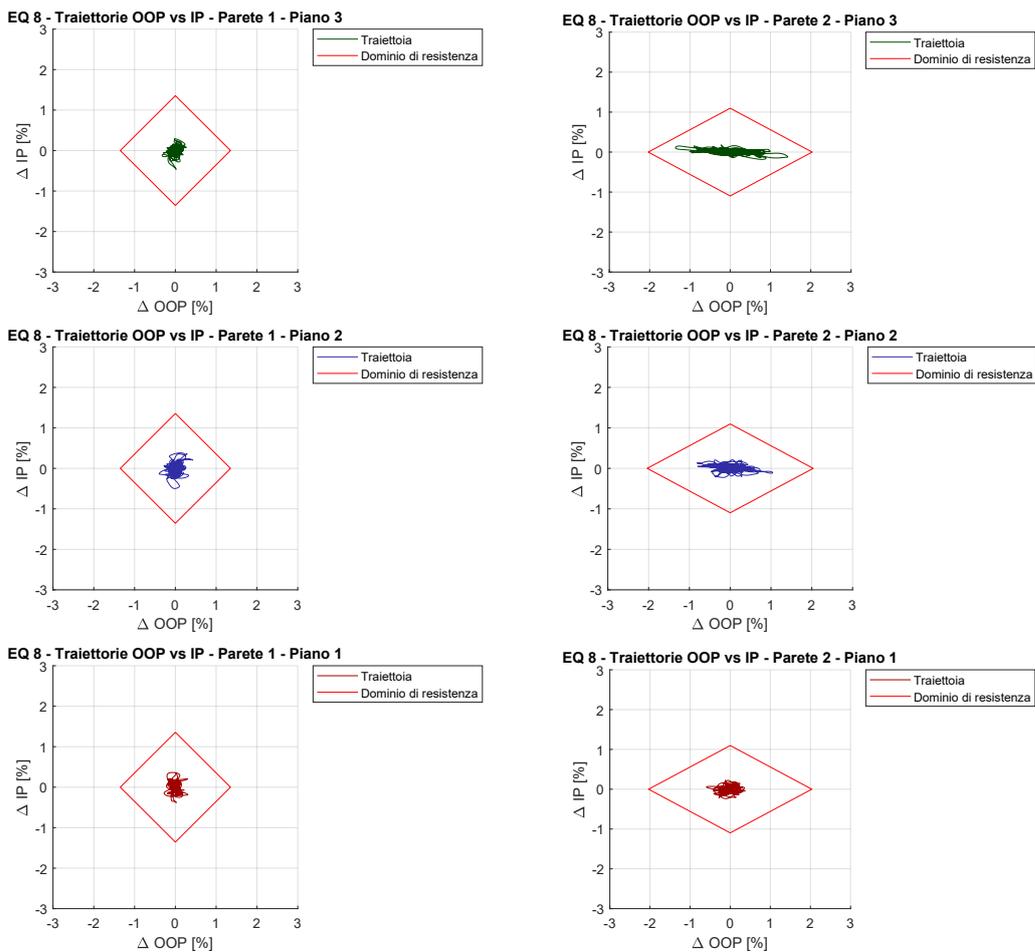
All'interno di questi grafici sono stati inserite anche delle stime dei domini di resistenza, i cui limiti sono stati definiti considerando lo spostamento corrispondente al punto di massimo raggiunto dalla curva pushover. Dall'analisi di questi grafici si vede bene come la maggior parte dei terremoti induca degli spostamenti dei tamponamenti tali da non superare i limiti di resistenza. Solo in alcuni casi (vedi figura 7.38 e figura 7.42) gli spostamenti sono tali da sfiorare i limiti dei domini di resistenza, fatto che produce sui tamponamenti stessi delle riduzioni di rigidezza non trascurabili e ben visibili sui corrispondenti grafici forza-spostamento.



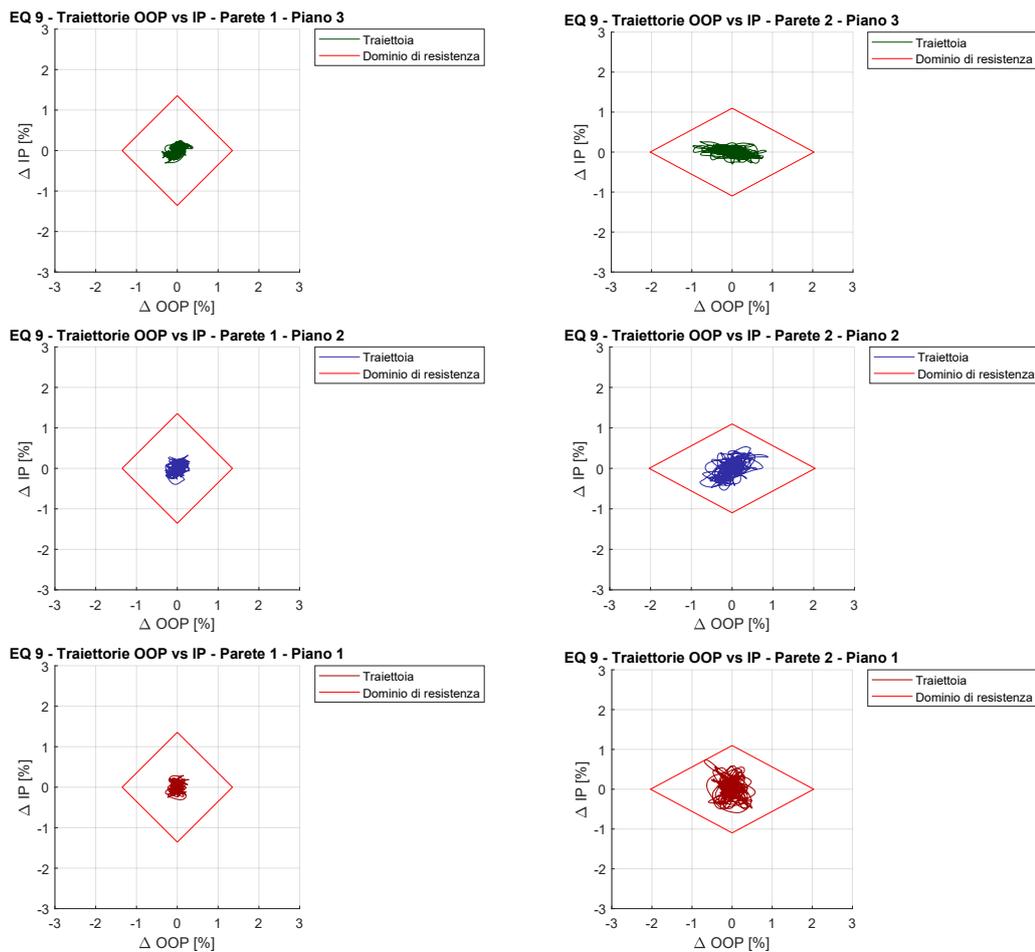
**Figura 7.34:** Traiettorie OOP vs IP dei tamponamenti ottenute in relazione ad una analisi dinamica bidirezionale in cui la componente sismica principale del terremoto *EQ 4* è stata scalata ad una  $IM = 0.577g$  ed è stata applicata lungo la direzione individuata dall'asse X



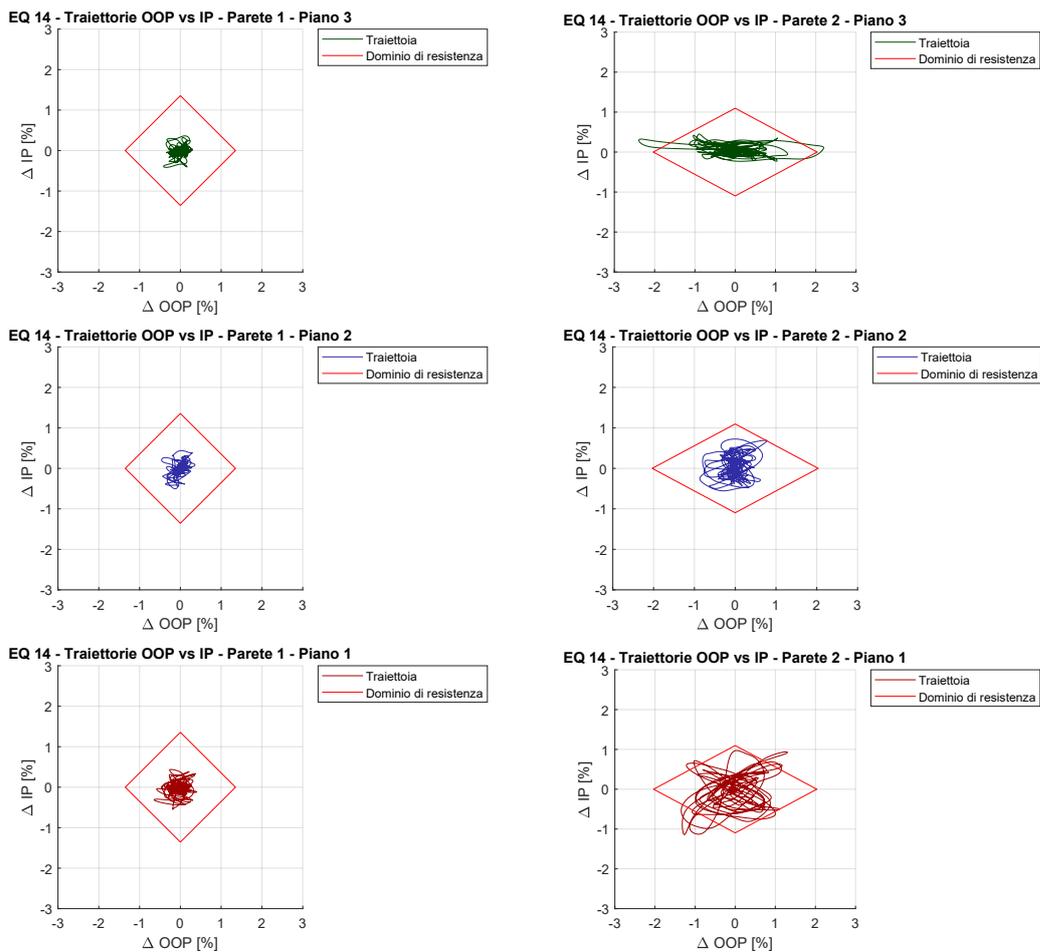
**Figura 7.35:** Traiettorie OOP vs IP dei tamponamenti ottenute in relazione ad una analisi dinamica bidirezionale in cui la componente sismica principale del terremoto *EQ 7* è stata scalata ad una  $IM = 0.577g$  ed è stata applicata lungo la direzione individuata dall'asse X



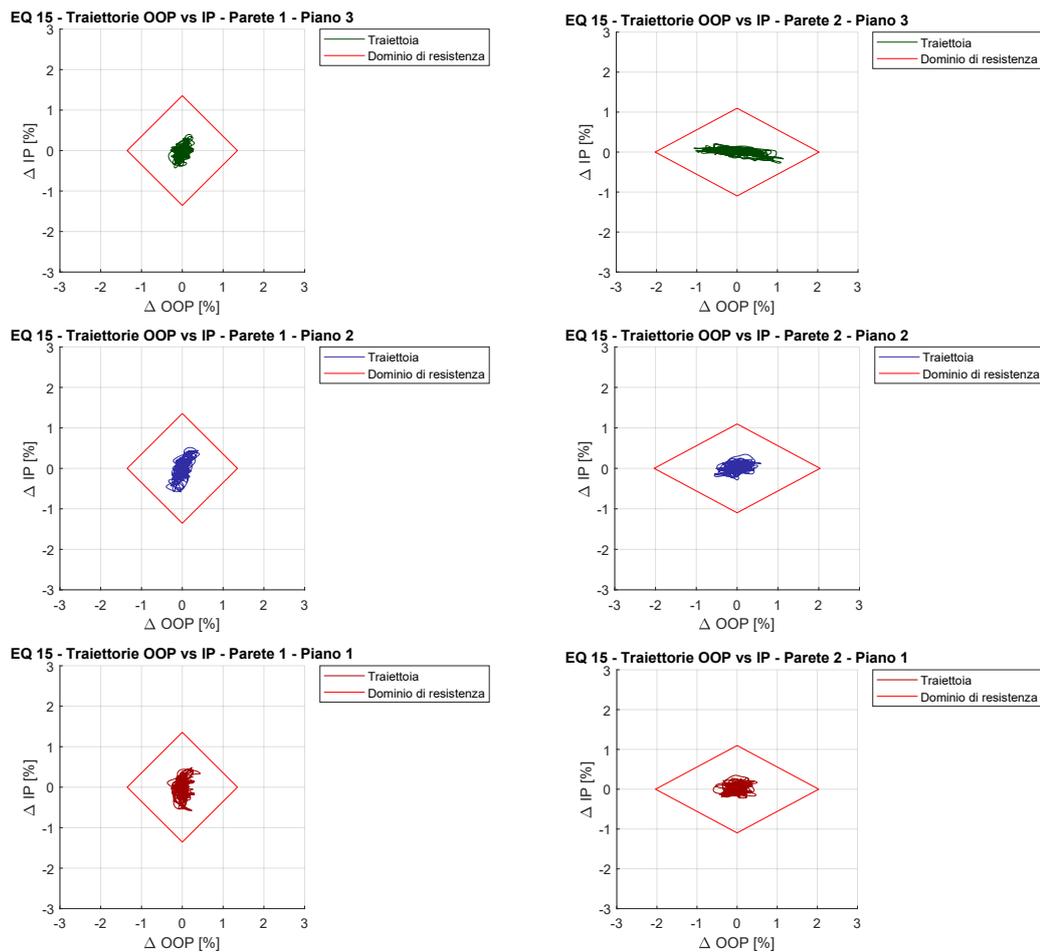
**Figura 7.36:** Traiettorie OOP vs IP dei tamponamenti ottenute in relazione ad una analisi dinamica bidirezionale in cui la componente sismica principale del terremoto *EQ 8* è stata scalata ad una  $IM = 0.577g$  ed è stata applicata lungo la direzione individuata dall'asse X



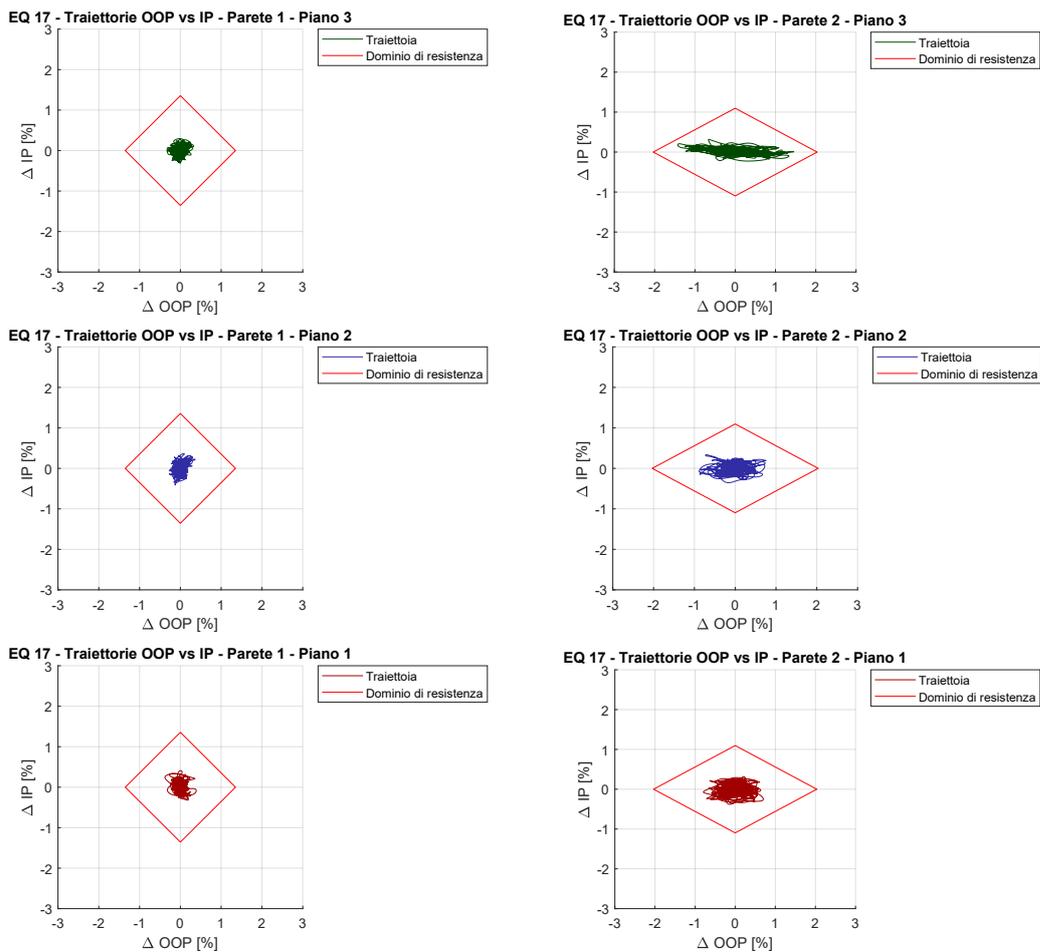
**Figura 7.37:** Traiettorie OOP vs IP dei tamponamenti ottenute in relazione ad una analisi dinamica bidirezionale in cui la componente sismica principale del terremoto *EQ 9* è stata scalata ad una  $IM = 0.577g$  ed è stata applicata lungo la direzione individuata dall'asse X



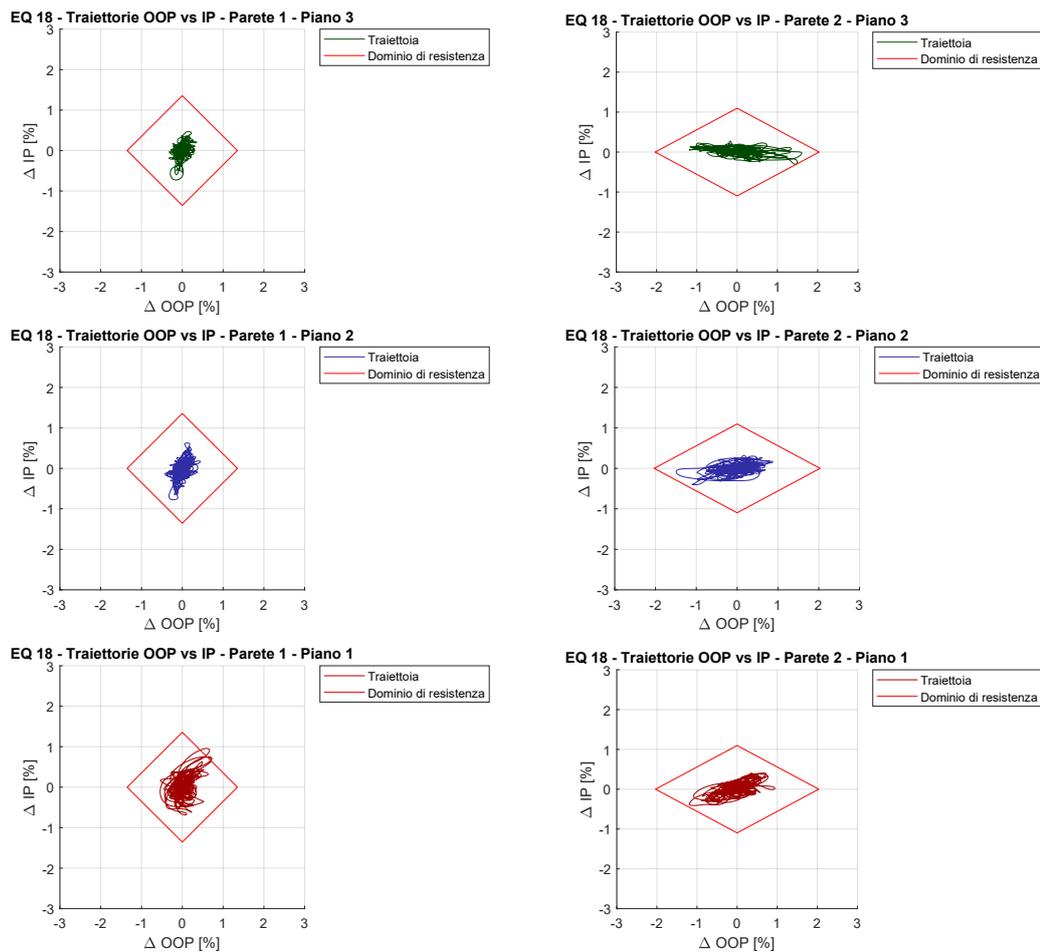
**Figura 7.38:** Traiettorie OOP vs IP dei tamponamenti ottenute in relazione ad una analisi dinamica bidirezionale in cui la componente sismica principale del terremoto *EQ 14* è stata scalata ad una  $IM = 0.577g$  ed è stata applicata lungo la direzione individuata dall'asse X



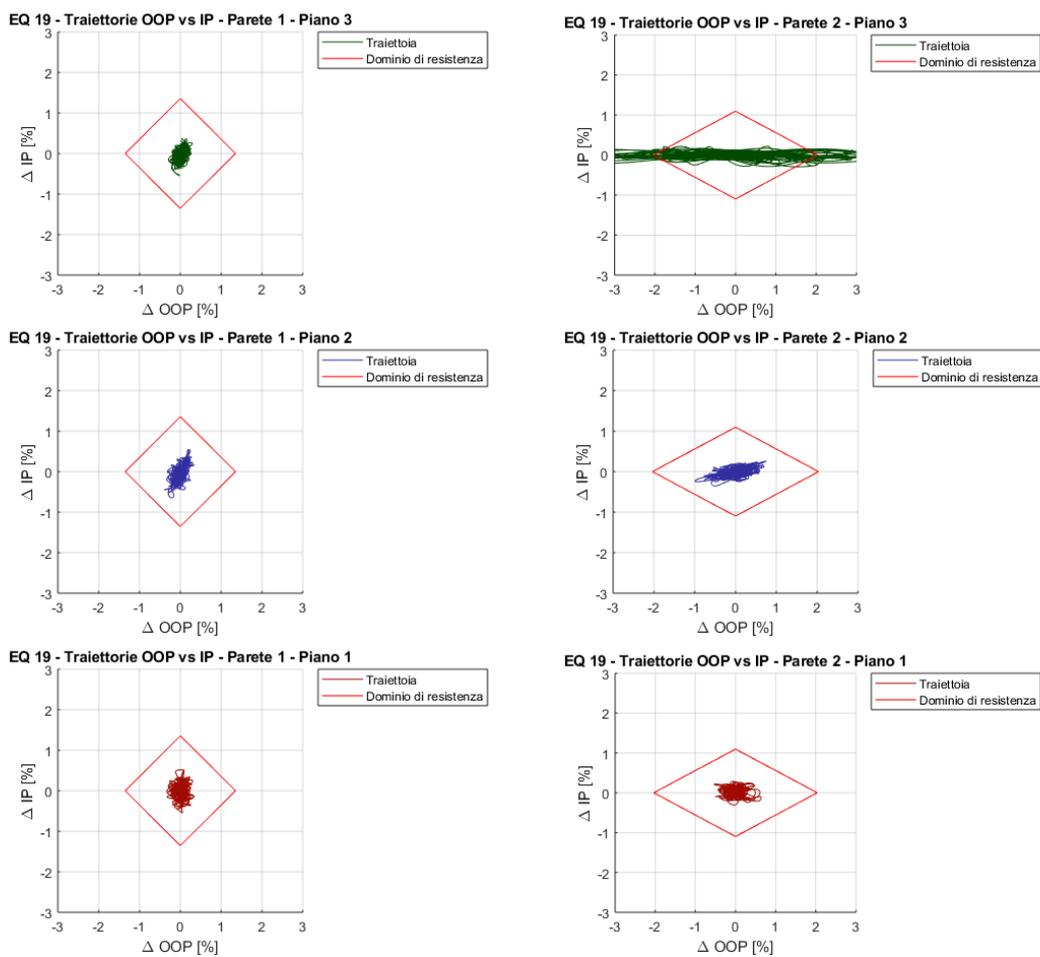
**Figura 7.39:** Traiettorie OOP vs IP dei tamponamenti ottenute in relazione ad una analisi dinamica bidirezionale in cui la componente sismica principale del terremoto *EQ 4* è stata scalata ad una  $IM = 0.577g$  ed è stata applicata lungo la direzione individuata dall'asse X



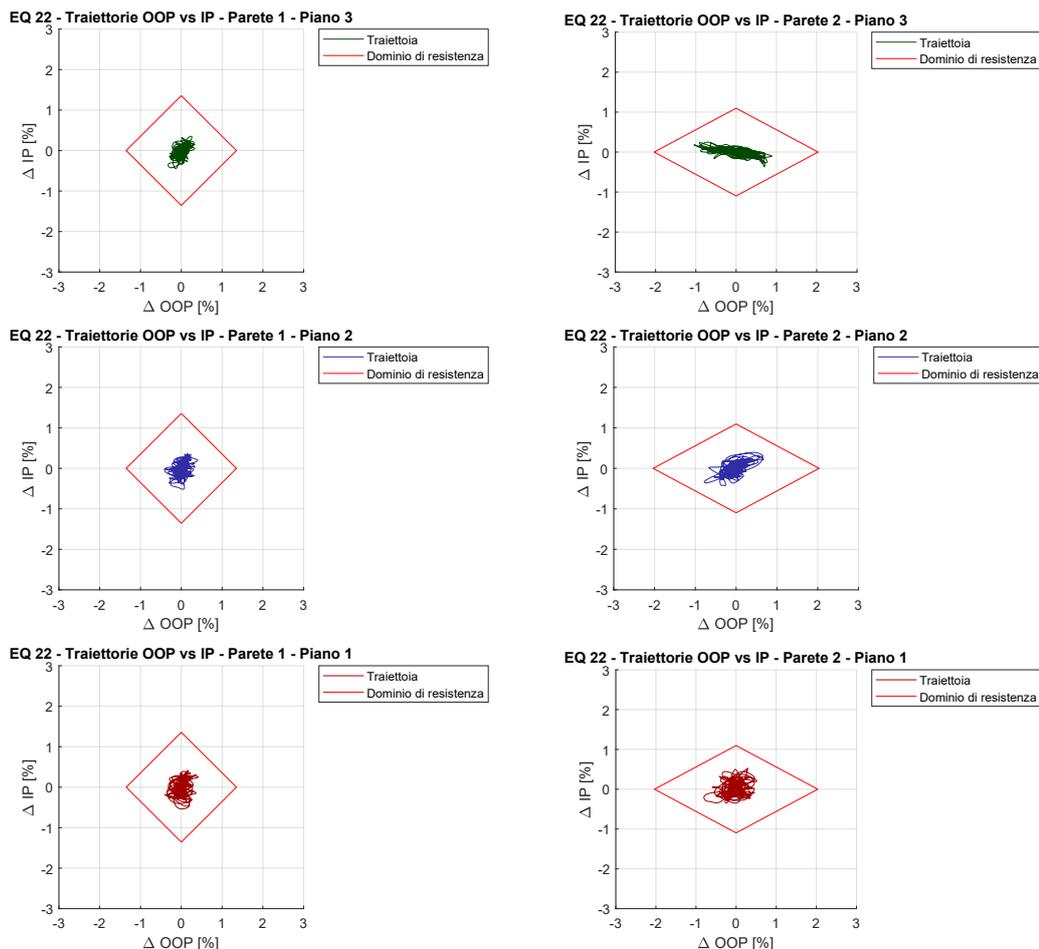
**Figura 7.40:** Traiettorie OOP vs IP dei tamponamenti ottenute in relazione ad una analisi dinamica bidirezionale in cui la componente sismica principale del terremoto *EQ 17* è stata scalata ad una  $IM = 0.577g$  ed è stata applicata lungo la direzione individuata dall'asse X



**Figura 7.41:** Traiettorie OOP vs IP dei tamponamenti ottenute in relazione ad una analisi dinamica bidirezionale in cui la componente sismica principale del terremoto *EQ 18* è stata scalata ad una  $IM = 0.577g$  ed è stata applicata lungo la direzione individuata dall'asse X



**Figura 7.42:** Traiettorie OOP vs IP dei tamponamenti ottenute in relazione ad una analisi dinamica bidirezionale in cui la componente sismica principale del terremoto *EQ 19* è stata scalata ad una  $IM = 0.577g$  ed è stata applicata lungo la direzione individuata dall'asse X



**Figura 7.43:** Traiettorie OOP vs IP dei tamponamenti ottenute in relazione ad una analisi dinamica bidirezionale in cui la componente sismica principale del terremoto *EQ 22* è stata scalata ad una  $IM = 0.577g$  ed è stata applicata lungo la direzione individuata dall'asse X

### 7.3.3 Effetto dell'incremento dell'IM associata alla componente sismica principale

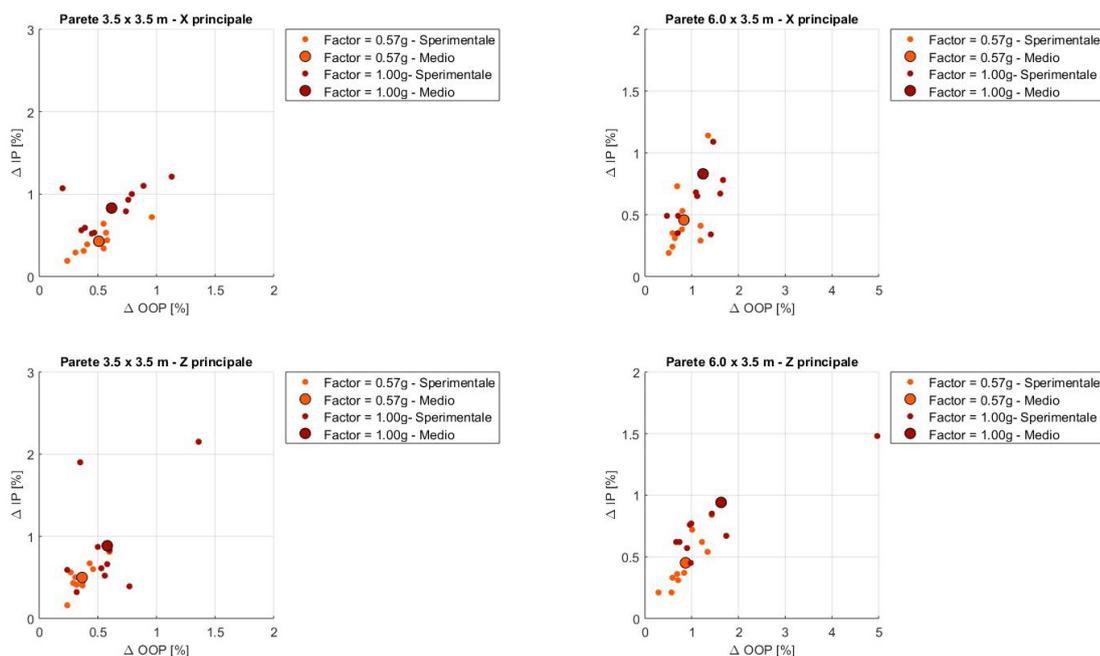
A questo punto per quantificare la riduzione di resistenza dei tamponamenti in muratura, in relazione all'aumento dell'intensità dell'evento sismico e alla variazione nella direzione lungo la quale viene applicata la componente sismica principale, sono state realizzate delle nuove analisi dinamiche bidirezionali nelle quali la componente sismica principale è stata scalata ad un nuovo valore di IM pari ad  $1.0g$  ed è stata applicata nella direzione ortogonale alla precedente, ovvero è stata applicata in direzione Z.

Per visualizzare l'effetto di queste variazioni sono stati realizzati i grafici riportati in figura 7.47. La procedura adottata per la realizzazione di questi grafici è la seguente:

- si valuta lo spostamento massimo nel piano  $\Delta IP_{max}$  associato al tamponamento associato ad un determinato piano dell'edificio. Questo lo si fa per

tutti e 10 i terremoti applicati (scalati con riferimento alle due IM di 0.577 e 1.00g);

- si fa lo stesso con lo spostamento massimo fuori piano  $\Delta OOP_{max}$ ;
- si scrivono queste due grandezze in termini percentuali semplicemente dividendole per l'altezza  $h$  del pannello;
- si rappresentano queste coppie di punti sul piano  $\Delta OOP_{max} - \Delta IP_{max}$ . Così facendo si ottengono due famiglie di nuvole di punti: una associata all'IM di 0.577g, l'altra associata alla IM di 1.00g (a tal proposito si vedano i grafici riportati in figura 7.44, 7.45 e 7.46);



**Figura 7.44:** Nuvola di punti  $\Delta OOP_{max} - \Delta IP_{max}$  relativa ai tamponamenti posti al piano 1 dell'edificio

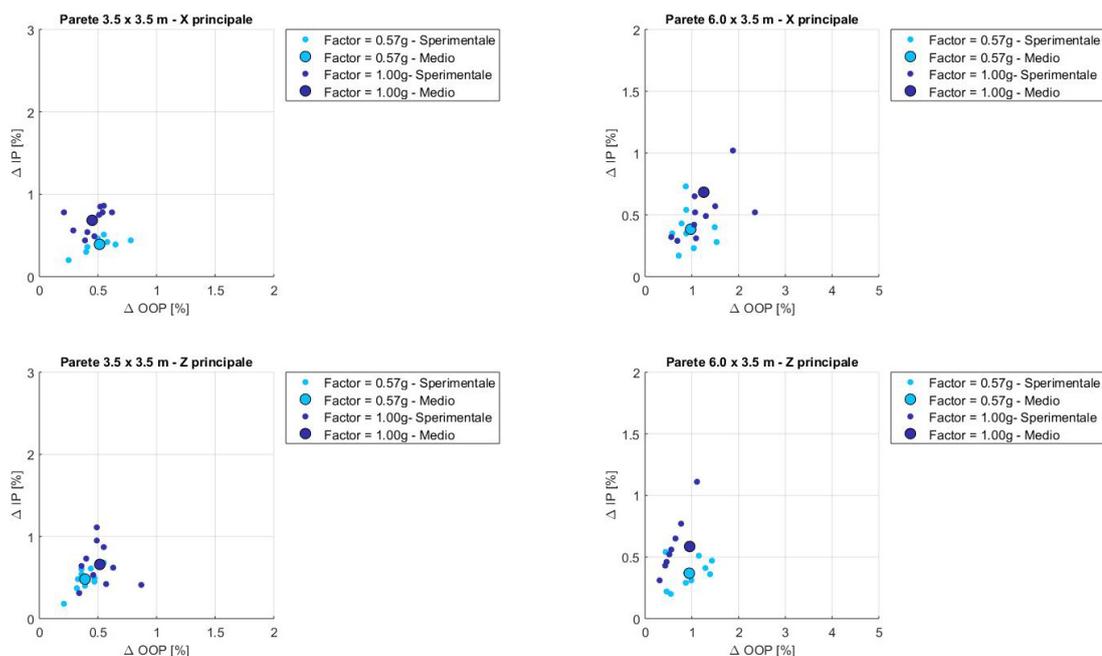
- si calcola il valore medio di questi spostamenti massimi, ovvero si calcola il valore assunto da:

$$\overline{\Delta IP}_{max} = \frac{\sum_{i=1}^{10} \Delta IP_{max,i}}{10} \quad (7.30)$$

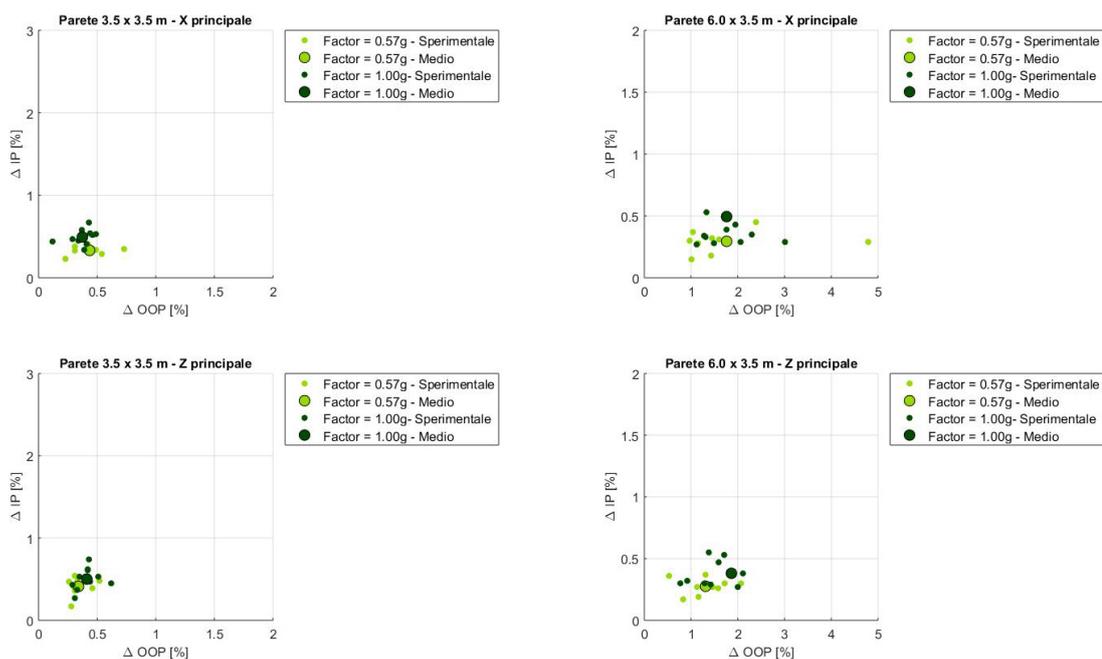
e da:

$$\overline{\Delta OOP}_{max} = \frac{\sum_{i=1}^{10} \Delta OOP_{max,i}}{10} \quad (7.31)$$

- si individuano sul piano  $\Delta OOP_{max} - \Delta IP_{max}$  i due punti così ottenuti (uno associato ad una IM pari a 0.577g e l'altro associato alla IM pari a 1.00g);
- si collegano i due punti tra di loro e con l'origine del piano;
- si ripetono tutte queste operazioni per tutti e tre i piani dell'edificio e considerando la componente sismica principale prima applicata in direzione X e poi applicata in direzione Z.



**Figura 7.45:** Nuvola di punti  $\Delta OOP_{max}$  -  $\Delta IP_{max}$  relativa ai tamponamenti posti al piano 2 dell'edificio



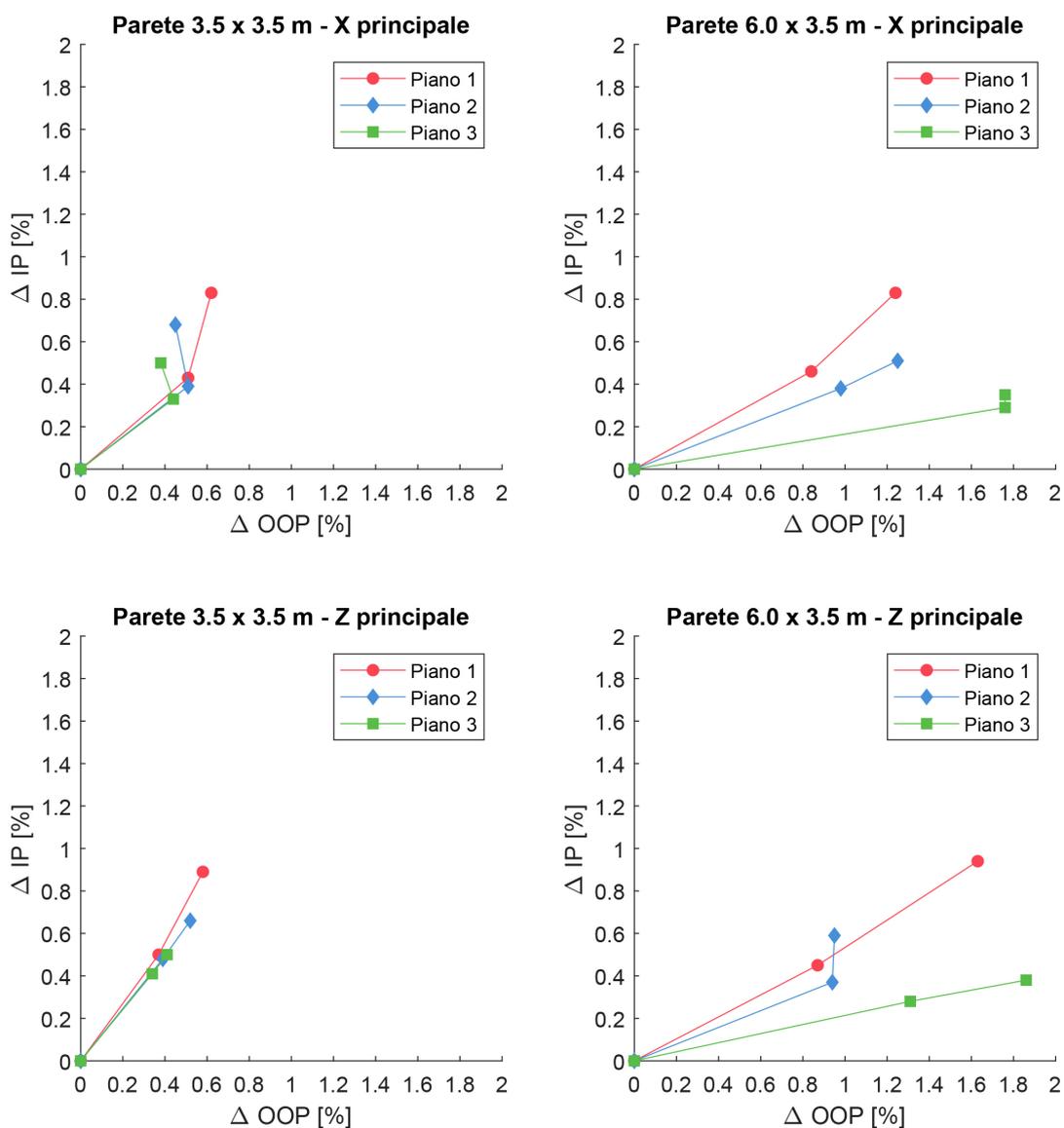
**Figura 7.46:** Nuvola di punti  $\Delta OOP_{max}$  -  $\Delta IP_{max}$  relativa ai tamponamenti posti al piano 3 dell'edificio

Così facendo si ha un'idea del comportamento medio dei tamponamenti all'aumentare dell'IM del sisma bidirezionale applicato e al variare della direzione di applicazione.

Dall'analisi dei grafici così ottenuti, riportati in figura 7.47, si evince che:

- entrambe le pareti subiscono uno spostamento nel piano  $\Delta IP$  tanto più grande quanto più vicino al suolo si trova il tamponamento analizzato. In altre parole lo spostamento nel piano aumenta via via che si scende verso i piani più bassi dell'edificio;
- per la parete di dimensioni  $6.0 \times 3.5 \text{ m}$ , il tamponamento che si mostra più vulnerabile al collasso fuori piano è quello posto all'ultimo piano dell'edificio, mentre per la parete di dimensioni  $3.5 \times 3.5 \text{ m}$  il tamponamento più vulnerabile al collasso fuori piano è quello collocato al primo piano dell'edificio;
- indipendentemente dalla direzione lungo la quale viene applicata la componente sismica principale, il tamponamento più fragile sembra essere quello di dimensioni maggiori, sia per quanto concerne la resistenza nel piano sia per quanto concerne la resistenza fuori piano;
- i tamponamenti posti al primo piano, essendo soggetti ad un maggiore danneggiamento nel piano, sono soggetti a degli spostamenti fuori piano paragonabili, se non in alcuni casi superiori, a quelli del piano 3, che come abbiamo detto in precedenza sono quelli che oscillano maggiormente fuori piano. Questo fatto è dovuto alla notevole riduzione di rigidità fuori piano indotta dal danneggiamento nel piano che è massimo ai piani bassi dell'edificio.

Con questo si conclude l'analisi di fragilità dei tamponamenti in muratura inseriti all'interno di un contesto edilizio di telaio multipiano. Tale analisi ci ha permesso di mettere in evidenza come il comportamento sismico dei suddetti tamponamenti sia influenzato da numerosi fattori fra cui la stretta correlazione che sussiste tra riduzione di rigidità nel piano e fuori piano e la posizione altimetrica assunta dal tamponamento stesso.



**Figura 7.47:** Identificazione della relazione esistente tra spostamenti nel piano e fuori piano associati a tamponamenti di dimensioni diverse e a sismi bidirezionali applicati in direzioni diverse

# Conclusioni

Dalla lettura critica di questa tesi si evince come l'influenza dei tamponamenti sul comportamento sismico della struttura in cui essi risultano inseriti è assolutamente non trascurabile. Si è visto come essi inducono sulla struttura sia degli effetti benefici (come l'aumento della capacità di dissipazione sismica) sia effetti deleteri (come l'aumento della domanda sismica, la nascita di effetti locali e la variazione nella regolarità in pianta ed in elevazione della struttura).

Si è inoltre visto come le resistenze dei tamponamenti in muratura, di maggior interesse strutturale, fossero quelle associate alle azioni agenti nel piano e fuori piano e, in relazione ad esse, sono stati analizzati i vari meccanismi di danneggiamento e collasso indotti da queste sollecitazioni.

Sia la normativa italiana sia quella europea non danno particolare supporto al professionista del settore, il quale è cosciente del fatto che debba prendere in considerazione l'effetto che i tamponamenti hanno sulla struttura che sta progettando, ma non viene guidato dalle norme alla valutazione oggettiva di questi effetti. In sostanza le norme mettono in luce gli aspetti che devono essere trattati con un occhio di riguardo, ma non specifica le modalità di analisi e verifica che debbono essere adottate.

Questa mancanza delle norme è legata alla difficoltà che si ha nel modellare, all'interno dei software di calcolo, i tamponamenti in muratura, il cui comportamento si mostra fortemente aleatorio in quanto influenzato da numerosissimi fattori di difficile valutazione sperimentale. Questi modelli, oltre ad essere efficaci, devono essere tali da non richiedere tempi di elaborazione dei dati eccessivamente alti, ovvero non devono appesantire troppo il modello. Per raggiungere questo obiettivo diventa quindi indispensabile l'uso dei macromodelli, caratterizzati da elementi strutturali molto semplici (in particolare bielle) le quali, una volta opportunamente calibrate, sono in grado di riprodurre in maniera più o meno fedele l'effetto strutturale dei tamponamenti che vanno a modellare.

In letteratura sono presenti moltissime proposte di macromodelli. Tra queste si è scelto di utilizzare il macromodello a quattro bielle equivalenti proposto da Di Trapani et al. [9]. Tale modello, a differenza di molti altri, è in grado di cogliere non solo l'effetto irrigidente nel piano (simulato per mezzo di una coppia di bielle diagonali opportunamente calibrate), ma è in grado di cogliere anche il comportamento fuori piano del tamponamento in muratura, operazione possibile grazie all'introduzione di due ulteriori bielle, una verticale ed una orizzontale.

Dopo una prima fase di adattamento del modello e di calibrazione di una serie di molle elastiche in grado di simulare la rigidezza del telaio in cui il tamponamento si trova inserito, sono state svolte una serie di analisi dinamiche incrementalì. Esse

sono state realizzate in relazione a due diverse tipologie di tamponamenti (uno più sottile ma caratterizzato da una muratura con migliori proprietà meccaniche, l'altro più spesso ma con una muratura con proprietà meccaniche più scadenti), al variare della rigidità delle molle e al variare del grado di pre-danneggiamento nel piano.

Sulla base di queste analisi dinamiche incrementalì è stato possibile tracciare le corrispondenti curve IDA, le quali hanno messo in luce come il comportamento del tamponamento si modifichi profondamente in relazione alle condizioni al contorno che lo caratterizzano. Innanzitutto si è visto come la vulnerabilità sismica di entrambe le tipologie di tamponamenti aumenti in maniera considerevole in relazione al grado di pre-danneggiamento nel piano subito dal pannello. Le curve di fragilità associate alle curve IDA, infatti, tendono a spostarsi verso sinistra all'aumentare del grado di pre-danneggiamento, ovvero si scopre che la probabilità di collasso di un tamponamento in muratura aumenta in maniera considerevole al diminuire della rigidità nel piano del tamponamento stesso.

Ma questo non è l'unico fattore che influenza la vulnerabilità sismica dei tamponamenti. Sempre dall'analisi delle curve di fragilità si è visto come esistano dei rapporti di rigidità telaio-tamponamento più problematici di altri. Se si pensa alle molle come a degli elementi in grado di modellare la posizione altimetrica del pannello all'interno di un contesto edilizio, si scopre che tamponamenti posti a piani diversi dello stesso edificio sono caratterizzati da una risposta sismica profondamente diversa.

Dall'analisi delle curve IDA si è inoltre visto come il sistema perdesse gran parte delle sue capacità dissipative al variare della rigidità delle molle applicate. Questo aspetto viene messo in evidenza da entrambe le tipologie di tamponamenti analizzati nonostante il campione caratterizzato da uno spessore maggiore si sia mostrato decisamente più resistente dell'altro.

Queste conclusioni hanno trovato conferma nelle analisi dinamiche bidirezionali che sono state condotte su un telaio multipiano tamponato. Le analisi in questione hanno evidenziato la profonda aleatorietà nel comportamento sismico dei tamponamenti, il quale risulta notevolmente influenzato dalla stretta correlazione che sussiste tra resistenza nel piano e resistenza fuori piano. I risultati ottenuti mostrano infatti come ad una consistente riduzione della rigidità nel piano corrisponda una conseguente riduzione della rigidità fuori piano e dato che i tamponamenti che subiscono il maggior degrado nel piano sono quelli posti ai piani inferiori dell'edificio, si ha che questi tamponamenti sono anche quelli più vulnerabili nei confronti del collasso sismico fuori piano.

In conclusione possiamo quindi affermare che l'analisi di fragilità sismica condotta all'interno di questa tesi ha messo in evidenza le difficoltà che si incontrano ogniqualvolta si vuol prevedere il comportamento sismico, nel piano e fuori piano, dei tamponamenti in muratura, difficoltà legate ai numerosi parametri e fattori che influenzano il comportamento sismico in questione.

# Ringraziamenti

Con queste ultime parole non solo si conclude la mia tesi, ma si conclude un periodo della mia vita. Arrivati a questo punto, solitamente, si tirano le somme di quello che è stato e solitamente i bei ricordi prevalgono sui dispiaceri. Questa specie di regola che sembra valere per tutti, non credo che valga anche per me: non posso dire “si è vero è stata dura, ma ne è valsa la pena”. Non è passato giorno in cui non desiderassi andare in un posto diverso dall’università, perché nonostante i miei tentativi di staccare la spina, il pensiero era sempre là, rivolto alle materie da seguire, agli esami da dare e alle relazioni da consegnare.

Le persone mi vedono sempre allegro e spensierato, ma questa è solo l’impressione che voglio dare di me stesso. In realtà, in tutti questi anni di università, sono stati ben pochi i momenti in cui mi sono veramente sentito felice e questi momenti sono inevitabilmente associati ad alcune incredibili persone che hanno incrociato il loro cammino con il mio.

È a tutte queste persone che dedico i miei ringraziamenti. Non vi dirò i loro nomi, non ve ne farò una descrizione per farvi capire chi sono, non elogerò le loro qualità e non vi racconterò i loro difetti. Quel che voglio fare è solo ringraziarle dal profondo dell’anima per avermi concesso il loro tempo e per avermi permesso di essere la persona che sono e di cui sono fiero.

Con alcune di queste condivido il sangue che mi scorre nelle vene, con altre ne condivido solo lo spirito, ma per me questo fatto non fa alcuna differenza. Tutte loro hanno riempito la mia vita fino a questo momento e spero che continueranno a farlo anche in futuro.

Che queste persone sappiano o meno di questi ringraziamenti non è importante: quando leggeranno o sentiranno queste parole sono sicuro che saranno in grado di capire da loro questo aspetto. Ciò che mi preme fargli sapere è che il ricordo più bello, più emozionante, più divertente, più felice di questi lunghi anni di università sono loro.

Grazie.



Parte II  
Allegati



# Capitolo 8

## Script Matlab

### 8.1 Risposta del sistema nel dominio della frequenza

```
1 % Risposta del sistema nel dominio della frequenza %
2
3 clear all;
4 close all;
5 clc;
6
7 % Definizione del passo di integrazione che funge da tempo di
  campionamento
8 ts = 0.0025;
9
10 % Definizione della frequenza di campionamento
11 fs = 1/ts;
12
13 % Caricamento della time-history
14 th = (load('Acc3Node63.out'))/1000;
15
16 % Eliminazione della parte relativa al carico gravitazionale e
  conversione
17 % il m/s^2 delle accelerazioni
18 th = th([11:end]);
19
20 % Calcolo della trasformata di Fourier del segnale
21 FFT = fft(th)*ts;
22
23 % Calcolo della trasformata di Fourier traslata
24 FFTs = fftshift(FFT);
25
26 % Calcolo dell'ampiezza della risposta
27 ampiezza = abs(FFTs);
28
29 % Plottaggio della sola parte positiva della risposta
30 % Calcolo dell'indice del primo valore positivo dell'ampiezza
31 k_ini = ((length(ampiezza)-1)/2)+1;
32 j = k_ini;
33
34 % Troncamento della risposta al valore di frequenza voluto
```

```

35     for i = 1:451
36         a(i) = ampiezza(j);
37         j = j + 1;
38     end
39
40 % Definizione del vettore delle frequenze completo
41 freq = [-fs/2: fs/(length(ampiezza)-1) : fs/2];
42
43 % Calcolo dell'indice del primo valore positivo della frequenza
44 k_ini = ((length(freq)-1)/2)+1;
45 j = k_ini;
46
47 % Troncamento del vettore delle frequenze al valore di frequenza
    voluto
48     for i = 1:451
49         f(i) = freq(j);
50         j = j + 1;
51     end
52
53 % Plottaggio della risposta nel dominio del tempo
54 figure(1);
55 plot(f,a);
56 grid on;
57 title('Risposta del sistema nel dominio della frequenza');
58 xlabel('Frequenza f [Hz]');
59 ylabel('Ampiezza');
60
61 % Calcolo del periodo fondamentale di oscillazione
62
63 % Ricerca della posizione del picco
64 indice = find(a == max(a));
65
66 % Calcolo della frequenza corrispondente al picco
67 f_sistema = f(indice)
68
69 % Calcolo del periodo fondamentale
70 Tn = 1/f_sistema

```

## 8.2 Scalatura degli accelerogrammi

```

1 % Scalatura accelerogrammi %
2
3 clear all;
4 close all;
5 clc;
6
7 % Valore del periodo fondamentale del pannello
8 Ti = 0.081;
9
10 % Vettore contenente i fattori di scala adottati
11 Fattori = [0.3:0.3:4.5];
12
13 % Matrice che contiene gli accelerogrammi originali, ogni riga e'
    un acc

```

```
14 A = load('Accelerogrammi.txt');
15
16 % Conversione da mm/s^2 a m/s^2
17 A = 10^(-3)*A;
18
19 % Dimensioni della matrice A usate per descrivere i cicli for
20 [r,c] = size(A);
21
22 % Smorzamento convenzionale
23 zita = 0.05;
24
25 % Numero di fattori di scala utilizzati
26 n_factor = length(Fattori);
27
28 % Ciclo for per analizzare ogni fattore di scala
29 for q=1:n_factor
30
31     % Estrazione del fattore dal vettore che li contiene
32     factor = Fattori(q);
33
34     % Ciclo for per scalare ogni terremoto contenuto nella matrice
35     A
36     for j=1:r
37
38         i = 1;
39
40         % Ciclo while per estrarre il terremoto da scalare
41         while A(j,i)~=0
42             acc(i)=A(j,i);
43             i = i+1;
44         end
45
46         % Vettore del tempo del terremoto
47         t= [0.01:0.01:(i-1)*0.01];
48         % Durata del terremoto
49         T_max(j) = max(t);
50         % Tempo di campionamento pari a 0.01 s
51         ts = t(2);
52         % Frequenza di campionamento pari a 100 Hz
53         fs = 1 / ts;
54
55         % Ciclo for per calcolare gli spettri dei terremoti NON
56         scalati
57         Tn = [0.01:0.01:4];
58         for k=1:length(Tn);
59             clear u v a
60             wn = 2*pi/Tn(k);
61             wd = wn*sqrt(1-zita^2);
62             ht = (1/wd)*(exp(-zita*wn*t)).*sin(wd*t);
63             u = conv(ht,-acc)*ts;
64             v = gradient (u,ts);
65             a = gradient (v,ts);
66             a_ass = a(1:length(acc))+acc;
67             maxa(k) = max(abs(a_ass));
68         end
69     end
70 end
```

```

68 % Aggiungo lo zero al vettore dei periodi Tn
69 Tn = [0 Tn];
70 % Calcolo la PGA del terremoto non scalato
71 PGA = max(abs(acc));
72 % Aggiungo ancoraggio dello spettro non scalato
73 maxa = [PGA maxa];
74 % Aggiungo la PGA al vettore delle PGA
75 PGA_vector(j) = PGA;
76 % Aggiungo le accelerazioni spettrali al vettore delle Sa
77 Sa_vector(j,:) = maxa;
78 % Definisco la Sa(Ti)
79 Sa_Ti(j) = interp1(Tn,maxa,Ti);
80
81 % Pulisco vettore delle accelerazioni spettrali
82 clear maxa;
83
84 % Calcolo e aggiungo al vettore gamma coeff usato per
      scalare l'acc
85 gamma(j) = factor*9.81/Sa_Ti(j);
86 % Calcolo l'accelerogramma scalato
87 acc_s = acc*gamma(j);
88
89 % Creo cartella Acc_%d, dove %d = j = numero terremoto
90 mkdir(sprintf('Acc_%d',j));
91 % Creo cartella %.1f, dove %f = fattore di scala del
      terremoto
92 mkdir(sprintf('Acc_%d/%.2f',j,factor));
93
94 % Creo stringa per salvare l'accelerogramma nella cartella
      Acc_1/0.1
95 formatSpec = 'Acc_%d/%.2f/%.2f.txt';
96 str = sprintf(formatSpec,j,factor,factor);
97
98 % Apro il file in cui salvare l'accelerogramma
99 fileID = fopen(str,'w');
100 % Scrivo il file (moltiplico per 1000 per ottenere mm/s^2)
101 fprintf(fileID, '%.8f\r\n',acc_s '*1000');
102 % Chiudo il file
103 fclose(fileID);
104
105 % Ciclo for per calcolare gli spettri dei terremoti
      scalati
106 Tn = [0.01:0.01:4];
107 for k=1:length(Tn);
108     clear u v a
109     wn = 2*pi/Tn(k);
110     wd = wn*sqrt(1-zita^2);
111     ht = (1/wd)*(exp(-zita*wn*t)).*sin(wd*t);
112     u = conv(ht,-acc_s)*ts;
113     v = gradient (u,ts);
114     a = gradient (v,ts);
115     a_ass = a(1:length(acc_s))+acc_s;
116     maxa_s(k) = max(abs(a_ass));
117 end
118
119 % Aggiungo lo zero al vettore dei periodi Tn

```

```

120     Tn = [0 Tn];
121     % Calcolo la PGA del terremoto scalato
122     PGA_s = max(abs(acc_s));
123     % Aggiungo ancoraggio dello spettro scalato
124     maxa_s = [PGA_s maxa_s];
125     % Aggiungo la PGA al vettore delle PGA
126     PGA_vector_s(j) = PGA_s;
127     % Aggiungo le accelerazioni spettrali al vettore delle Sa
128     Sa_vector_s(j,:) = maxa_s;
129     % Definisco la Sa(Ti)
130     Sa_Ti_s(j) = interp1(Tn,maxa_s,Ti);
131
132     % Pulisco vettore delle accelerazioni spettrali
133     clear maxa_s;
134     % Pulisco vettore su cui ho caricato l'accelerogramma non
135     % scalato
136     clear acc;
137     % Pulisco vettore su cui ho caricato accelerogramma
138     % scalato
139     clear acc_s;
140
141     % Creo cartella in cui salvare i coefficienti per scalare acc
142     mkdir Gamma_factor_c6;
143     formatSpec = 'Gamma_factor_c6/Gamma_%.2f.txt';
144     % Creo la stringa per salvare i coefficienti per scalare acc
145     str = sprintf(formatSpec,factor);
146
147     % Apro il file in cui salvare i coefficienti per scalare acc
148     fileID = fopen(str,'w');
149     % Scrivo il file
150     fprintf(fileID, '%.8f\r\n',gamma);
151     % Chiudo il file
152     fclose(fileID);
153
154     % Stampo gli spettri degli accelerogrammi scalati
155     figure(q);
156     for y=1:r
157         formatSpec = 'Acc %d';
158         str = sprintf(formatSpec,y);
159         plot(Tn,Sa_vector_s(y,:), 'DisplayName',str);
160         hold on;
161     end
162
163     grid on;
164     formatSpec = 'Spettri di risposta scalati - Fattore di scala
165     %.1f g';
166     str = sprintf(formatSpec,factor);
167     title(str);
168     xlabel('Periodo T [s]');
169     ylabel('Accelerazione spettrale S_a(T) [m/s^2]');
170     lgd = legend;
171     lgd.NumColumns = 2;
172     legend;
173 end

```

## 8.3 Plottaggio curve pushover OOP vs analisi dinamica

```

1 % Plottaggio curve pushover OOP vs analisi sismica
2
3 close all;
4 clear all;
5 clc;
6
7 % Vettore che contiene i valori di IM a cui vanno scalati gli
8 % accelerogrammi
9 Fattori = [0.3:0.3:4.5];
10
11 % Matrice che contiene gli accelerogrammi originali, ogni riga e'
12 % un acc
13 A = load('Accelerogrammi.txt');
14
15 % Dimensioni della matrice A usate per descrivere i cicli for
16 [r,c] = size(A);
17
18 % Numero dei fattori di scala utilizzati
19 n_factor = length(Fattori);
20
21 % Ciclo for per entrare nella cartella Acc
22 for i=1:r
23
24     % Ciclo for per entrare nella cartella dei fattori di scala
25     for j=1:n_factor
26
27         % Identificazione del fattore di scala che si sta
28         % analizzando
29         factor = Fattori(j);
30
31         % Compilazione della stringa necessaria per caricare le
32         % forze
33         formatSpec = 'Acc_%d/%.1f/Reac3.out';
34         str1 = sprintf(formatSpec,i,factor);
35
36         % Calcolo del vettore delle forze completo
37         Forze_sismica = load(str1);
38         Tagliante_sismica = sum(Forze_sismica,2);
39         Tagliante_sismica = Tagliante_sismica([11:end])/(-1000);
40
41         % Calcolo della forza massima
42         max_tagliante_sismica = max(Tagliante_sismica);
43         min_tagliante_sismica = min(Tagliante_sismica);
44         min_tagliante_sismica_abs = abs(min_tagliante_sismica);
45         MAX_tagliante_sismica(i,j) = max(max_tagliante_sismica,
46         min_tagliante_sismica_abs);
47
48         % Compilazione della stringa necessaria per caricare gli
49         % spostamenti
50         formatSpec = 'Acc_%d/%.1f/Disp3Node63.out';
51         str2 = sprintf(formatSpec,i,factor);

```

```

48     % Calcolo dell vettore degli spostamenti completo
49     Disp_sismica = load(str2);
50     Disp_sismica = Disp_sismica([11:end]);
51
52     % Calcolo dello spostamento massimo in valore assoluto
53     max_disp_sismica = max(Disp_sismica);
54     min_disp_sismica = min(Disp_sismica);
55     min_disp_sismica_abs = abs(min_disp_sismica);
56     MAX_disp_sismica(i,j) = max(max_disp_sismica,
57         min_disp_sismica_abs);
58
59     % Caricamento della curva pushover OOP
60     Tagliante_push_positiva = load('F_push_OOP.txt');
61     Disp_push_positiva = load('Disp_push_OOP.txt');
62
63     % Calcolo del vettore delle forze della pushover OOP
64     % completo
65     Tagliante_push = [-flip(Tagliante_push_positiva);0;
66         Tagliante_push_positiva];
67
68     % Calcolo del vettore degli spostamenti della pushover OOP
69     % completo
70     Disp_push = [-flip(Disp_push_positiva);0;
71         Disp_push_positiva];
72
73     % Plottaggio delle curve dell'analisi dinamica
74     figure(i)
75     formatSpec = 'Analisi dinamica - IM = %.1f g';
76     str3 = sprintf(formatSpec,factor);
77     hold on; plot(Disp_sismica,Tagliante_sismica,'DisplayName'
78         ,str3);
79     grid on;
80     formatSpec = 'Pushover OOP vs Analisi dinamica - Campione
81         2 - Acc %d';
82     str4 = sprintf(formatSpec,i);
83     title(str4);
84     xlabel('\DeltaOOP [mm]');
85     ylabel('Forza F [kN]');
86     legend;
87 end
88
89 % Plottaggio della curva di pushover OOP
90 figure(i)
91 hold on; plot(Disp_push,Tagliante_push,'DisplayName','Pushover
92     OOP','linewidth',3);
93 legend('Location','northwest');
94 end

```

## 8.4 Plottaggio curve IDA

```

1 % Plottaggio curve IDA %
2
3 clear all;
4 close all;

```

```

5  clc;
6
7  % Matrice che contiene gli accelerogrammi originali, ogni riga e'
   un acc
8  A = load('Accelerogrammi.txt');
9
10 % Dimensioni della matrice A usate per descrivere i cicli for
11 [r,c] = size(A);
12
13 % Matrice che contiene i valori di IM per scalare gli
   accelerogrammi
14 Fattori = load('Fattori.txt');
15
16 % Def delle dimensioni delle matrici in cui salvare coordinate IDA
17 [a,b] = size(Fattori);
18
19 % Inizializ. vettori contenenti DM e IM delle curve IDA
20 DM = zeros(a,b+1);
21 IM = zeros(a,b+1);
22
23 % Vettore che contiene le durate degli accelerogrammi
24 Durate = load('Durate_terremoti.txt');
25
26 % Ciclo for per entrare nella cartella Acc
27 for i=1:r
28
29     % Compilazione della stringa necessaria per aprire la cartella
       Acc
30     formatSpec = 'Acc_%d';
31     str1 = sprintf(formatSpec,i);
32
33     k = 1;
34
35     % Ciclo while per definire il numero di fattori dell'
       accelerogramma
36     while Fattori(i,k)~=0
37         fattori(k)=Fattori(i,k);
38         k=k+1;
39     end
40
41     n_factor = length(fattori);
42
43     % Mettere questa riga se ci sono degli acc non falliti
44     % i_fallimento = n_factor;
45
46     % Ciclo for per entrare nella cartella dei fattori di scala
47     for j=1:n_factor
48
49         % Compilazione stringa per aprire cartella fattore di
           scala voluto
50         formatSpec = '%.2f';
51         str2 = sprintf(formatSpec,fattori(j));
52
53         % Calcolo del valore massimo DOOP in valore assoluto
54         Disp3Node63 = load(fullfile(str1,str2,'Disp3Node63.out'));
55         Disp3Node1 = load(fullfile(str1,str2,'Disp3Node1.out'));

```

```

56     Disp3Node3 = load(fullfile(str1,str2,'Disp3Node3.out'));
57     DOOP = Disp3Node63-((Disp3Node1+Disp3Node3)/2);
58     l_DOOP_vector = length(DOOP);
59     T_analisi(i,j) = 0.0025*l_DOOP_vector;
60     max_DOOP = max(DOOP);
61     min_DOOP = min(DOOP);
62     ass_min_DOOP = abs(min_DOOP);
63     MAX(j) = max(max_DOOP,ass_min_DOOP);
64 end
65
66 % Ciclo for per individuare fattore di scala che fa fallire
67 % analisi
68 for j=1:n_factor
69     if T_analisi(i,j) < Durate(i)
70         fattori_limite(i,3) = fattori(j);
71         i_fallimento = j;
72         break
73     end
74 end
75
76 % Valore limite di DM adottato per troncane le curve IDA
77 limite = 98.4;
78
79 % Ciclo for per troncane le IDA al valore limite
80 for k=1:i_fallimento
81     if MAX(k) > limite
82         m = (MAX(k)-MAX(k-1))/(fattori(k)-fattori(k-1));
83         IM_troncamento = fattori(k-1)+(limite - MAX(k-1))/m;
84         IM_plot = fattori;
85
86         % togliere queste due righe per evitare il troncamento
87         IM_plot(k) = IM_troncamento;
88         MAX(k) = limite;
89
90         fattori_limite(i,2) = fattori(k);
91         fattori_limite(i,1) = IM_troncamento;
92         i_rottura = k;
93         flag = 1;
94         break
95     end
96 end
97
98 % Per plottare le IDA fino al fallimento togliere questo ciclo
99 % if e
100 % lasciare solo le righe 103 e 104
101 if flag == 1
102     MAX_plot = MAX([1:i_rottura]);
103     IM_plot = IM_plot([1:i_rottura]);
104 else
105     MAX_plot = MAX([1:i_fallimento]);
106     IM_plot = fattori([1:i_fallimento]);
107
108     % Togliere queste due righe se ci sono degli acc non
109     % falliti
110     fattori_limite(i,1) = fattori_limite(i,3);
111     acc_interrotti(i)=i;

```

```

109     end
110
111     for k=1:length(MAX_plot)
112         DM(i,k+1) = MAX_plot(k);
113         IM(i,k+1) = IM_plot(k);
114     end
115
116     % Plottaggio delle curve IDA
117     figure(1)
118     formatSpec = 'Acc %d';
119     str3 = sprintf(formatSpec,i);
120     plot([0 MAX_plot],[0 IM_plot],'DisplayName',str3);
121     hold on;
122
123     clear fattori;
124     clear MAX;
125     clear IM_plot;
126     clear i_fallimento;
127     clear i_rottura;
128     clear flag;
129 end
130
131 grid on;
132 title('IDA - Campione 6 - Drift = 2.5% - Pannello incastrato');
133 xlabel('DM - \Delta00P [mm]');
134 ylabel('IM - S_a(T_1,5%) [g]');
135 lgd = legend;
136 lgd.NumColumns = 2;
137 legend('Location','bestoutside');
138 axis([0 limite 0 7]);
139
140 % Vettore con numero degli acc falliti prima di DM limite
141 acc_interrotti=acc_interrotti';
142
143 %%
144
145 % Scrittura in file txt della matrice con DM delle IDA
146 str1 = 'Percentual_IDA/DM.txt';
147 fileID = fopen(str1,'w');
148
149 for ii = 1:size(DM,1)
150     fprintf(fileID, '%.4f\t',DM(ii,:));
151     fprintf(fileID, '\n');
152 end
153
154 fclose(fileID);
155
156 % Scrittura in file txt della matrice con IM delle IDA
157 str1 = 'Percentual_IDA/IM.txt';
158 fileID = fopen(str1,'w');
159
160 for ii = 1:size(IM,1)
161     fprintf(fileID, '%.4f\t',IM(ii,:));
162     fprintf(fileID, '\n');
163 end
164

```

```
165 fclose(fileID);
```

## 8.5 Plottaggio curve di fragilità e PDF

```

1  % Plottaggio curve di fragilita' e PDF %
2
3  clc;
4  close all;
5  clear all;
6
7  % C2 - No danneggiamento
8
9  % Caricamento della matrice contenente gli IM di collasso
10 IM = load('C2-No_danneggiamento.txt');
11 IM = sort(IM);
12
13 % Ciclo for per trattare ogni sistema strutturale
14 for j=1:5
15
16     % Estrazione del vettore degli IM di collasso
17     IM_col = IM(:,j);
18     % Calcolo dello stimatore della media
19     mu = mean(log(IM_col));
20     % Calcolo dello stimatore della deviazione standard
21     sigma = std(log(IM_col));
22     % Definizione dei valori in cui calcolare PDF e CDF
23     asse = [0:0.01:7]';
24     % Calcolo CDF
25     Prob_coll = logncdf(asse,mu,sigma);
26     % Calcolo PDF
27     distrib = lognpdf(asse,mu,sigma);
28
29     % Definizione numero terremoti usati per analisi IDA
30     n_quake = length(IM_col);
31
32     % Calcolo della probabilita' cumulata sperimentale
33     for k=1:n_quake
34         percentuale(k,1) = k/n_quake;
35     end
36
37     % Plottaggio delle curve di fragilita'
38     figure(1)
39     if j == 1
40         hold on; plot(asse,Prob_coll,'r-','DisplayName','
41             Incastrato');
42         hold on; scatter(IM_col,percentuale,80,'o','
43             MarkerEdgeColor','r','DisplayName','Incastrato-Cumulata
44             ');
45     end
46     if j == 2
47         hold on; plot(asse,Prob_coll,'r--','DisplayName','1T_i');
48         hold on; scatter(IM_col,percentuale,80,'+','
49             MarkerEdgeColor','r','DisplayName','1T_i-Cumulata');

```

```

47     end
48
49     if j == 3
50         hold on; plot(asse,Prob_coll,'r:','DisplayName','3T_i');
51         hold on; scatter(IM_col,percentuale,80,'*','
           MarkerEdgeColor','r','DisplayName','3T_i-Cumulata');
52     end
53
54     if j == 4
55         hold on; plot(asse,Prob_coll,'r-.','DisplayName','5T_i');
56         hold on; scatter(IM_col,percentuale,80,'x','
           MarkerEdgeColor','r','DisplayName','5T_i-Cumulata');
57     end
58
59     if j == 5
60         hold on; plot(asse,Prob_coll,'r','LineWidth',3,'
           DisplayName','7T_i');
61         hold on; scatter(IM_col,percentuale,80,'d','
           MarkerEdgeColor','r','DisplayName','7T_i-Cumulata');
62     end
63
64     grid on;
65     title('Esempio curve di fragilita' - Campione 2 - No
           danneggiamento');
66     xlabel('IM - S_a(T_n,5%) [g]');
67     ylabel('Probabilita' - P [-]');
68     lgd = legend;
69     lgd.NumColumns = 2;
70     legend('Location','southeast');
71
72     % Plottaggio delle PDF
73     figure(2)
74     if j == 1
75         hold on; plot(asse,distrib,'r-','DisplayName','Incastrato'
           );
76     end
77
78     if j == 2
79         hold on; plot(asse,distrib,'r--','DisplayName','1T_i');
80     end
81
82     if j == 3
83         hold on; plot(asse,distrib,'r:','DisplayName','3T_i');
84     end
85
86     if j == 4
87         hold on; plot(asse,distrib,'r-.','DisplayName','5T_i');
88     end
89
90     if j == 5
91         hold on; plot(asse,distrib,'r','LineWidth',3,'DisplayName'
           ,'7T_i');
92     end
93
94     grid on;
95     title('Esempio PDF - Campione 2 - Pannello non danneggiato');

```

```

96     xlabel('IM - S_a(T_n,5%) [g]');
97     ylabel('PDF');
98     lgd = legend;
99     lgd.NumColumns = 2;
100    legend('Location','northeast');
101    axis([0 7 0 4]);
102 end

```

## 8.6 Plottaggio curve forza-spostamento nel piano e fuori piano

```

1  % Plottaggio curve Forza - Spostamento nel piano e fuori piano %
2
3  clc;
4  clear all;
5  close all;
6
7  for i=1:10
8
9      n_acc = [4 9 14 22 8 17 15 7 18 19];
10
11     % Parete 1 - Piano 1 %
12
13     % F - IP %
14
15     formatSpec = 'EQ_%d';
16     str1 = sprintf(formatSpec,n_acc(i));
17
18     M_212 = load(fullfile(str1,'Factor_0.577','Recorders','Disp','
19         Disp212.out'));
20     M_222 = load(fullfile(str1,'Factor_0.577','Recorders','Disp','
21         Disp222.out'));
22
23     Disp1_212 = M_212(:,1);
24     Disp1_222 = M_222(:,1);
25
26     Drift_P1_Floor1 = Disp1_222-Disp1_212;
27
28     DIP_maxP1(i,1)= max(abs(Drift_P1_Floor1));
29
30     T_analisi = 0.0025*size(Disp1_212,1);
31
32     t = [0.0025:0.0025:T_analisi];
33
34     formatSpec = 'EQ %d - Time history DIP - Parete 1 - Piano 1';
35     str2 = sprintf(formatSpec,n_acc(i));
36
37     figure;
38     plot(t,Drift_P1_Floor1);
39     grid on;
40     title(str2);
41     xlabel('t [s]');
42     ylabel('Drift [mm]');

```

```

41
42 F1 = load(fullfile(str1, 'Factor_0.577', 'Recorders', 'Force', '
    P1_Floor1_ForcesC1.out'));
43 F1 = F1(:,1);
44 F13 = load(fullfile(str1, 'Factor_0.577', 'Recorders', 'Force', '
    P1_Floor1_ForcesD13.out'));
45 F13 = F13(:,1);
46 F5 = load(fullfile(str1, 'Factor_0.577', 'Recorders', 'Force', '
    P1_Floor1_ForcesB5.out'));
47 F5 = F5(:,1);
48
49 F3 = load(fullfile(str1, 'Factor_0.577', 'Recorders', 'Force', '
    P1_Floor1_ForcesC3.out'));
50 F3 = F3(:,1);
51 F15 = load(fullfile(str1, 'Factor_0.577', 'Recorders', 'Force', '
    P1_Floor1_ForcesD15.out'));
52 F15 = F15(:,1);
53 F6 = load(fullfile(str1, 'Factor_0.577', 'Recorders', 'Force', '
    P1_Floor1_ForcesB6.out'));
54 F6 = F6(:,1);
55
56 Reac_SX = (F1+F13+F5)/1000;
57 Reac_DX = (F3+F15-F6)/1000;
58
59 TaglianteIP_P1_Floor1 = -(Reac_SX+Reac_DX);
60
61 P1_Floor1_Forces1 = load(fullfile('IP_P1_Floor1', '
    P1_Floor1_Forces1.out'));
62 P1_Floor1_Forces1 = P1_Floor1_Forces1(:,1);
63 P1_Floor1_Forces13 = load(fullfile('IP_P1_Floor1', '
    P1_Floor1_Forces13.out'));
64 P1_Floor1_Forces13 = P1_Floor1_Forces13(:,1);
65 P1_Floor1_Forces5 = load(fullfile('IP_P1_Floor1', '
    P1_Floor1_Forces5.out'));
66 P1_Floor1_Forces5 = P1_Floor1_Forces5(:,1);
67 P1_Floor1_Forces3 = load(fullfile('IP_P1_Floor1', '
    P1_Floor1_Forces3.out'));
68 P1_Floor1_Forces3 = P1_Floor1_Forces3(:,1);
69 P1_Floor1_Forces15 = load(fullfile('IP_P1_Floor1', '
    P1_Floor1_Forces15.out'));
70 P1_Floor1_Forces15 = P1_Floor1_Forces15(:,1);
71 P1_Floor1_Forces6 = load(fullfile('IP_P1_Floor1', '
    P1_Floor1_Forces6.out'));
72 P1_Floor1_Forces6 = P1_Floor1_Forces6(:,1);
73
74 PushIP_P1_Floor1 = -((P1_Floor1_Forces5+P1_Floor1_Forces1+
    P1_Floor1_Forces13)+(P1_Floor1_Forces15+P1_Floor1_Forces3-
    P1_Floor1_Forces6))/1000;
75 Disp_push_positiva = load(fullfile('IP_P1_Floor1', '
    Disp1Node222.out'));
76
77 PushIP_P1_Floor1 = [-flip(PushIP_P1_Floor1);0;PushIP_P1_Floor1
    ];
78 Disp_pushIP_P1_Floor1 = [-flip(Disp_push_positiva);0;
    Disp_push_positiva];
79

```

```
80 figure;
81 hold on; plot(Disp_pushIP_P1_Floor1,PushIP_P1_Floor1,'
      DisplayName','Pushover IP','linewidth',3);
82 hold on; plot(Drift_P1_Floor1,TaglianteIP_P1_Floor1,'
      DisplayName','Forza IP');
83 grid on;
84
85 formatSpec = 'EQ %d - Andamento forza nel piano analisi
      dinamica - Parete 1 - Piano 1';
86 str2 = sprintf(formatSpec,n_acc(i));
87
88 title(str2);
89 xlabel('\DeltaIP [mm]');
90 ylabel('F [kN]');
91 legend;
92
93 % F - OOP %
94
95 % Coordinate telaio globali
96 LCol = 3500;
97 LBeam = 3500;
98 LGird = 6000;
99
100 x1 = 0;
101 x2 = x1+LBeam;
102 y1 = 0;
103 y2 = y1+LCol;
104 y3 = y2+LCol;
105 y4 = y3+LCol;
106 z1 = 0;
107 z2 = z1+LGird;
108
109 xa = (x2+x1)/2;
110 ya = (y2+y1)/2;
111 za = (z2+z1)/2;
112
113 str1 = 'Force';
114 str2 = 'Disp';
115
116 % Coordinate nodi
117 x_211 = x1;
118 y_211 = y1;
119 z_211 = z2;
120
121 x_212 = x2;
122 y_212 = y1;
123 z_212 = z2;
124
125 x_321 = xa;
126 y_321 = y2;
127 z_321 = z2;
128
129 x_513 = xa;
130 y_513 = ya;
131 z_513 = z2;
132
```

```

133     formatSpec = 'EQ_%d';
134     str1 = sprintf(formatSpec,n_acc(i));
135
136     M_211 = load(fullfile(str1,'Factor_0.577','Recorders','Disp','
        Disp211.out'));
137     M_212 = load(fullfile(str1,'Factor_0.577','Recorders','Disp','
        Disp212.out'));
138     M_321 = load(fullfile(str1,'Factor_0.577','Recorders','Disp','
        Disp321.out'));
139     M_513 = load(fullfile(str1,'Factor_0.577','Recorders','Disp','
        Disp513.out'));
140
141     X_211 = M_211(:,1)+x_211;
142     Y_211 = M_211(:,2)+y_211;
143     Z_211 = M_211(:,3)+z_211;
144
145     X_212 = M_212(:,1)+x_212;
146     Y_212 = M_212(:,2)+y_212;
147     Z_212 = M_212(:,3)+z_212;
148
149     X_321 = M_321(:,1)+x_321;
150     Y_321 = M_321(:,2)+y_321;
151     Z_321 = M_321(:,3)+z_321;
152
153     X_513 = M_513(:,1)+x_513;
154     Y_513 = M_513(:,2)+y_513;
155     Z_513 = M_513(:,3)+z_513;
156
157     P_211 = [X_211,Y_211,Z_211];
158     P_212 = [X_212,Y_212,Z_212];
159     P_321 = [X_321,Y_321,Z_321];
160     P_513 = [X_513,Y_513,Z_513];
161
162     k = 1;
163
164     for q=1:size(P_211,1)
165         P1 = [P_211(q,1),P_211(q,2),P_211(q,3)];
166         P2 = [P_212(q,1),P_212(q,2),P_212(q,3)];
167         P3 = [P_321(q,1),P_321(q,2),P_321(q,3)];
168         [normal,d] = plot_line(P1,P2,P3);
169         a = normal(1);
170         b = normal(2);
171         c = normal(3);
172         distP1_Floor1(k) = (a*P_513(q,1)+b*P_513(q,2)+c*P_513(q,3)
            +d)/norm([a,b,c]);
173         k = k+1;
174     end
175
176     distP1_Floor1 = distP1_Floor1';
177
178     DOOP_maxP1(i,1)= max(abs(distP1_Floor1));
179
180     DOOP1_P1 = max(abs(distP1_Floor1));
181
182     T_analisi = 0.0025*size(P_211,1);
183

```

```

184 t = [0.0025:0.0025:T_analisi];
185
186 formatSpec = 'EQ %d - Time history DOOP - Parete 1 - Piano 1';
187 str2 = sprintf(formatSpec,n_acc(i));
188
189 figure;
190 plot(t,distP1_Floor1);
191 grid on;
192 title(str2);
193 xlabel('t [s]');
194 ylabel('Disp [mm]');
195
196 F13 = load(fullfile(str1,'Factor_0.577','Recorders','Force','
197     P1_Floor1_ForcesD13.out'));
198 F13 = F13(:,3);
199 F14 = load(fullfile(str1,'Factor_0.577','Recorders','Force','
200     P1_Floor1_ForcesD14.out'));
201 F14 = F14(:,3);
202 F15 = load(fullfile(str1,'Factor_0.577','Recorders','Force','
203     P1_Floor1_ForcesD15.out'));
204 F15 = F15(:,3);
205 F16 = load(fullfile(str1,'Factor_0.577','Recorders','Force','
206     P1_Floor1_ForcesD16.out'));
207 F16 = F16(:,3);
208 F11 = load(fullfile(str1,'Factor_0.577','Recorders','Force','
209     P1_Floor1_ForcesH11.out'));
210 F11 = F11(:,3);
211 F12 = load(fullfile(str1,'Factor_0.577','Recorders','Force','
212     P1_Floor1_ForcesH12.out'));
213 F12 = F12(:,3);
214 F9 = load(fullfile(str1,'Factor_0.577','Recorders','Force','
215     P1_Floor1_ForcesV9.out'));
216 F9 = F9(:,3);
217 F10 = load(fullfile(str1,'Factor_0.577','Recorders','Force','
218     P1_Floor1_ForcesV10.out'));
219 F10 = F10(:,3);
220
221 MatriceF_P1_Floor1 = [F13 F14 F15 F16 F11 F12 F9 F10];
222
223 F_P1_Floor1 = (-F13+F14-F15+F16-F11+F12-F9+F10)/1000;
224
225 tF = [0.0025:0.0025:length(F_P1_Floor1)*0.0025]';
226
227 P1_Floor1_ForcesD13 = load(fullfile('OOP_P1_Floor1','
228     P1_Floor1_ForcesD13.out'));
229 P1_Floor1_ForcesD13 = P1_Floor1_ForcesD13(:,3);
230 P1_Floor1_ForcesD14 = load(fullfile('OOP_P1_Floor1','
231     P1_Floor1_ForcesD14.out'));
232 P1_Floor1_ForcesD14 = P1_Floor1_ForcesD14(:,3);
233 P1_Floor1_ForcesD15 = load(fullfile('OOP_P1_Floor1','
234     P1_Floor1_ForcesD15.out'));
235 P1_Floor1_ForcesD15 = P1_Floor1_ForcesD15(:,3);
236 P1_Floor1_ForcesD16 = load(fullfile('OOP_P1_Floor1','
237     P1_Floor1_ForcesD16.out'));
238 P1_Floor1_ForcesD16 = P1_Floor1_ForcesD16(:,3);

```

```
227 P1_Floor1_ForcesH11 = load(fullfile('OOP_P1_Floor1', '
    P1_Floor1_ForcesH11.out'));
228 P1_Floor1_ForcesH11 = P1_Floor1_ForcesH11(:,3);
229 P1_Floor1_ForcesH12 = load(fullfile('OOP_P1_Floor1', '
    P1_Floor1_ForcesH12.out'));
230 P1_Floor1_ForcesH12 = P1_Floor1_ForcesH12(:,3);
231 P1_Floor1_ForcesV9 = load(fullfile('OOP_P1_Floor1', '
    P1_Floor1_ForcesV9.out'));
232 P1_Floor1_ForcesV9 = P1_Floor1_ForcesV9(:,3);
233 P1_Floor1_ForcesV10 = load(fullfile('OOP_P1_Floor1', '
    P1_Floor1_ForcesV10.out'));
234 P1_Floor1_ForcesV10 = P1_Floor1_ForcesV10(:,3);
235
236 TaglianteOOP_P1_Floor1 = (-P1_Floor1_ForcesD13+
    P1_Floor1_ForcesD14-P1_Floor1_ForcesD15+P1_Floor1_ForcesD16
    -P1_Floor1_ForcesH11+P1_Floor1_ForcesH12-P1_Floor1_ForcesV9
    +P1_Floor1_ForcesV10)/1000;
237 Disp_push_positiva = load(fullfile('OOP_P1_Floor1', '
    Disp3Node513.out'));
238
239 Tagliante_push_P1_Floor1 = [-flip(TaglianteOOP_P1_Floor1);0;
    TaglianteOOP_P1_Floor1];
240 Disp_pushOOP_P1_Floor1 = [-flip(Disp_push_positiva);0;
    Disp_push_positiva];
241
242 figure;
243 hold on; plot(Disp_pushOOP_P1_Floor1,Tagliante_push_P1_Floor1,
    'DisplayName','Pushover','linewidth',3);
244 hold on; plot(distP1_Floor1,F_P1_Floor1,'DisplayName','Forza
    fuori piano');
245 grid on;
246
247 formatSpec = 'EQ %d - Andamento forza fuori piano analisi
    dinamica - Parete 1 - Piano 1';
248 str2 = sprintf(formatSpec,n_acc(i));
249
250 title(str2);
251 xlabel('\DeltaOOP [mm]');
252 ylabel('F [kN]');
253 legend;
254
255 end
```

# Capitolo 9

## Script *OpenSees*

### 9.1 Macroelement model con molle e masse sui vertici

```
1 # MACROELEMENT MODEL - Campione 2 - Pannello con molle e masse
2
3 wipe
4
5 model basic -ndm 3 -ndf 6
6
7 # Geometria
8
9 set width      2740.0
10 set height    1930.0
11
12 # Nodi
13 #      tag          X          Y          Z
14 node    1          0.0          0.0          0.0
15 node    2          $width       0.0          0.0
16 node    3          0.0          $height      0.0
17 node    4          $width       $height      0.0
18 node   11          0.0          0.0          0.0
19 node   22          $width       0.0          0.0
20 node   33          0.0          $height      0.0
21 node   44          $width       $height      0.0
22 node  111          0.0          0.0          0.0
23 node  222          $width       0.0          0.0
24 node  333          0.0          $height      0.0
25 node  444          $width       $height      0.0
26
27 #      tag          X          Y          Z
28 node    5          [expr $width/2]  0.0          0.0
29 node    7          [expr $width/2]  0.0          0.0
30 node    8          [expr $width/2]  $height      0.0
31 node    9          [expr $width/2]  $height      0.0
32
33 node   12          0.0          [expr $height/2]  0.0
34 node   13          0.0          [expr $height/2]  0.0
35 node   14          [expr $width]    [expr $height/2]  0.0
36 node   15          [expr $width]    [expr $height/2]  0.0
```

```

37
38 node 61 [expr $width/2] [expr $height/2] 0.0
39 node 62 [expr $width/2] [expr $height/2] 0.0
40 node 63 [expr $width/2] [expr $height/2] 0.0
41 node 64 [expr $width/2] [expr $height/2] 0.0
42
43 # Vincoli
44 # tag DX DY DZ RX RY RZ
45 fix 111 1 1 1 1 1 0
46 fix 222 1 1 1 1 1 0
47 fix 333 1 1 1 1 1 0
48 fix 444 1 1 1 1 1 0
49 fix 1 0 1 0 1 1 0
50 fix 2 0 1 0 1 1 0
51 fix 5 0 1 0 1 1 0
52 fix 8 0 0 0 1 1 0
53
54 # EqualDOF
55 equalDOF 63 62 3
56 equalDOF 63 61 3
57 equalDOF 63 64 3
58
59 # Masse
60
61 set mi 0.383
62 set mf 3.754
63
64 # mass node MX MY MZ RX RY RZ
65 mass 63 0.0 0.0 $mi 0.0 0.0 0.0
66 mass 1 0.0 0.0 $mf 0.0 0.0 0.0
67 mass 2 0.0 0.0 $mf 0.0 0.0 0.0
68 mass 3 0.0 0.0 $mf 0.0 0.0 0.0
69 mass 4 0.0 0.0 $mf 0.0 0.0 0.0
70
71 # #####
72
73 # MATERIALI
74
75 # Calcestruzzo
76
77 # Core concrete (confinato) Tag fpc epsc0 fpcu epscu
78 lambda ft Et
79 uniaxialMaterial Concrete02 1 -55.2 -0.002 -38.7 -0.01
80 0.12 0.00 0.00
81
82 # Cover concrete (non confinato) Tag fpc epsc0 fpcu epscu
83 lambda ft Et
84 uniaxialMaterial Concrete02 2 -55.2 -0.002 -23.28 -0.008
85 0.12 0.00 0.00
86
87 # Acciaio
88
89 set fy 400.0
90 set E 210000.0
91
92

```

```

93 #          tag    fy    E0    b    R0    cR1    CR1
94 uniaxialMaterial Steel02  3    $fy    $E    0.005  15  0.925  0.15
95
96 # Muratura
97 #          Tag    fpc    epsc0    fpcu    epscu
98   lambda    ft    E
99 uniaxialMaterial Concrete02  4    -2.25  -0.0015  -1.35  -0.008
100   0.07    0.0    0.0
101 uniaxialMaterial Concrete02  5   -10.85  -0.0015  -6.51  -0.008
102   0.07    0.0    0.0
103
104 # #####
105
106 # Sezioni
107
108 # Colonne
109
110 set colWidth 304.0
111 set colDepth 304.0
112 set cover 35.0
113 set As 387.0
114
115 set y1 [expr $colDepth/2.0]
116 set z1 [expr $colWidth/2.0]
117
118 section Fiber 1 {
119
120 # Fibre core concrete
121   patch rect 1 30 30 [expr $cover-$y1] [expr $cover-$z1]
122     [expr $y1-$cover] [expr $z1-$cover]
123
124 # Fibre cover concrete (top, bottom, left, right)
125   patch rect 2 20 20 [expr -$y1] [expr $z1-$cover] $y1 $z1
126   patch rect 2 20 20 [expr -$y1] [expr -$z1] $y1 [expr $cover-$z1]
127   patch rect 2 20 20 [expr -$y1] [expr $cover-$z1] [expr $cover-$y1]
128     [expr $z1-$cover]
129   patch rect 2 20 20 [expr $y1-$cover] [expr $cover-$z1] $y1
130     [expr $z1-$cover]
131
132 # Armatura (left, middle, right)
133   layer straight 3 3 $As [expr -$y1+$cover] [expr $z1-$cover]
134     [expr $y1-$cover] [expr $z1-$cover]
135   layer straight 3 2 $As [expr -$y1+$cover] 0.0 [expr $y1-$cover]
136     0.0
137   layer straight 3 3 $As [expr -$y1+$cover] [expr -$z1+$cover]
138     [expr $y1-$cover] [expr -$z1+$cover]
139
140 }
141
142 # Valori materiali taglio torsione per tutti i materiali
143
144 set Gc 25000000
145 set C250 10
146
147 set GJcol [expr $Gc*$C250*$colDepth*pow($colWidth,3)]
148 set GAcoll [expr $Gc*$colWidth*$colDepth*5/6]

```

```

149
150 uniaxialMaterial Elastic 50 $GJcol
151 uniaxialMaterial Elastic 51 $GAcoll
152
153 #section Aggregator $secTag $matTag1 $string1 $matTag2 $string2
154 $matTag3 $string3 <-section $sectionTag>
155 section Aggregator 10 51 Vy 51 Vz
156 50 T -section 1
157
158 # #####
159
160 # Bielle diagonali
161
162 set strWidth 202.84
163 set strDepth 229.54
164 set coverstr 10.0
165 set Asp 1.0
166
167 set ys1 [expr $strDepth/2.0]
168 set zs1 [expr $strWidth/2.0]
169
170 section Fiber 3 {
171
172 # Fibre muratura
173 patch rect 4 30 30 -$ys1 -$zs1 $ys1 $zs1
174
175 # Fibre rinforzo (left, middle, right)
176 layer straight 3 2 $Asp [expr -$ys1+$coverstr]
177 [expr $zs1-$coverstr][expr $ys1-$coverstr][expr $zs1-$coverstr]
178 layer straight 3 2 $Asp [expr -$ys1+$coverstr] 0.0
179 [expr $ys1-$coverstr] 0.0
180 layer straight 3 2 $Asp [expr -$ys1+$coverstr]
181 [expr -$zs1+$coverstr] [expr $ys1-$coverstr]
182 [expr -$zs1+$coverstr]
183
184 }
185
186 set GJstr [expr $Gc*$C250*$strDepth*pow($strWidth,3)]
187 set GAstr [expr $Gc*$strWidth*$strDepth*5/6]
188
189 uniaxialMaterial Elastic 60 $GJstr
190 uniaxialMaterial Elastic 61 $GAstr
191
192 #section Aggregator $secTag $matTag1 $string1 $matTag2 $string2
193 $matTag3 $string3 <-section $sectionTag>
194 section Aggregator 30 61 Vy 61 Vz
195 60 T -section 3
196
197 # #####
198
199 # Bielle verticali
200
201 set vWidth 679.2
202 set vDepth 47.6
203 set coverv 10.0
204 set Asv 1.0

```

```

205
206 set yv [expr $vDepth/2.0]
207 set zv [expr $vWidth/2.0]
208
209 section Fiber 5 {
210
211 # Fibre muratura
212 patch rect 5 30 30 -$yv -$zv $yv $zv
213
214 # Fibre rinforzo (left, middle, right)
215 layer straight 3 3 $Asv [expr -$yv+$coverv] [expr $zv-$coverv]
216 [expr $yv-$coverv] [expr $zv-$coverv]
217 layer straight 3 2 $Asv [expr -$yv+$coverv] 0.0
218 [expr $yv-$coverv] 0.0
219 layer straight 3 3 $Asv [expr -$yv+$coverv] [expr -$zv+$coverv]
220 [expr $yv-$coverv] [expr -$zv+$coverv]
221
222 }
223
224 set GJv [expr $Gc*$C250*$vDepth*pow($vWidth,3)]
225 set GAv [expr $Gc*$vWidth*$vDepth*5/6]
226
227 uniaxialMaterial Elastic 70 $GJv
228 uniaxialMaterial Elastic 71 $GAv
229
230 #section Aggregator $secTag $matTag1 $string1 $matTag2 $string2
231 $matTag3 $string3 <-section $sectionTag>
232 section Aggregator 50 71 Vy 71 Vz
233 70 T -section 5
234
235 # #####
236
237 # Bielle orizzontali
238
239 set hWidth 453.7
240 set hDepth 47.6
241 set coverstrh 10.0
242 set Ash 1.0
243
244 set yh [expr $hDepth/2.0]
245 set zh [expr $hWidth/2.0]
246
247 section Fiber 8 {
248
249 # Fibre muratura
250 patch rect 5 30 30 -$yh -$zh $yh $zh
251
252 # Fibre rinforzo (left, middle, right)
253 layer straight 3 3 $Ash [expr -$yh+$coverstrh]
254 [expr $zh-$coverstrh][expr $yh-$coverstrh][expr $zh-$coverstrh]
255 layer straight 3 2 $Ash [expr -$yh+$coverstrh] 0.0
256 [expr $yh-$coverstrh] 0.0
257 layer straight 3 3 $Ash [expr -$yh+$coverstrh]
258 [expr -$zh+$coverstrh][expr $yh-$coverstrh][expr -$zh+$coverstrh]
259
260 }

```

```

261
262 set GJh [expr $Gc*$C250*$hDepth*pow($hWidth,3)]
263 set GAh [expr $Gc*$hWidth*$hDepth*5/6]
264
265 uniaxialMaterial Elastic 80 $GJh
266 uniaxialMaterial Elastic 81 $GAh
267
268 #section Aggregator $secTag $matTag1 $string1 $matTag2 $string2
269 $matTag3 $string3 <-section $sectionTag>
270 section Aggregator 80 81 Vy 81 Vz
271 80 T -section 8
272
273 # #####
274
275 # Travi
276
277 set beaWidth 304.0
278 set beaDepth 254.0
279 set cover 30.0
280 set Ast 200.0
281
282 set yb1 [expr $beaDepth/2.0]
283 set zb1 [expr $beaWidth/2.0]
284
285 section Fiber 4 {
286
287 # Fibre core concrete
288 patch rect 1 40 40 [expr $cover-$yb1] [expr $cover-$zb1]
289 [expr $yb1-$cover] [expr $zb1-$cover]
290
291 # Fibre cover concrete (top, bottom, left, right)
292 patch rect 2 20 10 [expr -$yb1] [expr $zb1-$cover] $yb1 $zb1
293 patch rect 2 20 10 [expr -$yb1] [expr -$zb1] $yb1
294 [expr $cover-$zb1]
295 patch rect 2 20 10 [expr -$yb1] [expr $cover-$zb1]
296 [expr $cover-$yb1] [expr $zb1-$cover]
297 patch rect 2 20 10 [expr $yb1-$cover] [expr $cover-$zb1] $yb1
298 [expr $zb1-$cover]
299
300 # Armatura (left, middle, right)
301 layer straight 3 4 $Ast [expr -$yb1+$cover] [expr $zb1-$cover]
302 [expr $yb1-$cover] [expr $zb1-$cover]
303 layer straight 3 4 $Ast [expr -$yb1+$cover] [expr -$zb1+$cover]
304 [expr $yb1-$cover] [expr -$zb1+$cover]
305
306 }
307
308 set GJbea [expr $Gc*$C250*$beaDepth*pow($beaWidth,3)]
309 set GAbea [expr $Gc*$beaWidth*$beaDepth*5/6]
310
311 uniaxialMaterial Elastic 54 $GJbea
312 uniaxialMaterial Elastic 55 $GAbea
313
314 #section Aggregator $secTag $matTag1 $string1 $matTag2 $string2
315 $matTag3 $string3 <-section $sectionTag>
316 section Aggregator 40 55 Vy 55 Vz

```

```

317      54          T          -section 4
318
319 # #####
320
321 # ELEMENTI
322
323 geomTransf Linear 1 -1 0 0
324
325 set np 5
326 set nps 10
327
328 set eleType1 forceBeamColumn
329 set eleType2 dispBeamColumn
330
331 # Colonne
332 #
333 element $eleType1      tag    ndI    ndJ    nsecs  secID  transfTag
334 element $eleType1      101   12     3     $np    10     1
335 element $eleType1      2      2     14    $np    10     1
336 element $eleType1     202   14     4     $np    10     1
337
338 # Travi
339
340 geomTransf Linear 2 0 1 0
341 geomTransf Corotational 3 0 1 0
342 geomTransf Corotational 4 -1 0 0
343
344 set tranfeloriz 2
345 set tranfelvert 1
346 set tranfelorizcor 3
347 set tranfelvertcor 4
348
349 #
350 element $eleType1      tag    ndI    ndJ    nsecs  secID  transfTag
351 element $eleType1      3      3     8     $np    40     $tranfeloriz
352 element $eleType1     11     1     5     $np    40     $tranfeloriz
353 element $eleType1     12     5     2     $np    40     $tranfeloriz
354
355 # Vertical strut
356 #
357 element $eleType2      tag    ndI    ndJ    nsecs  secID  transfTag
358 element $eleType2     9      7     63    $nps   50     $tranfelvertcor
359 element $eleType2    10     63     9     $nps   50     $tranfelvertcor
360
361 # Horizontal strut
362 #
363 element $eleType2     13     13    64    $nps   80     $tranfelorizcor
364 element $eleType2     14     64    15    $nps   80     $tranfelorizcor
365
366 # Diagonal strut
367 #
368 element $eleType2     5      33    61    $nps   30     $tranfeloriz
369 element $eleType2     6      61     2    $nps   30     $tranfeloriz
370 element $eleType2     7      1     62    $nps   30     $tranfeloriz
371 element $eleType2     8      62    44    $nps   30     $tranfeloriz
372 # #####

```

```

373
374 # ZERO LENGHT
375
376 set kf 22588.322;
377
378 uniaxialMaterial Elastic 20 500000000;
379 uniaxialMaterial Elastic 10 100;
380 uniaxialMaterial Elastic 15 100;
381
382 uniaxialMaterial Elastic 12 $kf;
383
384 uniaxialMaterial ENT 91 50000000;
385
386 # Bielle vericali
387 element zeroLength 90 5 7 -mat 20 20 20 15 10 10 -dir 1 2 3 4 5 6
388     -orient 0 1 0 -1 0 0
389 element zeroLength 91 8 9 -mat 20 20 20 15 10 10 -dir 1 2 3 4 5 6
390     -orient 0 1 0 -1 0 0
391
392 # Bielle orizzontali
393 element zeroLength 88 12 13 -mat 20 20 20 15 10 10 -dir 1 2 3 4 5 6
394     -orient 1 0 0 0 1 0
395 element zeroLength 89 14 15 -mat 20 20 20 15 10 10 -dir 1 2 3 4 5 6
396     -orient 1 0 0 0 1 0
397
398 # Bielle diagonali
399 element zeroLength 92 1 11 -mat 20 20 20 15 10 10 -dir 1 2 3 4 5 6
400     -orient 1 1 0 -1 1 0
401 element zeroLength 93 44 4 -mat 91 20 20 15 10 10 -dir 1 2 3 4 5 6
402     -orient 1 1 0 -1 1 0
403 element zeroLength 94 3 33 -mat 91 20 20 15 10 10 -dir 1 2 3 4 5 6
404     -orient 1 -1 0 1 1 0
405 element zeroLength 95 22 2 -mat 20 20 20 15 10 10 -dir 1 2 3 4 5 6
406     -orient 1 -1 0 1 1 0
407
408 # Molle elastiche
409
410 element zeroLength 71 1 111 -mat 10 10 12 10 10 10 -dir 1 2 3 4 5 6
411 element zeroLength 72 2 222 -mat 10 10 12 10 10 10 -dir 1 2 3 4 5 6
412 element zeroLength 73 3 333 -mat 10 10 12 10 10 10 -dir 1 2 3 4 5 6
413 element zeroLength 74 4 444 -mat 10 10 12 10 10 10 -dir 1 2 3 4 5 6
414
415 # #####
416
417 # CARICHI GRAVITAZIONALI
418
419 set P 222400.0; # 10% of axial capacity of columns
420
421 pattern Plain 1 "Linear" {
422
423     #      nd      FX      FY      FZ      MX      MY      MZ
424     load  3      0.0    [expr -$P]  0.0    0.0    0.0    0.0
425     load  4      0.0    [expr -$P]  0.0    0.0    0.0    0.0
426
427 }
428

```

```

429 # #####
430
431 # ANALISI GRAVITAZIONALE
432
433 system BandGeneral;
434 constraints Plain;
435 numberer Plain;
436 set Tol 1.0e-7;
437     test NormDispIncr $Tol 6
438 algorithm Newton;
439 set NstepGravity 10;
440 set DGravity [expr 1./$NstepGravity];
441     integrator LoadControl $DGravity;
442 analysis Static;
443 analyze $NstepGravity;
444
445 loadConst -time 0.0

```

## 9.2 Analisi dinamica incrementale

```

1 # ANALISI DINAMICA INCREMENTALE - IDA
2
3 puts "IDA-CAMPIONE_2-Pannello_con_molle_e_masse_Tf=Ti"
4
5 puts "Masse_ai_vertici_mf=_3.754_Ns^2/mm"
6 puts "Massa_centrale_del_pannello_mi=_0.383_Ns^2/mm"
7 puts "Rigidezza_molle_ai_vertici_kf=_22588.322_N/mm"
8 puts "Periodo_del_telaio_scelto_Tf=_1Ti=_0.081_s"
9 puts "-----"
10
11 model BasicBuilder -ndm 3 -ndf 6
12
13 # beta: coefficiente con cui sono stati scalati gli accelerogrammi
14 array set beta {
15     1 0.30
16     2 0.60
17     3 0.90
18     4 1.20
19     5 1.50
20     6 1.80
21     7 2.10
22     8 2.40
23     9 2.70
24     10 3.00
25     11 3.30
26     12 3.60
27     13 3.90
28     14 4.20
29     15 4.50
30 }
31
32 array set Tmax {
33     1 35.42
34     2 14.98

```

```

35     3 20.09
36     4 40.38
37     5 66.51
38     6 18.69
39     7 18.3775
40     8 24.27
41     9 23.59
42    10 28.75
43    11 29.43
44    12 25.55
45    13 25.55
46    14 76.79
47    15 35.99
48    16 71.00
49    17 42.48
50    18 42.48
51    19 52.00
52    20 52.00
53    21 58.00
54    22 75.51
55    23 45.00
56    24 64.72
57    25 58.88
58    26 58.88
59 }
60
61 for {set h 24} {$h < 27} {incr h} {
62
63   for {set a 1} {$a < 16} {incr a} {
64
65     set SF $beta($a)
66
67     wipe
68
69     # #####
70
71     # ANALISI CICLICA
72
73     source Analisi_ciclica.tcl
74
75     recorder display "Analisi_Ciclica" 20 20 500 500 -wipe
76     prp 300. 200. 1;
77     vup 0 1 0;
78     vpn -1 -1 -1;
79     display 1 5 4
80
81     puts "Analisi_statica_carichi_gravitazionali: completato"
82     puts "Analisi_ciclica: completato"
83
84     # #####
85
86     # RECORDERS ANALISI DINAMICA
87
88     recorder Node -file Acc_$$h/$$SF/Disp3Node63.out -node 63 -dof 3 disp
89     recorder Node -file Acc_$$h/$$SF/Disp3Node1.out -node 1 -dof 3 disp
90     recorder Node -file Acc_$$h/$$SF/Disp3Node2.out -node 2 -dof 3 disp

```

```

91 recorder Node -file Acc_`h`/$SF/Disp3Node3.out -node 3 -dof 3 disp
92 recorder Node -file Acc_`h`/$SF/Disp3Node4.out -node 4 -dof 3 disp
93
94 recorder Node -file Acc_`h`/$SF/Reac3.out -node 1 2 3 4
95 -dof 3 reaction;
96
97 # #####
98
99 # ANALISI DINAMICA
100
101 set GMdirection 3; # direzione accelerogramma
102 set GMfile "Acc_`h`/$SF/$SF.txt"; # nome accelerogramma
103 set GMfact 1; # fattore di scala
104
105 puts "Accelerogramma: `Acc_`h`"
106 puts "Fattore `di` `scala`: `$SF`g"
107
108 set DtAnalysis [expr 0.0025]; # intervallo di integrazione
109 set TmaxAnalysis $Tmax(`h`)
110
111 # Parametri
112
113 constraints Transformation
114 numberer Plain
115 system SparseGeneral -piv
116 set Tol 1.e-8
117 set maxNumIter 10
118 set printFlag 0
119 set TestType EnergyIncr
120 test $TestType $Tol $maxNumIter $printFlag
121 set algorithmType Newton
122 algorithm $algorithmType;
123 set NewmarkGamma 0.5
124 set NewmarkBeta 0.25
125 integrator Newmark $NewmarkGamma $NewmarkBeta
126 analysis Transient
127
128 set IDloadTag 400;
129 set dt 0.01; # tempo di campionamento acc
130
131 set AccelSeries "Series `dt` $dt `filePath` $GMfile `factor` $GMfact"
132 pattern UniformExcitation $IDloadTag $GMdirection
133 -accel $AccelSeries
134
135 set Nsteps [expr int($TmaxAnalysis/$DtAnalysis)];
136 set ok [analyze $Nsteps $DtAnalysis];
137
138 if {$ok != 0} {
139
140     set ok 0;
141     set controlTime [getTime];
142     while {$controlTime < $TmaxAnalysis && $ok == 0} {
143         set ok [analyze 1 $DtAnalysis]
144         set controlTime [getTime]
145         set ok [analyze 1 $DtAnalysis]
146

```

```

147         if {$ok != 0} {
148             puts "Trying Newton with Initial Tangent.."
149             test NormDispIncr $Tol 1000 0
150             algorithm Newton -initial
151             set ok [analyze 1 $DtAnalysis]
152             test $TestType $Tol $maxNumIter 0
153             algorithm $algorithmType
154         }
155
156         if {$ok != 0} {
157             puts "Trying Broyden.."
158             algorithm Broyden 8
159             set ok [analyze 1 $DtAnalysis]
160             algorithm $algorithmType
161         }
162
163         if {$ok != 0} {
164             puts "Trying NewtonWithLineSearch.."
165             algorithm NewtonLineSearch .8
166             set ok [analyze 1 $DtAnalysis]
167             algorithm $algorithmType
168         }
169     }
170 }
171
172 puts "Analisi sismica completata. Tempo finale: [getTime]"
173 puts "-----"
174 set Tfinal [getTime]
175
176 if {$Tfinal < $TmaxAnalysis} {
177     set a 16;
178 }
179 }
180 }

```

### 9.3 Analisi ciclica

```

1  # ANALISI CICLICA
2
3  source Pannello_isolato_con_molle_e_masse_c2_1Ti.tcl
4
5  set LunitTXT 1
6  set node 3
7  set dof 1
8  set LCol 1630
9
10 recorder display "Analisi_Ciclica" 20 20 500 500 -wipe
11 prp 300 200 1
12 vup 0 1 0
13 vpn -1 -1 -1
14 display 1 5 4
15
16 # #####
17

```

```

18 # RECORDER
19
20 file mkdir Record_Analisi_ciclica;
21
22 recorder Node -file Record_Analisi_ciclica/Disp1Node3.out
23   -node 3 -dof 1 disp
24 recorder Node -file Record_Analisi_ciclica/Disp1Node4.out
25   -node 4 -dof 1 disp
26 recorder Node -file Record_Analisi_ciclica/Disp.out
27   -node 3 4 -dof 1 disp
28
29 recorder Node -file Record_Analisi_ciclica/Reac1Node1.out
30   -node 1 -dof 1 reaction
31 recorder Node -file Record_Analisi_ciclica/Reac1Node2.out
32   -node 2 -dof 1 reaction
33 recorder Node -file Record_Analisi_ciclica/Tagliante.out
34   -node 1 2 -dof 1 reaction
35
36 # #####
37
38 # PARAMETRI PER ANALISI CICLICA
39
40 # Nodo controllato dall'analisi DisplacementControl
41 set IDctrlNode $node
42
43 # Grado di liberta' dello spostamento che viene controllato
44 # dall'analisi
45 set IDctrlDOF $dof
46
47 # Picchi del ciclo scritti in termini percentuali (0.5%,1.5%,2.5%)
48 set iDmax "0.015_0.015_0.015"
49
50 # Passo per definizione dei punti intermedi del ciclo
51 set Dincr [expr 0.00005*$LCol]
52
53 # Fattore di scala per il comando GeneratePeaks, per noi e' LCol
54 set Fact $LCol
55
56 # Tipologia di ciclo per il comando GeneratePeaks
57 set CycleType Full
58
59 # Numero di cicli per ogni picco
60 set Ncycles 1
61
62 # #####
63
64 # LOAD PATTERN
65
66 set Hload 1; # Carico orizzontale
67 set iPushNode "3_4"; # Nodi su cui applicare il carico
68 pattern Plain 200 Linear {
69
70   foreach PushNode $iPushNode {
71     load $PushNode $Hload 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
72   }
73 }

```

```

74
75 # #####
76
77 # CARICAMENTO DEI PARAMETRI DELL'ANALISI CICLICA
78
79 source ParametriAnalisiCiclica.tcl;
80
81 # CARICAMENTO DELLO SCRIPT CHE DEFINISCE IL COMANDO GeneratePeaks
82
83 source GeneratePeaks.tcl
84
85 # #####
86
87 # CICLO PER SVOLGERE ANALISI CICLICA
88
89 set fmt1 "%s_Cyclic_analysis: CtrlNode%.3i,dof%.1i,Disp=%.4f%s"
90
91 foreach Dmax $iDmax {
92     set iDstep [GeneratePeaks $Dmax $Dincr $CycleType $Fact];
93     for {set i 1} {$i <= $Ncycles} {incr i 1} {
94         set zeroD 0
95         set D0 0.0
96
97         foreach Dstep $iDstep {
98             set D1 $Dstep
99             set Dincr [expr $D1 - $D0]
100             integrator DisplacementControl $iDctrlNode $iDctrlDOF
101                 $Dincr
102             analysis Static
103             set ok [analyze 1]
104
105             if {$ok != 0} {
106                 # if analysis fails, we try some other stuff
107                 # performance is slower inside this loop
108                 # global maxNumIterStatic
109                 # if {$ok != 0} {
110                     # puts "Trying Newton with Initial Tangent .."
111                     # test NormDispIncr 1.0e-4 2000 0
112                     # algorithm Newton -initial
113                     # set ok [analyze 1]
114                     # test $testTypeStatic $TolStatic
115                     # $maxNumIterStatic 0
116                     # algorithm $algorithmTypeStatic
117                     # }
118                 # if {$ok != 0} {
119                     # puts "Trying Broyden .."
120                     # algorithm Broyden 8
121                     # set ok [analyze 1]
122                     # algorithm $algorithmTypeStatic
123                     # }
124                 if {$ok != 0} {
125                     puts "Trying NewtonWithLineSearch.."
126                     algorithm NewtonLineSearch 0.8
127                     set ok [analyze 1]
128                     algorithm $algorithmTypeStatic
129                 }

```

```

130         if {$ok != 0} {
131             set putout [format $fmt1 "PROBLEM" $IDctrlNode
132                 $IDctrlDOF [nodeDisp $IDctrlNode $IDctrlDOF]
133                 $LunitTXT]
134             puts $putout
135             return -1
136         };
137     };
138
139     set D0 $D1;
140
141 }; # Fine dello step
142 }; # Fine del ciclo
143 }; # Fine dell'analisi
144
145 if {$ok != 0} {
146     puts [format $fmt1 "PROBLEM" $IDctrlNode $IDctrlDOF
147         [nodeDisp $IDctrlNode $IDctrlDOF] $LunitTXT]
148 } else {
149     puts [format $fmt1 "DONE" $IDctrlNode $IDctrlDOF
150         [nodeDisp $IDctrlNode $IDctrlDOF] $LunitTXT]
151 }
152
153 loadConst -time 0.0

```

## 9.4 Generazione time-history per analisi ciclica

```

1 # GeneratePeaks
2
3 # Questo algoritmo crea un file in cui viene definito il vettore
4 # da eseguire per svolgere l'analisi ciclica
5
6 # Sintassi: GeneratePeaks $Dmax $DincrStatic $CycleType $Fact
7
8 # Variabili di input:
9 # $Dmax: spostamento di picco del ciclo (puo' essere positivo o
10 # negativo
11 # $DincrStatic: spostamento incrementale (opzionale, default=0.01%
12 # indipendentemente dall'unita' di misura)
13 # $CycleType: Push (0->+peak), Half (0->+peak->0),
14 # Full (0->+peak->0->-peak->0) (opzionale, default=Full)
15 # $Fact: fattore di scala (opzionale, default=1)
16 # $iDstepFileName: nome del file in cui la time-history degli
17 # spostamenti del ciclo viene momentaneamente salvata
18
19 # Variabili di output:
20 # $iDstep: vettore degli spostamenti incrementali
21
22
23 # #####
24
25 proc GeneratePeaks {Dmax {DincrStatic 0.0001}
26     {CycleType "Full"} {Fact $LCol} } {;
27

```

```

28 file mkdir TimeHistoryCiclo;
29
30 # Apro il file tmpDsteps.tcl in modalita' di scrittura
31 set outFileID [open TimeHistoryCiclo/tmpDsteps.tcl w]
32
33 # Inizializzo lo spostamento iniziale a 0
34 set Disp 0.0;
35
36 # Scrivo la prima riga
37 puts $outFileID "set _iDstep_{"_";
38 # Prima componente 0
39 puts $outFileID $Disp
40 # Seconda componente 0
41 puts $outFileID $Disp
42
43 # Definisco lo spostamento massimo in mm
44 set Dmax [expr $Dmax*$Fact];
45
46 if {$Dmax<0} {;
47     # Definisco il passo dx (positivo se Dmax>0, negativo se
48     # Dmax<0)
49     set dx [expr -$DincrStatic]
50 }
51 else {
52     set dx $DincrStatic;
53 }
54
55 # Definisco il numero di step per arrivare al picco
56 set NstepsPeak [expr int(abs($Dmax)/$DincrStatic)];
57
58 for {set i 1} {$i <= $NstepsPeak} {incr i 1} {;
59     set Disp [expr $Disp + $dx]
60     puts $outFileID $Disp;
61 }
62
63 if {$CycleType != "Push"} {
64     for {set i 1} {$i <= $NstepsPeak} {incr i 1} {;
65         set Disp [expr $Disp - $dx]
66         puts $outFileID $Disp;
67     }
68
69 if {$CycleType != "Half"} {
70     for {set i 1} {$i <= $NstepsPeak} {incr i 1} {;
71         set Disp [expr $Disp - $dx]
72         puts $outFileID $Disp;
73     }
74
75     for {set i 1} {$i <= $NstepsPeak} {incr i 1} {;
76         set Disp [expr $Disp + $dx]
77         puts $outFileID $Disp;
78     }
79 }
80 }
81
82 # Chiudo il vettore con una parentesi graffa
83 puts $outFileID "_}"

```

```

84 # Chiudo il file tmpDsteps.tcl
85 close $outFileID
86 # Carico il vettore degli spostamenti incrementali contenuti
87 # nel file tmpDsteps.tcl
88 source TimeHistoryCiclo/tmpDsteps.tcl
89 return $iDstep;
90 }

```

## 9.5 Parametri analisi ciclica

```

1 # Parametri analisi ciclica
2
3 # CONSTRAINTS handler
4
5 variable constraintsTypeStatic Plain;
6 if { [info exists RigidDiaphragm] == 1 } {
7     if {$RigidDiaphragm=="ON"} {
8         variable constraintsTypeStatic Lagrange;
9     };
10 };
11 constraints $constraintsTypeStatic
12
13 # DOF NUMBERER
14
15 set numbererTypeStatic RCM
16 numberer $numbererTypeStatic
17
18 # SYSTEM
19
20 set systemTypeStatic BandGeneral;
21 system $systemTypeStatic
22
23 # TEST
24
25 variable TolStatic 1.e-8;
26 variable maxNumIterStatic 30;
27 variable printFlagStatic 0;
28 variable testTypeStatic EnergyIncr ;
29 test $testTypeStatic $TolStatic $maxNumIterStatic $printFlagStatic;
30
31 # for improved-convergence procedure:
32 variable maxNumIterConvergeStatic 2000;
33 variable printFlagConvergeStatic 0;
34
35 # Solution ALGORITHM
36
37 variable algorithmTypeStatic Newton
38 algorithm $algorithmTypeStatic;
39
40 # Static INTEGRATOR
41
42 integrator DisplacementControl $IDctrlNode $IDctrlDOF $Dincr
43
44 # ANALYSIS

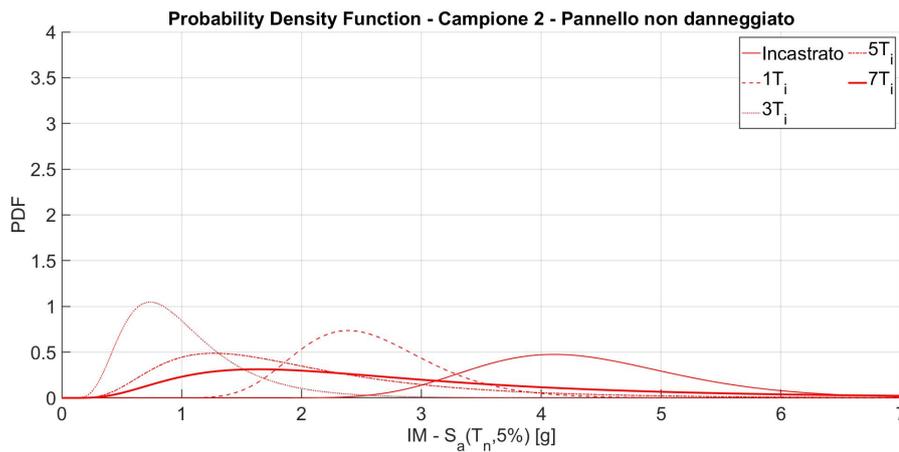
```

```
45  
46 set analysisTypeStatic Static  
47 analysis $analysisTypeStatic
```

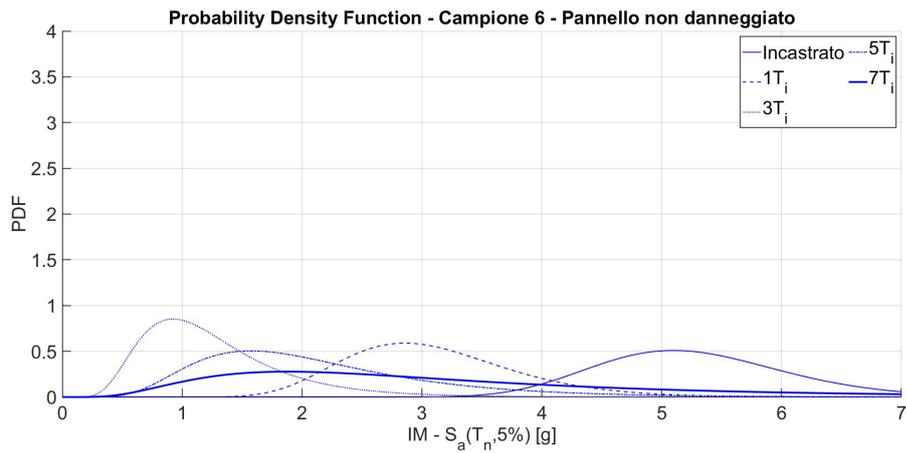
# Capitolo 10

## PDF delle funzioni di fragilità a confronto

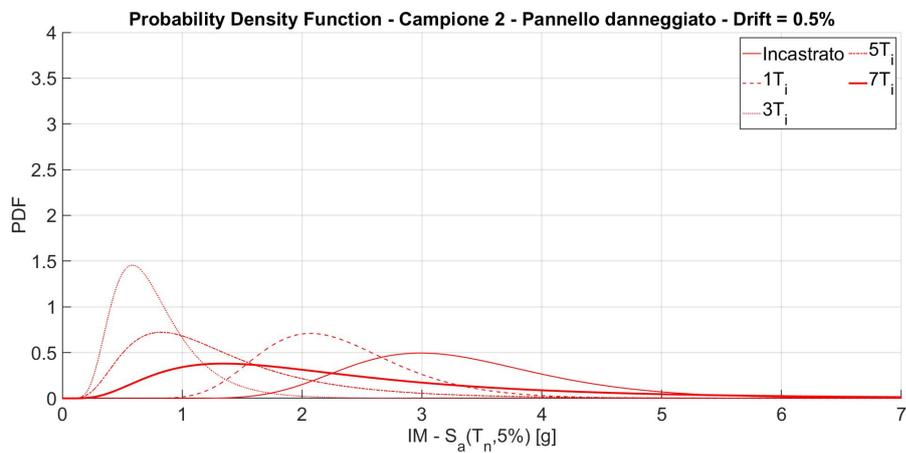
### 10.1 Tamponamenti caratterizzati dallo stesso livello di pre danneggiamento



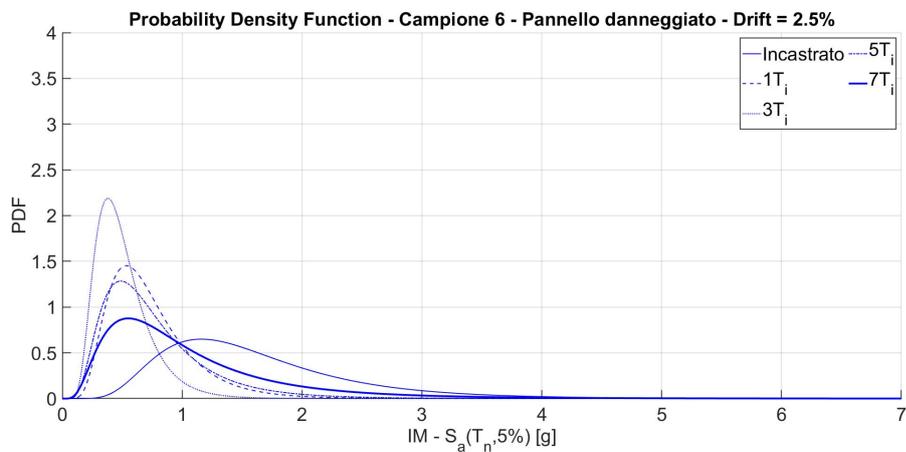
**Figura 10.1:** PDF della funzione di fragilità del campione 2 - No danneggiamento



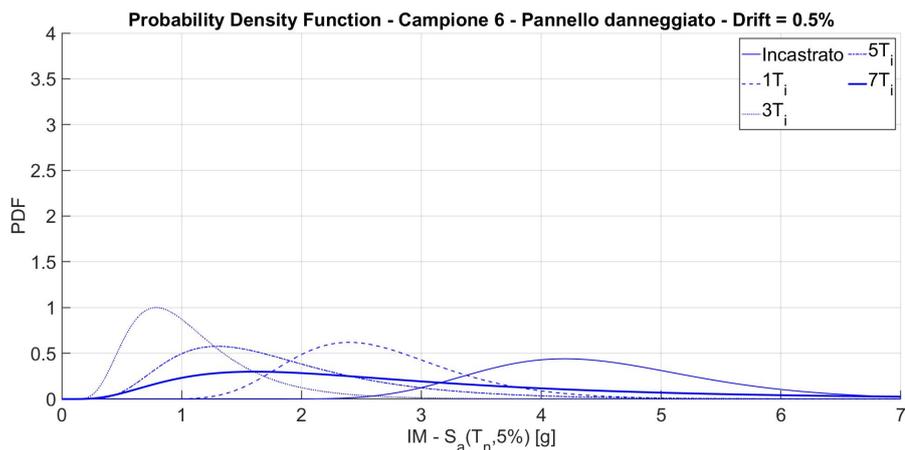
**Figura 10.2:** PDF della funzione di fragilità del campione 6 - No danneggiamento



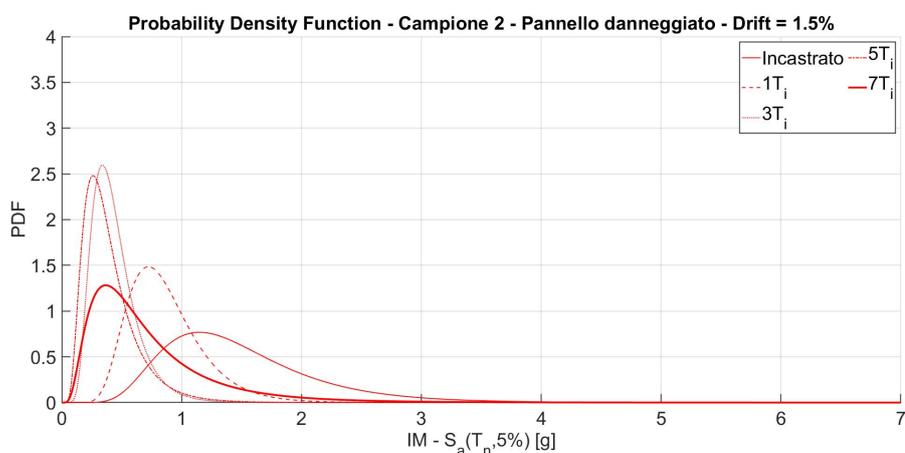
**Figura 10.3:** PDF della funzione di fragilità del campione 2 - Drift = 0.5%



**Figura 10.8:** PDF della funzione di fragilità del campione 6 - Drift = 2.5%

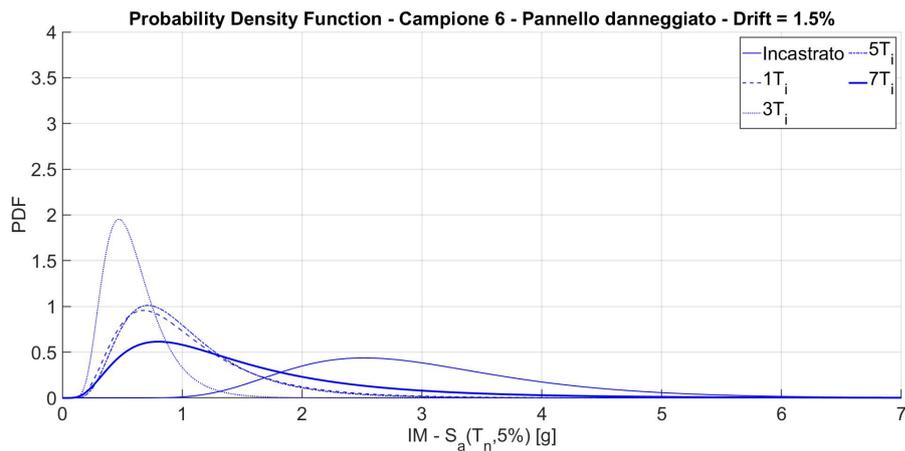


**Figura 10.4:** PDF della funzione di fragilità del campione 6 - Drift = 0.5%

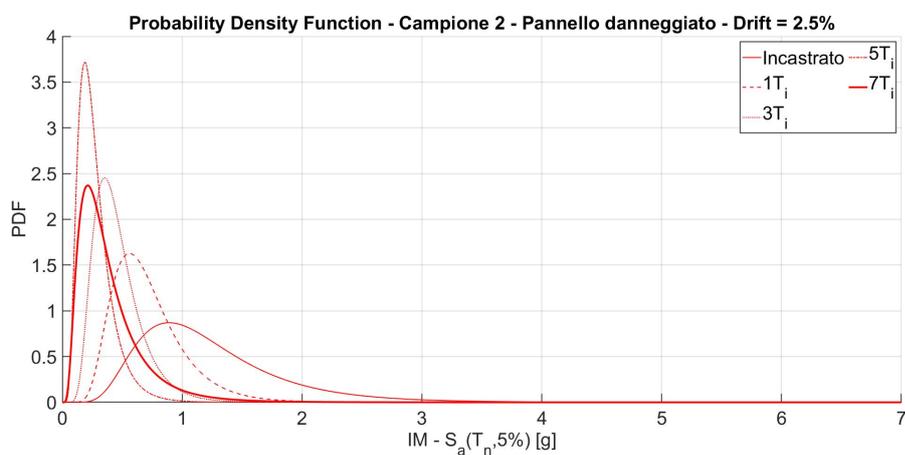


**Figura 10.5:** PDF della funzione di fragilità del campione 2 - Drift = 1.5%

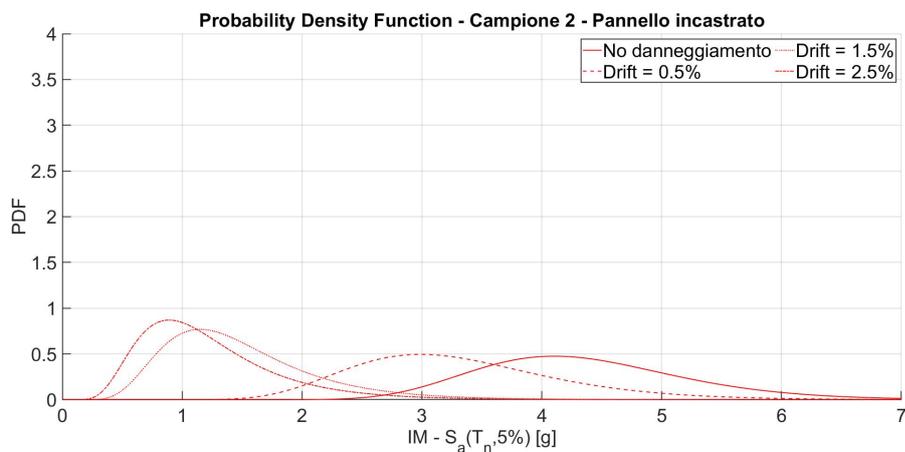
## 10.2 Tamponamenti caratterizzati dalle stesse condizioni al contorno



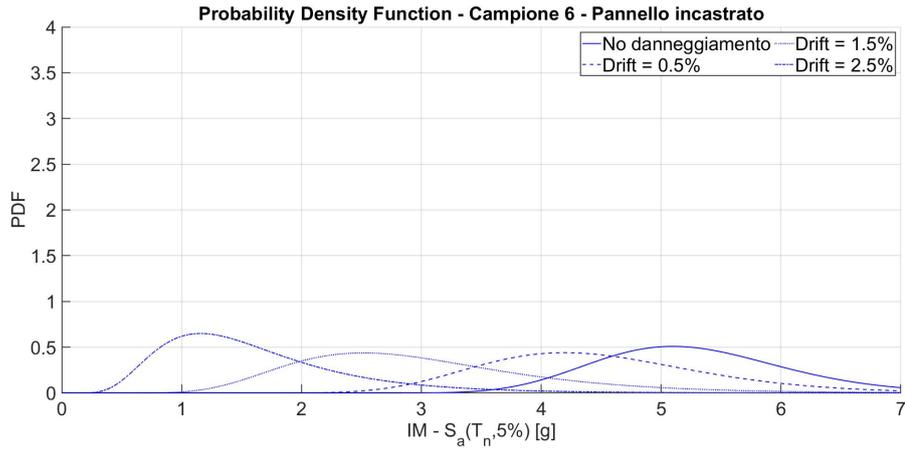
**Figura 10.6:** PDF della funzione di fragilità del campione 6 - Drift = 1.5%



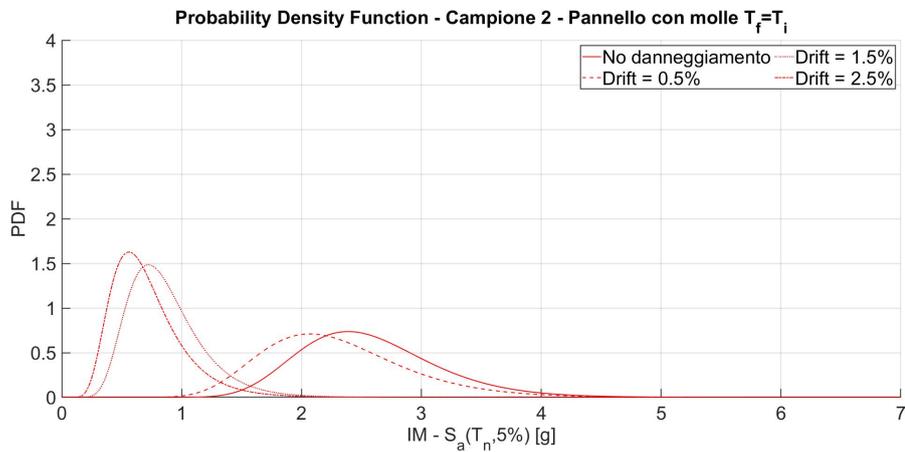
**Figura 10.7:** PDF della funzione di fragilità del campione 2 - Drift = 2.5%



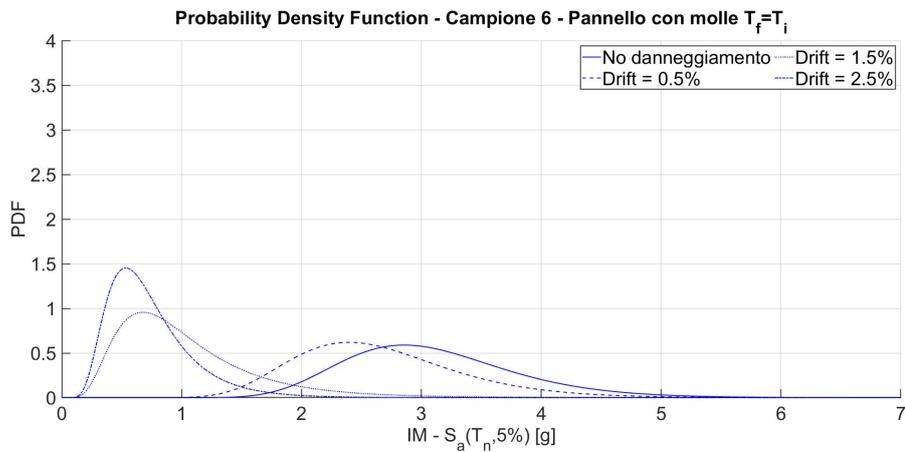
**Figura 10.9:** PDF della funzione di fragilità del campione 2 - Incastrato



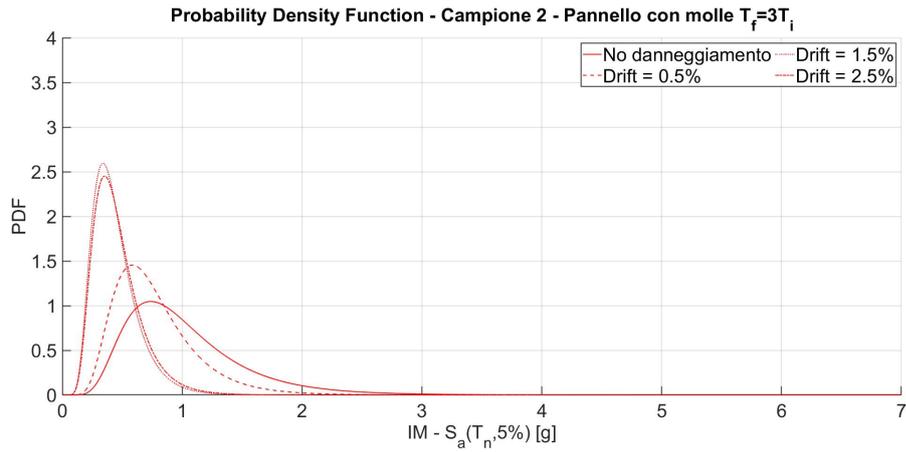
**Figura 10.10:** PDF della funzione di fragilità del campione 6 - Incastrato



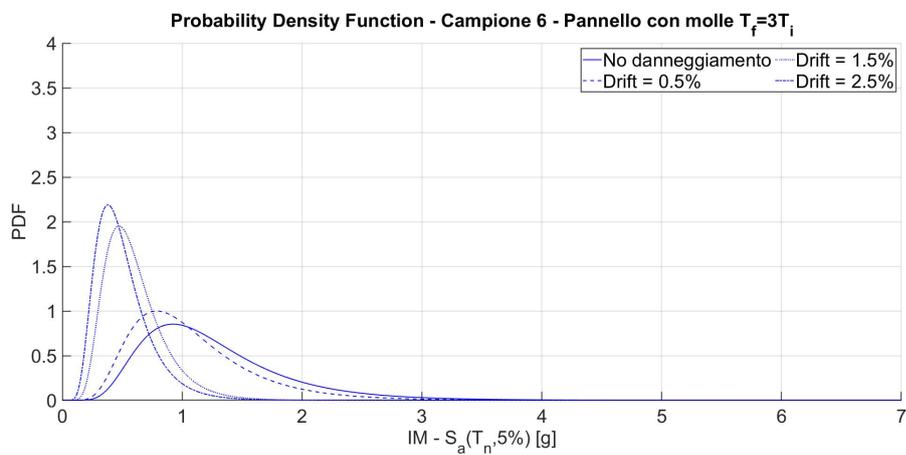
**Figura 10.11:** PDF della funzione di fragilità del campione 2 -  $T_f = T_i$



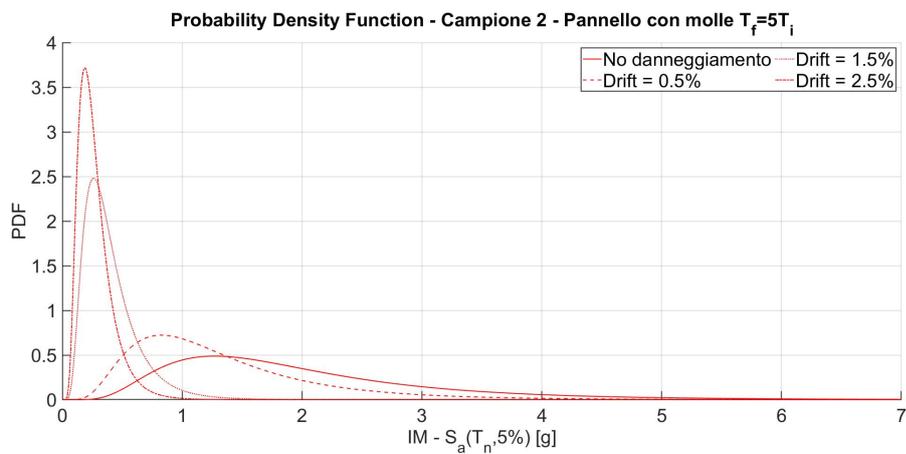
**Figura 10.12:** PDF della funzione di fragilità del campione 6 -  $T_f = T_i$



**Figura 10.13:** PDF della funzione di fragilità del campione 2 -  $T_f = 3T_i$



**Figura 10.14:** PDF della funzione di fragilità del campione 6 -  $T_f = 3T_i$



**Figura 10.15:** PDF della funzione di fragilità del campione 2 -  $T_f = 5T_i$

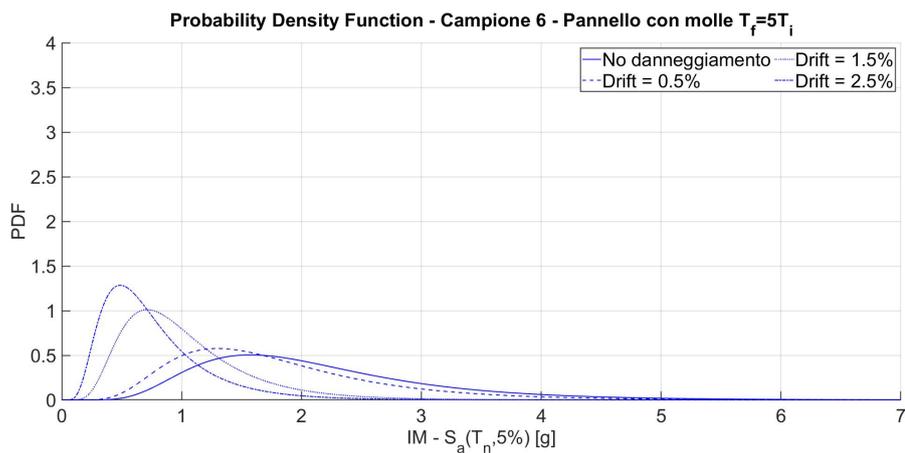


Figura 10.16: PDF della funzione di fragilità del campione 6 -  $T_f = 5T_i$

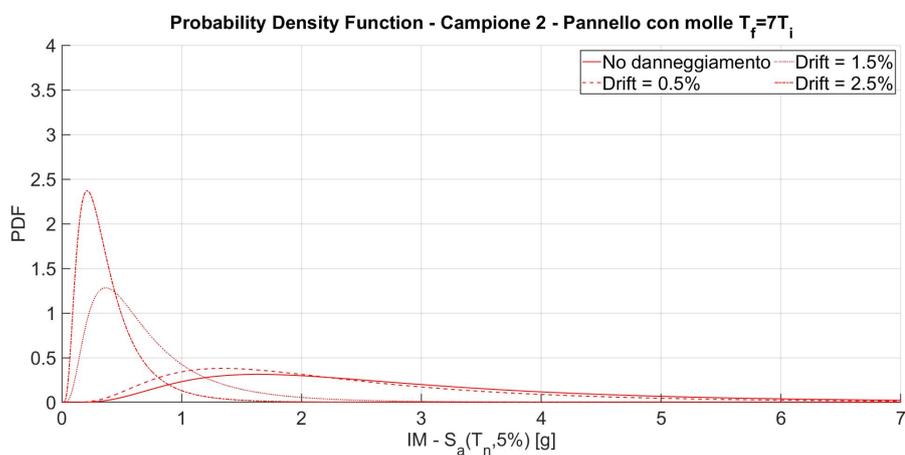


Figura 10.17: PDF della funzione di fragilità del campione 2 -  $T_f = 7T_i$

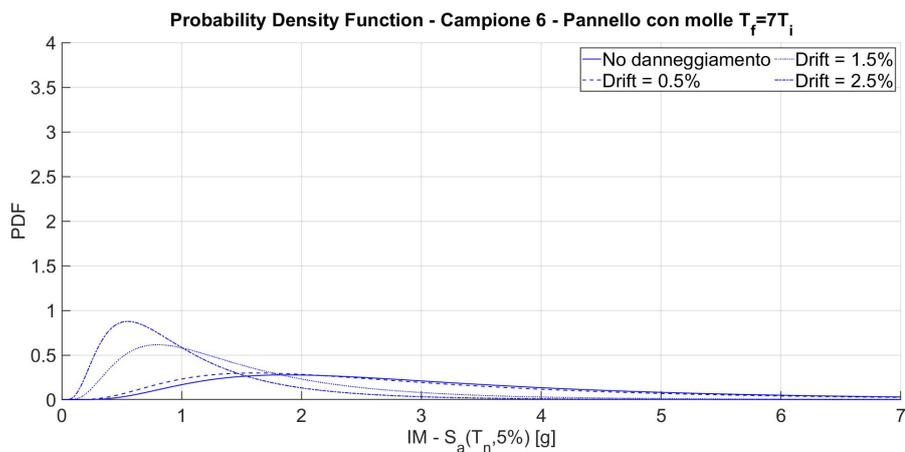


Figura 10.18: PDF della funzione di fragilità del campione 6 -  $T_f = 7T_i$



# Bibliografia

- [1] R. Angel et al. *Behavior of reinforced concrete frames with masonry infills*. Ph.D. thesis. University of Illinois Engineering Experiment Station. College of Engineering. University of Illinois at Urbana-Champaign, 1994.
- [2] Circolare 10 aprile 1997 n.65. *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16 Gennaio 1996*. 1997.
- [3] P. G. Asteris et al. «A macro-modelling approach for the analysis of infilled frame structures considering the effects of openings and vertical loads». In: *Structure and Infrastructure Engineering* 12.5 (2016), pp. 551–566.
- [4] J. W. Baker. «Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis». In: *Earthquake Spectra* 31.1 (2015), pp. 579–599.
- [5] V. Bertero. *2-story R/C building, Nicaragua*. NISEE, Università della California, Berkley, 1972.
- [6] A. K. Chopra. *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*. Vol. 3. Pearson/Prentice Hall Upper Saddle River, NJ, 2007.
- [7] L. Coppola. *Fessurazione diagonale tamponamento in muratura*. Università degli studi di Bergamo, 2017.
- [8] L. Coppola. *Schiacciamento degli spigoli tamponamento in muratura*. Università degli studi di Bergamo, 2017.
- [9] F. Di Trapani, P.B. Shing e L. Cavaleri. «Macroelement Model for In-Plane and Out-of-Plane Responses of Masonry Infills in Frame Structures». In: *Journal of Structural Engineering* 144.2 (2017), p. 04017198.
- [10] F. Di Trapani et al. «Empirical Equations for the Direct Definition of Stress–Strain Laws for Fiber-Section-Based Macromodeling of Infilled Frames». In: *Journal of Engineering Mechanics* 144.11 (2018), p. 04018101.
- [11] A. J. Durrani e Y. H. Luo. «Seismic retrofit of flat-slab buildings with masonry infills». In: *Technical Report*. National Center for Earthquake Engineering Research, 1994.
- [12] G. Gaeta. *Danni alle pareti di tamponamento per azioni nel loro piano, terremoto di S. Venerina, Catania*. Università degli studi di Catania, 2002.
- [13] D.M. 16 gennaio 1996. *Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche*. 1996.

- [14] D.M. 14 gennaio 2008. *NTC08 - Norme Tecniche per le Costruzioni*. 2008.
- [15] D.M. 17 gennaio 2018. *NTC18 - Norme Tecniche per le Costruzioni*. 2018.
- [16] A. Ghersi. *Espulsione delle pareti di tamponamento, Turchia*. Università degli studi di Catania, 1999.
- [17] D. C. Kent e R. Park. «Flexural members with confined concrete». In: *Journal of the Structural Division* (1971).
- [18] A. W. Leissa. *Vibration of Plates*. Rapp. tecn. Ohio State Univ Columbus, 1969.
- [19] D.M. 02 luglio 1981 n.593. *Normativa per le riparazioni e il rafforzamento di edifici in muratura danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia*. 1981.
- [20] OPCM 20 marzo 2003 n.3274. *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*. 2003.
- [21] F. Mosele e L. Bari. «Comportamento e verifica dei tamponamenti soggetti ad azioni sismiche». In: *Costruire in laterizio in zona sismica (in Italian)* (2014).
- [22] PEER Pacific Earthquake Engineering Research Center. *OpenSees*. Computer Software. University of California, Berkeley, CA. URL: [http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Main\\_Page](http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Main_Page).
- [23] M. Papia, L. Cavaleri e M. Fossetti. «Infilled frames: Developments in the evaluation of the stiffening effect of infills». In: *Structural engineering and mechanics* 16.6 (2003), pp. 675–693.
- [24] M. Papia, A. Failla e L. Cavaleri. «Risposta sismica di telai tamponati in. ca: Modellazione e sperimentazione». In: *Pubblicazioni ReLUIS* (2002).
- [25] C. Pierini. «Elementi costruttivi non strutturali negli edifici in C.A. in zona sismica. Cosa cambia con l'entrata in vigore delle NTC 2018?» In: *Ingenio: informazione tecnica progettuale* (2018).
- [26] Protezione Civile Regione Sicilia. *Rottura a taglio del pilastro, terremoto di S. Venerina, Catania*. Protezione Civile Regione Sicilia, 2002.
- [27] B. Stafford-Smith. «Behavior of square infilled frames». In: *Journal of the Structural Division* 92.1 (1966), pp. 381–403.
- [28] B. Stafford-Smith e C. Carter. «A method of analysis for infilled frames». In: *Proceedings of the institution of civil engineers* 44.1 (1969), pp. 31–48.
- [29] Ente nazionale italiano di unificazione UNI. *UNI EN 1996-1-1:2013 - Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture in muratura - Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata*. marzo 2013.
- [30] Ente nazionale italiano di unificazione UNI. *UNI EN 1998-1:2013 - Eurocodice 8- Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici*. marzo 2013.
- [31] D. Vamvatsikos e C. A. Cornell. «Incremental dynamic analysis». In: *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 31.3 (2002), pp. 491–514.