

# POLITECNICO DI TORINO

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE



TESI DI LAUREA MAGISTRALE

## **Interazione in-plane/out-of-plane su tamponamenti in muratura in strutture intelaiate soggette ad azioni sismiche**

Interpretazione mediante la simulazione numerica di test sperimentali

**Relatore:**

Prof. Fabio Di Trapani

**Correlatore:**

Ing. Marilisa Di Benedetto

**Candidato:**

Lorenzo Torcello

ANNO ACCADEMICO 2024/2025



*Alla mia terra e ai miei cari  
le mie radici,*



## Sommario

Il presente lavoro di tesi si concentra sulle strutture intelaiate con tamponamenti in muratura, componenti che interagiscono in maniera continua durante l'intero ciclo di vita dell'edificio. In particolare, in presenza di eventi sismici, tale interazione influisce significativamente sulla risposta sia dei singoli elementi strutturali che dell'intero sistema. L'azione sismica induce nei tamponamenti fessurazioni variabili per estensione e geometria in funzione delle caratteristiche della muratura, della posizione all'interno della struttura e dell'orientamento rispetto alla direzione del sisma. Quando le sollecitazioni avvengono fuori dal piano della muratura, il pre-danneggiamento riscontrato nel piano può anticipare il collasso dell'elemento fuori piano, con conseguenze potenzialmente disastrose sia sul piano economico che su quello umano. La presente tesi offre un contributo all'analisi di tale fenomeno, attualmente oggetto di numerosi studi. Partendo dai dati sperimentali della campagna ENFRAG-ERIES condotta presso Eucentre (Pavia), il lavoro si è focalizzato sullo sviluppo di un micro-modello agli elementi finiti, con l'utilizzo misto di elementi shell 2D ed elementi beam 1D. Per garantire la massima affidabilità la muratura è stata definita con modellazione al continuo dei mattoni e dei giunti di malta, l'interazione con il telaio mediante interfacce attrittive tridimensionali. Il modello è stato impiegato per la riproduzione dei set di prove sperimentali caratterizzate da analisi cicliche quasi statiche nel piano e analisi incrementali dinamiche fuori dal piano. L'implementazione è avvenuta attraverso l'utilizzo del software STKO quale interfaccia per OpenSees. La validazione del modello attraverso i risultati sperimentali ha permesso di condurre simulazioni numeriche aggiuntive, propedeutiche all'ampliamento del dataset e ad una prima valutazione dell'influenza del pre-danneggiamento nel piano sulla risposta fuori piano per la tipologia di muratura analizzata. I risultati consentono di esprimere valutazioni più accurate sulla dipendenza della risposta fuori piano dalla storia di carico sperimentata nel piano introducendo come variabile l'energia dissipata.

## Abstract

This thesis focuses on frame structures with masonry infills, which interact continuously throughout the entire lifecycle of a building. Under seismic events, this interaction significantly affects the response of both individual structural elements and the entire system. Seismic actions induce cracks in the infills, whose extent varies according to the characteristics of the masonry, the position within the structure, and the orientation relative to the direction of seismic motion. When out-of-plane stresses occur, in-plane pre-damage can lead to premature out-of-plane collapse of the element, with potentially disastrous economic and human safety consequences. This thesis contributes to the analysis of this phenomenon, which is currently a focus of numerous studies. Using experimental data from the ENFRAG-ERIES campaign conducted at Eucentre in Pavia, this study developed a finite element micro-model employing a combination of 2D shell and 1D beam elements. To ensure maximum reliability of the results, a continuous modeling of brick unit and mortar joints was chosen, while frame-infill interaction was reproduced by using 3D frictional interfaces. The model allowed to simulate a set of experimental tests involving in-plane cyclic quasi-static analyses and out-of-plane incremental dynamic analyses. The model was implemented using the STKO toolkit as an interface for OpenSees. Validation of the model using experimental results enabled additional numerical simulations, supporting the extension of the dataset and a preliminary assessment of the influence of in-plane pre-damage on out-of-plane response for the analyzed masonry typology. The results allow to express more accurate evaluations on the dependence of the out-of-plane response on the load path previously experienced in plane, by introducing the dissipated energy as a variable.

# Indice

<b>Sommario .....</b>	<b>5</b>
<b>Abstract .....</b>	<b>6</b>
<b>Elenco delle figure .....</b>	<b>9</b>
<b>Elenco delle tabelle .....</b>	<b>15</b>
<b>1 Introduzione .....</b>	<b>17</b>
<b>2 Comportamento sismico dei tamponamenti in muratura .....</b>	<b>19</b>
2.1 Premessa .....	19
2.2 Effetto sui tamponamenti di azioni orizzontali agenti nel piano e fuori dal piano .....	21
2.2.1 Azioni orizzontali nel piano (IP) .....	22
2.2.2 Azioni fuori dal piano (OOP) .....	25
2.3 Interazione IP-OOP .....	28
2.3.1 Studi di letteratura.....	29
2.3.2. Studi recenti: aspetti innovativi della ricerca condotta da Eucentre.....	34
<b>3 Campagna sperimentale di riferimento .....</b>	<b>36</b>
3.1 Obiettivo della ricerca.....	36
3.2 Caratteristiche geometriche e meccaniche dei provini.....	37
3.2.1 Telaio .....	37
3.2.2 Tamponamento.....	39
3.2.3 Caratterizzazione meccanica dei materiali.....	42
3.3 Descrizione dell'apparato sperimentale.....	42
3.4 Protocolli di prova.....	46
3.5 Risultati sperimentali.....	48
3.5.1 Provino SP1 .....	49
3.5.2 Provino SP2.....	51
3.5.3 Provino SP3.....	53
<b>4 Modellazione numerica dell'apparato sperimentale.....</b>	<b>56</b>

4.1 Introduzione al software STKO .....	56
4.2 Definizione del modello numerico .....	57
4.2.1 Tamponamento.....	57
4.2.1 Telaio .....	67
4.2.3 Interfaccia telaio-tamponamento.....	73
4.2.4 Condizioni al contorno .....	75
4.2.5 Architettura e partizione della mesh .....	76
<b>5 Simulazione numerica delle prove sperimentali e validazione del modello.....</b>	<b>78</b>
5.1 Impostazione delle analisi .....	78
5.1.1 Analisi quasi-statica verticale.....	81
5.1.2 Analisi quasi-statica ciclica nel piano .....	82
5.1.3 Analisi modale .....	83
5.1.4 Analisi dinamica di rilassamento.....	84
5.1.5 Analisi dinamica incrementale fuori piano.....	88
5.2 Confronto dei risultati e validazione del modello.....	89
5.2.1 Test IP .....	89
5.2.2 Test OOP.....	93
<b>6 Effetto dell'energia dissipata nel piano sul comportamento fuori piano: valutazioni preliminari tramite prove numeriche.....</b>	<b>96</b>
6.1 Definizione dei protocolli numerici.....	96
6.2 Risultati numerici.....	98
6.3 Discussione dei risultati .....	112
<b>7 Conclusioni .....</b>	<b>115</b>
<b>Bibliografia e sitografia.....</b>	<b>117</b>
<b>Ringraziamenti .....</b>	<b>122</b>

## Elenco delle figure

Figura 1: Collapsi di tamponamenti a seguito di eventi sismici. a) Izimit (1999) [1], b) L'Aquila (2009) [2], c) Centro Italia (2016) [3].	18
Figura 2: Struttura con telaio in c.a. e tamponamenti laterizio in costruzione [9].	19
Figura 3: Danni e collapsi parziali su tamponamenti in blocchi di laterizio forati, Amatrice (2016) [10].	21
Figura 4: Interazione telaio-tamponamento in presenza di azioni del piano [11].	22
Figura 5: Curve cicliche taglio alla base - spostamento esibite da uno dei telai tamponati testati da R. Angel et al. [12].	23
Figura 6: Meccanismo di crisi per fessurazione diagonale: a) schema esplicativo, b) esempio su tamponamento in blocchi di laterizio pieni [13].	23
Figura 7: Meccanismo di crisi per scorrimento orizzontale: a) schema esplicativo, b) esempio su tamponamento reale [14].	24
Figura 8: Meccanismo di crisi per schiacciamento degli spigoli: a) schema esplicativo, b) esempio su tamponamento in blocchi di laterizio forati [13].	24
Figura 9: Meccanismo resistente ad arco verticale teorizzato da McDowell et al. [17].	25
Figura 10: Curve carico - drift fuori piano previste dai modelli di McDowell, Dawe e Timoshenko [12].	27
Figura 11: Scenario post-sisma: distacco ed espulsione fuori-piano del paramento interno su tamponamento in muratura.	27
Figura 12: Meccanismo di ribaltamento della parete [17].	28
Figura 13: Fessurazione nel piano ed espulsione fuori piano di tamponamenti in muratura: a) L'Aquila, 2009 [22].	29
Figura 14: Campagna sperimentale di Angel et al.: schema del setup sperimentale [12].	30
Figura 15: Campagna sperimentale di Calvi e Bolognini.: schema del setup sperimentale per le prove fuori piano [25].	31
Figura 16: Campagna sperimentale di da Porto et al.: schema del setup sperimentale [27].	32
Figura 17: Andamento della rigidezza secante all'aumentare del livello di drift nel piano per diverse tipologie di provini testati [28].	33
Figura 18: Curve carico-spostamento fuori piano dei tamponamenti di spessore pari a 30 cm [28].	34
Figura 19: Studi di letteratura: curve carico-spostamento fuori piano al variare del livello di pre-danneggiamento nel piano [23].	34
Figura 20: Setup sperimentale installato nel laboratorio Eucentre 9Dlab di Pavia (Italia) [10].	36

Figura 21: Provino tipo al termine della costruzione [10].	37
Figura 22: Geometria del telaio realizzato mediante l'accoppiamento dei profili UPN400 [10].	38
Figura 23: Profilo UPN 400 superiore e relativa armatura prima del getto della malta.	38
Figura 24: Telai in condizione di bare frame durante la fase di trasporto presso i laboratori Eucentre.	39
Figura 25: Prospetto del tamponamento [10].	40
Figura 26: Sequenza costruttiva del tamponamento: 1) posa della malta sulla testa del blocco, 2) posa del blocco sul letto di malta, 3) intonacatura [10].	41
Figura 27: Vista esplosa del collegamento del telaio con la fondazione e con i nodi scatolari [10].	43
Figura 28: Schema del setup sperimentale impiegato nella campagna in esame [10].	44
Figura 29: Configurazione della rete di sensori durante le prove cicliche quasi-statiche nel piano (IP test) [10].	45
Figura 30: Configurazione della rete di sensori durante le prove dinamiche fuori piano (OOP test) - faccia intonacata [10].	45
Figura 31: Configurazione della rete di sensori e dei marker durante le prove dinamiche fuori piano (OOP test) - faccia non intonacata [10].	45
Figura 32: Prove cicliche quasi- statiche nel piano: esempio di input ( $d=10$ , $c=3$ ).	46
Figura 33: Accelerogramma $a(t)_{OOP}$ adottato come riferimento per la definizione dei protocolli fuori piano.	48
Figura 34: Prova SP1- IP: Curva sperimentale ciclica taglio alla base-spostamento. Dati ENFRAG.	49
Figura 35: Prova SP1-IP: Quadro fessurativo sperimentale al livello di drift nominale 0,65% (faccia non intonacata). Dati ENFRAG.	50
Figura 36: Prova SP1-OOP: Registrazione del sensore Acc 7 per il livello di amplificazione nominale 250%B PFA. Dati ENFRAG.	50
Figura 37: Prova SP1-OOP: Sequenza di collasso all'intensità 250% PFA (faccia non intonacata). Dati ENFRAG.	51
Figura 38: Prova SP2- IP: Curva sperimentale ciclica taglio alla base-spostamento. Dati ENFRAG.	51
Figura 39: Prova SP2-IP: Quadro fessurativo sperimentale al livello di drift nominale 0,65% (faccia non intonacata). Dati ENFRAG.	52
Figura 40: Prova SP2-OOP: Registrazione del sensore Acc 7 per il livello di amplificazione nominale 100% PFA. Dati ENFRAG.	52

Figura 41: Prova SP2-OOP: Sequenza di collasso all'intensità 125% PFA (faccia non intonacata). Dati ENFRAG. ....	53
Figura 42: Prova SP3- IP: Curva sperimentale ciclica taglio alla base-spostamento. Dati ENFRAG. ....	53
Figura 43: Prova SP3-IP: Quadro fessurativo sperimentale al livello di drift nominale 0,65% (faccia non intonacata). Dati ENFRAG. ....	54
Figura 44: Prova SP3-OOP: Registrazione del sensore Acc 7 per il livello di amplificazione 150% PFA. Dati ENFRAG. ....	54
Figura 45: Prova SP3-OOP: Sequenza di collasso all'intensità 175% PFA (faccia non intonacata). Dati ENFRAG. ....	55
Figura 46: Approcci di modellazione della muratura: a) campione di muratura, b) micro-modello dettagliato, c) micro-modello continuo, d) micro-modello discreto. e) macro-modello (modello con muratura omogeneizzata) [38]. ....	58
Figura 47: Tipologie di malta adottate nella modellazione del tamponamento. ....	59
Figura 48: Modelli costitutivi in regime monoassiale implementati nel materiale ASDConcrete3D: a) trazione b) compressione [40]. ....	60
Figura 49: Effetto di $K_c$ sulla forma della superficie di rottura a compressione triassiale [39]. ....	62
Figura 50: Procedura di calcolo del tensore delle tensioni implementata nel modello ASDConcrete3D per un caso uniassiale generico [39]. ....	63
Figura 51: Legami costitutivi a trazione e a compressione del materiale assegnato ai blocchi in laterizio. ....	65
Figura 52: Legami costitutivi a trazione e a compressione del materiale assegnato ai letti di malta. .....	65
Figura 53: Schema di una sezione di tipo layered shell [44]. ....	66
Figura 54: Nodi e punti di Gauss dell'elemento ASDShellQ4 [46]. ....	67
Figura 55: Schema esplicativo dell'approccio di modellazione a fibre per un elemento in calcestruzzo armato [47]. ....	67
Figura 56: Modellazione a fibre della sezione assegnata ai profili del telaio. ....	68
Figura 57: Legame costitutivo dell'acciaio strutturale S355 per storia di carico monotonica o ciclica. ....	69
Figura 58: Legami costitutivi a trazione e a compressione del materiale assegnato alla malta del getto. ....	70
Figura 59: Dettaglio della geometria e della sezione trasversale delle armature. ....	70

Figura 60: Legame costitutivo dell'acciaio di armatura B450 C per storia di carico monotonica o ciclica. ....	71
Figura 61: Interazione node to element: geometria definita dai nodi master nel caso di problema tridimensionale [49]. ....	71
Figura 62: Dettaglio della modellazione delle armature: a) geometria, b) simulazione della perfetta aderenza tramite l'elemento ASDEmbeddedNode. ....	72
Figura 63: Modello costitutivo dell'interfaccia: a) direzione normale, b) direzione tangenziale. ....	73
Figura 64: Interfaccia telaio - tamponamento e sistemi di riferimento locali assegnati alle interazioni nel piano. ....	74
Figura 65: Condizioni al contorno assegnate al modello. ....	76
Figura 66: Dettaglio dell'architettura della mesh. ....	76
Figura 67: Partizione della mesh su 10 processori in via propedeutica all'impiego di OpenSeesMP. ....	77
Figura 68: a) Metodo di Newton-Raphson, b) Metodo di Newton-Raphson modificato [56]. ....	80
Figura 69: Analisi quasi-statica verticale: timeseries assegnata al moltiplicatore $\lambda$ del carico verticale. ....	81
Figura 70: Analisi quasi-statica ciclica: timeseries dello spostamento target del nodo di controllo (prova SP1-IP). ....	82
Figura 71: Andamento del rapporto di smorzamento: a) sistemi elementari A e B, b) modello di Rayleigh [57]. ....	86
Figura 72: Andamento del fattore di smorzamento $\zeta$ al variare della frequenza f. ....	86
Figura 73: Analisi dinamica di rilassamento: time history degli spostamenti $U_x$ e $U_y$ . ....	88
Figura 74: Esempio di processing dell'input dinamico: a) segnale originale, b) input a valle del trattamento. ....	89
Figura 75: Prova SP1-IP: Curve cicliche taglio alla base-spostamento. ....	90
Figura 76: SP1-IP: Quadro fessurativo al termine della prova: a) numerico, b) sperimentale. ....	90
Figura 77: Prova SP2-IP: Curve cicliche taglio alla base-spostamento. ....	91
Figura 78: SP2-IP – Quadro fessurativo al termine della prova: a) numerico, b) sperimentale. ....	92
Figura 79: Prova SP3-IP: Curve cicliche taglio alla base-spostamento. ....	92
Figura 80: SP3-IP: Quadro fessurativo al termine della prova: a) numerico, b) sperimentale. ....	93
Figura 81: Prova SP1-OOP: Confronto delle time history dell'accelerazione $A_y$ nel punto di mezzeria del pannello (Acc 7). ....	94
Figura 82: Prova SP1-OOP: Evoluzione del danno numerico a trazione ( $d^+$ ) nel materiale ASDConcrete3D. ....	95

Figura 83: SP1-OOP: Danneggiamento esibito dai vari materiali per il livello di intensità 125% PFA: a) sperimentale, b) numerico. ....	95
Figura 84: Prove numeriche: protocollo ID8-IP. ....	97
Figura 85: Prova numerica ID2-IP: a) curva ciclica taglio alla base-spostamento, b) quadro fessurativo.....	98
Figura 86: Prova numerica ID2-OOP: time history dell'accelerazione $A_y$ del punto di mezzeria del pannello. ....	98
Figura 87: Prova numerica ID2-OOP: time history dello spostamento $U_y$ del punto di mezzeria del pannello. ....	99
Figura 88: ID2-OOP: Danno registrato dal materiale ASDConcrete3D al termine dell'applicazione dell'input incrementale dinamico fuori piano. ....	99
Figura 89: Prova numerica ID3-IP: a) curva ciclica taglio alla base-spostamento, b) quadro fessurativo.....	100
Figura 90: Prova numerica ID3-OOP: time history dell'accelerazione $A_y$ del punto di mezzeria del pannello. ....	100
Figura 91: Prova numerica ID3-OOP: time history dello spostamento $U_y$ del punto di mezzeria del pannello. ....	101
Figura 92: ID3-OOP: Danno registrato dal materiale ASDConcrete3D al termine dell'applicazione dell'input incrementale dinamico fuori piano. ....	101
Figura 93: Prova numerica ID4-IP: a) curva ciclica taglio alla base-spostamento, b) quadro fessurativo.....	102
Figura 94: Prova numerica ID4-OOP: time history dell'accelerazione $A_y$ del punto di mezzeria del pannello. ....	102
Figura 95: Prova numerica ID4-OOP: time history dello spostamento $U_y$ del punto di mezzeria del pannello. ....	103
Figura 96: ID4-OOP: Danno registrato dal materiale ASDConcrete3D al termine dell'applicazione dell'input incrementale dinamico fuori piano. ....	103
Figura 97: Prova numerica ID5-IP: a) curva ciclica taglio alla base-spostamento, b) quadro fessurativo.....	104
Figura 98: Prova numerica ID5-OOP: time history dell'accelerazione $A_y$ del punto di mezzeria del pannello. ....	104
Figura 99: Prova numerica ID5-OOP: time history dello spostamento $U_y$ del punto di mezzeria del pannello. ....	105

Figura 100: ID5-OOP: Danno registrato dal materiale ASDConcrete3D al termine dell'applicazione dell'input incrementale dinamico fuori piano. ....	105
Figura 101: Prova numerica ID6-IP: a) curva ciclica taglio alla base-spostamento, b) quadro fessurativo.....	106
Figura 102: Prova numerica ID6-OOP: time history dell'accelerazione $A_y$ del punto di mezzeria del pannello. ....	106
Figura 103: Prova numerica ID6-OOP: time history dello spostamento $U_y$ del punto di mezzeria del pannello. ....	107
Figura 104: ID6-OOP: Danno registrato dal materiale ASDConcrete3D al termine dell'applicazione dell'input incrementale dinamico fuori piano. ....	107
Figura 105: Prova numerica ID7-IP: a) curva ciclica taglio alla base-spostamento, b) quadro fessurativo.....	108
Figura 106: Prova numerica ID7-OOP: time history dell'accelerazione $A_y$ del punto di mezzeria del pannello. ....	108
Figura 107: Prova numerica ID7-OOP: time history dello spostamento $U_y$ del punto di mezzeria del pannello. ....	109
Figura 108: ID7-OOP: Danno registrato dal materiale ASDConcrete3D al termine dell'applicazione dell'input incrementale dinamico fuori piano. ....	109
Figura 109: Prova numerica ID8-IP: a) curva ciclica taglio alla base-spostamento, b) quadro fessurativo.....	110
Figura 110: Prova numerica ID8-OOP: time history dell'accelerazione $A_y$ del punto di mezzeria del pannello. ....	110
Figura 111: Prova numerica ID8-OOP: time history dello spostamento $U_y$ del punto di mezzeria del pannello. ....	111
Figura 112: ID8-OOP: Danno registrato dal materiale ASDConcrete3D al termine dell'applicazione dell'input incrementale dinamico fuori piano. ....	111
Figura 113: Protocolli numerici: curve cumulate dell'energia dissipata nel piano al crescere del numero di cicli. ....	112
Figura 114: Picchi dell'accelerazione $A_y$ nel punto di mezzeria (normalizzata rispetto alla PFA) al variare del livello di intensità dell'input. ....	113

## Elenco delle tabelle

Tabella 1: Campagna sperimentale di Angel et al: influenza del target drift IP sul carico massimo OOP [12].	30
Tabella 2: Campagna sperimentale di Calvi e Bolognini.: influenza del target drift IP sul carico massimo OOP [25].	31
Tabella 3: Caratteristiche geometriche e meccaniche nominali dei blocchi in laterizio impiegati nella realizzazione dei provini [10].	40
Tabella 4: Valori medi delle resistenze dei materiali del tamponamento ottenuti a valle della caratterizzazione meccanica.	42
Tabella 5: Prove cicliche quasi statiche nel piano: protocolli sperimentali [33].	47
Tabella 6: Prove dinamiche fuori piano: protocolli sperimentali [33].	48
Tabella 7: Parametri meccanici dei materiali della muratura di tamponamento.	65
Tabella 8: Parametri meccanici dell'acciaio strutturale S355 dei profili UPN 400.	68
Tabella 9: Parametri meccanici della malta Mapefill MF610 del getto effettuato all'interno dei profili del telaio.	69
Tabella 10: Parametri meccanici dell'acciaio B450C delle gabbie di armatura.	71
Tabella 11: Parametri assegnati agli elementi di interfaccia telaio-tamponamento.	74
Tabella 12: Pesì propri degli elementi del modello.	75
Tabella 13: Analisi quasi-statica verticale: impostazione degli Analysis Commands.	81
Tabella 14: Analisi quasi-statica ciclica: impostazioni degli Analysis Commands.	82
Tabella 15: Definizione delle masse associate agli elementi del modello.	83
Tabella 16: Risultati dell'analisi modale: periodi, frequenze e percentuali di massa partecipante dei primi 10 modi di vibrare.	83
Tabella 17: Analisi dinamica di rilassamento: impostazione dell'Analyses Command.	87
Tabella 18: Campagna sperimentale ENFRAG-ERIES: Caratteristiche dei protocolli IP e livello di intensità della PFA di collasso.	96
Tabella 19: Prove numeriche: protocolli IP.	97
Tabella 20: Prove numeriche: protocollo OOP.	97
Tabella 21: Protocolli numerici: numero di cicli ed energia dissipata.	113



# 1 Introduzione

La sicurezza del patrimonio strutturale e infrastrutturale rappresenta un tema di grande attualità nel settore delle costruzioni. Negli ultimi decenni si è sviluppata una crescente consapevolezza del fatto che ogni opera, anche in assenza di deficit progettuali o costruttivi, presenta un certo grado di vulnerabilità nei confronti dei fattori esterni a cui è soggetta nel proprio ciclo di vita. Questa presa di coscienza ha gettato le basi di un nuovo approccio di gestione, orientato non solo alla realizzazione di opere sicure, ma anche alla manutenzione e al monitoraggio di quelle esistenti.

Uno degli aspetti di maggior rilievo nella definizione del livello di sicurezza di un'opera è il comportamento esibito in presenza di azioni sismiche.

Nelle strutture con telaio in calcestruzzo armato e tamponamenti in muratura, largamente impiegate nell'edilizia residenziale e civile, i danni subiti dalle pareti esterne in presenza di sollecitazioni dinamiche costituiscono una fonte di rischio aggiuntiva per gli occupanti.

Analizzare nel dettaglio il comportamento strutturale dei tamponamenti costituisce una sfida piuttosto complessa. Qualora si adotti un approccio sperimentale, l'estrema variabilità delle caratteristiche geometriche e meccaniche dei materiali adottati comporta problemi di riproducibilità e di rappresentatività dei risultati ottenuti, anche su provini nominalmente identici. Ricorrendo alla modellazione numerica, il carattere spiccatamente non lineare dei fenomeni coinvolti è responsabile di un elevato onere computazionale, sia in termini di tempo che di prestazioni richieste al calcolatore.

L'osservazione degli scenari di danno porta in generale ad affermare che gli input dinamici inducono sui tamponamenti la formazione di un certo quadro fessurativo. L'estensione e la geometria delle fessure è estremamente variabile in funzione delle caratteristiche della muratura, della posizione all'interno della struttura e dell'orientamento rispetto alla direzione del sisma. In presenza di sollecitazioni agenti nella direzione ortogonale al piano della muratura, l'eventuale pre-danneggiamento nel piano può condizionare negativamente la risposta fuori piano dell'elemento, portando nei casi estremi al collasso (*Figura 1*) [1-3].

Quest'ultima situazione delinea uno scenario estremamente drammatico, sia in termini di danno economico associato alla perdita dell'immobile (i costi di riparazione sono nella maggior parte dei casi superiori a quelli richiesti da un intervento di demolizione e ricostruzione) che di salvaguardia delle vite umane.

L'effetto del danno pregresso sulla risposta sismica dei tamponamenti è attualmente oggetto di numerosi studi. Il presente lavoro di tesi nasce con l'intento di offrire un contributo all'analisi di tale fenomeno a partire dalla simulazione numerica di prove sperimentali.

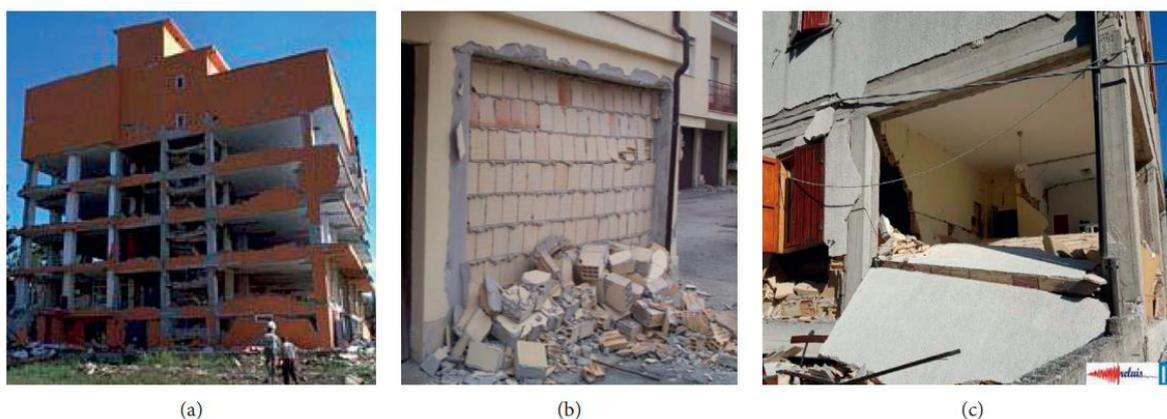


Figura 1: Collapsi di tamponamenti a seguito di eventi sismici. a) Izmit (1999) [1], b) L'Aquila (2009) [2], c) Centro Italia (2016) [3].

Come campagna di riferimento è stata selezionata quella condotta da ENFRAG-ERIES [4] presso i laboratori Eucentre di Pavia (Italia) [5], effettuata su telai misti in acciaio – calcestruzzo tamponati con muratura in blocchi di laterizio forati. Per analizzare l'interazione dei meccanismi di danno in più direzioni, i provini sono stati condizionati applicando un input ciclico quasi – statico nel piano seguito da un input incrementale dinamico fuori piano. Ciò è stato possibile grazie all'impiego di un apparato sperimentale appositamente studiato.

La simulazione numerica delle prove sperimentali è stata effettuata tramite un modello agli elementi finiti (FEM) implementato nel software STKO [6], sviluppato da Asdea Software Technology come interfaccia per OpenSees [7]. Per replicare nella maniera più accurata possibile il comportamento esibito dai provini durante le prove di laboratorio si è fatto uso di un modello 3D. La muratura di tamponamento è stata riprodotta adottando un micro-modello continuo, in cui sia gli elementi resistenti che i giunti di malta sono costituiti da elementi shell 2D. Per la modellazione del telaio misto in acciaio-calcestruzzo si sono impiegati sia elementi shell 2D (getto) che elementi beam 1D (profili in acciaio strutturale e gabbie di armatura). L'interazione telaio-tamponamento è stata simulata adottando interfacce attritive tridimensionali.

Validato il modello sulla base dei risultati di laboratorio, si è proceduto effettuando ulteriori simulazioni numeriche, che hanno consentito l'ampliamento del dataset sperimentale e fornito una prima valutazione degli effetti del pre-danneggiamento nel piano sulla risposta fuori piano della muratura analizzata. I risultati ottenuti permettono di ottenere stime più precise sulla relazione tra la risposta fuori piano e la storia di carico nel piano, introducendo l'energia dissipata come variabile significativa.

## 2 Comportamento sismico dei tamponamenti in muratura

### 2.1 Premessa

L'avvento del calcestruzzo armato ha profondamente modificato il modo di concepire e realizzare le strutture. Il primo rudimentale esempio di applicazione del nuovo materiale all'edilizia risale al 1854, anno in cui William Wilkinson, architetto di Newcastle, realizzò un piccolo cottage di due piani rinforzando il pavimento e il tetto in cemento tramite barre in acciaio e cavi metallici. All'ingegnere francese François Hennebique si deve invece la prima sperimentazione di soletta in calcestruzzo armato, che ha avviato l'impiego del nuovo materiale su larga scala [8].

In Italia la nuova tecnologia ha raggiunto la massima affermazione a partire dal secondo dopoguerra, quando i cambiamenti nel tessuto economico e sociale della Penisola hanno determinato una forte espansione del tessuto urbanistico dei grandi e dei piccoli centri.

La crescente domanda di unità abitative e di strutture pubbliche ha privilegiato soluzioni costruttive implementabili con risorse temporali ed economiche limitate, portando ad una massiccia affermazione dei sistemi strutturali con telaio in calcestruzzo armato.

La concezione delle strutture intelaiate si basa su un unico concetto cardine, che è la suddivisione degli elementi in due categorie distinte:

- *elementi portanti*, aventi la funzione di trasferire al suolo i carichi applicati in corrispondenza degli orizzontamenti o della copertura;
- *elementi portati*, che non esplicano direttamente una funzione strutturale ma consentono la fruibilità dell'opera da parte dell'utenza.



Figura 2: Struttura con telaio in c.a. e tamponamenti laterizio in costruzione [9].

Alla prima voce corrispondono il sistema di fondazione, gli elementi del telaio (pilastri e travi) e parte degli orizzontamenti (travetti di solaio). La seconda categoria racchiude invece un insieme

molto più ampio, tra cui blocchi di alleggerimento, pareti interne ed esterne, intonaci, pavimenti e rivestimenti, impianti, infissi, arredi, ecc.

Confrontando la soluzione a telaio con le tipologie costruttive tradizionali appare immediatamente evidente il diverso ruolo assunto dalle pareti esterne. Nelle strutture in muratura queste sono un elemento indispensabile per garantire il corretto funzionamento statico (si pensi ad esempio agli edifici con coperture voltate, in cui i muri perimetrali sono dimensionati per contrastare le spinte orizzontali). Viceversa in un sistema intelaiato il trasferimento dei carichi, almeno in condizioni ordinarie, è interamente affidato agli elementi del telaio. I tamponamenti mantengono esclusivamente il ruolo di isolamento visivo, termico e acustico dall'ambiente esterno.

Il ridimensionamento del ruolo delle pareti ha fatto sì che, per decenni, la progettazione delle strutture intelaiate si traducesse, all'atto pratico, nel dimensionamento e nella verifica degli elementi portanti. Gli elementi in muratura erano tenuti in conto in qualità di carichi applicati sull'estradosso delle travi o, per i tramezzi, sui solai. Le ragioni di questo approccio si comprendono molto bene considerando che il calcolo delle strutture era all'epoca effettuato in riferimento ai soli carichi verticali. Le conoscenze in materia di ingegneria sismica erano del resto estremamente limitate.

Il comportamento osservato sugli edifici esistenti ha rivelato che, in realtà, la struttura a telaio e le pareti in muratura interagiscono continuamente nel tempo. Un esempio di questa interazione è osservabile in situazioni in cui, in corrispondenza di un determinato livello dell'edificio, il solaio inferiore esibisce inflessioni significative. Visivamente il fenomeno si manifesta con la comparsa di lesioni pseudo-orizzontali sulle pareti interne, indotte:

- dalla differente deformabilità dei materiali (maggiore per il calcestruzzo armato e nettamente inferiore per la muratura);
- dalla scarsa resistenza a trazione della muratura.

In condizioni ordinarie la fessurazione non costituisce una problematica rilevante ai fini della sicurezza e, di norma, interessa esclusivamente i tramezzi (essendo di norma edificati sulle travi di bordo, i tamponamenti esterni sono interessati da spostamenti verticali estremamente ridotti). Diverso è il quadro che si delinea in presenza di azioni orizzontali di rilevante entità.

Nel corso di un evento sismico il telaio è soggetto a una domanda in spostamento orizzontale in genere elevata. Questo fattore rende l'interazione con le pareti piuttosto marcata, con conseguenze non trascurabili sia sulla risposta globale dell'edificio che su quella dei singoli elementi della struttura.

In termini globali, la presenza dei tamponamenti incrementa la rigidità del sistema e dunque riduce il periodo proprio, con un conseguente aumento della domanda in termini di accelerazione spettrale. In aggiunta, distribuzioni dei tamponamenti irregolari in pianta o in elevazione possono

essere responsabili dell'attivazione sulla struttura di meccanismi torsionali, e quindi di potenziali collassi fragili.

A livello locale, l'interazione tra il singolo tamponamento e gli elementi strutturali circostanti provoca l'insorgenza di fenomeni di mutuo danneggiamento. Sul telaio le conseguenze maggiori si hanno in corrispondenza dei nodi trave-pilastro, nei riguardi dei quali il tamponamento agisce come un puntone diagonale. Scenari peggiori si delineano in presenza di soluzioni tecniche infelici, potenzialmente responsabili della formazione di cerniere plastiche in punti indesiderati della struttura (a titolo di esempio si citano i meccanismi di piano pilotis e di pilastro corto). Per quanto concerne i tamponamenti, l'elevata rigidezza nel piano fa sì che essi ricevano una cospicua aliquota del taglio alla base indotto dal sisma in quella direzione. Vista la scarsa resistenza a trazione della muratura, quest'azione comporta immediatamente la formazione di un quadro fessurativo. Nel caso in cui un input sismico successivo interessi l'elemento in direzione ortogonale al piano, il precedente danneggiamento nel piano aumenta la probabilità che si registri un collasso totale o parziale dell'elemento.



*Figura 3: Danni e collassi parziali su tamponamenti in blocchi di laterizio forati, Amatrice (2016) [10].*

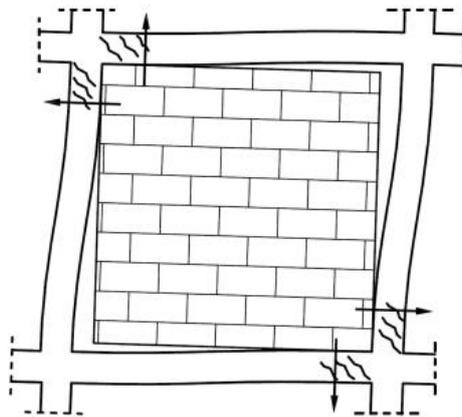
## **2.2 Effetto sui tamponamenti di azioni orizzontali agenti nel piano e fuori dal piano**

Quanto finora discusso ha fatto emergere come analizzare il comportamento dei tamponamenti in muratura in strutture intelaiate costituisca un'operazione tutt'altro che banale.

In questo contesto, un valido supporto alla comprensione del fenomeno è offerto dai rilievi condotti su diverse tipologie di muratura a valle degli eventi sismici della storia recente. Dall'osservazione degli scenari di danno è possibile individuare alcuni meccanismi ricorrenti, di seguito distinti in funzione della direzione dell'azione orizzontale responsabile della loro formazione.

### 2.2.1 Azioni orizzontali nel piano (IP)

In presenza di azioni orizzontali nel piano (*in-plane*), la diversa deformabilità del telaio e del tamponamento dà luogo a un'interazione del tipo mostrato in *Figura 4*. Il contatto si esplica esclusivamente nelle zone in cui i due elementi si scambiano sforzi di compressione. Nelle restanti porzioni dell'interfaccia si assiste al distacco del tamponamento dagli elementi in calcestruzzo.



*Figura 4: Interazione telaio-tamponamento in presenza di azioni del piano [11].*

Analizzando più nel dettaglio il comportamento dell'elemento è possibile distinguere tre tipologie di meccanismi di danno:

- fessurazione diagonale;
- taglio-scorrimento;
- schiacciamento degli spigoli.

L'insorgenza dell'uno o dell'altro meccanismo dipende fortemente dalla tipologia e dalla qualità della malta e degli elementi resistenti, nonché dal grado di interazione tra la parete e gli elementi del telaio. In generale i tre meccanismi si esplicano in maniera sinergica.

Indipendentemente dalla tipologia, tutti i meccanismi sono responsabili di una progressiva riduzione della rigidezza nel piano dell'elemento. Il fenomeno appare più marcato per spostamenti di interpiano elevati, ai quali corrispondono livelli deformativi maggiori.

Ciò è chiaramente visibile nel grafico in *Figura 5*, in cui si riportano le curve cicliche taglio alla base-spostamento esibite da uno dei provini testati da Angel et al. [12].

Il campione è costituito da un telaio in calcestruzzo armato tamponato con muratura in blocchi di laterizio pieni.

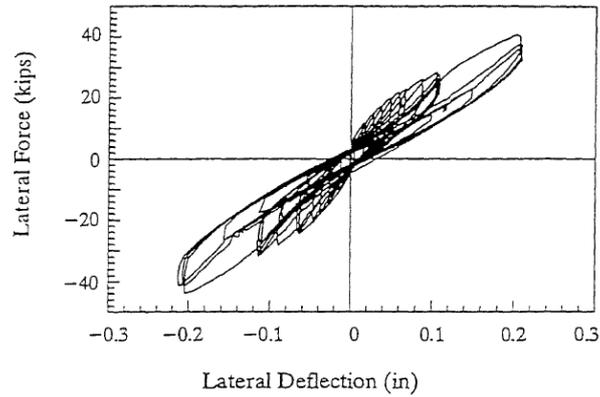


Figura 5: Curve cicliche taglio alla base - spostamento esibite da uno dei telai tamponati testati da R. Angel et al. [12].

Di seguito è fornita una breve disamina dei meccanismi di danno precedentemente elencati, evidenziandone le caratteristiche salienti.

### Meccanismo di fessurazione diagonale

Il meccanismo di fessurazione diagonale è rilevabile sulla quasi totalità dei tamponamenti soggetti ad azioni orizzontali nel piano. L'insorgenza di uno stato tensionale di taglio puro in un materiale con scarsa resistenza a trazione porta alla formazione di fessure nella direzione delle linee isostatiche di compressione. Poiché il verso dell'azione sismica si inverte ripetutamente nel corso dell'evento, il fenomeno si manifesta lungo entrambe le diagonali, formando la caratteristica croce di Sant'Andrea (Figura 6).

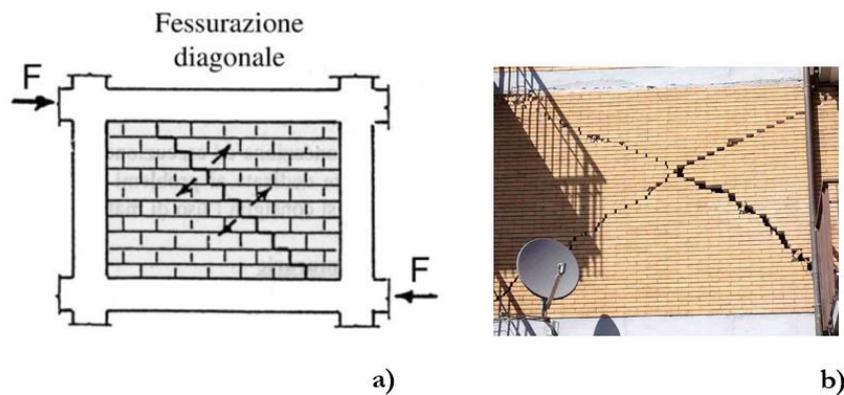
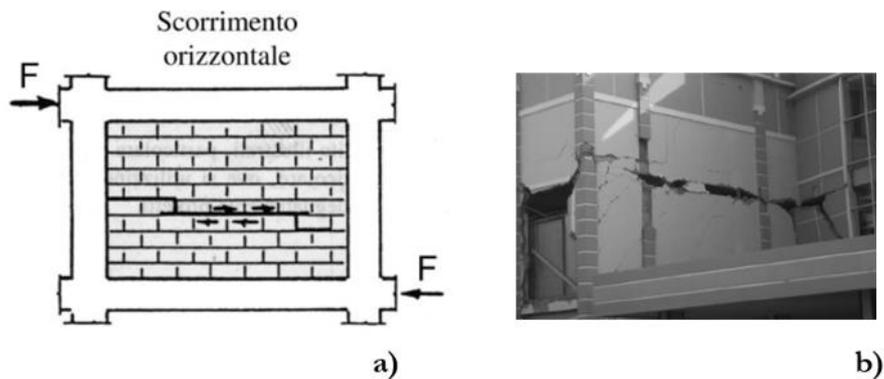


Figura 6: Meccanismo di crisi per fessurazione diagonale: a) schema esplicativo, b) esempio su tamponamento in blocchi di laterizio pieni [13].

Le lesioni si sviluppano nel materiale in cui la resistenza a trazione è minore, dunque di solito nei giunti di malta (*shear friction*). Nel caso di murature che presentano malte di resistenza elevata queste si possono tuttavia manifestare anche all'interno degli elementi resistenti (*diagonal tension*).

### Meccanismo di taglio-scorrimento

Il meccanismo di taglio - scorrimento si genera a causa del superamento della resistenza a taglio dei letti di malta. Visivamente le lesioni indotte da questo fenomeno appaiono confinate nella zona centrale del pannello (*Figura 7*), dove le tensioni tangenziali sono massime.

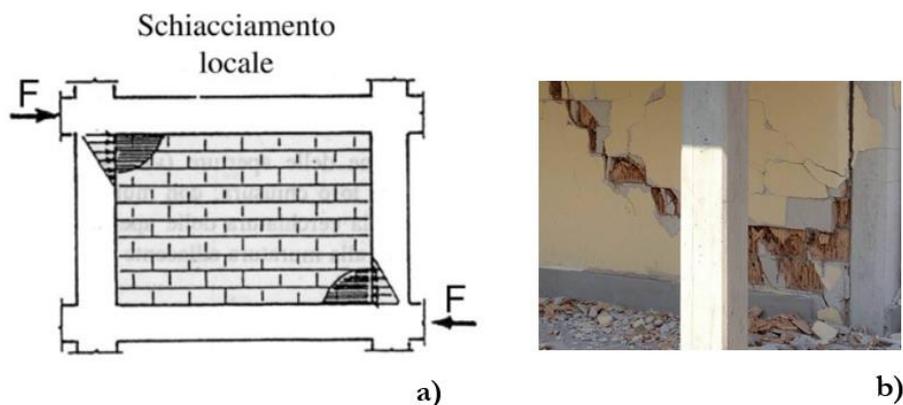


*Figura 7: Meccanismo di crisi per scorrimento orizzontale: a) schema esplicativo, b) esempio su tamponamento reale [14].*

Il meccanismo in questione si presenta di solito in combinazione con quello di fessurazione diagonale ed è tipico dei tamponamenti realizzati con elementi resistenti di forma regolare e malte di resistenza medio-bassa.

### Meccanismo di schiacciamento degli spigoli

La formazione del puntone diagonale può indurre il superamento della resistenza a compressione degli elementi resistenti posti in prossimità degli spigoli a contatto con il telaio. Il fenomeno è facilmente osservabile in murature realizzate con elementi forati (ad es. blocchi in laterizio o in pomice), in cui la resistenza a compressione in una delle due direzioni è ridotta dalla presenza dei fori (*Figura 8*).



*Figura 8: Meccanismo di crisi per schiacciamento degli spigoli: a) schema esplicativo, b) esempio su tamponamento in blocchi di laterizio forati [13].*

Nel caso in cui travi e pilastri presentino un deficit di armatura trasversale in prossimità delle regioni di nodo, alla crisi per compressione della muratura può sostituirsi quella per taglio degli elementi strutturali. Questa situazione, nettamente peggiore della precedente, è tipicamente osservabile sui pilastri di estremità dell'edificio.

### 2.2.2 Azioni fuori dal piano (OOP)

L'applicazione di azioni dirette ortogonalmente al piano della parete (*out-of-plane*) determina in generale un quadro più gravoso rispetto al caso precedente, soprattutto in elementi di spessore ridotto.

In questo contesto, la possibilità che insorgano meccanismi resistenti all'interno del tamponamento dipende essenzialmente da tre fattori:

- rigidezza flessionale degli elementi del telaio;
- caratteristiche dell'interfaccia telaio-tamponamento;
- rapporto di snellezza ( $h/t$ ), avendo indicato con  $h$  e  $t$  rispettivamente l'altezza e lo spessore del pannello.

Il fenomeno fu per la prima volta studiato da McDowell et al. [15,16], autori della teoria del meccanismo ad arco verticale. Questa afferma che, in presenza di una forza orizzontale  $F_a$  agente in direzione ortogonale al piano dell'elemento, quest'ultimo è in grado di sviluppare nel proprio spessore un meccanismo resistente analogo a quello esibito da un arco a tre cerniere (*Figura 9*). Appare opportuno precisare che, poiché l'azione sismica è proporzionale alle masse, l'impiego del carico distribuito  $p_a$  in luogo della forza concentrata risulta maggiormente rappresentativo della realtà.

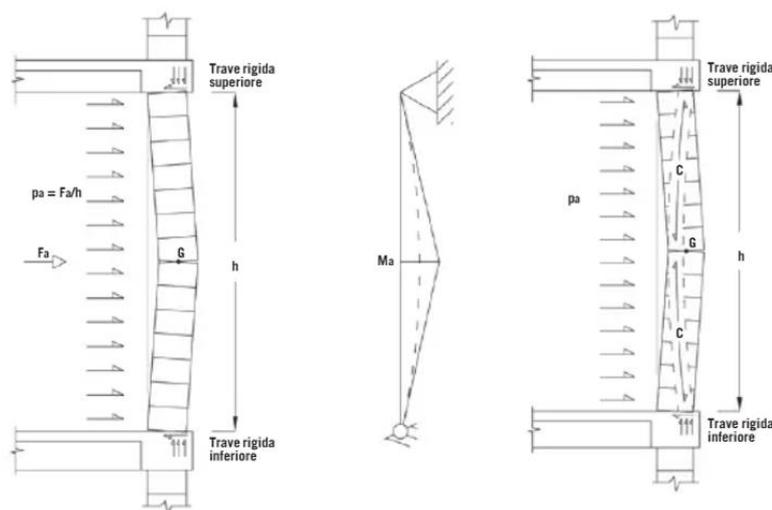


Figura 9: Meccanismo resistente ad arco verticale teorizzato da McDowell et al. [17].

Il meccanismo in esame è in grado di esplicarsi solo se la rigidezza flessionale degli elementi del telaio è sufficientemente elevata da contrastare la spinta dell'arco e, allo stesso tempo, la qualità della connessione con il telaio è tale da ostacolare i movimenti fuori piano su almeno due lati opposti del pannello.

In questo contesto la condizione di labilità del sistema può essere indotta:

- da una crisi per flessione (le tre cerniere dell'arco si allineano dando luogo ad un cinematicismo);
- da una crisi per compressione (se le tensioni normali al piano della parete sono tali da indurre la plasticizzazione delle due cerniere di estremità).

Il discriminante tra le due modalità è il rapporto di snellezza: per valori elevati di questo parametro (tamponamenti snelli) il collasso è di tipo fragile, per valori ridotti (tamponamenti tozzi) la progressiva plasticizzazione della muratura è in grado di garantire una risposta globalmente più duttile.

Nel secondo caso, la teoria in esame fornisce una stima della capacità fuori piano della parete (espressa in termini di carico distribuito) in funzione della resistenza a compressione  $f'_{cm}$  del prisma di muratura:

$$p_{lim} = k \frac{f'_{cm}}{\left(\frac{h}{t}\right)^2} \quad (Eq.1).$$

Nella relazione appena riportata:

- $(h/t)$  è il rapporto di snellezza del tamponamento;
- $k$  è un coefficiente variabile in funzione del rapporto di snellezza e dello spostamento esibito dal pannello fuori piano.

Molteplici sono gli studi che hanno approfondito la teoria proposta da McDowell et al. [15,16]. Tra i contributi significativi si citano quelli di Thomas [18], che ha dimostrato come il meccanismo ad arco contrasti la perdita di resistenza dovuta alla fessurazione nel piano, e di Anderson et al. [19,20], relativo al contributo offerto dall'interfaccia telaio-tamponamento.

Gli studi successivi di Dawe and Seah [21] hanno messo in luce che, se la rigidezza flessionale dei pilastri e le caratteristiche dei bordi laterali dell'interfaccia lo consentono, il meccanismo ad arco verticale è in grado di esplicarsi anche in direzione orizzontale.

Nel grafico in *Figura 10* sono confrontate, per un provino generico con rapporto  $(h/t)$  pari a 18, le curve carico-drift fuori piano fornite dai modelli di McDowell et al. [15,16] e di Dawe and Seah

[21]. Dagli andamenti riportati si nota che l'instaurarsi del meccanismo ad arco orizzontale fornisce un contributo diverso in termini di capacità al variare del livello di drift OOP.

Il paragone con il comportamento previsto dalla teoria di Timoshenko mette altresì in luce che il meccanismo ad arco, se in grado di esplicarsi, garantisce una risposta nettamente più duttile di quella di una piastra omogenea di uguali dimensioni in materiale isotropo, elastico, lineare.

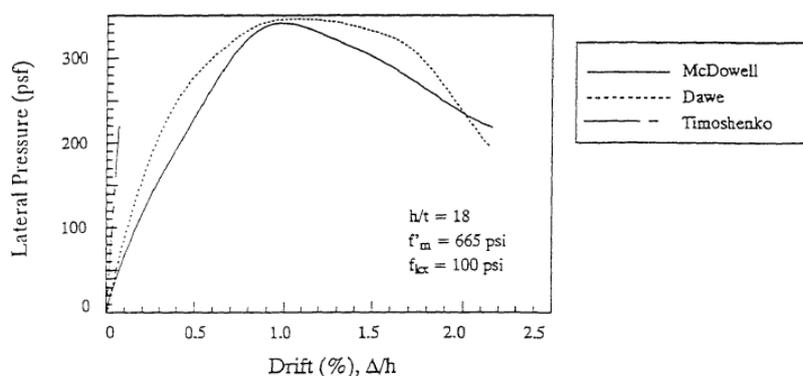


Figura 10: Curve carico - drift fuori piano previste dai modelli di McDowell, Dawe e Timoshenko [12].

In genere gli elementi del telaio, o almeno le travi di piano, presentano una rigidità tale da opporsi senza problemi alle spinte generate dal meccanismo finora descritto. Per quanto concerne invece il grado di collegamento all'interfaccia telaio-tamponamento, l'analisi degli scenari di danno post-sisma tratteggia un quadro ben diverso. A tal proposito è emblematica l'immagine riportata di seguito in *Figura 11*, in cui si osserva il completo distacco della muratura del paramento interno dal nodo trave-pilastro adiacente.



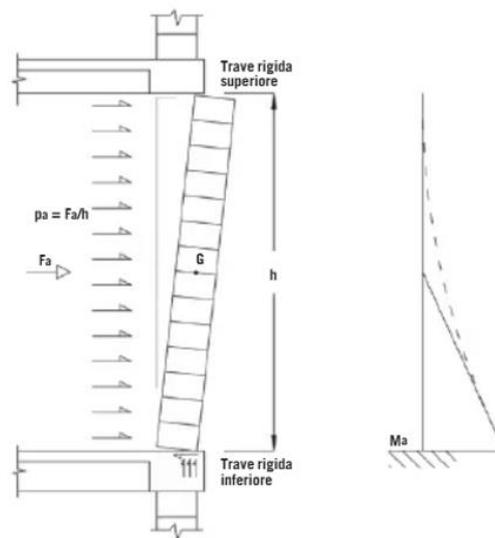
Figura 11: Scenario post-sisma: distacco ed espulsione fuori-piano del paramento interno su tamponamento in muratura.

Le ragioni di questo fenomeno possono essere molteplici. E' tuttavia possibile individuare due cause predisponenti, entrambe derivanti dall'impiego di pratiche sconsigliabili in fase costruttiva:

- l'impiego di malte a bassa resistenza meccanica;
- il mancato ammorsamento della parete in corrispondenza dell'interfaccia con la trave superiore.

La seconda situazione è estremamente ricorrente nel patrimonio edilizio esistente ed è legata ad un aspetto di carattere puramente pratico. E' infatti usanza che il taglio dei blocchi dell'ultimo corso, necessario ai fini del completamento del tamponamento, sia effettuato con utensili manuali. Ciò determina una qualità del contatto decisamente scarsa, e comunque inferiore rispetto agli altri lati della parete.

In questa situazione, un'azione orizzontale di rilevante entità comporta l'immediato ribaltamento dell'elemento, come mostrato in *Figura 12*.



*Figura 12: Meccanismo di ribaltamento della parete [17].*

Dal punto di vista statico, il comportamento è assimilabile a quello di una mensola incastrata alla base, in cui la formazione della cerniera plastica nell'incastro innesca una rotazione rigida. Il meccanismo di ribaltamento è contrastabile esclusivamente dal peso proprio, ragione per cui questo tipo di collasso è tipico di tamponamenti realizzati con elementi resistenti di spessore e peso ridotti.

### 2.3 Interazione IP-OOP

Finora i meccanismi potenzialmente sperimentabili nelle due direzioni sono stati analizzati separatamente, senza considerarne le reciproche interazioni.

Tuttavia, la direzione del moto sismico è caratterizzata da una certa variabilità nello spazio e nel tempo. Viste le contenute dimensioni in pianta, negli edifici la variabilità spaziale può essere trascurata, mentre ciò non è valido per la variabilità temporale. L'input principale (*mainsbock*) rappresenta infatti solo una porzione dello sciame sismico completo, che si può protrarre per settimane o mesi con scosse antecedenti (*foreshock*) o successive (*aftershock*) alla sequenza principale.

Il fatto che ciascuna di queste scosse esibisca una propria direzione specifica fa sì che, considerando l'intero sciame, la stessa parete possa essere interessata nel tempo da azioni multidirezionali. Analizzando il fenomeno dalla prospettiva opposta, ad un certo istante di tempo l'input sismico investe alcune pareti dell'edificio nel piano, altre ortogonalmente al piano.

Un esempio degli effetti del danneggiamento precedentemente accumulato nel piano sulla risposta fuori piano è visibile nello scenario post-sisma riportato in *Figura 13*.



*Figura 13: Fessurazione nel piano ed espulsione fuori piano di tamponamenti in muratura: a) L'Aquila, 2009 [22].*

I danni più rilevanti e i collassi parziali appaiono concentrati nei piani intermedi della struttura. Ciò si giustifica considerando che in genere i piani bassi sono quelli che sperimentano una richiesta maggiore in termini di drift, mentre la domanda in accelerazione è massima nei piani alti dell'edificio. La massima interazione dei due fenomeni si registra dunque sulle pareti poste in corrispondenza della porzione centrale dell'edificio.

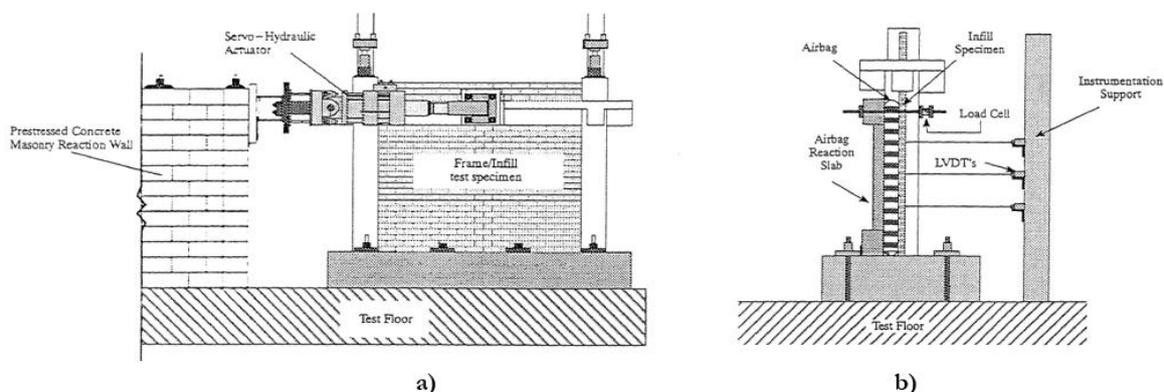
### **2.3.1 Studi di letteratura**

Negli ultimi decenni l'interazione IP-OOP è stata oggetto di vari studi, di cui una disamina completa è contenuta nella pubblicazione di Ricci et al. [23].

Uno dei primi contributi sul tema è stato fornito dalla già citata sperimentazione di Angel et al. [12], condotta su 22 telai in calcestruzzo armato tamponati con pareti in muratura a singolo paramento di spessore ridotto. Per costruire un set rappresentativo delle varie tipologie edilizie, le caratteristiche dei pannelli sono state differenziate agendo su:

- tipologia di elementi resistenti (blocchi in laterizio e in calcestruzzo pieni);
- rapporto di snellezza ( $h/t$ );
- tipologia della malta.

Il pre-danneggiamento nel piano è stato introdotto applicando un input ciclico fino al raggiungimento di un livello di drift variabile. A questo ha fatto seguito il condizionamento fuori piano, avvenuto applicando una pressione laterale costante per mezzo di un airbag fino al raggiungimento di uno spostamento in mezzeria pari al 3% dell'altezza del pannello. In *Figura 14* è visibile uno schema dell'apparato di prova nelle due fasi della sperimentazione.



*Figura 14: Campagna sperimentale di Angel et al.: schema del setup sperimentale [12].*

Sulla base dei risultati ottenuti, Angel et al. hanno espresso le seguenti considerazioni:

- la resistenza fuori piano della parete è funzione del rapporto di snellezza ( $h/t$ ) e della resistenza a compressione della muratura (il che conferma la validità della teoria di McDowell);
- l'applicazione dei carichi verticali e di input orizzontali nel piano è responsabile della nascita di tensioni nel piano del pannello potenzialmente in grado di incrementare la rigidità ma non la resistenza dell'elemento;
- nei tamponamenti di spessore ridotto, la fessurazione indotta dai carichi applicati nel piano porta ad una riduzione della capacità fuori piano non trascurabile.

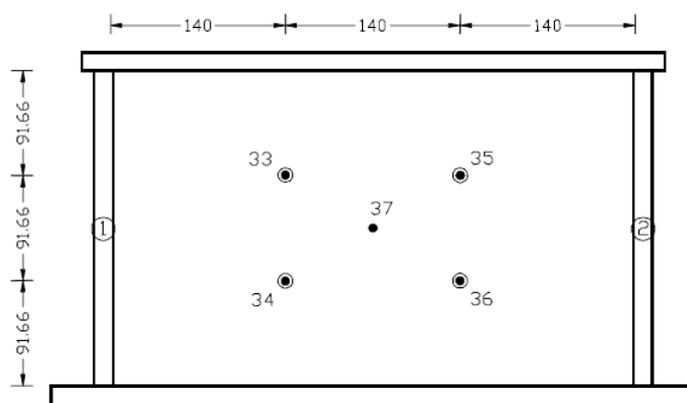
In merito all'ultimo aspetto, si riportano a titolo esemplificativo i risultati ottenuti su tre dei campioni analizzati, realizzati in laterizio pieno con rapporto di snellezza pari a 33,9 (*Tabella 1*). Il provino 1 è stato testato esclusivamente fuori dal piano, i provini 2a e 2b sono stati pre-condizionati nel piano fino al raggiungimento di differenti livelli di drift.

*Tabella 1: Campagna sperimentale di Angel et al.: influenza del target drift IP sul carico massimo OOP [12].*

<b>Campagna sperimentale di Angel et al. (1994)</b>				
<b>Provino</b>				
<b>Prova</b>	<b>Parametro</b>	<b>1</b>	<b>2a</b>	<b>2b</b>
<b>IP</b>	Target drift [%]	-	0,34	0,22
<b>OOP</b>	Carico massimo [kN]	31,3	15,9	23,7

Risultati qualitativamente analoghi sono stati ottenuti da Flagan e Bennet [24] a valle di test condotti su telai in acciaio tamponati con pannelli in blocchi di laterizio forati (rapporto di snellezza pari a 11,2). Il provino 18, testato esclusivamente fuori dal piano in controllo di spostamento, ha esibito una capacità di 133,5 kN. Sul provino 19, gemello del precedente ma pre-condizionato nel piano fino a un livello di drift pari a 0,85%, il valore massimo di resistenza rilevato è risultato inferiore e pari a 108,9 kN.

L'analisi del comportamento di pannelli con rapporto di snellezza intermedio tra i due casi appena descritti ((h/t) pari a 20,4) è stata l'oggetto del lavoro condotto da Calvi e Bolognini [25]. In questa sperimentazione, condotta sia assenza che in presenza di interventi di rinforzo, l'input fuori piano è stato introdotto applicando un carico concentrato su 4 punti, come mostrato in *Figura 15*.



*Figura 15: Campagna sperimentale di Calvi e Bolognini.: schema del setup sperimentale per le prove fuori piano [25].*

L'esito delle prove sui campioni non rinforzati, visibile in *Tabella 2*, conferma quanto già messo in luce dalle sperimentazioni precedenti.

*Tabella 2: Campagna sperimentale di Calvi e Bolognini.: influenza del target drift IP sul carico massimo OOP [25].*

<b>Campagna sperimentale di Calvi e Bolognini (2001)</b>				
		<b>Provino</b>		
<b>Prova</b>	<b>Parametro</b>	<b>10</b>	<b>6</b>	<b>2</b>
<b>IP</b>	Target drift [%]	-	0,40	1,20
<b>OOP</b>	Carico massimo [kN]	33,7	9	6

La campagna condotta da Pereira et al. [26] è stata effettuata su provini con caratteristiche analoghe a quelle introdotte da Calvi e Bolognini [25], ma in scala 2:3. Tutti i telai sono stati preventivamente testati nel piano fino al raggiungimento di un livello di drift pari a 0,5%.

In merito alle ultime due campagne sperimentali descritte, Ricci et al. [23] hanno evidenziato che:

- i provini pre-danneggiati nel piano hanno esibito una capacità fuori piano significativamente inferiore rispetto a quello non danneggiato;

- la presenza di interventi di rinforzo è in grado di indurre un notevole incremento della resistenza fuori piano (nei test di Pereira et al. [26] di quasi cinque volte rispetto ai campioni non rinforzati);
- la diversa modalità di applicazione dell'azione fuori piano (tramite forze concentrate nello studio di Calvi e Bolognini [25] e con l'uso degli airbag nelle prove di Pereira et al. [26]) potrebbe aver influito sui risultati ottenuti.

Un quadro di sintesi degli effetti del pre-danneggiamento nel piano al variare della snellezza della parete e degli eventuali interventi di rinforzo è fornito dallo studio di da Porto et al. [27], condotto testando 7 provini (di cui 6 costituiti da telai tamponati e uno da un telaio analogo nella condizione di *bare frame*). Per i tamponamenti sono state selezionate le seguenti tipologie di muratura in laterizio:

- *URM*: muratura di spessore 30 cm a foratura verticale non rinforzata;
- *RM*: muratura di spessore 30 cm a foratura verticale rinforzata con l'inserimento nei fori di barre in acciaio verticali e orizzontali;
- *USM*: muratura di spessore 12 cm a foratura orizzontale intonacata su un lato e non rinforzata;
- *SM*: muratura di spessore 12 cm a foratura orizzontale intonacata su un lato e rinforzata con rete in fibra di vetro.

I telai tamponati sono stati sottoposti, previa assegnazione di un carico verticale pari a 400 kN sulla sommità delle colonne, a un protocollo costituito da prove cicliche in controllo di spostamento nel piano seguite da prove monotoniche fino al collasso fuori piano. Dallo schema riportato in *Figura 16* si osserva che entrambi gli input sono stati applicati tramite l'impiego di attuatori.

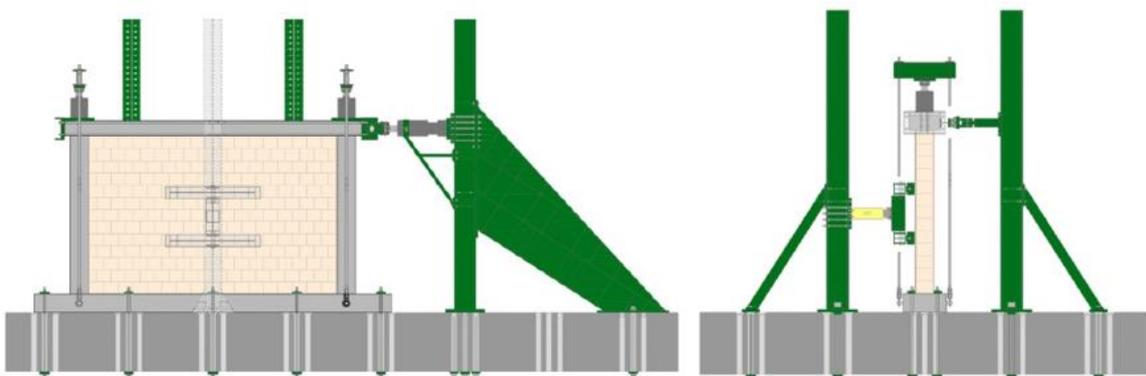


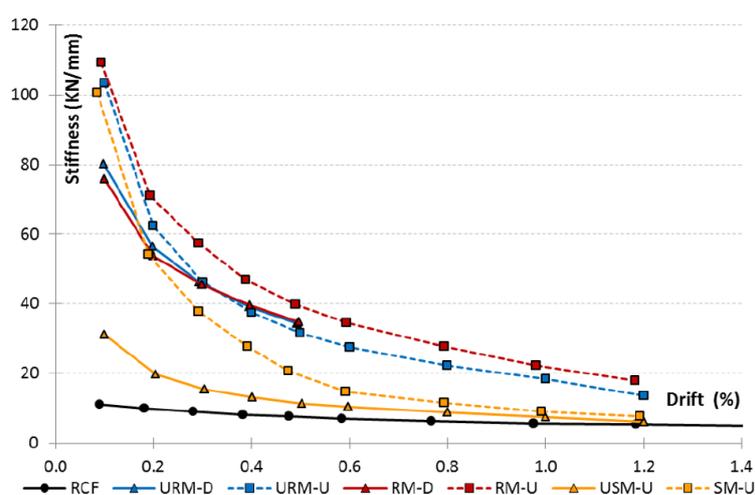
Figura 16: Campagna sperimentale di da Porto et al.: schema del setup sperimentale [27].

I tamponamenti di spessore pari a 30 cm sono stati testati nel piano fino a due diversi valori di drift, indicati nella normativa all'epoca vigente a livello nazionale [28] come rappresentativi di due diversi stati limite:

- 0,5% (D) per lo stato limite di danno (SLD);
- 1,2% (U) per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

I telai con pareti di spessore pari a 12 cm sono stati testati esclusivamente fino al livello di drift corrispondente al raggiungimento dello SLV.

In *Figura 17* è rappresentata la progressiva riduzione di rigidezza sperimentata da ogni campione in seguito all'applicazione dell'input ciclico nel piano.



*Figura 17: Andamento della rigidezza secante all'aumentare del livello di drift nel piano per diverse tipologie di provini testati [28].*

Dal grafico si evince che la decrescita interessa tutte le tipologie di tamponamento testate (la curva RCF fa riferimento al telaio non tamponato), ma si manifesta con un tasso variabile in funzione dello spessore del paramento e della presenza o meno di elementi di rinforzo.

L'effetto della rigidezza nel piano sulla capacità dell'elemento fuori piano è ben evidente osservando le curve carico spostamento in *Figura 18*, relative al comportamento dei provini con tamponamenti di spessore 30 cm. Da queste si evince che ad una maggiore perdita di rigidezza IP corrisponde un incremento dello spostamento ultimo e una riduzione del carico di collasso OOP. A supporto di tale affermazione è sufficiente osservare che il provino URM-U (non rinforzato e condizionato nel piano fino a drift pari a 1,2%) è quello che ha registrato fuori piano il minor carico di collasso e lo spostamento più elevato. A parità di livello di drift raggiunto nel piano, la presenza di interventi di rinforzo limita la perdita di rigidezza, garantendo una risposta fuori piano più duttile.

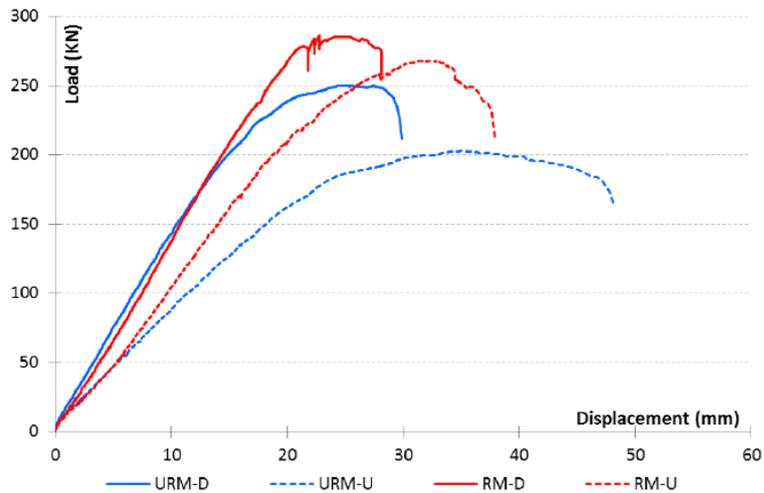


Figura 18: Curve carico-spostamento fuori piano dei tamponamenti di spessore pari a 30 cm [28].

Riscontri simili a quelli finora descritti in termini di rapporto tra drift nel piano e capacità fuori piano sono stati ottenuti da Guidi et al. [29], Hak et al. [30] e Furtado et al. [31,32] per murature in blocchi di laterizio forati.

A scopo riassuntivo, in Figura 19 si riportano le curve carico-spostamento fuori piano esibite in alcune delle campagne sperimentali finora discusse. Dai grafici emerge chiaramente come, in tutti i casi, il danno IP è responsabile di una cospicua riduzione della capacità OOP e di un incremento dello spostamento ultimo registrato all'istante del collasso.

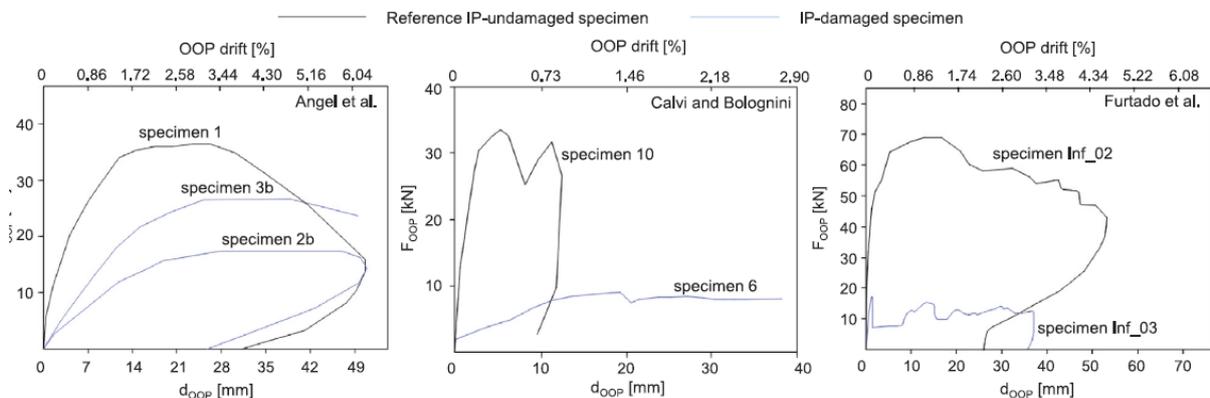


Figura 19: Studi di letteratura: curve carico-spostamento fuori piano al variare del livello di pre-danneggiamento nel piano [23].

### 2.3.2. Studi recenti: aspetti innovativi della ricerca condotta da Eucentre

L'analisi degli studi di letteratura mette in luce che, nonostante le numerose sperimentazioni condotte, il comportamento dei tamponamenti in muratura in presenza di azioni sismiche racchiude ancora molteplici aspetti da chiarire. Uno dei maggiori limiti delle ricerche risiede nell'assenza di protocolli di prova standardizzati, in particolar modo per i test fuori piano che

raramente sono svolti con input di natura dinamica. Questo fattore, indotto dall'assenza di protocolli standardizzati, impedisce un confronto diretto tra i risultati delle varie campagne, rappresentando quindi un ostacolo alla definizione di conclusioni comuni [33].

In questo contesto, la fondazione Eucentre [5] ha recentemente avviato una serie di studi su tavola vibrante. Le sperimentazioni hanno come oggetto il comportamento sismico di tipologie di tamponamento adottate in Italia tra gli anni '60 e '80, e quindi ampiamente ricorrenti nelle strutture esistenti. Si tratta perlopiù di soluzioni a due paramenti di spessore ridotto separati da una cavità che, per via dell'elevata snellezza e dell'impiego di elementi resistenti con alta percentuale di foratura, rientra a pieno titolo nella categoria dei *weak infill*.

Il setup sperimentale allestito nei laboratori Eucentre è stato appositamente studiato per permettere l'esecuzione sequenziale di prove cicliche quasi – statiche nel piano (IP test) e di prove incrementali dinamiche fuori piano (OOP test). L'impiego della tavola vibrante per l'intera durata dei test ha consentito di evitare la movimentazione dei provini, potenzialmente in grado di alterare il livello di danneggiamento al termine delle prove IP [10].

Uno degli scopi della sperimentazione avviata da Eucentre è la determinazione delle funzioni di fragilità. Si tratta di relazioni che descrivono la probabilità che diversi asset, condizionati da più misure di intensità del terremoto (IM), raggiungano o superino determinati stati limite di danno (DS). I DS sono tradizionalmente espressi tramite parametri ingegneristici di domanda (EDP) rappresentativi di quantità di picco o residue (spostamenti, derive o accelerazioni) che sono facilmente determinabili effettuando prove quasi-statiche in regime monotono o ciclico (senza tenere cioè conto della reale natura dinamica dell'input).

Questo approccio non consente tuttavia di tenere debitamente conto delle modalità di accumulo del danno che, come tutti i fenomeni non lineari, sono intrinsecamente legate alle caratteristiche della storia di carico.

In questo contesto, l'aspetto innovativo introdotto nelle sperimentazioni in esame riguarda l'interpretazione dei risultati sulla base di quantità integrali, il cui incremento avviene in maniera monotona con l'intensità dell'input [33].

### 3 Campagna sperimentale di riferimento

Tra le sperimentazioni condotte presso i laboratori Eucentre, il presente lavoro di tesi si è focalizzato su quella avviata dal consorzio ERIES (*Engineering Research Infrastructures for European Synergies*) nell'ambito del progetto di ricerca ENFRAG (*ENhancing state-dependent FRAGility through experimentally validated Energy-Based Approaches*), supervisionato dall'University College di Londra (UCL) [4].

#### 3.1 Obiettivo della ricerca

Il progetto ENFRAG-ERIES ha come obiettivo la validazione sperimentale degli approcci di valutazione della fragilità sismica di tamponamenti in muratura basati sull'energia isteretica.

Nella fattispecie, la ricerca si concentra su tamponamenti snelli (*weak infills*) soggetti a un danno cumulato indotto dalla combinazione di azioni agenti nel piano (IP) e fuori dal piano (OOP) dell'elemento. La definizione dei protocolli di prova è stata effettuata sulla base di approfonditi studi analitici e numerici pregressi. Questa soluzione è stata scelta nell'ottica di combinare i dati sperimentali con i risultati numerici e analitici già disponibili, massimizzando così la potenza statistica delle inferenze tratte dai risultati.

L'asset tipo individuato per l'esecuzione delle prove consiste in un telaio in acciaio-calcestruzzo tamponato con muratura in blocchi di laterizio forato, su cui sono stati effettuati test sia nel piano che fuori piano. Per effettuare le prove è stato impiegato il setup sperimentale già adottato nel precedente studio di Kurukulasuriya et al. [10], installato all'interno del laboratorio Eucentre 9Dlab di Pavia (Italia).



Figura 20: Setup sperimentale installato nel laboratorio Eucentre 9Dlab di Pavia (Italia) [10].

## 3.2 Caratteristiche geometriche e meccaniche dei provini

La campagna sperimentale in esame è stata condotta testando 3 campioni nominalmente identici, costituiti da telai misti in acciaio e malta ad alta resistenza tamponati con muratura in blocchi di laterizio forati. In *Figura 21* è visibile uno dei provini al termine della costruzione, prima dell'installazione all'interno dell'apparato sperimentale.



*Figura 21: Provino tipo al termine della costruzione [10].*

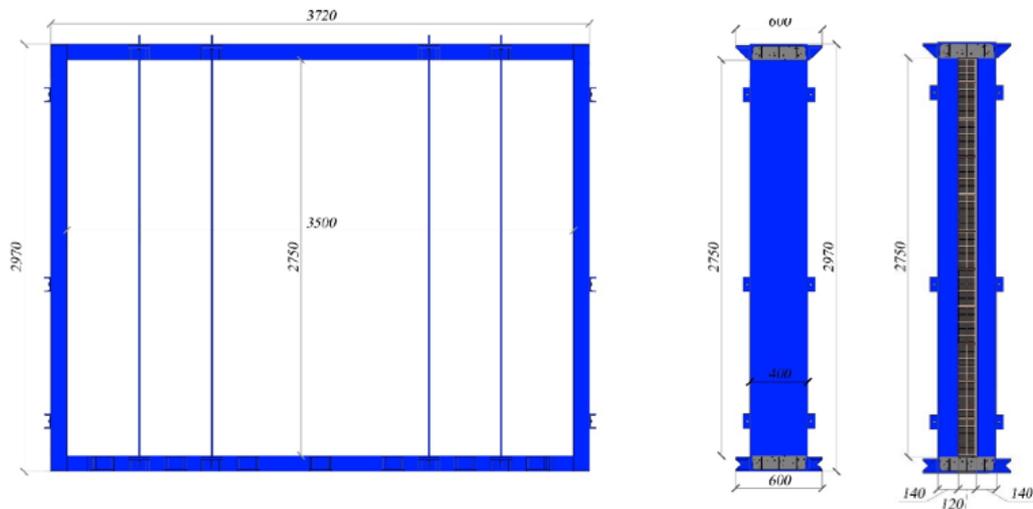
### 3.2.1 Telaio

Nell'ottica di replicare le reali condizioni di aderenza tra il tamponamento ed il telaio, quest'ultimo è generalmente realizzato in calcestruzzo armato. Tale pratica presenta tuttavia una serie di svantaggi, in quanto:

- il telaio e il tamponamento costituiscono un sistema meccanicamente accoppiato, in cui risulta piuttosto complesso isolare il contributo offerto dai due sottosistemi;
- l'applicazione di protocolli di prova con contenuto energetico medio-alto è responsabile di una marcata fessurazione del calcestruzzo, fattore che impedisce il reimpiego del telaio in test successivi.

Sulla base di queste osservazioni, i telai impiegati nella campagna ERIES-ENFRAG sono stati realizzati tramite l'assemblaggio di quattro profili UPN400 in acciaio strutturale S355, opportunamente sagomati e dotati di costole alle quattro estremità per garantirne il perfetto

accoppiamento. La struttura così ottenuta, di dimensioni (3720 x 2970) mm, è mostrata nello schema in *Figura 22*.



*Figura 22: Geometria del telaio realizzato mediante l'accoppiamento dei profili UPN400 [10].*

L'interno dei profili è stato riempito fino al bordo con la malta colabile ad alta resistenza Mapei *Mapefill MF610* (resistenza a compressione a 28 gg pari a 70 MPa), annegando nel getto gabbie di armatura in acciaio B450 C zincato a caldo. Al fine di evitare sovrapposizioni nei nodi d'angolo, le armature longitudinali sono state disposte secondo due schemi distinti:

- per gli elementi verticali (gabbia “tipo A”), 5 barre  $\Phi$  12 mm (lato tamponamento) e 2 barre  $\Phi$  8 mm (lato profilo UPN 400);
- per gli elementi orizzontali (gabbia “tipo B”), 4 barre  $\Phi$  12 mm (lato tamponamento) e 2 barre  $\Phi$  8 mm (lato profilo UPN 400).

Entrambe le gabbie sono state dotate del medesimo quantitativo di armatura trasversale, costituita da staffe  $\Phi$  8/100 mm. Nell'immagine in *Figura 23* è visibile nel dettaglio la gabbia di armatura posta all'interno del profilo UPN 400 superiore. Si noti come la superficie interna dei profili in acciaio sia stata equipaggiata mediante bulloni (M18 classe 8.8) opportunamente saldati, in modo da realizzare una condizione di perfetta aderenza tra acciaio e malta.



*Figura 23: Profilo UPN 400 superiore e relativa armatura prima del getto della malta.*

I telai sono stati infine completati con ulteriori piastre e angolari forati per consentirne l'alloggiamento e il bloccaggio all'interno dell'apparecchiatura di prova. Nell'immagine in *Figura 24* relativa alla precedente campagna di Kurukulasuriya et al. [10], sono mostrati i telai in condizione di *bare frame*, durante il loro trasporto presso i laboratori Eucentre.



*Figura 24: Telai in condizione di bare frame durante la fase di trasporto presso i laboratori Eucentre.*

### **3.2.2 Tamponamento**

La scelta della tipologia di muratura del tamponamento è stata effettuata sulla base di un'analisi storica critica del patrimonio edilizio esistente, in modo da realizzare campioni rappresentativi del costruito italiano nel periodo compreso tra gli anni '60 e gli anni '80 del secolo scorso.

Dalle ricerche è emerso come la soluzione più diffusa nella pratica costruttiva dell'epoca consista nell'impiego di una muratura a doppio paramento (12+8 cm) in blocchi di laterizio forati, con percentuale di foratura che tipicamente si attesta sul 60-65%. Nella maggior parte dei casi i due paramenti si presentano non collegati e separati da un'intercapedine (vuota o riempita con materiale isolante). L'allettamento e l'intonacatura delle due facce esterne sono comunemente realizzati con malta bastarda di resistenza medio-bassa, mentre le facce interne sono in genere prive di intonaco. Si è preferito realizzare tamponamenti costituiti da un singolo paramento di spessore 12 cm, rivestiti da un solo lato con uno strato di intonaco di spessore pari a 1 cm. Le ragioni di questa scelta sono dettate dalla maggiore difficoltà di interpretazione dei risultati ottenuti dai test sulla tipologia - più resistente - a doppio paramento, problematica indotta sia dalla mutua interazione (dovuta all'assenza di collegamenti reciproci) tra i due paramenti che dall'impossibilità di strumentare i due lati interni tramite un'opportuna rete sensoristica.

La selezione dei blocchi di laterizio è avvenuta impiegando prodotti compatibili con quelli utilizzati all'epoca nei limiti dell'attuale reperibilità sul mercato. La scelta è dunque ricaduta sui "*Blocchi leggeri*

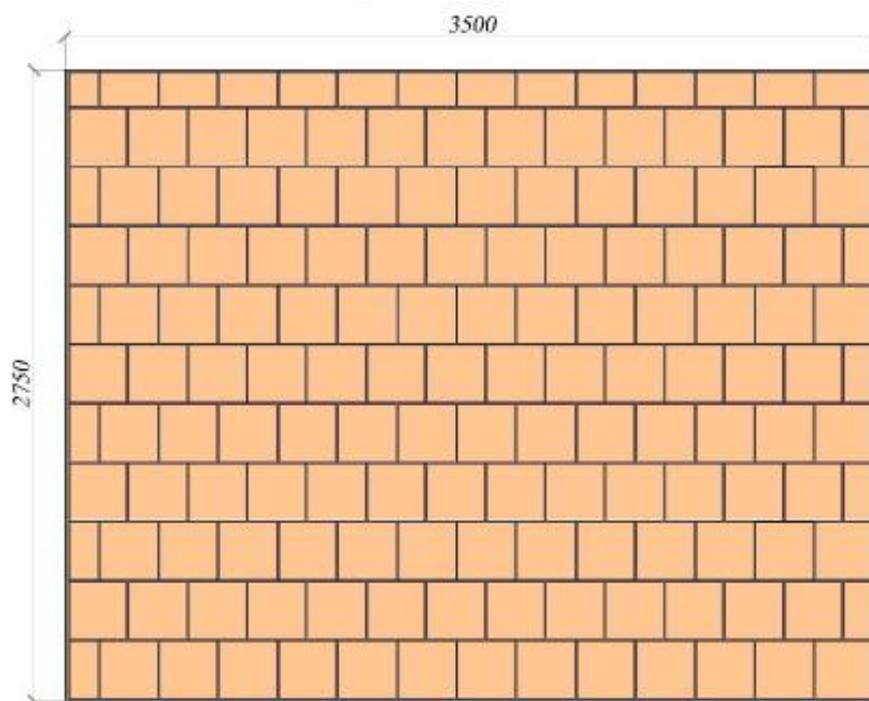
12x25x25" della ditta *Wienerberger*, prodotti nello stabilimento di Bubano di Mordano (BO). In *Tabella 3* si riportano le caratteristiche di interesse nel prosieguo della trattazione, estratte dalla scheda tecnica del prodotto.

*Tabella 3: Caratteristiche geometriche e meccaniche nominali dei blocchi in laterizio impiegati nella realizzazione dei provini [10].*

<b>Blocchi leggeri 12x25x25 - Wienerberger</b>				
	<b>Spessore [cm]</b>	12		
	<b>Lunghezza [cm]</b>	25		
	<b>Altezza [cm]</b>	25		
	<b>Peso [kg]</b>	4,2		
	<b>Percentuale di foratura [-]</b>	65%		
	<b>Resistenza del blocco media</b>	Base ( $f_{bm} / f_{bk}$ )	2,2/2	
	<b>(<math>f_{bm}</math>) e caratteristica (<math>f_{bk}</math>) [MPa]</b>	Testa ( $\overline{f_{bm}} / \overline{f_{bk}}$ )	11/10	

Sulla base delle usanze riscontrate nella pratica costruttiva, l'allettamento dei blocchi e l'intonacatura di una delle due facce del tamponamento sono stati effettuati impiegando una comune malta a base di calce e cemento.

Nel prospetto riportato in *Figura 25* sono visibili le dimensioni della parete, pari a (3500 x 2750) mm, e lo schema di posa dei blocchi in laterizio.



*Figura 25: Prospetto del tamponamento [10].*

In merito alla costruzione del tamponamento, appare opportuno precisare che:

- ciascun corso di blocchi è stato posizionato su un letto di malta omogeneo di spessore pari a 1 cm circa;
- la posa degli elementi del corso superiore è stata condotta sfalsando i blocchi rispetto al corso inferiore di una quantità pari a metà della dimensione del blocco;
- i giunti verticali (di spessore pari a 0,5 cm circa) sono stati realizzati disponendo la malta sulla testa dei blocchi in modo non perfettamente omogeneo, in accordo alla comune pratica costruttiva;
- il contatto tra il tamponamento e il telaio è stato realizzato tramite giunti di spessore nominale pari a 1 cm per i giunti orizzontali e a 2 cm per i giunti verticali;
- il taglio dei blocchi dell'ultimo corso (necessario in quanto le dimensioni del pannello non consentono di coprirne tutta l'altezza con un numero intero di blocchi) è stato effettuato con disco diamantato. Questo accorgimento, non usuale nel costruito, è stato preferito nell'ottica di garantire una qualità omogenea tra le interfacce superiore e inferiore.

In *Figura 26* sono riportate alcune immagini esplicative della sequenza costruttiva adottata.



*Figura 26: Sequenza costruttiva del tamponamento: 1) posa della malta sulla testa del blocco, 2) posa del blocco sul letto di malta, 3) intonacatura [10].*

### 3.2.3 Caratterizzazione meccanica dei materiali

In via propedeutica all'esecuzione dei test si è proceduto alla caratterizzazione meccanica dei materiali impiegati nella costruzione dei tamponamenti, effettuando:

- prove di compressione verticale, laterale e diagonale su muretti;
- prove a flessione e taglio su triplette;
- prove a flessione e a compressione su prismi di malta.

I valori medi delle resistenze ottenuti tramite l'elaborazione statistica dei risultati delle suddette prove sono riportati in *Tabella 4*. Si osservi come la presenza dei fori sia responsabile di una disomogeneità delle proprietà meccaniche dei blocchi nelle due direzioni di applicazione del carico.

*Tabella 4: Valori medi delle resistenze dei materiali del tamponamento ottenuti a valle della caratterizzazione meccanica.*

<b>Blocchi forati in laterizio</b>		
	<b>Orizzontale (H)</b>	<b>Verticale (V)</b>
<b>Resistenza media a compressione [MPa]</b>	6,16	2,67
<b>Modulo elastico [MPa]</b>	2788	2970
<b>Malta di allettamento</b>		
<b>Resistenza media a compressione [MPa]</b>		1,20
<b>Resistenza media a trazione per flessione [MPa]</b>		0,38

### 3.3 Descrizione dell'apparato sperimentale

L'apparato sperimentale è stato ideato per consentire l'esecuzione in sequenza di prove cicliche nel piano (IP test) e di prove dinamiche fuori piano (OOP test), senza che fosse necessario movimentare i campioni.

I provini sono stati alloggiati all'interno del setup di prova mediante collegamenti bullonati, grazie ad apposite viti predisposte sugli estradossi dei profili UPN 400 inferiore e superiore. Il profilo inferiore è stato vincolato ad una fondazione in acciaio, realizzata saldando parallelamente fra loro due profili HEB 400 opportunamente rettificati per consentire il perfetto accoppiamento. Al di sopra del profilo superiore è stata disposta una trave HEA 200, equipaggiata all'estremità mediante due nodi scatolari. Per maggior chiarezza, in *Figura 27* si riporta la vista esplosa della configurazione appena descritta.

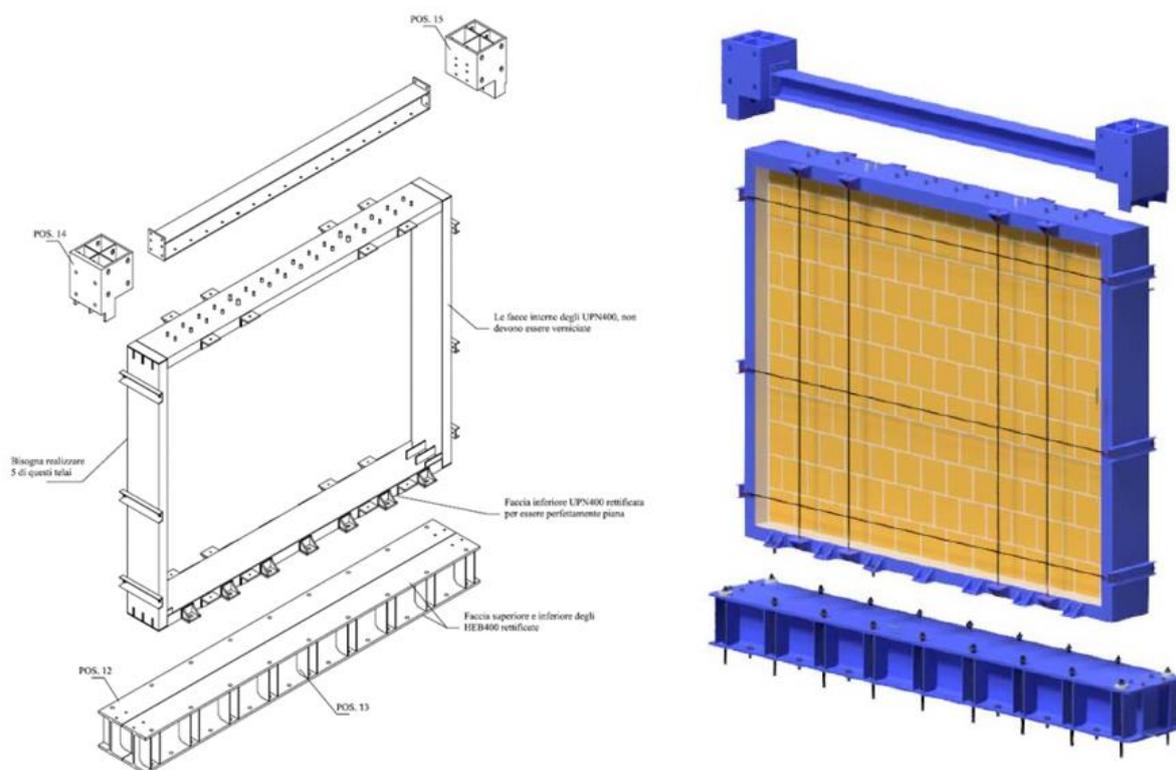


Figura 27: Vista esplosa del collegamento del telaio con la fondazione e con i nodi scatolari [10].

Le prove cicliche nel piano sono state effettuate grazie all'impiego di un attuatore idraulico orizzontale (rimovibile durante i test OOP), in grado di applicare uno spostamento in corrispondenza di uno dei due nodi scatolari. Il contrasto dell'attuatore è stato garantito da una torre tralicciata fissata sul pavimento del laboratorio.

Nell'ottica di consentire l'esecuzione delle prove dinamiche OOP, la trave di fondazione è stata vincolata (tramite collegamenti bullonati) ad una tavola vibrante in grado di fornire *input* nelle tre direzioni spaziali.

Il sistema è stato infine completato inserendo quattro bielle inclinate, vincolate tramite snodi sferici ai nodi scatolari superiori e alla tavola vibrante. Durante le prove IP questi elementi svolgono esclusivamente la funzione di impedire movimenti indesiderati fuori dal piano, nelle prove OOP impediscono il ribaltamento del provino.



Figura 28: Schema del setup sperimentale impiegato nella campagna in esame [10].

A completamento del setup sperimentale, ciascuno dei tre provini è stato equipaggiato mediante una rete di sensori variabile in funzione della tipologia di prova.

In generale, la rete impiegata è composta dai seguenti dispositivi:

- accelerometri (in grado di effettuare letture fino a 10 g);
- trasduttori lineari per la lettura degli spostamenti;
- estensimetri (*strain gauges*).

Per le prove dinamiche, questa strumentazione è stata modificata rimuovendo alcuni dei potenziometri e aggiungendo un sistema di acquisizione ottica con telecamere ad infrarossi in grado di misurare gli spostamenti dei marker posizionati sul tamponamento e sul telaio.

Gli autori della campagna sperimentale riportano di casi in cui le letture di alcuni dei sensori non sono disponibili. Escludendo malfunzionamenti accidentali, questo fenomeno è dovuto alla preventiva rimozione mirata ad evitare eventuali danneggiamenti indotti dall'espulsione di porzioni esterne dei blocchi in laterizio dal distacco dell'intonaco.

Le configurazioni dei sensori adottate sono visibili nelle figure seguenti, in cui sono riportati in rosso i potenziometri (Pot) e gli estensimetri (SG), in rosa gli accelerometri (Acc) e in blu i marker.

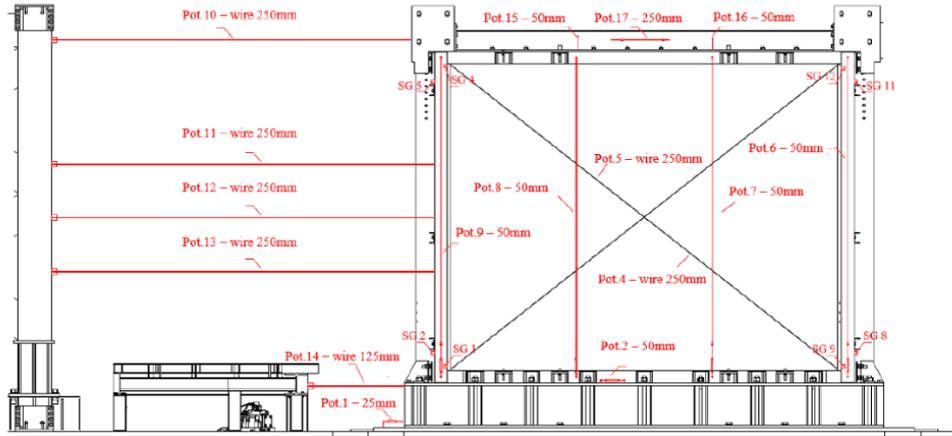


Figura 29: Configurazione della rete di sensori durante le prove cicliche quasi-statiche nel piano (IP test) [10].

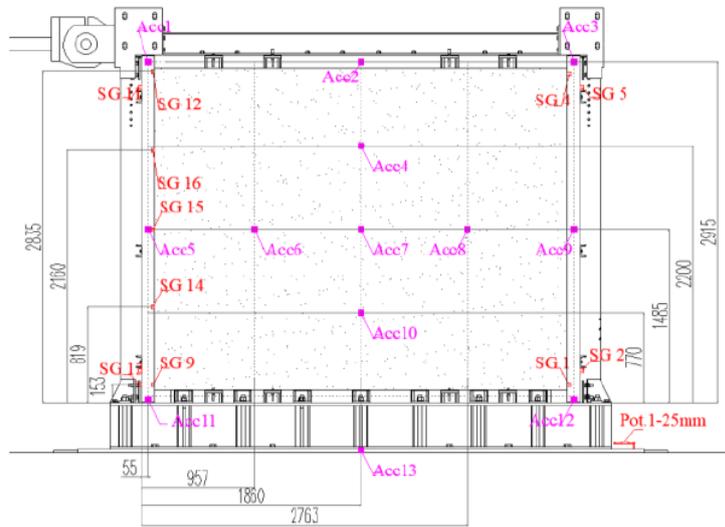


Figura 30: Configurazione della rete di sensori durante le prove dinamiche fuori piano (OOP test) - faccia intonacata [10].

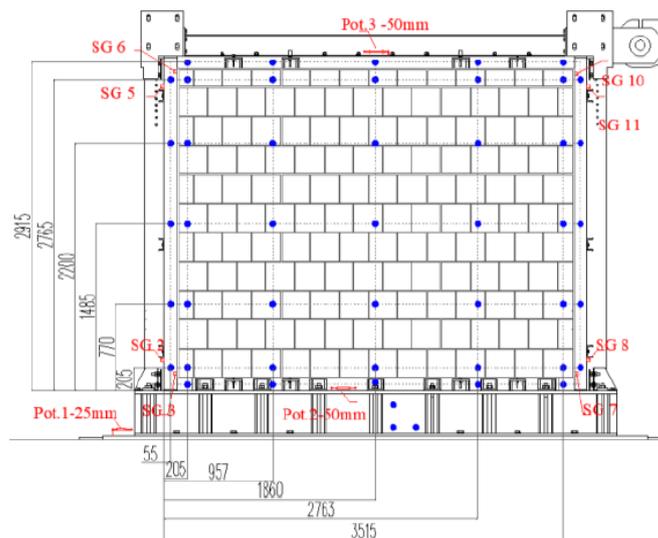


Figura 31: Configurazione della rete di sensori e dei marker durante le prove dinamiche fuori piano (OOP test) - faccia non intonacata [10].

### 3.4 Protocolli di prova

Come già accennato in precedenza, la sperimentazione di ERIES-ENFRAG è stata condotta applicando nell'ordine:

- una prova ciclica quasi-statica nel piano (IP test);
- una prova dinamica fuori piano su tavola vibrante (OOP test).

In linea con gli obiettivi stessi della campagna sperimentale, la scelta del suddetto protocollo di prova consente per ogni provino la valutazione della capacità residua OOP in seguito al pre-danneggiamento indotto dall'azione IP.

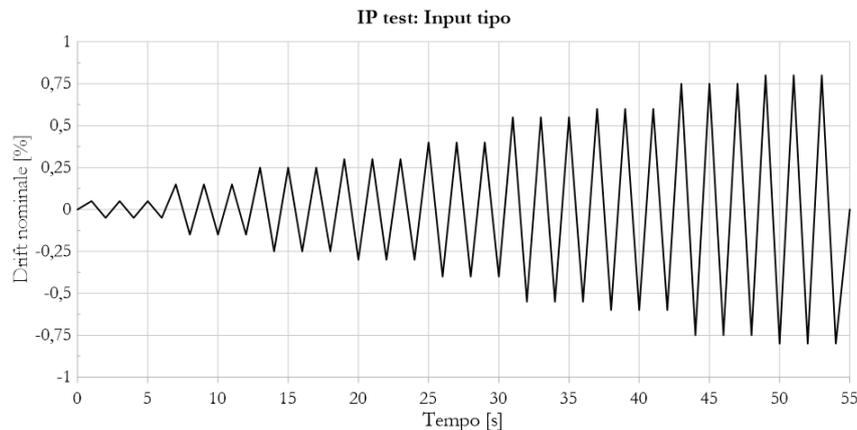
Come parametro di controllo per le prove cicliche nel piano è stato adottato lo spostamento del nodo scatolare opposto a quello di competenza dell'attuatore. La definizione di ciascun protocollo è dunque avvenuta imponendo  $d$  livelli di drift:

$$\theta_{\max} = [\theta_1, \theta_2, \dots, \theta_d],$$

per ognuno dei quali è eseguito, un numero  $c$  di volte, il ciclo:

$$[0, \theta_{\max}, -\theta_{\max}, 0].$$

Nel grafico in *Figura 32* è mostrato un esempio generico dell'*input* appena descritto.



*Figura 32: Prove cicliche quasi- statiche nel piano: esempio di input ( $d=10$ ,  $c=3$ ).*

La diversificazione della storia di spostamento assegnata a ciascuno dei tre provini è avvenuta agendo sui parametri  $d$  e  $c$ .

Lo spostamento orizzontale  $\delta$  associato ad ogni livello di drift nominale è ricavabile secondo l'espressione:

$$\delta = \frac{H \cdot d}{100} \quad (\text{Eq.2}),$$

in cui  $H$  rappresenta la quota dell'asse dell'attuatore rispetto alla base della tavola vibrante, pari a 2778 mm.

I tre protocolli nel piano adottati nella campagna sperimentale in esame sono visibili in *Tabella 5*.

*Tabella 5: Prove cicliche quasi statiche nel piano: protocolli sperimentali [33].*

Provino	d	c	Livello di drift nominale [%]											
			0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65
<b>SP1</b>	6	1	X		X		X		X		X		X	
<b>SP2</b>	6	6	X		X		X		X		X		X	
<b>SP3</b>	12	3	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X

Da un primo confronto si osserva che:

- il protocollo applicato sul provino SP1 è quello con contenuto energetico minore (ciò si evince dai valori di  $d$  e  $c$  adottati);
- nel protocollo applicato sul provino SP2 il contenuto energetico è stato incrementato rispetto al caso precedente agendo esclusivamente sul numero  $c$  di cicli per livello di drift;
- nel protocollo previsto sul provino SP3 il contenuto energetico è stato modulato sia incrementando il numero  $d$  di livelli di drift che agendo sul parametro  $c$  (a cui è assegnato un valore intermedio rispetto alle prime due prove).

Le prove dinamiche fuori piano sono state condotte sottoponendo ogni provino ad una storia di accelerazione alla base, costruita con l'intento di riprodurre diversi livelli di accelerazione di picco al piano PFA (*Peak Floor Acceleration*) a cui il tamponamento può essere sottoposto, a seconda dell'entità della PGA (*Peak Ground Acceleration*) registrata nel sito e della posizione occupata all'interno dell'edificio.

La storia di accelerazione è stata generata a partire da un accelerogramma di riferimento  $a(t)_{OOP}$  (*Figura 33*), il cui contenuto in frequenza è stato adattato partendo da quello del *Required Response Spectrum* (RRS) dello standard statunitense AC156 [34].

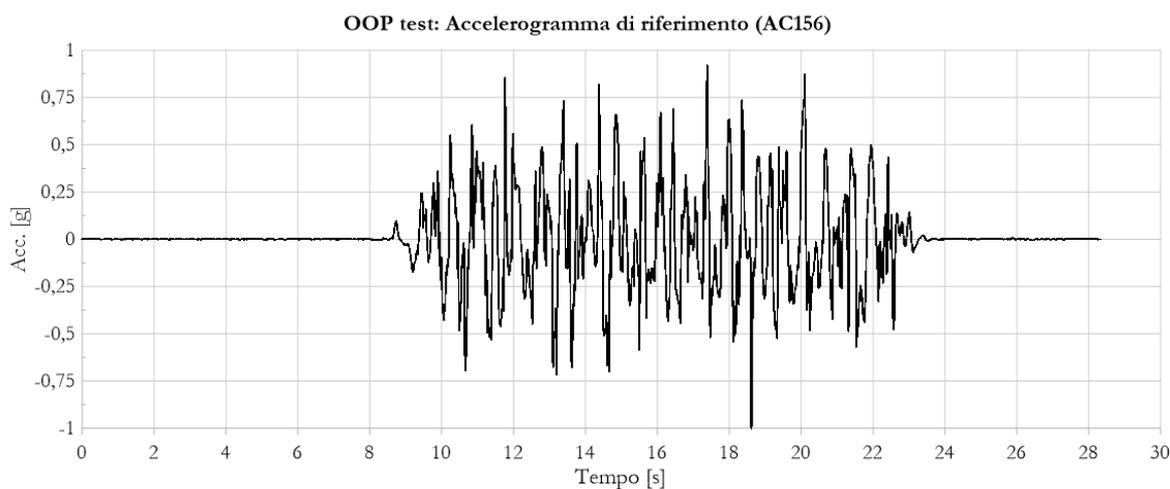


Figura 33: Accelerogramma  $a(t)_{\text{OOP}}$  adottato come riferimento per la definizione dei protocolli fuori piano.

Nelle prove dinamiche condotte l'intensità dell'accelerogramma di riferimento è stata progressivamente incrementata, a partire da un valore iniziale pari a 10% PFA. La pratica è stata portata avanti fino al collasso fuori piano del tamponamento. I livelli di amplificazione nominale applicati sui tre provini fino al raggiungimento di tale condizione sono riportati in *Tabella 6*.

Tabella 6: Prove dinamiche fuori piano: protocolli sperimentali [33].

Provino	Livello di amplificazione nominale [%]												
	10	20	30	40	50	75	100	125	150	175	200	225	250
SP1	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
SP2	X	X	X	X	X	X	X	X					
SP3	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X			

Si precisa che sul provino SP1, l'unico ad aver sopportato tutti i livelli di amplificazione previsti, il collasso è stato indotto applicando consecutivamente per tre volte (A, B, C) l'input di intensità pari a 250% PFA.

### 3.5 Risultati sperimentali

Per quanto concerne il telaio, le evidenze sperimentali hanno in tutti i casi confermato le ipotesi effettuate in fase di progetto: gli acciai dei profili e delle gabbie di armatura hanno esibito una risposta in campo elastico, mentre la malta del getto è stata oggetto di una lieve fessurazione. Quest'ultimo fenomeno, comunemente osservabile in tutte le strutture in calcestruzzo armato

soggette a carichi di esercizio, non è risultato di entità tale da pregiudicare la rigidità globale del telaio o da impedirne il reimpiego in eventuali prove future.

Nell'immediato prosieguo della trattazione si procede a presentare i risultati ottenuti sui tre tamponamenti oggetto della campagna sperimentale.

In particolare, per le prove in piano si forniscono:

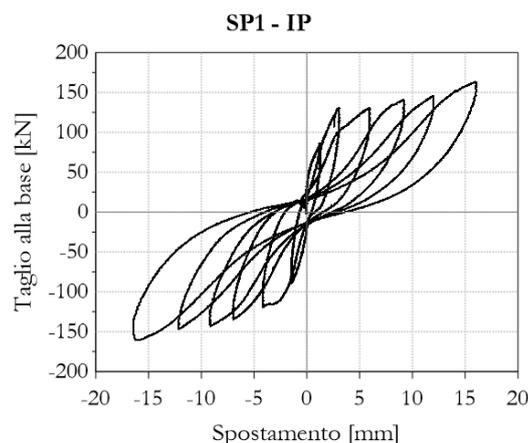
- la curva ciclica taglio alla base - spostamento del nodo di controllo;
- il quadro fessurativo rilevato sulla faccia non intonacata del provino al termine dell'applicazione dell'ultimo livello di drift previsto.

Per le prove fuori piano sono riportate:

- le letture dell'accelerometro Acc 7 posto in corrispondenza della mezzeria del pannello (effettuate con una frequenza di campionamento pari a 512 Hz);
- il quadro fessurativo rilevato sulla faccia non intonacata del provino al termine dell'applicazione dell'ultimo livello di amplificazione prima del collasso;
- la sequenza di collasso.

### 3.5.1 Provino SP1

Nel grafico in *Figura 34* è riportata la curva ciclica taglio alla base-spostamento del nodo di controllo ottenuta per la prova SP1-IP. Si nota che, all'aumentare del livello di *drift*, il provino esibisce un graduale incremento della resistenza di picco, raggiungendo al termine della prova un valore che si attesta sui 165 kN. La progressione appare lievemente più marcata a cavallo tra i primi due e gli ultimi due livelli di *drift*.



*Figura 34: Prova SP1- IP: Curva sperimentale ciclica taglio alla base-spostamento. Dati ENFRAG.*

Nella *Figura 35* di seguito proposta è possibile osservare il quadro fessurativo esibito dalla faccia non intonacata al termine della prova. Le evidenze sperimentali mostrano un danneggiamento

piuttosto contenuto, prevalentemente concentrato sui bordi laterali del tamponamento. In queste zone si nota la presenza di fessure diagonali, che si innescano in corrispondenza dei quattro vertici del pannello. La parte centrale della parete è suddivisa in blocchi da fessure pseudo-orizzontali, indotte dallo scorrimento dei letti di malta. E' abbastanza evidente il netto distacco del tamponamento dal getto di malta del telaio, si osserva tuttavia come l'interazione tra i due elementi non sia tale da generare danni rilevanti nei blocchi in laterizio adiacenti all'interfaccia.

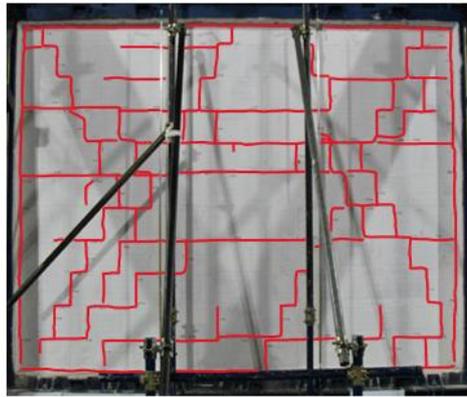


Figura 35: Prova SP1-IP: Quadro fessurativo sperimentale al livello di drift nominale 0,65% (faccia non intonacata). Dati ENFRAG.

Nel grafico in Figura 36 è visibile l'ultima sequenza registrata dal sensore Acc 7 (posto in corrispondenza della mezzeria del pannello) prima della sua rimozione. Il grafico fa riferimento alla seconda applicazione (indicata con la lettera B) dell'input di intensità pari a 250% PFA.

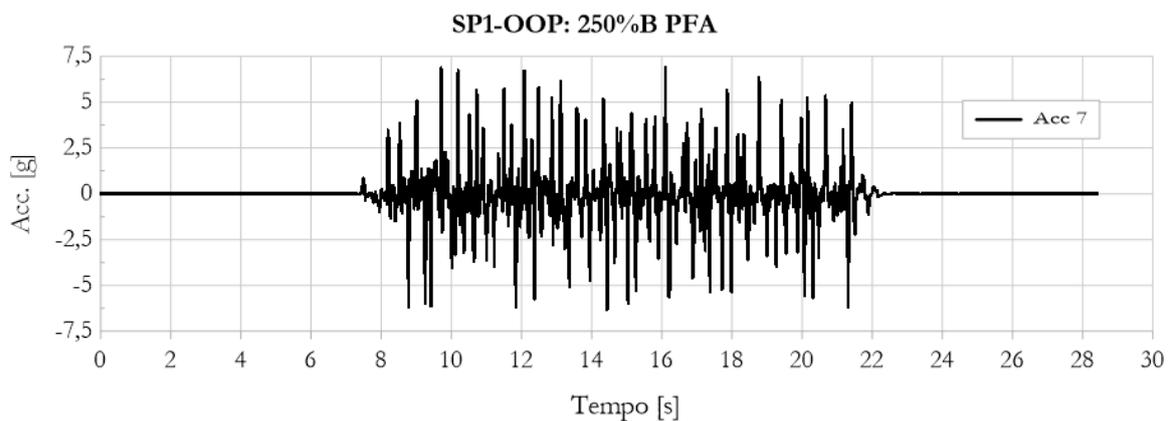


Figura 36: Prova SP1-OOP: Registrazione del sensore Acc 7 per il livello di amplificazione nominale 250%B PFA. Dati ENFRAG.

La sequenza di collasso del provino è osservabile in Figura 37. E' possibile osservare come il fenomeno si sia innescato in corrispondenza dell'interfaccia superiore, manifestandosi con l'espulsione di alcuni blocchi del corso di chiusura (1). Parallelamente, le oscillazioni hanno provocato il progressivo scartellamento degli elementi resistenti nella zona centrale del pannello (2), che ha innescato il ribaltamento pressoché simultaneo della quasi totalità del tamponamento

(3), ad esclusione di una piccola porzione in prossimità dell'interfaccia sul lato destro che ha ceduto dopo un paio di secondi (4).

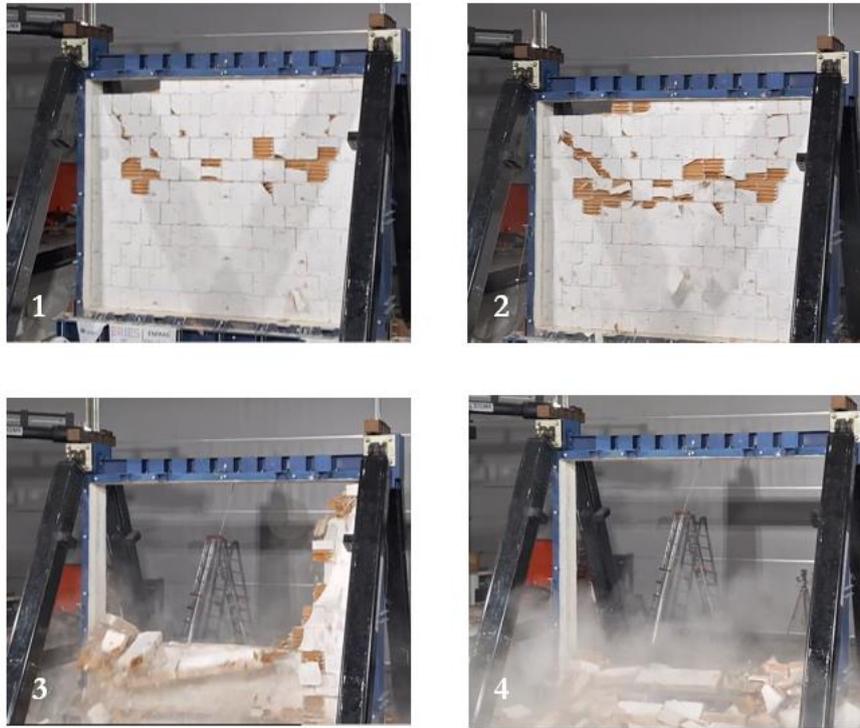


Figura 37: Prova SP1-OOP: Sequenza di collasso all'intensità 250% PFA (faccia non intonacata). Dati ENFRAG.

### 3.5.2 Provino SP2

La curva ciclica taglio alla base-spostamento del nodo di controllo ottenuta per la prova SP2-IP è visibile in *Figura 38*. Per i primi 5 livelli di *drift* la resistenza di picco aumenta gradualmente fino ad un valore pari a 170 kN. In corrispondenza dell'ultimo livello di *drift* si assiste invece ad un brusco calo, con valori massimi attorno ai 130 kN.

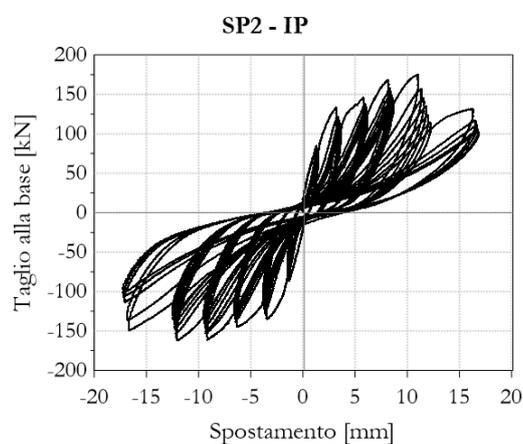
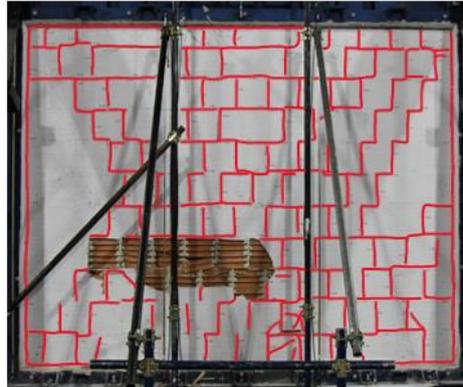


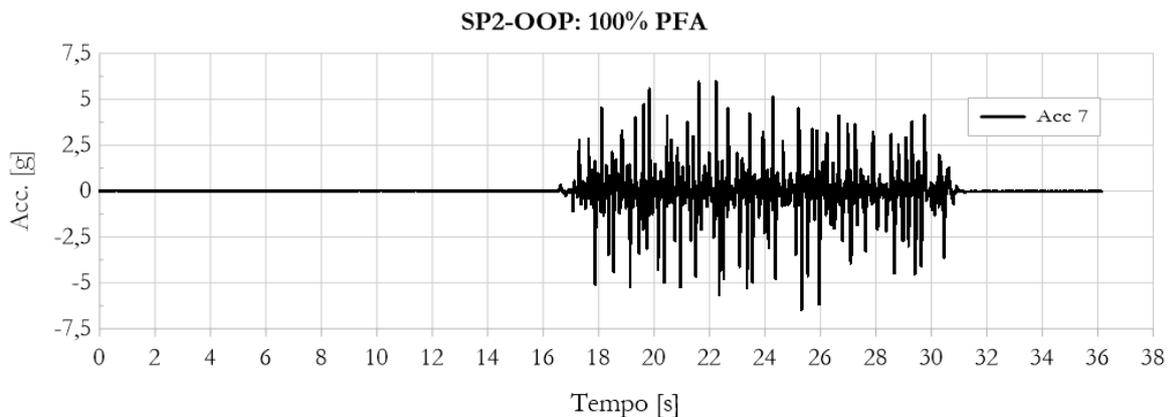
Figura 38: Prova SP2- IP: Curva sperimentale ciclica taglio alla base-spostamento. Dati ENFRAG.

L'analisi del quadro fessurativo esibito dal provino (*Figura 39*) chiarisce le ragioni di tale anomalia, da ricercarsi nella perdita di rigidità subita dal pannello per effetto del danno subito da alcuni blocchi del 3° e del 4° corso. Questo si esplica in un marcato scartellamento, esteso su circa metà lunghezza del tamponamento. Lo scalettamento dei giunti risulta decisamente più marcato rispetto a quello della prova precedente, coerentemente con il maggior contenuto energetico in input.



*Figura 39: Prova SP2-IP: Quadro fessurativo sperimentale al livello di drift nominale 0,65% (faccia non intonacata). Dati ENFRAG.*

L'ultima lettura effettuata dal sensore Acc 7, ottenuta in corrispondenza dell'applicazione dell'input di intensità pari a 100% PFA, è riportata in *Figura 40*.



*Figura 40: Prova SP2-OOP: Registrazione del sensore Acc 7 per il livello di amplificazione nominale 100% PFA. Dati ENFRAG.*

In *Figura 41* si riporta la sequenza di collasso del provino. Il cinematismo è stato innescato dall'apertura di una finestra in corrispondenza della porzione di muratura già danneggiata durante il test nel piano (1). Il mantenimento in posizione dei blocchi dei corsi superiori è stato così interamente affidato al contrasto offerto dai bordi laterali del telaio (meccanismo ad arco). Quando l'accumulo del danno è stato tale da generare una fessura verticale in corrispondenza della mezzeria del pannello (2), questo meccanismo è venuto meno, provocando il crollo a cascata dei corsi fino

all'interfaccia superiore (3). Al termine dell'applicazione del livello di intensità 125% PFA la prova è stata dunque interrotta, lasciando in piedi i due corsi inferiori della muratura (4).

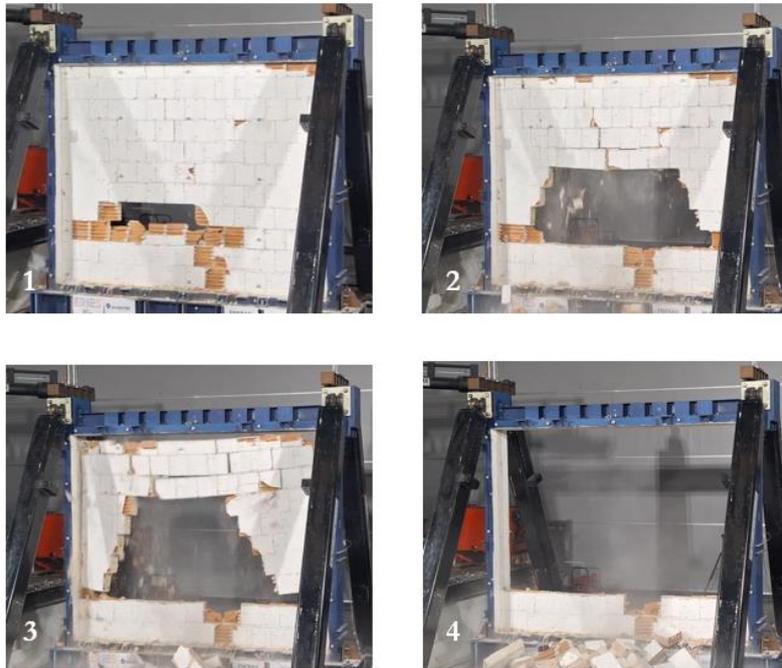


Figura 41: Prova SP2-OOP: Sequenza di collasso all'intensità 125% PFA (faccia non intonacata). Dati ENFRAG.

### 3.5.3 Provino SP3

Nel grafico in *Figura 42* è riportata la curva ciclica taglio alla base-spostamento del nodo di controllo relativa alla prova SP3-IP. L'incremento della resistenza all'aumentare del livello di *drift* sembra essere meno marcati rispetto alle due prove precedenti, con picchi che si attestano in media sui 135 kN a partire dal livello di drift pari a 0,25%.

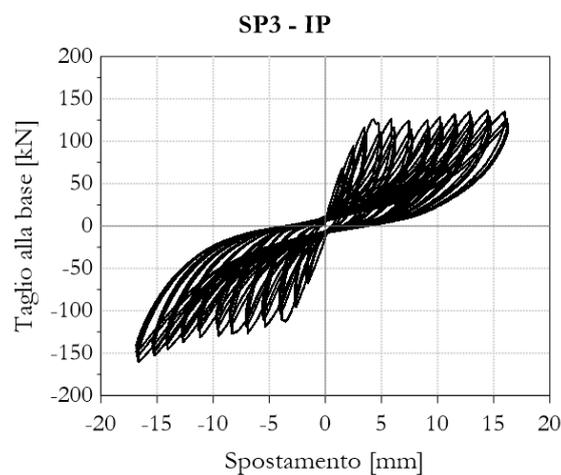
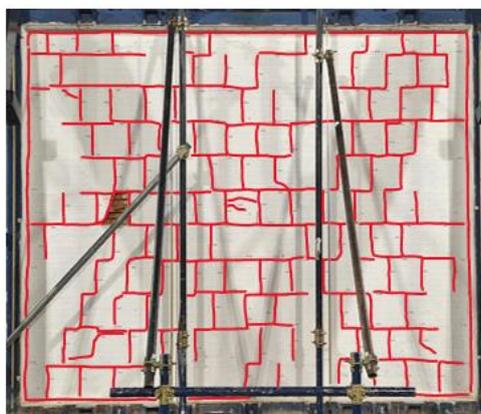


Figura 42: Prova SP3- IP: Curva sperimentale ciclica taglio alla base-spostamento. Dati ENFRAG.

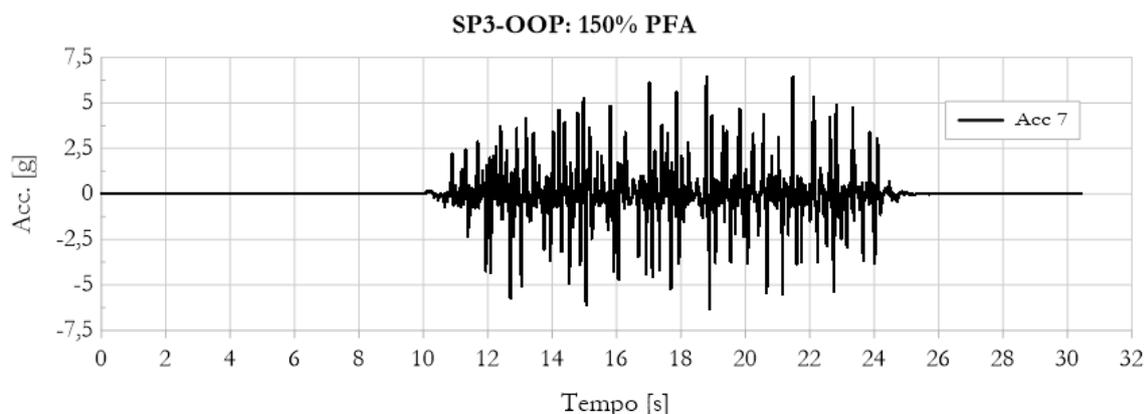
Il quadro fessurativo esibito al termine dell'applicazione del protocollo nel piano (*Figura 43*) è confrontabile con quello registrato per il provino SP2, che infatti presenta un contenuto energetico affine. Oltre al distacco all'interfaccia con il telaio si registra un'estesa fessurazione dei giunti di malta, tanto che diventa praticamente impossibile distinguere le lesioni generate del meccanismo di fessurazione diagonale da quelle indotte dallo scorrimento dei letti.

A differenza del caso precedente non si registrano significativi scartellamenti dei blocchi. La spiegazione di tale fenomeno può essere ricercata nell'analisi dei protocolli di prova: a fronte del medesimo valore di *drift* nominale ultimo (0,65%), il protocollo SP3-IP presenta una maggiore gradualità della progressione e un minor numero di cicli per livello di *drift* ( $d=12$ ;  $c=3$ ) rispetto al protocollo SP2-IP ( $d=6$ ;  $c=6$ ). Ciò influenza evidentemente la modalità di accumulo del danno, che risulta più graduale nel provino in esame.



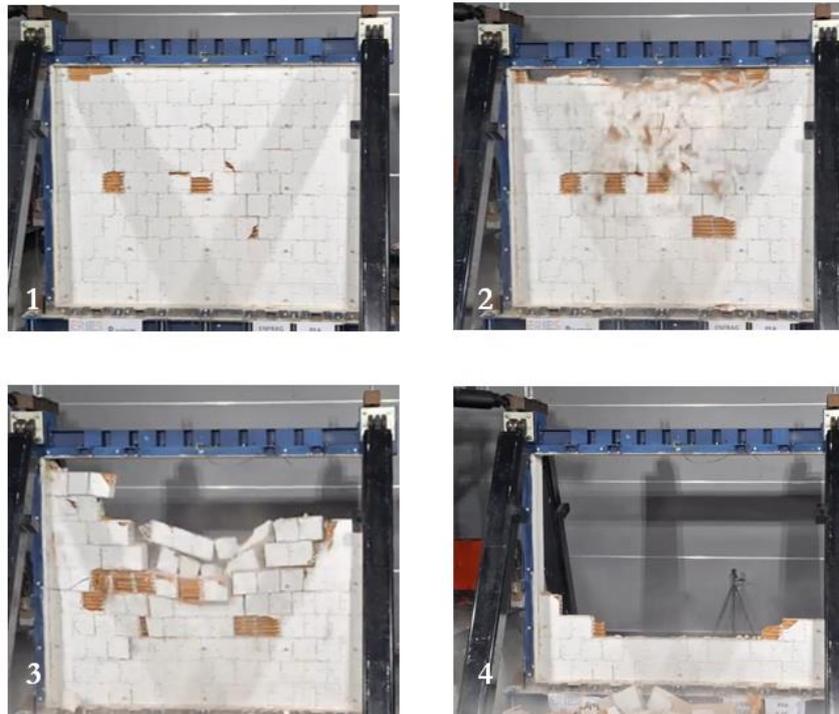
*Figura 43: Prova SP3-IP: Quadro fessurativo sperimentale al livello di drift nominale 0,65% (faccia non intonacata). Dati ENFRAG.*

Questa ipotesi sembra trovare conferma nel livello amplificazione nominale a cui si è registrato il collasso, pari a 175% PFA. In *Figura 44* è riportata l'ultima lettura completa del sensore Acc 7, effettuata in corrispondenza dell'applicazione dell'input di intensità pari a 150% PFA.



*Figura 44: Prova SP3-OOP: Registrazione del sensore Acc 7 per il livello di amplificazione 150% PFA. Dati ENFRAG.*

La sequenza di collasso del provino SP3 è riportata in *Figura 45*, ed è simile a quella registrata sul provino SP1 (seppur avvenga per un livello di intensità decisamente inferiore). Il meccanismo si è innescato a causa del progressivo scartellamento dei blocchi del corso di chiusura, fenomeno che ha avuto origine in corrispondenza del vertice in alto a sinistra (1) propagandosi in direzione longitudinale (2). La perdita del contrasto con il bordo superiore del telaio ha interrotto il funzionamento del meccanismo ad arco, provocando il graduale sfaldamento dell'intera parete ormai indebolita (3). Il fenomeno si è arrestato nella metà inferiore del tamponamento, lasciando in piedi i primi due corsi di blocchi (4).



*Figura 45: Prova SP3-OOP: Sequenza di collasso all'intensità 175% PFA (faccia non intonacata). Dati ENFRAG.*

## 4 Modellazione numerica dell'apparato sperimentale

Le prove effettuate nella campagna sperimentale in esame sono estremamente onerose in termini di tempi e di costi. Uno degli obiettivi primari del presente lavoro è pertanto quello di fornire un modello numerico che, opportunamente calibrato, riproduca con ragionevole attendibilità il comportamento meccanico dei provini testati. Tale procedura è propedeutica alla successiva esecuzione di prove numeriche, volte ad arricchire il dataset a disposizione.

### 4.1 Introduzione al software STKO

L'implementazione del modello è stata effettuata tramite il software agli elementi finiti OpenSeeS (*Open System for Earthquake Engineering Simulation*) [7], sviluppato dal PEER (*Pacific Earthquake Engineering Research Center*) [35] in supporto alle ricerche in materia di ingegneria sismica.

A fronte delle elevate potenzialità computazionali e di un'estrema versatilità (il programma è *open-source* e dunque facilmente personalizzabile dagli stessi utilizzatori), OpenSees risulta tuttavia privo di interfaccia grafica: l'input dei dati è effettuato tramite un file scritto nel linguaggio Tcl (*Tool Command Language*), mentre l'output consiste in semplici file di testo.

A supporto della modellazione, nel presente studio si è pertanto adottata l'interfaccia grafica STKO (*Scientific ToolKit for OpenSees*) [6], ideata da *ASDEA Software Technology* [36] e composta da due sezioni dedicate rispettivamente alle fasi di *pre-processing* e *post-processing*.

Nella sezione dedicata al *pre-processing* è possibile definire la geometria, le proprietà dei materiali e degli elementi, le condizioni di vincolo e di carico e le impostazioni di analisi.

La sezione dedicata al *post-processing* consente invece l'estrapolazione, in termini sia grafici che numerici, dei risultati ottenuti.

Entrambe le sezioni sono dotate di un ambiente di modellazione CAD, di un editor per l'input diretto tramite script *Python* [37] di automatismi per la definizione di elementi e proprietà dei materiali e di algoritmi di visualizzazione avanzati.

## 4.2 Definizione del modello numerico

Poiché la campagna sperimentale ha previsto sia prove nel piano che fuori piano, la modellazione è stata effettuata nello spazio tridimensionale.

Al fine di semplificare la procedura e ridurre l'onere computazionale si è scelto di riprodurre esclusivamente il tamponamento e il telaio circostante, simulando l'effetto dei restanti elementi dell'apparecchiatura di prova tramite l'introduzione di apposite condizioni di vincolo.

Nel prosieguo della trattazione si procede a descrivere nel dettaglio ciascuna porzione del modello, giustificando le scelte di modellazione adottate.

### 4.2.1 Tamponamento

L'approccio impiegato per la modellazione della muratura di tamponamento è stato dettato dalla necessità di riprodurre il comportamento esibito dai provini durante le prove in laboratorio. In letteratura sono disponibili varie strategie di modellazione, a ciascuna delle quali corrisponde un certo livello di dettaglio:

- *micro-modello dettagliato*, costituisce la rappresentazione più prossima alla realtà e prevede la modellazione fisica sia degli elementi resistenti che dei giunti di malta. Le due unità costituiscono due continui distinti e sono tra loro connesse da interfacce attritive;
- *micro-modello continuo*, in cui le due unità rappresentative degli elementi resistenti e dei giunti di malta costituiscono, pur mantenendo diverse proprietà meccaniche, un unico continuo;
- *micro-modello discreto*, in cui i giunti di malta non sono direttamente modellati, ma sostituiti mediante l'inserimento di interfacce attritive tra gli elementi resistenti adiacenti;
- *macro-modello*, in cui l'intero tamponamento è modellato come un unico continuo dotato di proprietà meccaniche intermedie tra quelle delle unità costituenti, ricavate da test su volumi rappresentativi o tramite tecniche di omogeneizzazione numerica (motivo per cui tale approccio è noto anche come *modello con muratura omogeneizzata*).

E' intuitivo comprendere come l'aumentare del livello di dettaglio della modellazione implichi richieste progressivamente maggiori in termini di onere computazionale e memoria del calcolatore.

In *Figura 46* si riporta per maggior chiarezza uno schema delle tipologie appena elencate.

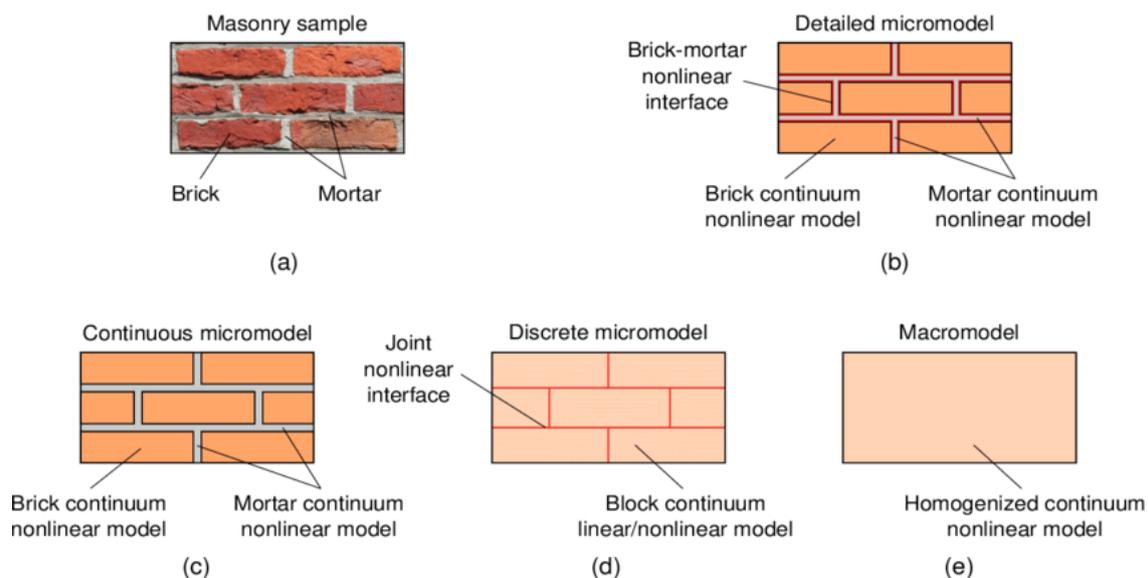


Figura 46: Approcci di modellazione della muratura: a) campione di muratura, b) micro-modello dettagliato, c) micro-modello continuo, d) micro-modello discreto. e) macro-modello (modello con muratura omogeneizzata) [38].

Le evidenze sperimentali mostrano l'attivazione di meccanismi differenti sia a livello della muratura (dove coesistono fessurazione diagonale e taglio-scorrimento) che dell'interfaccia con il telaio.

A questi fenomeni si aggiunge l'effetto dell'anisotropia indotta dall'impiego di blocchi forati, che condiziona la formazione dei quadri fessurativi e l'aderenza mobilitata in corrispondenza dei giunti di malta. La scelta di modellare direttamente tutti gli aspetti sopra elencati comporterebbe l'implementazione di un micro-modello dettagliato, che riproduca la reale geometria tridimensionale degli elementi e le loro mutue interazioni.

Nell'ottica di mediare un compromesso tra grado di dettaglio e onere computazionale richiesto in fase di analisi, si è dunque adottato un micro-modello continuo, nel quale sia gli elementi resistenti che i giunti di malta sono stati modellati tramite elementi 2D a geometria quadrangolare e a comportamento isotropo non lineare.

Il contatto all'interfaccia telaio-tamponamento è stato riprodotto mediante l'inserimento di opportune interazioni, illustrate nel dettaglio nel prosieguo della trattazione.

L'effetto indotto dai fori sull'aderenza mobilitata in corrispondenza dei giunti è stato tenuto in considerazione in maniera indiretta, agendo sul valore della resistenza a compressione  $f_{cm}$  della malta. In particolare si è effettuata la seguente distinzione:

- *letti di malta*, in cui il contatto tra blocchi adiacenti avviene in corrispondenza delle basi e non è dunque affetto dalla presenza dei fori (resistenza a compressione pari al valore ottenuto dalle prove sui campioni di laboratorio);

- *giunti di testa*, dove entrambe le superfici ai bordi del giunto di malta sono affette dalla presenza di fori (resistenza a compressione pari al 50% del valore adottato per i letti di malta);
- *giunti di contatto verticale* che, connettendo il tamponamento al getto di malta realizzato all'interno del telaio, presentano fori esclusivamente su una delle due superfici di contatto (resistenza a compressione pari al 70% del valore adottato per i letti di malta).

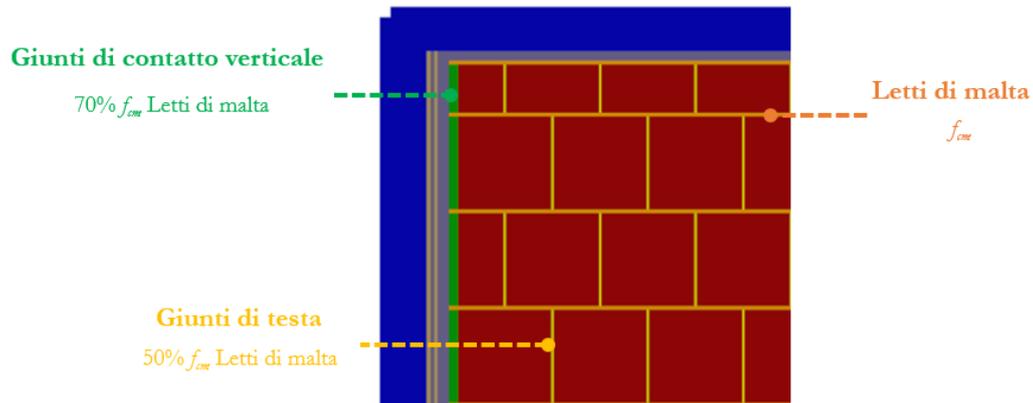


Figura 47: Tipologie di malta adottate nella modellazione del tamponamento.

Al fine di riprodurre nel dettaglio i meccanismi di rottura manifestati sperimentalmente dalla muratura, alle unità costituenti la stessa è stato assegnato il materiale *ASDCConcrete3D* [39], la cui formulazione si basa sulla teoria della meccanica del danno nei mezzi continui.

Il modello è appositamente ideato per simulare il comportamento dei materiali fragili, in cui la nascita di fessure, conseguente al superamento della resistenza a trazione, porta a una riduzione della resistenza a compressione. Questo aspetto è preso in conto tramite la definizione di due parametri di danneggiamento a trazione ( $d^+$ ) e a compressione ( $d^-$ ), il cui valore oscilla in un range compreso tra 0 (danno nullo) e 1 (danno completo).

Lo stato tensionale e il valore assunto dai parametri di danneggiamento in ogni step dell'analisi sono ricavati a partire dai modelli costitutivi a trazione e a compressione del materiale, mostrati in *Figura 48*.

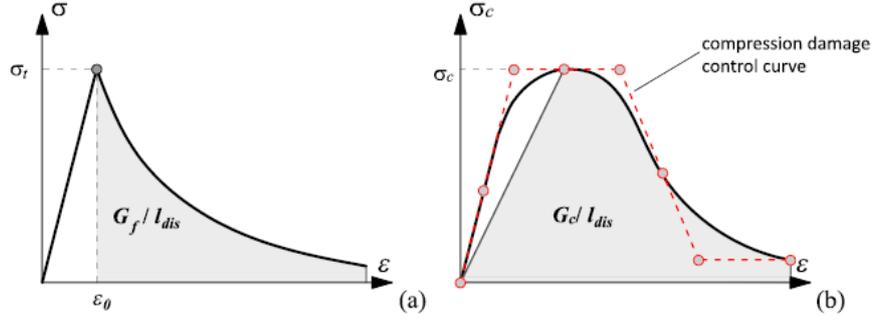


Figura 48: Modelli costitutivi in regime monoassiale implementati nel materiale *ASDConcrete3D*: a) trazione b) compressione [40].

Le aree sottese dalle due curve nel tratto di softening rappresentano le energie di frattura specifiche a trazione ( $g_f$ ) e a compressione ( $g_c$ ). Questo parametro è funzione sia delle caratteristiche del materiale che dalla dimensione geometrica dell'elemento, come espresso dalla relazione (scritta nel caso di trazione):

$$G_f = g_f \cdot l_{dis} \quad (Eq.3),$$

in cui:

- $G_f$  è l'energia di frattura associata al singolo elemento;
- $l_{dis}$  è la dimensione della zona dell'elemento oggetto di danneggiamento, assunta convenzionalmente pari alla lunghezza caratteristica  $l_{ch}$  dell'elemento finito.

Il materiale *ASDConcrete3D* è dotato di un meccanismo interno di autoregolazione, che determina l'energia di frattura del materiale in funzione della dimensione degli elementi della mesh.

Dal punto di vista computazionale, la procedura di calcolo del tensore delle tensioni e dei parametri di danneggiamento è effettuata a partire dal tensore delle tensioni di prova  $\tilde{\sigma}$ , definito secondo l'espressione:

$$\tilde{\sigma} = \bar{\sigma}_n + C_0 : (\varepsilon - \varepsilon_n) \quad (Eq.4),$$

dove:

- $\bar{\sigma}_n$  è il tensore delle tensioni allo step n-esimo immediatamente precedente;
- $C_0 : (\varepsilon - \varepsilon_n)$  è l'incremento della componente elastica tra lo step corrente e lo step n-esimo.

Note le tensioni principali positive  $\langle \tilde{\sigma}_i \rangle$  e le corrispondenti direzioni principali  $p_i$ , il tensore è scomposto nelle sue parti positiva ( $\tilde{\sigma}^+$ ) e negativa ( $\tilde{\sigma}^-$ ):

$$\tilde{\sigma}^+ = \sum_{i=1}^3 \langle \tilde{\sigma}_i \rangle p_i \otimes p_i \quad (Eq.5)$$

$$\tilde{\sigma}^- = \tilde{\sigma} - \tilde{\sigma}^+ \quad (Eq.6).$$

A partire dal tensore degli sforzi di prova  $\tilde{\sigma}$  si ottengono, avendo imposto la forma delle superfici di rottura, le seguenti grandezze scalari equivalenti a trazione ( $\tilde{\tau}^+$ ) e a compressione ( $\tilde{\tau}^-$ ):

$$\tilde{\tau}^+ = f(\tilde{\sigma}) = H(\tilde{\sigma}_{\max}) \left[ \frac{1}{1-\alpha} \left( \alpha \tilde{I}_1 + \sqrt{3\tilde{J}_2} + \beta \langle \tilde{\sigma}_{\max} \rangle \right) \frac{1}{\phi} \right] \quad (Eq.7)$$

$$\tilde{\tau}^- = f(\tilde{\sigma}^-) = \left[ \frac{1}{1-\alpha} \left( \alpha \tilde{I}_1 + \sqrt{3\tilde{J}_2} + \gamma \langle -\tilde{\sigma}_{\max} \rangle \right) \right] \quad (Eq.8)$$

essendo:

- $\tilde{I}_1$  il primo invariante del tensore  $\tilde{\sigma}$  ;
- $\tilde{J}_2$  il secondo invariante della componente deviatorica del tensore  $\tilde{\sigma}$  ;
- $\sigma_{\max}$  la tensione principale massima del tensore  $\tilde{\sigma}$  ;
- $\alpha = 4/33, \beta = 23/3, \phi = 10, \gamma = 3(1 - K_c)/(2K_c - 1)$ .

Il coefficiente  $K_c$  definisce la forma della superficie di rottura per lo stato tensionale di compressione triassiale e varia nell'intervallo:

$$\frac{1}{2} < K_c \leq 1.$$

Valori di  $K_c$  ridotti sono indicativi di una maggiore resistenza a compressione del materiale; in generale l'effetto di  $K_c$  sulla forma della superficie di rottura è visibile in *Figura 49*. Nel modello seguente si è adottato per tutti i materiali il valore medio dell'intervallo precedentemente riportato.

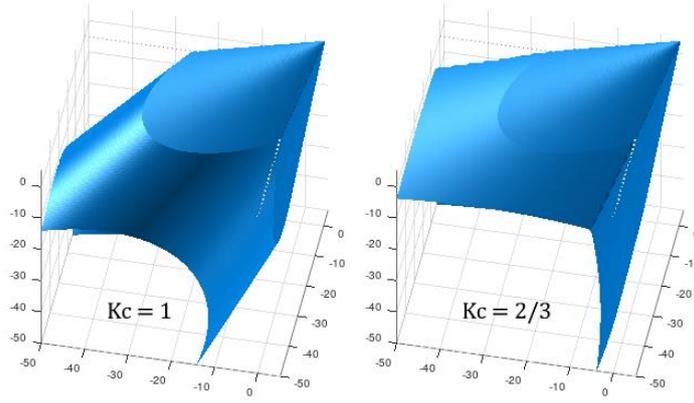


Figura 49: Effetto di  $K_c$  sulla forma della superficie di rottura a compressione triassiale [39].

A partire dall'Eq.7 e dall'Eq.8 si ricavano, nota la deformazione plastica equivalente  $x_{pl,n}$  allo step precedente, le corrispondenti deformazioni totali di prova  $\tilde{x}^+$  e  $\tilde{x}^-$ :

$$\tilde{x}^\pm = \frac{\tilde{\tau}^\pm}{E} + x_{pl,n} \quad (Eq.9).$$

Per imporre l'irreversibilit  del danno plastico e la dipendenza del fenomeno di danneggiamento dalla velocit  di applicazione del carico, le deformazioni ottenute nell'Eq.9 sono corrette come segue:

$$x^\pm = \begin{cases} \frac{\eta}{\eta + \Delta t} x_n^\pm + \frac{\Delta t}{\eta + \Delta t} \tilde{x}^\pm & \text{se } \tilde{x}^\pm > x_n^\pm \\ x_n^\pm & \text{negli altri casi} \end{cases} \quad (Eq.10).$$

Il tensore cercato e i parametri rappresentativi rispettivamente dalla fessurazione ( $d_{cr}^\pm$ ) e del danno plastico ( $d_{pl}^\pm$ ) si ricavano sostituendo le deformazioni totali equivalenti ottenute nell' Eq.10 all'interno dei legami costitutivi. In definitiva, le grandezze cercate sono definite dal seguente set di equazioni:

$$\bar{\sigma}^+ = (1 - d_{pl}^+) \bar{\sigma}^+ \quad (Eq.11)$$

$$\bar{\sigma}^- = (1 - d_{pl}^-) \bar{\sigma}^- \quad (Eq.12)$$

$$\bar{\sigma} = \bar{\sigma}^+ + \bar{\sigma}^- \quad (Eq.13)$$

$$\sigma = (1 - d_{cr}^+) \bar{\sigma}^+ + (1 - d_{cr}^-) \bar{\sigma}^- \quad (Eq.14) .$$

Nella figura seguente è fornita una rappresentazione della procedura appena descritta per un caso uniassiale generico.

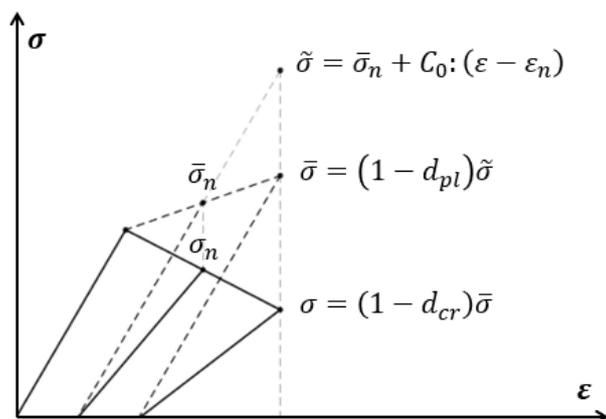


Figura 50: Procedura di calcolo del tensore delle tensioni implementata nel modello *ASDConcrete3D* per un caso uniassiale generico [39].

La dipendenza dei parametri di danneggiamento dal tensore di prova rende l'analisi fortemente non lineare, fattore potenzialmente responsabile di problemi di convergenza. Per garantire maggiore robustezza, *ASDConcrete3D* supporta l'impiego dello schema di integrazione IMPL-EX [41]. Tale approccio si traduce nella scomposizione della procedura in una fase esplicita (in cui è effettuata l'estrpolazione del tensore allo step corrente a partire dai valori assunti nei due step precedenti) seguita da una correzione implicita.

Il modello *ASDConcrete3D* è implementato nel software con un numero di parametri variabile a seconda delle esigenze richieste: sono infatti disponibili le versioni 1P, 4P, 6P e 9P, oltre alla variante *User-Defined* che fornisce la possibilità di effettuare l'input diretto del legame costitutivo.

Relativamente al modello in esame, per le unità del tamponamento si è adottata la versione 6P.

I valori da assegnare a ciascun materiale sono stati definiti a partire da stime basate sui risultati delle prove di laboratorio e su relazioni empiriche.

Per quanto concerne i blocchi in laterizio, la resistenza a compressione  $f_{cp}$  è stata stimata come:

$$f_{cp} = \sqrt{f_{bh} \cdot f_{bv}} \quad (Eq.15),$$

essendo:

- $f_{bh}$  la resistenza a compressione nella direzione dell'asse dei fori;
- $f_{bv}$  la resistenza a compressione nella direzione ortogonale all'asse dei fori.

Una relazione analoga è stata adottata per il modulo elastico  $E$ , mentre il coefficiente di Poisson  $\nu$  è stato assunto pari a 0,15.

La stima della resistenza a trazione è stata invece ottenuta tramite l'espressione riportata nell'*Eq.16*:

$$f_t = 0,10 \cdot f_{cp} \quad (Eq.16).$$

Per i letti di malta e per lo strato di intonaco, noto il valore della resistenza a compressione  $f_{cp}$ , si è assunto inizialmente:

$$E = 600 \cdot f_{cp} \quad (Eq.17)$$

$$f_t = 0,03 \cdot f_{cp} \quad (Eq.18).$$

Le medesime formulazioni sono state adottate per i giunti di testa e per i giunti di contatto verticali, riducendo opportunamente il valore della resistenza a compressione come precedentemente illustrato.

Sia per i mattoni che per le malte, la stima delle energie di frattura è avvenuta adottando:

- per l'energia di frattura a trazione  $G_t$  l'espressione suggerita dal *fib-Model Code 2010* [42], in cui la resistenza a compressione  $f_{cp}$  è espressa in MPa:

$$f_t = 0,073 \cdot f_{cp}^{0,18} \quad (Eq.19);$$

- per l'energia di frattura a compressione  $G_c$  la relazione riportata nel documento *Guidelines for Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete Structures* [43]:

$$f_t = 250 \cdot G_t \quad (Eq.20).$$

Le stime ottenute tramite le due espressioni precedenti rappresentano il limite superiore che può essere assunto dai valori reali, da ricavare calibrando il modello sulla base dei risultati sperimentali. I parametri meccanici dei materiali assegnati ai blocchi in laterizio, ai giunti di malta e all'intonaco al termine della procedura di calibrazione sono riportati in *Tabella 7*. Si specifica che per l'intonaco sono stati impiegati i medesimi valori assegnati ai letti di malta.

Tabella 7: Parametri meccanici dei materiali della muratura di tamponamento.

Materiali della muratura – ASDConcrete3D (6P)				
		Blocchi in laterizio	Malta (Letti)	Intonaco
Modulo elastico [MPa]	$E$	2878	800	800
Coefficiente di Poisson [-]	$\nu$	0,15	0,15	0,15
Resistenza a compressione [MPa]	$f_{cp}$	4,06	1,20	1,20
Resistenza a trazione [MPa]	$f_t$	0,406	0,036	0,036
Energia di frattura a trazione [N/mm]	$G_t$	0,07	0,05	0,05
Energia di frattura a compressione [N/mm]	$G_c$	8,00	10,00	10,00

Nei grafici di seguito proposti sono visibili i legami costitutivi a trazione e a compressione dei materiali assegnati ai blocchi in laterizio e ai letti di malta.

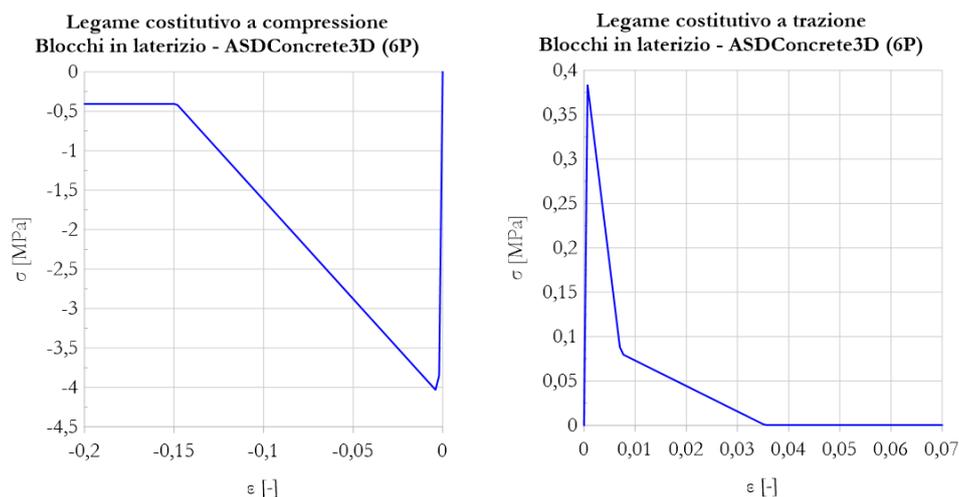


Figura 51: Legami costitutivi a trazione e a compressione del materiale assegnato ai blocchi in laterizio.

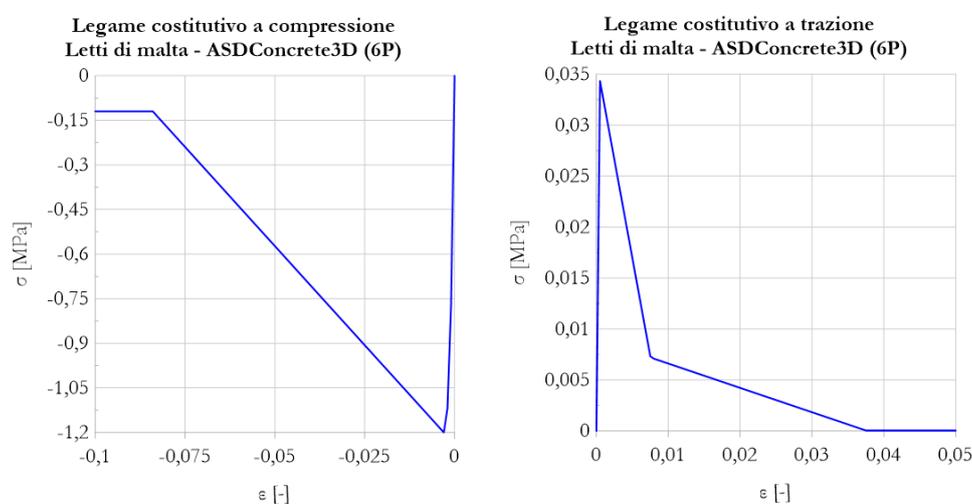


Figura 52: Legami costitutivi a trazione e a compressione del materiale assegnato ai letti di malta.

La natura multistrato del tamponamento è stata riprodotta tramite il comando `sections.LayeredShell`. Esso consente di definire una sezione trasversale caratterizzata da tre o più strati (*layers*), a ciascuno dei quali è possibile assegnare uno spessore e un materiale specifici. Nel caso in esame si è proceduto definendo tre strati, due dei quali (di spessore pari a 6 cm) rappresentativi degli elementi della muratura e uno (di spessore pari a 1 cm) del velo di intonaco. Coerentemente con quanto precedentemente esposto in merito alla costruzione dei provini (*Capitolo 3*), a quest'ultimo strato è stato assegnato il medesimo materiale definito nella modellazione dei *letti di malta*.

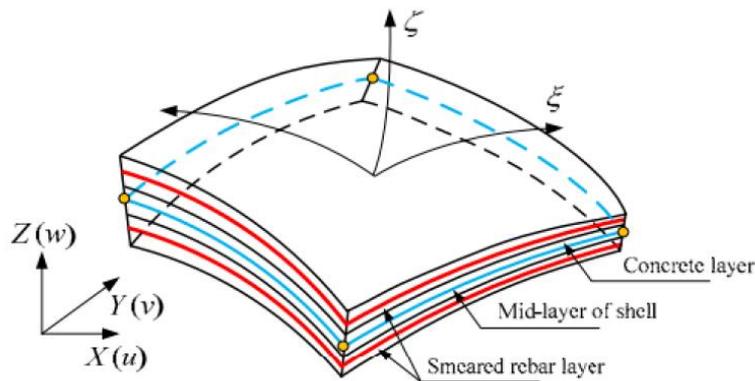


Figura 53: Schema di una sezione di tipo layered shell [44].

La procedura computazionale adottata per questa tipologia di sezione trasversale è basata sui principi della meccanica dei materiali compositi [44]. In fase di analisi il software procede anzitutto al calcolo delle deformazioni e delle curvature del piano medio dell'elemento, ricavando quelle degli altri strati sulla base delle caratteristiche della sezione stessa. In seguito, tramite le leggi costitutive dei materiali, determina lo stato tensionale presente in ciascuno degli strati e, per integrazione numerica, le azioni interne (sforzo normale e momento flettente) agenti in ciascuna sezione.

A tutte le unità costituenti la geometria del tamponamento è stato assegnato l'elemento finito *ASDShellQ4* [46]. Si tratta di un elemento generico di tipo *thick-shell*, ideale per la modellazione di superfici sia piane che curve e migliorato per ridurre la sensibilità alla distorsione geometrica tramite la possibilità di impiego di una cinematica corotazionale. Dallo schema mostrato in *Figura 54* si osserva che *ASDShellQ4* è dotato di 4 nodi e di 4 punti di Gauss.

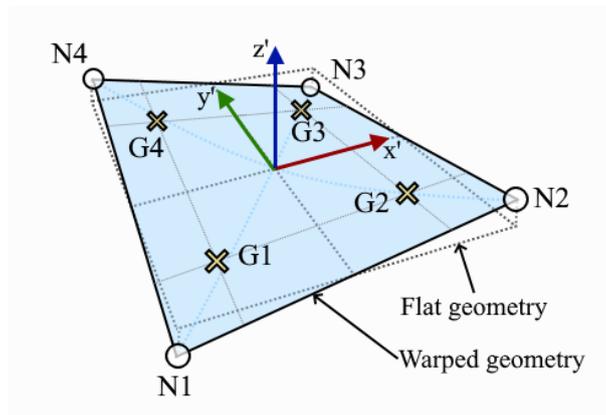


Figura 54: Nodi e punti di Gauss dell'elemento ASDShellQ4 [46].

La disponibilità di più punti di integrazione lungo la sezione trasversale garantita dall'impiego della *layered shell* e la compatibilità dell'elemento ASDShellQ4 con modelli costitutivi tridimensionali come ASDConcrete3D rendono l'approccio con elementi 2D idoneo a simulare la risposta del tamponamento in tutte e tre le direzioni spaziali, evitando così il ricorso a soluzioni più onerose in termini computazionali.

#### 4.2.1 Telaio

Il telaio misto in acciaio e malta è stato modellato impiegando elementi diversi per le unità che lo compongono.

I profili in acciaio strutturale sono stati riprodotti tramite elementi 1D beam. In particolare, si è adottato l'elemento finito *Displacement-Based Beam-Column* [46], che implementa la modellazione a fibre a plasticità distribuita (in cui cioè la plasticizzazione si innesca nelle sezioni in cui la tensione in una o più fibre raggiunge il limite di snervamento).

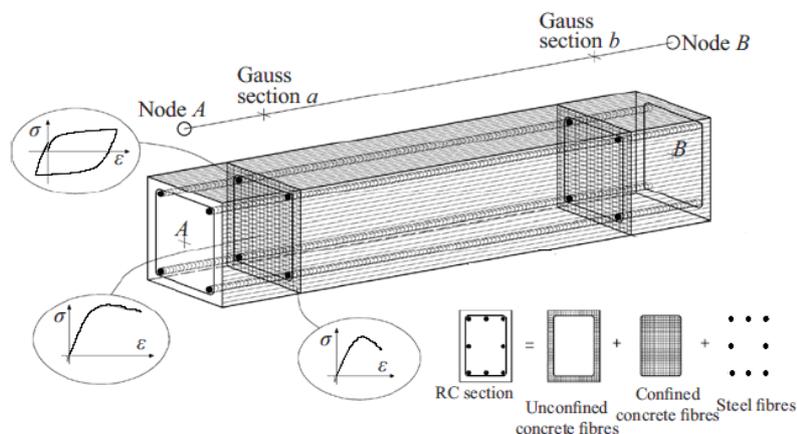


Figura 55: Schema esplicativo dell'approccio di modellazione a fibre per un elemento in calcestruzzo armato [47].

L'elemento generato è prismatico, ovvero la trave è rappresentata dalla sezione trasversale assegnata in ciascuno dei punti di integrazione (3 nel caso in esame) definiti lungo l'asse dell'elemento. La definizione della sezione è stata effettuata tramite il comando *sections.Fiber*, dotato di un modulo CAD che consente di impostare la geometria e il livello di discretizzazione desiderato.

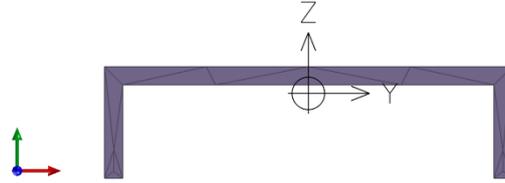


Figura 56: Modellazione a fibre della sezione assegnata ai profili del telaio.

Alla sezione così definita è stato assegnato il materiale *Steel02-Giuffrè-Menegotto-Pinto* [48], che simula il comportamento di materiali isotropi in regime monoassiale tramite un legame costitutivo elasto-plastico incrudente, simmetrico a trazione e a compressione.

In Tabella 8 si riportano i parametri adottati sulla base dei dati dichiarati negli elaborati progettuali. Si precisa che, per evitare di incorrere in problematiche di carattere numerico, il comportamento elasto-plastico perfetto dell'acciaio strutturale è stato riprodotto impiegando un rapporto di incrudimento diverso da zero ma sufficientemente prossimo a tale valore.

Tabella 8: Parametri meccanici dell'acciaio strutturale S355 dei profili UPN 400.

Acciaio strutturale S355 – Steel02		
Tensione di snervamento [MPa]	$F_y$	355
Tangente iniziale al tratto elastico [-]	$R_0$	15
Parametri per il controllo della transizione tra tratto elastico e tratto plastico [-]	$CR1$	0,925
	$CR2$	0,15
Rapporto di incrudimento [-]	$b$	0,0001
Modulo elastico [MPa]	$E_0$	210000

L'andamento delle curve sforzo-deformazione del materiale al variare della storia di carico è mostrato di seguito in Figura 57.

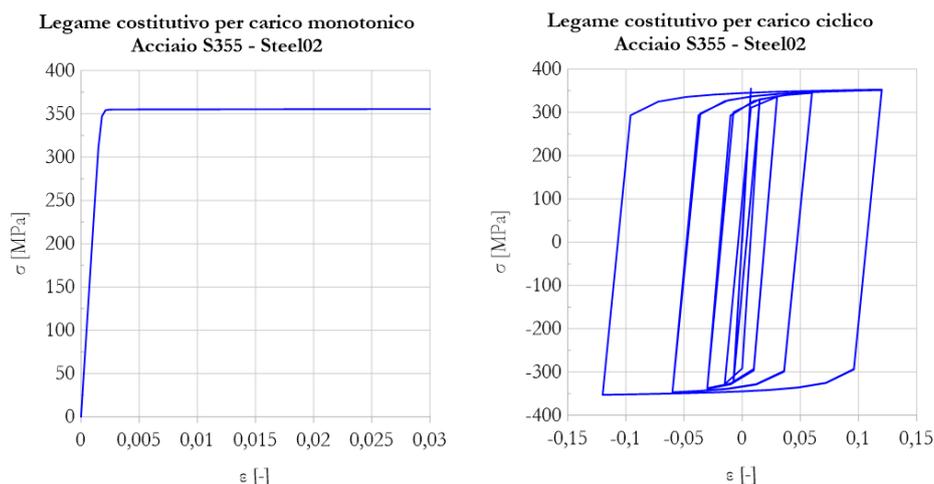


Figura 57: Legame costitutivo dell'acciaio strutturale S355 per storia di carico monotonica o ciclica.

Il getto di malta effettuato all'interno dei profili è stato modellato tramite elementi 2D a comportamento isotropo non lineare, discretizzando la superficie in più unità in modo da generare una geometria quadrangolare compatibile con quella del tamponamento.

Anche in questo caso si è adottato l'elemento *ASDShellQ4*, ricorrendo al comando *sections.LayeredShell* per riprodurre la sezione trasversale. Lo spessore da assegnare ai tre strati è stato definito in modo da uguagliare complessivamente la dimensione interna del profilo UPN 400, pari a 364 mm.

Il comportamento meccanico del getto è stato simulato impiegando il materiale *ASDConcrete3D* nella versione 1P. I parametri meccanici adottati sono visibili in *Tabella 9*.

Tabella 9: Parametri meccanici della malta Mapefill MF610 del getto effettuato all'interno dei profili del telaio.

Malta Mapefill MF610 – ASDConcrete3D (1P)		
Modulo elastico [MPa]	<b>E</b>	2878
Coefficiente di Poisson [-]	<b>ν</b>	0,15
Resistenza a compressione [MPa]	<b>f<sub>cp</sub></b>	70
Energia di frattura a trazione [N/mm]	<b>G<sub>t</sub></b>	0,16
Energia di frattura a compressione [N/mm]	<b>G<sub>c</sub></b>	39,21

Nei grafici proposti in *Figura 58* sono riportati i legami costitutivi a trazione e a compressione del materiale.

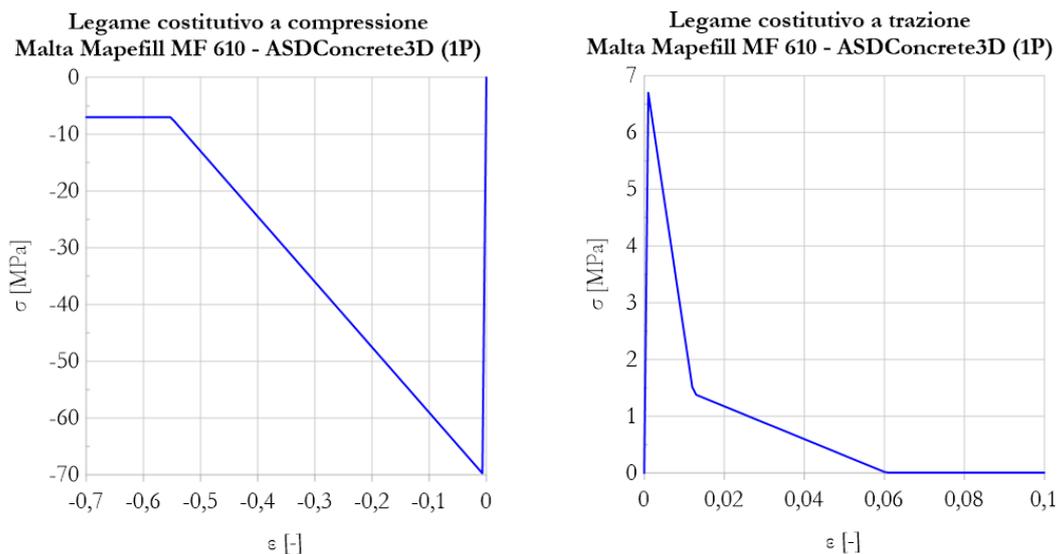


Figura 58: Legami costitutivi a trazione e a compressione del materiale assegnato alla malta del getto.

Le gabbie di armatura annegate nel getto sono state riprodotte tramite elementi 1D di tipo *Displacement-Based Beam-Column* [46]. A titolo dimostrativo, in *Figura 59* è visibile una porzione della geometria e un dettaglio della sezione trasversale definita tramite il comando *sections.Fiber*.

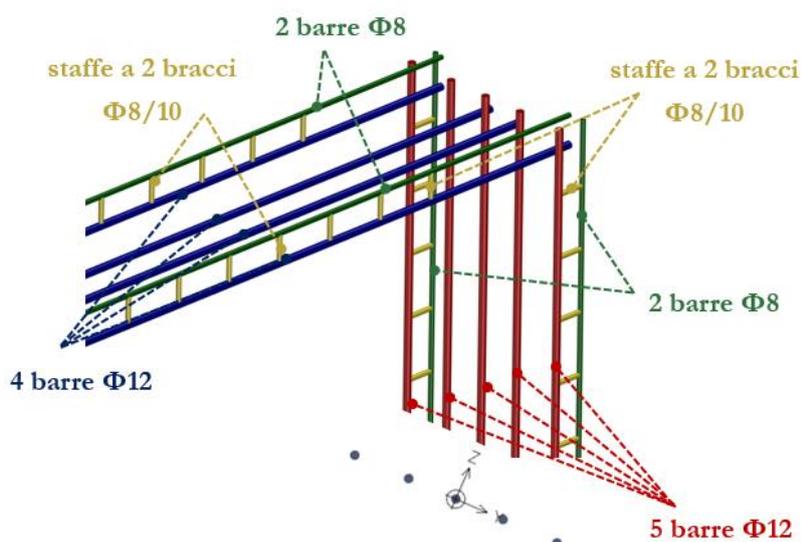


Figura 59: Dettaglio della geometria e della sezione trasversale delle armature.

Il legame costitutivo dell'acciaio di armatura è stato definito adottando nuovamente il modello *Steel02-Giuffrè-Menegotto-Pinto* [48]. I parametri assegnati sono forniti in *Tabella 10*.

Tabella 10: Parametri meccanici dell'acciaio B450C delle gabbie di armatura.

Acciaio B450C – Steel02		
Tensione di snervamento [MPa]	$F_y$	450
Tangente iniziale al tratto elastico [-]	$R_0$	15
Parametri per il controllo della transizione tra tratto elastico e tratto plastico [-]	<b>CR1</b>	0,925
	<b>CR2</b>	0,15
Rapporto di incrudimento [-]	<b>b</b>	0,005
Modulo elastico [MPa]	$E_0$	200000

In *Figura 60* è visibile il comportamento del materiale appena definito in presenza di storie di carico di natura monotonica o ciclica.

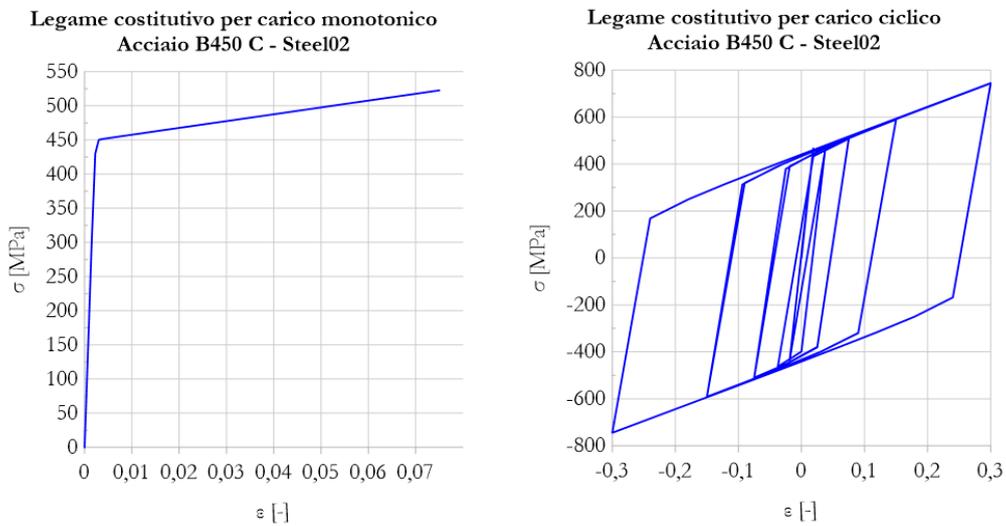


Figura 60: Legame costitutivo dell'acciaio di armatura B450 C per storia di carico monotonica o ciclica.

La geometria rappresentativa delle armature è stata vincolata al getto tramite l'inserimento di interazioni di tipo *node to element*, che consentono il collegamento di ciascun nodo della geometria slave (NC) con gli M nodi della geometria master più vicina (NRi). Nel caso specifico i nodi master appartengono agli elementi 2D rappresentativi del getto, i nodi slave agli elementi 1D con cui sono modellate le armature.

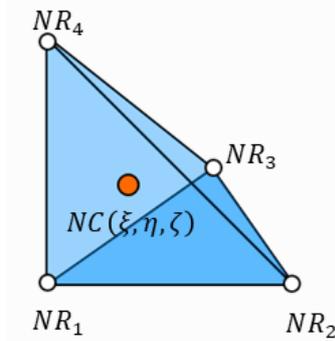


Figura 61: Interazione node to element: geometria definita dai nodi master nel caso di problema tridimensionale [49].

La condizione di perfetta aderenza è stata simulata assegnando alle interazioni di cui sopra l'elemento *ASDEmbeddedNode* [49]. Adottando tale soluzione, gli spostamenti e le rotazioni di ogni nodo slave sono ottenuti operando una media pesata dei corrispettivi valori registrati nei nodi master ad esso adiacenti. Ciò si traduce nelle espressioni seguenti, per semplicità riportate nel caso 2D:

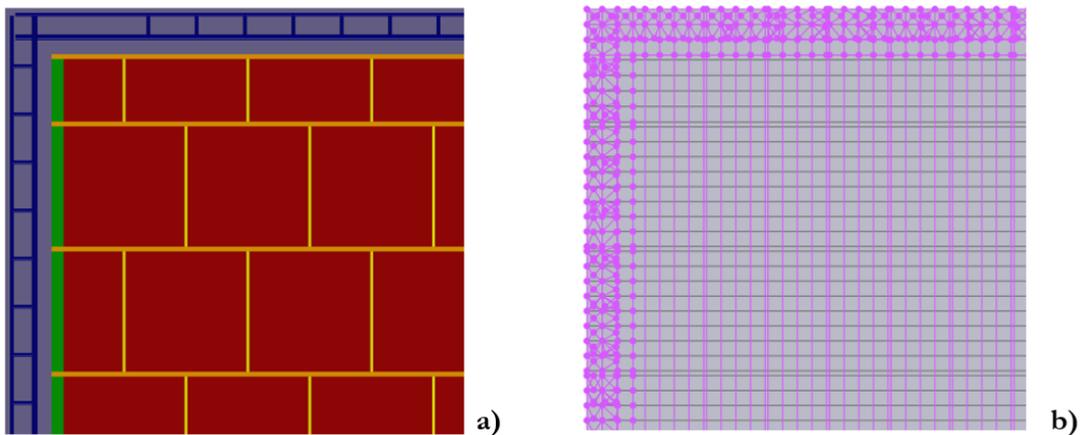
$$UC_x = \sum_{i=1}^3 N_i(\xi, \eta) UR_{x,i} \quad (Eq.21)$$

$$UC_y = \sum_{i=1}^3 N_i(\xi, \eta) UR_{y,i} \quad (Eq.22)$$

$$\theta C_z = \sum_{i=1}^3 \left( \frac{\partial N_i(\xi, \eta)}{\partial X} UR_{y,i} - \frac{\partial N_i(\xi, \eta)}{\partial Y} UR_{x,i} \right) / 2 \quad (Eq.23).$$

La formulazione di *ASDEmbeddedNode* è basata su un approccio *penalty based*. Nel modello in esame, per riprodurre il comportamento di perfetta aderenza, si è assunto un coefficiente di penalty K di tre ordini di grandezza maggiore rispetto al modulo elastico del materiale assegnato agli elementi master.

La modellazione dell'interazione tra le gabbie di armatura e il getto è visibile nel dettaglio in *Figura 62*.



*Figura 62: Dettaglio della modellazione delle armature: a) geometria, b) simulazione della perfetta aderenza tramite l'elemento ASDEmbeddedNode.*

### 4.2.3 Interfaccia telaio-tamponamento

Il contatto all'interfaccia tra telaio e del tamponamento è stato riprodotto tramite l'inserimento di interazioni di tipo *node to node*, in grado di connettere ognuno dei nodi della geometria slave al nodo più vicino della geometria master. Nel caso in esame i nodi master sono quelli appartenenti ai bordi interni del telaio, i nodi slave sono costituiti dai loro corrispettivi sui bordi esterni del tamponamento.

A ciascuna interazione così definita è stato assegnato l'elemento *zeroLengthContactASDimplex*, anch'esso formulato secondo un approccio *penalty based* in modo che la componente di attrito mobilitata all'interfaccia sia modulata in funzione del grado di contatto tra le due unità.

L'elemento è compatibile con modelli costitutivi tridimensionali come *ASDConcrete3D* e con il metodo di integrazione misto implicito-esplicito IMPLICIT (fattore che lo rende particolarmente adatto al caso in esame in cui le analisi effettuate richiedono un'elevata stabilità per evitare problemi di convergenza).

Il legame costitutivo adottato è descritto dall'espressione:

$$\dot{\sigma} = C^{cf} \dot{\varepsilon} \quad (Eq.24)$$

in cui  $\dot{\sigma}$  ed  $\dot{\varepsilon}$  costituiscono le variazioni dei vettori delle tensioni e delle deformazioni:

$$\sigma = \begin{pmatrix} \sigma \\ \tau \end{pmatrix}, \quad \varepsilon = \begin{pmatrix} \varepsilon \\ \gamma \end{pmatrix} \quad (Eq.25, Eq.26).$$

Il tensore di rigidità tangente  $C^{cf}$  è definito in funzione sia dei coefficienti di penalty  $K_n$  e  $K_t$  (che tengono conto dell'effettivo grado di contatto degli elementi di interfaccia) che del coefficiente di attrito  $\mu$ .

Le tensioni generate all'interfaccia sono dunque legate alle rispettive deformazioni dai modelli costitutivi riportati in *Figura 63*.

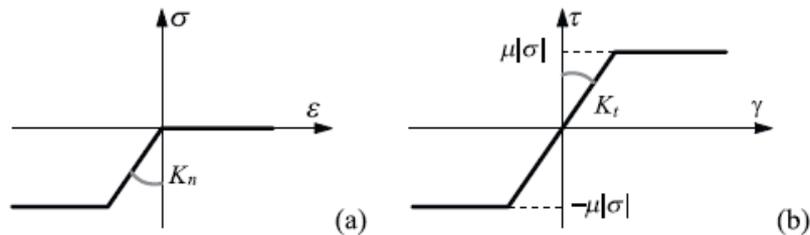


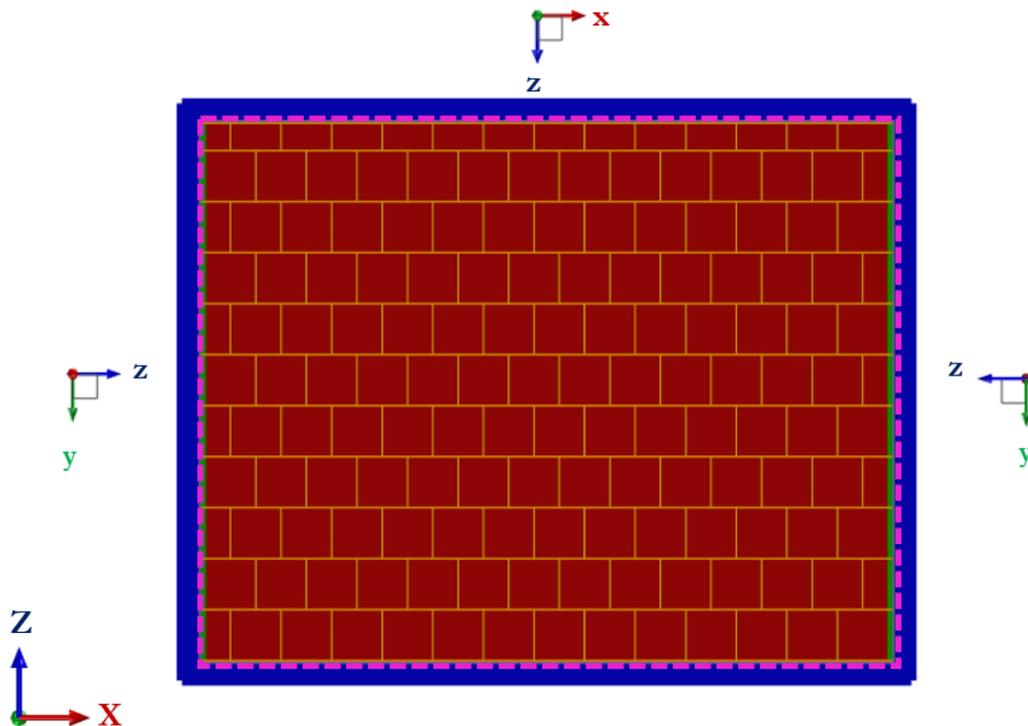
Figura 63: Modello costitutivo dell'interfaccia: a) direzione normale, b) direzione tangenziale.

I parametri  $K_n$ ,  $K_t$  e  $\mu$  devono essere modulati in modo da riprodurre il reale comportamento dell'interfaccia. Essi sono dunque stati variati iterativamente durante la procedura di calibrazione del modello, al termine della quale si sono fissati i valori riportati in *Tabella 11*.

*Tabella 11: Parametri assegnati agli elementi di interfaccia telaio-tamponamento.*

Interfaccia - zeroLengthContactASDImplex	
$K_n$ [N/mm]	1e+08
$K_t$ [N/mm]	1e+05
$\mu$ [-]	0,4

In assenza di ulteriori specifiche, il contatto si esplica automaticamente nella direzione Z del sistema di riferimento globale ed assume un verso per convenzione positivo se uscente dal nodo master. Nel modello in esame, data la diversa orientazione delle superfici di interfaccia, è stato necessario definire per ciascuna interazione un sistema di assi locali, come mostrato in *Figura 64*.



*Figura 64: Interfaccia telaio - tamponamento e sistemi di riferimento locali assegnati alle interazioni nel piano.*

In direzione ortogonale al piano del telaio le due unità sono state connesse vincolando gli spostamenti  $U_y$  dei nodi posti sui bordi delle rispettive geometrie. L'operazione è stata effettuata mediante l'inserimento di una condizione *equalDOF*.

#### 4.2.4 Condizioni al contorno

Oltre a quelle già descritte per l'interfaccia e per le armature si è reso necessario introdurre ulteriori condizioni al contorno, aventi lo scopo di:

- replicare l'interazione del telaio tamponato con gli elementi dell'apparato sperimentale non oggetto di modellazione;
- consentire l'applicazione degli input in fase di analisi.

Come già riportato in precedenza (*Capitolo 3*), i provini sono resi solidali alla trave di fondazione del setup sperimentale mediante collegamenti bullonati con il profilo UPN 400 inferiore. All'interno del modello numerico questa condizione è stata riprodotta bloccando i 6 gradi di libertà dei nodi posti sul bordo inferiore del telaio, realizzando dunque un incastro alla base.

La presenza delle quattro bielle inclinate, atte ad impedire il ribaltamento fuori dal piano del telaio, comporta la congruenza degli spostamenti dei due profili UPN superiore e inferiore del telaio. In fase di modellazione tale condizione è stata riprodotta vincolando lo spostamento orizzontale  $U_y$  dei nodi posti sul bordo superiore del telaio.

Il peso proprio della trave HEA 200 disposta al di sopra del profilo UPN superiore è stato simulato mediante l'applicazione di un carico distribuito per unità di lunghezza (*Edge Force*) pari a 0,417 N/mm sul bordo superiore del telaio.

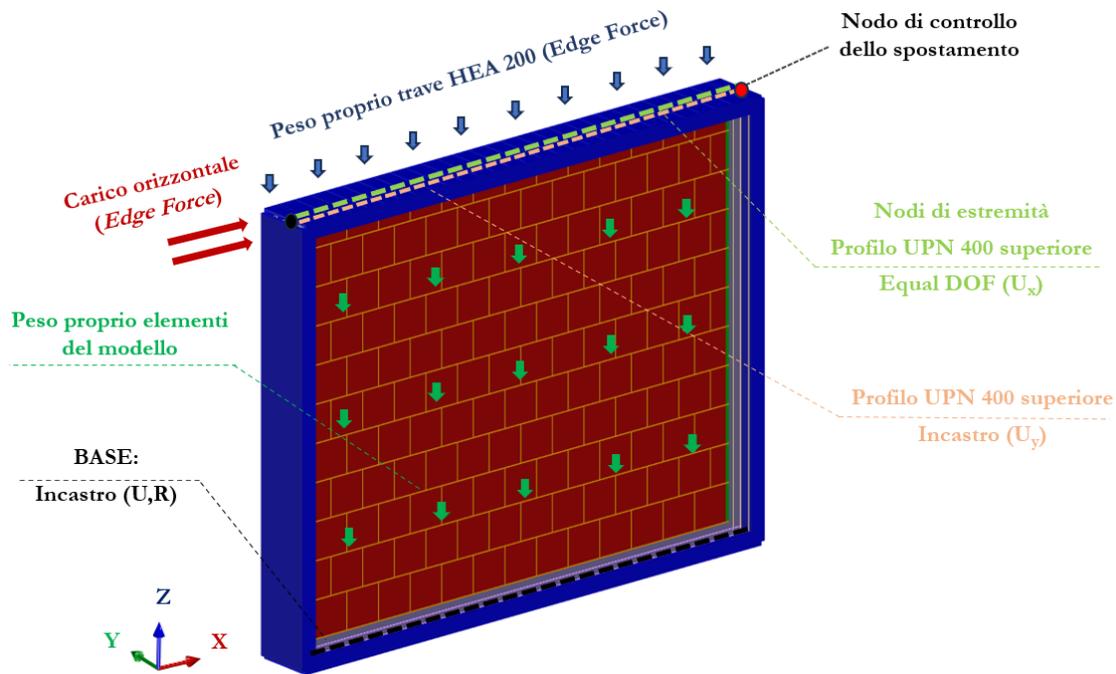
I pesi propri degli elementi strutturali oggetto di modellazione diretta sono stati inseriti come carichi distribuiti per unità di lunghezza (*Edge Force*) o di superficie (*Face Force*). In *Tabella 12* si riportano i valori definiti per ciascun elemento del modello.

*Tabella 12: Pesi propri degli elementi del modello.*

<b>Pesi propri degli elementi del modello</b>		
<b>Profili in acciaio UPN 400</b>	<i>Edge Force</i> [N/mm]	0,704
<b>Getto di malta e armature</b>	<i>Face Force</i> [N/mm <sup>2</sup> ]	9,1 e-03
<b>Muratura e intonaco</b>	<i>Face Force</i> [N/mm <sup>2</sup> ]	9,7 e-04

La forza orizzontale fornita dall'attuatore durante le prove nel piano è stata simulata mediante un carico distribuito per unità di lunghezza (*Edge Force*) applicato a una delle estremità del profilo UPN superiore. In fase di analisi l'entità di tale carico è modulata sulla base dello spostamento raggiunto dal nodo all'estremità opposta. Per ciascun livello di drift, lo spostamento target è definito dalla serie temporale (*timeseries*) registrata dal trasduttore durante la prova sperimentale. Al fine di garantire il corretto comportamento del modello numerico, gli spostamenti in direzione X dei due nodi in esame sono stati vincolati tramite il comando *equalDOF*.

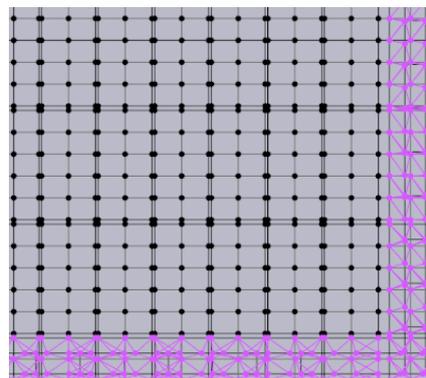
In *Figura 65* si riporta uno schema esplicativo delle condizioni finora descritte.



*Figura 65: Condizioni al contorno assegnate al modello.*

#### 4.2.5 Architettura e partizione della mesh

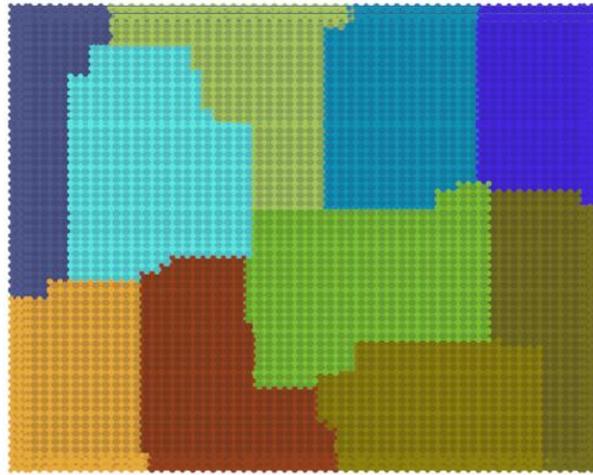
La discretizzazione del modello è stata effettuata in modo da garantire la compatibilità con la geometria e con gli elementi adottati in fase di modellazione, adottando una mesh di tipo *Structured, Linear, Quadrilateral*. La dimensione adottata è pari a 50 mm, il software è tuttavia in grado di adattare tale valore in presenza di unità geometriche di dimensioni minori, quali ad esempio i giunti di malta.



*Figura 66: Dettaglio dell'architettura della mesh.*

Le forti non linearità meccaniche insite nell'approccio di modellazione adottato e le tipologie di analisi da condurre sono responsabili di un elevato costo computazionale. Per tale ragione si è

scelto di risolvere il modello tramite *OpenSeesMP*, suddividendo la mesh in 10 porzioni tramite il comando di STKO *mesh partition*. Ciascuna porzione è analizzata da un processore diverso. Il risultato ottenuto è mostrato in *Figura 67*.



*Figura 67: Partizione della mesh su 10 processori in via propedeutica all'impiego di OpenSeesMP.*

Si precisa che la scelta della dimensione della mesh è avvenuta mediando un compromesso tra accuratezza dei risultati e onere computazionale richiesto al calcolatore. Impiegando *OpenSeesMP*, la soluzione adottata consente di svolgere le analisi previste entro intervalli temporali accettabili: si ottengono infatti durate variabili nei range 1-8 ore per le prove cicliche quasi-statiche e 20-30 ore per le prove incrementali dinamiche. La suddetta variabilità dipende dalla diversa durata dei vari protocolli di prova.

## 5 Simulazione numerica delle prove sperimentali e validazione del modello

Il presente capitolo tratta la simulazione numerica delle prove di laboratorio e la validazione del modello, operazioni propedeutiche alla successiva estensione del dataset sperimentale mediante prove esclusivamente numeriche.

Nell'immediato prosieguo della trattazione è discussa l'impostazione nel software delle analisi richieste. La sequenza di analisi è stata costruita nel seguente ordine:

- *analisi quasi-statica verticale*, volta a simulare l'effetto indotto sul provino dal peso proprio della trave HEA 200);
- *analisi quasi-statica ciclica nel piano*, avente lo scopo di riprodurre le prove cicliche IP;
- *analisi dinamica di rilassamento*, avente la funzione di stabilizzare il modello a valle dell'analisi nel piano;
- *analisi dinamica incrementale fuori piano*, rappresentativa delle prove OOP su tavola vibrante.

Separatamente si è altresì proceduto ad effettuare un'*analisi modale*, finalizzata ad una prima valutazione del comportamento dinamico del modello e alla determinazione delle caratteristiche dinamiche necessarie all'impostazione delle analisi OOP. Di seguito sono forniti i risultati ottenuti per ciascuna delle tipologie elencate confrontandoli, ove opportuno, con la risposta sperimentale.

### 5.1 Impostazione delle analisi

In STKO, l'inserimento di comandi necessari all'analisi è effettuato all'interno della sezione *Analysis Steps* del *pre-processor* [6]. Al suo interno occorre anzitutto impostare il *MPCORRecorder* [53] che consente di definire gli output visibili in fase di *post-processing* per ogni elemento della *mesh*.

Se necessario, il software consente inoltre la visualizzazione in tempo reale dei risultati numerici, grazie all'inserimento di opportuni *monitor* per le grandezze di interesse.

Una volta introdotte le condizioni al contorno, il settaggio dell'analisi avviene in due fasi consecutive. Nella prima fase si procede all'inserimento dell'input tramite il comando *addPattern* [54], nella seconda fase si compila la sezione *AnalysisCommands* [55], i cui campi definiscono:

- *analysis*, la natura dell'analisi (*Static* per analisi quasi-statiche, *Transient* per analisi dinamiche);
- *constraint*, il modo in cui le equazioni di vincolo sono introdotte nell'analisi;
- *numberer*, la modalità di numerazione delle equazioni rappresentative dei gradi di libertà del sistema;
- *system*, l'approccio di risoluzione e di memorizzazione dei risultati dell'equazione matriciale;

- *algorithm*, il metodo numerico applicato per risolvere il problema agli elementi finiti;
- *test*, il criterio adottato per definire le condizioni di convergenza mediante la specifica della tolleranza (*tol*) e del numero di iterazioni effettuabili prima di dichiarare l'analisi conclusa con esito negativo (*iter*);
- *integrator*, il criterio con cui è effettuata l'integrazione dell'equazione matriciale;
- *analyze*, la modalità di incremento degli *step* (*Time Step Type*) e il numero complessivo di *step* dell'analisi (*numIncr*).

Nel modello in esame l'imposizione dei vincoli è stata implementata utilizzando il *constraintHandler Penalty Method*, in cui il grado di vincolo è dipendente dai coefficienti di *penalty* adottati. Questo metodo risulta particolarmente efficace in presenza di un numero elevato di *multi-point constraints*, fattore potenzialmente causa di errori nella risoluzione del sistema matriciale.

La scelta dei valori da assegnare ai coefficienti di *penalty* rappresenta un'operazione particolarmente delicata: valori troppo bassi sono infatti indicativi di condizioni di vincolo mal poste, per valori troppo elevati il sistema di equazioni risulta mal condizionato. Nel caso in esame si è adottato per entrambi i coefficienti un valore di 8 ordini di grandezza superiore rispetto alla rigidità complessiva del modello.

La gestione e la memorizzazione dei risultati è stata effettuata impiegando il *Parallel Reverse Cuthill-McKee Numberer* (basato sullo schema inverso *Cuthill-McKee*, in grado di ridurre la larghezza di banda delle matrici simmetriche) e l'approccio *Mumps*. Entrambe queste impostazioni sono compatibili con lo svolgimento dell'analisi su più processori in parallelo.

Per la risoluzione del problema non lineare si è adottato l'algoritmo di Krylov-Newton, che si basa sul metodo di Newton-Raphson (o metodo delle tangenti) comunemente impiegato nelle analisi non lineari agli elementi finiti.

Il metodo consente di determinare la soluzione del problema matriciale al passo  $k+1$  mediante una procedura iterativa, impostata a partire dal risultato ottenuto al passo  $k$  precedente. Ciò si traduce nella seguente espressione:

$$\Delta u^{k+1} = [K(t)^k]^{-1} R(t) - F^{\text{int}}(t)^k \quad (\text{Eq. 26}),$$

dove:

- $[K(t)]$  è la matrice di rigidità del sistema (esprimibile come il rapporto tra le derivate dei vettori delle forze e degli spostamenti nodali al passo  $k$ );
- $R(t)$  ed  $F^{\text{int}}(t)^k$  rappresentano rispettivamente il vettore delle forze nodali esterne ed il vettore delle forze nodali interne al passo  $k$ .

Il vettore degli spostamenti al primo membro dell'equazione si esplicita secondo l'Eq.27:

$$\Delta u^{k+1} = u(t)^{k+1} - u(t)^k \quad (\text{Eq.27}).$$

La procedura giunge a convergenza nel momento in cui lo scarto tra le due radici successive è sufficientemente piccolo, controllo effettuato in STKO mediante il *Norm Displacement Increment Test*, (che impiega come parametro di riferimento la norma del vettore).

Si precisa che il calcolo del vettore degli spostamenti varia in funzione del *constraintHandler* e dell'*integrator* selezionato per la specifica tipologia di analisi.

Il calcolo della matrice di rigidezza ad ogni *step* rende l'algoritmo di Newton-Raphson estremamente oneroso in termini computazionali. Il metodo di Newton-Raphson modificato sopperisce a questa problematica, adottando per l'intera durata dell'analisi la matrice di rigidezza iniziale.

Nel modello in esame si è fatto uso dell'algoritmo di Krylov-Newton, che implementa il metodo di Newton-Raphson modificato accelerandone la convergenza. Ciò avviene grazie all'aggiornamento della matrice di rigidezza dopo un certo numero di step (*maxDim*), settato a 60.

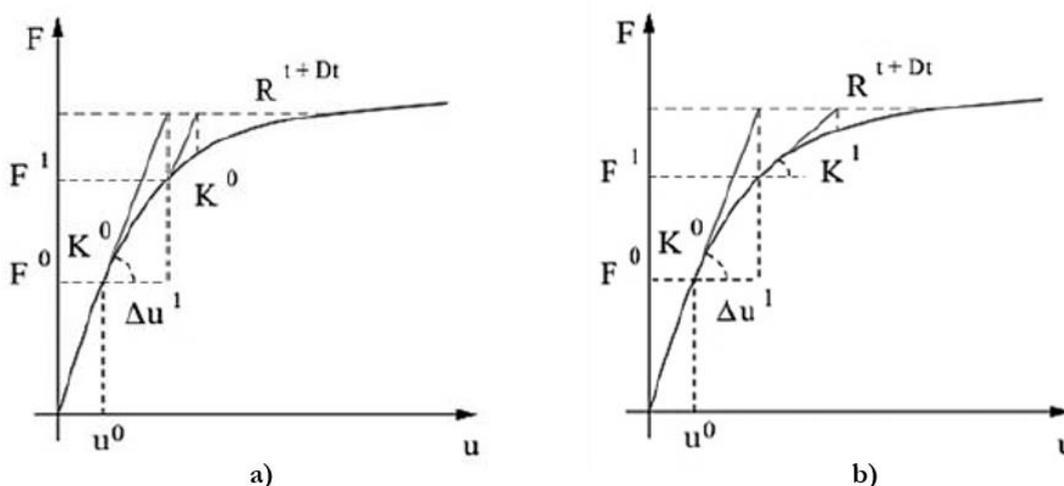


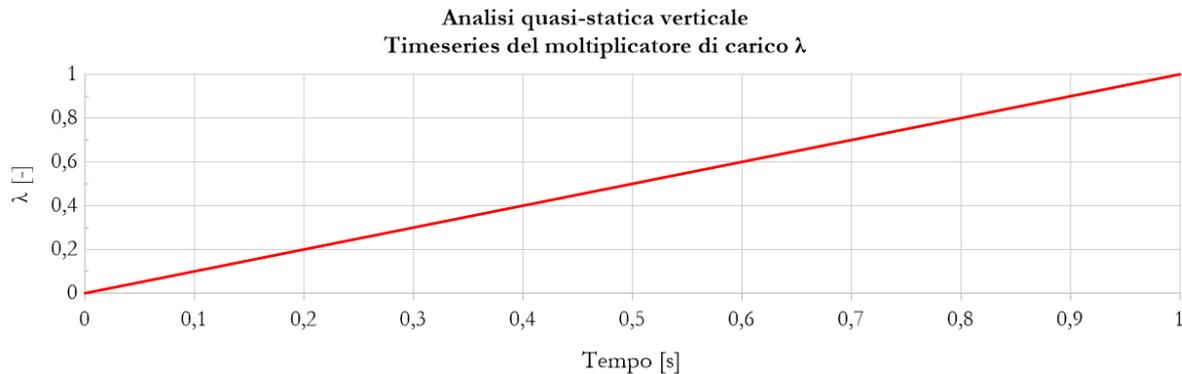
Figura 68: a) Metodo di Newton-Raphson, b) Metodo di Newton-Raphson modificato [56].

Essendo in presenza di marcate non linearità, per tutte le tipologie di analisi si è adottato l'approccio *Adaptive Time Step*, in cui la durata associata ad ogni step è modulata in funzione del livello di convergenza raggiunto.

Di seguito è fornito un quadro di sintesi delle impostazioni adottate per ciascuna tipologia di analisi, esplicitando l'esito dell'analisi modale. Si specifica che l'implementazione di quest'ultima esula da quanto finora descritto, essendo direttamente effettuata tramite il comando *eigen*.

### 5.1.1 Analisi quasi-statica verticale

L'analisi verticale è stata effettuata impiegando l'*integrator Load Control*, in grado di incrementare in maniera quasi-statica l'*EdgeLoad* rappresentativo del peso proprio della trave HEA 200. L'incremento è effettuato tramite un moltiplicatore di carico  $\lambda$ , variabile linearmente nei 10 step eseguiti secondo la *timeseries* riportata in *Figura 69*.



*Figura 69: Analisi quasi-statica verticale: timeseries assegnata al moltiplicatore  $\lambda$  del carico verticale.*

Le principali impostazioni di analisi sono sintetizzate in *Tabella 13*.

*Tabella 13: Analisi quasi-statica verticale: impostazione degli Analysis Commands.*

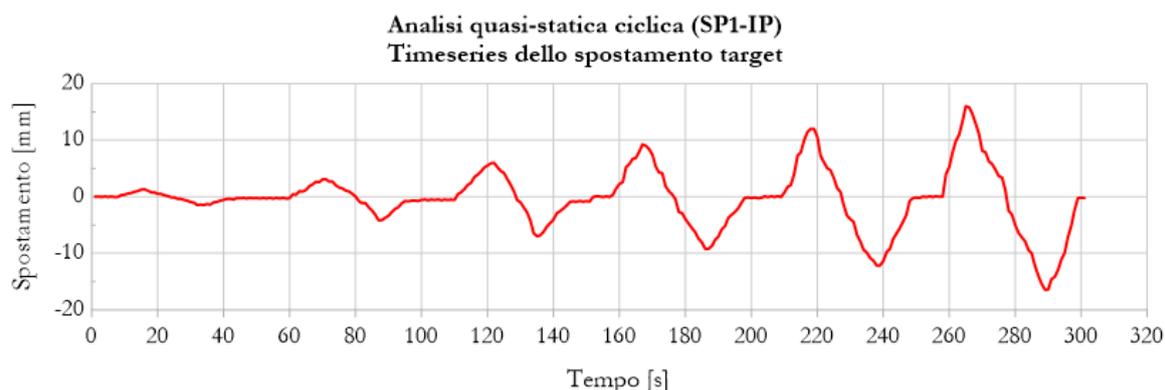
<b>Analisi quasi-statica verticale</b>		
<b>analysis</b>	analysisType	Static
	constraints	Penalty Method
<b>constraints</b>	alphaS	1,00E+13
	alphaM	1,00E+13
<b>numberer</b>	numbererType	Parallel Reverse Cuthill-McKee Numberer
<b>system</b>	system	Mumps
<b>algorithm</b>	algorithm	Krylov-Newton
	maxDim	60
<b>test</b>	testCommand	Norm Displacement Increment Test
	tol	0,001
	iter	100
<b>integrator</b>	staticIntegrators	Load Control
	duration	1
<b>analyze</b>	Time Step Type	Adaptive Time Step
	numIncr	10

## 5.1.2 Analisi quasi-statica ciclica nel piano

Per la simulazione delle prove IP si è fatto ricorso alla modalità *Parallel Displacement Control*, in cui l'incremento di carico è effettuato verificando che lo spostamento orizzontale raggiunto dal nodo di controllo (*control node*) non ecceda il valore target associato al corrispondente livello di drift.

Come spostamenti target di riferimento si sono adottati quelli registrati dal trasduttore posto in corrispondenza del nodo scatolare di estremità che, vista la natura ciclica della prova, costituiscono una serie temporale.

Allo scopo di contenere l'onere computazionale la mole di dati registrata dal sensore è stata preventivamente ridotta. Ciò è stato possibile adottando tecniche di interpolazione, implementate mediante uno script di Python. A titolo di esempio, in *Figura 70* è riportato l'input ottenuto al termine di tale procedura per il provino SP1.



*Figura 70: Analisi quasi-statica ciclica: timeseries dello spostamento target del nodo di controllo (prova SP1-IP).*

La compilazione della sezione *AnalysisCommands* è formalmente analoga a quanto effettuato per l'analisi quasi-statica verticale. Le differenze riguardano i campi *test*, *integrator* e *analyze*, il cui nuovo settaggio è visibile in *Tabella 14*.

*Tabella 14: Analisi quasi-statica ciclica: impostazioni degli Analysis Commands.*

Analisi quasi-statica ciclica		
	testCommand	Norm Displacement Increment Test
test	tol	0,001
	iter	1000
integrator	staticIntegrators	Parallel Displacement Control
	Cyclic	Yes
analyze	Time Step Type	Adaptive Time Step
	numIncr	300 ÷ 600

Si specifica che il valore assegnato al parametro *numIncr* è stato variato in funzione dell'estensione temporale di ogni protocollo di prova, in modo da associare uno *step* ad ogni secondo di durata dell'analisi.

### 5.1.3 Analisi modale

Come già accennato, l'analisi modale ha l'obiettivo di determinare le caratteristiche modali del sistema. In via preliminare si è proceduto alla definizione delle masse per ciascun elemento del modello e per la trave HEA 200 posta al di sopra del profilo UPN 400 superiore. Analogamente a quanto avviene per l'assegnazione dei carichi (*Capitolo 4*), la procedura di implementazione è effettuata in STKO tramite automatismi che, a seconda dell'elemento, si distinguono in *Edge Mass* e *Face Mass*. Nella risoluzione del problema agli elementi finiti le masse così definite sono trasformate in masse nodali. I valori settati nel caso in esame sono visibili in *Tabella 15*.

*Tabella 15: Definizione delle masse associate agli elementi del modello.*

<b>Masse associate agli elementi del modello</b>		
<b>Trave HEA 200</b>	<i>Edge Mass</i> [ton/mm]	4,25e-05
<b>Profili in acciaio UPN 400</b>	<i>Edge Mass</i> [ton/mm]	7,18e-05
<b>Getto di malta e armature</b>	<i>Face Mass</i> [ton/mm <sup>2</sup> ]	9,28e-07
<b>Muratura e intonaco</b>	<i>Face Mass</i> [ton/mm <sup>2</sup> ]	9,88e-08

In *Tabella 16* si riportano i risultati ottenuti per i primi 10 modi di vibrare in termini di periodi, frequenze e percentuali di massa partecipante.

*Tabella 16: Risultati dell'analisi modale: periodi, frequenze e percentuali di massa partecipante dei primi 10 modi di vibrare.*

<b>Modo</b>	<b>Periodo</b> [s]	<b>Frequenza</b> [Hz]	<b>% Massa partecipante</b>					
			<b>U<sub>x</sub></b>	<b>U<sub>y</sub></b>	<b>U<sub>z</sub></b>	<b>R<sub>x</sub></b>	<b>R<sub>y</sub></b>	<b>R<sub>z</sub></b>
1	0,1018	9,82	0	45,37	0	0,11	0	0
2	0,0585	17,10	0	0	0	0	0	28,45
3	0,0440	22,75	0	0,03	0	25,03	0	0
4	0,0354	28,23	0	8,97	0	0,01	0	0
5	0,0353	28,35	75,59	0	0	0	11,98	0
6	0,0327	30,57	0	0	0	0	0	0,02
7	0,0239	41,77	0	5,94	0	1,61	0	0
8	0,0237	42,21	0	2,95	0	2,03	0	0
9	0,0234	42,82	0	0	0	0	0	14,77
10	0,0198	50,45	0	0	0	0	0	4,47

Il periodo proprio ottenuto è coerente con le aspettative. Si osserva che i modi con la maggiore massa partecipante sono il *Modo 1* e il *Modo 5*, in prevalenza traslazionali rispettivamente in direzione Y e in direzione X.

#### 5.1.4 Analisi dinamica di rilassamento

Al termine dell'analisi IP il modello si trova in una configurazione deformata ed esibisce, nelle tre direzioni spaziali, spostamenti e accelerazioni in generale non nulli. In questo contesto, l'analisi dinamica di rilassamento costituisce un puro artificio di modellazione, volto a garantire che l'analisi OOP successiva prenda avvio da una configurazione stabile.

Durante l'analisi il sistema si comporta come un oscillatore libero MDOF, il cui comportamento è descritto in ogni istante di tempo dall'equazione:

$$[M]\ddot{U} + [C]\dot{U} + [K]U = 0 \quad (Eq.28),$$

in cui:

- $[M]$  è la matrice diagonale delle masse;
- $[C]$  è la matrice diagonale degli smorzamenti;
- $[K]$  è la matrice diagonale delle rigidezze;
- $U, \dot{U}, \ddot{U}$  sono rispettivamente i vettori di spostamento, velocità e accelerazione.

In via propedeutica all'analisi occorre dunque definire un opportuno modello di smorzamento. Nel caso in esame si è impiegato il modello proposto da Rayleigh, di cui è fornita nel seguito una breve trattazione teorica.

Si considerino due sistemi indipendenti A e B a più gradi di libertà. Si ipotizzi che il sistema A abbia uno smorzamento proporzionale alla massa, secondo l'espressione:

$$[C] = a_0 [M] \quad (Eq.29),$$

essendo  $a_0$  un coefficiente di proporzionalità espresso in  $[s^{-1}]$ .

Per un generico modo di vibrare  $i$ , sussistono le relazioni:

$$C_i = a_0 M_i, \quad \zeta_i = a_0 \frac{1}{2\omega_i} \quad (Eq.29, Eq.30),$$

dove  $\zeta_i$  e  $\omega_i$  rappresentano rispettivamente il rapporto di smorzamento e la pulsazione associati al modo  $i$ -esimo.

Risulta pertanto:

$$a_0 = 2\zeta_i \omega_i \quad (Eq.31).$$

Sia B un sistema con smorzamento proporzionale alla rigidezza, secondo l'espressione:

$$[C] = a_1 [K] \quad (Eq.32),$$

essendo  $a_1$  un coefficiente di proporzionalità espresso in [s].

Per il generico modo di vibrare  $j$ , si verifica:

$$C_j = a_1 K_j = a_1 \omega_j^2 M_j, \quad \zeta_j = \frac{a_1}{2} \omega_j \quad (Eq.33, Eq.34)$$

dove  $\zeta_j$  e  $\omega_j$  rappresentano rispettivamente il rapporto di smorzamento e la pulsazione associati al modo  $j$ -esimo.

Si ottiene quindi:

$$a_1 = 2 \frac{\zeta_j}{\omega_j} \quad (Eq.35).$$

Il modello proposto da Rayleigh si basa sull'ipotesi che la matrice degli smorzamenti del sistema sia esprimibile come combinazione lineare delle matrici definite per i sistemi A e B:

$$[C] = a_0 [M] + a_1 [K] \quad (Eq.36),$$

e, conseguentemente, che il rapporto di smorzamento associato al modo  $n$ -esimo sia pari a:

$$\zeta_n = \frac{a_0}{2} \frac{1}{\omega_n} + \frac{a_1}{2} \omega_n \quad (Eq.37).$$

I coefficienti  $a_0$  e  $a_1$  sono determinabili in funzione dei fattori di smorzamento associati a due modi di vibrare generici  $i$  e  $j$  (con  $i \neq j$ ), risolvendo il sistema espresso in forma matriciale nell'Eq.38:

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/\omega_i & \omega_i \\ 1/\omega_j & \omega_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_0 \\ a_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \zeta_i \\ \zeta_j \end{Bmatrix} \quad (Eq.38).$$

La procedura appena descritta è esplicitata in forma grafica in *Figura 71*.

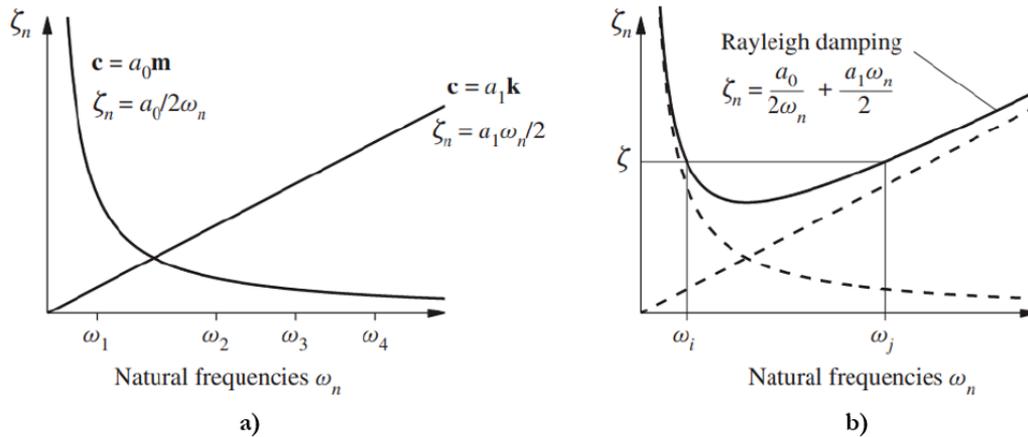


Figura 71: Andamento del rapporto di smorzamento: a) sistemi elementari A e B, b) modello di Rayleigh [57].

In STKO, il calcolo dello smorzamento alla Rayleigh è effettuato in maniera automatica, assegnando le frequenze dei due modi di vibrare di riferimento e i relativi rapporti di smorzamento. Come modi di riferimento si sono adottati quelli con massa partecipante maggiore nelle due direzioni orizzontali, ossia:

- *Modo 1* ( $f=9,82$  Hz), in prevalenza traslazionale in Y;
- *Modo 5* ( $f=28,35$  Hz), in prevalenza traslazionale in X.

La scelta del rapporto di smorzamento da associare ai due modi di riferimento è tutt'altro che banale. La reale capacità dissipativa del tamponamento durante i test OOP è infatti funzione del livello di pre-danneggiamento indotto nel piano e varia all'aumentare del livello di intensità dell'input. Tale parametro è stato dunque definito in maniera iterativa, confrontando volta per volta l'esito dell'analisi dinamica incrementale con le registrazioni effettuate dai sensori durante la prova di laboratorio. Al termine della procedura si è settato per entrambi i modi di riferimento un valore pari all'1%. L'andamento del fattore di smorzamento al variare della frequenza così ottenuto in esame è visibile in *Figura 72*.

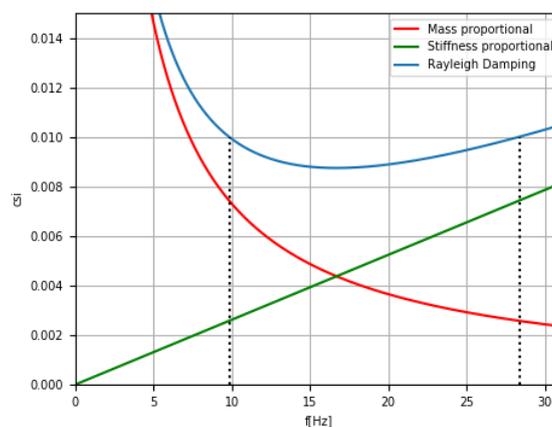


Figura 72: Andamento del fattore di smorzamento  $\zeta$  al variare della frequenza  $f$ .

Dal punto di vista numerico, l'integrazione dell'equazione differenziale del moto al passo  $k+1$  è stata effettuata adottando il metodo implicito di Newmark [58], in cui lo spostamento e la sua derivata prima sono determinati a partire dal passo  $k$  precedente secondo le equazioni:

$$u^{k+1} = u^k + \dot{u}^k \Delta t + \left( (1-2\beta)\ddot{u}^k + 2\beta\ddot{u}^{k+1} \right) \frac{\Delta t^2}{2} \quad (Eq.39).$$

$$\dot{u}^{k+1} = \dot{u}^k + \left( (1-\gamma)\ddot{u}^k + \gamma\ddot{u}^{k+1} \right) \Delta t \quad (Eq.40).$$

Nella fattispecie, per la risoluzione del problema in esame si è implementato l'*Average Acceleration Method* ( $\beta=0,25$ ;  $\gamma=0,5$ ), che assume l'ipotesi di accelerazione media costante per ogni step.

In *Tabella 17* si riporta la sequenza di analisi impostata nel software. Si osservi come la durata dell'analisi sia stata definita in modo da eseguire un numero di step pari alla frequenza di campionamento del segnale.

*Tabella 17: Analisi dinamica di rilassamento: impostazione dell'Analyses Command.*

<b>Analisi dinamica di rilassamento</b>		
<b>analysis</b>	analysisType	Transient
	constraints	Penalty Method
<b>constraints</b>	alphaS	1,00E+13
	alphaM	1,00E+13
<b>numberer</b>	numbererType	Parallel Reverse Cuthill-McKee Numberer
<b>system</b>	system	Mumps
<b>algorithm</b>	algorithm	Krylov-Newton
	maxDim	60
<b>test</b>	testCommand	Norm Displacement Increment Test
	tol	0,0001
	iter	2000
<b>integrator</b>	staticIntegrators	Newmark Method
<b>analyze</b>	Time Step Type	Adaptive Time Step
	numIncr	512
	duration	1

Nei grafici in *Figura 73* è mostrata la time history degli spostamenti  $U_x$  e  $U_y$  registrati sul modello in corrispondenza della mezzeria del pannello. Si osserva che entrambe le curve tendono progressivamente ad un asintoto orizzontale. Questo fenomeno è indicativo dell'avvenuta

stabilizzazione del modello numerico, a valle della quale è possibile procedere all'applicazione dell'input dinamico fuori piano.

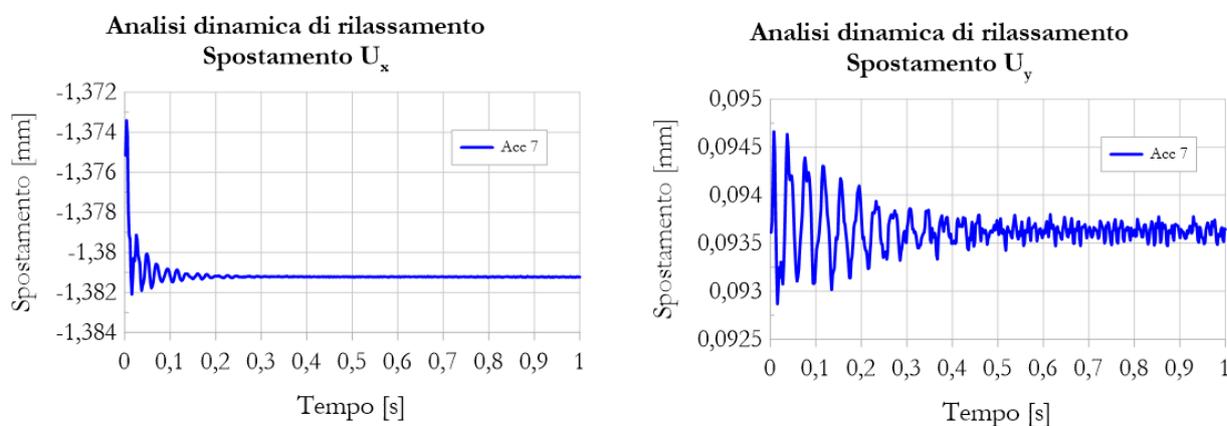


Figura 73: Analisi dinamica di rilassamento: time history degli spostamenti  $U_x$  e  $U_y$ .

### 5.1.5 Analisi dinamica incrementale fuori piano

Le impostazioni generali adottate per l'analisi dinamica incrementale fuori piano sono omesse, in quanto identiche, a meno dell'input, a quelle dell'analisi dinamica di rilassamento (Tabella 17).

A differenza del caso precedente, nell'analisi in esame il sistema si comporta come un oscillatore MDOF soggetto a una forzante esterna, secondo l'equazione del moto:

$$[M]\ddot{U} + [C]\dot{U} + [K]U = -[M]\ddot{x}_g \quad (Eq.41),$$

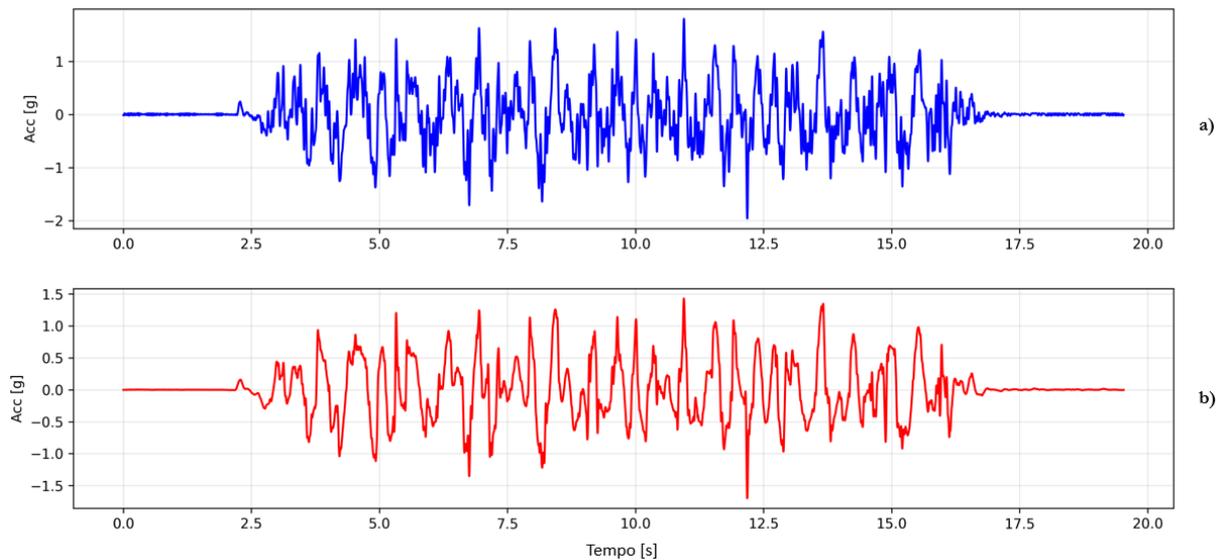
essendo  $\ddot{x}_g$  l'accelerazione della base rispetto ad un sistema di riferimento fisso.

Quest'ultima (simulata in STKO tramite il comando `addPattern.UniformExcitation` [54]) è stata ricavata dalle registrazioni effettuate dai sensori durante le prove sperimentali. Nella fattispecie, i dati in questione sono relativi all'accelerometro Acc 13, posto in corrispondenza della trave di fondazione.

Le letture originarie del sensore sono state opportunamente trattate mediante uno script di Python, che ha consentito:

- il filtraggio del segnale per consentire l'eliminazione dell'inquinamento prodotto dal rumore di fondo;
- a parità di frequenza di campionamento e del contenuto energetico del segnale, la riduzione della durata associata ad ogni livello di intensità (e dunque il tempo complessivamente richiesto dall'analisi).

In *Figura 74* è mostrato un campione del medesimo segnale prima e dopo l'operazione appena descritta.



*Figura 74: Esempio di processing dell'input dinamico: a) segnale originale, b) input a valle del trattamento.*

Anche in questo caso il numero di step eseguiti è multiplo intero della frequenza di campionamento del segnale (512 Hz).

## 5.2 Confronto dei risultati e validazione del modello

Nel paragrafo in esame si procede a comparare i risultati numerici ottenuti a valle della procedura di calibrazione con l'esito della campagna sperimentale.

### 5.2.1 Test IP

Per quanto concerne le prove nel piano (*IP test*), il confronto con i risultati sperimentali è effettuato per ciascuno dei tre provini, in riferimento:

- alle curve cicliche taglio alla base-spostamento del nodo di controllo;
- al quadro fessurativo esibito dal tamponamento al termine dell'applicazione del protocollo di prova.

#### Provino SP1

In *Figura 75* sono plottate le curve cicliche numerica e sperimentale esibite durante il test SP1-IP.

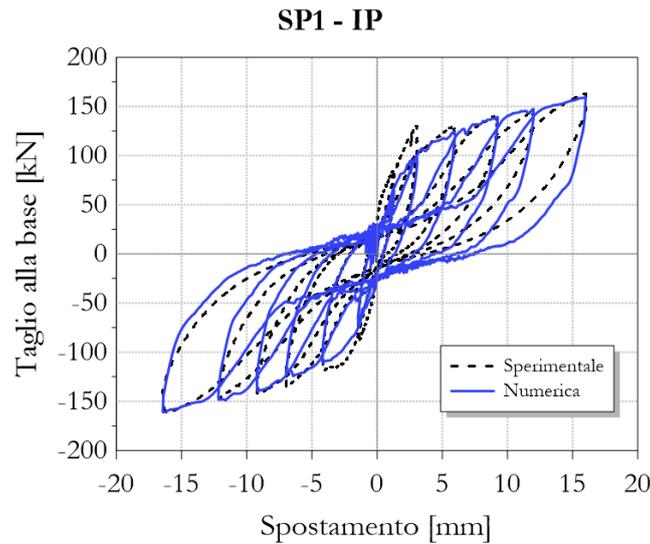


Figura 75: Prova SP1-IP: Curve cicliche taglio alla base-spostamento.

Dal grafico si evince come la prova numerica riproduca in maniera piuttosto fedele il comportamento sperimentale. Escludendo i primi due livelli di drift, in cui il modello numerico esibisce valori più bassi, i picchi di resistenza ottenuti numericamente coincidono con quelli registrati durante il test.

Ragionando in termini energetici, le aree racchiuse da ogni ciclo sono ampiamente confrontabili (differenze leggermente più marcate si riscontrano nell'ultimo ciclo, dove il modello numerico appare dissipare più energia rispetto al provino).

Si osserva inoltre come sia accuratamente riprodotto il fenomeno del *pinching*, esibito in fase di scarico per effetto del recupero di resistenza e di rigidezza indotto dalla temporanea chiusura delle fessure generate in fase di carico.

In *Figura 76* si procede a comparare i quadri fessurativi ottenuti al termine della prova.

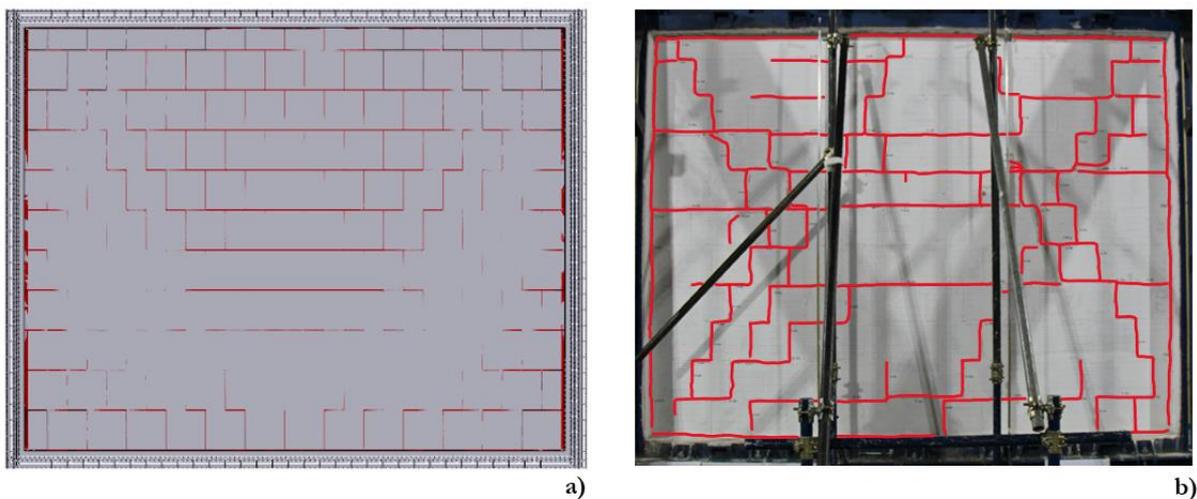


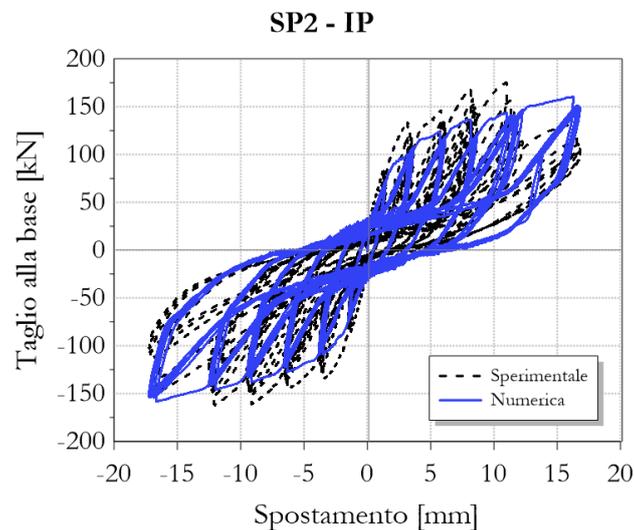
Figura 76: SP1-IP: Quadro fessurativo al termine della prova: a) numerico, b) sperimentale.

L'osservazione del danno conferma la bontà dei risultati ottenuti: la prova numerica è in grado di riprodurre in maniera piuttosto fedele sia lo scalettamento dei giunti che la formazione delle lesioni orizzontali, indotte dallo scorrimento dei letti di malta.

Il danno registrato nella porzione superiore del tamponamento sembra essere maggiore nel modello numerico; una situazione speculare si manifesta concentrandosi sulla metà inferiore del pannello. Il meccanismo di danneggiamento all'interfaccia con il telaio è ampiamente confrontabile.

## Provino SP2

Per quanto concerne la prova SP2-IP, dal confronto tra le curve taglio alla base-spostamento (*Figura 77*) emerge come il modello sia globalmente meno resistente rispetto al provino.



*Figura 77: Prova SP2-IP: Curve cicliche taglio alla base-spostamento.*

I valori massimi registrati per il taglio alla base nella prova numerica si attestano infatti sui 150 kN, a fronte dei 170 kN raggiunti nel test in laboratorio. La tendenza si inverte nei cicli relativi all'ultimo livello di drift, in cui il provino esibisce un brusco calo di resistenza non riscontrato a livello sperimentale. Ciononostante, i risultati sono comparabili in termini di rigidezza e di energia dissipata in ogni ciclo.

L'osservazione dei quadri fessurativi numerico e sperimentale al termine della prova (*Figura 78*) fa registrare un'ottima corrispondenza, sia in termini di estensione che di localizzazione delle fessure.

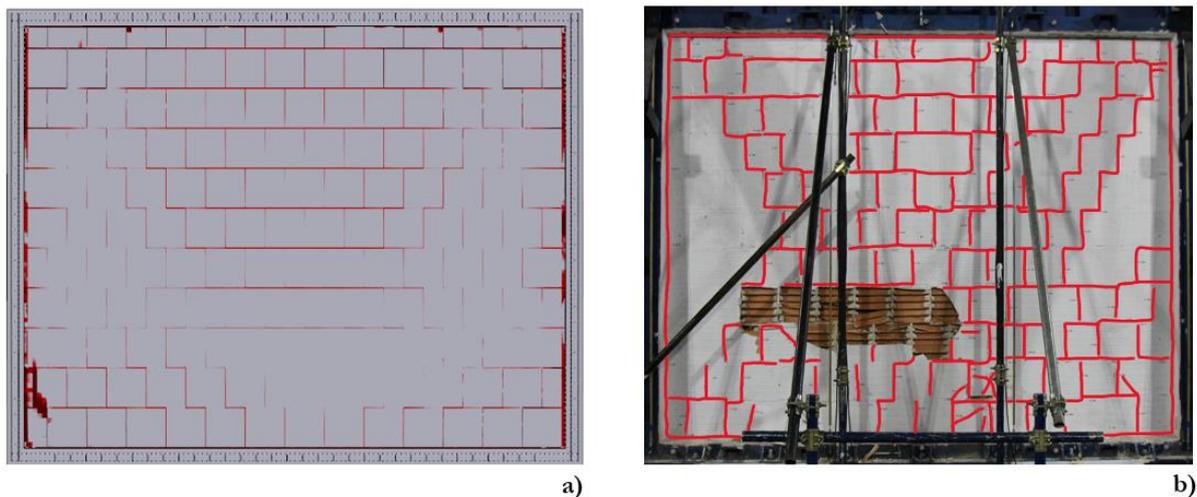


Figura 78: SP2-IP – Quadro fessurativo al termine della prova: a) numerico, b) sperimentale.

Maggiori discrepanze si riscontrano nella metà inferiore del tamponamento, in cui sperimentalmente si assiste all'espulsione di parte della sezione trasversale dei blocchi. Questo fenomeno, indotto dalla presenza dei fori e dunque non riproducibile con l'approccio di modellazione adottato, è verosimilmente responsabile della minore resistenza di picco registrata dal modello numericamente nell'ultimo livello di drift.

### Provino SP3

In Figura 79 sono visibili le curve cicliche taglio alla base-spostamento relative al provino SP3.

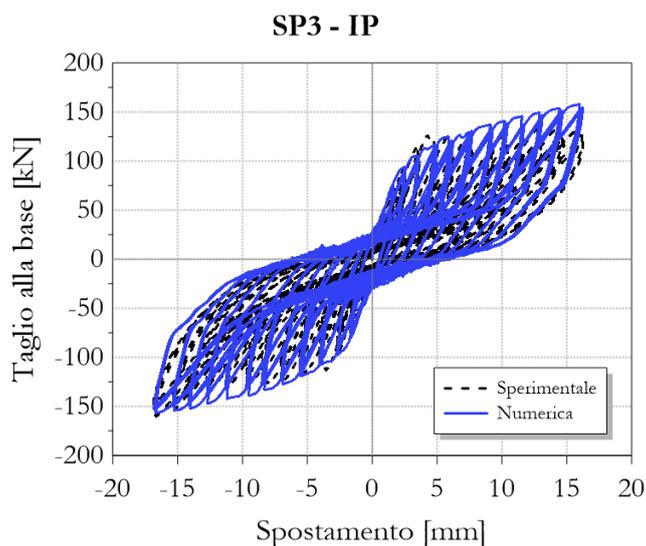
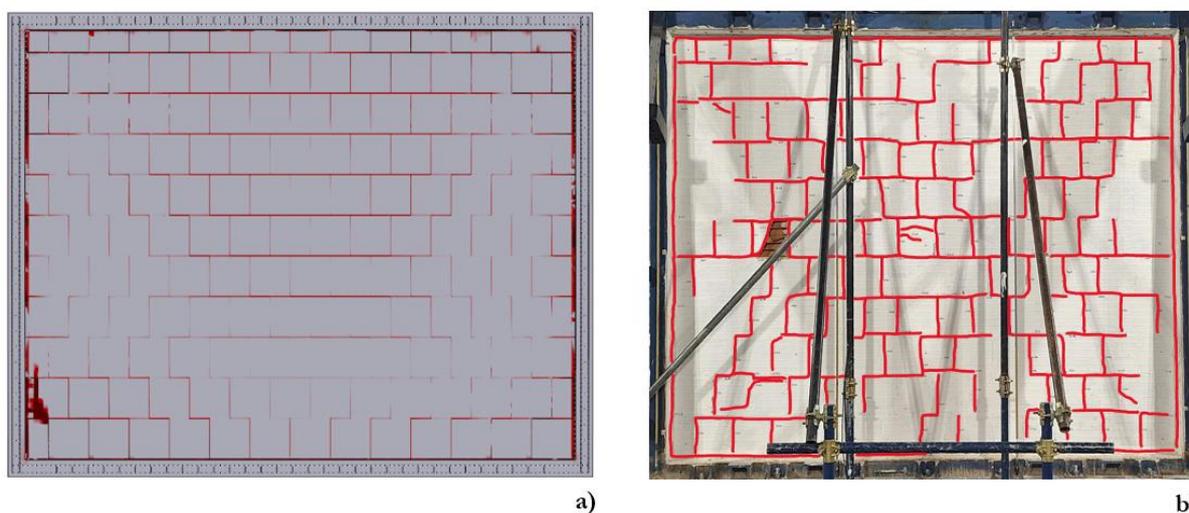


Figura 79: Prova SP3-IP: Curve cicliche taglio alla base-spostamento.

Dal confronto è possibile affermare che il modello numerico riproduce in maniera eccellente la risposta del provino in termini di rigidità e di energia dissipata in ogni ciclo. Buoni risultati si

ottengono anche per quanto concerne i picchi di resistenza, tra loro comparabili con uno scarto massimo di 20 kN.

Il quadro fessurativo ottenuto numericamente rispecchia in maniera discreta quello sperimentale sia in termini di estensione che di andamento delle fessure, come mostrato in *Figura 80*.



*Figura 80: SP3-IP: Quadro fessurativo al termine della prova: a) numerico, b) sperimentale.*

Le differenze più marcate si concentrano nella metà inferiore del tamponamento, dove il danno sperimentale si manifesta sia a livello dei letti di malta che dei giunti di testa. Nel modello sembra invece prevalere un meccanismo a scorrimento orizzontale, che lascia pressoché intatta una porzione della muratura.

Si osservi come anche a livello numerico il tamponamento esibisca un pattern delle fessure confrontabile con quello registrato sul provino SP2, che presenta un contenuto energetico dell'input affine.

### 5.2.2 Test OOP

Da quanto già sopra esposto è facile comprendere come le analisi incrementali dinamiche volte a simulare le prove OOP siano di per sé particolarmente onerose in termini computazionali.

Infatti, analogamente a quanto avvenuto sui provini reali, ogni analisi dinamica è preceduta da un test IP e, nel modello, dall'analisi verticale.

Impiegando una partizione con 10 processori e sfruttando le capacità computazionali offerte da *OpenSeesMP*, la durata complessiva della sequenza di analisi è mediamente pari a 48 ore e aumenta al crescere del numero  $c$  di cicli previsti dal protocollo IP.

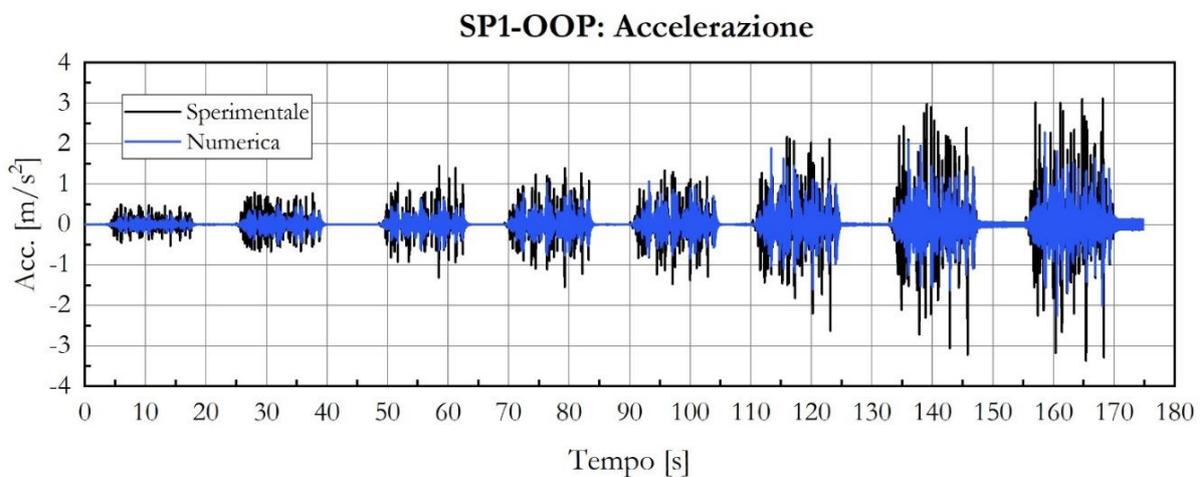
Ciò rende la procedura di calibrazione fuori piano estremamente onerosa.

A queste problematiche si aggiungono quelle dovute agli esiti dei test sperimentali, che:

- sul provino SP2 hanno indotto l'apertura di una finestra al termine della prova IP e il collasso OOP per un livello di intensità dell'input pari a 125% PFA;
- sul provino SP3 il collasso OOP per un livello di intensità dell'input pari a 175% PFA.

Sulla base delle ragioni finora esposte sui test OOP la calibrazione è stata effettuata esclusivamente in riferimento al provino SP1, dove le prove IP non hanno compromesso l'integrità della muratura e il collasso OOP si è verificato al termine dell'applicazione di tutti i livelli di intensità previsti dal protocollo sperimentale.

Nel grafico in *Figura 81* è visibile il confronto delle time history dell'accelerazione in direzione Y nel punto di mezzeria del pannello (Acc 7).



*Figura 81: Prova SP1-OOP: Confronto delle time history dell'accelerazione  $A_y$  nel punto di mezzeria del pannello (Acc 7).*

La procedura è stata effettuata fino ad un livello di intensità dell'input dinamico pari a 125% PFA. Questa scelta è stata dettata dal fatto che, per livelli di intensità maggiori, la risposta sperimentale inizia a essere influenzata in maniera non più trascurabile dai fenomeni di danneggiamento locali (scartellamento o caduta di porzioni dei blocchi, apertura di finestre nella muratura, ecc.) che l'approccio di modellazione agli elementi finiti non è in grado di cogliere.

In *Figura 82* si riporta l'evoluzione del danno a trazione nei materiali assegnati ai vari elementi del modello. L'impiego del modello *ASDCConcrete3D* consente di ottenere una buona corrispondenza dei risultati. Appare immediatamente evidente che il meccanismo di danneggiamento si genera a partire dai giunti di malta, in cui il parametro  $d^+$  assume ovunque valori prossimi all'unità.

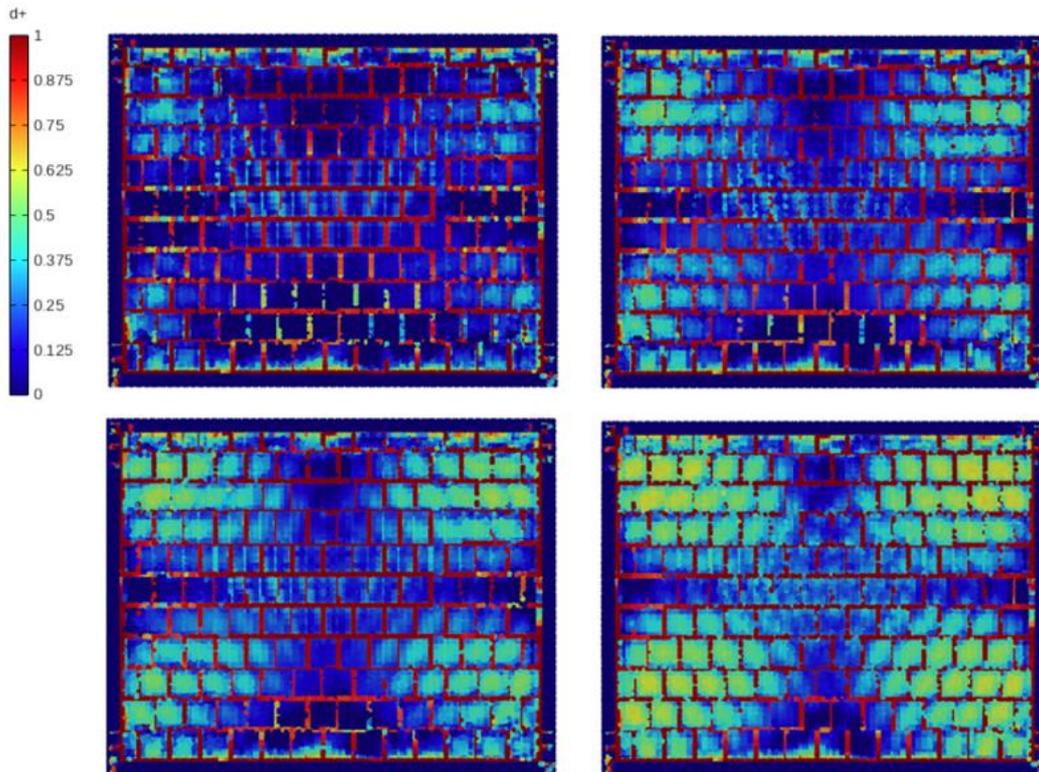


Figura 82: Prova SP1-OOP: Evoluzione del danno numerico a trazione ( $d^+$ ) nel materiale ASDConcrete3D.

Sui blocchi in laterizio il danno si innesca inizialmente sugli elementi posti in prossimità dell'interfaccia con il telaio, per propagarsi in seguito verso il centro del tamponamento. All'ultimo livello di intensità considerato lo scenario di danno non è omogeneo su tutti gli elementi resistenti, ma è maggiore in prossimità dei quattro vertici del pannello. Questo comportamento è in qualche modo confrontabile con quello esibito dal provino reale, in cui le zone in prossimità delle linee mediane esibiscono un danneggiamento ridotto (Figura 83).

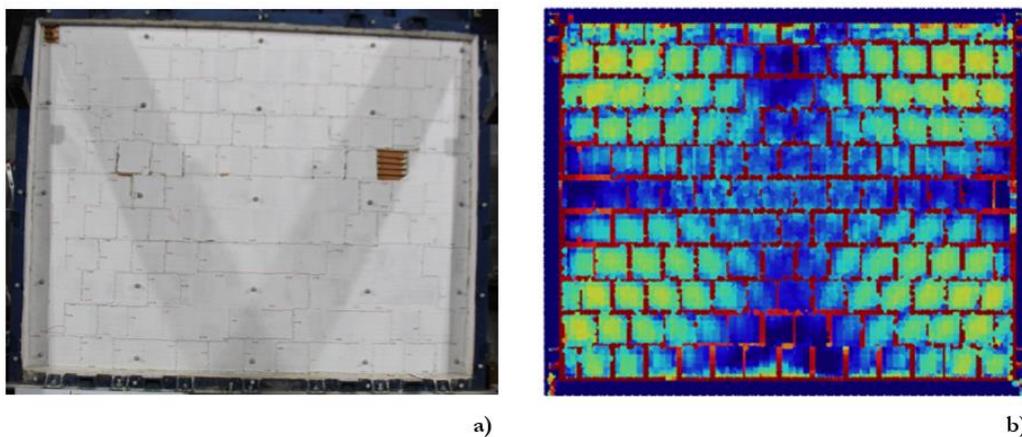


Figura 83: SP1-OOP: Danneggiamento esibito dai vari materiali per il livello di intensità 125% PFA: a) sperimentale, b) numerico.

Nei limiti dell'approccio di modellazione adottato il riscontro del confronto è nettamente positivo, dunque il modello può dirsi validato.

## 6 Effetto dell'energia dissipata nel piano sul comportamento fuori piano: valutazioni preliminari tramite prove numeriche

Analogamente a quanto già emerso dai precedenti studi disponibili in letteratura (*Capitolo 2*), i risultati ottenuti dalla sperimentazione ENFRAG-ERIES confermano la dipendenza del comportamento fuori piano dal pre-danneggiamento nel piano. A supporto di tale affermazione, in *Tabella 18* si richiamano:

- le caratteristiche di ciascuno dei 3 protocolli IP;
- i rispettivi livelli di intensità in corrispondenza dei quali si è verificato il collasso.

*Tabella 18: Campagna sperimentale ENFRAG-ERIES: Caratteristiche dei protocolli IP e livello di intensità della PFA di collasso.*

Campagna sperimentale ENFRAG-ERIES				
Provino	d	c	$\theta_{\max} = [\theta_1 \theta_2 \dots \theta_d]$	PFA <sub>collasso</sub>
SP1	6	1	[0,10 0,20 0,30 0,40 0,50 0,65]	250%
SP2	6	6	[0,10 0,20 0,30 0,40 0,50 0,65]	125%
SP3	12	3	[0,10 0,15 0,20 0,25 0,30 0,35 0,40 0,45 0,50 0,55 0,60 0,65]	175%

A parità di livello di drift finale  $d$ , nei protocolli che presentano un numero più elevato di cicli per livello di drift  $c$  il collasso fuori piano si registra in corrispondenza di un minor livello di amplificazione dell'input.

Questo riscontro giustifica la necessità di approcci interpretativi basati su quantità integrali, in grado di stabilire una relazione univoca tra le caratteristiche dell'input IP e il comportamento OOP.

Lo studio numerico presentato nel prosieguo della trattazione è condotto analizzando tale aspetto alla luce dell'energia dissipata durante i test nel piano.

### 6.1 Definizione dei protocolli numerici

Le simulazioni numeriche sono state effettuate applicando protocolli nel piano caratterizzati:

- dai medesimi livelli di drift  $d$ ;
- da un numero di cicli per livello di drift  $c$  progressivamente crescente da 1 a 7.

I 7 protocolli IP così ottenuti sono riportati in *Tabella 19*. Si noti come, nell'ottica di valutare il comportamento per spostamenti maggiori rispetto a quelli previsti dai protocolli sperimentali, l'ultimo livello di drift è stato fissato pari all'1%.

Tabella 19: Prove numeriche: protocolli IP.

Protocollo	d	c	Livello di drift nominale [%]								
			0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,75	1,00	
<b>ID2</b>	8	1	X	X	X	X	X	X	X	X	X
<b>ID3</b>	8	2	X	X	X	X	X	X	X	X	X
<b>ID4</b>	8	3	X	X	X	X	X	X	X	X	X
<b>ID5</b>	8	4	X	X	X	X	X	X	X	X	X
<b>ID6</b>	8	5	X	X	X	X	X	X	X	X	X
<b>ID7</b>	8	6	X	X	X	X	X	X	X	X	X
<b>ID8</b>	8	7	X	X	X	X	X	X	X	X	X

A titolo di esempio, in *Figura 84* è presentato l'input della prova numerica ID8.

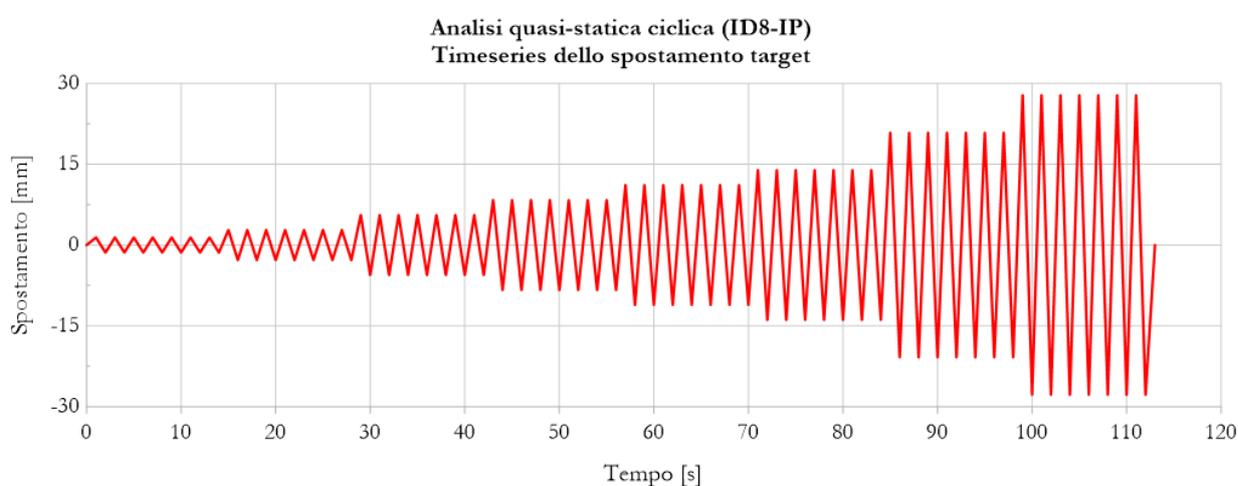


Figura 84: Prove numeriche: protocollo ID8-IP.

Indotto il pre-danneggiamento nel piano, ogni simulazione è proseguita con il condizionamento fuori piano. Questo è stato effettuato nelle stesse modalità previste dalla campagna sperimentale, eseguendo cioè analisi incrementali dinamiche. Come input si è adottata la medesima storia di accelerazione descritta nel *Capitolo 5*, richiamata in *Tabella 20*.

Tabella 20: Prove numeriche: protocollo OOP.

Livello di amplificazione nominale [%]												
10	20	30	40	50	75	100	125	150	175	200	225	250
X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X

Si specifica che le prove numeriche sono state condotte mantenendo inalterate le caratteristiche geometriche e meccaniche del modello, diversificando esclusivamente l'input nel piano.

## 6.2 Risultati numerici

Nel presente paragrafo sono sintetizzati i risultati ottenuti al termine dell'applicazione dei protocolli numerici. Per i test IP si riportano le curve cicliche taglio alla base-spostamento e il quadro fessurativo a fine prova, per le prove dinamiche sono presentate le time history dell'accelerazione  $A_y$  e dello spostamento  $U_y$  e il quadro di danneggiamento esibito a fine prova dal materiale *ASDConcrete3D*.

### Protocollo ID2

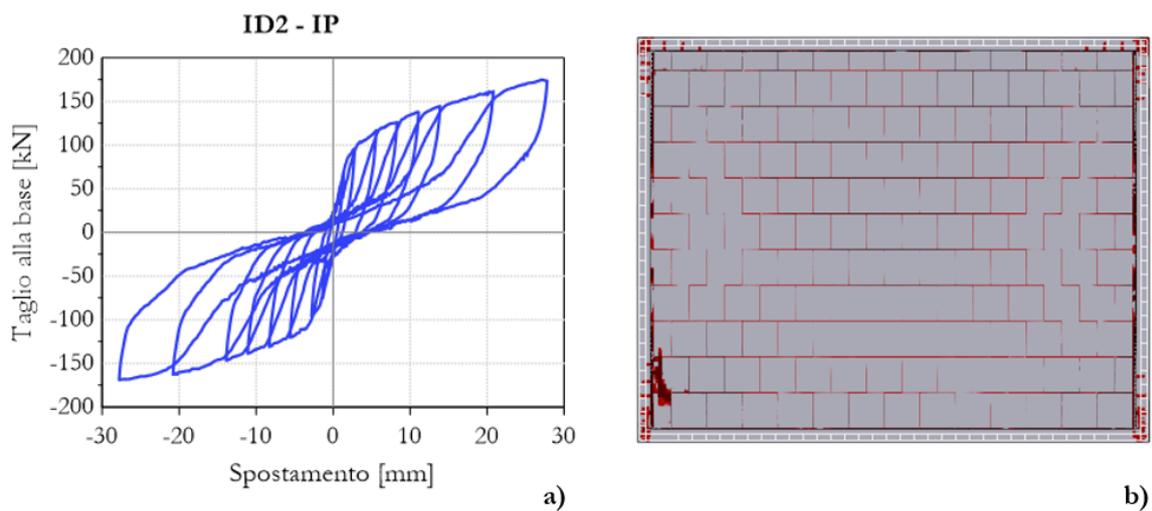


Figura 85: Prova numerica ID2-IP: a) curva ciclica taglio alla base-spostamento, b) quadro fessurativo.

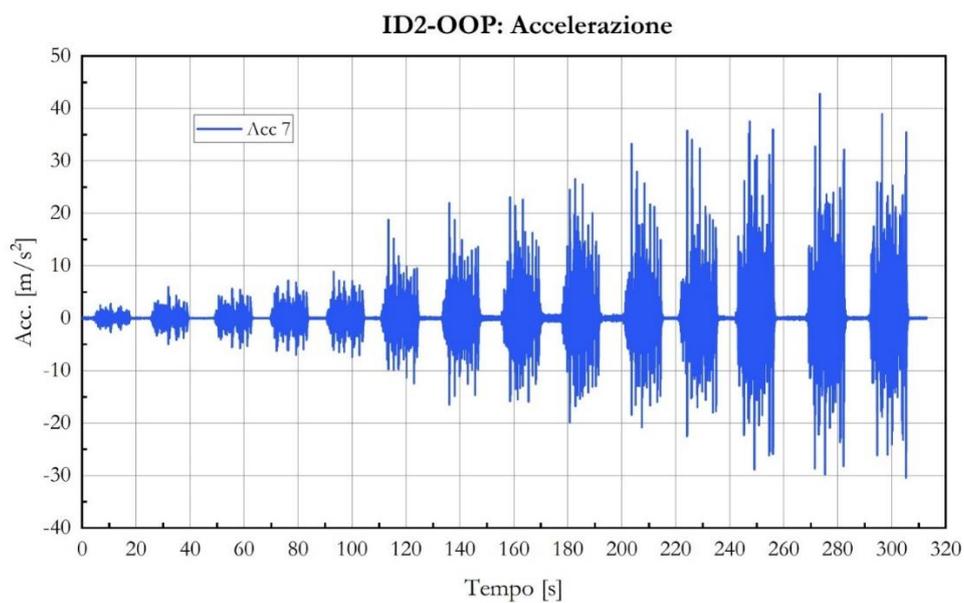


Figura 86: Prova numerica ID2-OOP: time history dell'accelerazione  $A_y$  del punto di mezz'aria del pannello.

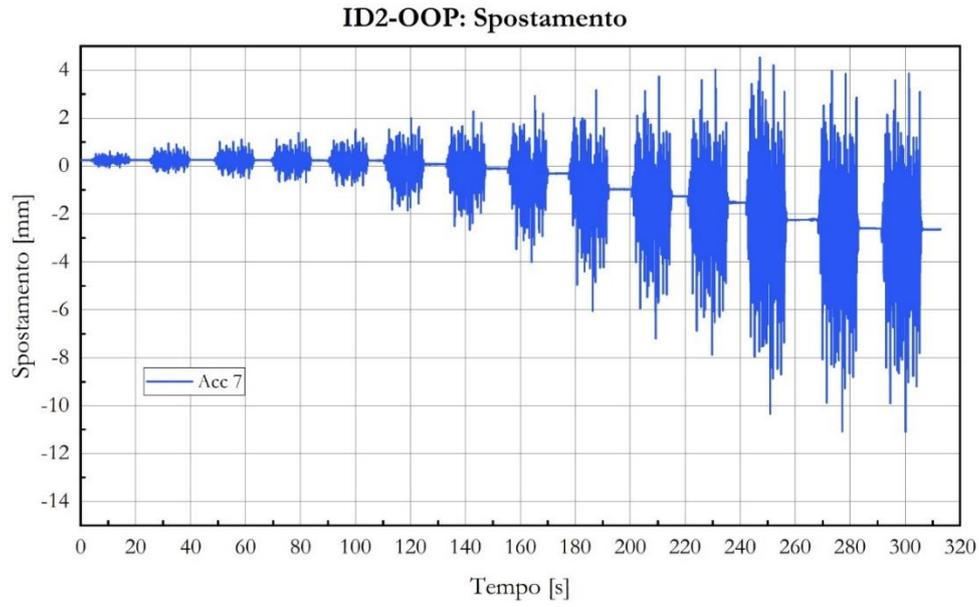


Figura 87: Prova numerica ID2-OOP: time history dello spostamento  $U_y$  del punto di mezz'eria del pannello.

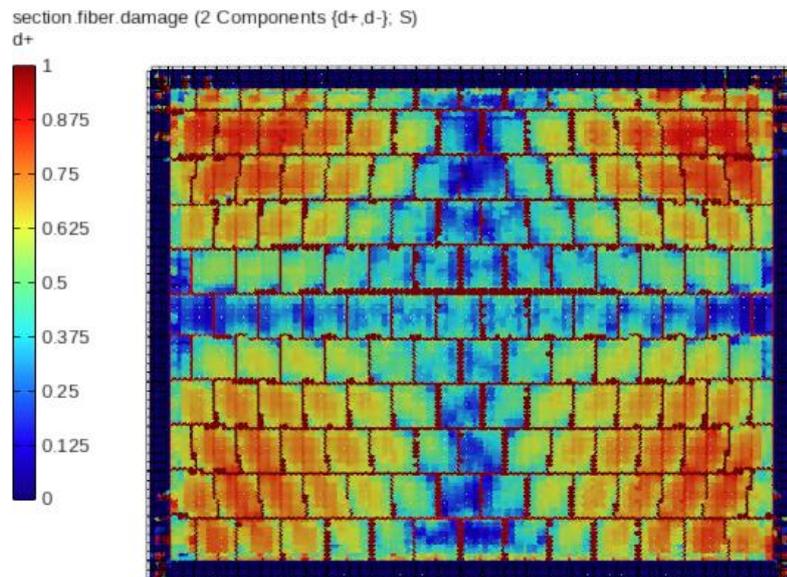


Figura 88: ID2-OOP: Danno registrato dal materiale ASDConcrete3D al termine dell'applicazione dell'input incrementale dinamico fuori piano.

## Protocollo ID3

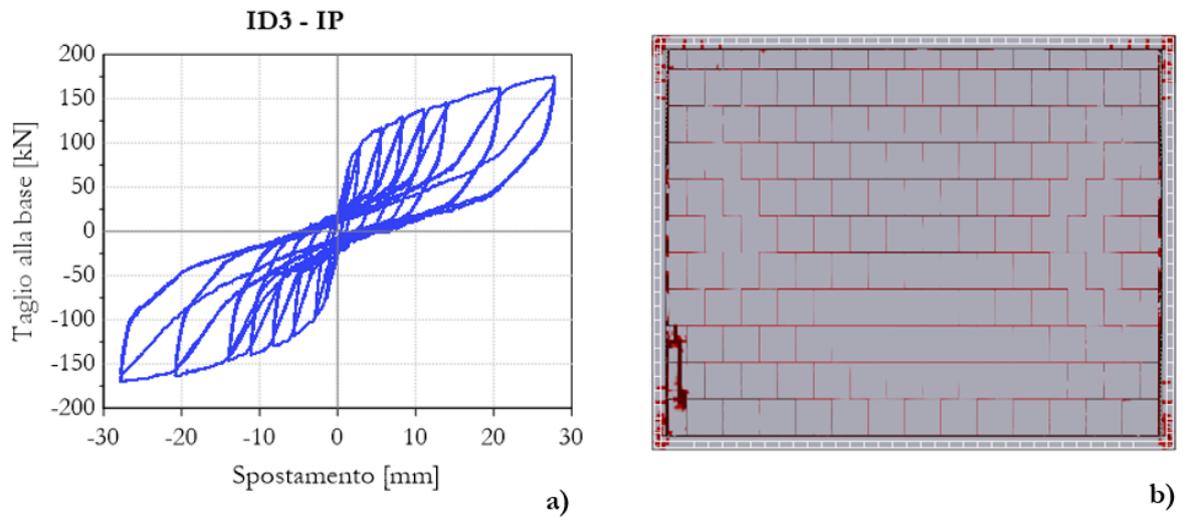


Figura 89: Prova numerica ID3-IP: a) curva ciclica taglio alla base-spostamento, b) quadro fessurativo.

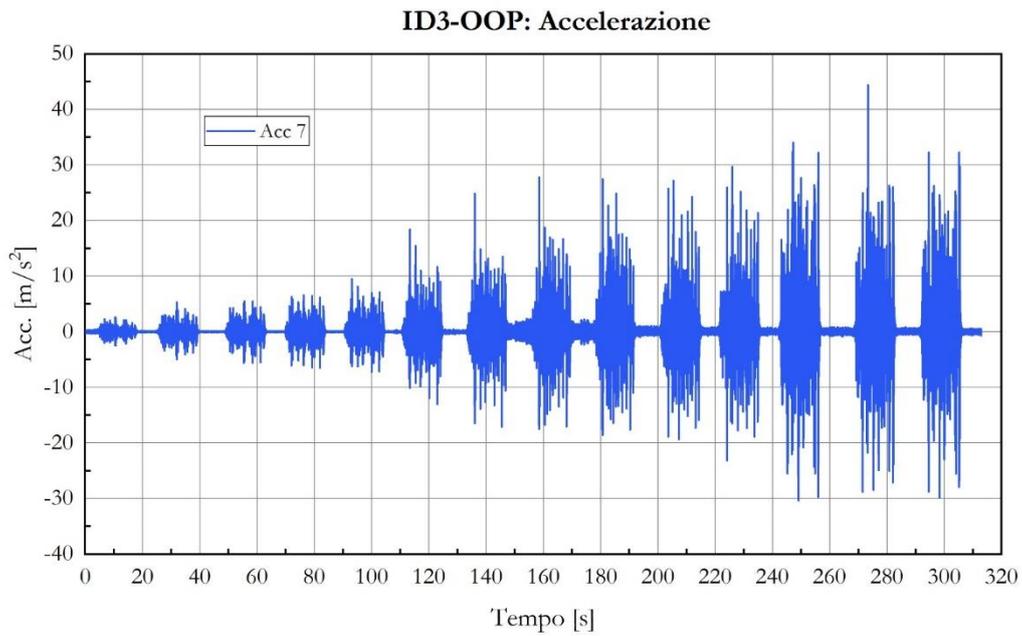


Figura 90: Prova numerica ID3-OOP: time history dell'accelerazione  $A_y$  del punto di mezzeria del pannello.

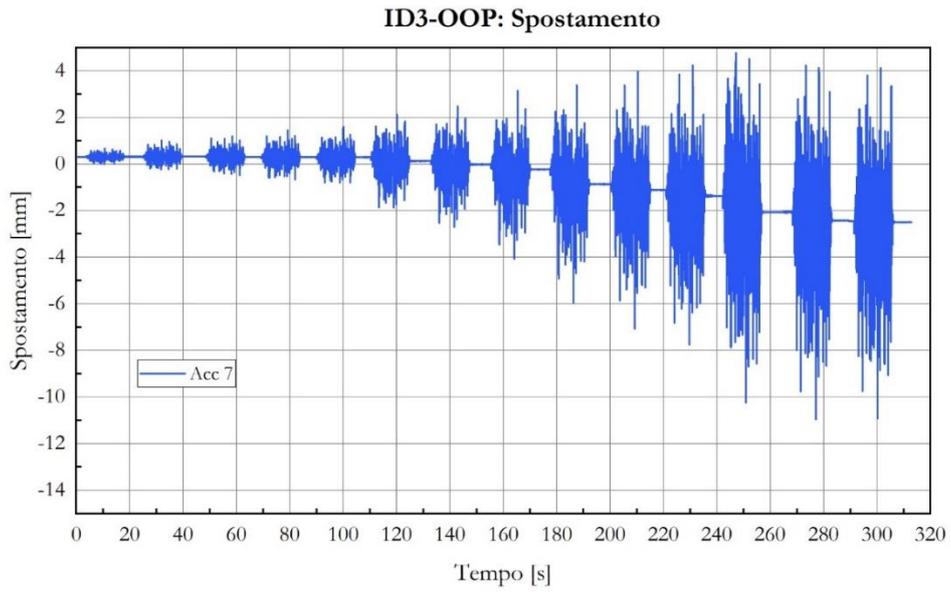


Figura 91: Prova numerica ID3-OOP: time history dello spostamento  $U_y$  del punto di mezzeria del pannello.

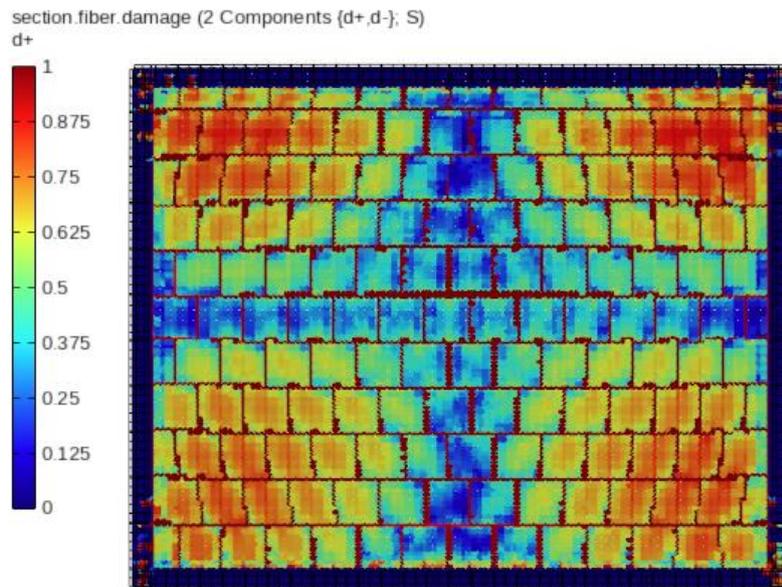


Figura 92: ID3-OOP: Danno registrato dal materiale ASDConcrete3D al termine dell'applicazione dell'input incrementale dinamico fuori piano.

## Protocollo ID4

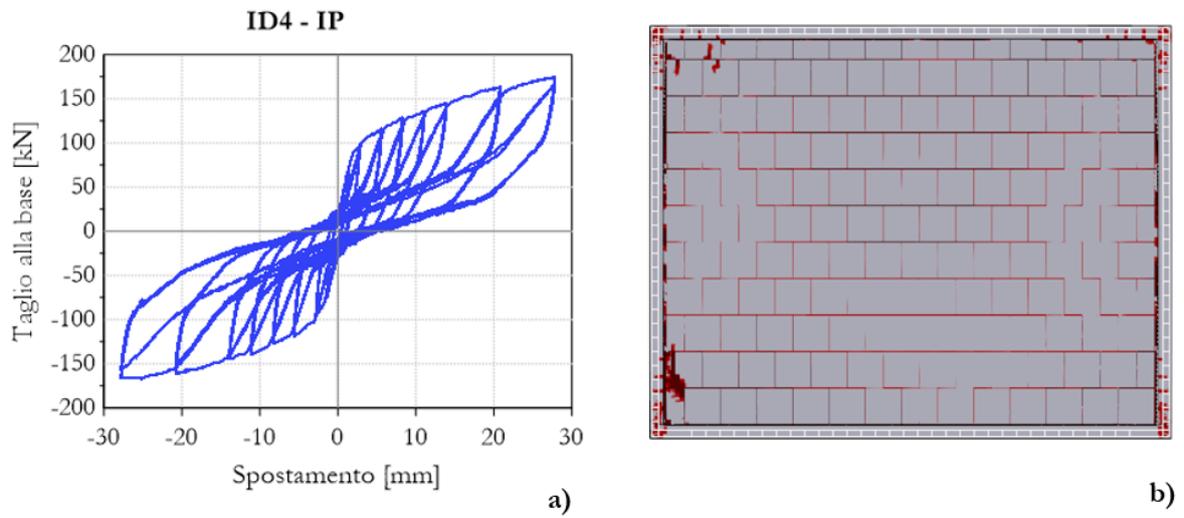


Figura 93: Prova numerica ID4-IP: a) curva ciclica taglio alla base-spostamento, b) quadro fessurativo.

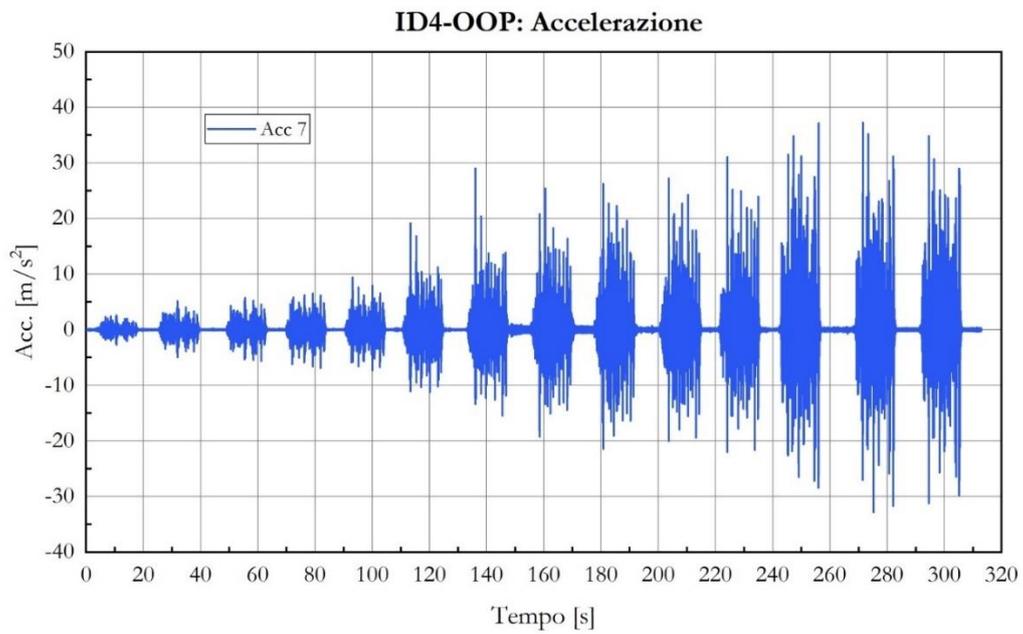


Figura 94: Prova numerica ID4-OOP: time history dell'accelerazione  $A_y$  del punto di mezzeria del pannello.

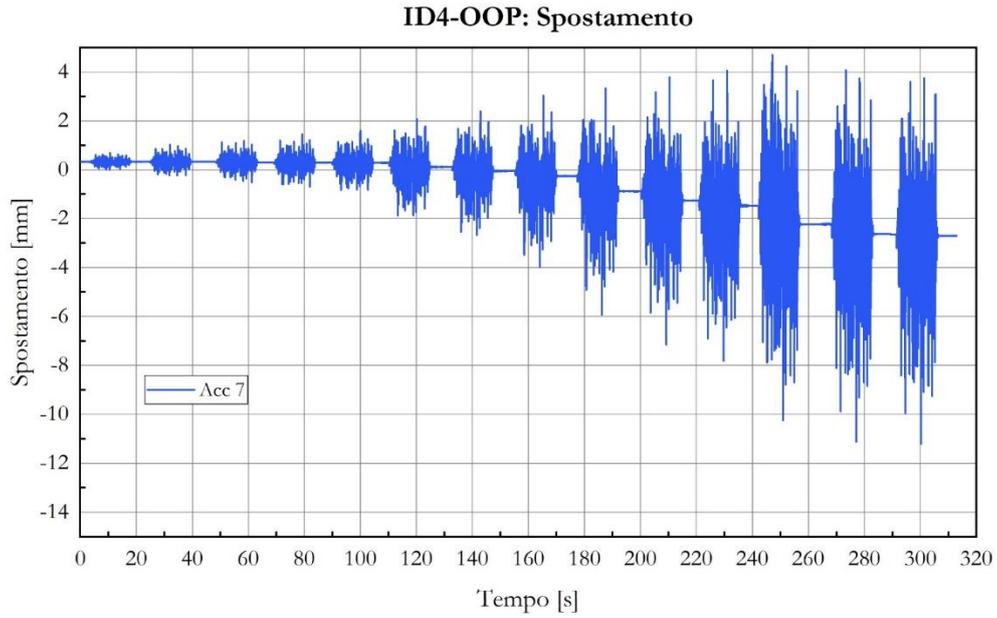


Figura 95: Prova numerica ID4-OOP: time history dello spostamento  $U_y$  del punto di mezz'eria del pannello.

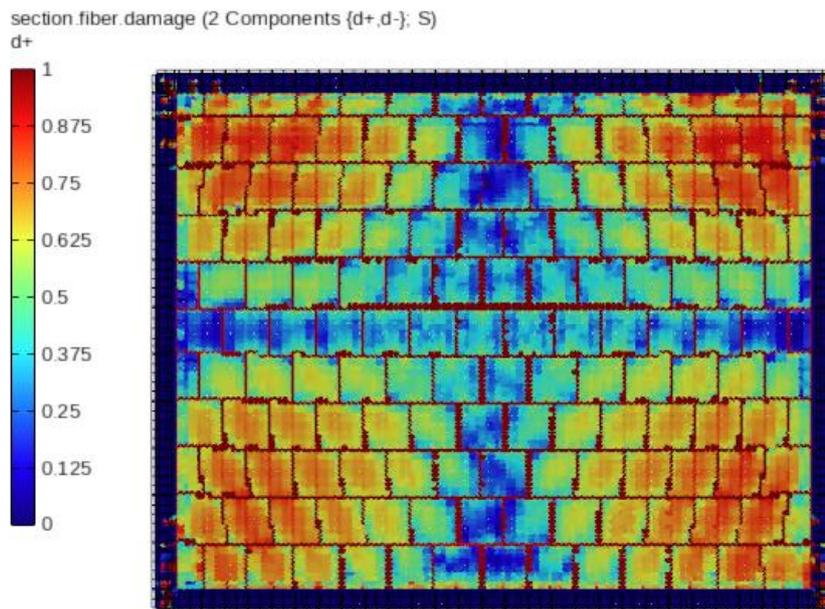


Figura 96: ID4-OOP: Danno registrato dal materiale ASDConcrete3D al termine dell'applicazione dell'input incrementale dinamico fuori piano.

## Protocollo ID5

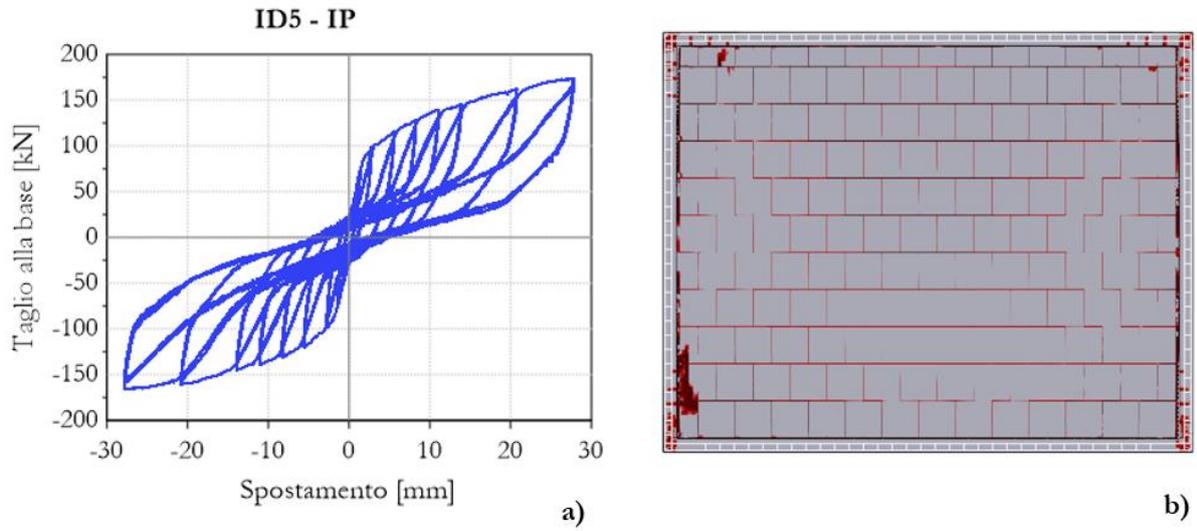


Figura 97: Prova numerica ID5-IP: a) curva ciclica taglio alla base-spostamento, b) quadro fessurativo.

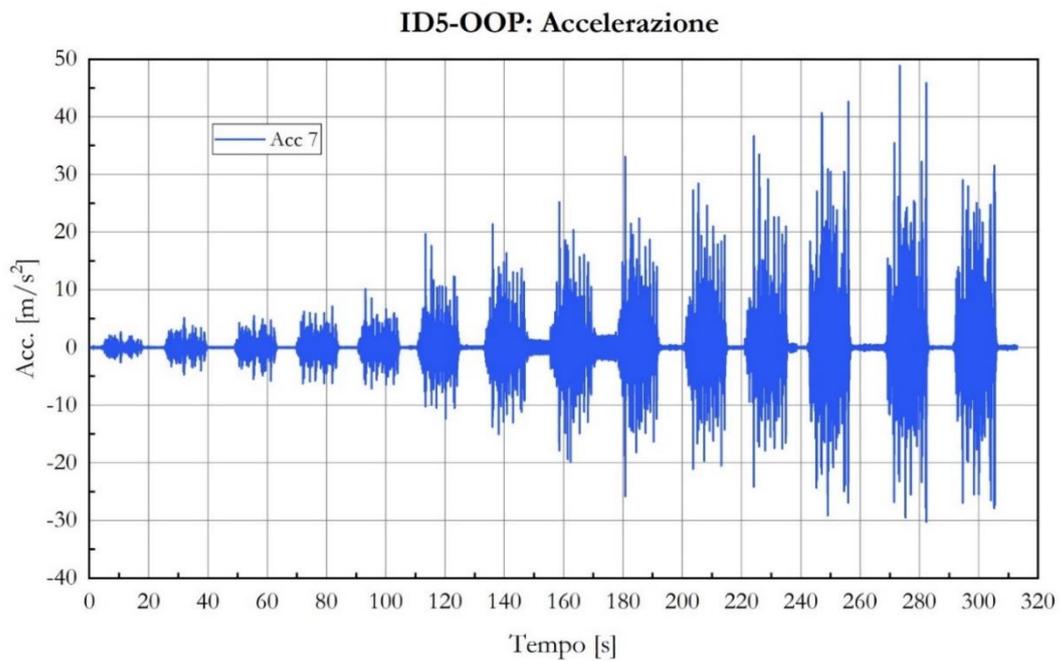


Figura 98: Prova numerica ID5-OOP: time history dell'accelerazione  $A_y$  del punto di mezz'eria del pannello.

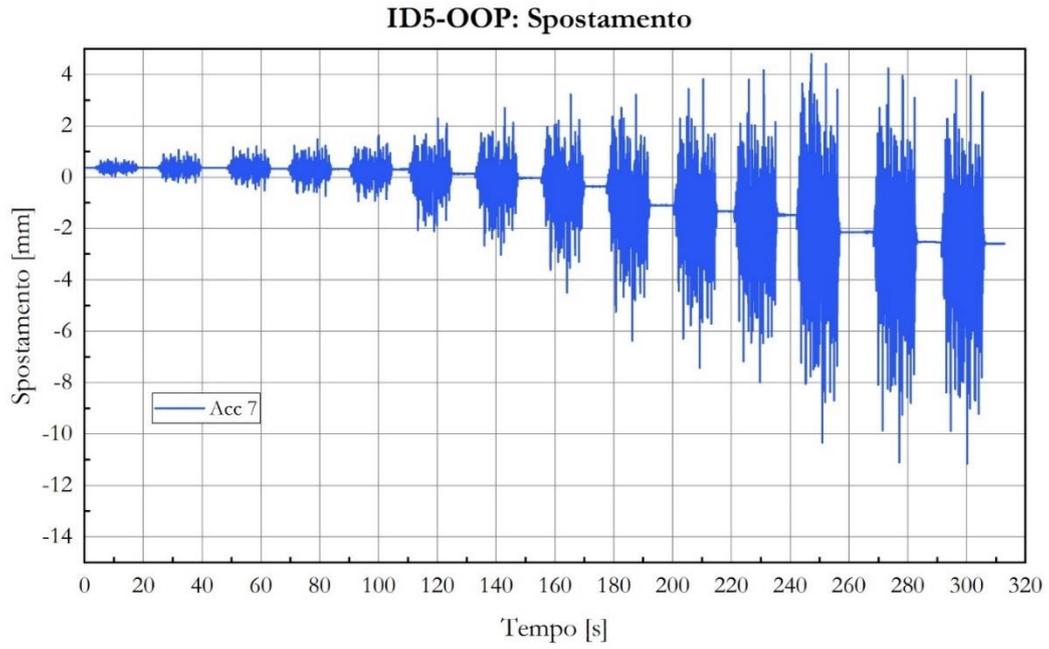


Figura 99: Prova numerica ID5-OOP: time history dello spostamento  $U_y$  del punto di mezzeria del pannello.

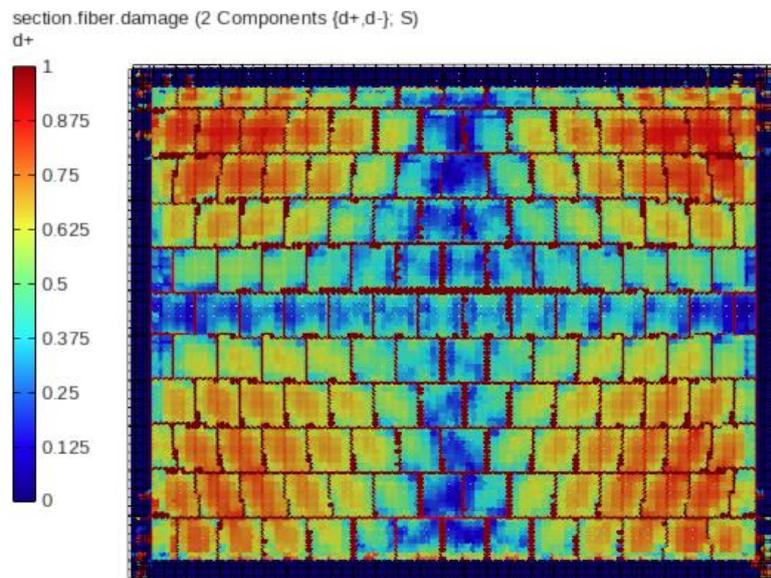


Figura 100: ID5-OOP: Danno registrato dal materiale ASDConcrete3D al termine dell'applicazione dell'input incrementale dinamico fuori piano.

## Protocollo ID6

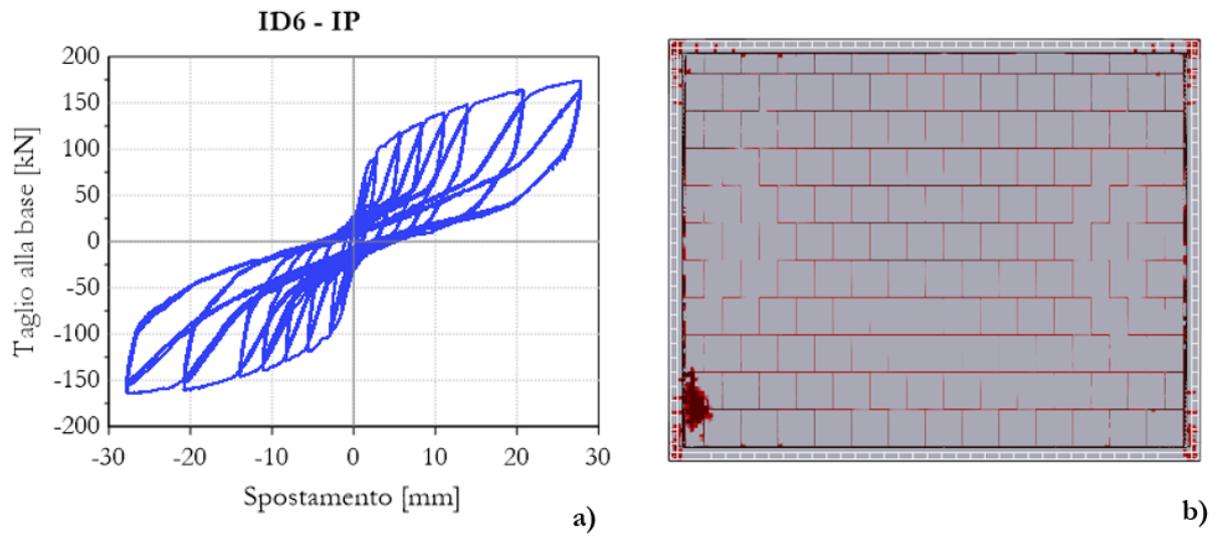


Figura 101: Prova numerica ID6-IP: a) curva ciclica taglio alla base-spostamento, b) quadro fessurativo.

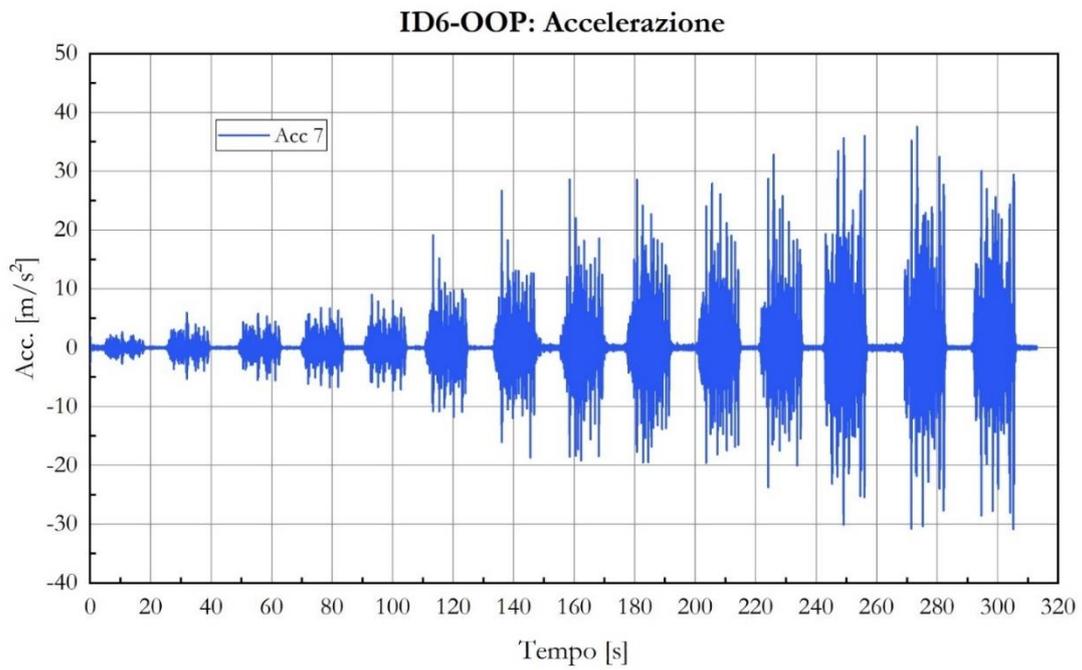


Figura 102: Prova numerica ID6-OOP: time history dell'accelerazione  $A_y$  del punto di mezzeria del pannello.

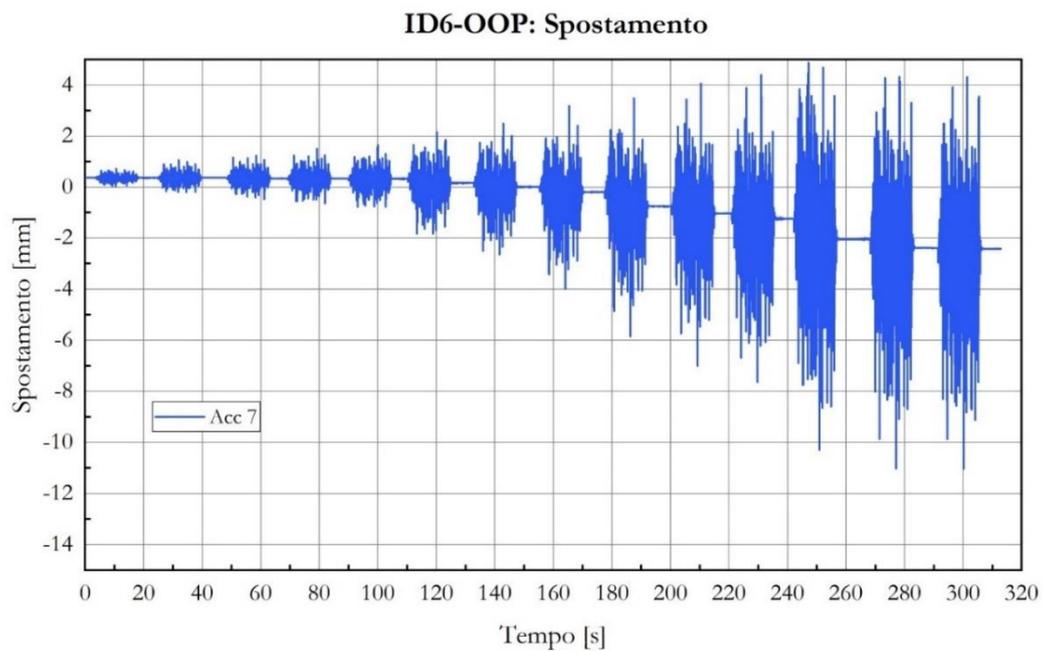


Figura 103: Prova numerica ID6-OOP: time history dello spostamento  $U_y$  del punto di mezzeria del pannello.

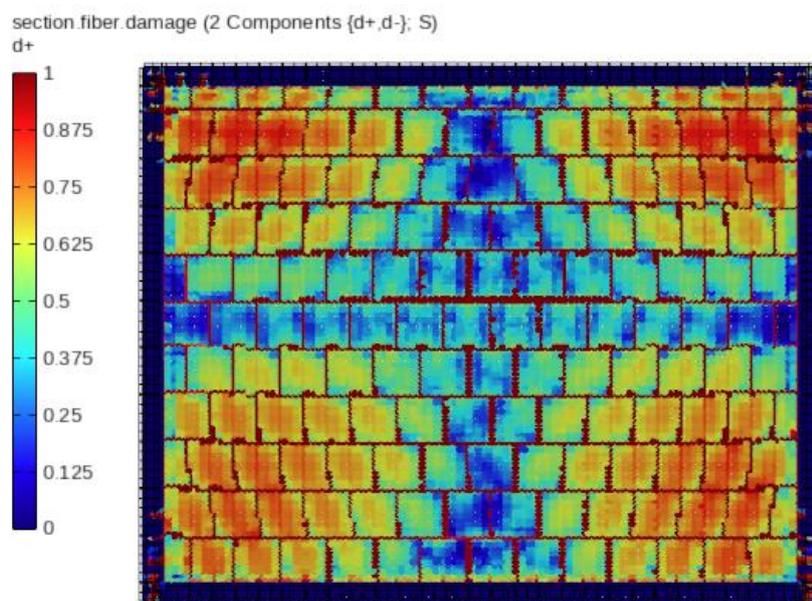


Figura 104: ID6-OOP: Danno registrato dal materiale ASDConcrete3D al termine dell'applicazione dell'input incrementale dinamico fuori piano.

## Protocollo ID7

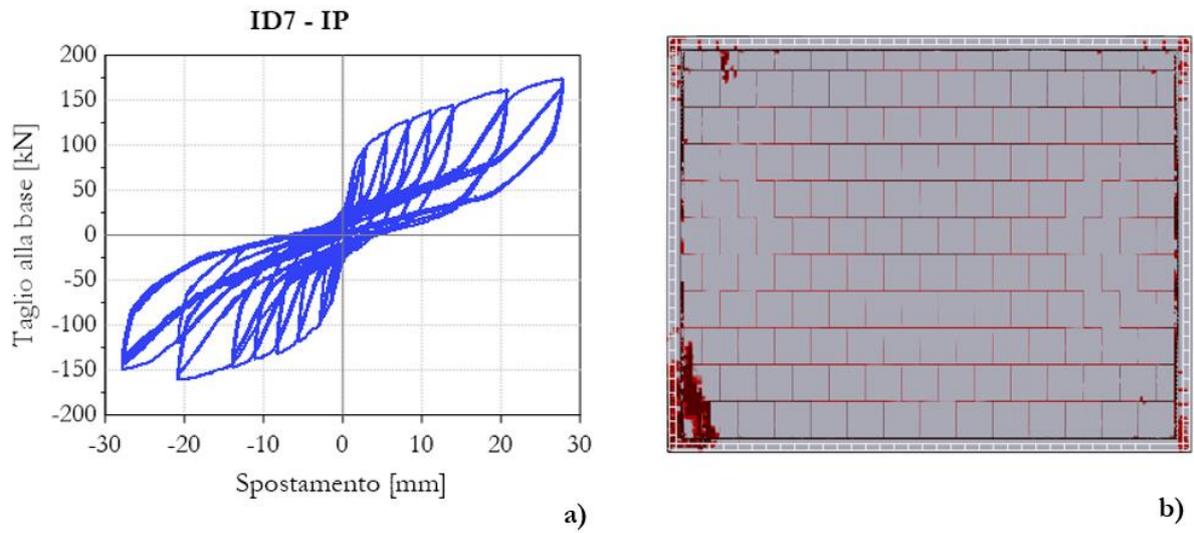


Figura 105: Prova numerica ID7-IP: a) curva ciclica taglio alla base-spostamento, b) quadro fessurativo.

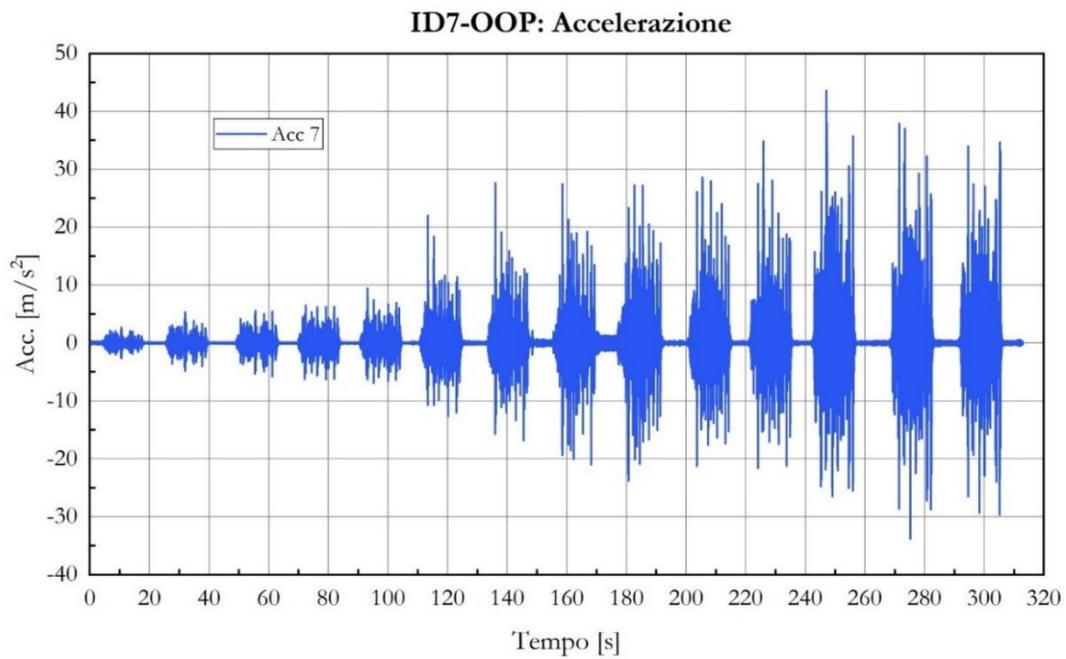


Figura 106: Prova numerica ID7-OOP: time history dell'accelerazione  $A_y$  del punto di mezzeria del pannello.

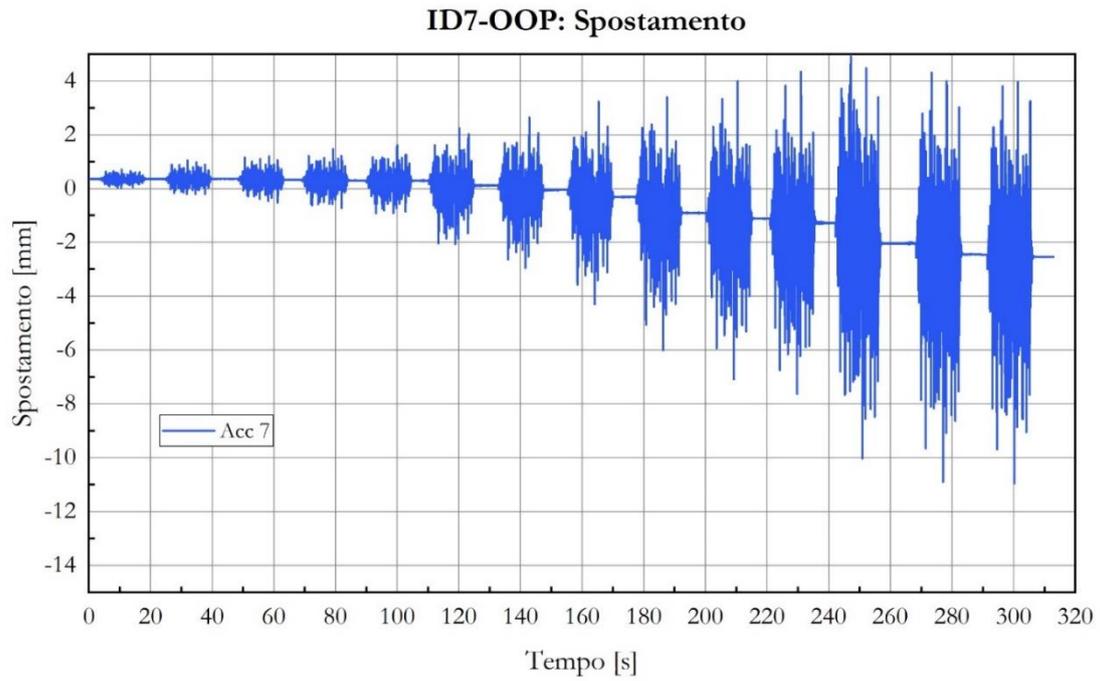


Figura 107: Prova numerica ID7-OOP: time history dello spostamento  $U_y$  del punto di mezzeria del pannello.

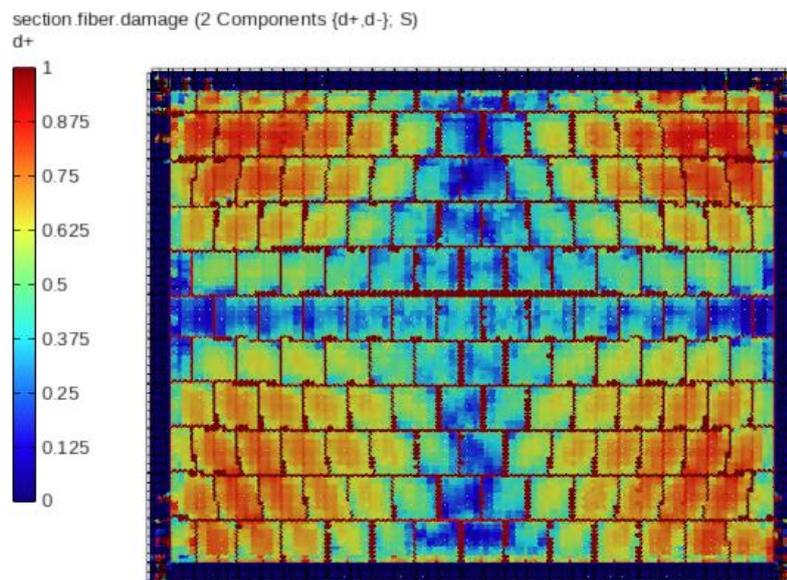


Figura 108: ID7-OOP: Danno registrato dal materiale ASDConcrete3D al termine dell'applicazione dell'input incrementale dinamico fuori piano.

## Protocollo ID8

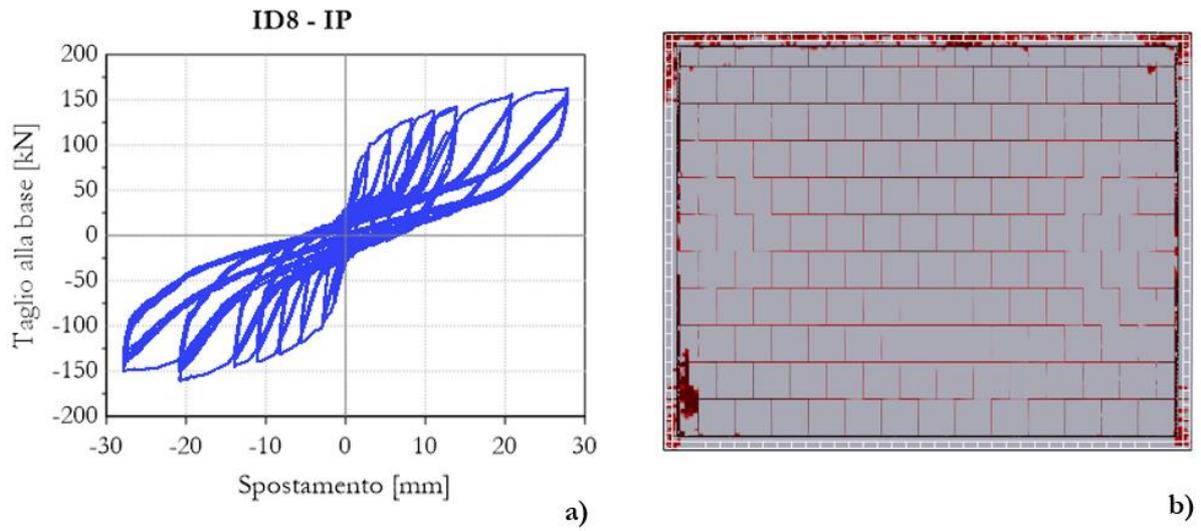


Figura 109: Prova numerica ID8-IP: a) curva ciclica taglio alla base-spostamento, b) quadro fessurativo.

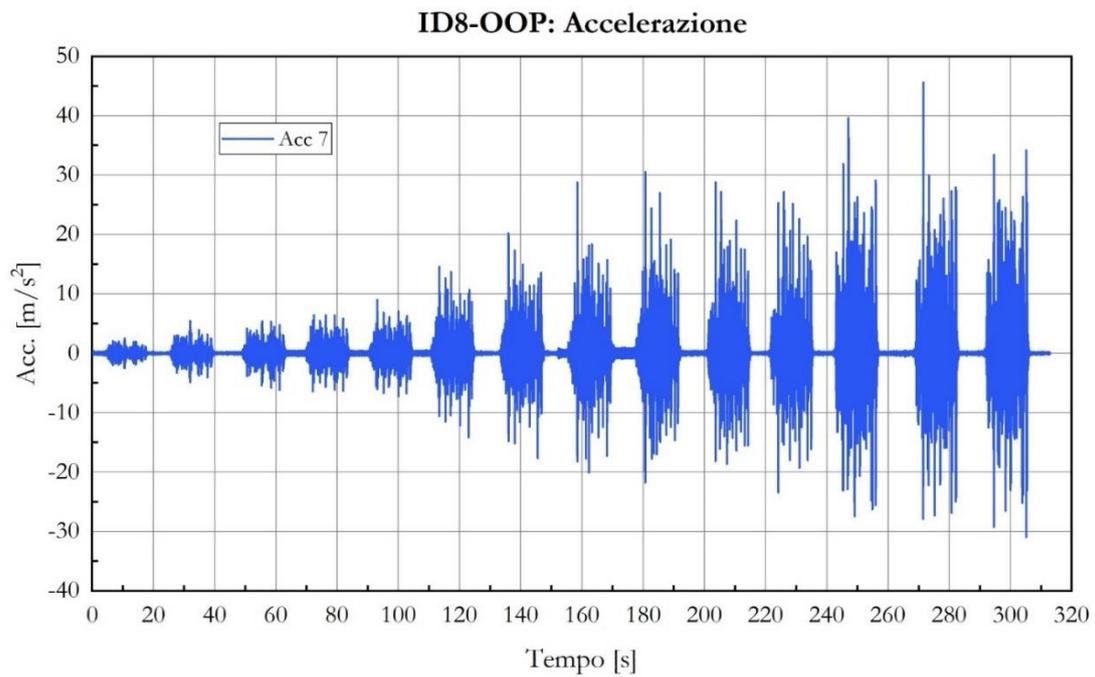


Figura 110: Prova numerica ID8-OOP: time history dell'accelerazione  $A_y$  del punto di mezzeria del pannello.

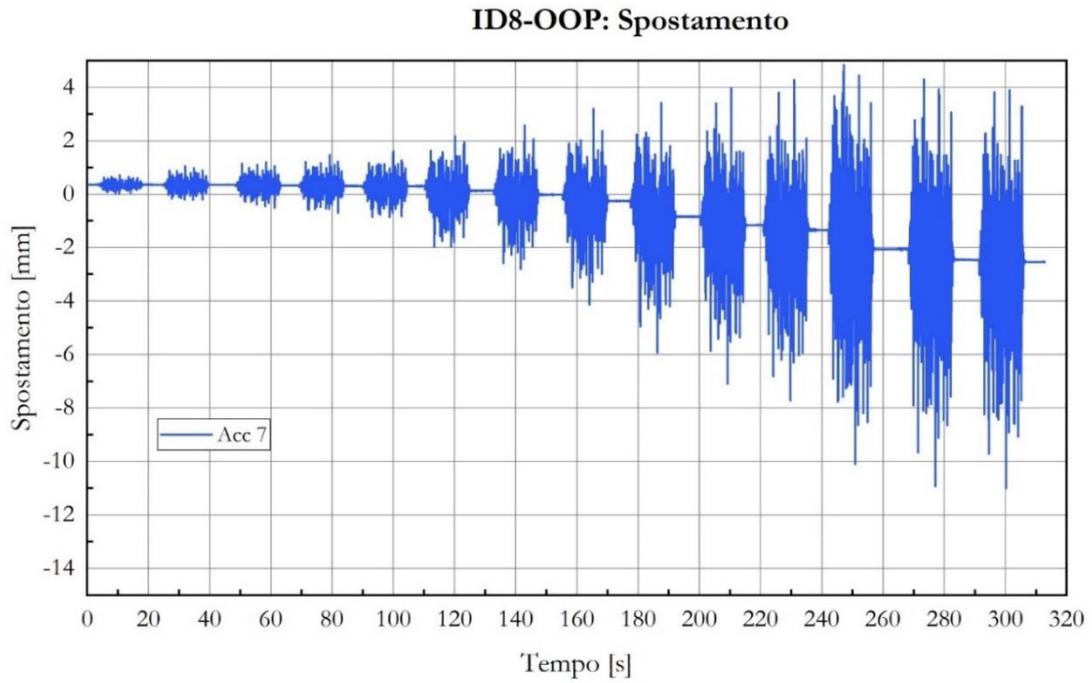


Figura 111: Prova numerica ID8-OOP: time history dello spostamento  $U_y$  del punto di mezz'eria del pannello.

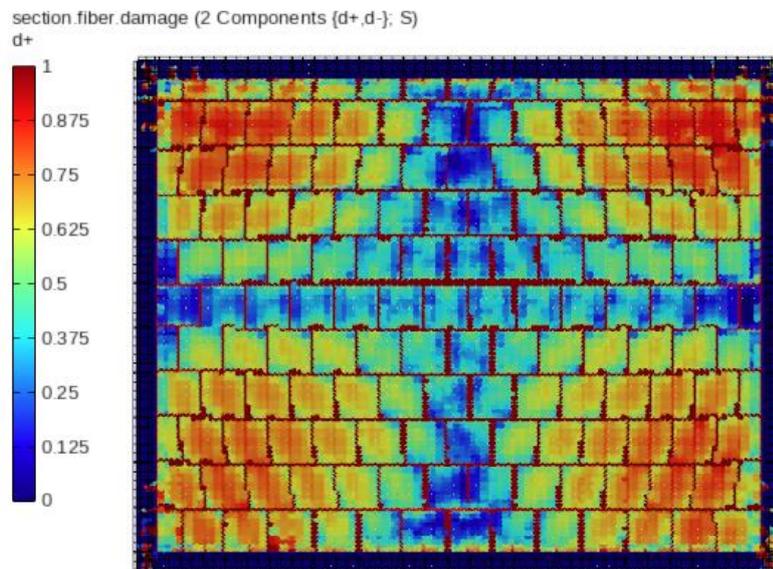


Figura 112: ID8-OOP: Danno registrato dal materiale ASDConcrete3D al termine dell'applicazione dell'input incrementale dinamico fuori piano.

### 6.3 Discussione dei risultati

Sulla base degli output numerici e grafici ottenuti è possibile affermare che, relativamente ai test nel piano:

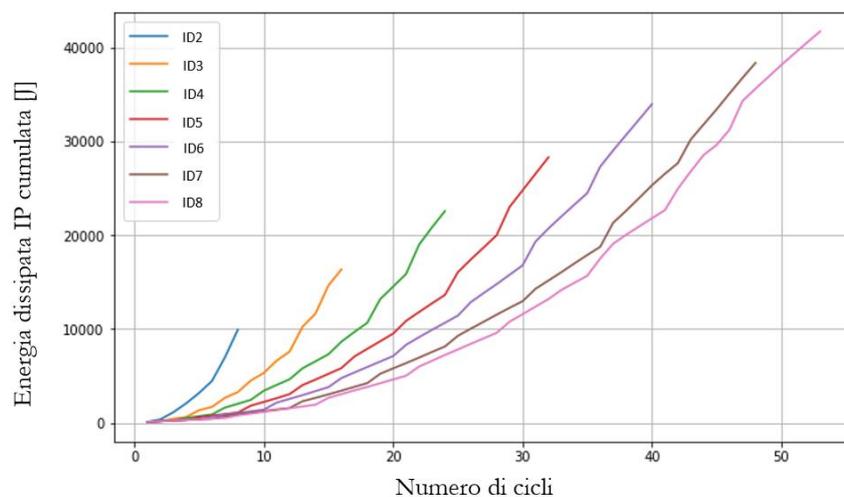
- il confronto delle curve cicliche taglio alla base-spostamento non fa emergere sostanziali differenze in termini di resistenze di picco. In tutti i protocolli testati, il valore a fine prova si attesta sui 170 kN circa;
- all'aumentare del numero di cicli per livello di drift  $\epsilon$  il danneggiamento registrato sul tamponamento a fine prova aumenta. I bassi valori di resistenza meccanica della malta fanno tuttavia sì che il fenomeno rimanga circoscritto ai giunti, impedendo una netta distinzione tra i risultati ottenuti per i vari protocolli IP. Al crescere di  $\epsilon$  anche gli elementi del telaio iniziano ad esibire meccanismi di danno.

Per quanto concerne il comportamento in corrispondenza dell'applicazione dell'input incrementale dinamico fuori piano:

- l'accelerazione in direzione Y del punto di mezzeria del pannello subisce un generale incremento all'aumentare del livello di intensità dell'input;
- il valore medio dello spostamento in direzione Y del punto di mezzeria esibisce una graduale deriva, indicativa dell'accumulo di una deformazione permanente fuori piano.

Tenendo conto di quanto appena esposto, nel prosieguo della trattazione si procede ad una prima interpretazione del contributo dell'energia dissipata nel piano sul comportamento fuori piano.

Per ciascuno dei 7 protocolli IP, il grafico in *Figura 113* mostra l'andamento delle curve cumulate dell'energia dissipata al crescere del numero di cicli.



*Figura 113: Protocolli numerici: curve cumulate dell'energia dissipata nel piano al crescere del numero di cicli.*

Il picco di ciascuna curva rappresenta dunque l'energia  $E_h$  complessivamente dissipata al termine del rispettivo test IP. Sulla base dei valori riportati in *Tabella 21* è immediato osservare che il valore di  $E_h$  aumenta al crescere del numero  $c$  di cicli per livello di drift.

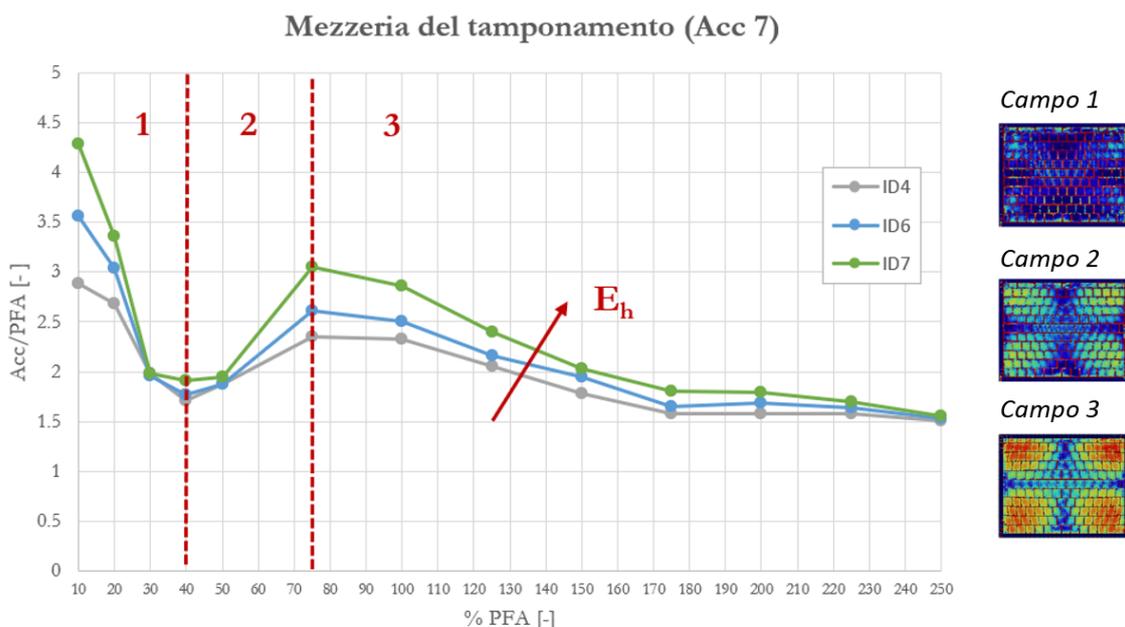
*Tabella 21: Protocolli numerici: numero di cicli ed energia dissipata.*

Protocollo	$c$	Numero complessivo di cicli	$E_h$ [J]
ID2	1	8	10062
ID3	2	16	16487
ID4	3	24	22822
ID5	4	32	28338
ID6	5	40	34037
ID7	6	48	38370
ID8	7	56	41625

L'incidenza di  $E_h$  sul comportamento del tamponamento nei confronti della serie di input dinamici alla base è valutata in riferimento alle seguenti prove numeriche:

- ID4 (valore di  $E_h$  medio-basso);
- ID6 e ID7 (valori di  $E_h$  medio-alti).

Nel grafico in *Figura 114* sono riportati in ascissa i livelli di intensità dell'input OOP (% PFA), in ordinata il relativo picco (normalizzato rispetto alla PFA corrispondente) dell'accelerazione  $A_y$  registrata nel punto di mezzeria del pannello.



*Figura 114: Picchi dell'accelerazione  $A_y$  nel punto di mezzeria (normalizzati rispetto alla PFA) al variare del livello di intensità dell'input.*

Osservando la singola curva, nel primo tratto (*Campo 1*) il rapporto  $Acc_{max}/PFA$  esibisce una significativa decrescita, che appare più marcata nelle prove con valori di  $E_h$  maggiori. Il fenomeno, ascrivibile all'innescò del meccanismo di danneggiamento fuori piano, si attenua al crescere dell'intensità dell'input, per esaurirsi in corrispondenza del livello pari a 40% PFA. A partire da questo, la curva assume un comportamento speculare a quello appena descritto (*Campo 2*). Al crescere del livello di intensità dell'input si registrano accelerazioni di picco progressivamente crescenti. Ciascuna delle tre curve riportate esibisce un picco in corrispondenza di un livello di intensità pari a 75% PFA circa, superato il quale si registra una decrescita costante (*Campo 3*). Ciò dimostra che, per livelli di intensità elevati, l'accumulo del danno è tale da ridurre significativamente la capacità del pannello di amplificare l'input alla base.

Le variazioni del rapporto  $Acc_{max}/PFA$  appena descritte appaiono più pronunciate al crescere dell'energia  $E_h$  dissipata nel piano. Non emerge tuttavia chiaramente un netto contrasto tra i vari protocolli. Quest'ultimo aspetto è coerente con quanto riscontrabile dall'osservazione degli output grafici ottenuti: le basse caratteristiche meccaniche della malta fanno sì che il danno sia prevalentemente concentrato nei giunti, indipendentemente dal progressivo incremento del numero di cicli per livello di drift effettuato per ciascun protocollo e, conseguentemente, dell'energia dissipata. Ciò fa sì che, almeno dall'analisi preliminare condotta, non si riscontri una netta diversificazione del comportamento numerico esibito in seguito all'applicazione dell'input dinamico.

## 7 Conclusioni

Negli ultimi anni il settore dell'Ingegneria Civile ha assistito alla crescente consapevolezza della necessità di garantire la sicurezza del patrimonio strutturale e infrastrutturale, sia esso esistente che di nuova costruzione. In questo contesto, il comportamento esibito dalle opere in presenza di azioni sismiche costituisce un tema fondamentale.

Il presente lavoro di tesi si è concentrato su uno degli aspetti inerenti la sicurezza delle strutture intelaiate con tamponamenti in muratura, estremamente diffuse nell'edilizia residenziale e civile. Nello specifico, l'oggetto della trattazione sono state le pareti di tamponamento esterne, tradizionalmente poco attenzionate per via del ruolo apparentemente secondario ricoperto all'interno del sistema strutturale. In presenza di sollecitazioni di natura dinamica questi elementi possono essere oggetto di molteplici meccanismi di danno, diversificati in funzione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della muratura e del grado di vincolo con gli elementi del telaio. L'osservazione degli scenari di danno e gli studi di letteratura ad oggi condotti hanno messo in luce che il pre-danneggiamento nel piano ha un effetto non trascurabile sulla risposta dei tamponamenti nei confronti di input fuori piano successivi.

La tesi si è focalizzata sull'analisi di tale fenomeno in riferimento alla campagna sperimentale condotta da ENFRAG-ERIES [4] presso i laboratori Eucentre di Pavia [5]. La sperimentazione ha avuto come oggetto tre telai misti in acciaio-malta ad alta resistenza tamponati con muratura in blocchi di laterizio forati. Grazie all'impiego di un sofisticato apparato sperimentale dotato di tavola vibrante, i provini sono stati dapprima pre-danneggiati con input ciclici quasi-statici nel piano, quindi portati al collasso con un'azione dinamica incrementale fuori piano.

La diversificazione dei protocolli di prova nel piano in termini di livelli di drift e di numero di cicli per livello di drift ha fatto sì che il collasso fuori piano si manifestasse per livelli di intensità dell'input dinamico differenti.

La maggior parte del lavoro si è concentrata sulla simulazione numerica della campagna sperimentale tramite modellazione 3D agli elementi finiti, effettuata all'interno del software adottato è STKO [6] sviluppato da ASDEA Software quale interfaccia per OpenSees [7]. La costruzione del modello è avvenuta impiegando una combinazione di elementi *shell* 2D e *beam* 1D. Per una rappresentazione il più possibile fedele del comportamento reale, il tamponamento in muratura è stato riprodotto tramite un micro-modello continuo, distinguendo tra elementi resistenti e giunti di malta. L'interazione tra la muratura e il telaio è stata simulata mediante interfacce attrittive tridimensionali.

Il modello sviluppato è stato utilizzato per riprodurre i set di prove sperimentali, costruendo una sequenza di analisi in grado di replicare accuratamente le condizioni di vincolo e di carico reali. L'impiego del modello costitutivo *ASDConcrete3D* ha consentito di riprodurre con elevato grado di dettaglio il comportamento esibito durante i test nel piano. Quest'affermazione è avvalorata sia dal confronto delle curve cicliche taglio alla base-spostamento del nodo di controllo che dalla corrispondenza ottenuta in termini di quadri fessurativi.

Notevolmente più complessa si è rivelata la calibrazione delle prove dinamiche, a causa dell'elevato onere computazionale richiesto e di fenomeni di danneggiamento locali esibiti sperimentalmente. Ciononostante, l'impiego dello schema di integrazione IMPLEX [41] e di OpenSeesMP [52] ha consentito di ottenere risultati di qualità soddisfacente nei limiti dell'approccio di modellazione adottato.

Effettuata la validazione, il dataset è stato ampliato con una serie di prove numeriche, nell'ottica di operare una prima valutazione dell'impatto dell'energia dissipata durante la prova nel piano sulla risposta fuori piano. I risultati ottenuti in termini di accelerazioni di picco del punto di mezzeria mostrano che tale parametro ha un impatto sulla capacità del tamponamento di amplificare l'input dinamico applicato alla base. La natura dei meccanismi di danno esibiti e le caratteristiche dei protocolli numerici adottati non sono tuttavia tali da fornire un pieno riscontro di tale fenomeno. A partire dal lavoro finora svolto, questo aspetto potrebbe essere oggetto di studi numerici successivi. La procedura potrebbe essere condotta agendo esclusivamente sulle caratteristiche dell'input o, eventualmente, modificando le proprietà meccaniche dei materiali. Quest'ultimo approccio consentirebbe di testare il comportamento del modello numerico in presenza di meccanismi di danno nel piano differenti da quello esibito sperimentalmente.

## Bibliografia e sitografia

- [1] H. Sezen, K. Elwood, A. Whittaker, K. Mosalam, J. Wallace, and J. Stanton, Structural Engineering Reconnaissance of the August 17, 1999, Kocaeli (Izmit), Turkey, Earthquake, Pacific Earthquake Engineering Research Center, New York, NY, USA, 2000.
- [2] G. Verderame, I. Iervolino, and P. Ricci, “Report on the damages on buildings following the seismic event of 6th of April 2009,” 2009, <http://www.reluis.it>.
- [3] F. Celano, M. Cimmino, O. Coppola, G. Magliulo, and P. Salzano, “Report dei danni registrati a seguito del terremoto del Centro Italia del 24 agosto 2016,” 2016, <http://www.reluis.it>.
- [4] London’s Global University, “ENFRAG: ENhancing state-dependent FRAGility through experimentally validated energy-based approaches”, UCL Department of Risk and Disaster Reduction.
- [5] Fondazione Eucentre, <https://www.eucentre.it>.
- [6] M. Petracca, F. Candeloro, and G. Camata, “ASDEA Software STKO user manual”, 2017.
- [7] F. McKenna, G.L. Fenves, and M.H. Scott, “Open system for earthquake engineering simulation” Berkeley, CA, 2000.
- [8] JP Concrete, “François Hennebique – A pioneer of reinforced concrete”, 26<sup>th</sup> November 2019, <https://www.jpconcrete.co.uk/francois-hennebique-a-pioneer-of-reinforced-concrete/>.
- [9] “Prove dinamiche su tamponature in laterizio”, <https://www.structuralweb.it/cms/it831-prove-dinamiche-su-tamponature-in-laterizio.asp>.
- [10] I. Lanese, D. Bolognini, F. Dacarro, G. Sinopoli, P. Morandi, R. Milanesi, M. Kurukulasuriya, L. Grottoli, “Risposta sismica in piano e fuori piano di tamponamenti in muratura. Risultati delle prove sperimentali sui primi cinque prototipi”, WP11-DPC/Eucentre 2019-2021, Prodotti della ricerca, anno terzo (2021), Report Attività E.
- [11] L. Cavaleri, F. Di Trapani, M. Papia, “Strutture intelaiate in c.a. con tamponamenti: analisi degli effetti locali in presenza di azioni sismiche”, Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Aerospaziale, dei Materiali (DICAM), Università degli Studi di Palermo, 2013.
- [12] R. Angel, D.P. Abrams, D. Shapiro, J. Uzarski, M. Webster M., “Behaviour of reinforced concrete frames with masonry infills”, University of Illinois Engineering Experiment Station, College of Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, 1994.

- [13] L. Bombonati, A. Dudine, “Il ruolo dei tamponamenti nel comportamento sismico di edifici a telaio in c.a.: casi studio e analisi FEM”, 22 Marzo 2021, <https://www.ingenio-web.it/articoli/il-ruolo-dei-tamponamenti-nel-comportamento-sismico-di-edifici-a-telaio-in-c-a-casi-studio-e-analisi-fem/>.
- [14] M. Saatcioglu, A. Ghobarah, I. Nistora, “Performance of Structures in Indonesia during the December 2004 Great Sumatra Earthquake and Indian Ocean Tsunami”, *Earthquake Spectra*, Volume 22, No. S3, pages S295–S319, June 2006, Earthquake Engineering Research Institute.
- [15] McDowell, E.L., K.E. McKee and E. Sevin, “Arching Action Theory of Masonry Walls”, *Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of the Structural Division*, Vol. 82, No. ST2, March 1956, pp. 915-1 to 915-18.
- [16] McDowell, E.L., K.E. McKee and E. Sevin, "Discussion of Arching Action Theory of Masonry Walls", *Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of the Structural Division*, September 1956, pp. 1067-27 to 1067-40.
- [17] F. Mosele e L. Bari, “Comportamento e verifica dei tamponamenti soggetti ad azioni sismiche”, *Statica Archivi – Murature oggi*, Aprile 2014.
- [18] Thomas, E.G., "The Strength of Brickwork," *The Structural Engineer*, Part 2, Vol. 31, 1953, pp. 35-41.
- [19] C. Anderson “Arching Action in Transverse Laterally Loaded Masonry Wall Panels,” *The Structural Engineer*, Vol. 62B, No.1, 1984, pp. 12-23.
- [20] C. Anderson, "Tests on Walls Subjected to Uniform Lateral Loading and Edge Loading," *Proceedings of the Seventh International Brick Masonry Conference*, Melbourne, Australia, February 1985, pp. 889-899.
- [21] Dawe, J.L., and C.K. Seah, "Out-of-Plane Resistance of Concrete Masonry Infilled Panels," *Journal of the Canadian Society of Civil Engineering*, January 1990, pp. 854-864.
- [22] Bournas Dionysios “Concurrent seismic and energy retrofitting of RC and masonry building envelopes using inorganic textile-based composites combined with insulation materials: A new concept” *Composites Part B: Engineering*, 2018.
- [23] P. Ricci, M. Di Domenico, G. M. Verderame, “Experimental assessment of the in-plane/out-of-plane interaction in unreinforced masonry infill walls”, *Engineering Structures*, Volume 173, 2018, pp. 960-978.

- [24] Flanagan RD, Bennett RM, “Bidirectional behaviour of structural clay tile infilled Frames”, *J Struct Eng*, 1999, pp. 125(3):236–44.
- [25] G.M. Calvi, D. Bolognini, “Seismic response of reinforced concrete frames infilled with weakly reinforced masonry panels”, *Journal of Earthquake Engineering*, 2001, pp.153-185.
- [26] Pereira MFP, Pereira MFN, Ferreira JED, Lourenço PB, “Behaviour of masonry infill panels in RC frames subjected to in plane and out of plane loads” In: 7th international conference on analytical models and new concepts in concrete and masonry structures; 2011.
- [27] F. da Porto, G. Guidi, M. Dalla Benetta, N. Verlato, “Combined in-plane/out-of-plane experimental behaviour of reinforced and strengthened infill masonry walls”, 12th Canadian Masonry Symposium, Vancouver, British Columbia, June 2-5, 2013.
- [28] D.M. 14 gennaio 2008, “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”, (GU. 4 febbraio 2008, n. 29, S.O. n. 30).
- [29] G. Guidi, F. da Porto, M. Dalla Benetta, N.Verlato, C.Modena, “Comportamento sperimentale nel piano e fuori piano di tamponamenti in muratura armata e rinforzata”. In: Proceedings of the XV ANIDIS, L’Ingegneria Sismica in Italia, Padua, Italy, 2013.
- [30] S. Hak, P.Morandi, G.Magenes, “Out-of-plane experimental response of strong masonry infills. In: 2nd European conference on earthquake engineering and seismology”, 2014.
- [31] A. Furtado, H. Rodrigues H, A. Arêde, H. Varum, “Experimental evaluation of out-ofplane capacity of masonry infill walls”, *Eng Struct* 2016; pp. 111:48–63.
- [32] A. Furtado, H. Rodrigues H, A. Arêde, H. Varum, “Effect of the panel width support and columns axial load on the infill masonry walls out-of-plane behavior”, *J Earthquake Eng* 2018.
- [33] R. Gentile, G. Angelucci, J. WU; P.Morandi, R. Milanesi, F. Mollaioli, G. O’Reilly, F. Freddi, F. Jalayer, “ENFRAG: Enhancing state-dependent FRAGility through experimentally validated energy-based approaches”, In: Proceedings of the 18<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering (WCEE2024). World Conference on Earthquake Engineering: Milan, Italy.
- [34] AC156, “Acceptance criteria for seismic certification by shake-table testing of nonstructural components”, 2010, [www.icc-es.org](http://www.icc-es.org).
- [35] PEER, “Pacific Earthquake Engineering Research Center”, UC Berkley, <https://peer.berkeley.edu/>.
- [36] Asdea Software, <https://asdea.eu/software/>.

- [37] Python Programming Language, <https://www.python.org/>
- [38] A. Meoni, “Smart Brick for Post-Earthquake Assessment of Masonry Buildings”, Thesis for: PhD, Università di Perugia, 2021.
- [39] ASDConcrete3D Material, Documentazione OpenSees, [Online]  
<https://opensees.github.io/OpenSeesDocumentation/user/manual/material/ndMaterials/ASDConcrete3D.html>.
- [40] M. Petracca, L. Pelà, R. Rossi, S. Zaghi, G. Camata, and E. Spacone, “Microscale continuous and discrete numerical models for nonlinear analysis of masonry shear walls” *Constr Build Mater*, vol. 149, pp. 296–314, Sep. 2017.
- [41] Olive, J., A.E. Huespe and Cante, J.C., “An implicit/explicit integration scheme to increase computability of non-linear material and contact/friction problems”, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, vol 197, 2008, pp. 1865-1889.
- [42] Fédération internationale du béton, “Model Code for Concrete Structures 2010”, 2010.
- [43] Rijkswaterstaat, Ministry of Infrastructure and Environment, “Guidelines for Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete Structures”, 2022.
- [44] Xie, Linlin, et al., “A multi-layer shell element for shear walls based on OpenSEES”, *Finite Elements in Analysis & Design*, pp. 98: 14-25, 2015.
- [45] ASDShellQ4 Element, Documentazione OpenSees, [Online]  
<https://opensees.github.io/OpenSeesDocumentation/user/manual/model/elements/ASDShellQ4.html>.
- [46] Displacement-Based Beam-Column Element, Documentazione OpenSees, [Online]  
[https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Displacement-Based\\_Beam-Column\\_Element](https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Displacement-Based_Beam-Column_Element)
- [47] N. Guettafi, D. Yahiaoui, K. Abbeche, and T. Bouzid, “Numerical Evaluation of Soil-Pile-Structure Interaction Effects in Nonlinear Analysis of Seismic Fragility Curves,” *Transportation Infrastructure Geotechnology*, vol. 9, no. 2, pp. 155–172, Apr. 2022.
- [48] Steel02-Giuffrè-Menegotto-Pinto Material, Documentazione OpenSees, [Online]  
[https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Steel02\\_Material\\_Giuffrè\\_Menegotto\\_Pinto\\_Model\\_with\\_Isotropic\\_Strain\\_Hardening](https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Steel02_Material_Giuffrè_Menegotto_Pinto_Model_with_Isotropic_Strain_Hardening).

- [49] ASDEmbeddedNode Element, Documentazione OpenSees, [Online]  
<https://opensees.github.io/OpenSeesDocumentation/user/manual/model/elements/ASDEmbeddedNodeElement.html>.
- [50] ZeroLengthContactASDimplex Element, Documentazione OpenSees, [Online]  
<https://opensees.github.io/OpenSeesDocumentation/user/manual/model/elements/zeroLengthContactASDimplex.html>.
- [51] EqualDOF command, Documentazione OpenSees, [Online]  
[https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/EqualDOF\\_command](https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/EqualDOF_command).
- [52] OpenSeesMP, Documentazione OpenSees, [Online]  
<https://opensees.berkeley.edu/OpenSees/workshops/parallel/OpenSeesMP.pdf>.
- [53] MPCO Recorder, Documentazione OpenSees, [Online]  
<https://opensees.github.io/OpenSeesDocumentation/user/manual/output/MPCORecorder.html>
- [54] Pattern Command, Documentazione OpenSees, [Online]  
[https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Pattern\\_Command](https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Pattern_Command).
- [55] Analysis Commands, Documentazione OpenSees, [Online]  
[https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Analysis\\_Commands](https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Analysis_Commands)
- [56] A.Pandolfi, “Analisi non lineari di strutture con il metodo degli Elementi Finiti. Tesi di dottorato. Politecnico di Milano”, 2003.
- [57] Chopra, Anil K, “Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering, IV edition” University of California, Berkeley. Pearson, 2014.
- [58] Newmark, N.M. "A Method of Computation for Structural Dynamics" ASCE Journal of Engineering Mechanics Division, Vol 85. No EM3, 1959.

## Ringraziamenti

Questo lavoro di tesi conclude il mio ciclo di studi e, con esso, una parte della mia vita. Sono stati anni molto intensi, sia dal punto di vista accademico che della crescita personale. Giunto al termine del percorso non posso non guardarmi indietro e pensare a tutti i momenti trascorsi. Arrivato alla fine posso affermare con certezza che, nonostante tutto, il bilancio è nettamente positivo. Queste ultime righe sono dedicate a tutti coloro che hanno contribuito al raggiungimento di questo traguardo. La sintesi non è il mio forte e voi siete in tanti, quindi non sarò brevissimo.

Un primo ringraziamento va al mio relatore, Prof. Fabio Di Trapani, per avermi dato la possibilità di approfondire un argomento così tanto complesso quanto interessante, in un contesto giovane e dinamico fonte di continui stimoli. Grazie per i preziosi suggerimenti, per la fiducia sempre riposta nel mio lavoro e per l'umana comprensione. Il secondo è per l'Ing. Marilisa Di Benedetto, per la dedizione e la passione con cui mi ha seguito e guidato in questo lavoro. Un solo grazie non può esprimere la mia gratitudine per la costante disponibilità e pazienza, soprattutto nei momenti più difficili. Le auguro tutta la fortuna nel proseguimento del suo percorso. Un pensiero va anche a Sofia e Antonio, con cui in questi mesi ho condiviso non solo strumenti tecnici ma anche piacevoli momenti distensivi. Infine, un ringraziamento va anche allo staff di ASDEA Software, in particolare al Dott. Massimo Petracca, per aver messo a disposizione un software versatile e allo stesso tempo estremamente performante.

Il grazie più grande va alla mia famiglia, a partire dai miei genitori, Sabrina e Maurizio, e da mio fratello Stefano. E' difficile trattenere le lacrime se ripenso al giorno in cui sono partito per la prima volta e a quante cose sono successe nel frattempo. Se ho raggiunto questo traguardo è solo grazie alla dedizione e alla forza di volontà che mi avete insegnato. Papà, in questi mesi ho modellato non so più quanti muri, ma tutta la passione che ci ho messo è nata dal primo mattone che ho posato con te. Mamma, che dirti oltre quello che già sai. Mi hai accompagnato in ogni momento di questo percorso condividendo con me ogni giornata, e questo resta per me il regalo più grande. Stefano, anche se litighiamo un giorno sì e l'altro pure, sappi che in fondo ti voglio bene e mi sei mancato in ogni momento.

Grazie ai tutti i vecchietti di casa. Ai miei nonni materni Aldo e Lucia e alle zie Dina, Anna e Antonia e Rosetta. Lasciarci ad ogni partenza è stato difficile tanto per voi quanto per me, ma l'amore per un nipote non conosce misure (tranne quelle dei pacchi da giù). A nonno Peppino, nonna Paola e nonna Tetta, i miei angeli custodi.

Grazie a tutta l'allegria brigata di zii, cugini e parenti di ogni ordine e grado. La vostra vicinanza, il vostro affetto e il vostro supporto morale (e tecnico, grazie lo zì) sono stati il carburante che mi ha aiutato a completare questo percorso. Grazie a zia Franca, il mio spirito guida.

Grazie agli amici di sempre. Ai savei del mio cuore Annalisa, Camilla e Daniele, che sopportano costantemente le mie lamentele con inspiegabile abnegazione. Vi ringrazio per la vostra sincera amicizia di cui, nonostante qualche lite, non ho mai dubitato. Un ringraziamento va anche alla cerchia dei manduriani, che nonostante i miei continui tentativi di fuga continuano ad accogliermi nel loro feudo. Grazie per i piacevoli momenti di risate che generano continue perle di saggezza.

E' ora arrivato il momento di ringraziare coloro che ho conosciuto negli ultimi anni a Torino.

Ho avuto la fortuna di trascorrere la maggior parte del mio percorso accademico al Collegio Einaudi, posto che vivrà per sempre nei miei ricordi. Un grazie va anzitutto ad Emilio e Rossella, che mi hanno accolto e guidato con affetto in tutti questi anni. Grazie anche a Gabriella per avermi fatto conoscere questo posto e per la sua costante disponibilità.

Abbraccio tutte le persone che ho incontrato lì dentro. Siete innumerevoli e non posso citarvi tutti, ma sappiate che ognuno di voi ha lasciato un'impronta nel mio cuore (persino le matricole). Un ringraziamento speciale non può che andare a Gianmarco. Negli ultimi giorni sei stato un fratello maggiore, il che è solo il coronamento di anni di amicizia e stima reciproca. Assieme a te ringrazio Marco, Edoardo e Gennaro, per le cene alternative e i momenti epici condivisi in questi anni. Grazie anche a Stefano e Fabrizio, i miei mental coach. Un pensiero va anche ai ragazzi con cui ho cominciato quest'avventura, Alessandro, Espedito, Federica, Martina, Morena, Renato. I momenti trascorsi assieme saranno sempre un dolce ricordo.

Un ringraziamento va infine ai miei compagni di sventura. Ai membri del gruppo "Il passeggero speciale" e a Pasquale, Saverio e Clara, con cui ho condiviso non solo momenti di crescita formativa ma soprattutto piacevoli risate.

E per ultimo, consentitemelo, grazie a me stesso, per averci creduto fino alla fine.