

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea in Ingegneria Edile



ANALISI DINAMICA
INCREMENTALE APPLICATA ALLA
VALUTAZIONE DELLA FRAGILITÀ
DI EDIFICI ESISTENTI E
MONUMENTI STORICI

Tesi Magistrale in Ingegneria Edile

Relatore:
Ing. FABIO DI TRAPANI

Studente:
SARA CIRELLI

ANNO ACCADEMICO 2018-2019

C'è una forza motrice più forte del vapore,
dell'elettricità e dell'energia atomica: la volontà.
("A.Einstein")

INDICE

INDICE.....	I
INTRODUZIONE.....	2
CAPITOLO 1 INFLUENZA DELLE TAMPONATURE SUL COMPORTAMENTO DELL'INTERA STRUTTURA	4
1.1 La meccanica della frattura.....	4
1.2 Comportamento strutturale dell'edificio tamponato.....	5
1.2.1 Incremento della capacità di dissipazione.....	5
1.2.2 Irregolarità in pianta e in altezza.....	6
1.2.3 Aumento della domanda sismica	8
1.2.4 Comportamento nel piano e fuori piano delle tamponature.....	12
1.3 Le tamponature nelle normative	18
1.3.1 L'Eurocodice.....	18
1.3.2 Le Norme Tecniche delle Costruzioni	20
1.4 Modellazione delle tamponature.....	23
1.4.1 Micromodellazione	24
1.4.2 Macromodellazione.....	25
CAPITOLO 2 IL MACROMODELLO A QUATTRO BIELLE	29
2.1 Modello analitico	29
2.1.1 Proprietà geometriche	30
2.1.2 Proprietà meccaniche	32
2.1.3 Calcolo della massa del pannello	34
2.1.4 Calcolo delle rigidezze delle molle tra pannello e telaio	36
2.2 Il modello su OpenSees	40
2.3 Interazione resistenza nel piano e resistenza fuori piano.....	48
2.3.1 Danneggiamento nullo	49
2.3.2 Analisi ciclica - Danneggiamento con drift pari a 0.5% - 1.0% - 2.0%...49	
CAPITOLO 3 IL MACROMODELLO IN UN EDIFICIO MULTIPIANO	53

3.1 Modello analitico	53
3.1.1 Materiali utilizzati	53
3.1.1.1 Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo	53
3.1.1.2 Caratteristiche meccaniche dell'acciaio	54
3.1.1.3 Caratteristiche meccaniche della muratura.....	54
3.1.2 Struttura e dimensionamento.....	58
3.1.3 Analisi modale	62
3.2 Il modello su OpenSees	63
CAPITOLO 4 DEFINIZIONE DELLE CURVE DI FRAGILITÀ ATTRAVERSO L'ANALISI DINAMICA INCREMENTALE	65
4.1 IDA: Incremental Dynamic Analysis	65
4.1.1 Generalità e fondamenti teorici.....	65
4.1.2 Costruzione delle curve IDA.....	66
4.2 Curve di fragilità.....	69
4.2.1 Generalità e fondamenti teorici.....	69
4.2.2 Scelta dell'approccio: IDA.....	70
CAPITOLO 5 RISULTATI DELL'ANALISI DI FRAGILITÀ DI UN SINGOLO PANNELLO IN MURATURA	72
5.1 Selezione della domanda sismica	72
5.2 Progettazione e modellazione secondo le normative.....	75
5.3 Analisi dei risultati.....	83
5.3.1 Curve IDA.....	83
5.3.2 Curve di fragilità	89
CAPITOLO 6 RISULTATI DELL'ANALISI DI FRAGILITÀ DI UN EDIFICIO TRIDIMENSIONALE IN C.A. TAMPONATO SOGGETTO AD AZIONI SISMICHE BIDIREZIONALI	92
6.1 Selezione della domanda sismica	92
6.2 Analisi dei risultati.....	94
CAPITOLO 7 FRAGILITÀ SISMICA DI MONUMENTI CLASSICI	119
7.1 Introduzione	119
7.2 Risposta in oscillazione dei blocchi rigidi	119
7.3 Vulnerabilità ai terremoti.....	122
7.3.1 Influenza della geometria della struttura.....	122
7.3.2 Influenza delle caratteristiche del sisma	123

7.3.3 Influenza del danno pre-esistente.....	123
7.4 Metodologia di modellazione	124
7.4.1 DEM – Discrete element method.....	125
7.4.2 Selezione delle strutture	127
7.5 Analisi dei risultati.....	133
CONCLUSIONI.....	143
RINGRAZIAMENTI	147
BIBLIOGRAFIA.....	149

Figura 1 - Confronto tra (a) edificio tozzo; (b) edificio snello.	6
Figura 2 - Confronto tra (a) edificio regolare in pianta; (b) edificio non regolare in pianta.	7
Figura 3 - Confronto tra (a) edificio regolare in altezza; (b) edificio irregolare in altezza con formazione di cerniere plastiche al piano soffice.	8
Figura 4 – Caso 1: Diminuzione del periodo della struttura con conseguente aumento dell'accelerazione spettrale.	11
Figura 5 - Caso 2: Diminuzione del periodo della struttura con conseguente diminuzione dell'accelerazione spettrale.	11
Figura 6 - Meccanismi di rottura di un telaio tamponato: (a) nel piano; (b) fuori piano (meccanismo ad arco).	12
Figura 7 - Danneggiamento nel piano di un muro interno dopo il terremoto del 2011 in Turchia.	13
Figura 8 -Danneggiamento nel piano di un muro esterno dopo il terremoto del 1998 in Turchia.	13
Figura 9 - Modi di rottura nel piano per un pannello in muratura: (a) scorrimento orizzontale; (b) rottura lungo la diagonale; (c) schiacciamento della diagonale sugli angoli.	14
Figura 10 - Meccanismo ad arco: (a) schema reale; (b) schema analitico a tre cerniere.	16
Figura 11 – Danneggiamento fuori dal piano di un muro esterno dopo il terremoto del 2012 in Emilia.	16
Figura 12 – (a) Modello FE con elementi <i>shell</i> ; (b) modello FE con elementi <i>shell</i> e <i>beam</i>	25
Figura 13 – (a) Struttura reale; (b) struttura equivalente ad una biella.	25
Figura 14 - Macromodelli a strutture multiple: (a) quattro bielle; (b) sei bielle; (c) due bielle con molla a taglio.	26
Figura 15 - Macromodello a quattro bielle.	27
Figura 16 - Dimensionamento bielle: (a) diagonali; (b) orizzontale e verticale.	29
Figura 17 - Legge costitutiva del materiale alla Kent-Park.	32
Figura 18 - Plasticità distribuita.	33
Figura 19 - Modello FE piastra incastrata.	35

Figura 20 - Proprietà geometriche, meccaniche e parametri identificativi dei campioni testati da Angel (1994).	36
Figura 21 - Masse e molle del modello a quattro bielle equivalenti.....	37
Figura 22 - Costruzione del modello analitico a quattro bielle equivalenti.....	40
Figura 23 - Δ_{OOP} nel caso di pannello incastrato.	48
Figura 24 - Δ_{OOP} nel caso di pannello con molle.	49
Figura 25 - Secondo step dell'analisi ciclica.	50
Figura 26 - Terzo step dell'analisi ciclica.	50
Figura 27 - Analisi cicliche per diversi valori di drift.	51
Figura 28 - Diagrammi forza IP - spostamento IP.....	51
Figura 29 - Modello proposto per un telaio tamponato: (a) struttura reale; (b) struttura equivalente.....	54
Figura 30 - Pianta piano tipo dell'edificio.	58
Figura 31 - Edificio in 3D, in giallo il pannello tipo 1 e in rosso il pannello tipo 2.	58
Figura 32 - Edificio modellato con SAP2000.....	63
Figura 33 - Esempio di <i>single-record</i> IDA, in cui, IM è valutato con l'accelerazione spettrale al 5% di smorzamento per il primo modo di vibrare della struttura, e DM misura il massimo drift di interpiano su un edificio di 5 piani.....	67
Figura 34 – Approccio per il troncamento di una curva IDA: (a) basato sul DM; (b) basato sul IM.	67
Figura 35 - (a) Esempio di curve IDA per identificare il valore di IM, per ogni sisma, che provoca il collasso della struttura; (b) costruzione della corrispondente curva di fragilità.	71
Figura 36 - Singolo pannello: spettri elastici non scalati.....	74
Figura 37 – Singolo pannello: spettri elastici scalati con SF=1 e spettro medio, passanti per il punto (0, 1.47).	74
Figura 38 - Confronto tra la formula usata dalle NTC18 e quella usata dall'EC8 per il calcolo della S_a al variare del rapporto z/H	80
Figura 39 - Spettro elastico ricavato dal foglio di calcolo <i>Spettri-NTCver.1.0.3.xls</i>	81
Figura 40 - Spettri di piano per le NTC2018.	83
Figura 41 – Curve IDA del Campione 2.....	85
Figura 42 – Curve IDA del Campione 4.....	86

Figura 43 - Andamento della PGA_c e degli spostamenti medi fuori piano normalizzati rispetto agli spessori dei due campioni.....	88
Figura 44 - Curve di fragilità del Campione 2.....	89
Figura 45 - Curve di fragilità del Campione 4.....	90
Figura 46 – PGA media di collasso al variare di z/H per il Campione 2.....	91
Figura 47 - Set di accelerogrammi spettro compatibili lungo x.	93
Figura 48 - Set di accelerogrammi spettro compatibili lungo y.	93
Figura 49 – Calcolo delle forze: (1) nel piano e (2) fuori piano per i pannelli dell’edificio multipiano.	95
Figura 50 – Calcolo degli spostamenti: (1) nel piano e (2) fuori piano per i pannelli dell’edificio multipiano.	96
Figura 51 – $SF=0.1$, parete lungo x (3.5x3.5m). Traiettoria Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).	98
Figura 52 – $SF=0.1$, parete lungo z (3.5x6.0m). Traiettoria Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).	99
Figura 53 – $SF=0.3$, parete lungo x (3.5x3.5m). Traiettoria Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).	100
Figura 54 - $SF=0.3$, parete lungo z (3.5x6.0m). Traiettoria Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).	101
Figura 55 - $SF=0.5$, parete lungo x (3.5x3.5m). Traiettoria Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).	102
Figura 56 - $SF=0.5$, parete lungo z (3.5x6.0m). Traiettoria Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).	103
Figura 57 - $SF=0.7$, parete lungo x (3.5x3.5m). Traiettoria Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).	104

Figura 58 - SF=0.7, parete lungo z (3.5x6.0m). Traiettoria Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).	105
Figura 59 - SF=0.9, parete lungo x (3.5x3.5m). Traiettoria Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).	106
Figura 60 - SF=0.9, parete lungo z (3.5x6.0m). Traiettoria Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).	107
Figura 61 - SF=1.0, parete lungo x (3.5x3.5m). Traiettoria Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).	108
Figura 62 - SF=1.0, parete lungo z (3.5x6.0m). Traiettoria Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).	109
Figura 63 - SF=2.0, parete lungo x (3.5x3.5m). Traiettoria Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).	110
Figura 64 - SF=2.0, parete lungo z (3.5x6.0m). Traiettoria Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).	111
Figura 65 - SF=3.0, parete lungo x (3.5x3.5m). Traiettoria Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).	112
Figura 66 - SF=3.0, parete lungo z (3.5x6.0m). Traiettoria Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).	113
Figura 67 - SF=4.0, parete lungo x (3.5x3.5m). Traiettoria Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).	114

Figura 68 - SF=4.0, parete lungo z (3.5x6.0m). Traiettoria Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).	115
Figura 69 – Nuvole di punti Δ_{IP} - Δ_{OOP} , per la parete lungo x, con x direzione principale del sisma e con z direzione principale del sisma.	116
Figura 70 - Nuvole di punti Δ_{IP} - Δ_{OOP} , per la parete lungo z, con x direzione principale del sisma e con z direzione principale del sisma.	117
Figura 71 - Risposta dell'oscillazione di un blocco ortogonale di dimensioni $b=0.5 m$ e $2h=1.5 m$ sottoposto al terremoto di El Centro (1940) amplificato per una serie di fattori di scala.	120
Figura 72 - Risposta dell'oscillazione di un blocco ortogonale di dimensioni $b=0.5 m$ e $2h=1.5 m$ sottoposto al terremoto di El Centro (1940), amplificato per un fattore di scala pari a $0.5g$, al variare dei valori di ε	120
Figura 73 - Minima accelerazione richiesta per il collasso di strutture con dimensioni differenti.	122
Figura 74 - Limite tra la zona di collasso e di non collasso al variare della frequenza dell'eccitazione sismica.	123
Figura 75 - Massimo spostamento in testa di una colonna, al variare della PGA di collasso, senza e con imperfezioni.	124
Figura 76 – Esempio di tipiche strutture archeologiche con geometrie differenti: (Temple of Apollo at Bassae) $H = 5.95 m$, numero di <i>drums</i> = 7, $H/d_f = 5.36$; (Temple of Zeus at Olympia) $H = 10.44 m$, numero di <i>drums</i> = 14, $H/d_f = 4.70$; (Temple of Olympian Zeus at Athens) $H = 16.81 m$, numero di <i>drums</i> = 17, $H/d_f = 6.70$	124
Figura 77 - Modellazione della zona di contatto tra due unità.	126
Figura 78 – Esempio costruzione struttura in UDEC, Tempio di Zeus Olimpio.....	128
Figura 79 – Parametri controllati durante le analisi sulla colonna.	132
Figura 80 – Tempio di Zeus Olimpio: curve IDA nel caso di sola componente orizzontale.	134
Figura 81 - Tempio di Zeus Olimpio: curve IDA nel caso di componente orizzontale e verticale.	134

Figura 82 – Tempio di Zeus Olimpio: involuppi nel tempo delle massime aperture e dei massimi slittamenti dei singoli <i>drums</i> per tutti i sismi selezionati nel caso di sola componente orizzontale.....	135
Figura 83 - Tempio di Zeus Olimpio: involuppi nel tempo delle massime aperture e dei massimi slittamenti dei singoli <i>drums</i> per tutti i sismi selezionati nel caso di componente orizzontale e verticale.....	135
Figura 84 – Tempio di Zeus Olimpio: curve di fragilità: (a) nel caso di sola componente orizzontale; (b) nel caso di componente orizzontale e verticale.....	136
Figura 85 - Tempio di Zeus Olimpio: curve di fragilità per la probabilità di collasso nei due casi considerati.....	137
Figura 86 – Antica Agorà: curve IDA nel caso di sola componente orizzontale. ...	138
Figura 87 – Antica Agorà: curve IDA nel caso di componente orizzontale e verticale.	138
Figura 88 – Antica Agorà: involuppi nel tempo delle massime aperture e dei massimi slittamenti dei singoli <i>drums</i> per tutti i sismi selezionati nel caso di sola componente orizzontale.	139
Figura 89 - Antica Agorà: involuppi nel tempo delle massime aperture e dei massimi slittamenti dei singoli <i>drums</i> per tutti i sismi selezionati nel caso di componente orizzontale e verticale.....	139
Figura 90 – Antica Agorà: curve di fragilità: (a) nel caso di sola componente orizzontale; (b) nel caso di componente orizzontale e verticale.....	140
Figura 91 – Antica Agorà: curve di fragilità per la probabilità di collasso nei due casi considerati.....	141
Figura 92 – Tempio di Zeus Olimpio e Antica Agorà: curve di fragilità per la probabilità di collasso nei due casi considerati.	142

Tabella 1 - Verifiche di rigidezza (RIG) §7.3.6.1 del D.M. 2018.	21
Tabella 2 - Proprietà geometriche delle bielle diagonali.	34
Tabella 3 - Proprietà meccaniche delle bielle diagonali.	34
Tabella 4 - Proprietà geometriche delle bielle orizzontale e verticale.....	34
Tabella 5 - Proprietà meccaniche delle bielle orizzontale e verticale.....	34
Tabella 6 - Rigidezze delle molle associate ai diversi T_f/T_i	39
Tabella 7 - Definizione della percentuale di drift.	50
Tabella 8 - Proprietà meccaniche del calcestruzzo.	53
Tabella 9 - Proprietà meccaniche dell'acciaio.....	54
Tabella 10 - Parametri meccanici della muratura per l'edificio multipiano.	55
Tabella 11 - Proprietà meccaniche bielle orizzontali e verticali e diagonali, da inserire nell'edificio multipiano.	57
Tabella 12 - Dimensionamento elementi che compongono l'edificio multipiano.	59
Tabella 13 - Proprietà geometriche dei pannelli dell'edificio.	61
Tabella 14 - Proprietà geometriche delle bielle verticali e orizzontali per l'edificio multipiano.....	61
Tabella 15 - Proprietà geometriche delle bielle diagonali per l'edificio multipiano.	62
Tabella 16 – PGA dello spettro medio i due campioni considerati.	73
Tabella 17 - Tabella C7.2.II della Circolare Esplicativa 2019.	79
Tabella 18 - Dati di output dello spettro elastico.....	81
Tabella 19 - Proprietà geometriche dei pannelli dell'edificio per il calcolo del periodo proprio fondamentale.....	82
Tabella 20 - Periodi fondamentali dei pannelli dell'edificio.....	82
Tabella 21 - Accelerazioni spettrali al variare di z/H per le NTC2018 e l'EC8.....	82
Tabella 22 - Confronto proprietà geometriche e meccaniche dei campioni 2 e 4.	87
Tabella 23 - Combinazione delle azioni per l'analisi bidirezionale sull'edificio.	94
Tabella 24 – Dominio di resistenza IP-OOP dei pannelli dell'edificio multipiano... ..	95
Tabella 25 – Proprietà geometriche delle due colonne scelte.....	127
Tabella 26 - Livelli di danno per u_{top}	133
Tabella 27 - Livelli di danno per u_d	133

INTRODUZIONE

L'obiettivo di questo studio è quello di determinare e analizzare la fragilità di strutture soggette ad azioni sismiche applicate nel piano e fuori piano.

Nel presente elaborato, principalmente, ci si soffermerà sullo studio di pannelli in muratura in strutture intelaiate in C.A. e si andrà a valutare la relazione che esiste tra comportamento nel piano e fuori piano, che nasce dall'ancoraggio tra telaio e pannello.

Nella pratica progettuale, a seguito di azioni sismiche, sarebbe bene tener conto degli effetti che gli elementi non strutturali hanno sull'intera costruzione, poiché questi compromettono notevolmente la sua risposta strutturale.

Inizialmente verranno selezionati due campioni di muratura, calibrati e testati da Angel et al.¹ in uno studio svolto nel 1994, e verranno modellati mediante l'approccio della macromodellazione a quattro bielle, rifacendosi al modello proposto da Di Trapani et al.²; successivamente, questo modello verrà riprodotto su un edificio di tre piani a telai tamponati in C.A., ipotizzato sito in Mirandola (MO).

Le analisi saranno delle incrementalì dinamiche non lineari e la risposta sismica dei sistemi sarà valutata mediante la riproduzione dei modelli in ambiente OpenSees³, con l'obiettivo di registrare gli spostamenti dei punti dei pannelli e del telaio e le forze di taglio delle bielle.

Dalle analisi incrementalì dinamiche verranno generate delle curve IDA per ogni accelerogramma, valutando come *Intensity Measure* la PGA di collasso e come *Damage measure* lo spostamento massimo fuori piano; l'obiettivo dello studio è raggiunto dopo aver generato le curve IDA e quelle di fragilità.

¹ Angel, R., Abrams, D. P., Shapiro, D., Uzarski, J., & Webster, M. (1994). *Behavior of reinforced concrete frames with masonry infills*. University of Illinois Engineering Experiment Station. College of Engineering. University of Illinois at Urbana-Champaign.

² Di Trapani, F., Shing, P. B., & Cavaleri, L. (2017). Macroelement model for in-plane and out-of-plane responses of masonry infills in frame structures. *Journal of Structural Engineering*, 144(2), 04017198.

³ McKenna, F. (2011). OpenSees: a framework for earthquake engineering simulation. *Computing in Science & Engineering*, 13(4), 58-66.

Parallelamente a questo obiettivo, il concetto di valutazione di vulnerabilità sismica mediante analisi dinamiche non lineari sarà applicato allo studio della fragilità di monumenti classici, in uno studio svolto insieme alla *University of Leeds*. Il Mediterraneo è caratterizzato da molteplici costruzioni secolari, le cui colonne sono costituite da pietre poste l'una sopra l'altra senza l'uso di malta e ancorate tramite architravi; pur non avendo resistenza laterale se non l'attrito, tali costruzioni risultano essere molto resistenti se sottoposte ad azioni sismiche; ciononostante, subiscono gradi di danneggiamento che ne compromettono la stabilità. Il modo migliore per fare una valutazione del rischio sismico è svolgere delle analisi incrementali dinamiche e capire a quale intensità del sisma c'è la più alta probabilità di collasso; saranno costruite curve IDA e di fragilità per due colonne, con differenti proprietà geometriche, modellate tramite modellazione discreta mediante il software UDEC⁴, valutando cosa accade se si considera o meno la componente verticale del sisma.

⁴ Lasich, T. J., MacLaughlin, M. M., & Brady, T. M. (2004). UDEC Modeling of an Underground Opening in Rock Masses of Varying Quality.

Capitolo 1

INFLUENZA DELLE TAMPONATURE SUL COMPORTAMENTO DELL'INTERA STRUTTURA

Il primo capitolo del presente elaborato è dedicato alla definizione dei meccanismi di rottura che interessano i pannelli in muratura a contatto con strutture intelaiate in C.A.

Nonostante le tamponature esterne non siano un elemento strutturale, la loro presenza comporta un inevitabile aumento della rigidità laterale della struttura e, talvolta, l'influenza dei tamponamenti può variare radicalmente il meccanismo di collasso dell'edificio⁵, dunque l'effetto resistente deve essere tenuto in conto sia nella fase progettuale sia in quella di verifica, pur non essendo essi elementi sismo-resistenti.

1.1 La meccanica della frattura

La definizione di resistenza del materiale come forza per unità di superficie che provoca rottura è stata rivisitata dall'introduzione della tenacità del materiale, la quale vincola la resistenza stessa alla dimensione e alla duttilità/fragilità della struttura; in funzione della scala dimensionale è stata dimostrato⁶ come varia in maniera significativa il comportamento strutturale del materiale.

Nei capitoli successivi si vedrà come nel caso delle murature, che presentano una rottura fragile, tra i parametri da considerare vi è la scala dimensionale dell'elemento mostrata come il rapporto tra spessore e altezza del tamponamento.

⁵ Di Trapani, F., Macaluso, G., Cavaleri, L., & Papia, M. (2015). Masonry infills and RC frames interaction: literature overview and state of the art of macromodeling approach. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 19(9), 1059-1095.

⁶ Carpinteri, A. (1993). *Scienza delle costruzioni*. Pitagora.

1.2 Comportamento strutturale dell'edificio tamponato

La differenza sostanziale di progetto tra un telaio nudo e uno tamponato è che nel primo si considera la formazione di cerniere plastiche in corrispondenza dei nodi sotto l'effetto di carichi laterali; nel secondo modello invece nasce un meccanismo di puntone nel pannello assimilabile ad un controvento. Tale meccanismo, che dipende dalle caratteristiche geometriche e meccaniche dell'elemento, può comportare effetti positivi e negativi.

Nel caso di effetto positivo, è possibile notare come le tamponature talvolta sfavoriscano il raggiungimento del collasso della struttura; nel caso di effetto negativo invece, a causa di un decremento di resistenza nel piano (IP) e/o fuori dal piano (OOP), viene compromesso il comportamento strutturale dell'edificio.

1.2.1 Incremento della capacità di dissipazione

La struttura viene sottoposta ad una serie di azioni orizzontali ricavate da fenomeni sismici e la risposta varia se si considera il telaio nudo oppure tamponato.

Tenendo conto del solo telaio senza tamponature, se questo è stato progettato secondo la cosiddetta gerarchia delle resistenze, o *Capacity Design*, in presenza di sisma, viene assicurato il collasso della struttura per effetto di meccanismi di frattura duttili e non fragili; si fa in modo che il collasso avvenga con preferenza nelle travi, seguite dai pilastri e, infine, nei nodi trave-pilastro.

In senso più ampio, la duttilità della struttura è voluta nell'ottica di realizzare strutture capaci di dissipare grandi quantità di energia prodotte dal terremoto; una struttura così concepita avrà maggiore capacità in spostamento ed elementi strutturali di dimensione ridotta (rispetto a quanto si avrebbe cercando di conferire ad essa quanta più resistenza possibile), con ovvie conseguenze economiche. Infine, ad una minore resistenza, e rigidità, globale sono associate caratteristiche di sollecitazione inferiori.

Considerando invece l'intero edificio tamponato, la modellazione dei muri esterni instaura un meccanismo a puntone simile ad un controvento e tale elemento tende ad assorbire parte dell'azione sismica che viene applicata alla struttura, dissipando così un'aliquota dell'energia. Il tamponamento tenderà ad assorbire carico fino al raggiungimento della fessurazione, dunque è possibile considerare i pannelli elementi sacrificali, una sorta di prima linea di difesa della struttura.

Tale risposta sismica varia anche in base alla geometria dell'edificio, (Figura 1) ovvero, un edificio tozzo ($h/l < 2$) sarà più rigido nella direzione del sisma, mentre un edificio snello ($h/l > 2$) tenderà ad avere un comportamento più flessibile.

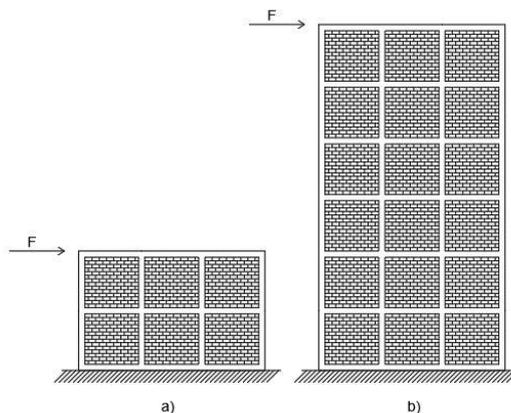


Figura 1 - Confronto tra (a) edificio tozzo; (b) edificio snello.

1.2.2 Irregolarità in pianta e in altezza

Come suggeriscono le Norme Tecniche delle Costruzioni 2018⁷, l'edificio deve essere, per quanto possibile, caratterizzato da regolarità in pianta e regolarità in altezza. Il rispetto di tale requisito muterà notevolmente la risposta dell'edificio sottoposto ad azione sismica.

La regolarità in pianta è assicurata se sono rispettati i seguenti requisiti:

- Simmetria di masse e rigidità rispetto alle due direzioni ortogonali;
- Inscrivendo la struttura in un rettangolo, il rapporto tra i lati di quest'ultimo è inferiore a 4;
- La dimensione di eventuali rientri o sporgenze non superiore al 25% della dimensione totale dell'edificio nella relativa direzione;
- Solai infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali.

Nel momento in cui le tamponature non sono disposte in maniera regolare in pianta possono instaurarsi dei meccanismi torsionali che compromettono il comportamento strutturale dell'intero edificio (Figura 2).

⁷ D.M. 17 gennaio 2018. NTC18 - *Norme Tecniche per le Costruzioni*, 2018.

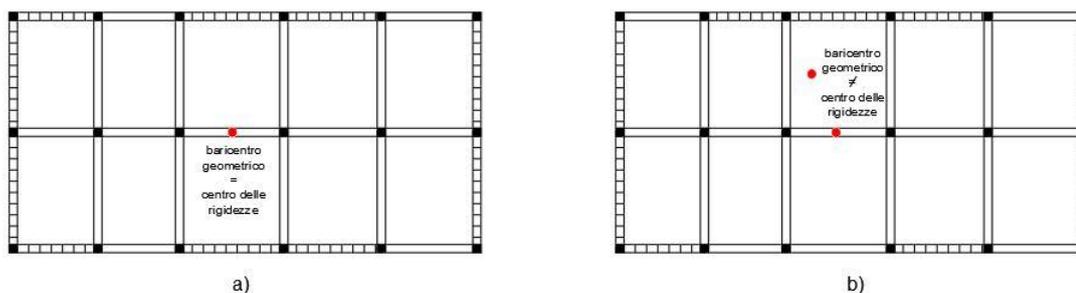


Figura 2 - Confronto tra (a) edificio regolare in pianta; (b) edificio non regolare in pianta.

La regolarità in altezza richiede i seguenti requisiti:

- Estensione in altezza di tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali;
- Le variazioni di massa e rigidezza tra due impalcati consecutivi devono essere nulle oppure devono variare gradualmente, non più del 25% per la massa, mentre per la rigidezza non si deve ridurre più del 30 % da un orizzontamento a quello sovrastante e non aumenta più del 10%;
- La resistenza, dunque il rapporto tra capacità e domanda, di un orizzontamento può essere scritto come la media di tutti i coefficienti di sicurezza degli elementi resistenti verticali, ovvero il valor medio dei rapporti fra la sollecitazione allo SLV e la resistenza dell'elemento;
- Il restringimento della sezione orizzontale tra un impalcato e il successivo deve avvenire in maniera continuativa, oppure deve essere in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento.

Come per la regolarità in pianta, se l'edificio non rispetta i requisiti per assicurare la regolarità in altezza, il suo comportamento strutturale sotto azioni sismiche sarà compromesso.

In particolare, la non regolarità in altezza comporta un decremento del 20% del fattore di comportamento q_{lim} utilizzato per il calcolo della domanda sismica allo SLV:

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R \quad (1.1)$$

dove:

- q_0 è il valore di base del fattore di comportamento allo SLV, i cui massimi valori sono riportati in tabella 7.3.II. delle NTC2018⁸;
- K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valori 1 per le costruzioni regolari in altezza e 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Inoltre, il meccanismo che può instaurarsi è quello del piano soffice, anche detto *soft story*, ovvero un piano non tamponato con una resistenza sotto l'azione orizzontale del sisma nettamente inferiore rispetto ai piani tamponati (Figura 3).

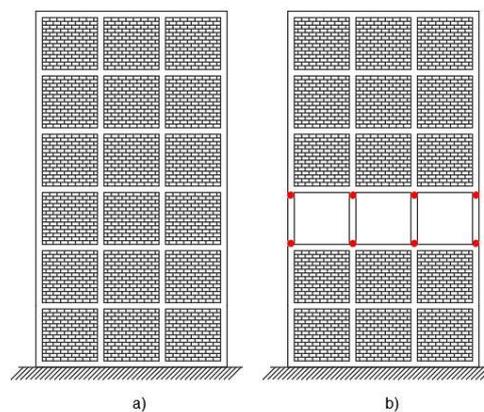


Figura 3 - Confronto tra (a) edificio regolare in altezza; (b) edificio irregolare in altezza con formazione di cerniere plastiche al piano soffice.

1.2.3 Aumento della domanda sismica

L'inserimento delle tamponature sul telaio nudo può causare l'aumento di rigidità dell'intera costruzione e la conseguente diminuzione del periodo della struttura ricavato mediante analisi modale.

L'analisi modale è uno strumento fondamentale per la comprensione del comportamento dinamico di una struttura e fornisce indicazioni molto utili riguardo la risposta, in campo elastico, della stessa ad un carico dinamico, ad esempio un sisma.

⁸ *Ivi*, p. 6.

Per un sistema a più gradi di libertà, detto MDOF, l'equazione del moto, scritto in forma matriciale, è:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F(t)\} \quad (1.2)$$

dove:

- $[M]$ = matrice delle masse;
- $[C]$ = matrice di smorzamento;
- $[K]$ = matrice di rigidità.

Nel caso di forzante sismica risulta

$$\{F(t)\} = -[M]\{\ddot{u}_g\} \quad (1.3)$$

Si può applicare una trasformazione di coordinate, in un sistema detto “di coordinate modali”:

$$\{u(s, t)\} = \Phi(\text{spazio}) q(\text{tempo}) \quad (1.4)$$

In particolare, Φ rappresenta i modi di vibrare della struttura, mentre la coordinata modale q rappresenta il peso di ciascun modo di vibrare rispetto al comportamento reale della struttura. L'equazione del moto (1.2) diventa, quindi:

$$\{\Phi\}^T [M] \{\ddot{q}\} + \{\Phi\}^T [C] \{\dot{q}\} + \{\Phi\}^T [K] \{q\} = -[M] \{i\} \ddot{u}_g \quad (1.5)$$

Si ottiene che la risoluzione dell'equazioni del moto passa per le soluzioni dell'equazione:

$$\det([K] - \lambda[M]) = 0 \quad (1.6)$$

I coefficienti λ rappresentano i quadrati delle frequenze angolari associate a ciascun modo di vibrare ω . Dalla frequenza angolare si ottiene il periodo di vibrare di ciascun modo:

$$T = \sqrt{\frac{2\pi}{\omega}} \quad (1.7)$$

La conoscenza del periodo della costruzione è fondamentale per la determinazione dell'accelerazione spettrale, ovvero la domanda sismica; l'aumentare della rigidità globale si traduce in diminuzione del periodo della struttura e, per la maggior parte dei casi, conseguente aumento della domanda sismica; considerando una struttura nuda e una struttura tamponata, si possono verificare due situazioni.

Il caso in cui:

$$S_a(T_2) > S_a(T_1) \quad (1.8)$$

dove:

- T_1 è il periodo della struttura nuda;
- T_2 è il periodo della struttura tamponata;
- $S_a(T_1)$ è l'accelerazione spettrale associata al periodo T_1 ;
- $S_a(T_2)$ è l'accelerazione spettrale associata al periodo T_2 .

E' il caso più comune e viene rappresentato graficamente ponendo i due periodi sulle ascisse dello stesso spettro di risposta.

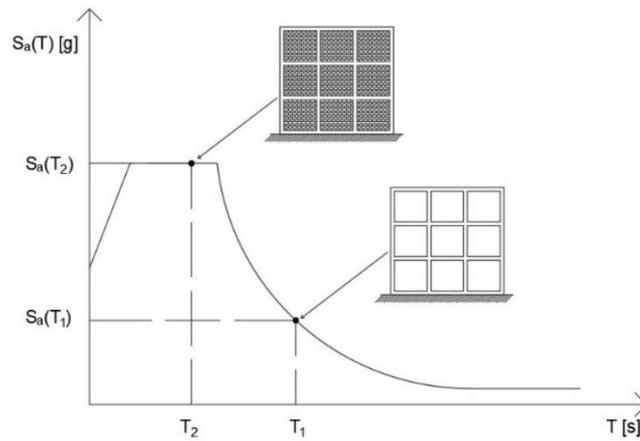


Figura 4 – Caso 1: Diminuzione del periodo della struttura con conseguente aumento dell'accelerazione spettrale.

La situazione in Figura 4, in cui il periodo della struttura cade nel plateau è la peggiore configurazione che può accadere e costringe a progettare con un taglio alla base molto elevato.

D'altra parte, può esserci il caso in cui:

$$S_a(T_2) < S_a(T_1) \quad (1.9)$$

Ovvero un aumento di rigidità, con conseguente diminuzione del periodo può provocare una diminuzione dell'accelerazione spettrale; tale situazione, mostrata anche in Figura 5, è poco frequente poiché è raro trovare edifici con periodi così bassi.

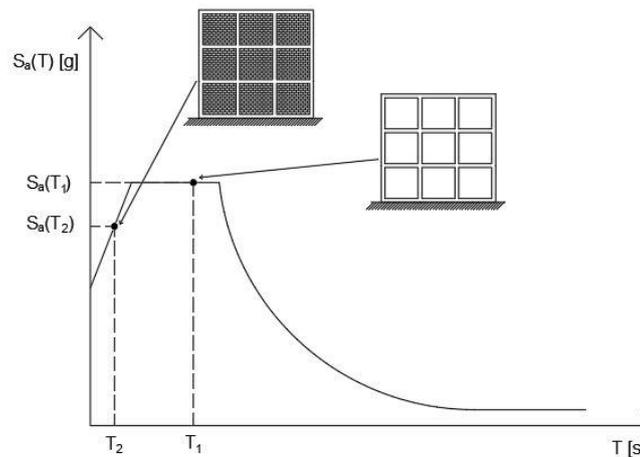


Figura 5 - Caso 2: Diminuzione del periodo della struttura con conseguente diminuzione dell'accelerazione spettrale.

1.2.4 Comportamento nel piano e fuori piano delle tamponature

I danni a seguito di un terremoto spesso sono legati ad un danneggiamento dei pannelli di muratura, nel piano e/o fuori dal piano (Figura 6), che, essendo più rigidi del telaio in C.A., tendono ad assorbire parte dell'azione sismica e a divenire elementi sacrificali della costruzione. Come conseguenza, ciò può portare a un forte impatto sociale ed economico, causando la perdita della funzionalità dell'edificio e, senza le giuste precauzioni, la perdita di vite umane⁹.

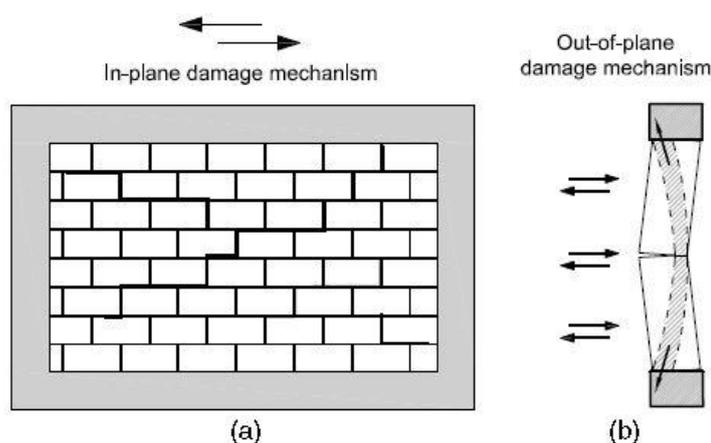


Figura 6 - Meccanismi di rottura di un telaio tamponato: (a) nel piano; (b) fuori piano (meccanismo ad arco)¹⁰.

La rottura *in-plane* si verifica quando viene meno la resistenza nel piano del pannello, ovvero la sua capacità di resistere alle sollecitazioni agenti nel piano; essa può presentarsi in due scenari: telaio resistente e tamponatura debole (Figura 7), oppure telaio debole e tamponatura resistente (Figura 8).

⁹ Braga, F., Manfredi, V., Masi, A., Salvatori, A., & Vona, M. (2011). Performance of non-structural elements in RC buildings during the L'Aquila, 2009 earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9(1), 307-324.

¹⁰ Di Trapani, F., Shing, P. B., & Cavaleri, L. (2017). Macroelement model for in-plane and out-of-plane responses of masonry infills in frame structures. *Journal of Structural Engineering*, 144(2), 04017198.



Figura 7 - Danneggiamento nel piano di un muro interno dopo il terremoto del 2011 in Turchia¹¹.



Figura 8 -Danneggiamento nel piano di un muro esterno dopo il terremoto del 1998 in Turchia¹².

La struttura intelaiata in C.A., grazie alla sua flessibilità, è capace di resistere alle piccole deformazioni dovute al sisma, d'altra parte i pannelli in muratura si danneggiano in maniera fragile anche sotto le più piccole sollecitazioni. Principalmente sono tre i modi di rottura nel piano di un pannello in muratura (Figura 9):

- Scorrimento orizzontale dei mattoni sulla malta;
- Rottura lungo la diagonale compressa del pannello;
- Schiacciamento della diagonale compressa della parete sugli angoli.

¹¹ Tapan, M., Comert, M., Demir, C., Sayan, Y., Orakcal, K., & Ilki, A. (2013). Failures of structures during the October 23, 2011 Tabanlı (Van) and November 9, 2011 Edremit (Van) earthquakes in Turkey. *Engineering Failure Analysis*, 34, 606-628.

¹² Bachmann, H., & Suisse. Office fédéral de l'environnement. (2003). *Seismic conceptual design of buildings: basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities*. SDC.

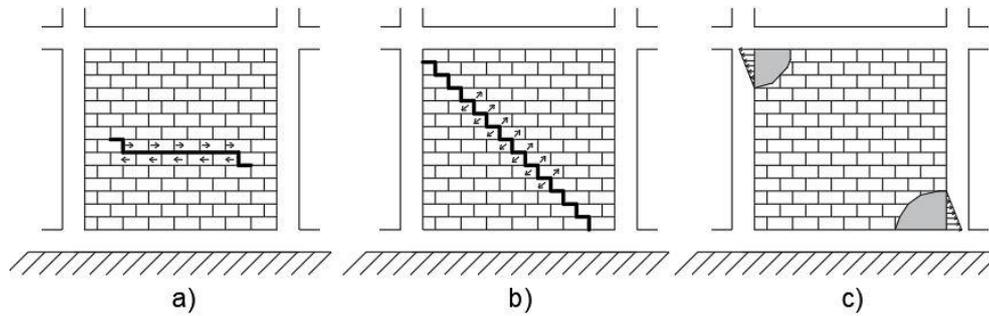


Figura 9 - Modi di rottura nel piano per un pannello in muratura: (a) scorrimento orizzontale; (b) rottura lungo la diagonale; (c) schiacciamento della diagonale sugli angoli.

D'altro canto, la rottura *out-of-plane* di una tamponatura si verifica quando viene meno la resistenza fuori piano del pannello, ovvero la sua capacità di resistere a sollecitazioni agenti fuori dal piano; essa può avvenire senza che la tamponatura sia stata danneggiata nel piano, oppure può essere attribuita ad una serie di danni *in-plane* che il pannello ha subito nel tempo.

La capacità OOP di un pannello in muratura q_u è calcolata sulla base del massimo carico laterale che esso può sopportare; una prima determinazione di tale carico si deve alla teoria di Timoshenko¹³, ipotizzando il materiale linearmente elastico, isotropo ed omogeneo.

$$q_u = \frac{f_t}{6 \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{h}{t}\right)^2} \quad (1.10)$$

dove:

- f_t è la resistenza a trazione del materiale;
- β_1 è un coefficiente che dipende dalle proporzioni del pannello e dalle condizioni di vincolo.

¹³ Timoshenko, S. P., & Woinowsky-Krieger, S. (1959). *Theory of plates and shells*. McGraw-hill.

L'applicazione di un regime linearmente elastico sovrastima la rigidezza del pannello, dunque Haseltine ^{14,15} ha sviluppato una teoria ricavando il massimo carico sopportabile q_u come segue:

$$q_u = \frac{f_{kx}}{6 \cdot a \cdot \left(\frac{h}{t}\right)^2} \quad (1.11)$$

dove:

- f_{kx} è la resistenza a trazione per flessione del materiale;
- a è un coefficiente che dipende dalla forma del pannello e dalle condizioni di vincolo.

Successivamente, Hendry et al. ¹⁶ nella loro teoria hanno rivalutato q_u come:

$$q_u = \frac{8 \cdot \sigma_0}{\left(\frac{h}{t}\right)^2} \quad (1.12)$$

dove:

- σ_0 è lo sforzo di compressione che agisce sul pannello.

A seguito di queste ricerche, l'evidenza sperimentale¹⁷ mostra come il meccanismo resistente predominante è quello ad arco, che nasce dopo la rottura del pannello (Figura 10). Successivamente alla prima rottura avvenuta per mezzo dell'applicazione del carico orizzontale, il pannello, tendendo a spanciare, si divide in due segmenti ai cui estremi collegati al telaio si sono formate delle cerniere (Figura 10a) che, imprimendo una

¹⁴ Haseltine, B. A., West, H. W. H., & Tutt, J. N. (1978). Design of laterally loaded wall panels: II. In *Proceedings of the British Ceramic Society* (No. 27, pp. 147-67).

¹⁵ Haseltine, B. A., West, H. W. H., & Tutt, J. N. (1977). DESIGN OF WALLS TO RESIST LATERAL LOADS. 2. *STRUCTURAL ENGINEER*, 55(10), 422-430.

¹⁶ Hendry, A. W., & Kheir, A. M. A. (1976, April). The lateral strength of certain brickwork panels. In *Proceedings of the Fourth International Brick Masonry Conference* (pp. 3-1).

¹⁷ Asteris, P. G., Cavaleri, L., Di Trapani, F., & Tsaris, A. K. (2017). Numerical modelling of out-of-plane response of infilled frames: State of the art and future challenges for the equivalent strut macromodels. *Engineering Structures*, 132, 110-122.

rotazione sulle due parti (Figura 10b), sviluppano degli sforzi di compressione che si traducono in un meccanismo resistente del pannello.

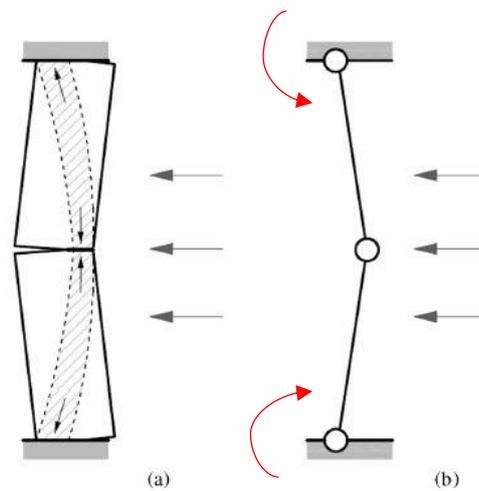


Figura 10 - Meccanismo ad arco: (a) schema reale; (b) schema analitico a tre cerniere.¹⁸

Tale meccanismo cede (Figura 11) con la rottura del pannello oppure a causa del collasso del telaio circostante.



Figura 11 – Danneggiamento fuori dal piano di un muro esterno dopo il terremoto del 2012 in Emilia.¹⁹

¹⁸ *Ivi*, p.15.

¹⁹ Bracchi, S., Da Porto, F., Galasco, A., Graziotti, A., Magenes, G., Mandirola, M., ... & Penna, A. (2012). Comportamento degli edifici in muratura nella sequenza sismica del 2012 in Emilia. *Progettazione Sismica*, (3).

Basandosi su quest'ultimo comportamento della muratura, McDowell et al.²⁰ hanno riformulato una teoria per cui la capacità ultima del pannello q_u è

$$q_u = \gamma \cdot \frac{f_m'}{2 \cdot \left(\frac{h}{t}\right)^2} \quad (1.13)$$

dove:

- γ è un coefficiente che dipende dal rapporto di snellezza, se $\frac{h}{t} \approx 10$ vale 1;
- f_m' è la resistenza a compressione della muratura.

Partendo da tale teoria, successivi studi²¹ hanno rivelato come considerare il meccanismo ad arco sia un modo realistico per rappresentare un pannello di muratura.

D'altra parte, alcuni ricercatori^{22,23} hanno sviluppato un modello di resistenza per le tamponature che tenga conto sia del meccanismo resistente ad arco sia dell'interazione che esiste tra pannello di muratura e telaio circostante. La capacità ultima del pannello q_u risulta:

Pannello intelaiato
su tre lati:

$$q_u = \frac{4.5 \cdot (f_m')^{0.75} \cdot t^2 \cdot \alpha}{l^{2.5}} \quad (1.14)$$

Pannello intelaiato
su quattro lati:

$$q_u = 4.5 \cdot (f_m')^{0.75} \cdot t^2 \cdot \left(\frac{\alpha}{l^{2.5}} + \frac{\beta}{h^{2.5}} \right) \quad (1.15)$$

dove:

$$\alpha = \frac{1}{h} \cdot (E \cdot I_c \cdot h^2 + G \cdot J_c \cdot t \cdot h)^{0.25} \leq 50 \quad (1.16)$$

²⁰ McDowell, E. L., McKee, K., & Sevin, E. (1956). Arching action theory of masonry walls. *Journal of the Structural Division*, 82(2), 1-8.

²¹ Monk, C. B. (1958). *Resistance of structural clay masonry to dynamic forces*. Structural Clay Products Research Foundation.

²² Lefter, J. (1974). *Reinforcing existing buildings to resist earthquake forces* (Doctoral dissertation, University of Maryland).

²³ Dawe, J. L., & Seah, C. K. (1989). Out-of-plane resistance of concrete masonry infilled panels. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 16(6), 854-864.

$$\beta = \frac{1}{l} \cdot (E \cdot I_b \cdot l^2 + G \cdot J_b \cdot t \cdot l)^{0.25} \leq 50 \quad (1.17)$$

- f_m' è la resistenza a compressione della muratura;
- l ed h sono rispettivamente la lunghezza e l'altezza del pannello;
- E e G sono rispettivamente il modulo di Young e il modulo di taglio;
- I_c e I_b sono rispettivamente i momenti di inerzia delle travi e dei pilastri;
- J_c e J_b sono rispettivamente i moduli torsionali delle travi e dei pilastri.

Uno degli studi più esplicitivi di tale teoria è quello svolto da Angel et al.²⁴ da cui sono stati assunti i campioni analizzati nel presente elaborato.

1.3 Le tamponature nelle normative

1.3.1 L'Eurocodice

Nelle prime versioni dell'Eurocodice 8²⁵ si teneva conto delle tamponature andando ad incrementare le sollecitazioni di progetto di un fattore pari a:

$$\frac{S_a(\bar{T})}{S_a(T_1)} \quad (1.18)$$

dove:

- $S_a(T_1)$ è l'accelerazione spettrale associata alla prima configurazione, ovvero quella riferita al telaio nudo;
- $S_a(\bar{T})$ è l'accelerazione spettrale calcolata sulla base del periodo \bar{T} ;
- \bar{T} è il periodo medio tra T_1 e T_2 , ovvero:

$$\bar{T} = \frac{T_1 + T_2}{2} \quad (1.19)$$

²⁴ Angel, R., Abrams, D. P., Shapiro, D., Uzarski, J., & Webster, M. (1994). *Behavior of reinforced concrete frames with masonry infills*. University of Illinois Engineering Experiment Station. College of Engineering. University of Illinois at Urbana-Champaign.

²⁵ Code, P. (2005). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. *Brussels: European Committee for Standardization*.

Tuttavia, tale metodologia è stata discussa in letteratura²⁶ per il fatto che venisse applicata alla struttura nuda, con proprie condizioni al contorno, un sistema di forze valutate sulla base di un sistema tamponato, dunque si è ritenuto che le indicazioni semplificate dell'EC8, finalizzate a limitare gli effetti negativi che subisce una struttura a causa dei tamponamenti, non sempre conducono a soluzioni progettuali adeguate. Nell'ultima versione dell'EC8²⁷, la domanda sismica sugli elementi non strutturali può essere valutata come:

$$F_a = \left(\frac{S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a}{q_a} \right) \quad (1.20)$$

dove:

- F_a è la forza sismica orizzontale, risultante delle forze distribuite proporzionali alla massa, distribuita o agente nel centro di massa dell'elemento nella condizione più sfavorevole;
- S_a è l'accelerazione spettrale massima dell'elemento non strutturale, adimensionale rispetto alla gravitazionale, corrispondente allo stato limite considerato;
- W_a è il peso dell'elemento;
- γ_a è il coefficiente di importanza, che deve essere ≥ 1.5 , per elementi di ancoraggio di macchinari e attrezzature necessari alla funzionalità dei sistemi di sicurezza e per serbatoi e contenitori di sostanze tossiche o esplosive, ritenute pericolose per la sicurezza delle persone; 1.0 per tutti gli altri casi;
- q_a è il fattore di comportamento dell'elemento in esame (Prospetto 4.4 EC8²⁸):
 - $q_a = 1$, se si tratta di parapetti e decorazioni aggettanti, insegne e pannelli pubblicitari, comignoli, antenne e

²⁶ Papia, M., Failla, A., & Cavaleri, L. (2002). Risposta sismica di telai tamponati in. ca: Modellazione e sperimentazione.

²⁷ Code, P. (2005). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. *Brussels: European Committee for Standardization.*

²⁸ *Ibidem.*

serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza;

- $q_a = 2$, se si tratta di pareti interne ed esterne, tramezzature e facciate, comignoli, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del centro di massa, elementi di ancoraggio per armadi e librerie poggianti sul pavimento, e per controsoffitti e corpi illuminanti.

1.3.2 *Le Norme Tecniche delle Costruzioni*

Per le NTC 2018²⁹, la capacità degli elementi non strutturali deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente ad ogni stato limite. Nel caso in cui l'elemento non strutturale sia costruito in cantiere il progettista dovrà progettare la capacità ed il direttore dei lavori dovrà verificare la conformità; se, invece, l'elemento è assemblato in cantiere il progettista valuterà la domanda, il fornitore la capacità e il direttore dei lavori verificherà la conformità dei calcoli.

La normativa suggerisce due tipi di elementi: quelli che influenzano il comportamento strutturale, soprattutto per la loro rigidità, e quelli che non influenzano la risposta strutturale, ma che devono comunque essere presi in considerazione per la propria massa ai fini del calcolo dell'azione sismica e gravitazionale; è possibile scegliere di modellare o meno le tamponature, a seconda della loro entità.

Se si sceglie di modellarle mediante modello FE vanno inserite come elementi *shell*, oppure come puntoni non reagenti a compressione³⁰; se si decide di modellare il telaio nudo, giustificando la scelta per lo spessore e la rigidità trascurabile delle pareti, queste vanno comunque inserite nel computo della massa e del peso della costruzione che va a scaricare come carico lineare sulle travi perimetrali o come carico uniformemente distribuito sui solai (§ 3.1.3 del D.M. 2018).

²⁹ D.M. 17 gennaio 2018. NTC18 - *Norme Tecniche per le Costruzioni*, 2018.

³⁰ dei Lavori Pubblici, M. (1996). Circolare 10 Aprile 1997, "Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.

Esiste anche un modo per semplificare il conteggio di suddetti elementi nel computo strutturale:

- per una distribuzione irregolare in pianta degli elementi non strutturali si raddoppia l'eccentricità accidentale del centro di massa di ogni impalcato; da 0.05 a 0.1 volte la lunghezza dell'impalcato perpendicolare alla direzione del sisma;
- per una distribuzione irregolare in altezza degli elementi non strutturali, si applica un fattore amplificativo, pari a 1.4, agli effetti sismici sugli elementi verticali.

Le verifiche nei confronti degli elementi non strutturali (Tabella 7.3.III del D.M. 2018) si effettuano in termini di stabilità, in funzione della classe d'uso e dello stato limite considerato per la struttura in esame; la CU, dalla 2 alla 4, escludendo le opere con presenza solo occasionale di persone e gli edifici agricoli; lo stato limite da considerare è solo quello per la Salvaguardia della Vita (SLV).

Come esplicitato dalla Circolare esplicativa 2019 del D.M. 2018³¹, lo SLD, stato limite di danno, è verificato agendo sulla rigidezza degli elementi strutturali (§7.3.6.1 del D.M. 2018) controllando gli spostamenti di interpiano (Tabella 1).

Tabella 1 - Verifiche di rigidezza (RIG) §7.3.6.1 del D.M. 2018.

Descrizione	CU I e II per SLD	
Tamponature collegate rigidamente alla struttura (tamponature fragili)	$q \cdot d_r \leq 0.0050 h$	(1.21)
Tamponature collegate rigidamente alla struttura (tamponature duttili)	$q \cdot d_r \leq 0.0075 h$	(1.22)
Tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano d_{rp}	$q \cdot d_r \leq d_{rp} \leq 0.010 h$	(1.23)

³¹ delle infrastrutture e dei trasporti, M. Circolare 21 Gennaio 2019. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria	$q \cdot d_r < 0.0020 h$	(1.24)
Costruzioni con struttura portante di muratura armata	$q \cdot d_r < 0.0030 h$	(1.25)
Costruzioni con struttura portante di muratura confinata	$q \cdot d_r < 0.0025 h$	(1.26)

dove:

- d_r è lo spostamento d'interpiano;
- q è il fattore di comportamento della struttura;
- h è l'altezza del piano.

Per CU III e IV i limiti devono essere 2/3 dei limiti mostrati nella Tabella 1.

Per le Norme Tecniche delle Costruzioni 2018, nel caso in cui si voglia verificare analiticamente che l'elemento non strutturale non venga espulso sotto l'azione sismica, la domanda sismica sugli elementi non strutturali può essere valutata come:

$$F_a = \left(\frac{S_a \cdot W_a}{q_a} \right) \quad (1.27)$$

dove:

- F_a è la forza sismica orizzontale, risultante delle forze distribuite proporzionali alla massa, distribuita o agente nel centro di massa dell'elemento nella condizione più sfavorevole;
- S_a è l'accelerazione spettrale massima dell'elemento non strutturale, adimensionale rispetto alla gravitazionale, corrispondente allo stato limite considerato;
- W_a è il peso dell'elemento;
- q_a è il fattore di comportamento dell'elemento in esame (Tabella C7.2.I della Circolare Esplicativa 2019):
 - $q_a = 1$, se si tratta di parapetti e decorazioni aggettanti, insegne e pannelli pubblicitari, comignoli, antenne e

serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza;

- $q_a = 2$, se si tratta di pareti interne ed esterne, tramezzature e facciate, comignoli, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del centro di massa, elementi di ancoraggio per armadi e librerie poggianti sul pavimento, e per controsoffitti e corpi illuminanti.

1.4 Modellazione delle tamponature

Nei secoli passati, in fase progettuale, era consuetudine omettere l'influenza delle tamponature sul modello analitico e, solo dopo una serie di significativi eventi sismici, la ricerca (§1.2.4) ha iniziato a focalizzarsi sullo studio di interazione tra telaio e pannelli di muratura.

Nel corso degli anni sono stati numerosi i tentativi³² di creare un modello equivalente che potesse meglio simulare il comportamento delle tamponature sotto l'azione del sisma nel piano e fuori dal piano. Prendendo in considerazione l'influenza di un singolo tamponamento, i parametri da dover considerare sono principalmente le proprietà geometriche e meccaniche del pannello stesso, con conseguente aumento di resistenza, aumento delle caratteristiche di sollecitazione e diminuzione dello spostamento laterale.

Ma, se si considera un intero edificio multipiano tamponato, oltre al rapporto tra spessore ed altezza della muratura si deve tener conto dell'altezza della costruzione e della quota del pannello sul telaio, dunque i parametri e le interazioni da dover prevedere aumentano³³.

³² Asteris, P. G., Cavaleri, L., Di Trapani, F., & Tsaris, A. K. (2017). Numerical modelling of out-of-plane response of infilled frames: State of the art and future challenges for the equivalent strut macromodels. *Art. Cit.*

³³ Ricci, P., Di Domenico, M., & Verderame, G. M. (2019). Out-of-plane seismic safety assessment of URM infills accounting for the in-plane/out-of-plane interaction in a nonlinear static framework. *Engineering Structures*, 195, 96-112.

Esistono vari approcci di modellazione, il micromodello FE e il macromodello semplificato di uno o più puntoni equivalenti, i quali vengono usati a seconda del tipo di informazione che si vuole ottenere³⁴; esiste anche l'approccio alla modellazione discreta, DEM, che si interpone tra la micro e la macromodellazione e che verrà analizzato nell'ultimo capito del presente elaborato.

1.4.1 Micromodellazione

Con tale metodologia, alcuni ricercatori^{35,36,37} hanno tentato di rappresentare il pannello in muratura in scala molto dettagliata, al fine di valutare l'interazione tra tamponatura e telaio. Il campione è rappresentato mediante modellazione agli elementi finiti, dove il pannello viene simulato per mezzo di un guscio piano, e il telaio per mezzo di elementi *beam* o *shell* (Figura 12). Alla parete è assegnata una *mesh*, ovvero una suddivisione della parete in più elementi di tipo *shell*, ognuno analizzato dal software di calcolo come elemento guscio. Tanto più risulta fitta la *mesh*, tanto più accurati saranno i risultati e tanto più elevato è l'onere di calcolo.

La difficoltà sorge nel dover modellare i nodi tra le due parti, i quali sono simulati mediante degli elementi di collegamento che riproducono l'interazione tra telaio e muratura.

³⁴ Di Trapani, F., Macaluso, G., Cavaleri, L., & Papia, M. (2015). Masonry infills and RC frames interaction: literature overview and state of the art of macromodeling approach. Art. Cit.

³⁵ Mehrabi, A. B., & Shing, P. B. (1997). Finite element modeling of masonry-infilled RC frames. *Journal of structural engineering*, 123(5), 604-613.

³⁶ Shing, P. B., & Mehrabi, A. B. (2002). Behaviour and analysis of masonry-infilled frames. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 4(3), 320-331.

³⁷ Koutromanos, I., Stavridis, A., Shing, P. B., & Willam, K. (2011). Numerical modeling of masonry-infilled RC frames subjected to seismic loads. *Computers & Structures*, 89(11-12), 1026-1037.

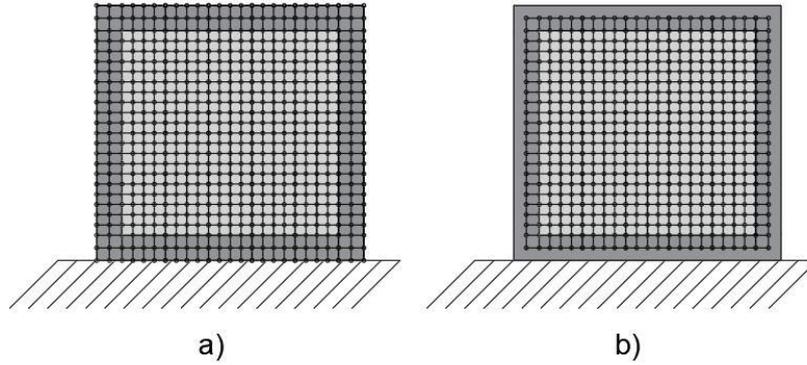


Figura 12 – (a) Modello FE con elementi *shell*; (b) modello FE con elementi *shell* e *beam*.

Tale tipologia di modellazione è quella che si avvicina maggiormente alla realtà, ma, soprattutto nei casi di analisi non lineare, risulta anche di difficile determinazione. La calibrazione del modello richiede una gran quantità di parametri e un'ottima capacità nel maneggiare il tipo di modellazione; l'onere di calcolo è eccessivo per completare un'analisi su edifici complessi; per questo motivo la micromodellazione viene usata per semplici casi studio.

1.4.2 *Macromodellazione*

Tale approccio di modellazione prevede la sostituzione della struttura reale con una o più strutture equivalenti (Figura 13) aventi caratteristiche specifiche e risulta essere un metodo semplificato, maggiormente immediato e dunque più adatto alla valutazione sismica di telai tamponati.

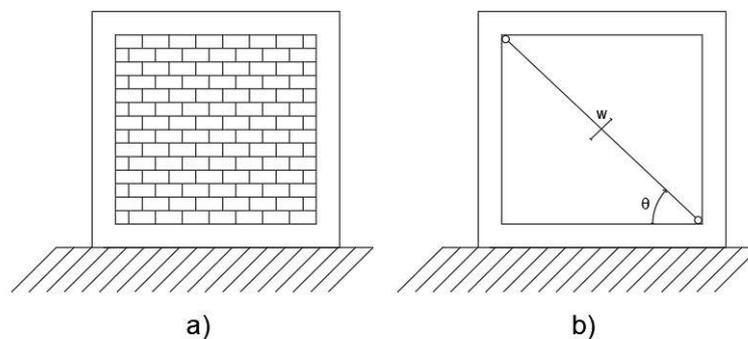


Figura 13 – (a) Struttura reale; (b) struttura equivalente ad una biella.

La struttura equivalente, mediante proprietà geometriche e meccaniche, simula la resistenza, la rigidezza e l'eventuale danneggiamento della struttura reale prendendo in considerazione:

1. La rigidezza iniziale del materiale di cui è costituito il pannello;
2. La massima resistenza del materiale di cui è costituito il pannello;
3. La forma del legame costitutivo del materiale di cui è costituito il pannello.

A seguito di studi effettuati^{38,39,40,41} su macromodelli ad un solo puntone equivalente, alcuni autori^{42,43,44}, per tener conto delle interazioni tra le resistenze nel piano e fuori piano, hanno introdotto la possibilità di simulare il pannello di muratura mediante una macromodellazione a strutture multiple (Figura 14).

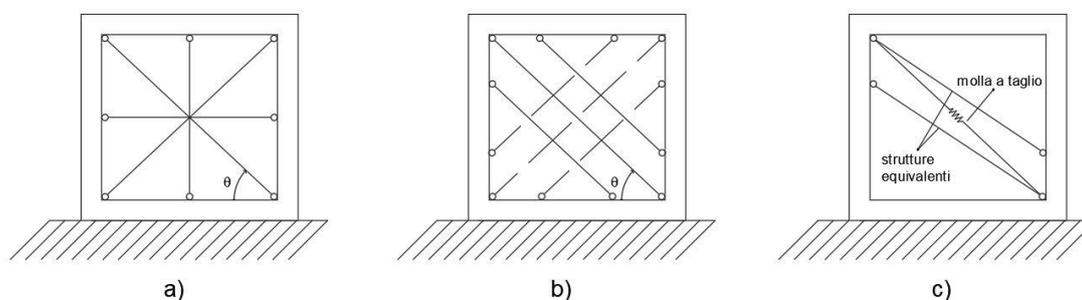


Figura 14 - Macromodelli a strutture multiple: (a) quattro bielle⁴⁵; (b) sei bielle⁴⁶; (c) due bielle con molla a taglio⁴⁷.

³⁸ Smith, B. S. (1966). Behavior of square infilled frames. *Journal of the Structural Division*, 92(1), 381-404.

³⁹ Smith, B. S., & Carter, C. (1969). A method of analysis for infilled frames. *Proceedings of the institution of civil engineers*, 44(1), 31-48.

⁴⁰ Mainstone, R. J. (1974). *Supplementary note on the stiffnesses and strengths of infilled frames*. Building Research Establishment, Building Research Station.

⁴¹ Cavaleri, L., Papia, M., Macaluso, G., Di Trapani, F., & Colajanni, P. (2014). Definition of diagonal Poisson's ratio and elastic modulus for infill masonry walls. *Materials and structures*, 47(1-2), 239-262.

⁴² Crisafulli, F. J. (1997). Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills.

⁴³ Chrysostomou, C. Z., Gergely, P., & Abel, J. F. (2002). A six-strut model for nonlinear dynamic analysis of steel infilled frames. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 2(03), 335-353.

⁴⁴ El-Dakhkhni, W. W., Elgaaly, M., & Hamid, A. A. (2003). Three-strut model for concrete masonry-infilled steel frames. *Journal of Structural Engineering*, 129(2), 177-185.

⁴⁵ Di Trapani, F., Shing, P. B., & Cavaleri, L. (2017). Macroelement model for in-plane and out-of-plane responses of masonry infills in frame structures. *Journal of Structural Engineering*, 144(2), 04017198.

⁴⁶ Chrysostomou, C. Z., Gergely, P., & Abel, J. F. (2002). A six-strut model for nonlinear dynamic analysis of steel infilled frames. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 2(03), 335-353.

⁴⁷ Crisafulli, F. J., & Carr, A. J. (2007). Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 40(2), 69-77.

Nel seguente elaborato verrà utilizzato il macromodello a quattro bielle (Figura 14a) proposto da Di Trapani et al.⁴⁸.

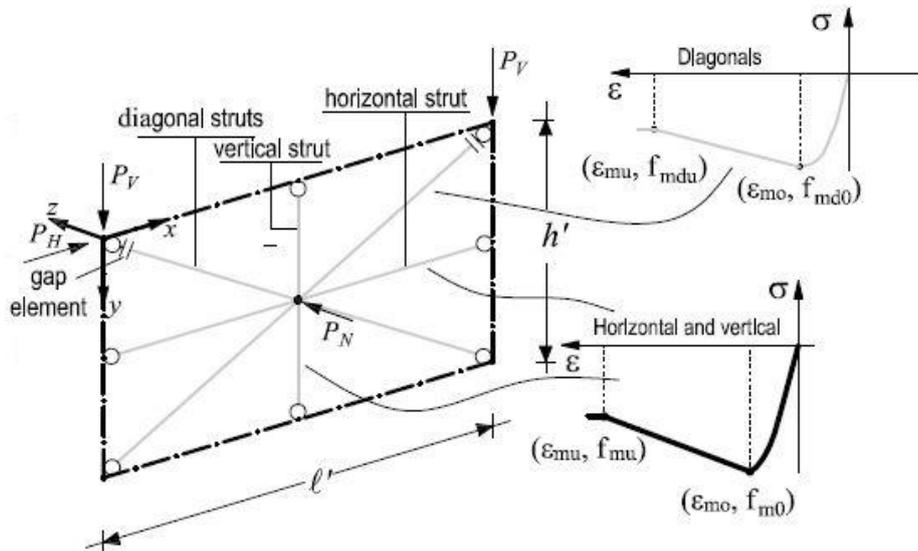


Figura 15 - Macromodello a quattro bielle⁴⁹.

Il modello (Figura 15) si propone di considerare:

1. Il meccanismo ad arco del pannello di muratura sottoposto ad azioni fuori piano;
2. L'interazione tra resistenza nel piano e resistenza fuori piano, ovvero come il decremento della prima comporta un decremento della seconda e viceversa;
3. La praticità di un modello semplice capace di poter essere utilizzato per svolgere tutti i tipi di analisi, dalle statiche alle più complesse dinamiche incrementali.

Per soddisfare tali requisiti sono state introdotte, oltre le due bielle diagonali, altre due bielle, una orizzontale e una verticale; per la resistenza a trazione nulla della malta, il pannello viene lasciato libero di ruotare per mezzo di cerniere poste ai nodi tra strutture equivalenti e telaio.

Le due strutture diagonali sono bielle che permettono il controllo degli spostamenti nel piano del pannello e, per simulare la perdita di contatto durante un carico nel piano sono

⁴⁸ Di Trapani, F., Shing, P. B., & Cavaleri, L. (2017). Macroelement model for in-plane and out-of-plane responses of masonry infills in frame structures. *Journal of Structural Engineering*, 144(2), 04017198.

⁴⁹*Ibidem*.

collegate al telaio in C.A. mediante *gap elements*, i quali non posseggono resistenza a trazione ma trasmettono sforzi di compressione. Per quanto concerne l'aggiunta delle due bielle, quella orizzontale e quella verticale, queste, insieme alle due diagonali, permettono il controllo degli spostamenti fuori piano del pannello, non influenzando il comportamento nel piano.

Ogni struttura è modellata come due elementi *beam* collegati al centro del pannello, dunque si hanno nel baricentro del modello quattro punti aventi le medesime coordinate e a cui è assegnato un *constraint* per il quale dovranno muoversi insieme nella direzione fuori piano, mentre nel piano potranno muoversi indipendentemente.

Capitolo 2

IL MACROMODELLO A QUATTRO BIELLE

Per la modellazione degli elementi, dal singolo pannello all'edificio tamponato, è stato scelto l'approccio della macromodellazione, di seguito viene mostrata la costruzione del modello analitico a quattro bielle e la trascrizione in ambiente *OpenSees* per svolgere le analisi.

2.1 Modello analitico

Dopo aver discusso in linea generale (§1.4.2 del presente elaborato) il macromodello a quattro bielle di Di Trapani et al.⁵⁰, si descrive di seguito la definizione delle proprietà geometriche e meccaniche del pannello (Figura 16).

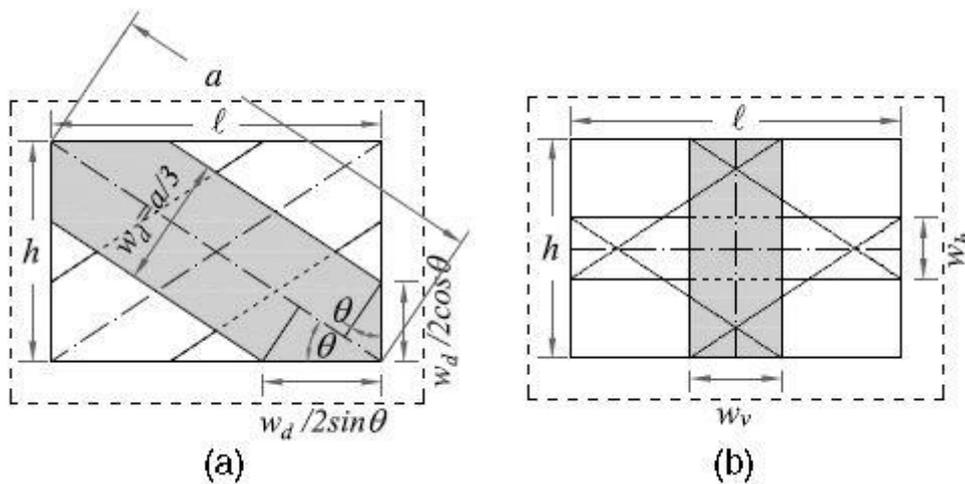


Figura 16 - Dimensionamento bielle: (a) diagonali; (b) orizzontale e verticale⁵¹.

⁵⁰ Di Trapani, F., Shing, P. B., & Cavaleri, L. (2017). Macroelement model for in-plane and out-of-plane responses of masonry infills in frame structures. Art. Cit.

⁵¹ *Ibidem*.

2.1.1 Proprietà geometriche

La resistenza del pannello di muratura sotto l'azione di carichi nel piano e fuori dal piano e l'interazione tra le due componenti sono determinati partendo dalla geometria delle bielle e dalla resistenza a compressione della muratura.

Per l'esattezza, facendo riferimento alla Figura 16, i valori di a , l ed h , rispettivamente la diagonale, la larghezza e l'altezza del pannello, sono parametri di input assunti dai test effettuati da Angel et al.⁵²; $\frac{w_d}{2 \cdot \cos \theta}$ e $\frac{w_d}{2 \cdot \sin \theta}$ sono rispettivamente le zone di contatto del pannello fisico della biella diagonale con il pilastro e con la trave.

Da questi si ricavano gli spessori delle bielle:

- Diagonali:

$$w_d = \frac{a}{3} \quad (2.1)$$

- Orizzontale:

$$w_h = h - 2 \cdot \frac{w_d}{2 \cdot \cos \theta} = h - \frac{w_d}{\cos \theta} \quad (2.2)$$

- Verticale:

$$w_v = l - 2 \cdot \frac{w_d}{2 \cdot \sin \theta} = l - \frac{w_d}{\sin \theta} \quad (2.3)$$

Poiché le due bielle, l'orizzontale e la verticale, influenzano solo la resistenza fuori piano del pannello, il loro spessore è assunto pari allo spessore della muratura reale; d'altra parte, poiché per le bielle diagonali bisogna tener conto dell'interazione tra resistenza nel piano e fuori dal piano, w_d e t , rispettivamente la larghezza e lo spessore delle bielle, sono rivalutati come \tilde{w}_d e \tilde{t} .

Si ipotizza che la resistenza fuori piano $q_{a,d}$ sia:

$$q_{a,d} \propto \frac{f_{m0} \cdot w_d}{\left(\frac{d}{\tilde{t}}\right)^2} \quad (2.4)$$

dove:

⁵² Angel, R., Abrams, D. P., Shapiro, D., Uzarski, J., & Webster, M. (1994). *Behavior of reinforced concrete frames with masonry infills*. Art. Cit.

- f_{m0} è la resistenza a compressione della muratura ottenuta in laboratorio;
- w_d è la larghezza ipotizzata in precedenza per la biella diagonale (Figura 16);
- $\frac{d}{t}$ è la snellezza, in cui d è la diagonale del telaio e t lo spessore della muratura;

A questo punto, poiché i due meccanismi di rottura possibili, per slittamento del mattone piuttosto che per rottura del mattone stesso, non sono tra loro indipendenti, la resistenza della muratura può risultare inferiore a quella caratteristica, motivo per il quale si deve sostituire f_{m0} con l'effettiva resistenza a compressione della muratura f_{md0} . Inoltre, tenendo anche presente che la resistenza fuori piano resta invariata, per determinare i valori di \tilde{w}_d e \tilde{t} si procede come segue:

$$q_{a,d}(w_d, t) = q_{a,d}(\tilde{w}_d, \tilde{t}) \quad (2.5)$$

Quindi si sostituisce la (2.4) nella (2.5) e si ricava:

$$\frac{f_{m0} \cdot w_d}{\left(\frac{d}{t}\right)^2} = \frac{f_{md0} \cdot \tilde{w}_d}{\left(\frac{d}{\tilde{t}}\right)^2} \quad (2.6)$$

Inoltre, si impone l'area trasversale invariata:

$$w_d \cdot t = \tilde{w}_d \cdot \tilde{t} \quad (2.7)$$

Si sostituisce \tilde{w}_d , esplicitato dalla (2.7), nella (2.6) e si ottiene:

$$\frac{f_{m0} \cdot w_d}{\left(\frac{d}{t}\right)^2} = \frac{f_{md0} \cdot w_d \cdot t}{\tilde{t} \cdot \left(\frac{d}{\tilde{t}}\right)^2} \quad (2.8)$$

Si semplifica la (2.8) e si ricava:

$$\frac{f_{m0}}{f_{md0}} = \frac{\tilde{t}}{t} \quad (2.9)$$

Considerando la (2.7) e la (2.9), si ottengono lo spessore e la larghezza delle bielle diagonali:

$$\tilde{t} = \frac{f_{m0}}{f_{md0}} \cdot t \quad (2.10)$$

$$\tilde{w}_d = \frac{f_{md0}}{f_{m0}} \cdot w_d \quad (2.11)$$

2.1.2 Proprietà meccaniche

Per quanto riguarda le proprietà meccaniche e dunque i legami costitutivi da attribuire ai materiali, si fa riferimento al modello di Kent-Park⁵³(Figura 17).

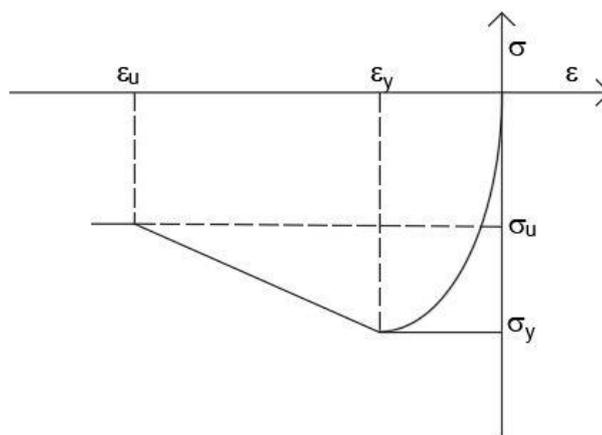


Figura 17 - Legge costitutiva del materiale alla Kent-Park.

Nella suddetta legge il legame $\sigma - \varepsilon$ è rappresentato solo nel terzo quadrante per tenere presente la trascurabilità della resistenza a trazione della muratura.

⁵³ Kent, D. C., & Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural Division*.

Tale legge è caratterizzata da tre tratti:

- Per $0 < \varepsilon < \varepsilon_y$, il legame costitutivo ha andamento parabolico;
- Per $\varepsilon_y < \varepsilon < \varepsilon_u$ il legame costitutivo varia linearmente con pendenza negativa;
- Per $\varepsilon > \varepsilon_u$, infine, si hanno aumenti di deformazione pur senza aumenti di tensione.

Nel modello a quattro bielle è stata usata la legge di Kent-Park per tutte le quattro strutture equivalenti (Figura 15), attribuendo ad ε_{m0} e ε_{mu} le rispettive deformazioni a snervamento e ultima, ad f_{md0} e f_{mdu} le rispettive tensioni a snervamento e ultima per le bielle diagonali e ad f_{m0} e f_{mu} le rispettive tensioni a snervamento e ultima per le due bielle, quella orizzontale e quella verticale.

A tutte le strutture è stata assegnata una plasticità distribuita, andando dunque a dividere la sezione trasversale dell'elemento in fibre (Figura 18), a cui, in ambiente *Opensees*, viene assegnato il legame costitutivo corrispondente per materiale; nel paragrafo successivo viene riportato il codice di calcolo e si nota come ad ogni fibra sono associate le leggi per parte confinata (*core*), parte non confinata (*cover*) e armatura (*rebars*).

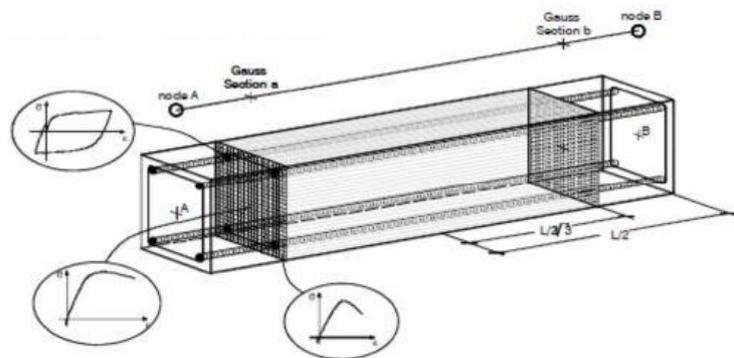


Figura 18 - Plasticità distribuita.

Utilizzando il suddetto tipo di plasticità, le cerniere plastiche possono formarsi ovunque lungo la lunghezza dell'elemento e non è necessario calibrarle e stabilirne il posizionamento, come accade per la plasticità concentrata.

Si riportano di seguito i parametri dei due campioni utilizzati nel presente elaborato.

- Bielle diagonali:

Tabella 2 - Proprietà geometriche delle bielle diagonali.

Campione	a [mm]	l [mm]	h [mm]	\tilde{w}_d [mm]	\tilde{t} [mm]
2	2934.4	2440	1630	202.84	229.54
4	2934.4	2440	1630	192.21	468.18

Tabella 3 - Proprietà meccaniche delle bielle diagonali.

Campione	f_{md0} [MPa]	f_{mdu} [Mpa]	ϵ_{m0}	ϵ_{mu}
2	2.25	1.35	0.0015	0.008
4	4.50	2.70	0.0010	0.008

- Bielle, orizzontale e verticale:

Tabella 4 - Proprietà geometriche delle bielle orizzontale e verticale.

Campione	w_v [mm]	w_h [mm]	t[mm]
2	679.2	453.70	47.6
4	679.2	453.70	92.0

Tabella 5 - Proprietà meccaniche delle bielle orizzontale e verticale.

Campione	f_{m0} [MPa]	f_{mu} [Mpa]	ϵ_{m0}	ϵ_{mu}
2	10.85	6.51	0.0015	0.008
4	22.90	13.74	0.0015	0.008

2.1.3 Calcolo della massa del pannello

Per poter svolgere una simulazione dinamica sul pannello bisogna definire una massa equivalente m_{eq} da applicare al suo baricentro geometrico, che corrisponde ad una percentuale della massa totale della muratura.

La procedura per definire tale percentuale ha richiesto l'uso dei risultati dei test sperimentali di Angel et al.⁵⁴ e si articola nei seguenti passaggi:

- Definizione di una rigidezza sperimentale fuori piano per i diagrammi forza-spostamento K_{exp} ;
- Definizione del periodo fuori piano del pannello, $T_{i,FEM}$, costruendo un modello agli elementi finiti di una piastra incastrata ai lati (Figura 19), verificando che la rigidezza K_{FEM} , ottenuta dal FEM, fosse simile a quella sperimentale K_{exp} ;
- Definizione della massa equivalente m_{eq} del sistema SDOF in esame.

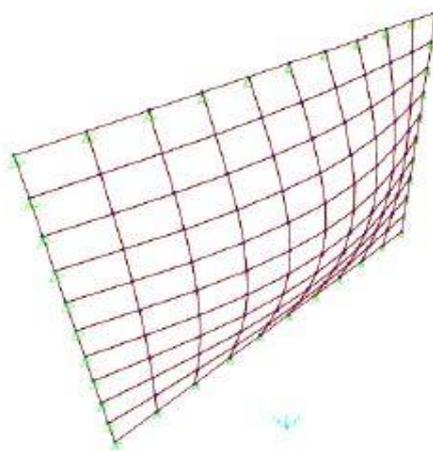


Figura 19 - Modello FE piastra incastrata.⁵⁵

Si riporta il calcolo della massa:

$$m_{eq} = \frac{T_{i,FEM}^2}{4\pi^2} \cdot K_{exp} \quad (2.12)$$

Bisogna tener presente che i campioni sono sottoposti ad un carico ciclico nel piano prima di essere testati fuori piano, con conseguente diminuzione della resistenza OOP,

⁵⁴ Angel, R., Abrams, D. P., Shapiro, D., Uzarski, J., & Webster, M. (1994). *Behavior of reinforced concrete frames with masonry infills*. Art. Cit.

⁵⁵ Di Trapani F. et al. (2019). Out-of-Plane fragility of infilled frames with and without prior damage. *XVIII CONVEGNO ANIDIS*.

dunque la rigidezza sperimentale è minore di quella stimata nel modello FE; il problema è stato risolto diminuendo il modulo elastico E_m fino ad un valore E_m^* .

La Figura 20 mostra la percentuale di massa equivalente in funzione delle proprietà geometriche e meccaniche di diversi campioni.

Spec.	l (mm)	l' (mm)	h (mm)	h' (mm)	t (mm)	h/t (-)	γ (kN/m ³)	mass (kg)
2	2440	2740	1630	1930	47.6	34.2	19	359.7
3	2440	2740	1630	1930	47.6	34.2	19	359.7
4	2440	2740	1630	1930	92.0	17.7	19	695.2
5	2440	2740	1630	1930	143.0	11.4	19	1080.6
6	2440	2740	1630	1930	98.4	16.6	19	743.6

Spec.	E_m (MPa)	G_m (MPa)	E_m^* (MPa)	f_{m0} (MPa)	K_{exp} (N/mm)	$T_{i,FEM}$ (s)	m_{eq} (kg)	$m_{eq\%}$ (%)
2	8040	8040	1900	10.85	1052.6	0.083	184.5	51.3
3	5208	5208	1736	10.13	1300	0.078	202.3	56.2
4	12429	12429	5000	22.90	20000	0.027	364.2	52.4
5	11616	11616	9000	22.82	148000	0.012	582.6	53.9
6	2136	2136	650	4.60	3500	0.070	429.0	57.7

Figura 20 - Proprietà geometriche, meccaniche e parametri identificativi dei campioni testati da Angel (1994)⁵⁶.

Prendendo in considerazione le percentuali delle masse equivalenti si evince come queste possono essere uniformate ad un unico valore medio, 55%; quanto affermato giustifica la decisione di aver assegnato al punto baricentrico di entrambi i campioni su cui sono state svolte le analisi dinamiche incrementali un $m_{eq,\%} = 0,55\%$.

2.1.4 Calcolo delle rigidzze delle molle tra pannello e telaio

Per simulare la perdita di contatto durante un ciclo di carico nel piano le bielle diagonali sono collegate al telaio in C.A. mediante *gap elements* (Figura 21), i quali non posseggono resistenza a trazione ma trasmettono sforzi di compressione; nel paragrafo successivo viene mostrato il codice di calcolo, in cui a tali elementi è associato il materiale *ENT (Elastic No Tensil material)*.

⁵⁶ Angel, R., Abrams, D. P., Shapiro, D., Uzarski, J., & Webster, M. (1994). *Behavior of reinforced concrete frames with masonry infills*. Art. Cit.

Viene di seguito riportato il procedimento per stabilire la rigidezza da assegnare ad ogni molla.

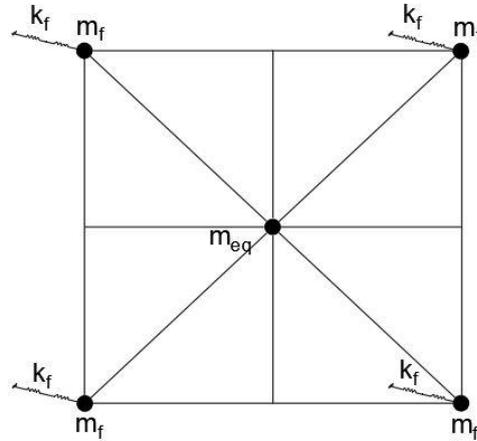


Figura 21 - Masse e molle del modello a quattro bielle equivalenti.

Il macromodello a quattro bielle si comporta come un sistema a due gradi di libertà, uno da attribuire al pannello e uno da assegnare al telaio (Figura 21), dunque il periodo equivalente del telaio si ricava come:

$$T_f = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{M_f}{K_f}} \quad (2.13)$$

dove:

- M_f è la massa totale del telaio;
- K_f è la rigidezza totale associata al telaio.

Si ipotizza che la massa e la rigidezza siano ripartite uniformemente ai quattro nodi del pannello:

$$M_f = 4 \cdot m_f \quad (2.14)$$

$$K_f = 4 \cdot k_f \quad (2.15)$$

Nel presente elaborato, per modellare l'interazione tra telaio e pannello, si fa riferimento al rapporto tra T_f e T_i , dove T_i è stato definito nel §2.1.3 del presente elaborato, come il periodo equivalente del pannello.

Poiché nella realtà non è noto quanto valga tale rapporto, sono stati ipotizzati più valori:

- $T_f/T_i = 0$ (pannello incastrato, $K_f = \infty$);
- $T_f/T_i = 1$;
- $T_f/T_i = 3$;
- $T_f/T_i = 5$;
- $T_f/T_i = 7$.

Tutti i risultati discussi nei capitoli successivi faranno riferimento a queste cinque ipotesi di modellazione.

Si ipotizza $m_f = 4000 \text{ kg}$ e dalla (2.14) $M_f = 16000 \text{ kg}$, dunque si ricava K_f dalla (2.13) e risulta:

$$K_f = 4\pi^2 \cdot \frac{M_f}{T_f^2} \quad (2.16)$$

Si sostituiscono nella (2.16) la (2.14) e la (2.15) e si ottiene:

$$k_f = 4\pi^2 \cdot \frac{m_f}{T_f^2} \quad (2.17)$$

Dove, essendo T_f funzione del noto T_i , periodo del pannello, l'unica incognita è la rigidità delle molle k_f , che varia a seconda del rapporto tra T_f/T_i (Tabella 6).

Tabella 6 - Rigidezze delle molle associate ai diversi T_f/T_i .

Campione	T_i [s]	T_f/T_i [-]	k_f [kN/m]
2	0.083	0	0
		1	22922.6
		3	2546.9
		5	916.9
		7	467.8
4	0.027	0	0
		1	216616.8
		3	24068.54
		5	8664.67
		7	4420.75

2.2 Il modello su OpenSees

Stabiliti i parametri di input si è proceduto alla trascrizione del modello (Figura 22) in ambiente *OpenSees*; di seguito sono riportate parti del codice di calcolo.

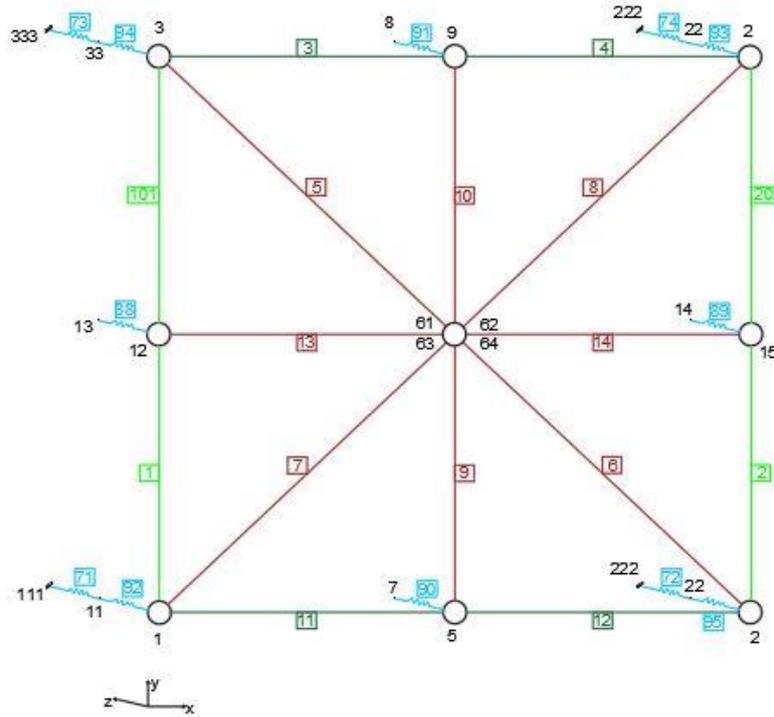


Figura 22 - Costruzione del modello analitico a quattro bielle equivalenti.

```
# GEOMETRIA DEL PANNELLO
# Larghezza e altezza
set width      2740.0
set height     1930.0

# Coordinate dei nodi
#   tag      X      Y      Z
Node 1      0.0    0.0    0.0
node 2      $width 0.0    0.0
node 3      0.0    $height 0.0
node 4      $width $height 0.0
node 61     [expr $width/2] [expr $height/2] 0.0
node 62     [expr $width/2] [expr $height/2] 0.0
node 63     [expr $width/2] [expr $height/2] 0.0
node 64     [expr $width/2] [expr $height/2] 0.0
node 5      [expr $width/2] 0.0    0.0
node 7      [expr $width/2] 0.0    0.0
node 8      [expr $width/2] $height 0.0
node 9      [expr $width/2] $height 0.0
node 12     0.0    [expr $height/2] 0.0
node 13     0.0    [expr $height/2] 0.0
```

```

node 14      [expr $width]      [expr $height/2]      0.0
node 15      [expr $width]      [expr $height/2]      0.0
node 33      0.0              $height                0.0
node 44      $width              $height                0.0
node 11      0.0              0.0                    0.0
node 22      $width              0.0                    0.0

```

Definizione dei vincoli alla base

```

#   tag  DX  DY  DZ  RX  RY  RZ
fix  1    1   1   1   1   1   0
fix  2    1   1   1   1   1   0
fix  3    1   1   1   1   1   0
fix  4    1   1   1   1   1   0
fix  5    0   1   0   1   1   0
fix  9    0   0   0   1   1   0

```

Constraints per i punti nel baricentro del pannello

```

equalDOF 63 62  3
equalDOF 63 61  3
equalDOF 63 64  3

```

Si riporta di seguito l'inserimento della massa del pannello per il campione 2; analogamente è stato fatto per il campione 4.

Definizione della massa del pannello

```

set mi 0.198 #CAMPIONE 2
# mass  node  MX  MY  MZ  RX  RY  RZ
mass    63  0.0  0.0  $mi  0.0  0.0  0.0

```

MATERIALI

Concrete

```

# Core concrete (confined)  Tag  fpc  epsc0  fpcu  epscu  lambda
ft      Et
uniaxialMaterial Concrete02  1  -55.2  -0.002  -38.7  -0.01  0.12
0.00  0.00

```

```

# Cover concrete (unconfined) Tag  fpc  epsc0  fpcu  epscu  lambda
ft      Et
uniaxialMaterial Concrete02  2  -55.2  -0.002  -23.28  -0.008  0.12
0.00  0.00

```

Reinforcing steel

```

set fy 400.0; # Valore di snervamento
set E 210000.0; # Modulo di Young
#   tag  fy  E0  b  R0  cR1  CR1
uniaxialMaterial Steel02  3  $fy  $E  0.005  15  0.925  0.15

```

Si riportano di seguito i valori del legame costitutivo associato alla muratura per il campione 2; analogamente è stato fatto per il campione 4.

```

# Masonry
#
lambda    ft      E
Tag      fpc      epsc0      fpcu      epscu

# CAMPIONE 2
#Bielle diagonali
uniaxialMaterial Concrete02      44      -2.25      -0.0015      -1.35      -
0.008    0.07    0.0    0.0
uniaxialMaterial MinMax          4 44 -min -0.008 -max 50.0

#Bielle orizzontale e verticale
uniaxialMaterial Concrete02      555      -10.85      -0.0015      -6.51      -
0.008    0.07    0.0    0.0
uniaxialMaterial MinMax          5 555 -min -0.008 -max 50.0

```

Al fine di tener maggiormente conto dell'effetto del degrado della resistenza, viene utilizzato il comando *MinMax material*: una volta che una generica fibra ha raggiunto la deformazione ultima, la tensione corrispondente passa a 0.

Si riporta ora la definizione delle sezioni delle diverse strutture.

```

# DEFINIZIONE SEZIONI
# Colonna

set colWidth 304.0
set colDepth 304.0
set cover 35.0
set As 387.0; # area di una barra d'armatura

set y1 [expr $colDepth/2.0]
set z1 [expr $colWidth/2.0]

section Fiber 1 {

    # Create the concrete core fibers
    patch rect 1 30 30 [expr $cover-$y1] [expr $cover-$z1] [expr $y1-$cover]
    [expr $z1-$cover]

    # Create the concrete cover fibers (top, bottom, left, right)
    patch rect 2 20 20 [expr -$y1] [expr $z1-$cover] $y1 $z1
    patch rect 2 20 20 [expr -$y1] [expr -$z1] $y1 [expr $cover-$z1]
    patch rect 2 20 20 [expr -$y1] [expr $cover-$z1] [expr $cover-$y1] [expr
    $z1-$cover]
    patch rect 2 20 20 [expr $y1-$cover] [expr $cover-$z1] $y1 [expr $z1-
    $cover]

    # Create the reinforcing fibers (left, middle, right)
    layer straight 3 3 $As [expr -$y1+$cover] [expr $z1-$cover] [expr $y1-
    $cover] [expr $z1-$cover]
    layer straight 3 2 $As [expr -$y1+$cover] 0.0 [expr $y1-$cover] 0.0

```

```

        layer straight 3 3 $As [expr -$y1+$cover] [expr -$z1+$cover] [expr $y1-
        $cover] [expr -$z1+$cover]
    }

# Valori materiali taglio torsione per tutti i materiali
set Gc 25000000
set C250 10

set GJcol [expr $Gc*$C250*$colDepth*pow($colWidth,3)]
set GAcot [expr $Gc*$colWidth*$colDepth*5/6]

uniaxialMaterial Elastic 50 $GJcol
uniaxialMaterial Elastic 51 $GAcot

#section Aggregator $secTag $matTag1 $string1 $matTag2 $string2 .....
<-section $sectionTag>
section Aggregator      10      51      Vy      51      Vz      50      T
-section 1

# Trave

set beaWidth 304.0
set beaDepth 254.0
set cover 30.0

set Ast 200.0; # area of 1 bar

set yb1 [expr $beaDepth/2.0]
set zb1 [expr $beaWidth/2.0]

section Fiber 4 {

    # Create the concrete core fibers
    patch rect 1 40 40 [expr $cover-$yb1] [expr $cover-$zb1] [expr $yb1-
    $cover] [expr $zb1-$cover]

    # Create the concrete cover fibers (top, bottom, left, right)
    patch rect 2 20 10 [expr -$yb1] [expr $zb1-$cover] $yb1 $zb1
    patch rect 2 20 10 [expr -$yb1] [expr -$zb1] $yb1 [expr $cover-$zb1]
    patch rect 2 20 10 [expr -$yb1] [expr $cover-$zb1] [expr $cover-$yb1]
    [expr $zb1-$cover]
    patch rect 2 20 10 [expr $yb1-$cover] [expr $cover-$zb1] $yb1 [expr
    $zb1-$cover]

    # Create the reinforcing fibers (left, middle, right)
    layer straight 3 4 $Ast [expr -$yb1+$cover] [expr $zb1-$cover] [expr
    $yb1-$cover] [expr $zb1-$cover]
    layer straight 3 4 $Ast [expr -$yb1+$cover] [expr -$zb1+$cover] [expr
    $yb1-$cover] [expr -$zb1+$cover]
}

set GJbea [expr $Gc*$C250*$beaDepth*pow($beaWidth,3)]
set GAbea [expr $Gc*$beaWidth*$beaDepth*5/6]
uniaxialMaterial Elastic 54 $GJbea
uniaxialMaterial Elastic 55 $GAbea

```

```

#section Aggregator $secTag $matTag1 $string1 $matTag2 $string2 .....
<-section $sectionTag>
section Aggregator 40 55 Vy 55 Vz 54 T
-section 4

# Bielle diagonali
# CAMPIONE 2
set strWidth 202.84
set strDepth 229.54
set coverstr 10.0
set Asp 1.0; # area di una barra d'armatura

set ys1 [expr $strDepth/2.0]
set zs1 [expr $strWidth/2.0]

section Fiber 3 {
    # Create the concrete core fibers
    patch rect 44 30 30 -$ys1 -$zs1 $ys1 $zs1

    # Create the reinforcing fibers (left, middle, right)
    layer straight 3 2 $Asp [expr -$ys1+$coverstr] [expr $zs1-$coverstr]
    [expr $ys1-$coverstr] [expr $zs1-$coverstr]
    layer straight 3 2 $Asp [expr -$ys1+$coverstr] 0.0 [expr $ys1-$coverstr]
    0.0
    layer straight 3 2 $Asp [expr -$ys1+$coverstr] [expr -$zs1+$coverstr]
    [expr $ys1-$coverstr] [expr -$zs1+$coverstr]
}

set GJstr [expr $Gc*$C250*$strDepth*pow($strWidth,3)]
set GAstr [expr $Gc*$strWidth*$strDepth*5/6]

uniaxialMaterial Elastic 60 $GJstr
uniaxialMaterial Elastic 61 $GAstr

#section Aggregator $secTag $matTag1 $string1 $matTag2 $string2 .....
<-section $sectionTag>
section Aggregator 30 61 Vy 61 Vz 60 T
-section 3

# Biella verticale
# CAMPIONE 2
set vWidth 679.2
set vDepth 47.6
set coverv 10.0
set Asv 1.0; # area di una barra d'armatura

set yv [expr $vDepth/2.0]
set zv [expr $vWidth/2.0]

section Fiber 5 {
    # Create the concrete core fibers
    patch rect 555 30 30 -$yv -$zv $yv $zv

```

```

# Create the reinforcing fibers (left, middle, right)
layer straight 3 3 $Asv [expr -$yv+$coverv] [expr $zv-$coverv] [expr
$yv-$coverv] [expr $zv-$coverv]
layer straight 3 2 $Asv [expr -$yv+$coverv] 0.0 [expr $yv-$coverv] 0.0
layer straight 3 3 $Asv [expr -$yv+$coverv] [expr -$zv+$coverv] [expr
$yv-$coverv] [expr -$zv+$coverv]
}

set GJv [expr $Gc*$C250*$vDepth*pow($vWidth,3)]
set GAv [expr $Gc*$vWidth*$vDepth*5/6]

uniaxialMaterial Elastic 70 $GJv
uniaxialMaterial Elastic 71 $GAv

#section Aggregator $secTag $matTag1 $string1 $matTag2 $string2 .....
<-section $sectionTag>
section Aggregator 50 71 Vy 71 Vz 70 T
-section 5

# Biella orizzontale
# CAMPIONE 2
set hWidth 453.7
set hDepth 47.6
set coverstrh 10.0
set Ash 1.0; # area di una barra d'armatura

set yh [expr $hDepth/2.0]
set zh [expr $hWidth/2.0]

section Fiber 8 {

# Create the concrete core fibers
patch rect 555 30 30 -$yh -$zh $yh $zh

# Create the reinforcing fibers (left, middle, right)
layer straight 3 3 $Ash [expr -$yh+$coverstrh] [expr $zh-$coverstrh]
[expr $yh-$coverstrh] [expr $zh-$coverstrh]
layer straight 3 2 $Ash [expr -$yh+$coverstrh] 0.0 [expr $yh-$coverstrh]
0.0
layer straight 3 3 $Ash [expr -$yh+$coverstrh] [expr -$zh+$coverstrh]
[expr $yh-$coverstrh] [expr -$zh+$coverstrh]
}

set GJh [expr $Gc*$C250*$hDepth*pow($hWidth,3)]
set GAh [expr $Gc*$hWidth*$hDepth*5/6]

uniaxialMaterial Elastic 80 $GJh
uniaxialMaterial Elastic 81 $GAh

#section Aggregator $secTag $matTag1 $string1 $matTag2 $string2 .....
<-section $sectionTag>
section Aggregator 80 81 Vy 81 Vz 80 T
-section 8

```

Facendo riferimento alla Figura 22 si riporta di seguito la definizione degli elementi del modello.

```
# DEFINIZIONE DEGLI ELEMENTI
geomTransf Linear 1 -1 0 0

# Numero di punti di integrazione lungo la lunghezza della trave
set np 5
set nps 10

set eleType2 dispBeamColumn

# Colonne
#
# tag ndI ndJ nsecs secID transfTag
element $eleType2 1 1 12 $np 10 1
element $eleType2 101 12 3 $np 10 1
element $eleType2 2 2 15 $np 10 1
element $eleType2 202 15 4 $np 10 1

# Travi
geomTransf Linear 2 0 1 0
geomTransf Corotational 3 0 1 0
geomTransf Corotational 4 -1 0 0

set tranfeloriz 2
set tranfelvert 1
set tranfelorizcor 3
set tranfelvertcor 4

#
# tag ndI ndJ nsecs secID transfTag
element $eleType2 3 3 9 $np 40 $tranfeloriz
element $eleType2 4 9 4 $np 40 $tranfeloriz
element $eleType2 11 1 5 $np 40 $tranfeloriz
element $eleType2 12 5 2 $np 40 $tranfeloriz

# Biella verticale
#
# tag ndI ndJ nsecs secID transfTag
element $eleType2 9 7 63 $nps 50 $tranfelvertcor
element $eleType2 10 63 8 $nps 50 $tranfelvertcor

# Biella orizzontale
#
# tag ndI ndJ nsecs secID transfTag
element $eleType2 13 13 64 $nps 80 $tranfelorizcor
element $eleType2 14 64 14 $nps 80 $tranfelorizcor
# Bielle diagonali
#
# tag ndI ndJ nsecs secID transfTag
element $eleType2 5 33 61 $nps 30 $tranfeloriz
element $eleType2 6 61 2 $nps 30 $tranfeloriz
element $eleType2 7 1 62 $nps 30 $tranfeloriz
element $eleType2 8 62 44 $nps 30 $tranfeloriz

# ELEMENTI ZERO LENGTH

set kf 467.8;
```

```

uniaxialMaterial Elastic 20 500000000;
uniaxialMaterial Elastic 10 100;
uniaxialMaterial Elastic 15 100;
uniaxialMaterial Elastic 12 $kf;

uniaxialMaterial ENT 91 50000000;

# Biella verticale
element zeroLength 90 5 7 -mat 20 20 20 15 10 10 -dir 1 2 3 4 5 6 -
orient 0 1 0 -1 0 0
element zeroLength 91 8 9 -mat 20 20 20 15 10 10 -dir 1 2 3 4 5 6 -
orient 0 1 0 -1 0 0

# Biella orizzontale
element zeroLength 88 12 13 -mat 20 20 20 15 10 10 -dir 1 2 3 4 5 6 -
orient 1 0 0 0 1 0
element zeroLength 89 14 15 -mat 20 20 20 15 10 10 -dir 1 2 3 4 5 6 -
orient 1 0 0 0 1 0

# Bielle diagonali
element zeroLength 92 1 11 -mat 20 20 20 15 10 10 -dir 1 2 3 4 5 6 -
orient 1 1 0 -1 1 0
element zeroLength 93 44 4 -mat 91 20 20 15 10 10 -dir 1 2 3 4 5 6 -
orient 1 1 0 -1 1 0
element zeroLength 94 3 33 -mat 91 20 20 15 10 10 -dir 1 2 3 4 5 6 -
orient 1 -1 0 1 1 0
element zeroLength 95 22 2 -mat 20 20 20 15 10 10 -dir 1 2 3 4 5 6 -
orient 1 -1 0 1 1 0

# Molle telaio

element zeroLength 71 1 111 -mat 10 10 12 10 10 10 -dir 1 2 3 4 5 6
element zeroLength 72 2 222 -mat 10 10 12 10 10 10 -dir 1 2 3 4 5 6
element zeroLength 73 3 333 -mat 10 10 12 10 10 10 -dir 1 2 3 4 5 6
element zeroLength 74 4 444 -mat 10 10 12 10 10 10 -dir 1 2 3 4 5 6

```

Infine, si riporta l'inserimento dei carichi statici.

```

# CARICHI STATICI

set P 222400.0; # 10% della capacità assiale dei pilastri

pattern Plain 1 "Linear" {
    # nd FX FY FZ MX MY MZ
    load 3 0.0 [expr -$P] 0.0 0.0 0.0 0.0
    load 4 0.0 [expr -$P] 0.0 0.0 0.0 0.0
}

```

2.3 Interazione resistenza nel piano e resistenza fuori piano

Nello svolgere le analisi, per ogni ipotesi di modellazione, sono state considerate quattro situazioni:

- Danneggiamento nullo;
- Danneggiamento con drift pari a 0.5%;
- Danneggiamento con drift pari a 1.0%;
- Danneggiamento con drift pari a 2.0%.

Inoltre, lo spostamento fuori piano viene valutato in base alla tipologia di modellazione:

- Pannello incastrato;
- Pannello con molle ($T_f/T_i = 1; 3; 5; 7$).

Nel caso di pannello incastrato, lo spostamento Δ_{OOP} (Figura 23) corrisponde al maggiore spostamento del punto nel baricentro del pannello registrato dall'analisi incrementale dinamica.

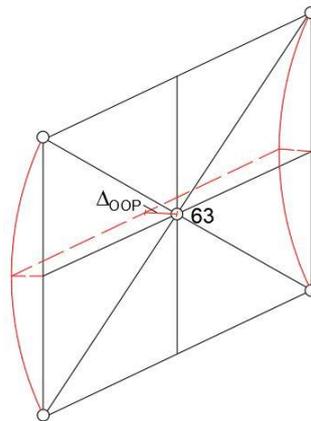


Figura 23 - Δ_{OOP} nel caso di pannello incastrato.

$$\Delta_{OOP} = DispNode63 \quad (2.18)$$

dove:

- $DispNode63$ è lo spostamento massimo del nodo 63 (Figura 23) registrato durante l'analisi.

Nel caso di pannello con molle, bisogna tenere presente che vengono lasciati liberi di muoversi i nodi collegati al telaio, dunque lo spostamento Δ_{OOP} (Figura 24) è ottenuto sottraendo al massimo spostamento del punto nel baricentro del pannello la media degli spostamenti dei punti del telaio registrati durante l'analisi.

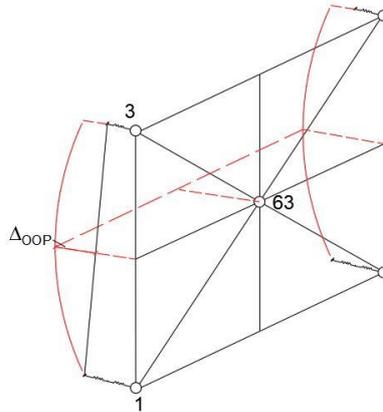


Figura 24 - Δ_{OOP} nel caso di pannello con molle.

$$\Delta_{OOP} = DispNode63 - \left(\frac{DispNode3 + DispNode1}{2} \right) \quad (2.19)$$

dove:

- $DispNode63$, $DispNode3$ e $DispNode1$ sono gli spostamenti massimi rispettivamente dei nodi 63, 3 e 1 (Figura 24) registrati durante l'analisi.

2.3.1 Danneggiamento nullo

Il pannello, prima di essere sottoposto ad una serie di sismi, risulta essere integro, senza alcun danno pregresso, dunque la resistenza fuori dal piano e quella nel piano coincidono con quelle iniziali.

2.3.2 Analisi ciclica - Danneggiamento con drift pari a 0.5% - 1.0% - 2.0%

Prima di sottoporre il pannello ad analisi incrementale dinamica, viene compromessa la sua resistenza nel piano, mediante l'applicazione di una forzante ciclica; in questo modo, andando a considerare una fase di pre-danneggiamento, si dimostra come esiste

un'interazione tra resistenza nel piano e resistenza fuori piano che compromette la risposta strutturale dell'elemento.

L'analisi ciclica viene svolta seguendo quattro step:

1. Si definisce una percentuale di spostamento massimo ammesso $\%d_r$ pari a 0,5, 1.0 e 2.0 (Tabella 7), ovvero le tre delle quattro situazioni considerate;

Tabella 7 - Definizione della percentuale di drift.

Campione	h [mm]	$d_{r,0.5\%}$ [mm]	$d_{r,1.0\%}$ [mm]	$d_{r,2.0\%}$ [mm]
2	1630	8.15	16.3	32.6
4	1630	8.15	16.3	32.6

2. Viene applicata una forza nella direzione del piano del pannello fino al raggiungimento del valore positivo scelto per d_r (Figura 25);

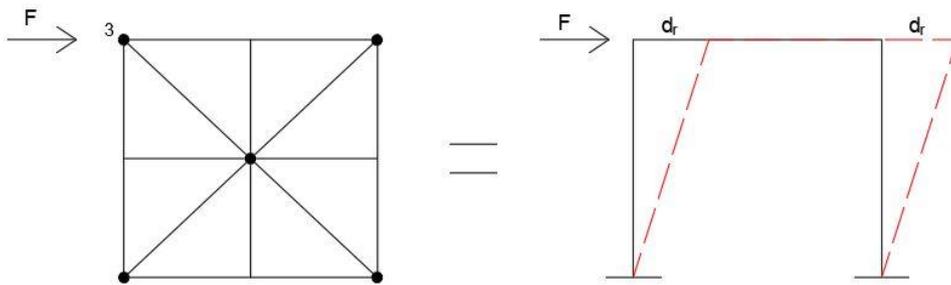


Figura 25 - Secondo step dell'analisi ciclica.

3. Si inverte il verso della forza e la stessa viene applicata fino al raggiungimento del valore negativo scelto per d_r (Figura 26);

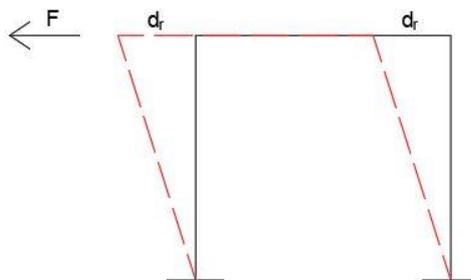


Figura 26 - Terzo step dell'analisi ciclica.

4. Si ripete per tre volte il ciclo (Figura 27, Figura 28).

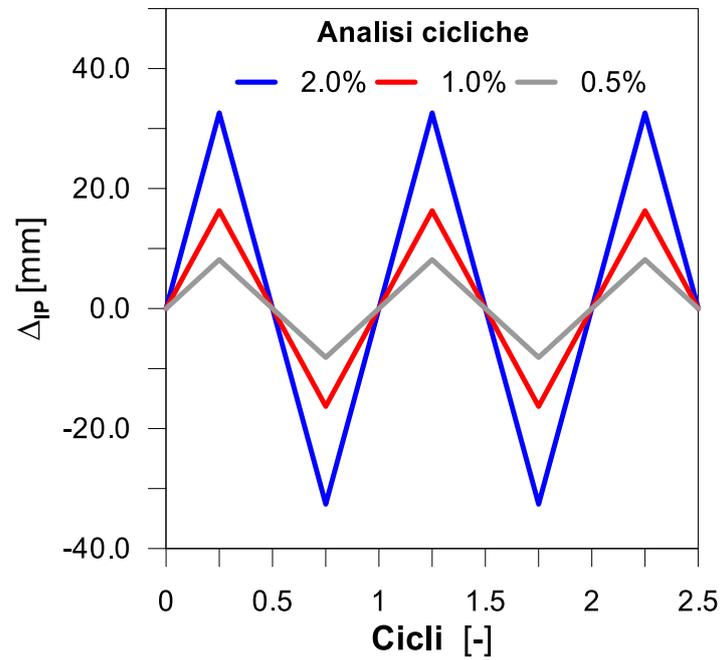


Figura 27 - Analisi cicliche per diversi valori di drift.

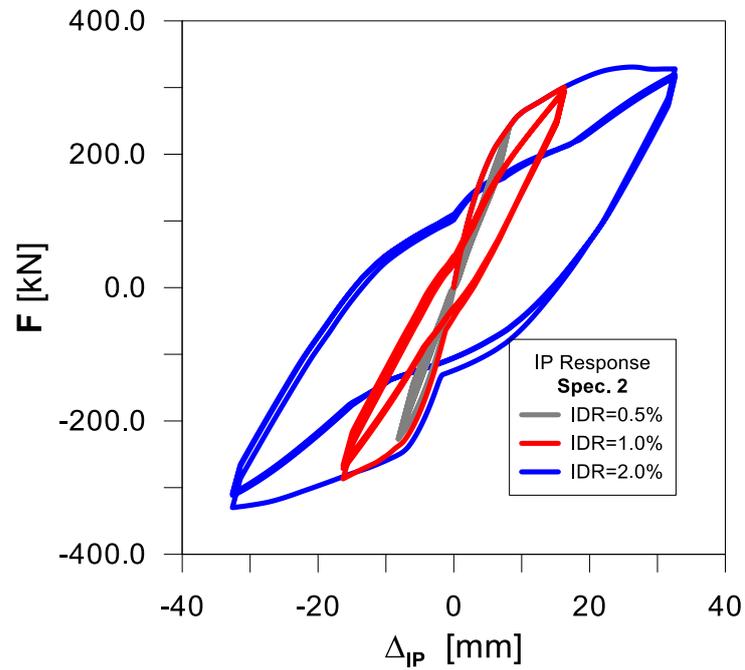


Figura 28 - Diagrammi forza IP - spostamento IP.

Si riporta uno dei codici per creare il file *Analisiciclica.tcl*.

```
# ALGORITMO PER APPLICARE IL DANNEGGIAMENTO NEL PIANO DEL PANNELLO

#FILE DI GEOMETRIA DEL PANNELLO

source Pannello isolato con molle e masse c2 var1 1Ti.tcl

set LunitTXT 1
set node 3
set dof 1
set LCol 1630

# PARAMETRI PER ANALISI CICLICA
set IDctrlNode $node;           # Nodo il cui spostamento viene controllato
dall'analisi DisplacementControl

set IDctrlDOF $dof;             # Grado di liberta' dello spostamento che viene
controllato dall'analisi

set iDmax "0.020 0.020 0.020"; # Picchi del ciclo scritti in termini
percentuali (0.5%,1.0%,2.0%)

set Dincr [expr 0.00005*$LCol]; # Passo per la definizione dei punti intermedi
del ciclo, posto pari allo 0.005%

set Fact $LCol;                 # Fattore di scala per il comando GeneratePeaks,
per noi è LCol

set CycleType Full;            # Tipologia di ciclo per il comando GeneratePeaks

set Ncycles 1;                 # Numero di cicli per ogni picco

# LOAD PATTERN

set Hload 1;                   # Carico orizzontale
set iPushNode "3 4";           # Nodi su cui applicare il carico
pattern Plain 200 Linear {;

    foreach PushNode $iPushNode {
        load $PushNode $Hload 0.0 0.0 0.0 0.0 0.0
    }
}
```

L'analisi viene svolta in ambiente *Opensees*, prima dell'analisi incrementale dinamica, e passata a quest'ultima mediante comando *source Analisiciclica.tcl*.

Capitolo 3

IL MACROMODELLO IN UN EDIFICIO MULTIPIANO

3.1 Modello analitico

Il punto di partenza è stato la definizione delle proprietà geometriche e meccaniche degli elementi che compongono la struttura, pilastri e travi in cemento armato, e pannelli di tamponamento in muratura.

3.1.1 Materiali utilizzati

Per quanto riguarda travi e pilastri, in C.A., ipotizzando una plasticità distribuita, ogni elemento è diviso in n sezioni e costituito da *core*, *cover* e *rebars*; per i pannelli che tamponano l'edificio è stata scelta una muratura a cui è stato assegnato uno specifico legame costitutivo.

3.1.1.1 Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo

Si è ipotizzato un calcestruzzo diverso per la parte confinata e parte non confinata; si riportano i valori di tensione e deformazione delle leggi costitutive utilizzate (Tabella 8); la resistenza a trazione è stata posta pari a zero.

Tabella 8 - Proprietà meccaniche del calcestruzzo.

Elemento	f_{cy} [MPa]	ϵ_{cy} [-]	f_{cu} [MPa]	ϵ_{cu} [-]
Core	-55.20	-0.002	-38.70	-0.010
Cover	-55.20	-0.002	-23.28	-0.008

3.1.1.2 Caratteristiche meccaniche dell'acciaio

Si riportano i valori del legame costitutivo attribuito all'acciaio (Tabella 9).

Tabella 9 - Proprietà meccaniche dell'acciaio.

Elemento	f_y [MPa]	E_s [MPa]	Incrudimento
Rebars	400.00	210000	0.005

3.1.1.3 Caratteristiche meccaniche della muratura

Come già ampiamente spiegato nel capitolo precedente, per la costruzione delle quattro strutture equivalenti è necessario stabilire le proprietà meccaniche e geometriche da attribuire alle fibre degli elementi; si definiscono dapprima quelle meccaniche (Tabella 10) partendo dal modello di Asteris et al. (2016a)⁵⁷.

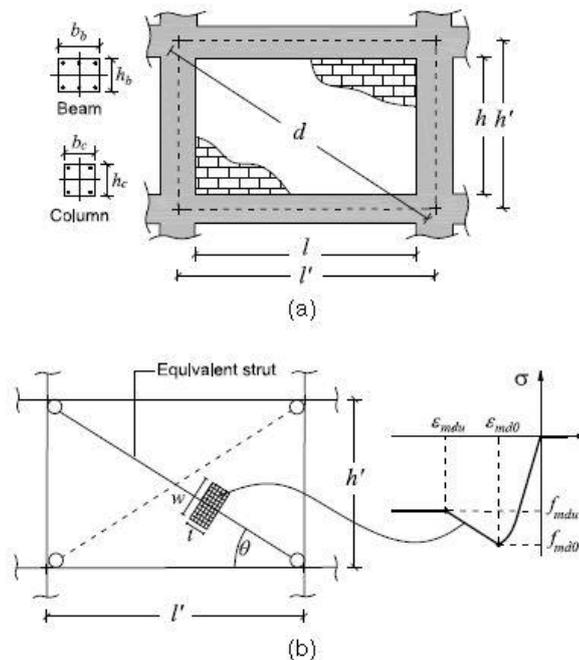


Figura 29 - Modello proposto per un telaio tamponato: (a) struttura reale; (b) struttura equivalente⁵⁸.

⁵⁷ Asteris, P. G., Cavaleri, L., Di Trapani, F., & Sarhosis, V. (2016). A macro-modelling approach for the analysis of infilled frame structures considering the effects of openings and vertical loads. *Structure and Infrastructure Engineering*, 12(5), 551-566.

⁵⁸ *Ibidem*.

Tabella 10 - Parametri meccanici della muratura per l'edificio multipiano.

E_{m1} [MPa]	E_{m2} [MPa]	\tilde{E}_m [MPa]	f_{vm} [MPa]	f_{m1} [MPa]	f_{m2} [MPa]	\tilde{f}_m [MPa]	ε_{m0} [-]
7408	3933	5398	0.33	3.08	2.67	2.87	0.0015

Si definisce \tilde{E}_m , come il modulo elastico convenzionale, ottenuto combinando i moduli elastici nelle due direzioni ortogonali, E_{m1} e E_{m2} , rispettivamente orizzontale e verticale, pari a:

$$\tilde{E}_m = \sqrt{E_{m1} \cdot E_{m2}} \quad (3.1)$$

Inoltre, f_{vm} è la resistenza a taglio della muratura, ε_{m0} è la deformazione corrispondente alla resistenza a compressione della muratura convenzionale \tilde{f}_m , ottenuta combinando le resistenze a compressione della muratura in entrambe le direzioni ortogonali:

$$\tilde{f}_m = \sqrt{f_{m1} \cdot f_{m2}} \quad (3.2)$$

Come già detto nel capitolo precedente, si fa riferimento al modello di Kent-Park⁵⁹, dunque restano da definire, per le bielle diagonali, la resistenza di picco, f_{md0} , la relativa deformazione, ε_{md0} , la resistenza ultima, f_{mdu} , e la relativa deformazione, ε_{mdu} (Figura 17).

La resistenza di picco, come suggerisce Asteris et al. (2016a)⁶⁰, è definita mediante la relazione:

$$f_{md0} = \tilde{f}_m \cdot (26.9\alpha^{-0.287}) \quad (3.3)$$

dove:

⁵⁹ Kent, D. C., & Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural Division*.

⁶⁰ Asteris, P. G., Cavaleri, L., Di Trapani, F., & Sarhosis, V. (2016). A macro-modelling approach for the analysis of infilled frame structures considering the effects of openings and vertical loads. *Structure and Infrastructure Engineering*, 12(5), 551-566.

- α è un coefficiente empirico definito come:

$$\alpha = \frac{\tilde{f}_m^2 \cdot w_d \cdot t}{(f_{vm} + \mu\sigma_n)^{0.2} \left(\frac{l}{h}\right) \lambda^{*0.2}} \quad (3.4)$$

dove:

- w_d è la larghezza da attribuire al puntone definita successivamente nella eq. (3.12);
- μ è convenzionalmente posto pari a 0.7 ed è un coefficiente d'attrito;
- σ_n è la tensione di compressione verticale della muratura che prende in considerazione l'area trasversale della parete A_m ed è valutata come:

$$\sigma_n = \frac{F_v}{A_m} \left(\frac{E_{m2}A_m}{2E_cA_c + E_{m2}A_m} \right) \quad (3.5)$$

La deformazione ε_{md0} è valutata come:

$$\varepsilon_{md0} = \varepsilon_{m0}(3.024)\gamma^{0.347} \quad (3.6)$$

dove:

- γ è un coefficiente empirico pari a:

$$\gamma = \left(\frac{f_{mdu}}{f_{md0}} \right)^2 \left(\frac{E_c}{\tilde{E}_m^{1.5}} \right) \quad (3.7)$$

La resistenza ultima f_{mdu} è valutata come:

$$f_{mdu} = f_{md0}(0.043\beta - 0.06) \quad (3.8)$$

dove:

- β è un coefficiente empirico pari a:

$$\beta = \frac{f_{md0}^{0.7} \cdot w_d \cdot t}{\tilde{E}_m^{0.2} \cdot d} \quad (3.9)$$

La deformazione ε_{mdu} è valutata come:

$$\varepsilon_{mdu} = \varepsilon_{md0} (0.0184) \delta^{-1.166} \quad (3.10)$$

dove:

- δ è un coefficiente empirico pari a:

$$\delta = \tilde{E}_m^{0.2} \cdot \varepsilon_{md0} \quad (3.11)$$

Si riportano i valori delle proprietà meccaniche delle quattro bielle (Tabella 11).

Tabella 11 - Proprietà meccaniche bielle orizzontali e verticali e diagonali, da inserire nell'edificio multipiano.

	Pannello	f_{m0} [MPa]	ε_{m0} [-]	f_{mu} [MPa]	ε_{mu} [-]
Vert. e Oriz.	1 (3.5x3.5)	-2.87	-0.0010	-1.72	-0.0078
	2 (3.5x6.0)	-2.87	-0.0008	-1.72	-0.0081
	Pannello	f_{md0} [MPa]	ε_{md0} [-]	f_{mdu} [MPa]	ε_{mdu} [-]
Diag.	1 (3.5x3.5)	-1.25	-0.0007	-0.273	-0.0082
	2 (3.5x6.0)	-1.51	-0.0006	-0.205	-0.0086

3.1.2 *Struttura e dimensionamento*

L'edificio, ipotizzato di tre piani, presenta una pianta rettangolare, regolare in pianta e in altezza (Figura 30 e Figura 31).

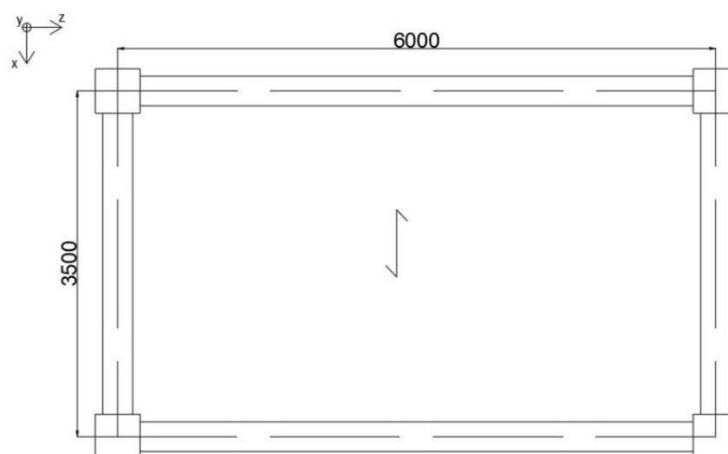


Figura 30 - Pianta piano tipo dell'edificio.

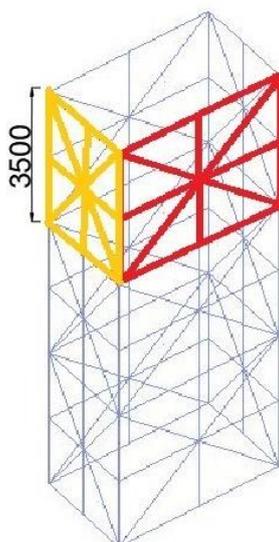
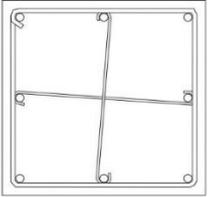
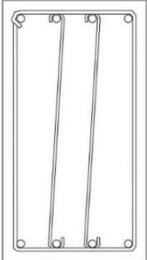


Figura 31 - Edificio in 3D, in giallo il pannello tipo 1 e in rosso il pannello tipo 2.

Le proprietà geometriche delle strutture in cemento armato sono riportate di seguito (Tabella 12).

Tabella 12 - Dimensionamento elementi che compongono l'edificio multipiano.

Elemento	Dimensioni [mm]	Armatura [mm]	Disposizione \emptyset
Pilastrì	450 x 450	8 ϕ 18	
Travi (principali e secondarie)	550 x 300	8 ϕ 16	

Per il dimensionamento delle strutture equivalenti si riporta il procedimento dettato da Asteris et al. (2016a)⁶¹.

Lo spessore t delle bielle è assunto pari allo spessore della parete che vanno a simulare; d'altra parte, la larghezza w_d è definita mediante la relazione:

$$w_d = \kappa^{\gamma^*} \cdot \left(\frac{h}{l}\right) \cdot \frac{c^*}{\lambda^{\beta^*}} \cdot d \quad (3.12)$$

dove:

- h e l sono rispettivamente l'altezza e la larghezza della muratura (Figura 29);
- d è la lunghezza della diagonale (Figura 29);
- κ è un coefficiente che tiene conto dell'effetto laterale irrigidente trasmesso dal carico verticale sulle colonne ed è calcolato mediante la relazione:

⁶¹ Ivi, p.62.

$$\kappa = [1 + (18\lambda^* + 200)\varepsilon_v] \quad (3.13)$$

dove:

- ε_v è la deformazione assiale calcolata distribuendo uniformemente il carico verticale F_v , pari a 206 kN per piano, sulle quattro colonne, aventi area di base A_c e modulo elastico E_c ; ε_v è pari a:

$$\varepsilon_v = \frac{F_v}{2A_c E_c} \quad (3.14)$$

- λ^* è un coefficiente valutato dalla relazione:

$$\lambda^* = \frac{\tilde{E}_m t h'}{E_c A_c} \left(\frac{h'^2}{l'^2} + \frac{1}{4} \frac{A_c l'}{A_b h'} \right) \quad (3.15)$$

dove:

- \tilde{E}_m è il modulo elastico combinato riportato nella eq. (3.1);
 - A_b e A_c sono rispettivamente l'area di sezione delle travi e l'area di sezione delle colonne;
 - E_c è il modulo elastico delle colonne;
 - t , h' ed l' sono deducibili dalla Figura 29.
- γ^* è un coefficiente che tiene conto della snellezza della tamponatura e della presenza di aperture su di esse ed è definito dalla relazione:

$$\gamma^* = 1 + 0.5 \frac{r}{\left(\frac{l}{h}\right)^4} \quad (3.16)$$

dove:

- r è un coefficiente che per tamponatura solida è preso pari a 1.00.
- c^* e β^* sono coefficienti che dipendono dal modulo di Poisson ν della muratura, che può essere posto pari a 0.1 in mancanza di dati, e sono definiti come:

$$c^* = 0.249 - 0.0116\nu + 0.567\nu^2 \quad (3.17)$$

$$\beta^* = 0.146 - 0.0073\nu + 0.126\nu^2 \quad (3.18)$$

Si riportano le proprietà geometriche (Tabella 13) delle due tipologie di pannelli, da porre nel modello, mostrate in Figura 31; per i parametri fare riferimento alla Figura 29.

Tabella 13 - Proprietà geometriche dei pannelli dell'edificio.

Pannello	h [mm]	h' [mm]	l [mm]	l' [mm]	d [mm]	θ [°]
1	2950	3500	3050	3500	4950	44
2	2950	3500	5550	6000	6946	28

Definiti i parametri necessari a risolvere l'equazione (3.12), si definiscono le proprietà geometriche delle strutture verticali e orizzontali (Tabella 14) facendo riferimento alle equazioni (2.2) e (2.3).

Tabella 14 - Proprietà geometriche delle bielle verticali e orizzontali per l'edificio multipiano.

Pannello	w_d [mm]	w_v [mm]	w_h [mm]	t [mm]
1	1524.88	856.64	1422.1	100
2	1320.35	2736.9	4324.8	100

Per la valutazione delle proprietà geometriche delle bielle diagonali (Tabella 15), si definiscono \tilde{w}_d e \tilde{t} , usando la (2.10) e la (2.11), e i valori riportati in Tabella 11.

Tabella 15 - Proprietà geometriche delle bielle diagonali per l'edificio multipiano.

Pannello	w_d [mm]	t [mm]	\tilde{w}_d [mm]	\tilde{t} [mm]
1	1524.88	100	666.17	228.9
2	1320.35	100	696.13	189.7

3.1.3 Analisi modale

Si crea un modello FE della struttura (Figura 32), mediante l'uso del software SAP2000⁶², tramite il quale si svolge l'analisi modale dell'edificio per poterne ricavare il primo periodo equivalente. Il telaio è stato creato assegnando elementi *frame* a travi e pilastri con le rispettive sezioni, ai *joints* di ogni impalcato sono stati assegnati dei *constraint* di tipo *diaphragm* e le tamponature sono state modellate mediante l'uso di elementi *multi-linear plastic*, reagenti solo a compressione, come suggerisce l'Allegato 2 della Circolare del 10 Aprile 1997⁶³. Per svolgere l'analisi modale è stata assegnata una *mass source*, pari alla massa totale dell'edificio e degli impalcati calcolata sulla base della combinazione sismica che tiene in conti i carichi permanenti strutturali e non strutturali e variabili.

⁶² Katsanos, E. I., & Sextos, A. G. (2013). ISSARS: an integrated software environment for structure-specific earthquake ground motion selection. *Advances in Engineering Software*, 58, 70-85.

⁶³ dei Lavori Pubblici, M. (1996). Circolare 10 Aprile 1997, "Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996".

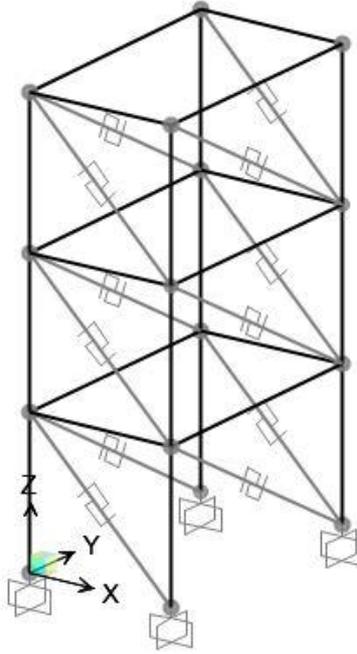


Figura 32 - Edificio modellato con SAP2000.

I risultati dell'analisi modale suggeriscono che i primi due modi di vibrare sono traslazionali rispettivamente lungo y e lungo x, raggiungendo l'86% di partecipazione modale; i modi oltre il secondo sono torsionali. I principali periodi della struttura in esame sono pari a 0.22 s lungo y e 0.21 lungo x.

3.2 Il modello su OpenSees

Per la modellazione dell'edificio su OpenSees il procedimento è analogo a quello attuato per la costruzione del singolo pannello, con l'accortezza di inserire le giuste condizioni al contorno che caratterizzano l'edificio multipiano come tale.

Dapprima si creano i file *.tcl* in cui sono stati impostati i materiali e le sezioni e che sono successivamente chiamati all'interno del file di geometria del pannello mediante il comando *source filename.tcl*. Nel suddetto file si definiscono le coordinate spaziali del modello, sono definiti i vincoli di base come *incastri* e sono inseriti tre *joints* nel baricentro di ogni impalcato fissati con *constraint* di tipo *RigidDiaphragm* insieme ai vertici dei rispettivi piani; su ogni pilastro grava il peso del piano soprastante, ipotizzato pari a 1000 kg/m^2 .

Nel baricentro di ogni pannello, come già mostrato nel capitolo precedente, sono presenti quattro punti, a cui confluiscono le bielle, che sono vincolati tra loro mediante il comando *EqualDOF* per gestire il loro spostamento fuori piano. Infine, dopo aver nominato tutti gli elementi, sono inseriti gli elementi *zero length* che simulano le molle poste tra telaio e pannello; i *recorders* sono gli spostamenti dei punti ai vari piani e le reazioni di taglio dei puntoni.

Capitolo 4

DEFINIZIONE DELLE CURVE DI FRAGILITÀ ATTRAVERSO L'ANALISI DINAMICA INCREMENTALE

4.1 IDA: Incremental Dynamic Analysis

L'analisi dinamica non lineare è svolta sulla base del calcolo della risposta sismica della costruzione per mezzo dell'integrazione delle equazioni del moto. Lo studio del comportamento dinamico della struttura in campo non lineare è utile per valutare la duttilità richiesta e quella effettiva allo SLC, stato limite di collasso, e la stabilità degli elementi strutturali nei confronti di comportamenti fragili.

4.1.1 Generalità e fondamenti teorici

Il concetto di IDA è stato menzionato per la prima volta nel 1977 da Bertero⁶⁴ e successivamente da altri ricercatori^{65,66,67}, divenendo un metodo sempre più utilizzato per la valutazione della struttura fino al collasso.

Alcuni degli obiettivi dell'analisi incrementale dinamica sono:

- confronto tra domanda e capacità della struttura;
- valutazione del comportamento della struttura mediante una *single-record* IDA, quando subisce l'azione di un sisma scalato per diversi fattori, e *multi-record* IDA, quando subisce l'azione di più sismi, ognuno dei quali scalati per diversi fattori;
- rappresentazione di curve IDA, che aiutano a comprendere come si comporta la struttura rispetto a un sisma e l'altro.

⁶⁴ Bertero, V. V. (1977). Strength and deformation capacities of buildings under extreme environments. *Structural engineering and structural mechanics*, 53(1), 29-79.

⁶⁵ Luco, N., & Cornell, C. A. (2000). Effects of connection fractures on SMRF seismic drift demands. *Journal of Structural Engineering*, 126(1), 127-136.

⁶⁶ Mehanny, S. S. F., & Deierlein, G. G. (1999). *Modeling and assessment of seismic performance of composite frames with reinforced concrete columns and steel beams* (Doctoral dissertation, Stanford University).

⁶⁷ SAC Joint Venture, & United States. Federal Emergency Management Agency. (2000). *Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings* (Vol. 350). Fema.

4.1.2 Costruzione delle curve IDA

Si parla di:

- *Monotonic Scalable Ground Motion Intensity measure (IM)* dello scalare a_λ , ovvero uno scalare non negativo con valori $[0, +\infty)$, che rappresenta una funzione monotona crescente che dipende dal vettore a_1 ed è proporzionale a λ , tale che:

$$IM = f_{a_1}(\lambda) \quad (4.1)$$

Il parametro per misurare l'intensità è scelto tra la *Peak Ground Acceleration (PGA)*, *Peak Ground Velocity*, l'accelerazione spettrale al 5% di smorzamento relativa al primo modo di vibrare della struttura ($S_a(T_1, 5\%)$).

- *Damage measure (DM)*, scalare non negativo con valori $[0, +\infty)$, che rappresenta il progredire del danno della struttura, sotto l'azione di a_1 , per diversi λ , fino al raggiungimento del collasso.

Il parametro per misurare il danno è scelto tra il massimo drift di piano, il massimo taglio alla base, la rotazione dei nodi, etc.

La selezione dei parametri per *IM* e *DM* dipende dall'informazione che la curva IDA deve dare e dalla struttura stessa (Figura 33).

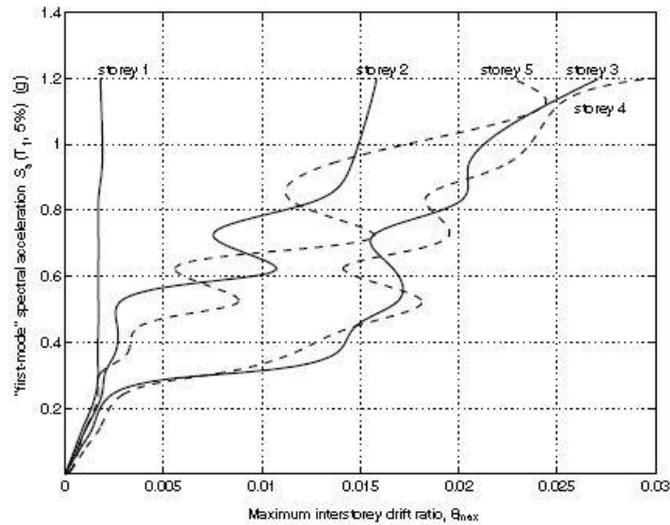


Figura 33 - Esempio di *single-record* IDA, in cui, *IM* è valutato con l'accelerazione spettrale al 5% di smorzamento per il primo modo di vibrare della struttura, e *DM* misura il massimo drift di interpiano su un edificio di 5 piani.⁶⁸

Una volta stabiliti i parametri con cui misurare *IM* e *DM* si passa alla definizione del *Collapse Value*, ovvero il valore di soglia dopo il quale troncare le IDA e a cui è associato il collasso della struttura; la scelta di tale limite è data al progettista e sono possibili due scelte come mostra la Figura 34.

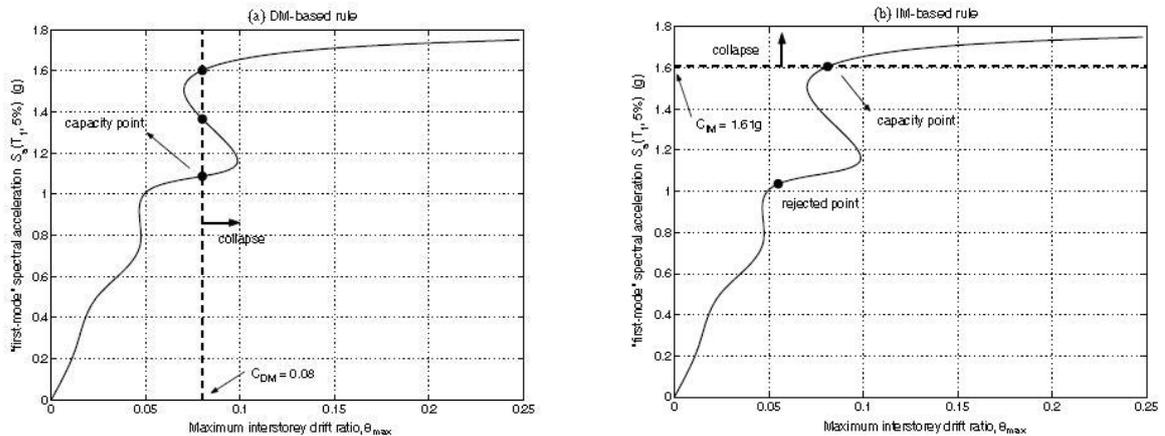


Figura 34 – Approccio per il troncamento di una curva IDA: (a) basato sul *DM*; (b) basato sul *IM*⁶⁹.

⁶⁸ Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.

⁶⁹ *Ibidem*.

Nel presente elaborato, in tutti i casi il parametro per l'*IM* è la *Peak Ground Acceleration*, PGA [g]; per il singolo pannello e l'edificio multipiano tamponato, il parametro per il *DM* è lo spostamento fuori dal piano del pannello, Δ_{OOP} [mm]; per le colonne classiche, che saranno sviluppate nel Capitolo 6, il *DM* è lo spostamento massimo in testa della colonna; il valore oltre il quale è ipotizzato il collasso è scelto in base alla necessità del caso: il più delle volte, il criterio utilizzato è il raggiungimento di una *DM* pari allo spessore della tamponatura *t*, nel caso del singolo pannello e dell'edificio multipiano, mentre nel caso delle colonne è il valore limite suggerito dalla letteratura.

Si riporta il codice di calcolo usato per il singolo pannello, per il quale per ogni spettro sono considerati 16 *SF*.

```
array set beta {
  1  0.30
  2  0.60
  3  0.90
  4  1.20
  5  1.40
  6  1.50
  7  1.80
  8  2.10
  9  2.40
 10  2.70
 11  3.00
 12  3.30
 13  3.60
 14  3.90
 15  4.20
 16  4.50
}

array set Tmax { #durata di ogni accelerogramma
  1 35.42
  2 14.98
  3 20.09
  4 40.38
  5 66.51
  6 18.69
  7 18.38
  8 24.27
  9 23.59
 10 28.75
 11 29.43
 12 25.55
 13 25.55
 14 76.79
 15 35.99
 16 71.00
 17 42.48
```

```

18 42.48
19 52.00
20 52.00
21 58.00
22 75.51
23 45.00
24 64.72
25 58.88
26 58.88
}

# beta: coefficiente con cui sono stati scalati gli accelerogrammi
for {set h 1} {$h < 27} {incr h} {

for {set a 1} {$a < 17} {incr a} {

set SF $beta($a)

```

Durante l’elaborazione dei dati, per alcuni spettri, i fattori considerati non sono risultati sufficienti e/o sufficientemente fitti; tali problemi sono stati risolti andando, rispettivamente, ad aumentare e/o infittire gli *SF*.

4.2 Curve di fragilità

Mediante l’uso dell’analisi incrementale dinamiche si stimano i parametri necessari a rappresentare le funzioni di fragilità, volte a valutare la probabilità di collasso della struttura in funzione dell’*Intensity Measure* scelta.

4.2.1 Generalità e fondamenti teorici

Per un dato accelerogramma e un corrispettivo risultato ottenuto da un’analisi dinamica strutturale, il raggiungimento o meno del collasso può essere stimato in diversi modi⁷⁰.

Un primo approccio è l’IDA, illustrato nei paragrafi precedenti, un secondo approccio è l’MSA, *Multiple Stripes analysis*⁷¹, con cui l’analisi è svolta attraverso specifici valori di *IM*, ognuno dei quali è associato ad un unico accelerogramma.

⁷⁰ Zareian, F., & Krawinkler, H. (2007). Assessment of probability of collapse and design for collapse safety. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36(13), 1901-1914.

⁷¹ Jalayer, F. (2003). *Direct probabilistic seismic analysis: implementing non-linear dynamic assessments* (p. 243). Stanford: Stanford University.

Poiché la serie di dati raccolta con i suddetti approcci è differente per metodo, l'approccio⁷² usato per stimare le funzioni di probabilità è differente; nel caso di funzioni di fragilità analitiche, i risultati sono tenuti sotto controllo scegliendo i valori di IM provati per ogni analisi e il numero di analisi provate per ogni valore.

Si definisce la funzione di fragilità, lognormalmente distribuita^{73,74}, come la probabilità P di un sisma, con un valore di IM pari ad x , di provocare il collasso C della struttura:

$$P(C|IM = x) = \phi \cdot \left(\frac{\ln(x/\theta)}{\beta} \right) \quad (4.2)$$

dove:

- $\phi()$ rappresenta la CDF, ovvero la funzione di distribuzione cumulativa;
- θ è la mediana della funzione di fragilità, ovvero il valore di IM con il 50% di probabilità di collasso;
- β è la deviazione standard di IM .

4.2.2 Scelta dell'approccio: IDA

Mediante l'utilizzo dell'approccio IDA si ha un *set* di valori di IM , associati ad ogni accelerogramma, che provoca il collasso della struttura; la probabilità di collasso, per un dato valore di IM , x , si assume pari alla quota registrata per cui si giunge al collasso per valori più bassi di x (Figura 35).

⁷² Baker, J. W. (2015). Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra*, 31(1), 579-599.

⁷³ Ibarra, L. F., & Krawinkler, H. (2005). *Global collapse of frame structures under seismic excitations* (pp. 29-51). Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center.

⁷⁴ Eads, L., Miranda, E., Krawinkler, H., & Lignos, D. G. (2013). An efficient method for estimating the collapse risk of structures in seismic regions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(1), 25-41.

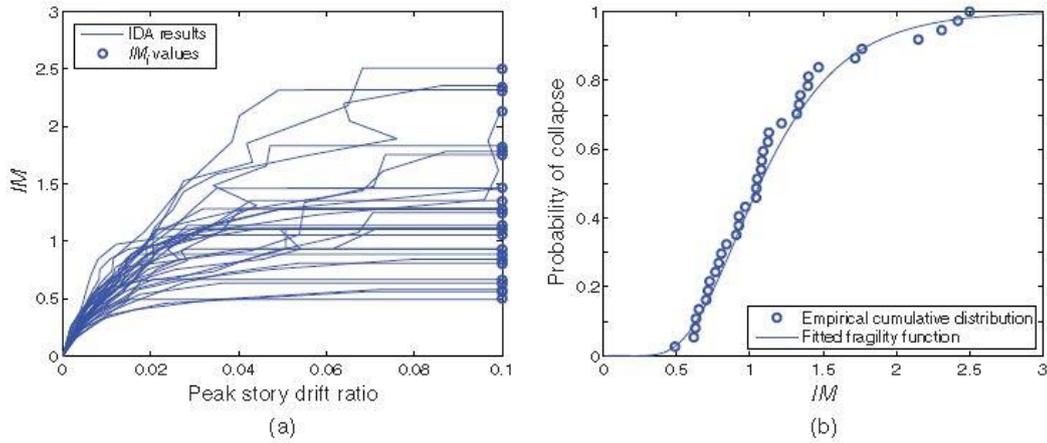


Figura 35 - (a) Esempio di curve IDA per identificare il valore di IM , per ogni sisma, che provoca il collasso della struttura; (b) costruzione della corrispondente curva di fragilità⁷⁵.

Si definiscono i parametri $\ln \hat{\theta}$ e $\hat{\beta}$, rispettivamente la media e la deviazione standard della distribuzione normale che rappresenta i valori di $\ln IM$, stimati come:

$$\ln \hat{\theta} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \ln IM_i \quad (4.3)$$

$$\hat{\beta} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (\ln(IM_i/\hat{\theta}))^2} \quad (4.4)$$

dove:

- n è il numero di sismi considerati;
- IM_i è il valore dell' i -esimo IM associato all' n -esimo sisma.

⁷⁵ Baker, J. W. (2015). Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. Art. Cit.

Capitolo 5

RISULTATI DELL'ANALISI DI FRAGILITÀ DI UN SINGOLO PANNELLO IN MURATURA

5.1 Selezione della domanda sismica

L'analisi consiste nel costruire un modello non lineare della struttura ed utilizzare su di esso le storie temporali del terreno, ognuna delle quali è scalata con una serie di fattori di scala che produrranno curve IDA parametrizzate rispetto a questi ultimi.

Si consideri il sistema matriciale di equazioni del moto nell'equazione (1.2): il sistema di n equazioni, con n pari al numero di gradi di libertà della struttura, viene integrato e risolto ad ogni istante t , ipotizzando la massa sempre costante.

Si consideri un singolo accelerogramma come un vettore a_1 , tale che sia funzione del tempo: $a_1(t_i)$ con $t_i = 0, t_1, \dots, t_{n-1}$.

Per poter considerare lo stesso accelerogramma amplificato per diversi valori viene introdotta una semplice trasformazione, moltiplicando per λ il vettore a_1 :

$$a_\lambda = \lambda \cdot a_1 \quad (5.1)$$

con:

- λ , fattore di scala (SF), scalare non negativo con valori $[0, +\infty)$.

L'operazione di scelta e scalatura si suddivide nei seguenti passaggi:

1. Scelta del set di accelerogrammi;
2. Scelta dei/del fattori/e di scala;
3. Calcolo degli spettri di risposta in accelerazione associati agli accelerogrammi $a_n(t_i)$;
4. Amplificazione e deamplificazione degli spettri in base al fattore di scala;

Per le analisi incrementali svolte sui singoli pannelli sono scelti 26 accelerogrammi; viene effettuato il passaggio da accelerogramma a spettro elastico mediante l'uso del software *Seismosignal 2018*⁷⁶, e, dopo aver scalato per i fattori scelti, si ottiene:

- per $\lambda = 1$, si hanno gli spettri scalati con $SF=1$, dunque non scalati;
- per $\lambda < 1$, si ha una deamplificazione degli spettri;
- per $\lambda > 1$, si ha un'amplificazione delle curve.

Scalati gli spettri per gli SF definiti e svincolandosi dai diversi periodi dei campioni, si impone che passino tutti per un punto di ascissa $T = 0$; d'altra parte, per il calcolo dell'ordinata si fa riferimento allo spettro elastico medio, tra i 26 considerati, e, ricavata la PGA (Tabella 16), il punto da cui passeranno tutti gli spettri è $P(0; PGA)$.

Tabella 16 – PGA dello spettro medio i due campioni considerati.

Campione	$S_a(T_0, 5\%)$ [m/s²]
2 - 4	1.47

Si riportano gli spettri non scalati e scalati con $SF=1$ (Figura 36 e Figura 37).

⁷⁶ Yulastuti, Y., & Setiadipura, T. (2018). WINSTON-BATAN: A SEISMOLOGICAL GROUND-MOTION ANALYSIS CODE. *Journal Natural*, 18(3), 152-160.

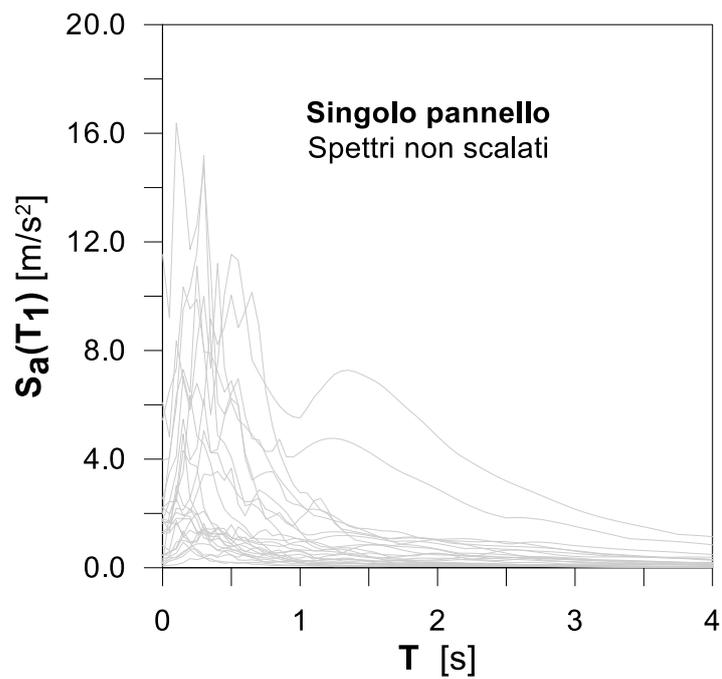


Figura 36 - Singolo pannello: spettri elastici non scalati.

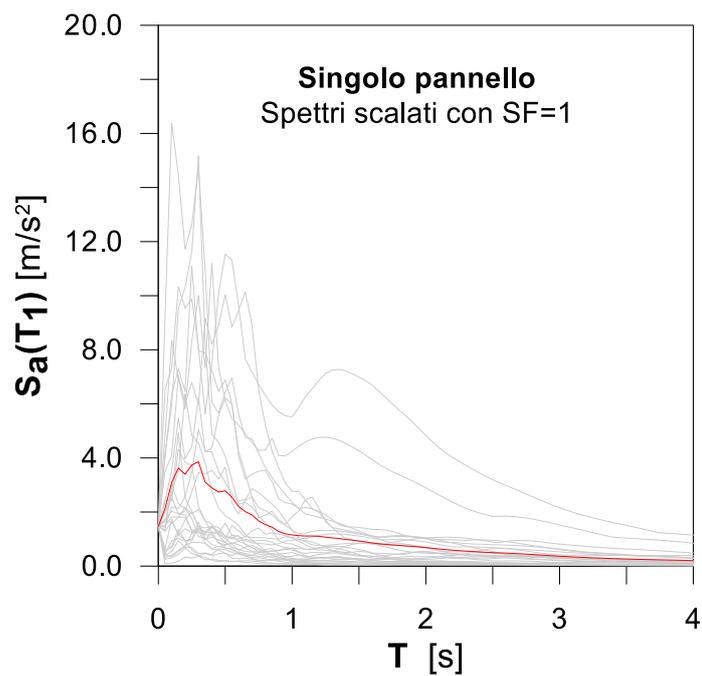


Figura 37 – Singolo pannello: spettri elastici scalati con SF=1 e spettro medio, passanti per il punto (0, 1.47).

5.2 Progettazione e modellazione secondo le normative

Come suggerito dalla Circolare Esplicativa 2019⁷⁷, gli spettri di risposta di ciascun piano possono essere determinati a partire dalla risposta in accelerazione della struttura alla quota considerata. Si consideri l'eq. (1.27): il parametro S_a rappresenta l'accelerazione massima normalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento non strutturale subisce durante il terremoto per lo stato limite considerato. L'involuppo dei valori assunti da S_a al variare di T_a , il periodo proprio, costruisce lo spettro di risposta del generico piano della costruzione.

L'accelerazione al piano j-esimo della struttura, relativa al modo i-esimo di vibrare è:

$$S_{ij} = \varphi_{ij} \cdot \Gamma_i \cdot S_i(T_i) \quad (5.2)$$

dove:

- φ_{ij} è la j-esima componente del vettore della i-esima forma modale normalizzata al valore massimo;
- Γ_i è il fattore di partecipazione modale:

$$\Gamma_i = \frac{\varphi_i^T \cdot M \cdot \tau}{\varphi_i^T \cdot M \cdot \varphi_i} \quad (5.3)$$

dove:

- τ è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata;
- φ_i è il vettore dell'i-esima forma modale normalizzata al valore massimo;
- M è la matrice di massa del sistema.

⁷⁷ delle infrastrutture e dei trasporti, M. Circolare 21 Gennaio 2019. “Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”.

- $S_i(T_i)$ è l'ordinata dello spettro relativa all'i-esimo modo di vibrare caratterizzato da un periodo T_i , normalizzata rispetto a g e ridotta del fattore di comportamento della costruzione q .

L'accelerazione dell'elemento non strutturale al piano j -esimo, nella direzione considerata, per il modo i -esimo risulta:

$$S_{a,ij} = S_{ij} \cdot R \left(\frac{T_a}{T_i}; \xi_a \right) \quad (5.4)$$

dove:

- R è il fattore di amplificazione dell'elemento non strutturale:

$$R = \left[\left(2 \cdot \xi_a \cdot \frac{T_a}{T_i} \right) + \left(1 - \left(\frac{T_a}{T_i} \right)^2 \right)^{-\beta} \right] \quad (5.5)$$

dove:

- ξ_a è il coefficiente di smorzamento dell'elemento;
- T_a è il periodo dell'elemento;
- T_i è il periodo relativo all'i-esimo modo di vibrare della struttura;
- β è opportuno coefficiente che tiene conto dell'accoppiamento tra ciascun modo di vibrare della struttura e il modo proprio dell'elemento non strutturale; varia tra 0.4 e 0.5 .

La risposta totale si ottiene combinando le risposte dovute ai diversi modi di vibrare, ad esempio tramite la regola SRSS.

La Circolare Esplicativa 2019 fornisce anche una formulazione semplificata, nel caso di strutture intelaiate e nell'ipotesi di andamento delle accelerazioni strutturali linearmente crescente con l'altezza, dunque l'accelerazione massima $S_a(T_a)$ può essere valutata come:

$$S_{ez}(T, \xi, z) = \sqrt{\sum (S_{ez,k}(T, \xi, z))^2} \geq S_e(T, \xi) \text{ per } T > T_1 \quad (5.6)$$

dove:

- $S_e(T, \xi)$ è lo spettro di risposta al suolo valutato al periodo T e smorzamento ξ dell'elemento non strutturale;
- $S_{ez,k}(T, \xi, z)$ è il contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal k-esimo modo della struttura principale con periodo T_k e smorzamento ξ_k , in percentuale:

$$S_{ez,k}(T, \xi, z) = \begin{cases} \frac{1.1 \cdot \xi_k^{-0.5} \cdot \eta(\xi) \cdot a_{z,k}(z)}{1 + [1.1 \cdot \xi_k^{-0.5} \cdot \eta(\xi) - 1] \cdot \left(1 - \frac{T}{aT_k}\right)^{1.6}} & \text{per } T < aT_k \\ 1.1 \cdot \xi_k^{-0.5} \cdot \eta(\xi) \cdot a_{z,k}(z) & \text{per } aT_k \leq T \leq bT_k \\ \frac{1.1 \cdot \xi_k^{-0.5} \cdot \eta(\xi) \cdot a_{z,k}(z)}{1 + [1.1 \cdot \xi_k^{-0.5} \cdot \eta(\xi) - 1] \cdot \left(\frac{T}{bT_k} - 1\right)^{1.2}} & \text{per } T > bT_k \end{cases} \quad (5.7)$$

dove:

- $a = 0.8$ e $b = 1.1$ sono coefficienti che definiscono l'intervallo di amplificazione massima dello spettro di piano;
- $\eta(\xi)$ è il fattore che altera lo spettro elastico (eq. (3.2.4) del D.M. 2018):

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55 \quad (5.8)$$

- $a_{z,k}(z)$ è il contributo del k-esimo modo all'accelerazione massima di piano:

$$a_{z,k}(z) = S_e(T_k, \xi_k) |\gamma_k \cdot \Psi_k(z)| \sqrt{1 + 0.0004 \cdot \xi_k^2} \quad (5.9)$$

dove:

- γ_k è il k-esimo coefficiente di partecipazione modale della costruzione;
- $\Psi_k(z)$ è il valore della k-esima forma modale alla quota z, nella posizione in pianta ove è ubicato il meccanismo locale.

D'altra parte, in alternativa all'utilizzo di specifici spettri di risposta di piano e nell'ipotesi di andamento delle accelerazioni strutturali linearmente crescenti con l'altezza, $S_a(T_a)$ risulta:

$$S_a(T_a) = \begin{cases} \alpha \cdot S \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[\frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \cdot \left(1 - \frac{T_a}{aT_1}\right)^2} \right] \geq \alpha \cdot S & \text{per } T_a < aT_1 \\ \alpha \cdot S \left(1 + \frac{z}{H}\right) a_p & \text{per } aT_1 \leq T_a < bT_1 \\ \alpha \cdot S \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[\frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \cdot \left(1 - \frac{T_a}{bT_1}\right)^2} \right] \geq \alpha \cdot S & \text{per } T_a \geq bT_1 \end{cases} \quad (5.10)$$

dove:

- α è il rapporto tra accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo di tipo A da considerare nello stato limite in esame e l'accelerazione di gravità g ;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche:

$$S = S_S \cdot S_T \quad (5.11)$$

- T_a è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;
- T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;
- z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione;

- H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione;
- a, b, a_p sono parametri definiti in accordo con il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione (Tabella 17).

Tabella 17 - Tabella C7.2.II della Circolare Esplicativa 2019⁷⁸.

	a	b	a_p
$T_1 < 0.5 s$	0.8	1.4	5.0
$0.5 s < T_1 < 1.0 s$	0.3	1.2	4.0
$T_1 > 1.0 s$	0.3	1.0	2.5

In relazione a quanto detto, sotto l'ipotesi per cui le accelerazioni tendono ad aumentare all'aumentare dell'altezza, anche l'Eurocodice 8⁷⁹ definisce una relazione per determinare l'accelerazione di una tamponatura nel proprio centro di massa S_a come:

$$S_a = PGA \cdot S \cdot \beta \quad (5.12)$$

dove:

- PGA è l'accelerazione al suolo dell' n -esimo accelerogramma considerato;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante il coefficiente di amplificazione stratigrafica e il coefficiente di amplificazione topografica, eq. (5.11).
- β è un coefficiente così definito:

$$\beta = \frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0.5 \quad (5.13)$$

dove:

⁷⁸ Ivi, p.71.

⁷⁹ Code, P. (2005). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. *Brussels: European Committee for Standardization.*

- T_a/T_1 è il rapporto tra il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale e il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;
- Z è l'altezza del pannello rispetto al piano terreno;
- H è l'altezza totale dell'edificio.

Mantenendo fisse tutte le variabili, a parità di rapporto tra il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale e il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata, i due approcci, della Norma Italiana e dell'Eurocodice, non danno gli stessi risultati in tutti i casi (Figura 38).

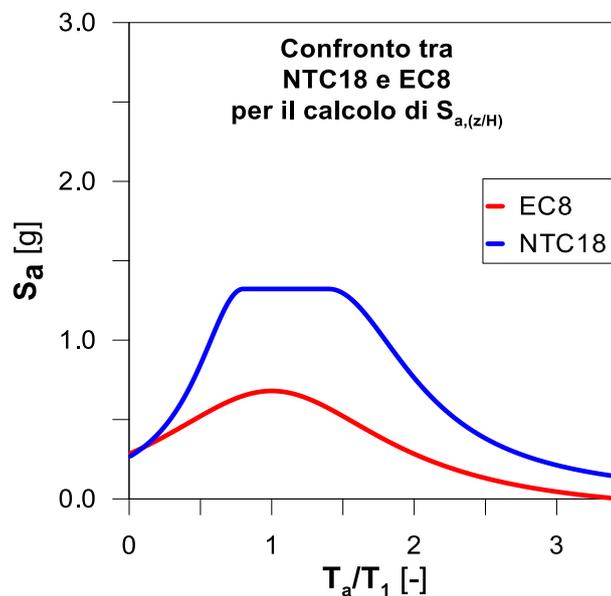


Figura 38 - Confronto tra la formula usata dalle NTC18 e quella usata dall'EC8 per il calcolo della S_a al variare del rapporto z/H .

Si evince che per valori di T_a/T_1 molto bassi le due espressioni possono essere considerate molto simili, mentre per valori via via maggiori, tale assunzione non è più valida. Nel caso in esame, i rapporti tra T_a e T_1 sono sufficientemente grandi, per entrambe le due tipologie di pannello, da far variare i risultati dei due approcci, dunque si sceglie di operare con entrambi per valutarne la differenza.

Si considera l'equazione (5.10) e si determinano i parametri richiesti (Tabella 18), partendo dalla costruzione dello spettro di risposta elastico (Figura 39) ricavato dal foglio

di calcolo, fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, *Spettri-NTCver.1.0.3.xls*, sulla base dei seguenti dati di input:

- Sito: Mirandola (MO);
- Vita nominale $V_n = 50$;
- Coefficiente d'uso $C_U = 1$;
- Stato limite SLC;
- Categoria di sottosuolo B;
- Categoria topografica T1.

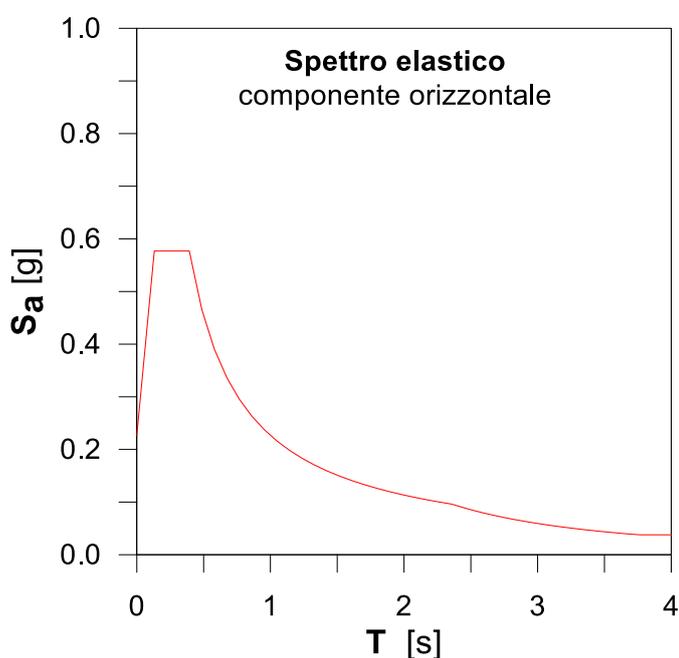


Figura 39 - Spettro elastico ricavato dal foglio di calcolo *Spettri-NTCver.1.0.3.xls*.

Tabella 18 - Dati di output dello spettro elastico.

Stato limite	a_g [g]	F_0 [-]	S_s [-]	S_T [-]	S [-]
SLC	0.189	2.540	1.2	1.0	1.2

I periodi fondamentali della struttura, per le due direzioni principali, sono noti e sono pari a 0.22 lungo y e 0.21 lungo x ; essendo minima la differenza tra i due, si assumono entrambi pari a 0.22 s.

Si determinano i periodi degli elementi non strutturali, sapendo che:

$$T_a = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m_a}{k_a}} \quad (5.14)$$

Per svolgere i calcoli è stato sviluppato un foglio Excel che, dopo aver inserito i dati geometrici dei pannelli (Tabella 19), restituisce i rispettivi periodi (Tabella 20).

Tabella 19 - Proprietà geometriche dei pannelli dell'edificio per il calcolo del periodo proprio fondamentale.

Pannello	h [mm]	l [mm]	t [mm]	E_m [MPa]	γ_m [kN/m ³]
1	2950	3500	100	5398	19
2	2950	6000	100	5398	19

Tabella 20 - Periodi fondamentali dei pannelli dell'edificio.

Pannello	A_b [mm ²]	I [mm ⁴]	T_a [s]
1	350000	291666666.7	0.11
2	600000	500000000	0.11

I pannelli risultano avere lo stesso periodo fondamentale, dunque, essendo anche il periodo della struttura uguale in entrambe le direzioni, la risoluzione dell'equazione (5.10) si riduce ad essere valutata per un pannello con $T_a = 0.11$ s, per un periodo della struttura $T_1 = 0.22$ s, per tre piani differenti. Si riportano i risultati dell'accelerazione spettrale da applicare ad ogni centro di massa al variare di z/H (Tabella 21), calcolati secondo le due normative.

Tabella 21 - Accelerazioni spettrali al variare di z/H per le NTC2018 e l'EC8.

z [mm]	H [mm]	z/H [-]	$S_a(T_a)$ [g] (NTC18)	$\geq \alpha \cdot S$	$S_a(T_a)$ [g] (EC8)
1750	10500	0.17	0.89	Verificato	0.53
5250	10500	0.50	1.15	Verificato	0.72
8750	10500	0.83	1.40	Verificato	0.90

Si riportano gli spettri di piano degli elementi non strutturali costruiti secondo la Circolare Esplicativa 2019⁸⁰:

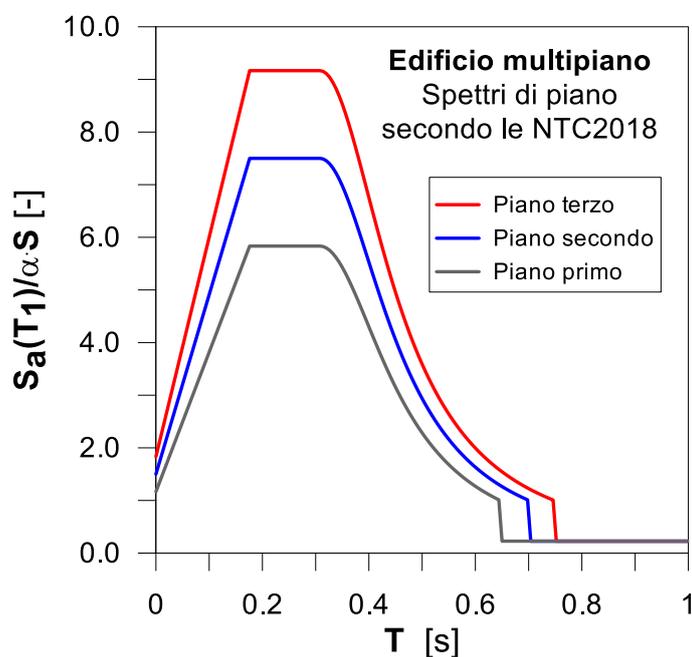


Figura 40 - Spettri di piano per le NTC2018.

5.3 Analisi dei risultati

5.3.1 Curve IDA

Dopo aver svolto le analisi dinamiche incrementali e registrato gli spostamenti dei punti interessati, si costruiscono le curve IDA per ogni caso considerato, mediante l'aiuto di un algoritmo scritto su *Matlab*⁸¹ che permette di selezionare, tra tutti gli spostamenti per fattore di scala e accelerogramma, quello maggiore. Successivamente si procede con il troncamento delle IDA, imponendo il collasso del pannello per spostamenti maggiori dello spessore del pannello stesso o per valori di PGA che restituiscono spostamenti minori dei precedenti.

Di seguito si riportano le curve IDA dei due campioni analizzati, in rosso il Campione 2 (Figura 41) e in blu il Campione 4 (Figura 42).

⁸⁰ delle infrastrutture e dei trasporti, M. Circolare 21 Gennaio 2019. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

⁸¹ Grant, M., Boyd, S., & Ye, Y. (2008). CVX: Matlab software for disciplined convex programming.

I grafici sono riportati in posizione matriciale; ogni riga indica una tipologia di modellazione, pannello incastrato, $T_f/T_i = 1$, $T_f/T_i = 3$, $T_f/T_i = 5$ e $T_f/T_i = 7$; su ogni colonna si riporta il grado di danneggiamento del campione, danneggiamento nullo, IDR=0.5%, IDR=1.0% e IDR=2.0%.

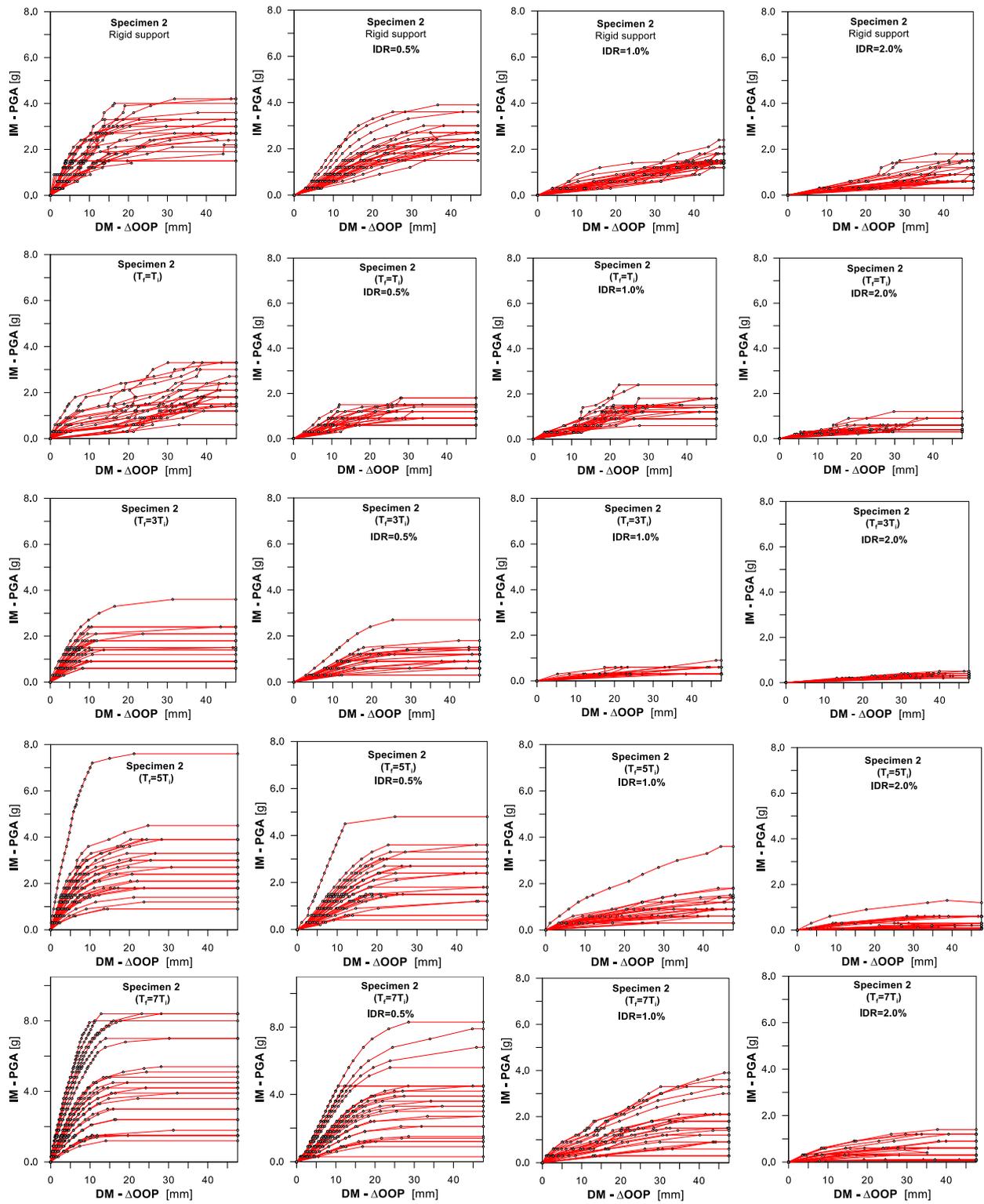


Figura 41 – Curve IDA del Campione 2.

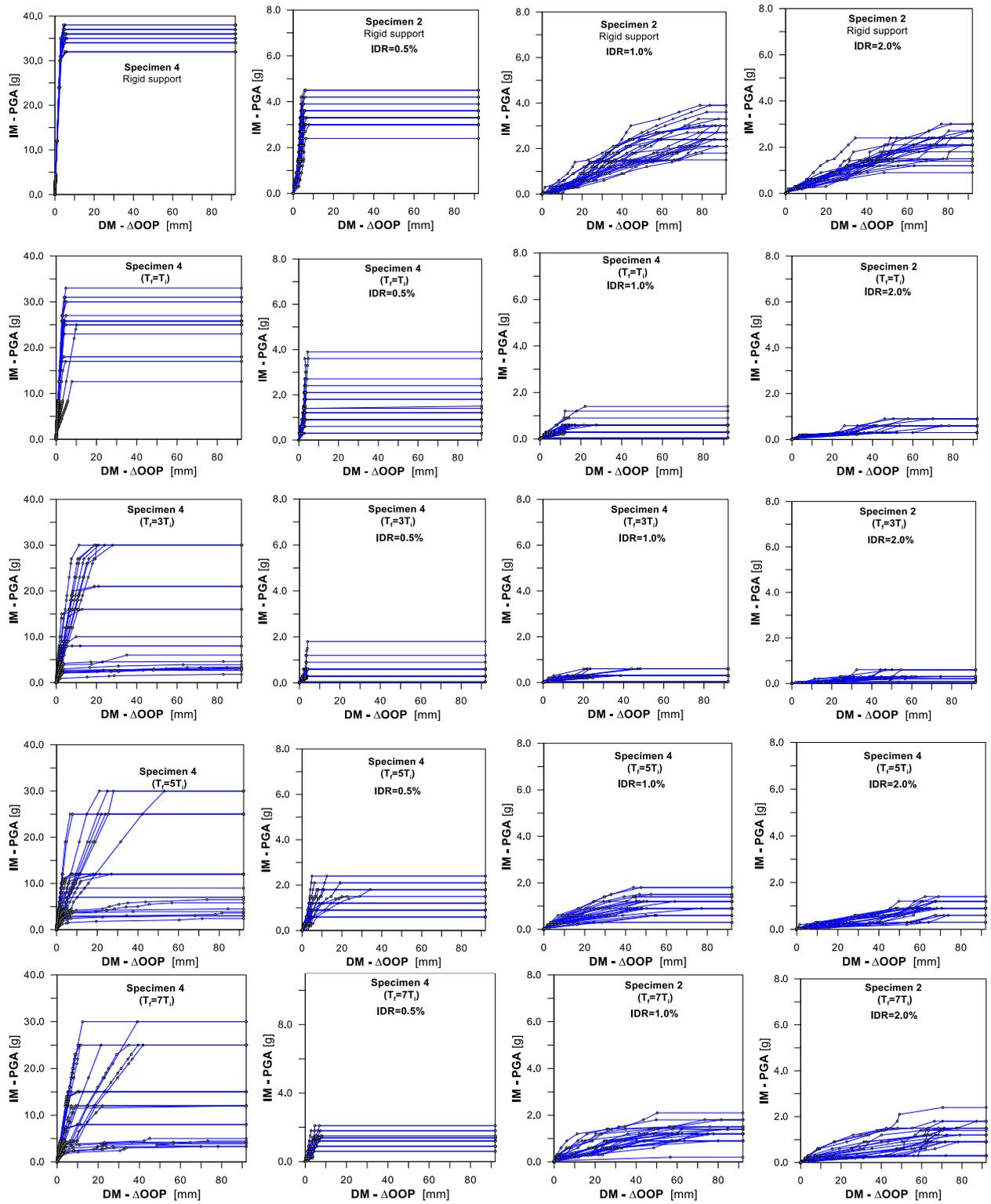


Figura 42 – Curve IDA del Campione 4.

Si valuta la resistenza fuori piano dei due pannelli secondo la relazione:

$$f_r = f_{m0} \left(\frac{t}{h'} \right)^2 \quad (5.15)$$

dove:

- f_{m0} è la resistenza a compressione della muratura;
- t è lo spessore del pannello;
- d è la diagonale del pannello;
- w_d è la larghezza del puntone.

Per i valori dei parametri sopracitati si faccia riferimento alla Figura 20.

Tabella 22 - Confronto proprietà geometriche e meccaniche dei campioni 2 e 4.

Campione	f_{m0} [MPa]	t [mm]	h' [mm]	t/h' [-]	f_r [kPa]
2	10.85	47.6	1930	0.024	6.25
4	22.90	92.0	1930	0.048	52.3

I dati ottenuti dalle IDA mostrano come, in generale, la tipologia di modellazione pannello integro rispetto a quella via via più danneggiata, sia ovviamente più resistente.

Per quanto riguarda il Campione 2, al crescere del rapporto T_f/T_i , l' IM di collasso tende a diminuire finchè non si ha un rapporto pari a 3, dopo il quale il pannello riacquisisce resistenza aumentando gli IM medi di collasso.

D'altra parte, il Campione 4, avendo una maggiore resistenza f_m , senza alcun danneggiamento nel piano, risulta avere una PGA_c molto maggiore rispetto al Campione 2; nel caso di pre-danneggiamento nel piano, il Campione 4 tende a diminuire drasticamente i propri IM medi di collasso.

Il Campione 2 inoltre risulta essere più flessibile del Campione 4; in media, a parità di spostamenti, risponde con PGA di collasso minori; a parità di PGA di collasso, risponde con spostamenti maggiori. D'altra parte, con l'aumentare del danno nel piano, l'eccessiva rigidità del Campione 4, rispetto al Campione 2, provoca un decremento di spostamenti e PGA di collasso (Figura 43).

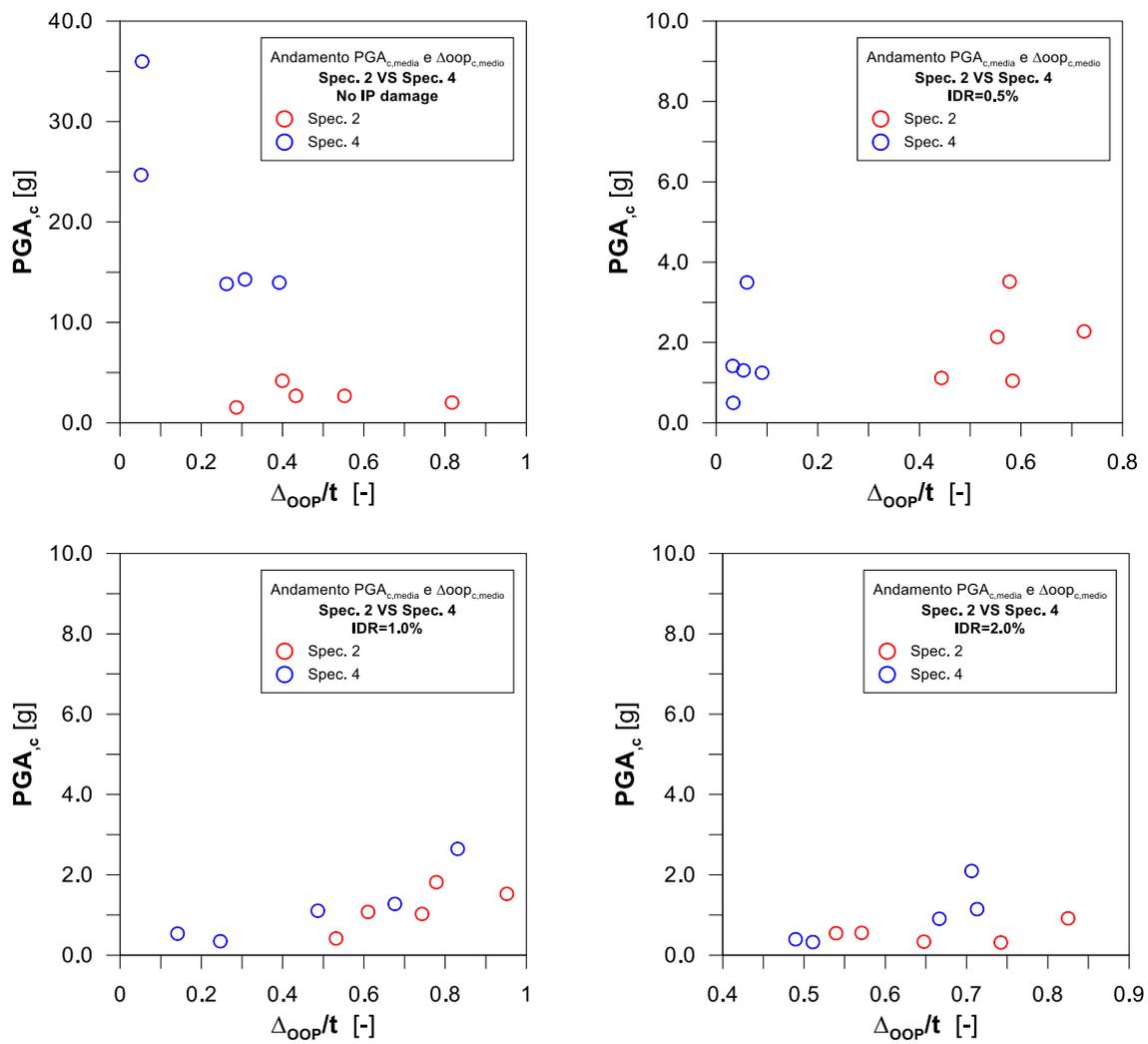


Figura 43 - Andamento della PGA_c e degli spostamenti medi fuori piano normalizzati rispetto agli spessori dei due campioni.

5.3.2 Curve di fragilità

Le curve di fragilità per i campioni considerati riportano risultati coerenti con quelli dedotti dalle IDA; si riportano di seguito le curve.

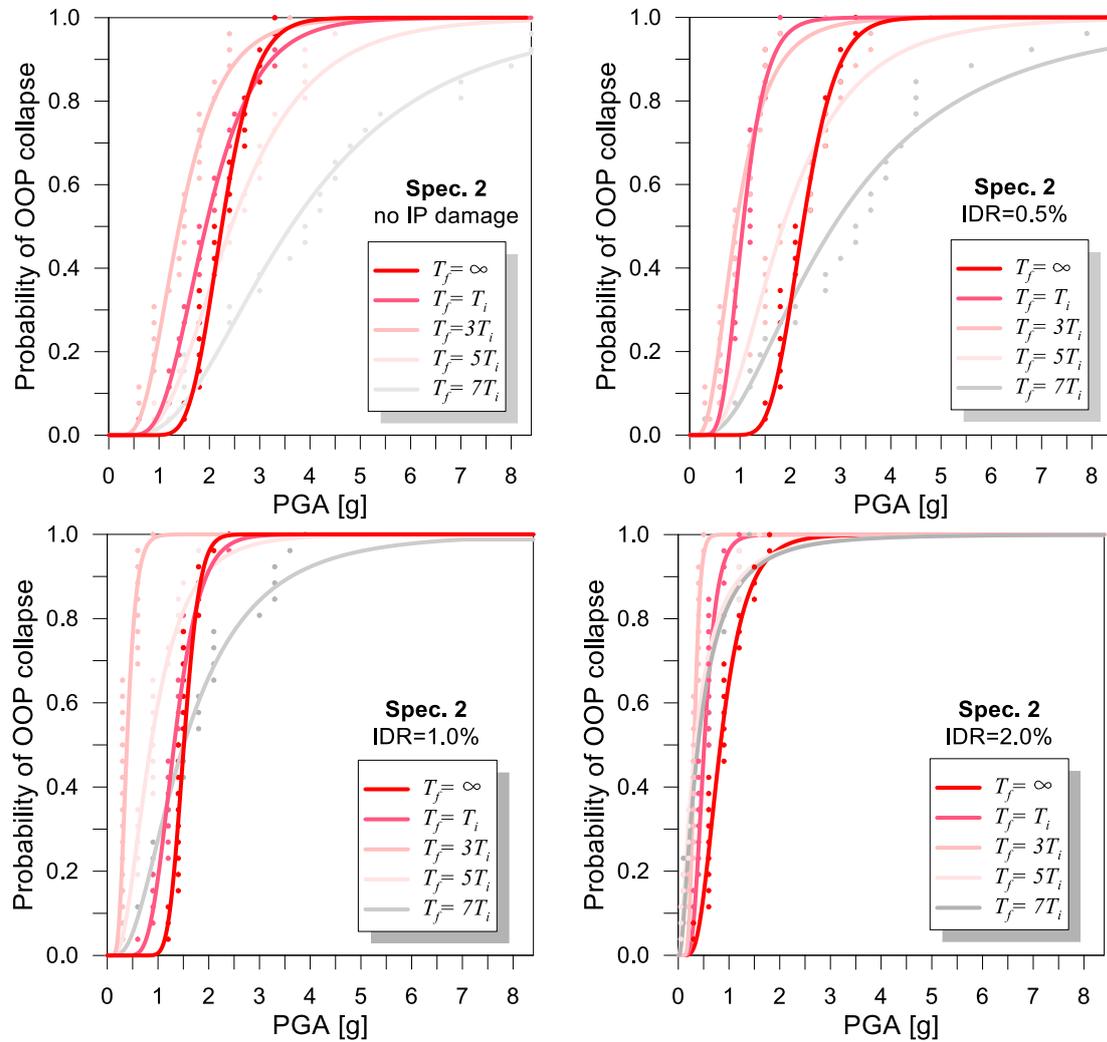


Figura 44 - Curve di fragilità del Campione 2.

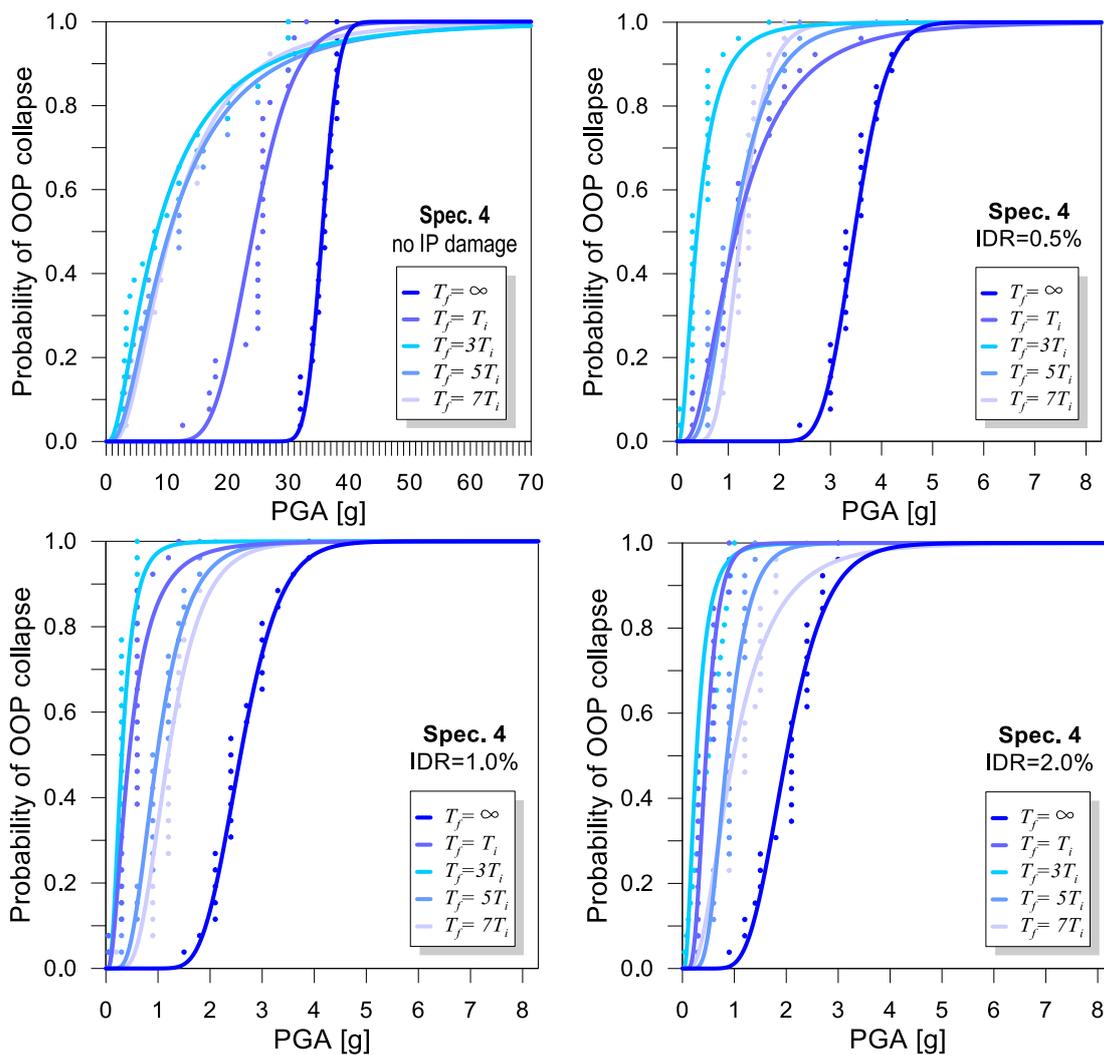


Figura 45 - Curve di fragilità del Campione 4.

Dalle curve di fragilità ottenute, volendo riportare i risultati per i singoli pannelli su un edificio multipiano, si prova a maneggiare l'equazione (5.13), prendendo uno dei due campioni; il 2. Si ipotizza il pannello perfettamente incastrato al telaio e si pone $T_a/T_1 \approx 0$; tale assunzione è ritenuta valida poiché si è già tenuto conto in precedenza dei diversi rapporti tra i periodi del pannello e del telaio. Si definiscono Z' e H' , rispettivamente, la quota del centro di massa del pannello rispetto alla quota del pannello posto al piano terra e la quota del centro di massa del pannello posto all'ultimo piano; il coefficiente β diventa:

$$\beta^* = \frac{3 \cdot (1 + Z'/H')}{2} - 0.5 \quad (5.16)$$

Dunque:

- se $Z'/H' = 0$, il pannello è al piano terra e $\beta = 1$;
- se $Z'/H' = 1$, il pannello è all'ultimo piano e $\beta = 2.5$.

Partendo dalle curve di fragilità di un edificio tamponato ad un solo piano si definisce $PGA_{C,0}$, la PGA che provoca il collasso della struttura con una percentuale pari al 50%. In relazione a quanto detto in precedenza, si assume che, al variare della quota del pannello, la $PGA_{C,(Z/H)}$ varia secondo la seguente relazione:

$$PGA_{C,(Z/H)} = \frac{PGA_{C,0}}{\beta^*} \quad (5.17)$$

con β^* definito nella (5.16).

Si riportano i grafici $PGA - T_f/T_i$, per ogni stato di danneggiamento, nullo, IDR=0.5%, IDR=1.0% e IDR=2.0%, al variare del rapporto Z'/H' (Figura 46).

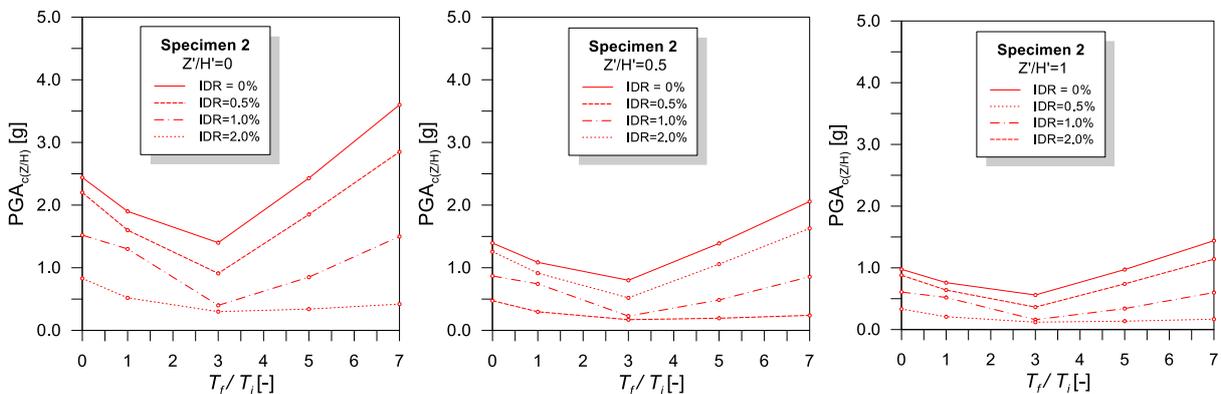


Figura 46 – PGA media di collasso al variare di z/H per il Campione 2.

Si nota come all'aumentare della quota del pannello la PGA di collasso diminuisce.

Capitolo 6

RISULTATI DELL'ANALISI DI FRAGILITÀ DI UN EDIFICIO TRIDIMENSIONALE IN C.A. TAMPONATO SOGGETTO AD AZIONI SISMICHE BIDIREZIONALI

6.1 Selezione della domanda sismica

Dopo aver costruito un modello non lineare della struttura, si utilizzano su di esso le storie temporali del terreno, ognuna delle quali è scalata con una serie di fattori di scala che produrranno curve IDA parametrizzate rispetto a questi ultimi; come già ampiamente spiegato nel caso del singolo pannello, l'accelerogramma amplificato per diversi valori viene ricavato da una semplice trasformazione, moltiplicando per λ il vettore a_1 .

Nelle analisi dinamiche incrementali non lineari svolte su edifici è possibile ricavare gli accelerogrammi mediante registrazioni reali di terremoti; tale scelta deve però essere coerente con le caratteristiche sismogenetiche della sorgente, la magnitudo, la distanza dalla sorgente e la massima accelerazione orizzontale attesa al suolo. Inoltre, tali accelerogrammi dovranno essere debitamente scalati in modo da approssimare lo spettro di risposta in accelerazione rappresentativo della sismicità del sito.

Il procedimento prevede la selezione di un set di accelerogrammi, una prima scalatura della stessa quantità per approssimare lo spettro target e, successivamente, una seconda scalatura per ogni accelerogramma con fattori di scala differenti per ridurre le dispersioni delle loro ordinate spettrali rispetto alla media.

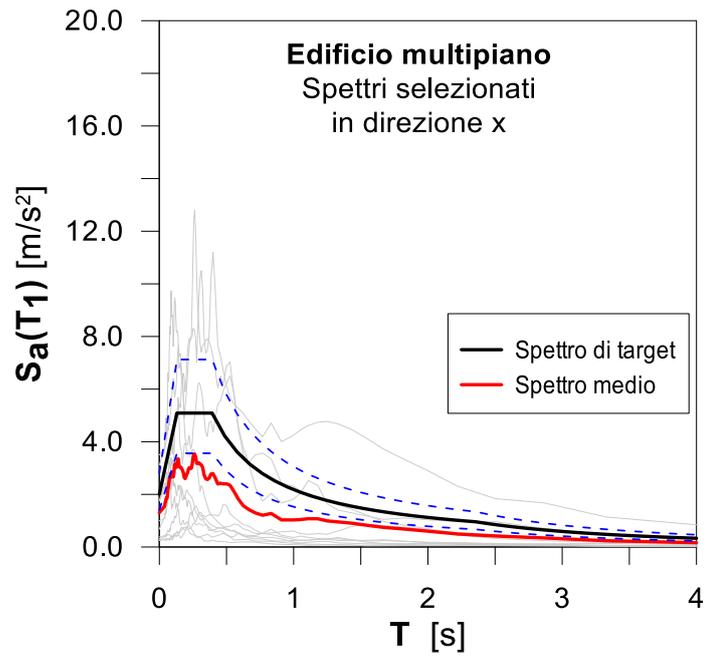


Figura 47 - Set di accelerogrammi spettro compatibili lungo x.

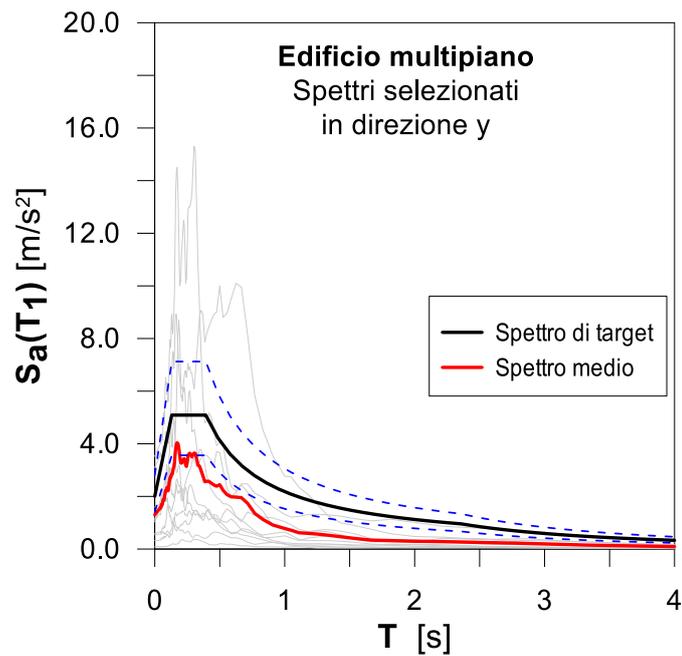


Figura 48 - Set di accelerogrammi spettro compatibili lungo y.

Nel seguente elaborato, per l'edificio sono considerati 10 accelerogrammi lungo x e 10 lungo y; i fattori λ_i , con cui essi sono scalati, sono calcolati mediante la relazione:

$$\lambda_i = \frac{PGA_{sito}}{PGA_i} \quad (6.1)$$

con $i = 1, 2, \dots, 10$.

dove:

- PGA_{sito} è la *Peak Ground Acceleration* propria del sito in cui sorge l'edificio;
- PGA_i è la *Peak Ground Acceleration* di ogni spettro scelto.

Calcolati gli spettri debitamente scalati, sono considerati diversi livelli di intensità per la PGA dei sismi pari a [0.1, 0.3, 0.5, 0.7, 0.9, 1.0, 2.0, 3.0, 4.0].

Le analisi bidirezionali sono impostate combinando l'azione sismica lungo le due direzioni come:

$$E = E_x + 0.3E_y \quad (6.2)$$

$$E = 0.3 E_x + E_y \quad (6.3)$$

Dunque, si hanno risultati per:

Tabella 23 - Combinazione delle azioni per l'analisi bidirezionale sull'edificio.

	Intensità di PGA								
$E_x + 0.3E_y$	0.1	0.3	0.5	0.7	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0
$0.3 E_x + E_y$	0.1	0.3	0.5	0.7	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0

6.2 Analisi dei risultati

Si definisce il dominio di resistenza di ogni parete, stabilendo che i massimi spostamenti nel piano e fuori piano sono:

$$\Delta_{IP,max} = 0.05 \cdot \max(h_{pannello}; l_{pannello}) \quad (6.4)$$

$$\Delta_{OOP,max} = t_{pannello} \quad (6.5)$$

Tabella 24 – Dominio di resistenza IP-OOP dei pannelli dell'edificio multipiano.

Parete	$\Delta_{IP,max}$ [mm]	$\Delta_{OOP,max}$ [mm]
Lungo x (3.5x3.5 m)	175	300
Lungo z (3.5x6.0m)	300	300

Per il calcolo delle forze nel piano si fa riferimento ai taglianti alla base di ciascun pannello, calcolato come la somma vettoriale delle forze, $F_{IP,i}$, con $i=1,\dots,6$, delle quattro bielle che modellano il singolo pannello; analogamente, per il calcolo delle forze fuori piano, si sommano vettorialmente le forze, $F_{OOP,i}$, con $i=1,\dots,8$, delle quattro bielle, facendo riferimento alla reazione agente nel centro di massa del pannello (Figura 49).

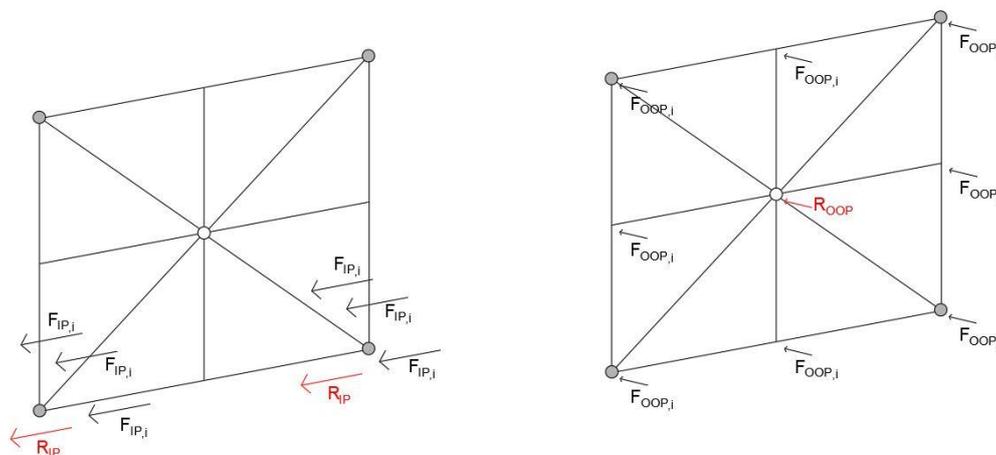


Figura 49 – Calcolo delle forze: (1) nel piano e (2) fuori piano per i pannelli dell'edificio multipiano.

Come suggerisce la letteratura⁸², lo spostamento nel piano è calcolato come la differenza tra quello del nodo alla base e quello del nodo in sommità, mentre lo

⁸² Golisano, A. (2019). *Analisi di fragilità di tamponamenti in muratura soggetti ad azioni sismiche nel piano e fuori piano* = *Fragility analysis of masonry infills subject to seismic actions in-plane and out-of-plane* (Doctoral dissertation, Politecnico di Torino).

spostamento fuori dal piano è calcolato come la differenza tra la posizione iniziale del nodo centrale e quella finale (Figura 50).

Il pannello si muove nello spazio, dunque la posizione finale del suo punto baricentrico è nota una volta calcolata, istante per istante, l'equazione del piano passante per tre dei punti che appartengono sia al telaio che al pannello e applicando la formula distanza punto-piano nota come:

$$\Delta_{OOP} = \frac{ax_0 + by_0 + cz_0 + d}{\sqrt{a^2 + b^2 + c^2}} \quad (6.6)$$

dove:

- x_0, y_0, z_0 sono le coordinate del punto centrale del pannello;
- a, b, c sono i coefficienti dell'equazione del piano, istante per istante, posti in relazione alle coordinate aggiornate dei tre punti che definiscono il pannello.

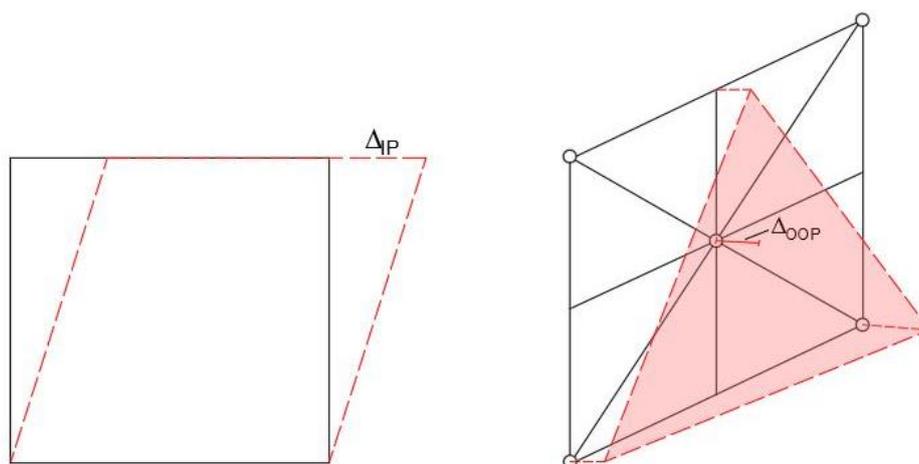


Figura 50 – Calcolo degli spostamenti: (1) nel piano e (2) fuori piano per i pannelli dell'edificio multipiano.

Riportando i risultati in percentuale rispetto all'altezza dei tamponamenti, sono stati messi a confronto, per ogni istante di tempo, gli spostamenti che i pannelli subiscono nel piano e i corrispettivi spostamenti che subiscono fuori dal piano. Si evince come all'aumentare del fattore di scala l'interazione tra gli spostamenti tende a crescere e, per i terremoti considerati, pochi sono i casi in cui si giunge ad un collasso dell'elemento, ovvero quando viene superato il dominio di resistenza riportato nei grafici; tra tutti i casi

vengono selezionati alcuni più significativi per costruirne l'andamento forza-spostamento nel piano e fuori dal piano. Si riportano gli andamenti $\Delta_{IP} - \Delta_{OOP}$, dapprima per la parete lungo x (3.5x3.5m), successivamente per quella lungo z (3.5x6.0m).

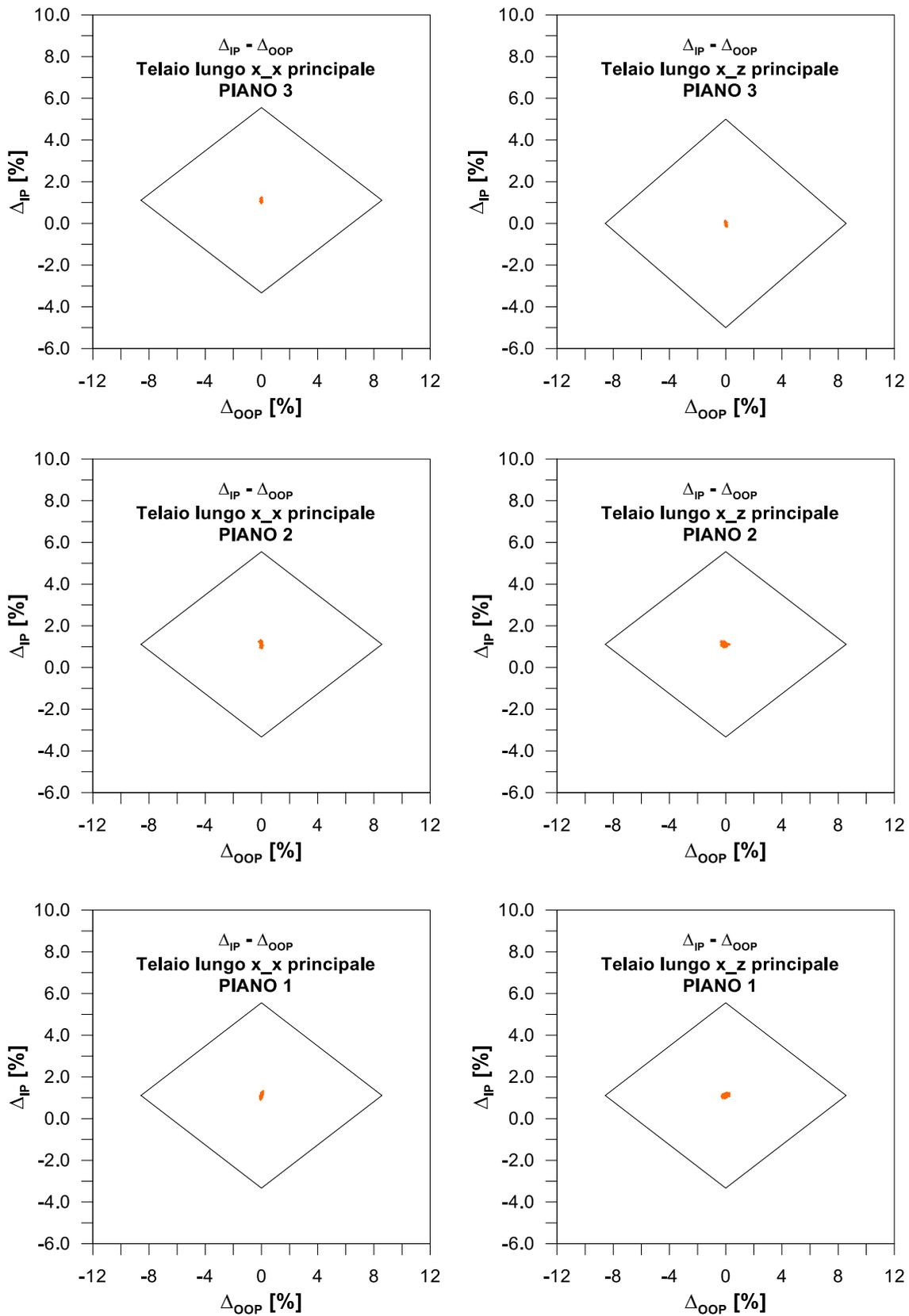


Figura 51 – SF=0.1, parete lungo x (3.5x3.5m). Traiettoria Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).

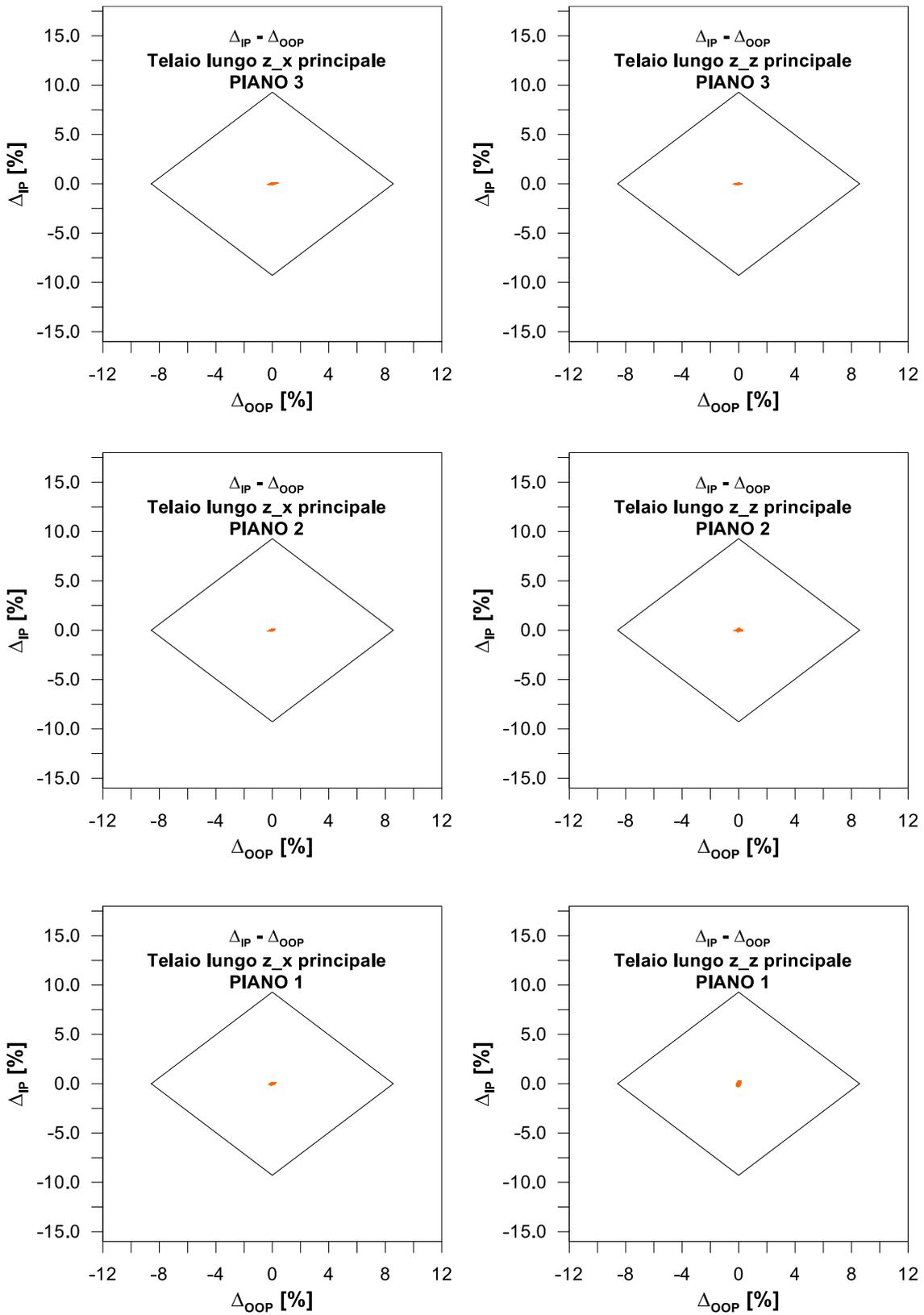


Figura 52 – SF=0.1, parete lungo z (3.5x6.0m). Traiettoria Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).

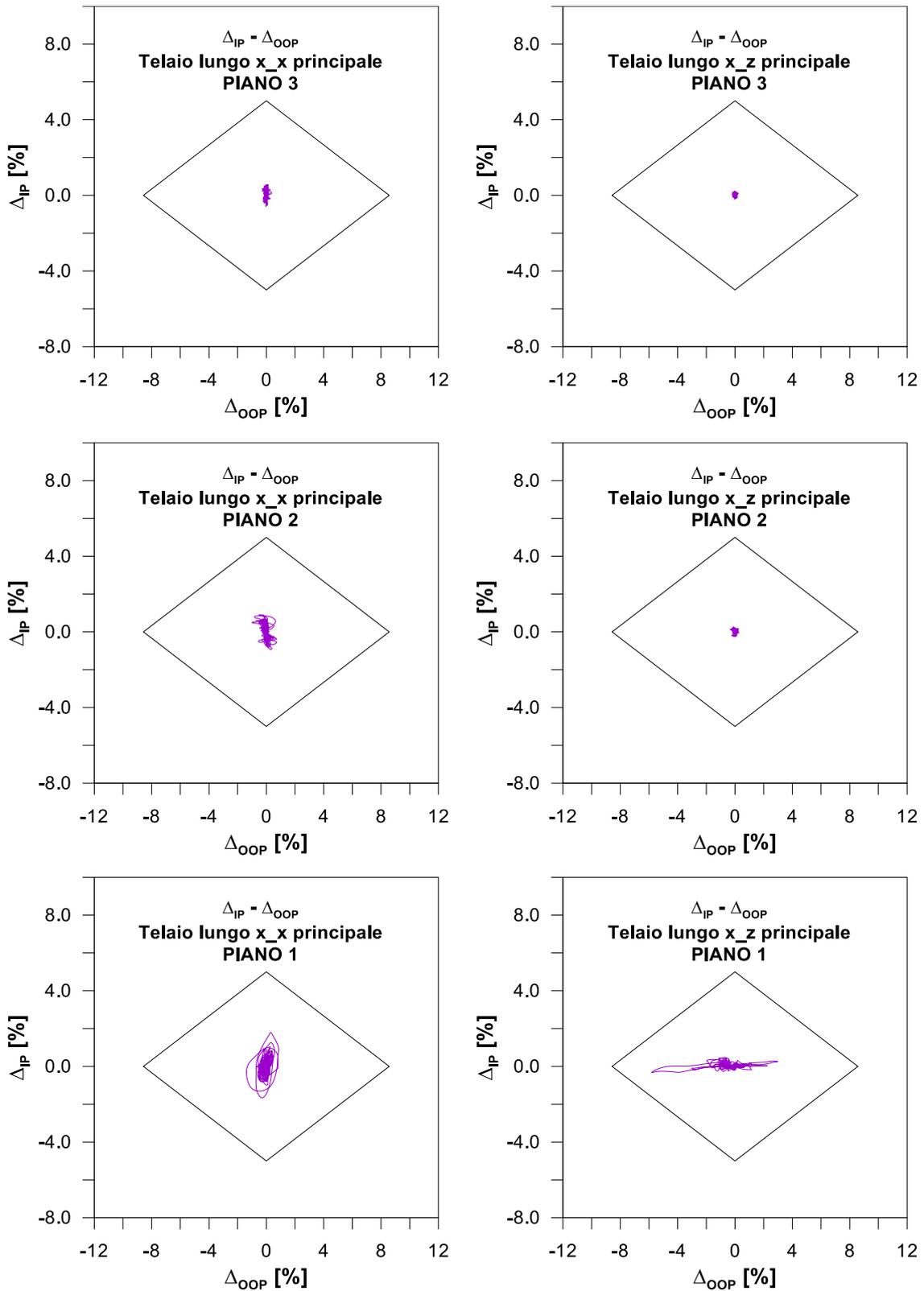


Figura 53 – SF=0.3, parete lungo x (3.5x3.5m). Traiettorie Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).

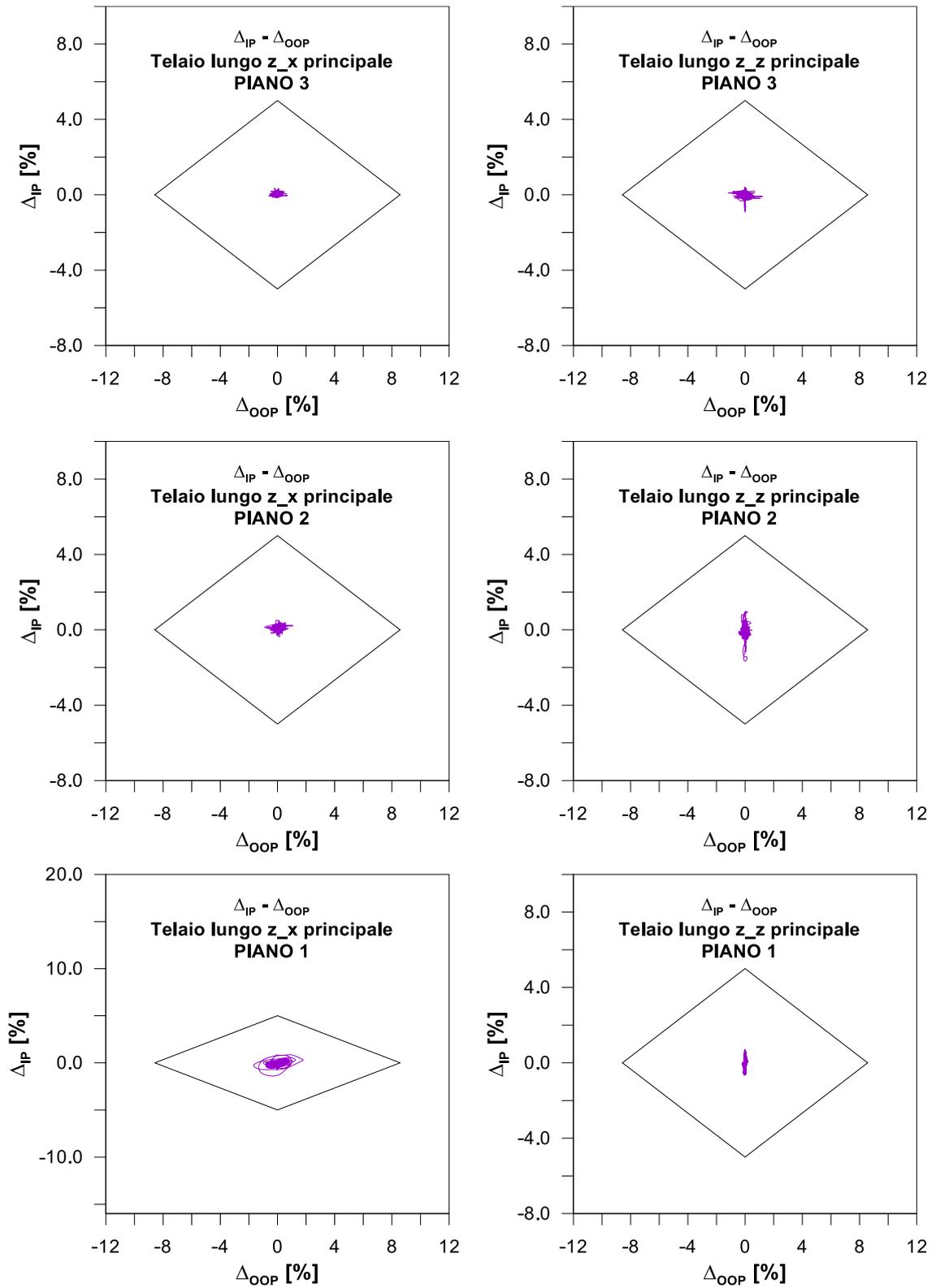


Figura 54 - SF=0.3, parete lungo z (3.5x6.0m). Traiettoria Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).

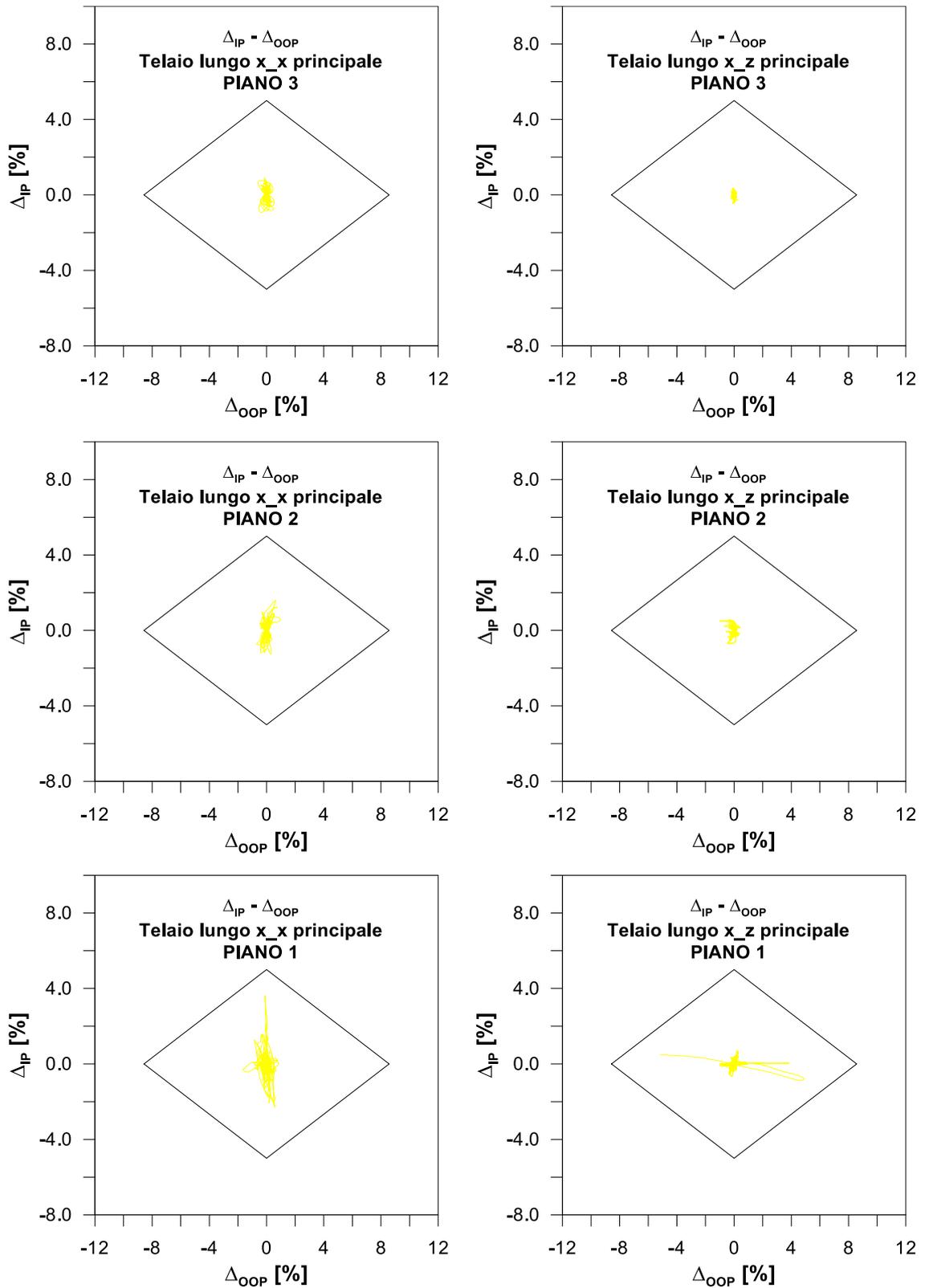


Figura 55 - SF=0.5, parete lungo x (3.5x3.5m). Traiettoria Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).

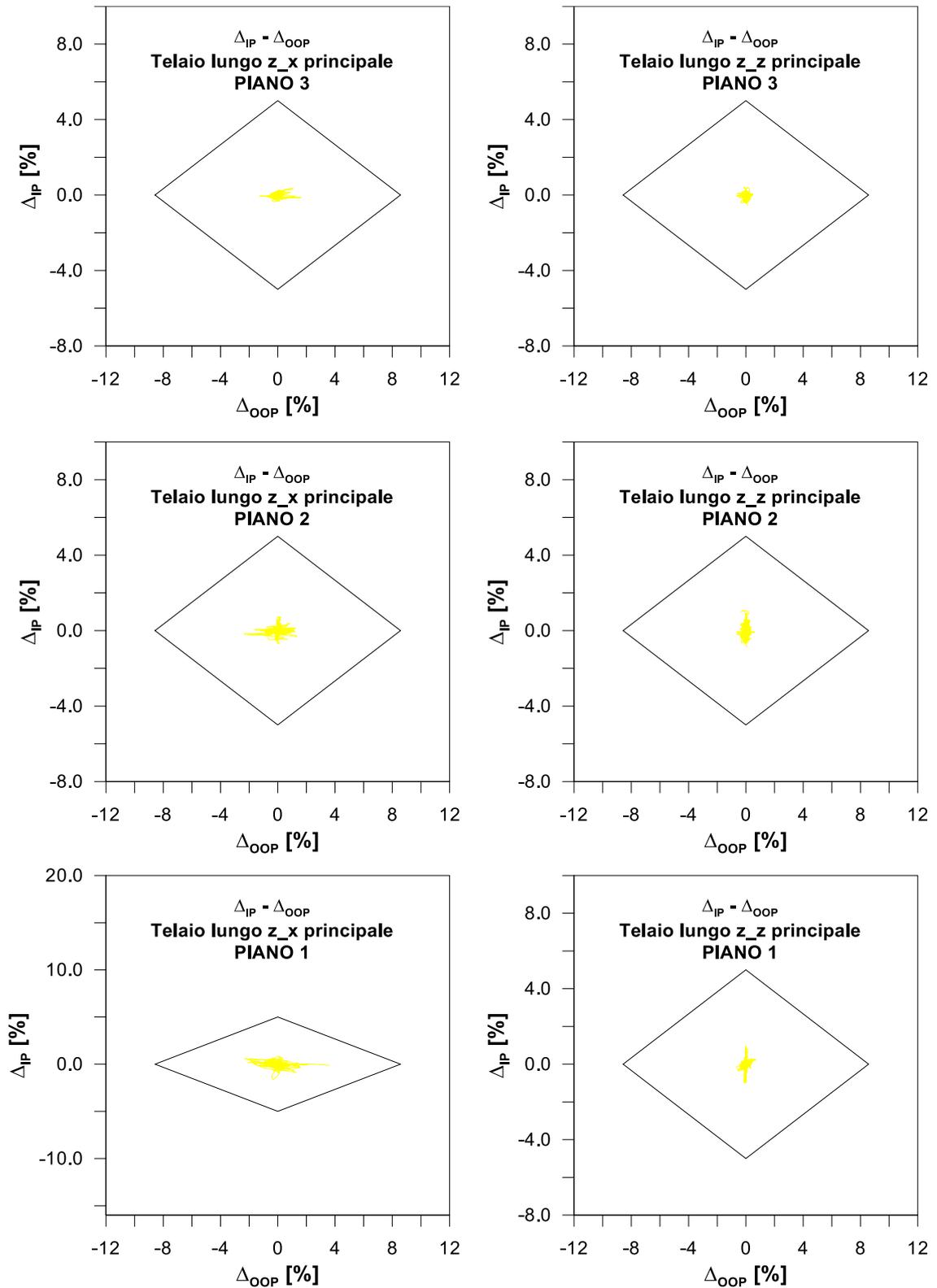


Figura 56 - SF=0.5, parete lungo z (3.5x6.0m). Traiettoria Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).

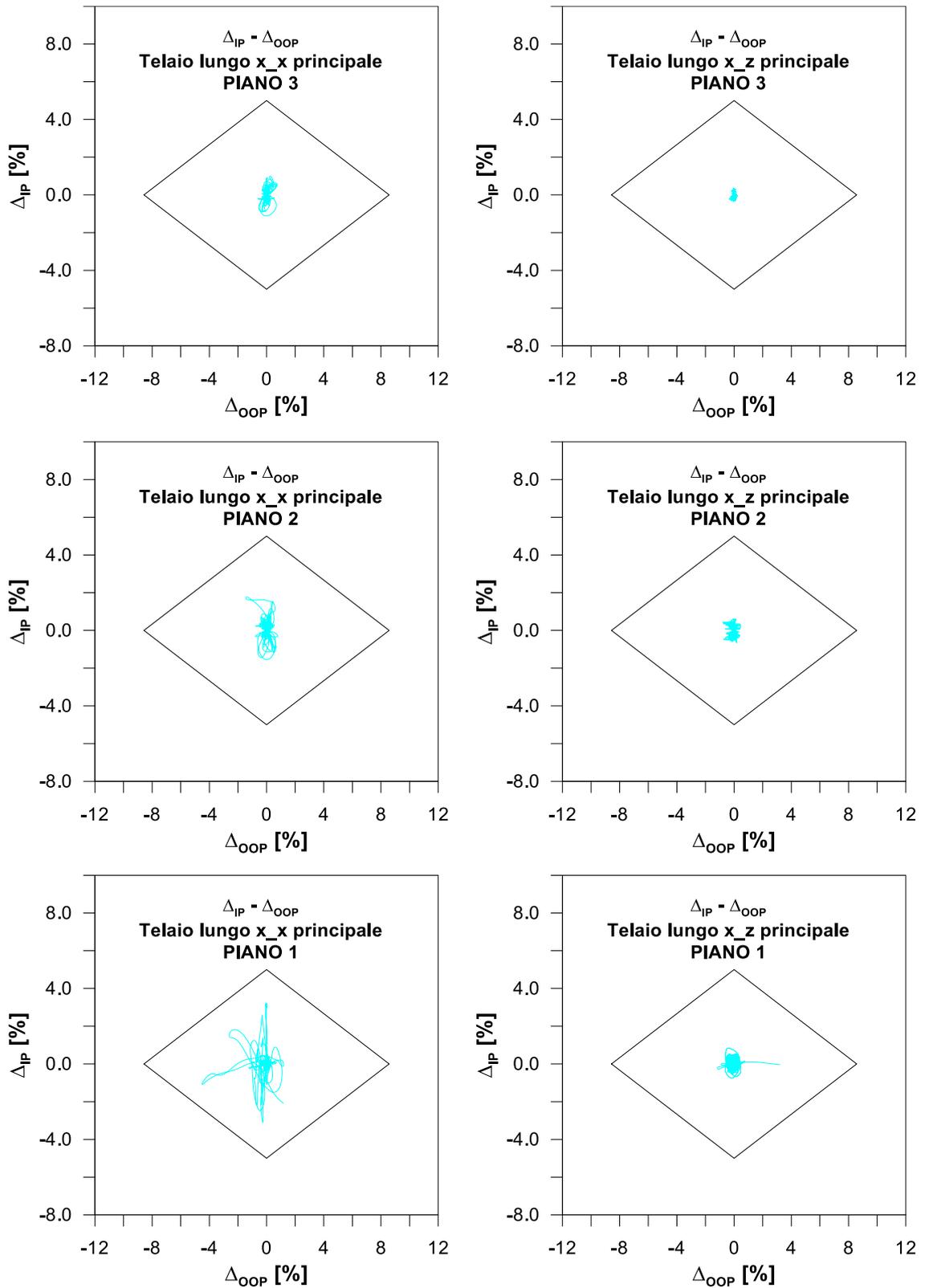


Figura 57 - SF=0.7, parete lungo x (3.5x3.5m). Traiettoria Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).

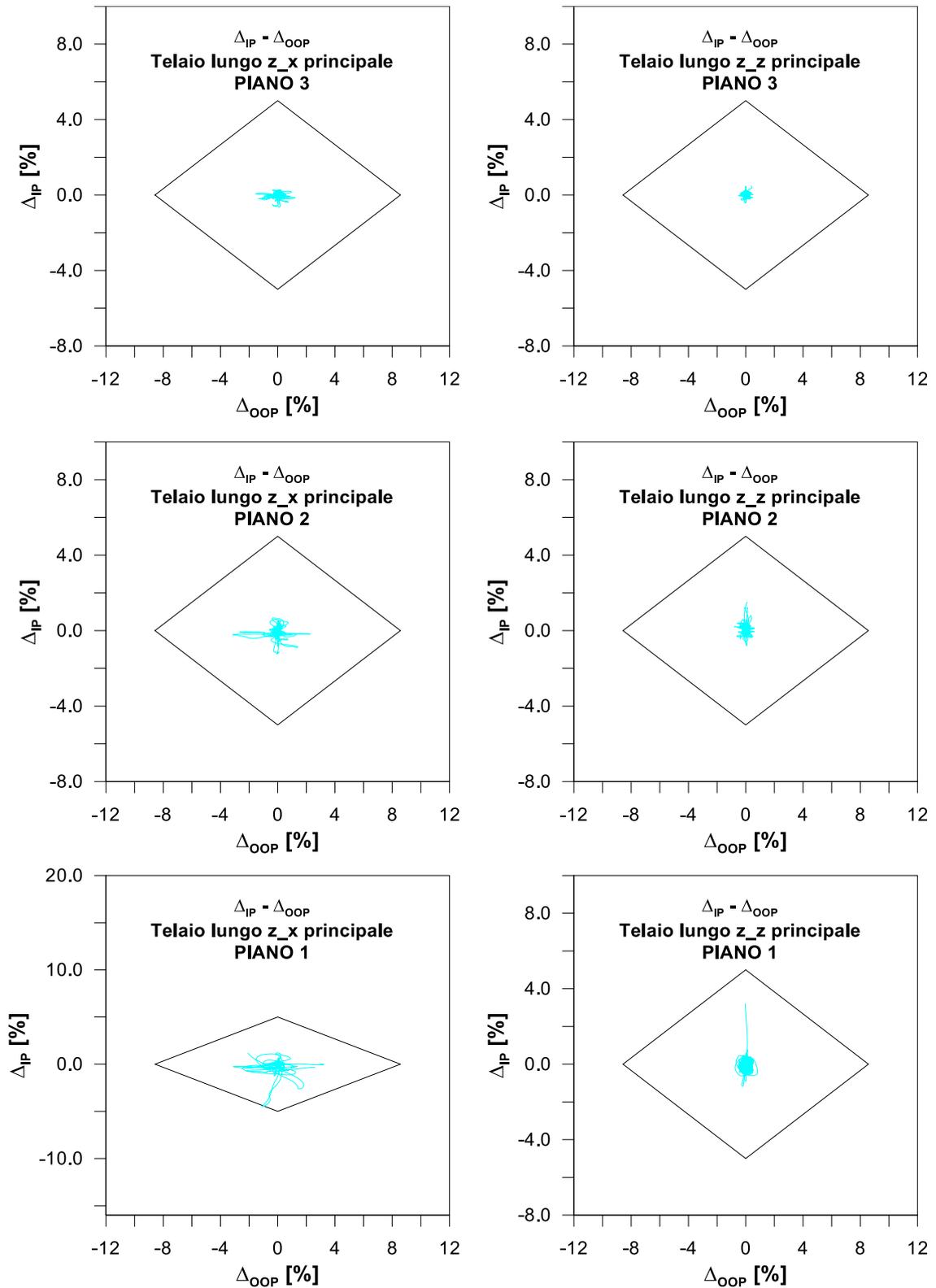


Figura 58 - SF=0.7, parete lungo z (3.5x6.0m). Traiettoria Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).

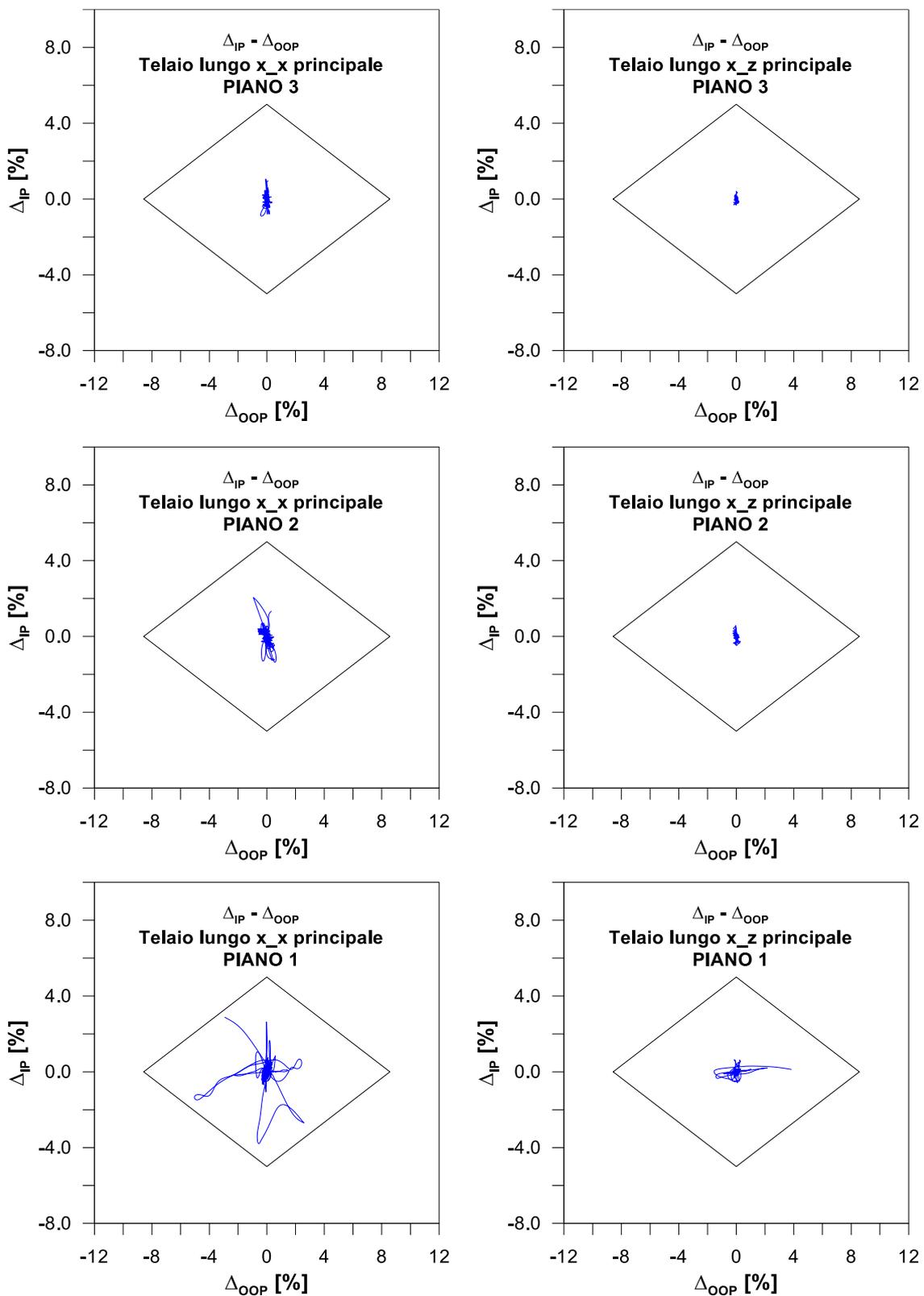


Figura 59 - SF=0.9, parete lungo x (3.5x3.5m). Traiettoria Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).

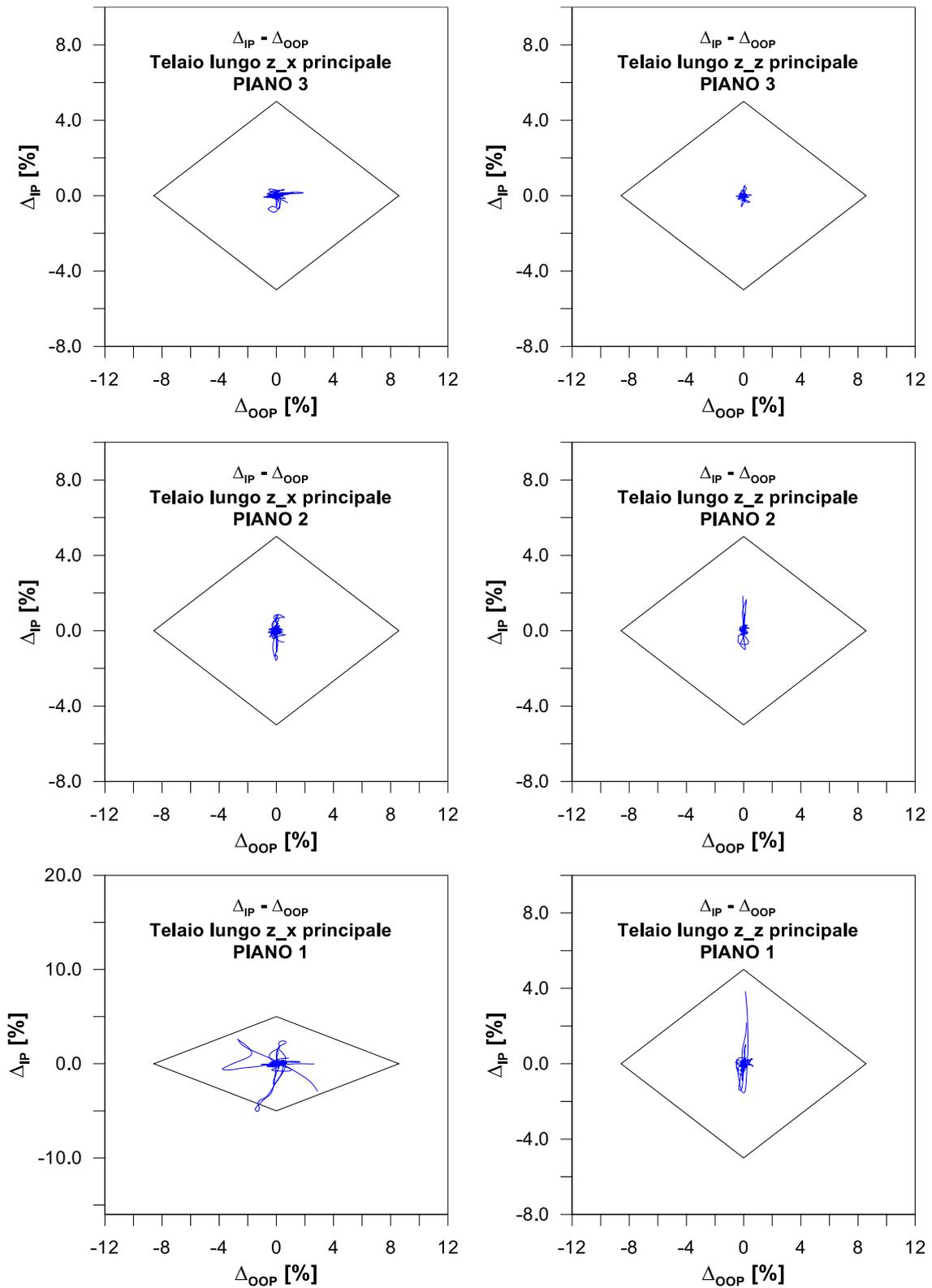


Figura 60 - SF=0.9, parete lungo z (3.5x6.0m). Traiettorie Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).

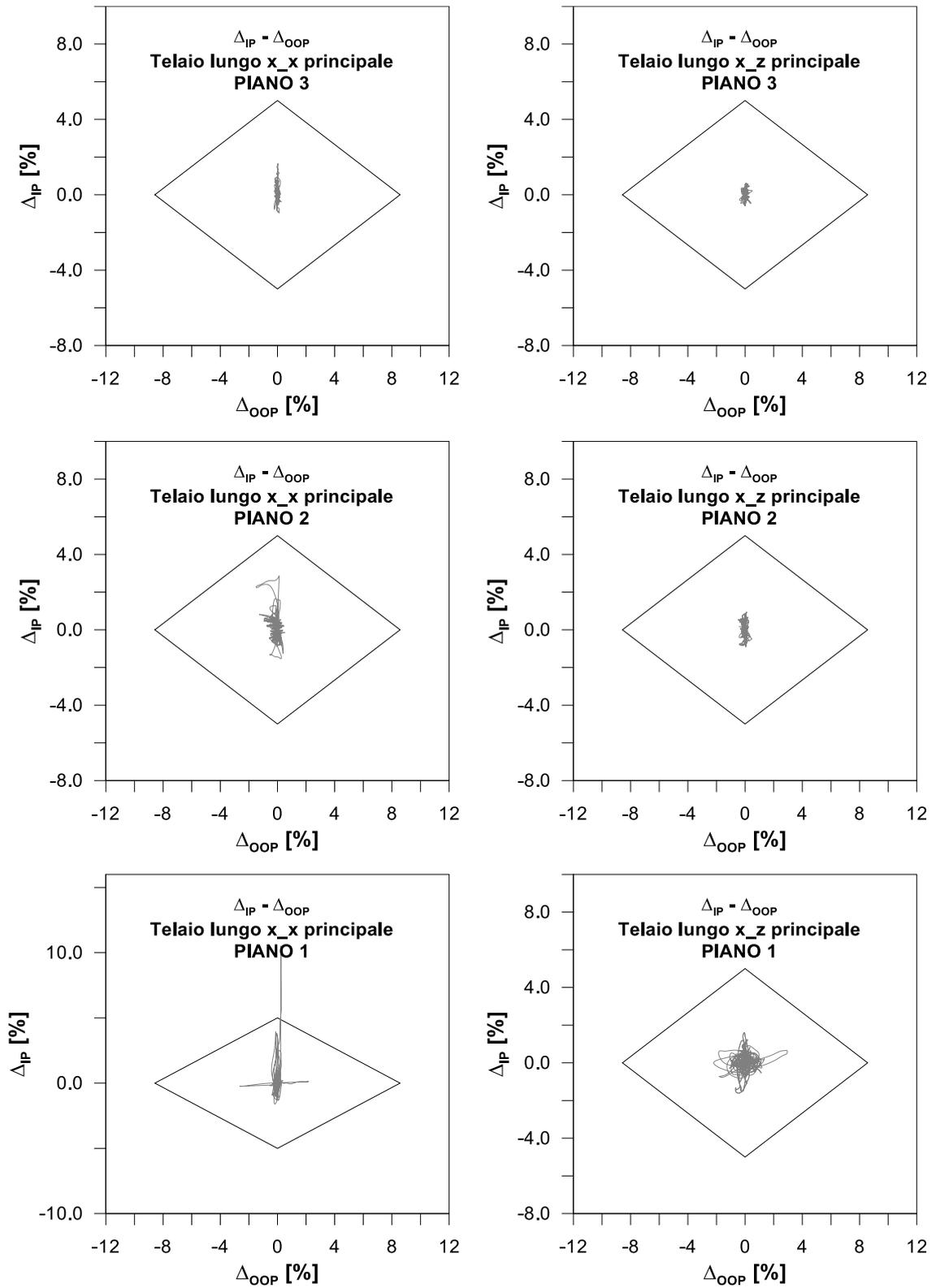


Figura 61 - SF=1.0, parete lungo x (3.5x3.5m). Traiettoria Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).

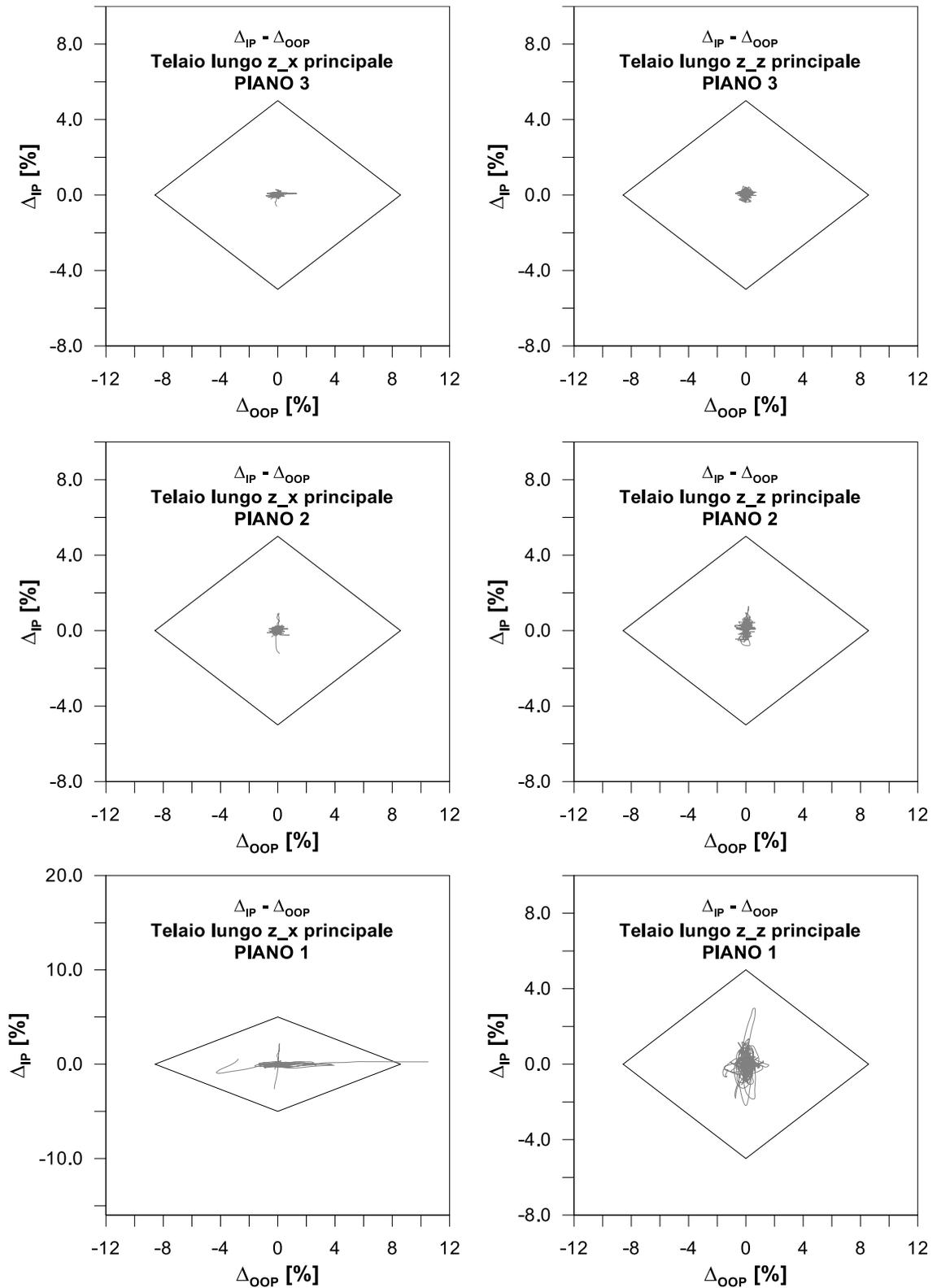


Figura 62 - SF=1.0, parete lungo z (3.5x6.0m). Traiettoria Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).

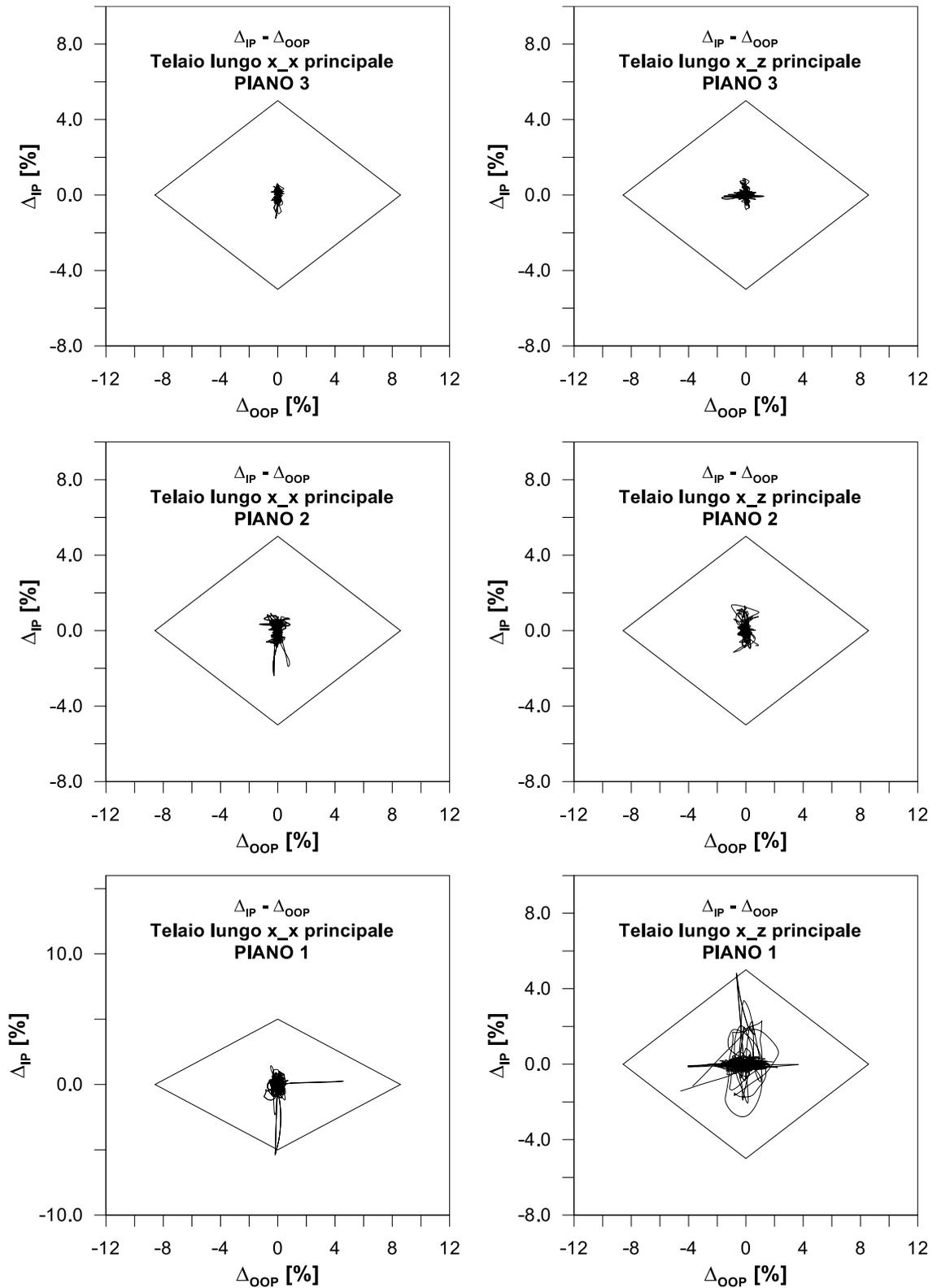


Figura 63 - SF=2.0, parete lungo x (3.5x3.5m). Traiettorie Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).

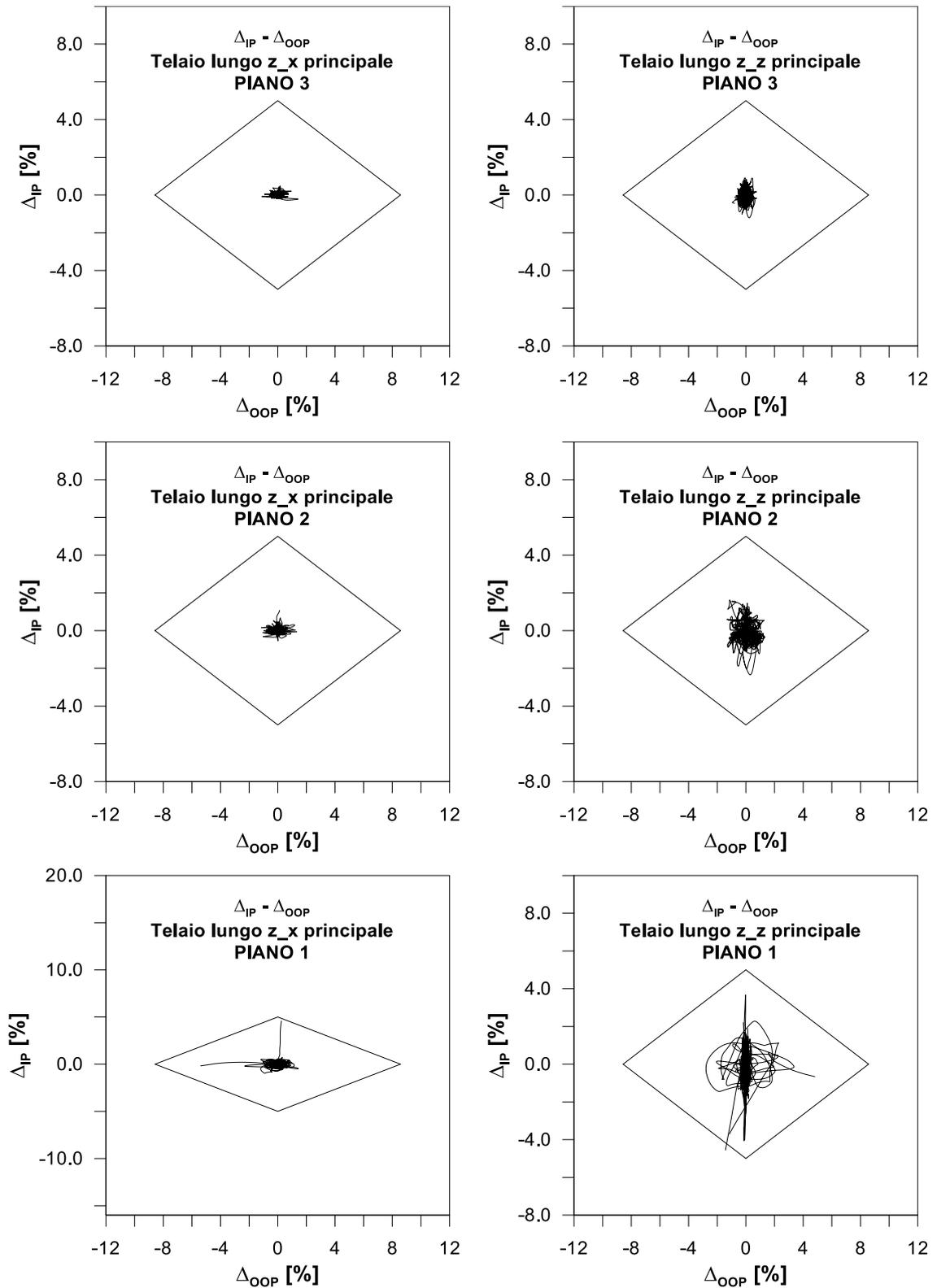


Figura 64 - SF=2.0, parete lungo z (3.5x6.0m). Traiettoria Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).

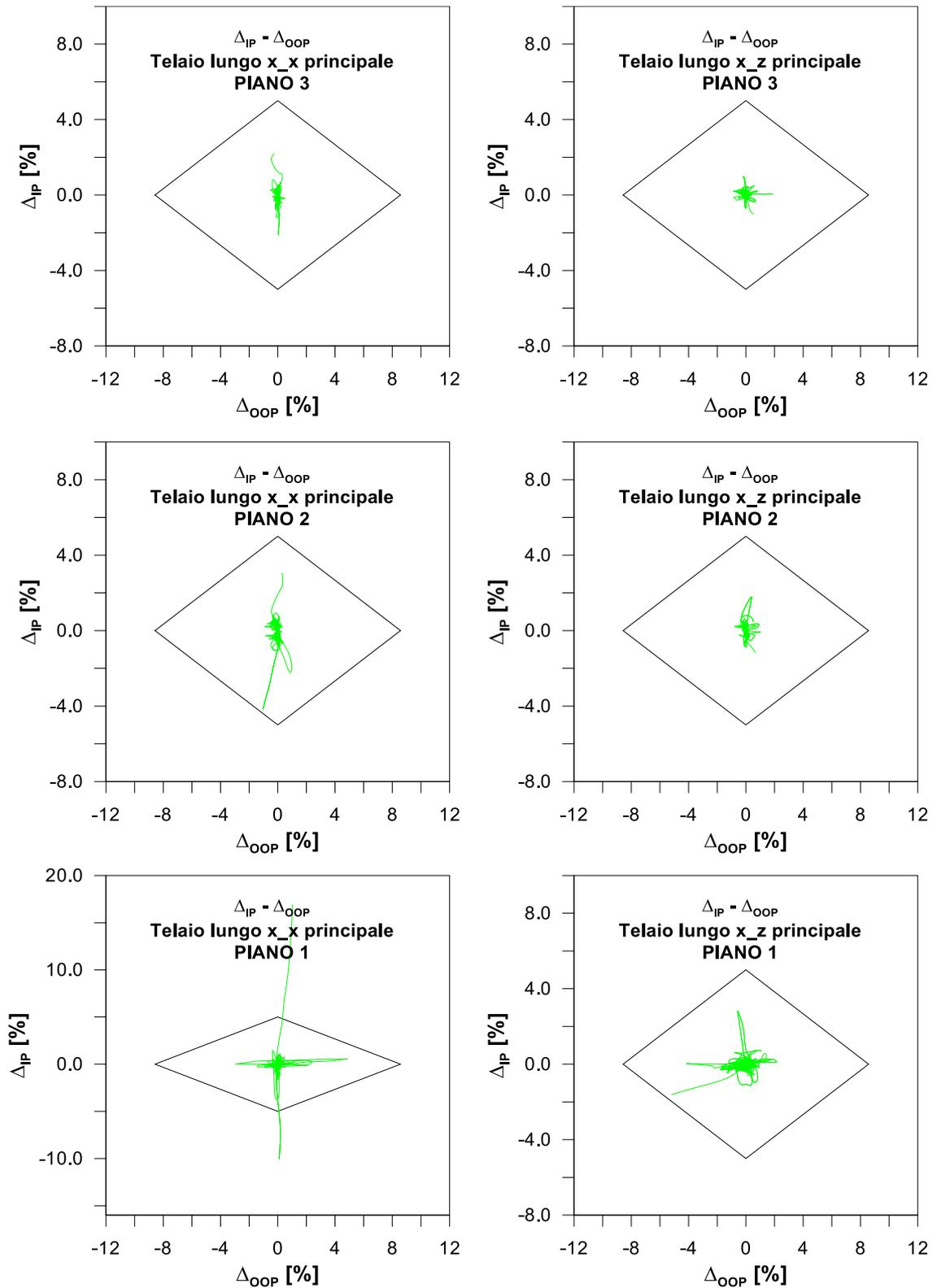


Figura 65 - SF=3.0, parete lungo x (3.5x3.5m). Traiettoria $\Delta_{IP} - \Delta_{OOP}$, con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).

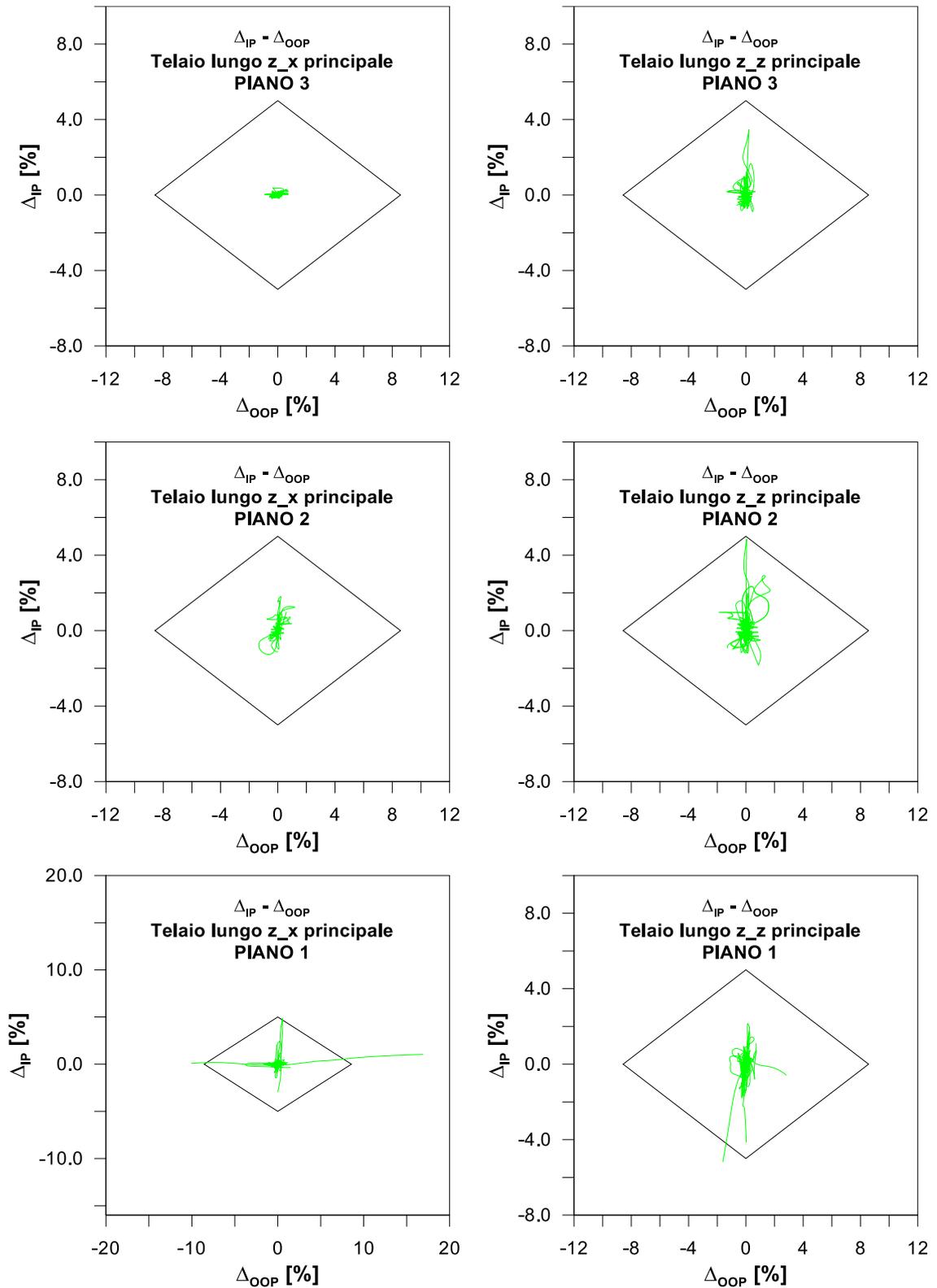


Figura 66 - SF=3.0, parete lungo z (3.5x6.0m). Traiettoria Δ_{IP} - Δ_{OOP} , con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).

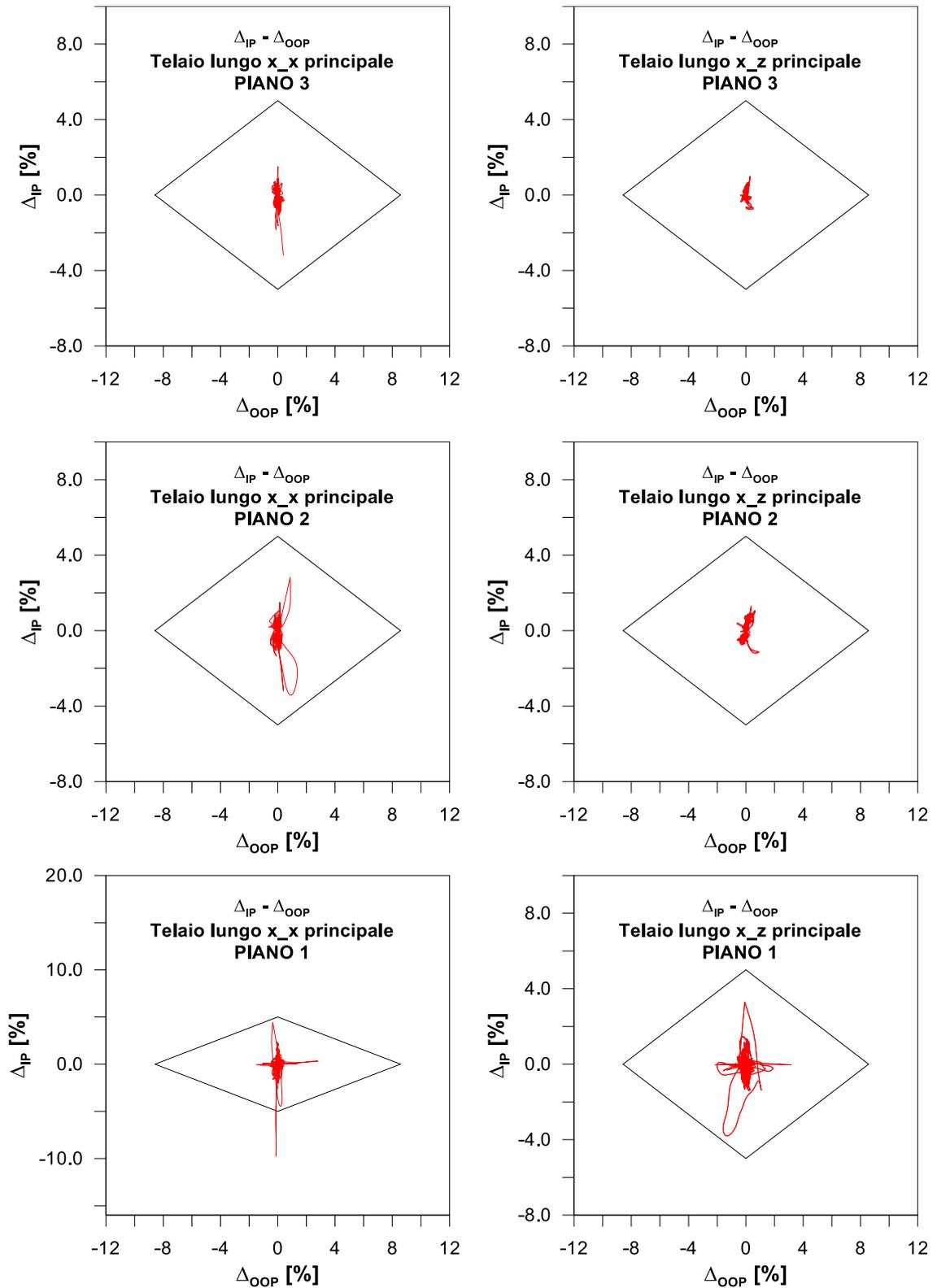


Figura 67 - SF=4.0, parete lungo x (3.5x3.5m). Traiettoria $\Delta_{IP} - \Delta_{OOP}$, con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).

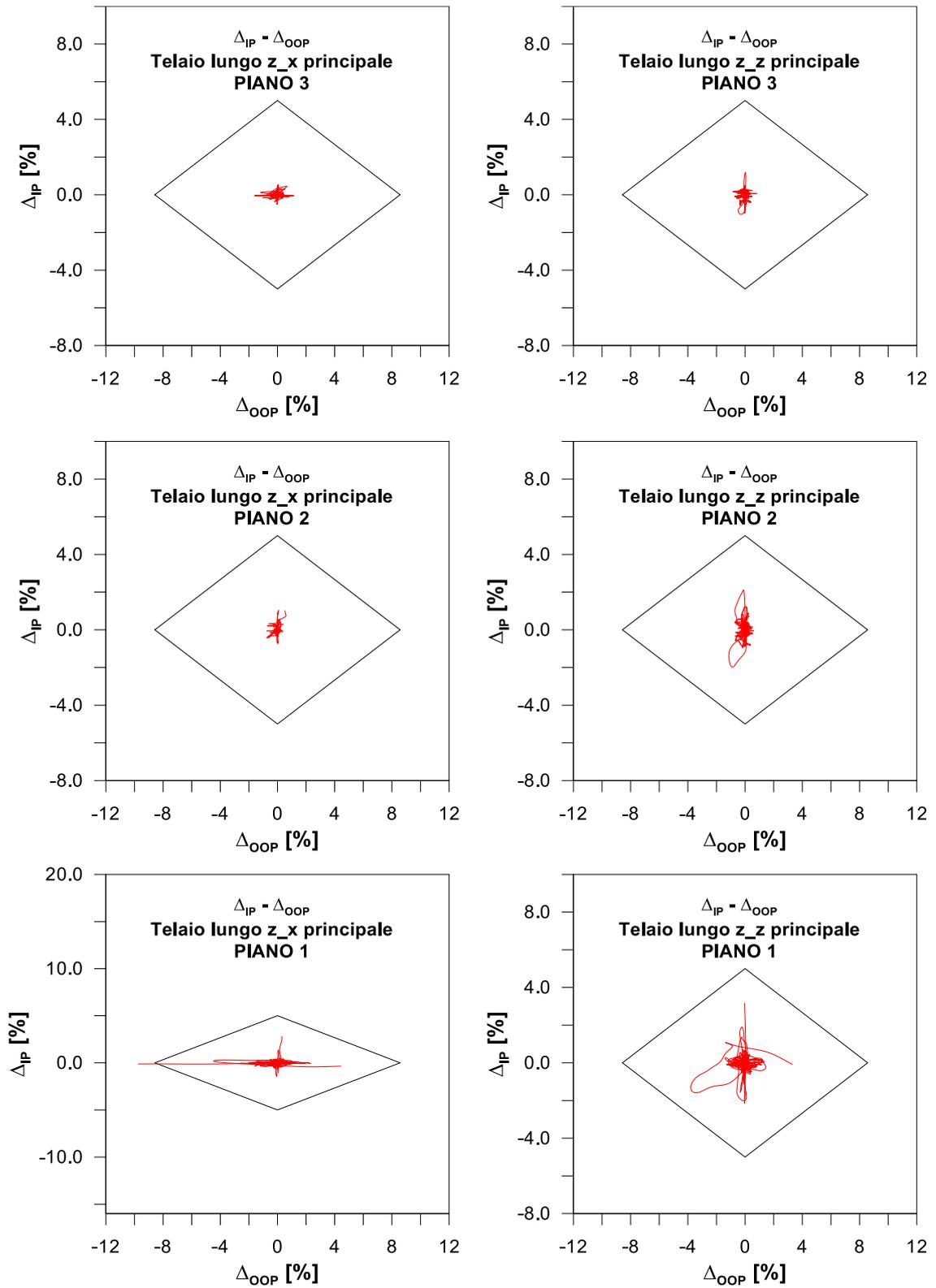


Figura 68 - SF=4.0, parete lungo z (3.5x6.0m). Traiettoria $\Delta_{IP} - \Delta_{OOP}$, con x direzione principale del sisma (prima colonna) e con z direzione principale del sisma (seconda colonna).

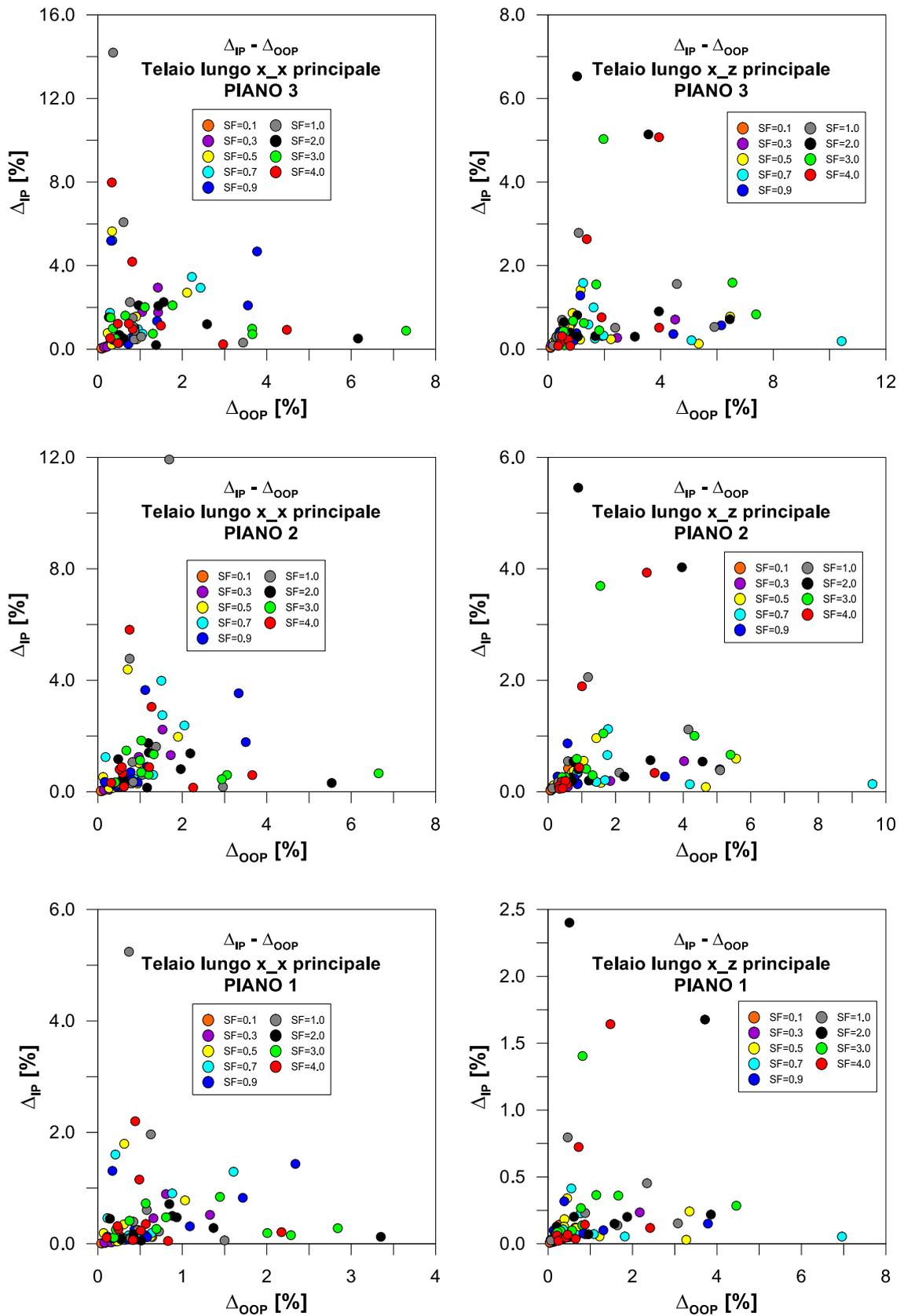


Figura 69 – Nuvole di punti Δ_{IP} - Δ_{OOP} , per la parete lungo x, con x direzione principale del sisma e con z direzione principale del sisma.

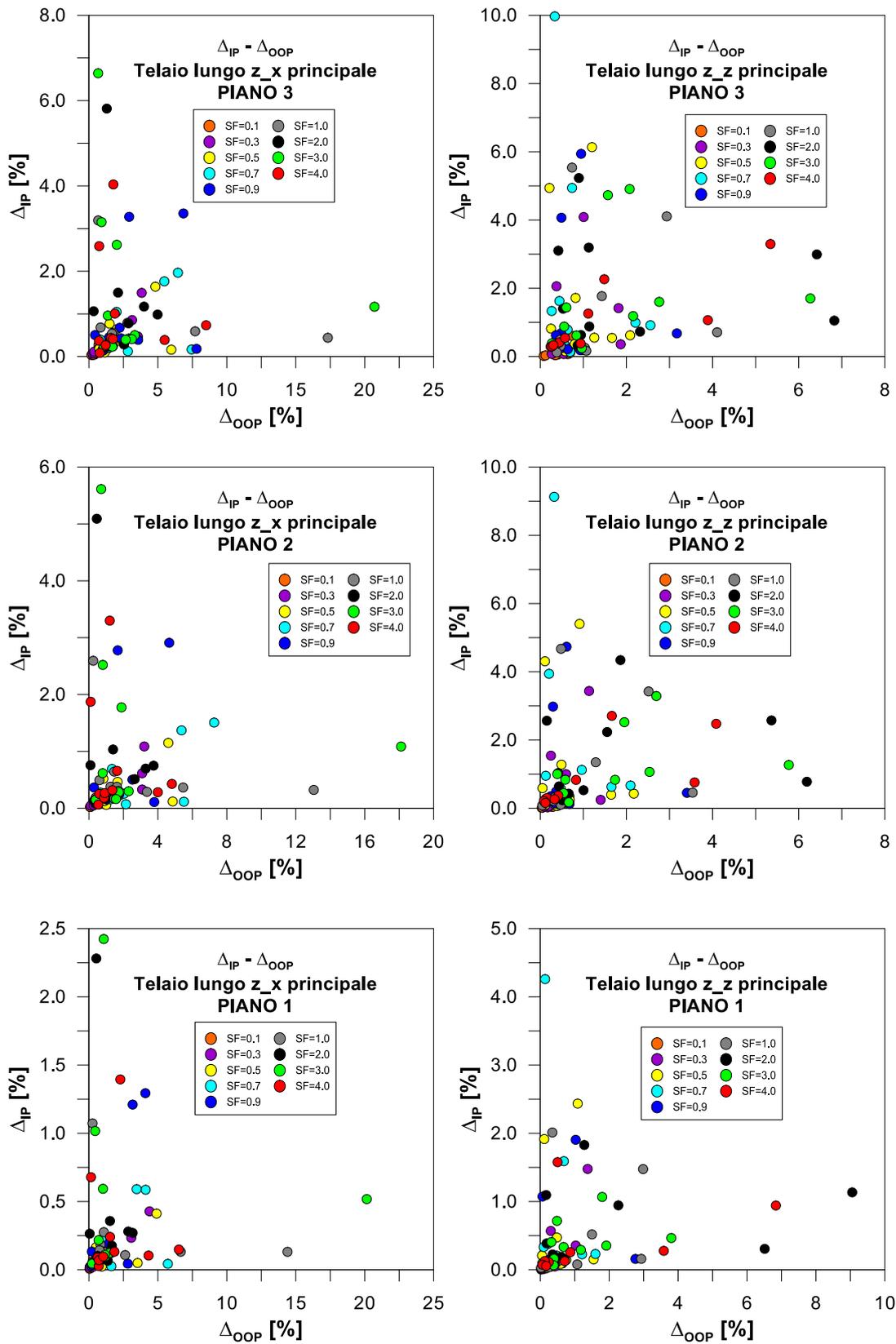


Figura 70 - Nuvole di punti Δ_{IP} - Δ_{OOP} , per la parete lungo z, con x direzione principale del sisma e con z direzione principale del sisma.

Quel che si evince da tutti i grafici è che la risposta di una struttura multipiano a telai in C.A. tamponata dipende fortemente dall'intensità del sisma e dalla quota del pannello; come si può vedere nel caso in esame non è sempre vero che i piani più alti sono quelli più soggetti al danno.

Capitolo 7

FRAGILITÀ SISMICA DI MONUMENTI CLASSICI

7.1 Introduzione

Dopo aver ampiamente valutato la fragilità dei pannelli in muratura su edifici intelaiati in C.A., si estende lo studio alla valutazione della vulnerabilità sismica di edifici monumentali classici, tipici della zona del Mediterraneo, mediante curve di fragilità.

Le colonne e le pareti di monumenti storici, sotto l'azione del sisma, possono rispondere con oscillazione e/o slittamento dei blocchi; per tale comportamento non lineare, che varia al variare della geometria della struttura e dell'intensità del sisma, l'analisi dinamica e la conseguente valutazione della loro vulnerabilità ai terremoti è un problema di difficile determinazione. Tali strutture, se sottoposte ad uno stesso sisma, possono collassare oppure non riscontrare conseguenze, a seconda dell'ampiezza del segnale.

7.2 Risposta in oscillazione dei blocchi rigidi

Il ribaltamento dei blocchi è la prima conseguenza dell'oscillazione e tale effetto viene mostrato in un esperimento⁸³ svolto su un singolo blocco rigido, a cui è stato applicato un sisma amplificato per quattro fattori di scala differenti; *0.6 g*, *0.7 g*, *0.8 g*, *0.9 g* (Figura 71).

⁸³ Psycharis, I. N. (2018, June). Seismic vulnerability of classical monuments. In *European Conference on Earthquake Engineering Thessaloniki, Greece* (pp. 563-582). Springer, Cham.

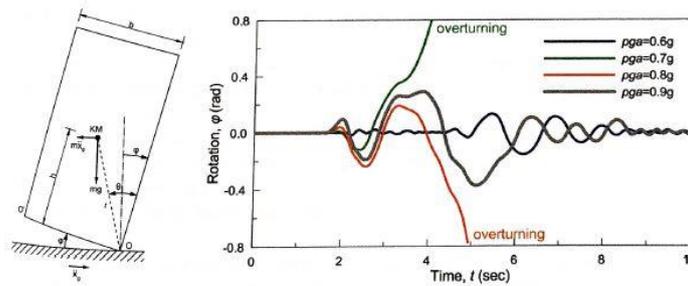


Figura 71 - Risposta dell'oscillazione di un blocco ortogonale di dimensioni $b=0.5\text{ m}$ e $2h=1.5\text{ m}$ sottoposto al terremoto di El Centro (1940) amplificato per una serie di fattori di scala⁸⁴.

Un'altra caratteristica della risposta del blocco è stata la sensibilità alle piccole variazioni dei parametri; nell'esperimento è stato valutato un coefficiente, ε , inizialmente posto pari a 0.85 ⁸⁵, che tenesse conto della dissipazione di energia durante l'impatto del blocco sulla superficie di appoggio.

Variando il coefficiente ε , ponendolo pari a 0.85 , 0.87 e 0.88 , a parità di fattore di scala, per i primi due valori la risposta del blocco risulta poco influente, mentre, per $\varepsilon = 0.88$, il blocco subisce oscillazioni che lo avvicinano al ribaltamento (Figura 72).

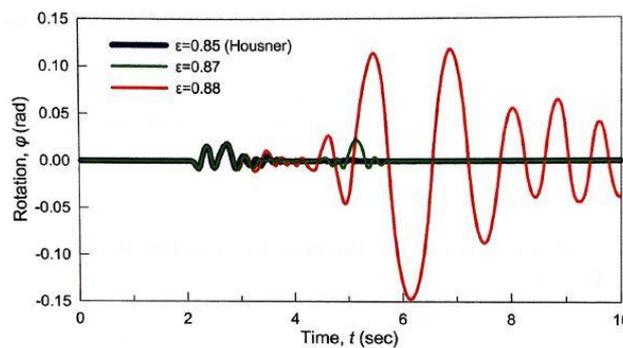


Figura 72 - Risposta dell'oscillazione di un blocco ortogonale di dimensioni $b=0.5\text{ m}$ e $2h=1.5\text{ m}$ sottoposto al terremoto di El Centro (1940), amplificato per un fattore di scala pari a $0.5g$, al variare dei valori di ε ⁸⁶.

⁸⁴ Ivi, p.101.

⁸⁵ Housner, G. W. (1963). *The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes*. *Bulletin of the seismological society of America*, 53(2), 403-417.

⁸⁶ Psycharis, I. N. (2018, June). *Seismic vulnerability of classical monuments*. In *European Conference on Earthquake Engineering Thessaloniki, Greece* (pp. 563-582). Springer, Cham.

Ciò vuol dire che un decremento del coefficiente di dissipazione ε porta ad oscillazioni minori, per la maggiore quantità di energia dissipata durante l'impatto.

È stato provato⁸⁷ che la risposta sotto un impulso armonico può essere espressa da quattro parametri adimensionali:

- ω_g/p , un rapporto che cresce all'aumentare della frequenza del segnale e delle dimensioni del blocco, dove:

$$p = \sqrt{mgr/I_o} \quad (7.1)$$

è la frequenza caratteristica del sistema che dipende da r e I_o , che sono rispettivamente la metà della diagonale e il momento di inerzia rispetto al baricentro del blocco; ω_g è la frequenza del segnale armonico;

- $a_g/g \tan(\theta)$, un rapporto che misura la forza del segnale rispetto all'accelerazione critica richiesta per instaurare l'oscillazione; in cui θ è l'angolo di snellezza e a_g è l'ampiezza del segnale;
- θ l'angolo di snellezza;
- ε il coefficiente di dissipazione.

Assumendo ε noto e costante, e ω_g e a_g dati a priori, la risposta dipende dall'angolo di snellezza θ e dalla frequenza caratteristica p , la quale decresce inversamente con le dimensioni del blocco. Tra due blocchi con uguale θ , ma dimensioni differenti, il più piccolo è soggetto ad un'oscillazione maggiore rispetto a quello più grande.

⁸⁷ Zhang, J., & Makris, N. (2001). Rocking response of free-standing blocks under cycloidal pulses. *Journal of Engineering Mechanics*, 127(5), 473-483.

7.3 Vulnerabilità ai terremoti

Si considerino più blocchi posti l'uno sopra l'altro, chiamati *drums* nelle colonne dei monumenti classici, la loro risposta sotto l'azione sismica è governata dall'oscillazione e/o dallo slittamento, individuale o in gruppo, di questi ultimi⁸⁸; conseguentemente, i modi di vibrare del sistema crescono in maniera esponenziale al crescere del numero di blocchi. Nella maggior parte dei casi i monumenti classici resistono all'azione sismica, ciononostante, non essendo strutture anti-sismiche, se danneggiati da un precedente sisma, al successivo possono registrare una vulnerabilità ridotta.

Le difficoltà di valutazione della vulnerabilità consistono nella riproduzione delle reali imperfezioni che caratterizzano la struttura e nella forte sensibilità che questa presenta con piccole variazioni di geometria e caratteristiche del sisma.

7.3.1 Influenza della geometria della struttura

Le dimensioni di una struttura possono variare in maniera significativa il suo comportamento strutturale sotto l'azione di un terremoto. Strutture più grandi possono essere maggiormente stabili di strutture più piccole e, conseguentemente, l'accelerazione di collasso richiesta per queste ultime è minore di quella necessaria a far collassare la struttura maggiore (Figura 73).

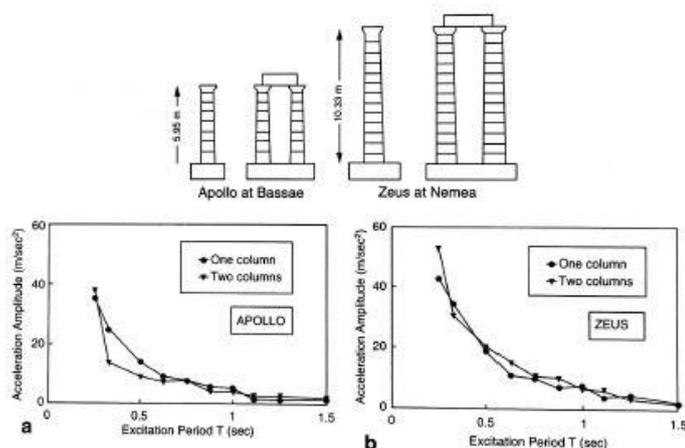


Figura 73 - Minima accelerazione richiesta per il collasso di strutture con dimensioni differenti⁸⁹.

⁸⁸ Papaloizou, L., & Komodromos, P. (2011). Seismic behaviour of ancient multidrum structures. In *Computational Methods in Earthquake Engineering* (pp. 237-264). Springer, Dordrecht.

⁸⁹ Psycharis, I. N., Papastamatiou, D. Y., & Alexandris, A. P. (2000). Parametric investigation of the stability of classical columns under harmonic and earthquake excitations. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 29(8), 1093-1109.

7.3.2 Influenza delle caratteristiche del sisma

La risposta sismica è influenzata anche dal periodo predominante del sisma, il quale, aumentando, comporta una decrescita esponenziale del valore critico che governa la stabilità della struttura; con frequenze dell'eccitazione sismica basse, la costruzione è più soggetta al collasso; con frequenze alte, la struttura risulta meno vulnerabile all'azione sismica (Figura 74).

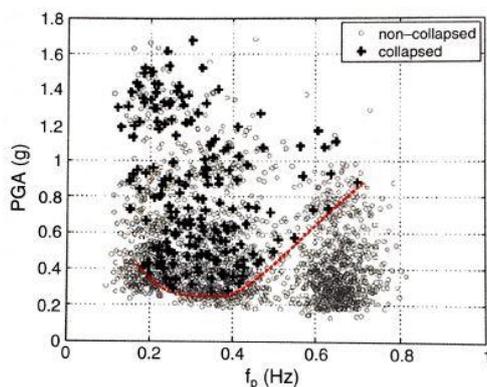


Figura 74 - Limite tra la zona di collasso e di non collasso al variare della frequenza dell'eccitazione sismica⁹⁰.

Basse frequenze del sisma possono causare un'intensa oscillazione della struttura, mentre alte frequenze possono instaurare un moto di slittamento tra i blocchi, che aumenta al crescere della quota del blocco; per questa ragione, la scelta dei terremoti nelle analisi dinamiche non lineari deve essere accurata.

7.3.3 Influenza del danno pre-esistente

In generale, i monumenti classici risultano essere molto resistenti all'azione del sisma, d'altronde, se sono presenti imperfezioni dovute a pregressi eventi sismici, il loro comportamento strutturale può essere notevolmente compromesso (Figura 75).

Le imperfezioni più comuni sono:

- parti della struttura crollate, che riducono l'area di contatto;
- problemi alle fondazioni, che possono causare l'inclinazione delle colonne;
- spostamenti di alcuni *drums*, pregressi a seguito di sismi precedenti;

⁹⁰ Ivi, p.104.

- rotture degli elementi strutturali, che, in alcuni casi, dividono in due parti i blocchi.

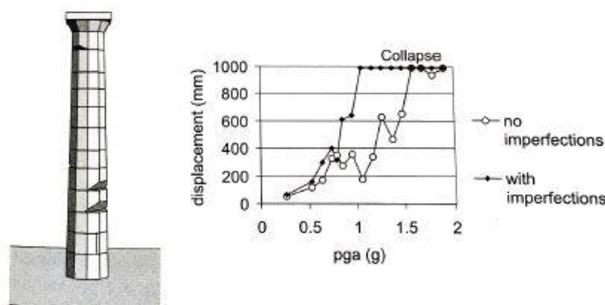


Figura 75 - Massimo spostamento in testa di una colonna, al variare della PGA di collasso, senza e con imperfezioni⁹¹.

7.4 Metodologia di modellazione

Lo studio viene svolto su due colonne reali assunte rappresentative della maggior parte dei casi esistenti nella letteratura archeologica (Figura 76); la modellazione degli elementi avviene in ambito di modellazione discreta, *DEM*.



Temple of Apollo at Bassae Temple of Zeus at Olympia Temple of Olympian Zeus (Olympieion)

Figura 76 – Esempio di tipiche strutture archeologiche con geometrie differenti: (Temple of Apollo at Bassae) $H = 5.95$ m, numero di *drums* = 7, $H/d_f = 5.36$; (Temple of Zeus at Olympia) $H = 10.44$ m, numero di *drums* = 14, $H/d_f = 4.70$; (Temple of Olympian Zeus at Athens) $H = 16.81$ m, numero di *drums* = 17, $H/d_f = 6.70$.⁹²

⁹¹ *Ivi*, p.119.

⁹² Pulatsu, B., Sarhosis, V., Bretas, E. M., Nikitas, N., & Lourenço, P. B. (2017). Non-linear static behaviour of ancient free-standing stone columns.

7.4.1 DEM – Discrete element method

La modellazione *DE* è stata proposta la prima volta nel 1971⁹³ per la risoluzione di problemi legati alla meccanica delle rocce, dove elementi distinti erano usati per simulare le masse di roccia; successivamente, tale modellazione è stata applicata anche per la simulazione del comportamento fuori piano di pannelli di muratura⁹⁴.

Ogni elemento ha le proprie proprietà geometriche che lo separa da tutti gli altri sistemi; sebbene sia possibile considerare i blocchi deformabili, nel caso in esame, i distinti elementi sono assunti infinitamente rigidi, poiché il comportamento delle strutture di muratura è governato dai punti di contatto, piuttosto che dalle unità di pietra. Tale assunzione risulta vantaggiosa dal punto di vista computazionale, specialmente per analisi dinamiche non lineari, poiché le equazioni di moto sono consolidate nel baricentro del singolo blocco; ad ogni blocco sarà associato un legame costitutivo.

La simulazione dei punti di contatto tra le diverse unità non richiede la modellazione di elementi *joint*, poiché i blocchi sono connessi tra di loro cinematicamente da una serie di punti di contatto; questi ultimi sono posizionati sul perimetro esterno degli elementi e sono creati ai bordi e agli angoli dei blocchi e delle zone sulla base del metodo dell'ipotesi di contatto⁹⁵. La modellazione del contatto tra gli elementi è un fenomeno estremamente complicato che richiede tensioni, distribuzione delle deformazioni e dissipazione di energia dovuta al contatto stesso. Nel caso in esame, il contatto è del tipo *face-to-face*, ovvero composto da due subcontatti (Figura 77), e consente di usare schemi di integrazione di differenti tensioni per determinare le forze di contatto; per ogni subcontatto ci saranno due connessioni, una normale e una tangenziale, tenendo conto della presenza di molle e smorzatori.

Nella direzione normale, l'incremento delle forze di contatto è dato dalla somma di una componente elastica e una dissipativa come segue:

$$F_N^{t+\Delta t} = A_c \cdot k_N + V_N^{rel} \cdot c_N \quad (7.2)$$

⁹³ Cundall, P. A. (1971). A computer model for simulating progressive, large-scale movement in blocky rock system. In *Proceedings of the International Symposium on Rock Mechanics, 1971*.

⁹⁴ Pulatsü, S., & Topçu, A. (2015). Review of 15 years of research on sediment heavy metal contents and sediment nutrient release in inland aquatic ecosystems, Turkey. *Journal of Water Resource and Protection*, 7(02), 85.

⁹⁵ Cundall, P. A., & Hart, R. D. (1992). Numerical modelling of discontinua. *Engineering computations*, 9(2), 101-113.

dove:

- k_N è la rigidezza nella direzione normale;
- A_c è l'area di contatto;
- V_N^{rel} è la velocità relativa nella direzione normale;
- c_N è il coefficiente di smorzamento nella direzione normale.

Analogamente, nella direzione tangenziale, l'incremento delle forze di contatto è governato come segue:

$$F_T^{t+\Delta t} = F_T^{elastic} + V_T^{rel} \cdot \Delta t \cdot k_T + V_T^{rel} \cdot c_T \quad (7.3)$$

dove:

- k_T è la rigidezza nella direzione tangenziale;
- V_T^{rel} è la velocità relativa nella direzione tangenziale;
- c_T è il coefficiente di smorzamento nella direzione tangenziale.

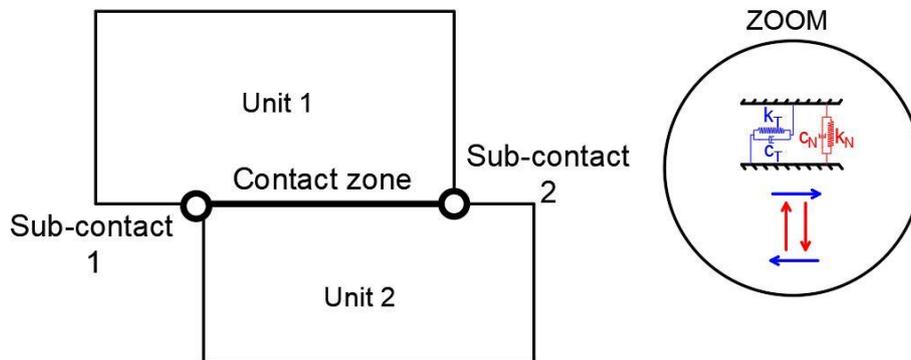


Figura 77 - Modellazione della zona di contatto tra due unità.

Nel presente elaborato la *DEM* viene simulata mediante l'uso del software UDEC, che, permette di registrare gli spostamenti e le rotazioni degli elementi discreti, includendo i distaccamenti, e riconosce nuovi contatti automaticamente con la progressione dell'analisi.

7.4.2 Selezione delle strutture

Tra le colonne mostrate in figura Figura 76, vengono scelte le due più rappresentative tra quelle esistenti nella letteratura archeologica; quella con altezza e numero di *drums* maggiori, il *Tempio di Zeus Olimpio* ad Atene; quello con altezza e numero di *drums* minori, l'*Antica Agorà* di Kos.

Per semplificazione viene calcolato un diametro equivalente medio che tenga conto della variazione di questo lungo l'altezza, dunque in UDEC il diametro è considerato costante lungo tutta la struttura; si riporta una tabella riepilogativa delle proprietà geometriche.

Tabella 25 – Proprietà geometriche delle due colonne scelte.

Elemento	H [m]	d [m]	d_{eq} [-]	n_d [-]
Tempio di Zeus Olimpio	16.81	2.22	2.01	14
Antica Agorà	6.10	0.80	0.71	4

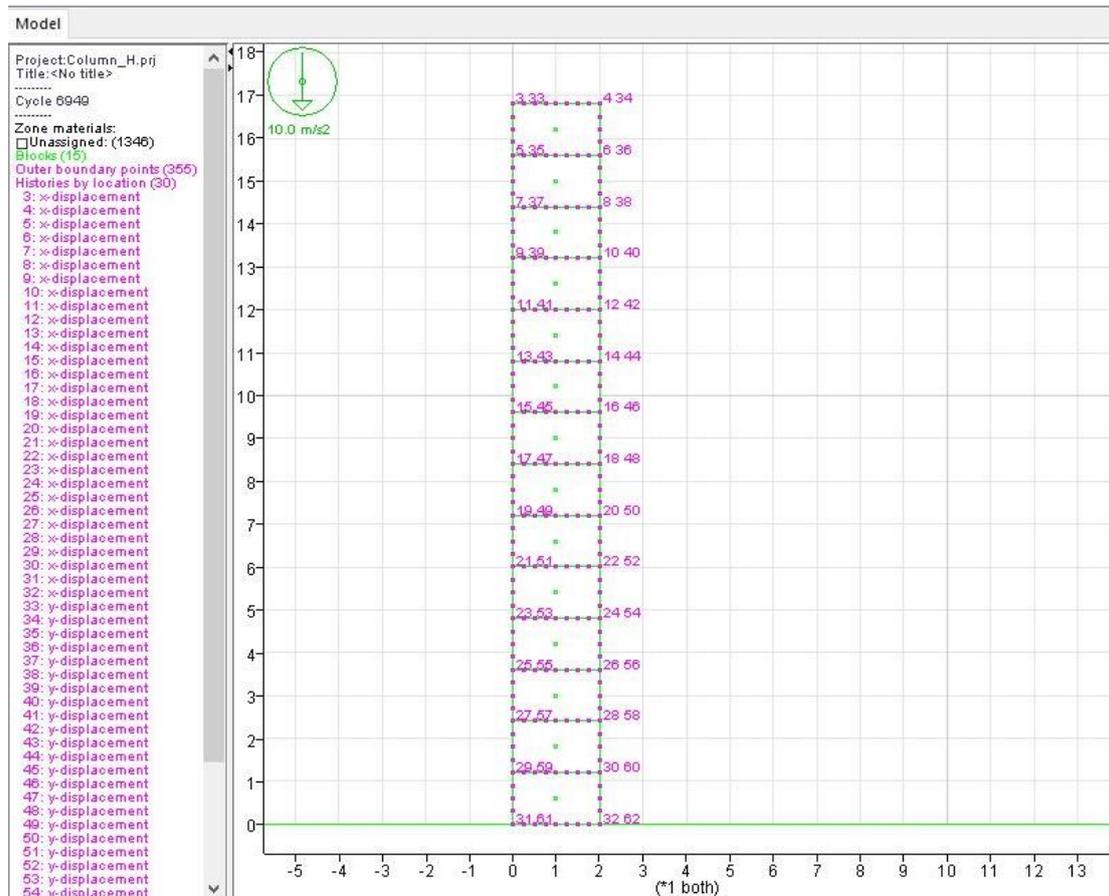


Figura 78 – Esempio costruzione struttura in UDEC, Tempio di Zeus Olimpico.

Si riporta di seguito il codice di UDEC con il quale sono definite geometria e proprietà meccaniche.

```

config cell
round (0.01)
;boundary shape x1,y1 x2,y2 x3,y3 x4,y4
block 0,0 0,16.81 2.01,16.81 2.01,0
crack 0,16.81 2.01,16.81 # crack definisce la divisione in blocchi
crack 0,15.60929 2.01,15.60929
crack 0,14.40857 2.01,14.40857
crack 0,13.20786 2.01,13.20786
crack 0,12.00714 2.01,12.00714
crack 0,10.80643 2.01,10.80643
crack 0,9.60571 2.01,9.60571
crack 0,8.405 2.01,8.405
crack 0,7.20429 2.01,7.20429
crack 0,6.00357 2.01,6.00357

```

```

crack 0,4.80286 2.01,4.80286
crack 0,3.60214 2.01,3.60214
crack 0,2.40143 2.01,2.40143
crack 0,1.20071 2.01,1.20071
; create simple base block, mat=5
block -20 -10 -20 0 640 0 640 -10
change mat 5 range y -10 0
; gen base block with very coarse mesh (2 zones)
gen edge 1000 ran y -10 0
; gen columns
gen edge 0.5 match ran y 0 200
; material for columns
prop mat 1 density 1608 bulk 2.66E10 shear 1.6E10
prop jmat 1 jks 5E10 jkn 5E10 jfriction 30
; properties of base block, very low E not to influence the time step
; block will behave as rigid, with gps with fixed velocities
prop mat 5 density 1608 bulk 2.66E6 shear 1.6E6
; fix base block (gps only at x=-20 and x=640)
bou xvel 0 yvel 0 ran x -21 -19
bou xvel 0 yvel 0 ran x 639 641
set gravity 0 -10
hist unbal
hist damp
;;;record histories
history xdis 0,16.81
history xdis 2.01,16.81
history xdis 0,15.60929
history xdis 2.01,15.60929
history xdis 0,14.40857
history xdis 2.01,14.40857
history xdis 0,13.20786
history xdis 2.01,13.20786
history xdis 0,12.00714
history xdis 2.01,12.00714
history xdis 0,10.80643
history xdis 2.01,10.80643
history xdis 0,9.60571
history xdis 2.01,9.60571

```

```

history xdis 0,8.405
history xdis 2.01,8.405
history xdis 0,7.20429
history xdis 2.01,7.20429
history xdis 0,6.00357
history xdis 2.01,6.00357
history xdis 0,4.80286
history xdis 2.01,4.80286
history xdis 0,3.60214
history xdis 2.01,3.60214
history xdis 0,2.40143
history xdis 2.01,2.40143
history xdis 0,1.20071
history xdis 2.01,1.20071
history xdis 0,0
history xdis 2.01,0
damp auto
;;sets small strain mode in zones. Gridpoint locations will not be updated
due to strain calculation.
set small off
;; ratio limit for the mechanical calculation process. ratio is the default
limit and the default value is 10-5.
solve elas ratio 1.e-6
cy 5000

```

Per svolgere le analisi dinamica incrementale vengono selezionati 10 accelerogrammi, gli stessi usati per l'edificio multipiano, e inizialmente scalati per diversi fattori di scala: 0.1, 0.5, 0.9, 1.0 e 2.0; qualora questi risultino non sufficienti o non sufficientemente fitti, vengono debitamente aumentati o infittiti. Vengono esaminate due situazioni: tenendo conto della sola componente orizzontale; tenendo conto dell'effetto che si ha aggiungendo la componente verticale; i parametri registrati sono gli spostamenti orizzontali di ogni blocco.

La letteratura⁹⁶ suggerisce un *EDP*, *Engineering Demand Parameters*, per la valutazione della vulnerabilità di edifici classici; si calcola lo spostamento massimo in testa, u_t , eq. (7.4) e il massimo drift tra le singole unità, u_d , eq. (7.5).

Si sceglie inoltre di misurare anche la massima apertura dei nodi nel tempo, valutata significativa se maggiore di 1 mm, e il massimo slittamento dei blocchi, valutato significativo fino alla larghezza del blocco stesso.

$$u_t = \max\left(\frac{u_{top}}{D_b}\right) \quad (7.4)$$

dove:

- $\frac{u_{top}}{D_b}$ è lo spostamento in testa normalizzato rispetto al diametro di base della colonna.

$$u_d = \max\left(\frac{resu_i}{D_b}\right) \quad (7.5)$$

dove:

- $\frac{resu_i}{D_b}$ è lo spostamento residuo del blocco i -esimo normalizzato rispetto al diametro di base della colonna.

⁹⁶ Psycharis, I. N., Fragiadakis, M., & Stefanou, I. (2013). Seismic reliability assessment of classical columns subjected to near-fault ground motions. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 42(14), 2061-2079.

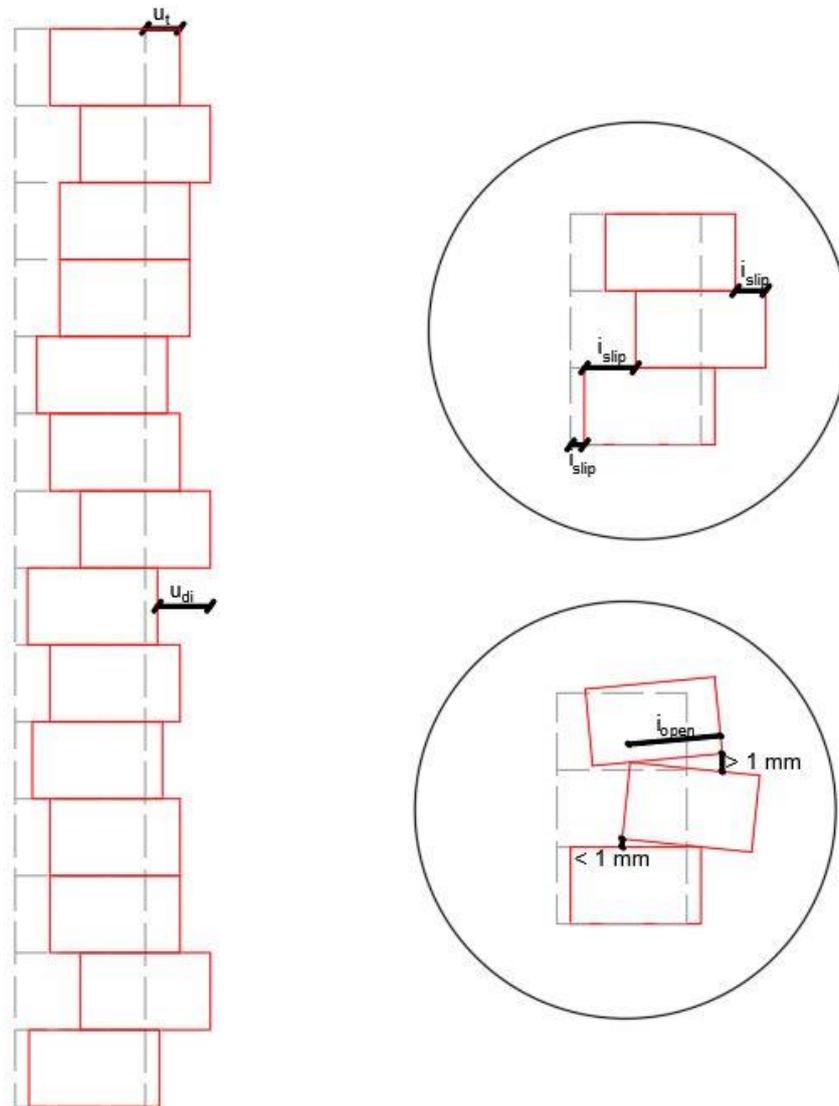


Figura 79 – Parametri controllati durante le analisi sulla colonna.

Lo spostamento in testa permette di misurare come la colonna si è deformata durante il terremoto e quanto vicino al collasso è stata portata durante la scossa; lo spostamento residuo misura quanto la geometria della colonna è stata alterata durante il terremoto incrementando la propria vulnerabilità per terremoti futuri; si riportano i valori limite ⁹⁷ per u_t e u_d :

⁹⁷ Psycharis, I. N. (2018, June). Seismic vulnerability of classical monuments. In *European Conference on Earthquake Engineering Thessaloniki, Greece* (pp. 563-582). Springer, Cham.

Tabella 26 - Livelli di danno per u_{top} .

u_t	Livello di danno	Descrizione
0.15	Danno limitato	Nessun danno per le colonne e nessun spostamento permanente per i singoli <i>drums</i>
0.35	Danno significativo	Ampia apertura dei <i>joints</i> , con probabile danno dovuto all'impatto, e spostamento residuo dei singoli <i>drums</i> significativo; no danni seri per un collasso.
1	Vicino al collasso	Apertura dei <i>joints</i> molto ampia e collasso totale o parziale della struttura.

Tabella 27 - Livelli di danno per u_d .

u_d	Livello di danno	Descrizione
0.005	Deformazione limitata	Insignificante spostamento residuo per i singoli <i>drums</i> senza effetti seri per terremoti futuri.
0.01	Deformazione lieve	Lieve spostamento residuo per i singoli <i>drums</i> con probabile effetto negativo per terremoti futuri.
0.02	Deformazione significativa	Elevato spostamento residuo per i singoli <i>drums</i> con incremento del rischio di collasso per terremoti futuri.

7.5 Analisi dei risultati

Si riportano le curve IDA del Tempio di Zeus Olimpio, per il caso di sola componente orizzontale, successivamente per il caso di entrambe le componenti; orizzontale applicata al 100% e verticale applicata al 30%.

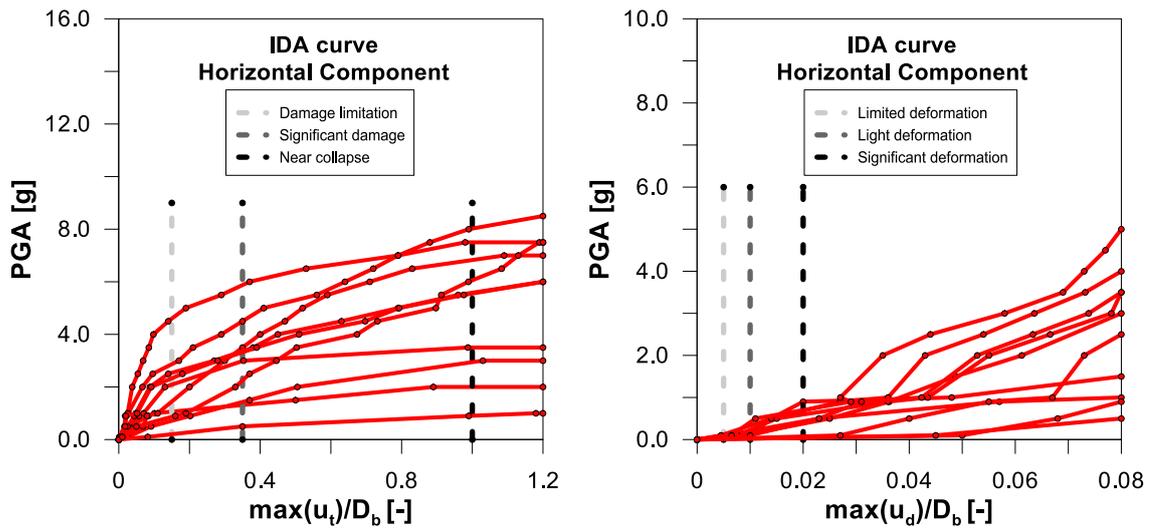


Figura 80 – Tempio di Zeus Olimpico: curve IDA nel caso di sola componente orizzontale.

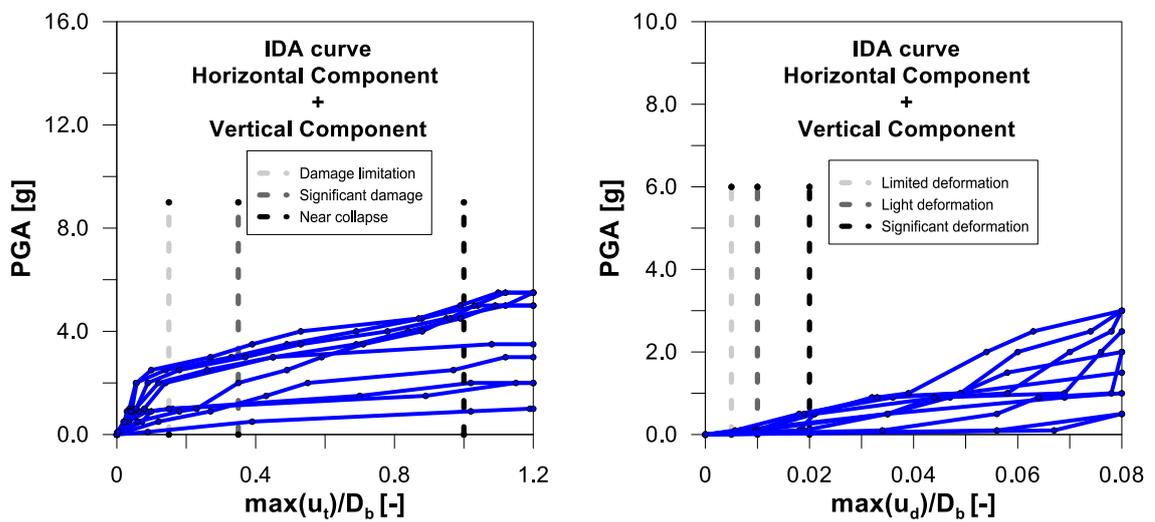


Figura 81 - Tempio di Zeus Olimpico: curve IDA nel caso di componente orizzontale e verticale.

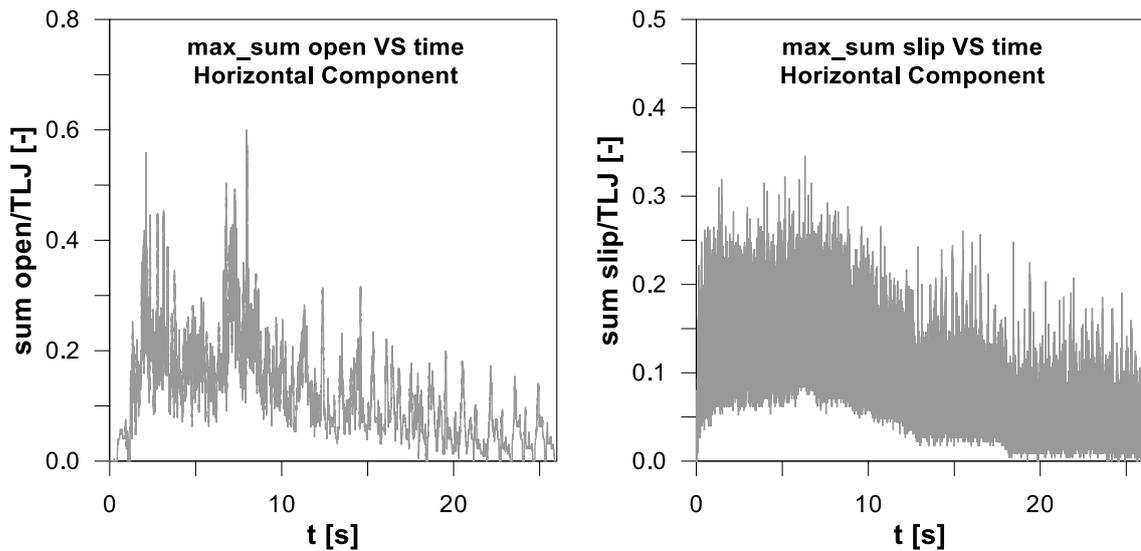


Figura 82 – Tempio di Zeus Olimpio: involucri nel tempo delle massime aperture e dei massimi slittamenti dei singoli *drums* per tutti i sismi selezionati nel caso di sola componente orizzontale.

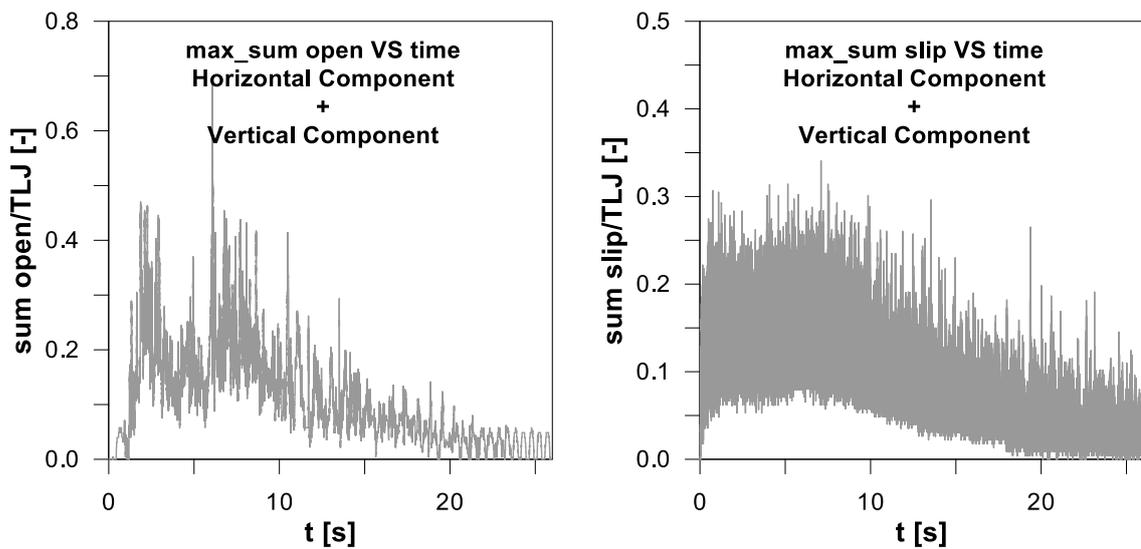


Figura 83 - Tempio di Zeus Olimpio: involucri nel tempo delle massime aperture e dei massimi slittamenti dei singoli *drums* per tutti i sismi selezionati nel caso di componente orizzontale e verticale.

Ciò che si evince dai grafici riportati è che tenendo conto della sola componente orizzontale, trascurando quella verticale, c'è una sovrastima della PGA di collasso della struttura. La presenza della componente verticale, seppur in minimi termini, è anche visibile nel grafico della somma delle aperture, dove i valori di picco sono aumentati da 0.6 a 0.7; nel grafico della somma dello slittamento dei blocchi non si riportano grandi differenze, probabilmente perché in tal caso l'effetto è governato maggiormente dalla componente orizzontale.

Le curve di fragilità affermano quanto asserito in precedenza, ovvero che, facendo cadere l'ipotesi di trascurabilità della componente verticale, a parità di PGA, la probabilità di eccedere i limiti degli *EDP* per la struttura è maggiore.

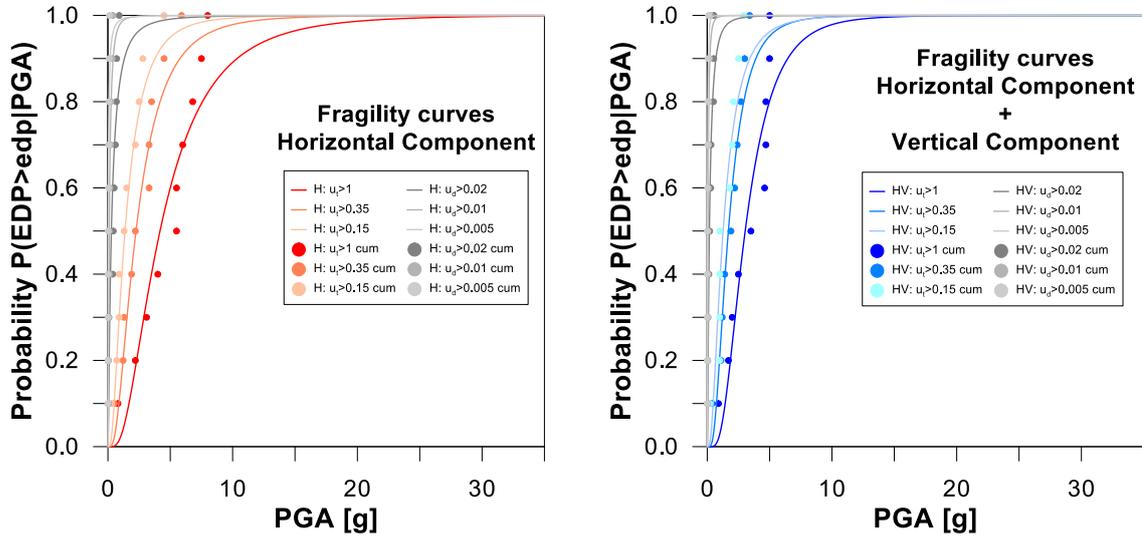


Figura 84 – Tempio di Zeus Olimpio: curve di fragilità: (a) nel caso di sola componente orizzontale; (b) nel caso di componente orizzontale e verticale.

Si faccia un confronto tra le due PGA al collasso, ovvero quando $u_t > 1.0$ (Figura 85); nel caso in cui si considerino entrambe le componenti, ad una probabilità al 50%, corrisponde una PGA di collasso pari a $2.5g$; nel caso di sola componente orizzontale, alla stessa probabilità, corrisponde una PGA pari a $4.9g$. Si consideri il rapporto:

$$\beta = \frac{PGA_{c,50\%,H}}{PGA_{c,50\%,H+V}} \quad (7.6)$$

dove:

- $PGA_{c,50\%,H}$ è la PGA di collasso, nel caso di sola componente orizzontale, per una probabilità pari al 50%;
- $PGA_{c,50\%,H+V}$ è la PGA di collasso, nel caso in cui si considerino entrambe le componenti, per una probabilità pari al 50%.

Nel caso in esame il coefficiente β è pari a 1.96, dunque la PGA di collasso, se ipotizzata trascurabile la componente verticale, è sovrastimata di circa il doppio rispetto al caso in cui si faccia cadere tale ipotesi; si riportano le due curve di fragilità per la probabilità di collasso nei due casi.

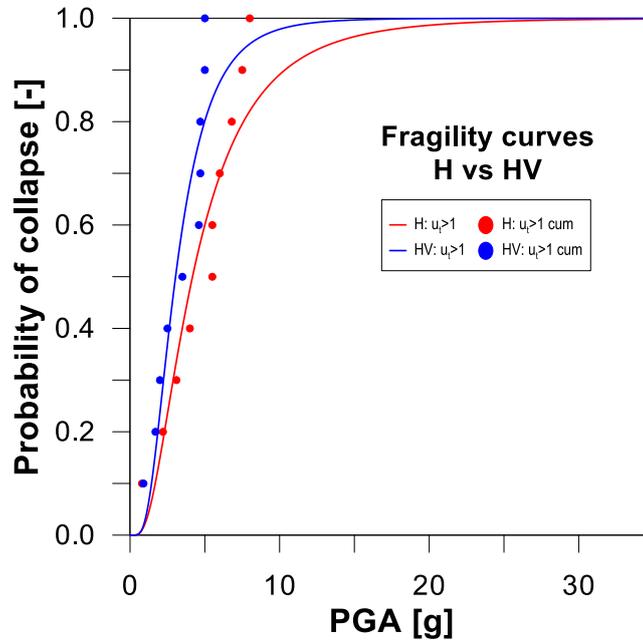


Figura 85 - Tempio di Zeus Olimpico: curve di fragilità per la probabilità di collasso nei due casi considerati.

Analogamente per l'Antica Agorà, si riportano le curve IDA, per il caso di sola componente orizzontale, successivamente per il caso di entrambe le componenti.

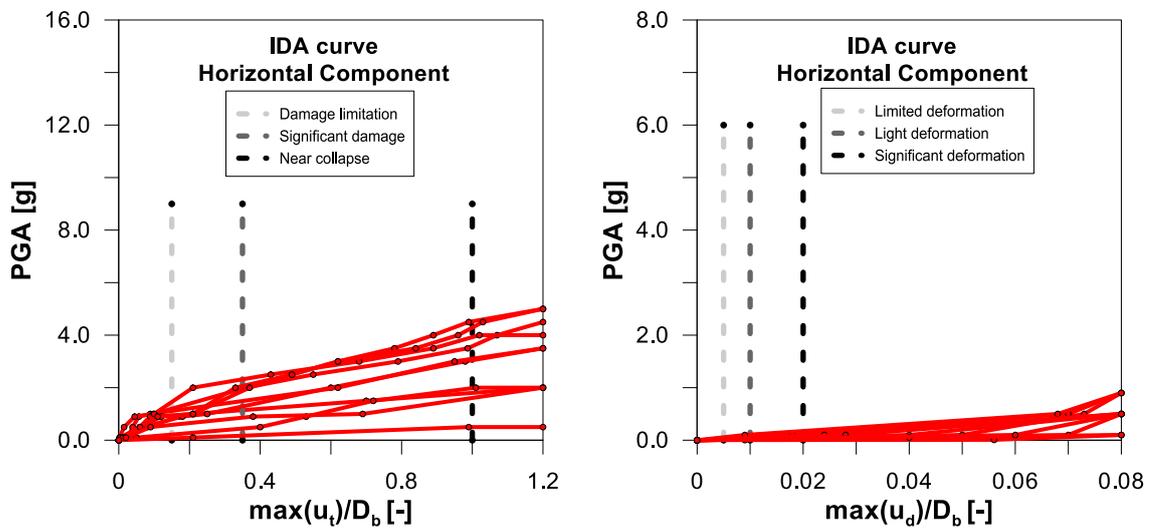


Figura 86 – Antica Agorà: curve IDA nel caso di sola componente orizzontale.

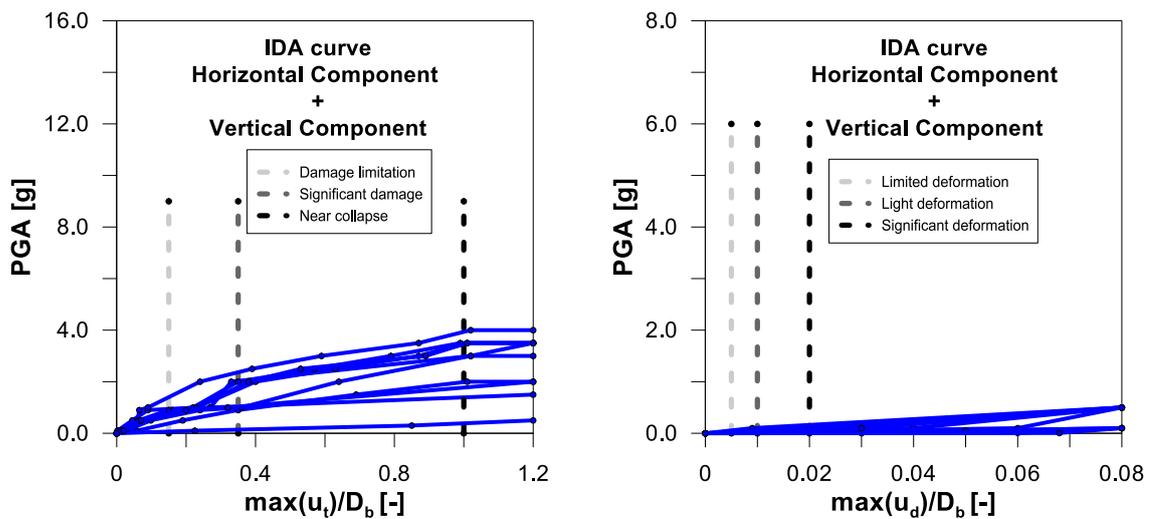


Figura 87 – Antica Agorà: curve IDA nel caso di componente orizzontale e verticale.

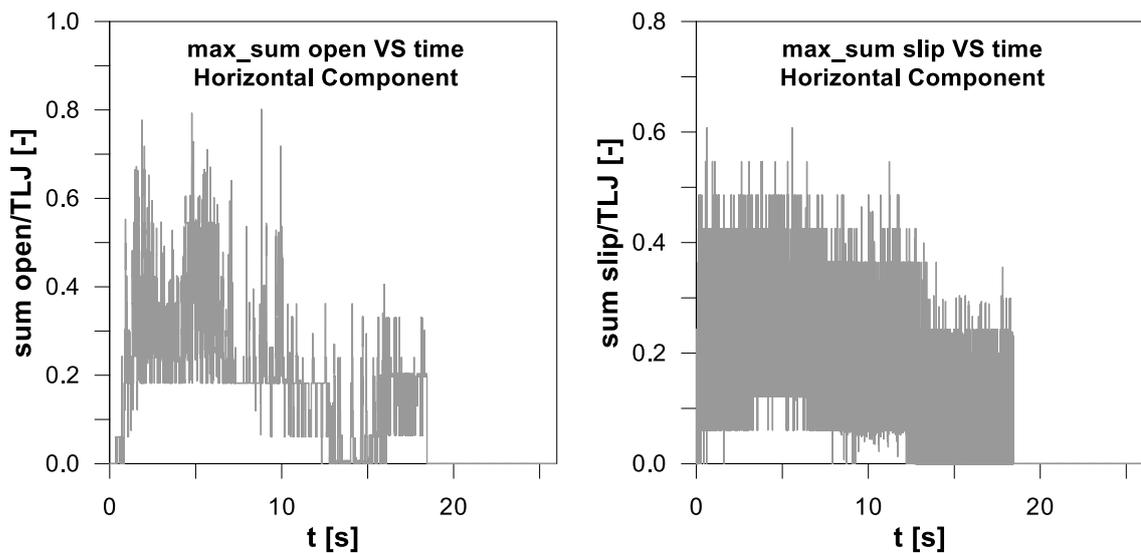


Figura 88 – Antica Agorà: involucri nel tempo delle massime aperture e dei massimi slittamenti dei singoli *drums* per tutti i sismi selezionati nel caso di sola componente orizzontale.

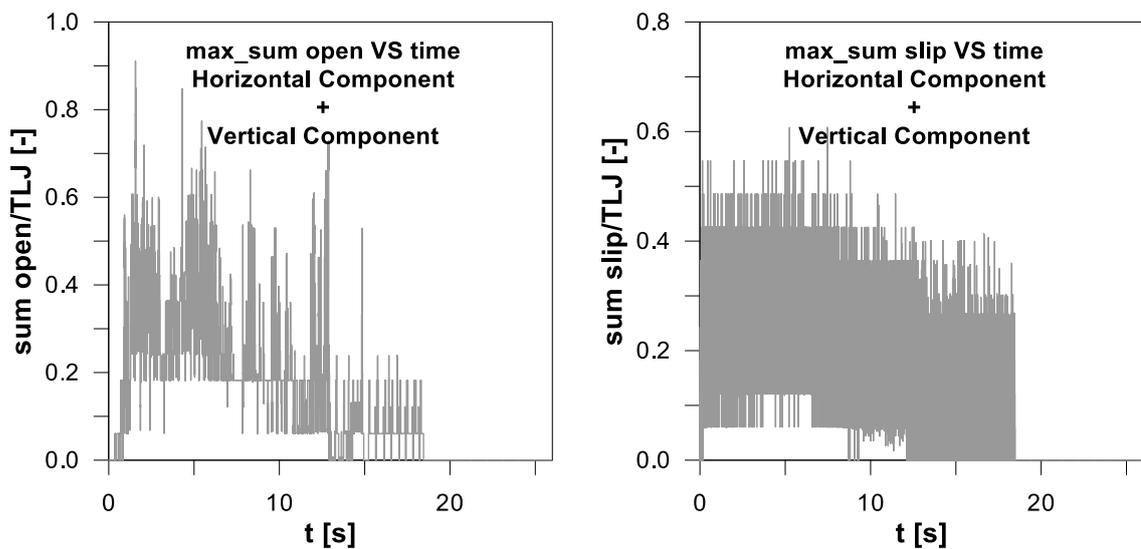


Figura 89 - Antica Agorà: involucri nel tempo delle massime aperture e dei massimi slittamenti dei singoli *drums* per tutti i sismi selezionati nel caso di componente orizzontale e verticale.

Come nel caso del Tempio di Zeus Olimpio, ciò che si evince dai grafici riportati è che tenendo conto della sola componente orizzontale, trascurando quella verticale, c'è una sovrastima della PGA di collasso della struttura; la presenza della componente verticale, seppur in minimi termini, è anche visibile nel grafico della somma delle aperture, dove i valori di picco sono aumentati da 0.8 a 0.9; nel grafico della somma dello slittamento dei blocchi non si riportano grandi differenze.

Le curve di fragilità affermano quanto asserito in precedenza, ovvero che, facendo cadere l'ipotesi di trascurabilità della componente verticale, a parità di PGA, la probabilità di eccedere i limiti degli *EDP* per la struttura è maggiore.

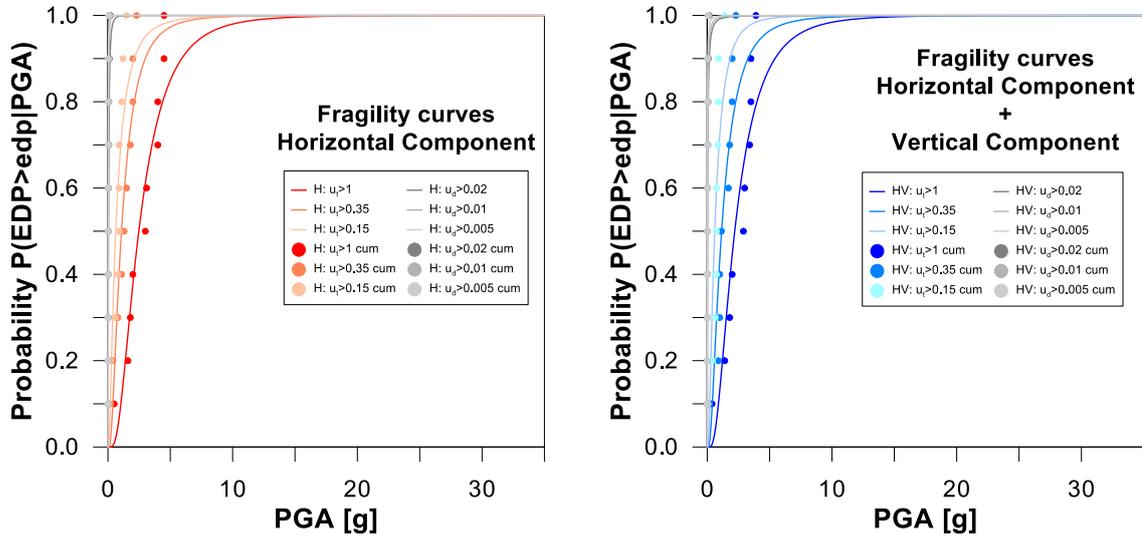


Figura 90 – Antica Agora: curve di fragilità: (a) nel caso di sola componente orizzontale; (b) nel caso di componente orizzontale e verticale.

Come nel caso della colonna maggiore, si faccia un confronto tra le due PGA al collasso; nel caso in cui si considerino entrambe le componenti, ad una probabilità al 50%, corrisponde una PGA di collasso pari a $2.2g$; nel caso di sola componente orizzontale, alla stessa probabilità, corrisponde una PGA pari a $2.6g$.

Questa volta il coefficiente β è pari a 1.18, dunque, nel caso di una colonna di 6 m e 4 *drums*, se ipotizzata trascurabile la componente verticale, la PGA di collasso è solo leggermente sovrastimata rispetto al caso in cui si fa cadere tale ipotesi; si riportano le due curve di fragilità per la probabilità di collasso nei due casi.

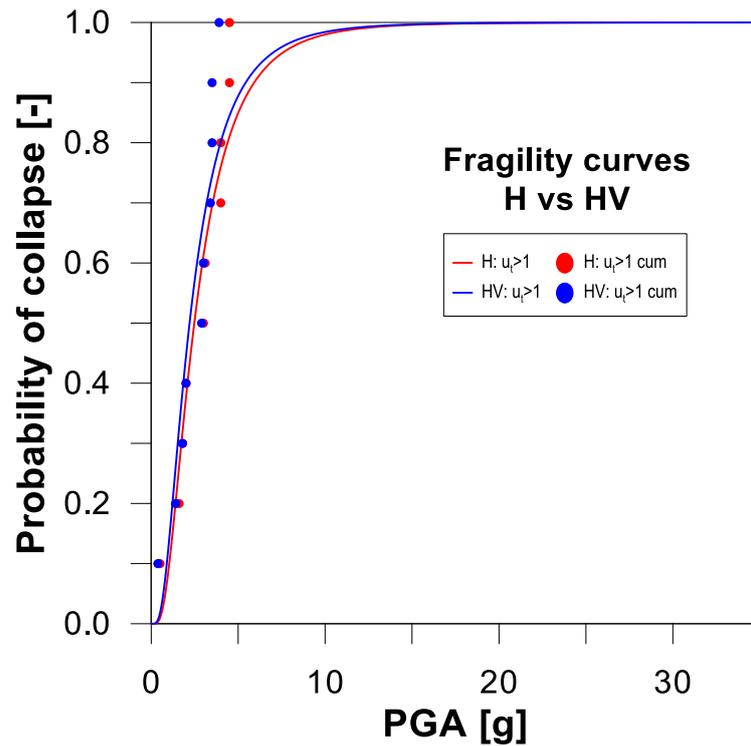


Figura 91 – Antica Agorà: curve di fragilità per la probabilità di collasso nei due casi considerati.

Nel caso dell'Antica Agorà, l'ipotesi di trascurabilità non ne aumenta in maniera rilevante la vulnerabilità sismica, che risulta essere elevata già solo con la sola componente orizzontale. D'altra parte, nel caso del Tempio di Zeus Olimpico, la sottostima della vulnerabilità sismica è rilevante se si considera esclusivamente la componente orizzontale; ciò che si evince è come l'effetto della trascurabilità della componente verticale sia correlato alle dimensioni della struttura. Si riportano le curve di fragilità dei quattro casi (Figura 92).

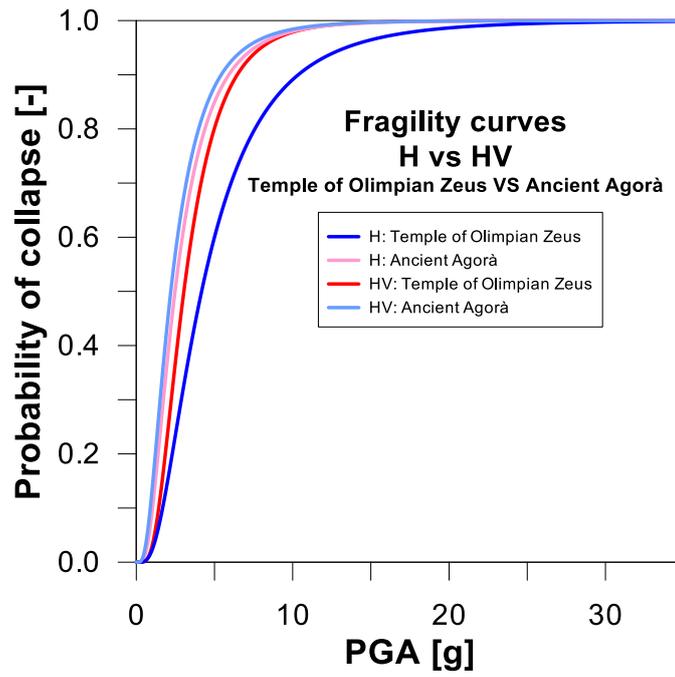


Figura 92 – Tempio di Zeus Olimpico e Antica Agorà: curve di fragilità per la probabilità di collasso nei due casi considerati.

CONCLUSIONI

L'interesse sulla definizione di interazione nel piano e fuori dal piano è stato sviluppato per la prima volta negli anni 90' ed è riaffiorato negli ultimi anni, con nuove campagne sperimentali che hanno portato un notevole contributo ai database dei dati sperimentali; tra i cinque campioni calibrati e testati da Angel et al. nel 1994, sono stati selezionati due campioni di muratura con resistenze fuori piano diverse; sono stati modellati con l'approccio di macromodellazione, utilizzando il modello di Di Trapani et al. pubblicato nel 2017. Nell'elaborato è stato ampiamente descritto tale approccio di modellazione e si è visto come in tanti hanno cercato di modellare i pannelli di tamponamento nella maniera più fedele possibile alla realtà; la scelta di tale modello, tra i tanti esistenti in letteratura, si è dimostrata utile ai fini della valutazione del comportamento nel piano e fuori dal piano, poiché, oltre all'effetto irrigidente nel piano, controllato dalle bielle diagonali, grazie alla presenza delle due bielle, quella orizzontale e quella verticale, è possibile controllare il comportamento fuori dal piano della parete.

I risultati ottenuti nella prima parte del presente elaborato hanno permesso di affermare come le proprietà geometriche e meccaniche del pannello e le caratteristiche dei nodi tra telaio e tamponamento siano aspetti fondamentali per descriverne il comportamento strutturale volendo considerare l'interazione *in-plane/out-of-plane*. Il campione 4 possiede una resistenza fuori piano circa 7 volte maggiore rispetto al campione 2: ciò comporta una notevole differenza tra le due PGA medie di collasso dei campioni, se si considerano entrambi integri nel piano. Nel momento in cui si danneggiano i due campioni, è stato dimostrato come, più aumenta il danno nel piano, e più il campione 4 mostra una rottura fragile rispetto al campione 2; tale comportamento è dovuto alla maggiore rigidità del primo rispetto al secondo; la PGA di collasso del campione 4 diminuisce drasticamente, fino ad essere minore di quella del campione con resistenza fuori dal piano minore.

Le curve IDA e quelle di fragilità sintetizzano graficamente quanto detto, permettendo inoltre di confrontare le risposte dei due campioni, anche in base alle condizioni al

contorno scelte per la modellazione del contatto tra telaio e pannello; al variare del rapporto tra i periodi dei due sistemi, e dunque al variare della rigidità delle molle ipotizzate nei punti di contatto, è stato dimostrato come il comportamento varia notevolmente. Si consideri inizialmente la configurazione del pannello incastrato, per entrambi i campioni, seppur con valori differenti, man mano che il rapporto T_f/T_i aumenta fino a 3, le configurazioni hanno una risposta decrescente in termini di PGA di collasso, dunque meno resistente in termini di resistenza fuori dal piano; quando il rapporto supera il valore 3, come se questo fosse un punto di minimo, le configurazioni tornano a dare una risposta crescente in termini di PGA di collasso e di resistenza fuori dal piano.

Estendendo lo studio ad un edificio multipiano, il macromodello di Di Trapani et al. è stato applicato all'intera costruzione; sono stati scelti i materiali per gli elementi strutturali in cemento armato, dimensionati in base ad un'analisi dei carichi, secondo la quale su ogni pilastro grava il peso del piano soprastante, ipotizzato pari a 1000 kg/m^2 ; sono state opportunamente dimensionate le bielle dei pannelli assegnando i corretti legami costitutivi partendo dal modello di Asteris et al. (2016a). Sono stati selezionati una serie di accelerogrammi spettrocompatibili, che, per poter effettuare analisi incrementali, sono successivamente stati scalati per diversi fattori di scala; sono state considerate alternativamente principali le due direzioni in x e z, in base al sistema di riferimento dell'ambiente OpenSees; come le norme italiane suggeriscono, la componente secondaria è stata applicata al 30%.

I risultati ottenuti attraverso le analisi dinamiche bidirezionali hanno confermato in larga scala ciò che è stato dimostrato con i singoli pannelli, e hanno aggiunto come la capacità dei pannelli in muratura di resistere alle sollecitazioni nel piano e fuori dal piano varia, non linearmente, al variare della quota dell'elemento e dell'intensità dell'eccitazione sismica.

La norma italiana e quella europea, nella valutazione della domanda sismica sugli elementi non strutturali, ipotizzano l'accelerazione crescente al crescere della quota del pannello; a seguito dei risultati ottenuti si può affermare come l'aleatorietà della risposta strutturale di un edificio multipiano tamponato non è ben definita dalle normative e l'assunzione della linearità della domanda sismica sugli elementi secondari con l'altezza dell'edificio non è del tutto vera; nello studio effettuato, i pannelli che riportano danni

maggiori, e che dunque possono causare perdite sociali ed economiche, sono quelli ai piani inferiori.

Un limite dello studio effettuato è sicuramente la scelta di aver ipotizzato una pianta semplice e simmetrica, e il motivo di tale supposizione sta nell'elevato onere computazionale di ogni analisi. Un interessante sviluppo per studi futuri potrebbe essere quello di apportare contributi al database dei dati sperimentali, attraverso analisi dinamiche bidirezionali, su edifici più simili a quelli reali, in cui vengono fatte variare la pianta e l'altezza, e magari aggiunte aperture alle pareti, modellando i puntoni riducendone le dimensioni di una data percentuale che tenga conto di queste ultime.

L'analisi dinamica incrementale si è reputata essere uno strumento fondamentale anche per la valutazione della risposta sismica di monumenti classici; lo studio ha permesso di confrontare due tipologie differenti di colonne classiche e valutare come, in base alla geometria, al numero dei *drums*, all'intensità del sisma e alla trascurabilità o meno della componente verticale, la risposta del sistema cambi notevolmente.

Per una struttura di grandi dimensioni, come nel caso del Tempio di Zeus Olimpio, i risultati hanno confermato come ipotizzare trascurabile la componente verticale porti ad una sovrastima della PGA di collasso della struttura; le curve IDA e quelle di fragilità affermano quanto detto, mostrando come, a parità di PGA, la configurazione a cui sono state applicate entrambe le componenti ha una probabilità di collasso più alta rispetto alla configurazione a cui è stata applicata solo la componente orizzontale.

Per una struttura di piccole dimensioni, come nel caso dell'Antica Agorà, i risultati dimostrano come ipotizzare trascurabile la componente verticale comporti solo una lieve sovrastima della PGA di collasso della struttura, che risulta essere comunque molto bassa.

In conclusione, la risposta sismica di Monumenti Classici, che si consideri o meno la componente verticale, è fortemente legata alle dimensioni della struttura e all'eccitazione sismica; più la struttura è imponente e più, per i fattori di scala elevati, la PGA di collasso ottenuta, considerando entrambe le componenti, risulta quasi dimezzata rispetto al caso con la sola componente orizzontale; ciò può risultare problematico ai fini dei calcoli della capacità della struttura per eventuali lavori di manutenzione e ristrutturazione.

D'altra parte, aver semplificato le geometrie, ipotizzando un diametro equivalente costante lungo l'altezza, aver utilizzato solo 10 accelerogrammi, aver svolto le analisi

solamente su due campioni, sono una serie di accorgimenti attuati al fine di ridurre l'onere computazionale, ma che portano lo studio ad essere limitato.

Ciononostante il lavoro è un punto di partenza e, con uno studio più accurato, può essere approfondito; un'ipotesi sarebbe quella di aumentare le statistiche aggiungendo accelerogrammi e rappresentando con precisione le geometrie degli elementi; un'altra strada sarebbe quella di ampliare la letteratura e applicare l'identico studio a pareti in muratura con l'approccio della modellazione discreta, tenendo conto dell'elevato onere computazionale che questo comporta, e valutare poi le differenze con i risultati ottenuti tramite la macromodellazione.

RINGRAZIAMENTI

Si conclude così un altro capitolo della mia vita, un altro traguardo raggiunto attraverso un percorso che mi ha trasmesso le più disparate emozioni: gioia, delusione, felicità, rabbia, allegria, ansia e soddisfazione; in questi anni ho avuto modo di mettere alla prova la mia resistenza, psicologica e fisica, e ho scoperto un nuovo lato di me stessa che mi ha permesso di essere quella che sono adesso.

I primi ringraziamenti vanno ai miei genitori, per avermi sempre incoraggiata e dato milioni di possibilità; mamma, la mia migliore amica, c'erano sempre le tue parole di conforto a rassicurarmi quando a distanza ti chiamavo in preda all'ansia; papà, il mio eroe, quando ti veniva in mente di costruire qualcosa c'ero io pronta ad aiutarti con trapano e viti. Siete stati fantastici nel lasciarmi andare, sempre pronti a prendermi se fossi caduta, ma lasciandomi alle mie responsabilità, vi sarò sempre grata per gli insegnamenti che mi avete trasmesso, grazie per avermi permesso di crescere, vi voglio bene.

Alla mia sorellona, grazie, abbiamo sempre creduto l'una nell'altra e nonostante i battibecchi, l'ultimo pezzo di torta lo dividiamo sempre in due. Al mio fratellino, sai già quanto amore ho per te e quanto te ne vorrò sempre, quando tornavo a casa tu eri sempre pronto a darmi un nuovo bigliettino in cui mi auguravi in bocca al lupo per il prossimo esame; conservo ancora il primo che hai scritto, eri così piccolo. Tutte le volte che ti vedevo eri dieci centimetri più alto ed è stato enorme il sacrificio di vederti crescere a distanza.

A mio nonno, grazie, purtroppo non sei riuscito ad esserci, ma so bene che se fossi qui mi diresti che sono stata bravissima, porterò sempre con me il tuo sorriso e le tue ultime parole. A mia nonna, grazie, a te non importava se mangiassi come ad un pranzo di Natale tutti i giorni, inevitabilmente ero sempre sciupata.

Ad Ale, il mio supporto, grazie, ci siamo conosciuti proprio al Poli e siamo diventati una cosa sola, inseparabili; più di tutti hai assistito alla mia isteria e alla mia ansia e più

di tutti sei, insieme a Willy, colui che mi ha regalato milioni di sorrisi e risate e che sono certa me ne regalerà tanti altri; auguro a tutti di trovare un amore empatico come il nostro.

Ovviamente non possono mancare i ringraziamenti a Robi, Mari, Vide, Luke, Mark e tutti gli altri, grazie per avermi aiutata a sentire Torino come casa; “a mille di questi salti” cit..

A Fabio, grazie, per avermi aiutata in tutta la stesura dell’elaborato, per avermi permesso di darti del tu sin da subito e fatto crollare il muro che spesso c’è tra studente e docente, per avermi concesso l’esperienza dell’ANIDIS ad Ascoli Piceno e quella alla University of Leeds con il Dr. Vasilis Sarhosis.

Infine, grazie anche a tutti coloro che nel corso di questi anni sono rimasti, seppur lontani, e anche a coloro che sono solo stati di passaggio e che comunque hanno lasciato in me ricordi fantastici. Concludo qui il mio excursus, ringraziando anche me stessa, ora posso dire di essere fiera di me; sono pronta ad iniziare un nuovo capitolo.

BIBLIOGRAFIA

- Angel, R., Abrams, D. P., Shapiro, D., Uzarski, J., & Webster, M. (1994). *Behavior of reinforced concrete frames with masonry infills*. University of Illinois Engineering Experiment Station. College of Engineering. University of Illinois at Urbana-Champaign..
- Asteris, P. G., Cavaleri, L., Di Trapani, F., & Tsaris, A. K. (2017). Numerical modelling of out-of-plane response of infilled frames: State of the art and future challenges for the equivalent strut macromodels. *Engineering Structures*, 132, 110-122.
- Asteris, P. G., Cavaleri, L., Di Trapani, F., & Sarhosis, V. (2016). A macro-modelling approach for the analysis of infilled frame structures considering the effects of openings and vertical loads. *Structure and Infrastructure Engineering*, 12(5), 551-566.
- Bachmann, H., & Suisse. Office fédéral de l'environnement. (2003). Seismic conceptual design of buildings: basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities. SDC.
- Baker, J. W. (2015). Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra*, 31(1), 579-599.
- Bertero, V. V. (1977). Strength and deformation capacities of buildings under extreme environments. *Structural engineering and structural mechanics*, 53(1), 29-79.
- Bracchi, S., Da Porto, F., Galasco, A., Graziotti, A., Magenes, G., Mandirola, M., ... & Penna, A. (2012). Comportamento degli edifici in muratura nella sequenza sismica del 2012 in Emilia. *Progettazione Sismica*, (3).
- Braga, F., Manfredi, V., Masi, A., Salvatori, A., & Vona, M. (2011). Performance of non-structural elements in RC buildings during the L'Aquila, 2009 earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9(1), 307-324.
- Carpinteri, A. (1993). *Scienza delle costruzioni*. Pitagora.

- Cavaleri, L., Papia, M., Macaluso, G., Di Trapani, F., & Colajanni, P. (2014). Definition of diagonal Poisson's ratio and elastic modulus for infill masonry walls. *Materials and structures*, 47(1-2), 239-262.
- Chrysostomou, C. Z., Gergely, P., & Abel, J. F. (2002). A six-strut model for nonlinear dynamic analysis of steel infilled frames. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 2(03), 335-353.
- Code, P. (2005). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. *Brussels: European Committee for Standardization*.
- Crisafulli, F. J. (1997). Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills.
- Crisafulli, F. J., & Carr, A. J. (2007). Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 40(2), 69-77.
- Cundall, P. A. (1971). A computer model for simulating progressive, large-scale movement in blocky rock system. In *Proceedings of the International Symposium on Rock Mechanics, 1971*.
- Cundall, P. A., & Hart, R. D. (1992). Numerical modelling of discontinua. *Engineering computations*, 9(2), 101-113.
- Dawe, J. L., & Seah, C. K. (1989). Out-of-plane resistance of concrete masonry infilled panels. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 16(6), 854-864.
- D.M. 17 gennaio 2018. NTC18 - *Norme Tecniche per le Costruzioni*, 2018.
- dei Lavori Pubblici, M. (1996). Circolare 10 Aprile 1997, "Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996".
- delle infrastrutture e dei trasporti, M. Circolare 21 Gennaio 2019. "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018".

- Di Trapani F. et al. (2019). Out-of-Plane fragility of infilled frames with and without prior damage. *XVIII CONVEGNO ANIDIS*.
- Di Trapani, F., Macaluso, G., Cavaleri, L., & Papia, M. (2015). Masonry infills and RC frames interaction: literature overview and state of the art of macromodeling approach. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 19(9), 1059-1095.
- Di Trapani, F., Shing, P. B., & Cavaleri, L. (2017). Macroelement model for in-plane and out-of-plane responses of masonry infills in frame structures. *Journal of Structural Engineering*, 144(2), 04017198.
- Eads, L., Miranda, E., Krawinkler, H., & Lignos, D. G. (2013). An efficient method for estimating the collapse risk of structures in seismic regions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(1), 25-41.
- El-Dakhkhni, W. W., Elgaaly, M., & Hamid, A. A. (2003). Three-strut model for concrete masonry-infilled steel frames. *Journal of Structural Engineering*, 129(2), 177-185.
- Grant, M., Boyd, S., & Ye, Y. (2008). CVX: Matlab software for disciplined convex programming.
- Golisano, A. (2019). Analisi di fragilità di tamponamenti in muratura soggetti ad azioni sismiche nel piano e fuori piano= Fragility analysis of masonry infills subject to seismic actions in-plane and out-of-plane (Doctoral dissertation, Politecnico di Torino).
- Haseltine, B. A., West, H. W. H., & Tutt, J. N. (1978). Design of laterally loaded wall panels: II. In *Proceedings of the British Ceramic Society* (No. 27, pp. 147-67).
- Haseltine, B. A., West, H. W. H., & Tutt, J. N. (1977). DESIGN OF WALLS TO RESIST LATERAL LOADS. 2. *STRUCTURAL ENGINEER*, 55(10), 422-430.
- Hendry, A. W., & Kheir, A. M. A. (1976, April). The lateral strength of certain brickwork panels. In *Proceedings of the Fourth International Brick Masonry Conference* (pp. 3-1).

- Housner, G. W. (1963). The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes. *Bulletin of the seismological society of America*, 53(2), 403-417.
- Ibarra, L. F., & Krawinkler, H. (2005). *Global collapse of frame structures under seismic excitations* (pp. 29-51). Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Jalayer, F. (2003). *Direct probabilistic seismic analysis: implementing non-linear dynamic assessments* (p. 243). Stanford: Stanford University.
- Katsanos, E. I., & Sextos, A. G. (2013). ISSARS: an integrated software environment for structure-specific earthquake ground motion selection. *Advances in Engineering Software*, 58, 70-85.
- Kent, D. C., & Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural Division*.
- Koutromanos, I., Stavridis, A., Shing, P. B., & Willam, K. (2011). Numerical modeling of masonry-infilled RC frames subjected to seismic loads. *Computers & Structures*, 89(11-12), 1026-1037.
- Lasich, T. J., MacLaughlin, M. M., & Brady, T. M. (2004). UDEC Modeling of an Underground Opening in Rock Masses of Varying Quality.
- Lefter, J. (1974). *Reinforcing existing buildings to resist earthquake forces* (Doctoral dissertation, University of Maryland).
- Luco, N., & Cornell, C. A. (2000). Effects of connection fractures on SMRF seismic drift demands. *Journal of Structural Engineering*, 126(1), 127-136.
- Mainstone, R. J. (1974). *Supplementary note on the stiffnesses and strengths of infilled frames*. Building Research Establishment, Building Research Station.
- McDowell, E. L., McKee, K., & Sevin, E. (1956). Arching action theory of masonry walls. *Journal of the Structural Division*, 82(2), 1-8.
- McKenna, F. (2011). OpenSees: a framework for earthquake engineering simulation. *Computing in Science & Engineering*, 13(4), 58-66.

- Mehanny, S. S. F., & Deierlein, G. G. (1999). *Modeling and assessment of seismic performance of composite frames with reinforced concrete columns and steel beams* (Doctoral dissertation, Stanford University).
- Mehrabi, A. B., & Shing, P. B. (1997). Finite element modeling of masonry-infilled RC frames. *Journal of structural engineering*, 123(5), 604-613.
- Monk, C. B. (1958). *Resistance of structural clay masonry to dynamic forces*. Structural Clay Products Research Foundation.
- Papaloizou, L., & Komodromos, P. (2011). Seismic behaviour of ancient multidrum structures. In *Computational Methods in Earthquake Engineering* (pp. 237-264). Springer, Dordrecht.
- Papia, M., Failla, A., & Cavaleri, L. (2002). Risposta sismica di telai tamponati in. ca: Modellazione e sperimentazione.
- Psycharis, I. N. (2018, June). Seismic vulnerability of classical monuments. In *European Conference on Earthquake Engineering Thessaloniki, Greece* (pp. 563-582). Springer, Cham.
- Psycharis, I. N., Fragiadakis, M., & Stefanou, I. (2013). Seismic reliability assessment of classical columns subjected to near-fault ground motions. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 42(14), 2061-2079.
- Pulatsu, B., Sarhosis, V., Bretas, E. M., Nikitas, N., & Lourenço, P. B. (2017). Non-linear static behaviour of ancient free-standing stone columns.
- Pulatsu, S., & Topçu, A. (2015). Review of 15 years of research on sediment heavy metal contents and sediment nutrient release in inland aquatic ecosystems, Turkey. *Journal of Water Resource and Protection*, 7(02), 85.
- Ricci, P., Di Domenico, M., & Verderame, G. M. (2019). Out-of-plane seismic safety assessment of URM infills accounting for the in-plane/out-of-plane interaction in a nonlinear static framework. *Engineering Structures*, 195, 96-112.
- SAC Joint Venture, & United States. Federal Emergency Management Agency. (2000). *Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings* (Vol. 350). Fema.

- Shing, P. B., & Mehrabi, A. B. (2002). Behaviour and analysis of masonry-infilled frames. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 4(3), 320-331.
- Smith, B. S. (1966). Behavior of square infilled frames. *Journal of the Structural Division*, 92(1), 381-404.
- Smith, B. S., & Carter, C. (1969). A method of analysis for infilled frames. *Proceedings of the institution of civil engineers*, 44(1), 31-48.
- Tapan, M., Comert, M., Demir, C., Sayan, Y., Orakcal, K., & Ilki, A. (2013). Failures of structures during the October 23, 2011 Tabanlı (Van) and November 9, 2011 Edremit (Van) earthquakes in Turkey. *Engineering Failure Analysis*, 34, 606-628.
- Timoshenko, S. P., & Woinowsky-Krieger, S. (1959). *Theory of plates and shells*. McGraw-hill.
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.
- Yulastuti, Y., & Setiadipura, T. (2018). WINSTON-BATAN: A SEISMOLOGICAL GROUND-MOTION ANALYSIS CODE. *Journal Natural*, 18(3), 152-160.
- Zareian, F., & Krawinkler, H. (2007). Assessment of probability of collapse and design for collapse safety. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36(13), 1901-1914.
- Zhang, J., & Makris, N. (2001). Rocking response of free-standing blocks under cycloidal pulses. *Journal of Engineering Mechanics*, 127(5), 473-483.