

UNIVERSITA' DELLA CALABRIA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE



**DOTTORATO DI RICERCA IN
INGEGNERIA CIVILE E INDUSTRIALE
XXXIV CICLO**



Tesi

**METODI INNOVATIVI PER
LA MODELLAZIONE E LA PROGETTAZIONE IN ZONA SISMICA
DELLE TAMPONATURE DI EDIFICI IN C.A.**

**Settore Scientifico Disciplinare
Tecnica delle Costruzioni (ICAR/09)**

Coordinatore

Ch.mo Prof. Enrico CONTE

Supervisore scientifico

Ch.mo Prof. Fabio MAZZA

Dottorando

Angelo DONNICI

SOMMARIO

La pratica progettuale odierna considera le tamponature soltanto come carico gravante sul telaio in calcestruzzo armato, pertanto l'intera struttura è generalmente analizzata come *bare frame* (telaio nudo). Le tamponature, elementi di chiusura e coibentazione, sono state escluse dai modelli strutturali per l'elevata eterogeneità e le incertezze di modellazione.

Nel presente lavoro di tesi viene proposto un macro-modello di tamponatura semplice ed economico dal punto di vista computazionale, capace di cogliere gli aspetti chiave e le opportunità di sviluppo rispetto allo stato dell'arte. Il modello è in grado di rappresentare le risposte inelastiche nel piano (*In-Plane*, IP) e fuori piano (*Out-of-Plane*, OOP) del pannello, nonché la condizione di collasso. Particolare attenzione è stata posta nel riprodurre l'interazione reciproca IP↔OOP, rendendo quindi possibile la simulazione degli effetti del danneggiamento in una direzione sulla risposta nell'altra. Ogni tamponatura è rappresentata tramite un elemento centrale orizzontale e quattro bielle diagonali. Tale sistema permette il monitoraggio del danneggiamento nelle due direzioni durante un evento sismico, senza rinunciare agli aspetti di dettaglio più significativi, fra i quali l'opzione di modellazione per pannelli a doppia fodera.

Il modello sviluppato è dapprima applicato ad un caso studio, l'istituto De Gasperi-Battaglia di Norcia, colpito dallo sciame sismico del 2016. L'elevata quantità di informazioni strutturali e non strutturali ha permesso la ricostruzione del relativo modello non lineare, permettendo il confronto fra modellazione non strutturale classica (pannelli assenti o elastici) e avanzata (risposta inelastica con interazione). Tale confronto spazia dagli effetti globali al danneggiamento locale, fornendo allo stesso tempo indicazioni per una modellazione ottimale. I risultati ottenuti dimostrano la potenzialità di applicazione del macro-modello nel caso di strutture specifiche, anche di grandi dimensioni.

Una visione più generale è stata raggiunta tramite l'estesa campagna di analisi parametriche effettuate su un modello strutturale semplificato (*benchmark model*), coerente con le ipotesi progettuali del patrimonio edilizio presente in Italia. Particolare attenzione è stata posta verso le variabilità: numero di piani, lunghezza della campata, periodo fondamentale, fattore di comportamento, intensità dell'*input* sismico e tipologia di risposta dei pannelli di tamponatura. I risultati presentati sono misti: globali per cogliere le aree di vulnerabilità non strutturale e locali per analizzare fenomeni di dettaglio. Infine le accelerazioni massime fuori piano dei pannelli sono confrontate con le predizioni delle normative più ricorrenti (EC8, 2004; NTC18, 2018; ASCE/SEI 41-17, 2017).

L'esigenza di fornire al professionista uno strumento semplificato per la verifica/progettazione dei pannelli ha spinto ad ampliare il bacino di analisi parametriche. I risultati sono riassunti in una formulazione *code-oriented* per la valutazione della massima accelerazione che interessa un generico elemento non strutturale posizionato su un qualsiasi livello dell'edificio (spettro di piano). Lo strumento proposto può essere considerato un *upgrade* dello spettro elastico semplificato per strutture intelaiate suggerito dalla normativa tecnica italiana, in base alle considerazioni aggiuntive riguardanti il livello di inelasticità strutturale, l'influenza spaziale dei modi superiori strutturali e l'effettivo comportamento inelastico delle tamponature.

INDICE GENERALE

1. INTRODUZIONE.....	1
1.1 MOTIVAZIONE ED OBIETTIVI DELLA RICERCA	1
1.2 ORGANIZZAZIONE DEI CONTENUTI.....	3
2. STATO DELL'ARTE.....	6
2.1 PREMESSA.....	6
2.2 MODELLAZIONE NON LINEARE DI STRUTTURE INTELAIATE IN C.A.	6
2.2.1 Strategie di modellazione	6
2.2.2 Il modello adottato: comportamento elastico	8
2.2.2.1 Modi deformativi naturali.....	9
2.2.2.2 Matrice di rigidità riferita ai modi naturali	12
2.2.3 Il modello adottato: comportamento plastico	13
2.2.3.1 Definizione del dominio elastico	13
2.2.3.2 Rientro sulla frontiera del dominio elastico.....	16
2.3 RISPOSTA SISMICA DELLE TAMPONATURE.....	18
2.3.1 Risposta IP	18
2.3.2 Risposta OOP	21
2.3.3 Evidenze recenti	22
2.3.4 Interazione IP-OOP: campagne sperimentali	25
2.3.4.1 Hak et al. (2014)	25
2.3.4.2 Furtado et al. (2016)	28
2.3.4.3 Ricci et al. (2017) e lavori successivi	31
2.4 MODELLAZIONE NON LINEARE DELLE TAMPONATURE.....	35
2.4.1 Modellazione IP	37
2.4.2 Modellazione IP-OOP	40
2.4.2.1 Modello di Hashemi & Mosalam (2007).....	41
2.4.2.2 Modello di Kadysiewski & Mosalam (2009).....	42
2.4.2.3 Modello di Furtado et al. (2016).....	45
2.4.2.4 Modello di Ricci et al. (2018).....	47
2.4.3 Limiti di modellazione attuali	48
2.5 BIBLIOGRAFIA	51
3. MACRO-MODELLO INNOVATIVO PER ELEMENTI DI TAMPONATURA	
55	
3.1 PREMESSA.....	55
3.2 GEOMETRIA, ELEMENTI E CONDIZIONI DI VINCOLO AL TELAIO	56

3.3	LEGAME COSTITUTIVO NEL PIANO (IP)	58
3.3.1	Resistenza e spostamento di macro-fessurazione	59
3.3.2	Resistenza e spostamento massimi	60
3.3.2.1	Ampiezza del puntone equivalente	60
3.3.2.2	Resistenza massima	62
3.3.2.3	Rigidezza secante	64
3.3.2.4	Rigidezza post-elastica e spostamento massimo.....	64
3.3.3	Resistenza e spostamento ultimi.....	65
3.3.4	Legame IP proposto	66
3.4	LEGAME COSTITUTIVO FUORI PIANO (OOP).....	70
3.4.1	Resistenza e spostamento di macro-fessurazione	71
3.4.2	Resistenza e spostamento massimi	72
3.4.3	Resistenza e spostamento ultimi.....	75
3.4.4	Legame OOP proposto	76
3.5	INTERAZIONE IP→OOP	80
3.5.1	Valutazione delle backbone degradate	80
3.6	INTERAZIONE IP↔OOP	82
3.6.1	Valutazione delle backbone degradate	83
3.7	REGOLE DI ISTERESI	85
3.8	REGOLE D'INTERAZIONE.....	87
3.9	MODELLAZIONE PER TAMPONATURE A DOPPIA FODERA	93
3.10	BIBLIOGRAFIA	96
 4. IL CASO STUDIO DELL'ISTITUTO DE GASPERI - BATTAGLIA DI NORCIA		 101
4.1	PREMESSA.....	101
4.2	CALIBRAZIONE E VALIDAZIONE DELLA RISPOSTA CICLICA FUORI PIANO	102
4.3	CRONOLOGIA DEGLI INTERVENTI STRUTTURALI E RISULTATI DELLA CAMPAGNA DI INDAGINI	107
4.4	MODELLAZIONE STRUTTURALE.....	110
4.4.1	Geometria.....	110
4.4.2	Struttura portante in c.a.	110
4.4.3	Analisi dei carichi.....	112
4.4.4	Caratterizzazione dinamica	113

4.5	MODELLAZIONE NON STRUTTURALE.....	114
4.5.1	Legami In-Plane	116
4.5.2	Legami Out-Of-Plane	117
4.5.3	Interazione IP→OOP	119
4.6	INPUT SISMICO	120
4.7	RISULTATI – MODELLAZIONE MONOFODERA	121
4.7.1	Risposta In-Plane.....	121
4.7.2	Risposta Out-Of-Plane	124
4.7.3	Istogrammi di danneggiamento	127
4.7.4	Domini di interazione IP-OOP in spostamento	129
4.7.5	Storie temporali – Accelerazione non strutturale	132
4.7.6	Confronto normativo	134
4.7.7	Vulnerabilità a taglio degli elementi strutturali	135
4.8	RISULTATI – MODELLAZIONE A DOPPIA FODERA	137
4.8.1	Modellazione In-Plane / Out-Of-Plane avanzata.....	138
4.8.2	Analisi dinamica incrementale	140
4.8.2.1	Profili incrementali del drift IP/OOP.....	140
4.8.2.2	Danneggiamento incrementale IP/OOP.....	145
4.8.2.3	Danneggiamento massimo.....	151
4.9	BIBLIOGRAFIA	153
5.	ANALISI PARAMETRICHE SU BENCHMARK MODEL.....	156
5.1	PREMESSA.....	156
5.2	CARATTERISTICHE DEL MODELLO BENCHMARK	157
5.2.1	Ipotesi e geometria	157
5.2.2	Equivalenza dinamica e delle masse	158
5.2.3	Elementi di tamponatura	160
5.3	SET DI VARIABILITA' E INPUT SISMICO.....	162
5.4	ASSEMBLAGGIO AUTOMATIZZATO DEI MODELLI	165
5.5	RISULTATI.....	166
5.5.1	Interazione IP→OOP: aree di vulnerabilità generali.....	167
5.5.2	Interazione IP→OOP: risposta locale	173
5.5.3	Interazione IP→OOP: effetto dell'aspect ratio	176
5.5.4	Interazione IP↔OOP: risposta locale	178
5.5.5	Domini di interazione IP-OOP in spostamento	181

5.5.6	Domanda OOP in accelerazione.....	185
5.6	APPLICAZIONI DEL MACRO-MODELLO SU LARGA SCALA	188
5.7	BIBLIOGRAFIA	191
6.	SPETTRI DI PIANO PER LA VERIFICA ED IL PROGETTO DI ELEMENTI NON STRUTTURALI.....	193
6.1	PREMESSA.....	193
6.2	SPETTRI DI PIANO	194
6.2.1	Definizione	194
6.2.2	Metodo rigoroso	195
6.2.3	Metodi spettro-spettro	198
6.2.3.1	Metodo di Sullivan et al. (2013).....	199
6.2.3.2	Metodo di Vukbratović & Fajfar (2017).....	200
6.2.3.3	Metodi suggeriti in Circolare (2019) delle NTC18 (2018)	202
6.2.4	Metodi normativi semplificati	203
6.2.4.1	Metodo NTC18 (2018) per strutture intelaiate in c.a.....	204
6.2.4.2	Metodo EC8 (2004).....	206
6.2.4.3	Metodo ASCE/SEI 41-17 (2017).....	206
6.2.4.4	Metodo NZS 1170.5 (2004).....	207
6.3	APPLICAZIONE IN AMBITO STRUTTURALE DELLA TRASFORMATA WAVELET 209	
6.4	FORMULAZIONE CODE-ORIENTED PER GLI SPETTRI DI PIANO	218
6.4.1	Metodologia	218
6.4.2	Strutture test e set di variabilità	219
6.4.3	Input sismico	222
6.4.4	Risultati	224
6.4.4.1	Amplificazione in altezza	225
6.4.4.2	Amplificazione non strutturale	227
6.4.4.3	Confronto con gli approcci normativi.....	230
6.4.4.4	Distribuzione spaziale delle frequenze dominanti	234
6.4.5	Formulazione code-oriented proposta	240
6.4.6	Risposta degli elementi di tamponatura debole	256
6.4.7	Fattore di comportamento per tamponature snelle	261
6.5	VALIDAZIONE PRELIMINARE DELLA FORMULAZIONE SU STRUTTURA OSPEDALIERA ESISTENTE MULTIPIANO.....	265
6.5.1	Geometria	265
6.5.2	Progettazione strutturale.....	267
6.5.3	Modellazione non strutturale.....	270

6.5.4	Input sismico	271
6.5.5	Risultati	271
6.5.5.1	Distribuzione dei drift.....	273
6.5.5.2	Quadri di danno non strutturale	275
6.5.5.3	Accelerazioni massime non strutturali	277
6.6	BIBLIOGRAFIA	279
7.	CONCLUSIONI.....	282
7.1	ANALISI CONDOTTE.....	282
7.2	RISULTATI OTTENUTI.....	284
7.2.1	Modellazione delle tamponature	284
7.2.2	Aree di vulnerabilità non strutturale	285
7.2.3	Spettri di piano	286
7.3	LIMITI DELLA MODELLAZIONE	286
7.4	RICADUTE NORMATIVE	287
7.5	SVILUPPI FUTURI	288
	APPENDICE A	290
	APPENDICE B.....	300
	APPENDICE C	310

INDICE DELLE FIGURE

Figura 2.1 – Esempi di modellazione a plasticità concentrata o diffusa.	7
Figura 2.2 – Variabili cinematiche nodali 3D - elemento a due nodi (Mazza & Mazza 2010).	8
Figura 2.3 – Modi deformativi naturali di un elemento 3D a due nodi (Mazza 2014b).	9
Figura 2.4 – Diagramma tensione-deformazione dell'acciaio.	13
Figura 2.5 – Diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo.	14
Figura 2.6 – Approssimazione a superfici piane del dominio elastico (Mazza & Mazza 2012).	15
Figura 2.7 – Schematizzazione dello stato sollecitativo di una sezione in c.a. soggetta a pressoflessione deviata.....	15
Figura 2.8 – Schematizzazione del rientro sulla frontiera del dominio elastico (Mazza & Mazza 2012).....	17
Figura 2.9 – Attuali verifiche SLD e SLU per le tamponature secondo le NTC18 ed EC8.	18
Figura 2.10 – Fasi della risposta nel piano di una tamponatura.	19
Figura 2.11 – Danneggiamento dei pilastri per effetto short-column (Varum, 2003).....	19
Figura 2.12 – Differenza di comportamento fra telaio totalmente tamponato (a) e telaio con piano pilotis (b) sottoposti all'azione sismica.	20
Figura 2.13 – Collasso di un edificio multipiano per soft-storey (ReLUIS - L'Aquila, 2009).	20
Figura 2.14 – Effetto arco (a) e quadro fessurativo finale (b) in condizioni di pieno contatto.	21
Figura 2.15 – Quadri fessurativi di un pannello sollecitato fuori piano.....	22
Figura 2.16 – Esempi di danneggiamento IP (Furtado et al., 2016a).....	22

Figura 2.17 – L’effetto soft-storey in edifici in c.a. (Furtado et al., 2017).	23
Figura 2.18 – Danneggiamento dei pilastri dovuto all’effetto short-column (Colombia,1999 – Guevara & García, 2005).	23
Figura 2.19 – Sgretolamento del calcestruzzo a causa della concentrazione di azioni taglianti (Cavaleri et al., 2017).	24
Figura 2.20 – Esempi di danneggiamento OOP (Furtado et al., 2016a).	24
Figura 2.21 – Espulsione OOP di una singola fodera (a sinistra) esterna e (a destra) interna (L’Aquila, 2009 - Furtado et al., 2016b).	24
Figura 2.22 – Setup per la prova IP e dimensioni del sistema telaio-pannello.	25
Figura 2.23 – Curve di involuppo della risposta ciclica IP (test preliminari).	26
Figura 2.24 – Risposta ciclica ed involuppi OOP (Hak et al., 2014).	27
Figura 2.25 – Risultati aggiuntivi (Hak et al., 2014).	28
Figura 2.26 – Sistema telaio-tamponatura sottoposto a sperimentazione da Furtado et al. (2016a).	29
Figura 2.27 – Curve forza – spostamento per le prove Inf_01 e Inf_02 (Furtado et al., 2016a).	29
Figura 2.28 – Curve forza – spostamento per la prova Inf_03 (Furtado et al., 2016a).	30
Figura 2.29 – Sovrapposizione delle risposte OOP per i tre casi oggetto di sperimentazione.	30
Figura 2.30 – Quadro fessurativo a fine prova IP, prova Inf_03.	31
Figura 2.31 – Quadro fessurativo a fine prova OOP.	31
Figura 2.32 – Geometria del sistema telaio-pannello e dettaglio delle armature di travi e pilastri.	32
Figura 2.33 – Prove OOP (Ricci et al., 2019).	33
Figura 2.34 – Prove IP-OOP, Ricci et al. (2017).	33

Figura 2.35 – Prove IP-OOP, Ricci et al. (2018b).	34
Figura 2.36 – Geometria del sistema telaio-pannello e dettaglio delle armature di travi e pilastri.	34
Figura 2.37 – Prove IP-OOP, De Risi et al. (2019).....	35
Figura 2.38 – Elementi costituenti un micro-modello strutturale e non strutturale.	36
Figura 2.39 – Deformazione iniziale e successiva formazione del puntone.	37
Figura 2.40 – Passaggio dalla struttura reale al modello strutturale.	37
Figura 2.41 – Modello semplice a puntone equivalente.....	38
Figura 2.42 – Macro-modelli IP sviluppati a partire dal puntone equivalente: (a) Zarnic & Tomazevic (1988), (b) Schmidt (1989), (c) Chrysostomou (1991), (d) Crisafulli (1997).38	
Figura 2.43 – Meccanismo di rottura IP del pannello ricorrenti.	39
Figura 2.44 – Nomenclatura utilizzata per la maglia e per il puntone equivalente.	39
Figura 2.45 – Risposta OOP: a) resistenza a flessione, b) effetto arco e c) quadro fessurativo.	41
Figura 2.46 – Modello di Hashemi & Mosalam (2007).	41
Figura 2.47 – Modello di Kadysiewski & Mosalam (2009).	42
Figura 2.48 – Equivalenza dinamica: a) sistema originale e b) modello equivalente.	42
Figura 2.49 – Curva di interazione IP-OOP in termini di forza assiale IP e momento flettente OOP.....	44
Figura 2.50 – Dalla tamponatura reale al modello di Furtado et al. (2016b).	45
Figura 2.51 – Funzionamento del modello di Furtado et al. (2016b) per i due versi di carico.	45
Figura 2.52 – Legame IP utilizzato da Furtado et al. (2016b).	46
Figura 2.53 – Criterio di collasso linearizzato secondo Furtado et al. (2016b).	46
Figura 2.54 – Macro-modello proposto da Ricci et al. (2018a).	47

Figura 2.55 – Modellazione del degrado IP→OOP.	48
Figura 3.1 – Macro-modello di tamponatura proposto.	56
Figura 3.2 – Trilatera (legame IP).	58
Figura 3.3 – Sezioni delle principali tipologie di tamponatura: a) debole, b) intermedia e c) forte.	68
Figura 3.4 – Confronto fra il legame IP proposto ed i disponibili in letteratura.	69
Figura 3.5 – Bilatera (legame OOP).	71
Figura 3.6 - Confronto fra le espressioni: Mazza & Donnici (2018) e Ricci et al. (2018b).	82
Figura 3.7 – Diagramma di flusso per la risposta non lineare del macro-modello.	84
Figura 3.8 – Backbone asimmetrica e leggi di isteresi secondo il modello a “pivot”.	85
Figura 3.9 – Backbone simmetrica e leggi di isteresi secondo il modello a “pivot”.	86
Figura 3.10 – Primo ramo positivo.	88
Figura 3.11 – Secondo ramo positivo.	89
Figura 3.12 – Ramo di scarico positivo.	90
Figura 3.13 – Ramo di pinching - Carico.	90
Figura 3.14 – Casistiche di scarico aggiuntive.	91
Figura 3.15 – Primo ramo negativo.	91
Figura 3.16 – Secondo ramo negativo.	92
Figura 3.17 – Ramo finale del ciclo isteretico.	93
Figura 3.18 – Macro-modello di tamponatura proposto (doppia fodera).	94
Figura 4.1 – Istituto De Gasperi – Battaglia (Norcia).	101
Figura 4.2 - Confronto numerico – sperimentale - Drift IP 1.0% (Hak et al., 2014).	103
Figura 4.3 - Confronto numerico – sperimentale - Drift IP 1.5% (Hak et al., 2014).	103
Figura 4.4 - Confronto numerico – sperimentale - Drift IP 2.5% (Hak et al., 2014).	103

Figura 4.5 - Confronto numerico – sperimentale – Prova Inf_02 (Furtado et al., 2016).	104
Figura 4.6 – Prove Inf_01 e Inf_04 (Furtado et al., 2016; Furtado et al., 2017).	104
Figura 4.7 - Confronto numerico – sperimentale – Prova Inf_04 (Furtado et al., 2017).	105
Figura 4.8 - Prova OOP a flessione monodimensionale (Hak et al., 2014).	105
Figura 4.9 - Confronto numerico – sperimentale – Prova a flessione 1D (Hak et al., 2014).	106
Figura 4.10 – Evoluzione del quadro fessurativo e formazione dell’arco (Prova a flessione 1D).	106
Figura 4.11 – Istituto De Gasperi (Norcia) – Danneggiamento non strutturale.	108
Figura 4.12 – Pianta di un piano generico dell’istituto De Gasperi - Battaglia.	110
Figura 4.13 – Distribuzione in pianta di travi (B_i , $i=1..5$) e pilastri (C_i , $i=1..3$).	111
Figura 4.14 – Backbone e comportamento isteretico (pivot) per un elemento di tamponatura.	116
Figura 4.15 – Legami IP per le tipologie di pannello modellate.	117
Figura 4.16 – Legami IP per le tipologie di pannello modellate.	119
Figura 4.17 – Andamenti medi del drift e dell’accelerazione IP.	123
Figura 4.18 – Danneggiamento IP.	124
Figura 4.19 – Andamenti medi del drift e dell’accelerazione OOP.	125
Figura 4.20 – Perdite percentuali di resistenza e rigidezza OOP dovute all’interazione.	126
Figura 4.21 – Danneggiamento OOP.	127
Figura 4.22 – Istogrammi di danneggiamento non strutturale.	129
Figura 4.23 – Storie di spostamento e domini d’interazione per pannelli inelastici IP ed elastici OOP.	130
Figura 4.24 – Storie di spostamento e domini d’interazione per pannelli inelastici sia IP che OOP.	131

Figura 4.25 – Storie temporali selezionate – Effetto dell’interazione IP→OOP.	133
Figura 4.26 – Domanda a taglio nei pilastri adiacenti le tamponature considerate.....	136
Figura 4.27 – Confronto fra tipologie diverse di legame IP per i pannelli dell’istituto De- Gasperi.	139
Figura 4.28 – Legami IP ed OOP rielaborati per la modellazione di dettaglio.	140
Figura 4.29 – Andamenti medi del drift e accelerazione IP (analisi incrementale).	141
Figura 4.30 – Andamenti medi del drift e accelerazione OOP (HB, analisi incrementale).	143
Figura 4.31 – Andamenti medi del drift e accelerazione OOP (SB, analisi incrementale).	144
Figura 4.32 – Danneggiamento incrementale IP per la tipologia MI.1.	146
Figura 4.33 – Danneggiamento incrementale OOP per la tipologia MI.1.	147
Figura 4.34 – Danneggiamento incrementale IP per la tipologia MI.2a.	148
Figura 4.35 – Danneggiamento incrementale OOP per la tipologia MI.2a.	149
Figura 4.36 – Danneggiamento incrementale IP per la tipologia MI.3.	149
Figura 4.37 – Danneggiamento incrementale OOP per la tipologia MI.3.	150
Figura 4.38 – Danneggiamento massimo IP.	151
Figura 4.39 – Danneggiamento massimo OOP.	152
Figura 5.1 – Layout della generica struttura benchmark 3D in c.a. con tamponature.....	157
Figura 5.2 – Discretizzazione del range del periodo fondamentale per il generico cluster.	158
Figura 5.3 – Elementi di equivalenza fra struttura reale e modello benchmark.....	159
Figura 5.4 – Backbone IP ed OOP delle tamponature impiegate per il benchmark model.	160

Figura 5.5 – Spettri di risposta elastici in accelerazione per gli accelerogrammi adottati.	165
Figura 5.6 – Flow chart dell’algoritmo di assemblaggio del generico modello.....	166
Figura 5.7 – Massimo drift IP (SLV, interazione IP→OOP).....	168
Figura 5.8 – Piano associato al massimo drift IP (SLV, interazione IP→OOP).....	169
Figura 5.9 – Massimo drift OOP (SLV, interazione IP→OOP).	171
Figura 5.10 – Piano associato al massimo drift OOP (SLV, interazione IP→OOP).	172
Figura 5.11 – Confronto drift IP per SLV e SLC ($L=L_{max}$, $T_1=T_{1,max}$, interazione IP→OOP).	174
Figura 5.12 – Confronto drift OOP per SLV e SLC ($L=L_{max}$, $T_1=T_{1,max}$, interazione IP→OOP).....	175
Figura 5.13 – Prospetto dei modelli a 6 piani con campata variabile.	176
Figura 5.14 – Confronto drift IP/OOP per SLV/SLC e differenti lunghezze della campata.	177
Figura 5.15 – Confronto drift IP per SLV (variabilità del fenomeno di interazione).	179
Figura 5.16 – Confronto drift OOP per SLV (variabilità del fenomeno di interazione).	180
Figura 5.17 – Storie temporali dello spostamento IP-OOP per il modello IS.6.T6 (LD).	182
Figura 5.18 – Storie temporali dello spostamento IP-OOP per il modello IS.6.T6 (MD).	184
Figura 5.19 – Storie temporali dello spostamento IP-OOP per il modello IS.6.T6 (HD).	185
Figura 5.20 – Confronto fra accelerazioni massime e predizioni normative (IS.6.T1, SLV).	186

Figura 5.21 – Confronto fra accelerazioni massime e predizioni normative (IS.6.T6, SLV).	187
Figura 5.22 – Valutazione degli edifici prospicienti le possibili vie di fuga.....	189
Figura 5.23 – Patrimonio edilizio della città di Rende, organizzato secondo il numero di piani.....	190
Figura 5.24 – Esempio di operazione buffer per ottenere l’area di ingombro dei detriti.	190
Figura 5.25 – Esempio di operazione difference per identificare le vie praticabili.	191
Figura 6.1 – Grafico R_m-R_f con soglie di disaccoppiamento (Hadjian & Ellison, 1986; NUREG-0800, 2013).	195
Figura 6.2 – Procedura per il calcolo rigoroso di uno spettro di piano.	197
Figura 6.3 – Procedura per il calcolo di uno spettro di piano tramite metodo spettro-spettro.	198
Figura 6.4 – Andamento qualitativo dello spettro di piano secondo i metodi semplificati.	208
Figura 6.5 – Spettro di piano qualitativo riferito ad un dato accelerogramma in input. .	209
Figura 6.6 – Interpretazione grafica della Serie e delle possibili Trasformate di Fourier.	212
Figura 6.7 – Esempi di CWT: parte reale (in rosso) e parte immaginaria (in blu).....	215
Figura 6.8 – Interpretazione grafica della Trasformate Wavelet.....	216
Figura 6.9 – Backbone IP delle tamponature impiegate per le strutture test.....	221
Figura 6.10 – Backbone OOP delle tamponature impiegate per le strutture test.	222
Figura 6.11 – Spettrogramma del sisma artificiale selezionato per le analisi.	223
Figura 6.12 – Profili in altezza del coefficiente a_H	226
Figura 6.13 – Profili in altezza del coefficiente a_{NS}	228
Figura 6.14 – Profili in altezza del periodo dominante la risposta non strutturale.....	229

Figura 6.15 – Confronto normativo per il coefficiente a_H e leggi proposte.	232
Figura 6.16 – Confronto normativo per il coefficiente a_{NS} e leggi proposte.	233
Figura 6.17 – Confronto fra gli spettrogrammi per strutture con diverso numero di piani.	235
Figura 6.18 – Distribuzione spaziale dei periodi dominanti (fino al secondo modo).	237
Figura 6.19 – Distribuzione spaziale dei periodi dominanti (modi superiori al secondo).	238
Figura 6.20 – Elongazione massima dei periodi dominanti.	239
Figura 6.21 – Curve fitting e leggi proposte per i coefficienti a_H e a_{NS}	243
Figura 6.22 – Curve fitting e leggi proposte per i coefficienti a_H e a_{NS}	247
Figura 6.23 – Esempi applicativi per la formulazione proposta.	251
Figura 6.24 – Comparazione fra spettri di piano elastici rigorosi ed analitici (IS.5, 4°/5° Piano).	253
Figura 6.25 – Comparazione fra spettri di piano elastici rigorosi ed analitici (IS.5, 2°/3° Piano).	254
Figura 6.26 – Spettri di piano per tamponature a doppia fodera (2° Piano, MD/HD). ...	258
Figura 6.27 – Spettri di piano per tamponature a doppia fodera (3° Piano, MD/HD). ...	259
Figura 6.28 – Pianta del generico impalcato della struttura ospedaliera.	265
Figura 6.29 – Prospetto configurazione T1.	266
Figura 6.30 – Prospetto configurazione T2.	266
Figura 6.31 – Sezioni di progetto significative per ogni impalcato.	269
Figura 6.32 – Backbone IP delle tamponature impiegate.	270
Figura 6.33 – Backbone OOP delle tamponature impiegate.	271
Figura 6.34 – Drift IP medio per la configurazione T1.	273
Figura 6.35 – Drift IP medio per la configurazione T2.	273

Figura 6.36 – Drift OOP medio per la configurazione T1.	274
Figura 6.37 – Drift OOP medio per la configurazione T2.	274
Figura 6.38 – Danneggiamento: Configurazione T1, direzione dei pannelli X.	275
Figura 6.39 – Danneggiamento: Configurazione T2, direzione dei pannelli X.	276
Figura 6.40 – Danneggiamento: Configurazione T2, direzione dei pannelli Y.	276
Figura 6.41 – Verifica fuori piano dei pannelli, configurazione T1.....	277
Figura 6.42 – Verifica fuori piano dei pannelli, configurazione T2.....	278
Figura A.1 – Armatura longitudinale e trasversale per pilastri di tipo 1.....	290
Figura A.2 – Armatura longitudinale e trasversale per pilastri di tipo 2.....	291
Figura A.3 – Armatura longitudinale e trasversale per pilastri di tipo 3.....	292
Figura A.4 – Armatura longitudinale e trasversale per travi di tipo 1 (I livello).	293
Figura A.5 – Armatura longitudinale e trasversale per travi di tipo 1 (II/III livello).	293
Figura A.6 – Armatura longitudinale e trasversale per travi di tipo 1 (IV livello).....	294
Figura A.7 – Armatura longitudinale e trasversale per travi di tipo 2 (I livello).	294
Figura A.8 – Armatura longitudinale e trasversale per travi di tipo 2 (II/III livello).	295
Figura A.9 – Armatura longitudinale e trasversale per travi di tipo 2 (IV livello).....	295
Figura A.10 – Armatura longitudinale e trasversale per travi di tipo 3-4 (I livello).	296
Figura A.11 – Armatura longitudinale e trasversale per travi di tipo 3-4 (II/III livello).	296
Figura A.12 – Armatura longitudinale e trasversale per travi di tipo 3-4 (IV livello). ...	297
Figura A.13 – Armatura longitudinale e trasversale per travi di tipo 5 (I livello).	297
Figura A.14 – Armatura longitudinale e trasversale per travi di tipo 5 (II/III livello). ...	298
Figura A.15 – Armatura longitudinale e trasversale per travi di tipo 5 (II/III livello). ...	298
Figura A.16 – Armatura longitudinale e trasversale per travi principali di copertura. ...	299
Figura A.17 – Armatura longitudinale e trasversale per trave secondaria di copertura. .	299
Figura B.1 – Comparazione fra spettri di piano elastici rigorosi ed analitici (1° Piano).	300

Figura B.2 – Comparazione fra spettri di piano elastici rigorosi ed analitici (2° Piano).	301
Figura B.3 – Comparazione fra spettri di piano elastici rigorosi ed analitici (3° Piano).	302
Figura B.4 – Comparazione fra spettri di piano elastici rigorosi ed analitici (4° Piano).	303
Figura B.5 – Comparazione fra spettri di piano elastici rigorosi ed analitici (5° Piano).	304
Figura B.6 – Comparazione fra spettri di piano elastici rigorosi ed analitici (6°/7° Piano).	304
.....	304
Figura B.7 – Comparazione degli spettri di piano per tamponature a doppia fodera (1° Piano).	305
.....	305
Figura B.8 – Comparazione degli spettri di piano per tamponature a doppia fodera (2° Piano).	306
.....	306
Figura B.9 – Comparazione degli spettri di piano per tamponature a doppia fodera (3° Piano).	307
.....	307
Figura B.10 – Comparazione degli spettri di piano per tamponature a doppia fodera (4° Piano).	308
.....	308
Figura B.11 – Comparazione degli spettri di piano per tamponature a doppia fodera (5° Piano).	309
.....	309
Figura B.12 – Comparazione degli spettri di piano per tamponature a doppia fodera (6°/7° Piano).	309
.....	309

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 2.1 – Tabella prove: configurazioni e drift IP/spostamenti OOP massimi raggiunti.	26
Tabella 3.1 – Valori dei coefficienti k_1 e k_2 (Decanini & Fantin, 1986).....	61
Tabella 3.2 – Caratteristiche meccaniche dei pannelli (unità in [MPa], eccetto W [kN/m ³]).	68
Tabella 3.3 – Valori assunti per il coefficiente λ_2 in funzione della snellezza verticale del pannello.....	74
Tabella 3.4 – Valori consigliati per la resistenza e lo spostamento ultimi.	77
Tabella 3.5 – Valori consigliati per il drift IP di arresto del degrado OOP.....	81
Tabella 4.1 – Risultati delle prove distruttive su campioni di calcestruzzo.	109
Tabella 4.2 – Risultati delle prove distruttive su campioni di armatura.....	109
Tabella 4.3 – Dimensioni (BxH) delle sezioni di travi e pilastri (unità in cm).	111
Tabella 4.4 – Analisi dei carichi permanenti.....	112
Tabella 4.5 – Pesì sismici per i livelli dell’istituto De Gasperi – Battaglia.	113
Tabella 4.6 – Caratteristiche dinamiche dell’istituto De Gasperi – Battaglia.	113
Tabella 4.7 – Proprietà geometriche dei pannelli e dei puntoni equivalenti (unità in cm).	115
Tabella 4.8 – Caratteristiche meccaniche dei pannelli (unità in MPa, eccetto ν).	115
Tabella 4.9 – Dati principali per i terremoti selezionati.....	120
Tabella 4.10 – Confronto normativo – Verifica fuori piano tipologia MI.1 (unità in kN).	134
Tabella 4.11 – Confronto normativo – Verifica fuori piano tipologia MI.2a (unità in kN).	134

Tabella 4.12 – Confronto normativo – Verifica fuori piano tipologia MI.3 (unità in kN).	135
Tabella 5.1 – Range del periodo fondamentale e rigidezza laterale (1° livello) per ogni cluster.	162
Tabella 5.2 – Armatura longitudinale dei pilastri (1° livello) per i modelli banchmark a 3 piani.	163
Tabella 5.3 – Armatura longitudinale dei pilastri (1° livello) per i modelli banchmark a 4 piani.	163
Tabella 5.4 – Armatura longitudinale dei pilastri (1° livello) per i modelli banchmark a 5 piani.	163
Tabella 5.5 – Armatura longitudinale dei pilastri (1° livello) per i modelli banchmark a 6 piani.	164
Tabella 5.6 – Armatura longitudinale dei pilastri (1° livello) per i modelli banchmark a 7 piani.	164
Tabella 5.7 – Armatura longitudinale dei pilastri (1° livello) per i modelli banchmark a 8 piani.	164
Tabella 6.1 – Parametri di risonanza e amplificazione massima (metodo semplificato NTC18).	205
Tabella 6.2 – Dimensioni di progetto degli elementi strutturali per le strutture test.	220
Tabella 6.3 – Periodi di vibrazione traslazionali principali delle strutture test.	224
Tabella 6.4 – Valori normativi massimi del coefficiente a_H	230
Tabella 6.5 – Distribuzione spaziale dei coefficienti a e b in funzione del fattore q.	245
Tabella 6.6 – Tabella riassuntiva dei coefficienti a, b e γ	250
Tabella 6.7 – Formule complementari alla definizione dello spettro di piano.	250
Tabella 6.8 – Tabella riassuntiva per l'analisi dei carichi.	267

Tabella 6.9 – Tabella riassuntiva per le dimensioni delle travi.....	268
Tabella 6.10 – Tabella riassuntiva per le dimensioni dei pilastri.....	269
Tabella 6.11 – Caratteristiche geometriche dei pannelli.....	270
Tabella 6.12 – Caratteristiche modali strutturali.....	272
Tabella 6.13 – Valutazione del fattore di comportamento strutturale.....	272
Tabella 6.14 – Caratteristiche modali non strutturali.....	272
Tabella C.1 – Nomenclatura adottata nelle tabelle di progettazione riassuntive.....	310
Tabella C.2 – Armatura superiore delle travi del quinto impalcato.....	310
Tabella C.3 – Armatura superiore delle travi del quarto impalcato.....	311
Tabella C.4 – Armatura superiore delle travi del terzo impalcato.....	311
Tabella C.5 – Armatura superiore delle travi del secondo impalcato.....	312
Tabella C.6 – Armatura superiore delle travi del primo impalcato.....	312
Tabella C.7 – Armatura inferiore delle travi del quinto impalcato.....	313
Tabella C.8 – Armatura inferiore delle travi del quarto impalcato.....	313
Tabella C.9 – Armatura inferiore delle travi del terzo impalcato.....	314
Tabella C.10 – Armatura inferiore delle travi del secondo impalcato.....	314
Tabella C.11 – Armatura inferiore delle travi del primo impalcato.....	315
Tabella C.12 – Armatura longitudinale dei pilastri.....	315

1. INTRODUZIONE

Lo studio del comportamento sismico delle tamponature in edifici in calcestruzzo armato è oggi uno fra i temi d'interesse a livello di ricerca internazionale. L'utilizzo dei pannelli di tamponamento è infatti caratteristico di gran parte del costruito attuale, specie nel contesto europeo.

La consapevolezza della leggerezza progettuale con cui questi elementi vengono oggi trattati ha reso urgenti gli sforzi conoscitivi in questo campo al fine di restare al passo con l'odierno panorama di continua innovazione tecnologica ed evoluzione delle normative.

Gli ultimi decenni sono stati infatti caratterizzati da una crescente attenzione verso i fenomeni sismici, lo studio dei loro effetti sulle strutture e il conseguente aggiornamento tecnico-normativo sia per le nuove realizzazioni che per la riabilitazione strutturale. La ricerca non si è orientata soltanto verso il progresso in termini di tecnologie innovative (sistemi di dissipazione, isolamento, etc.), ma anche verso l'analisi critica delle assodate modalità costruttive diffuse in passato. La corretta realizzazione degli elementi strutturali, delle loro connessioni, dei dettagli costruttivi, la distribuzione di masse e rigidità giocano infatti un ruolo importante nell'adeguata risposta sismica dell'edificio.

Le tamponature, elementi di chiusura e coibentazione, sono state escluse dai modelli strutturali nella prassi progettuale per l'elevata eterogeneità e le incertezze di modellazione. Queste sono tenute quindi in conto soltanto come carico gravante sul telaio ed assai limitate sono le verifiche normative relative a tali elementi non strutturali.

A partire dagli anni '60 la ricerca in campo di tamponature ha indagato prevalentemente il relativo comportamento nel piano. Le pubblicazioni sono numerose e spaziano anche su temi di maggior dettaglio come la presenza di aperture e la simulazione delle interazioni locali. Più recente ed esigua è invece la serie di pubblicazioni riguardanti il comportamento fuori piano. I terremoti degli ultimi anni (L'Aquila nel 2009, Lorca nel 2011, etc.) hanno infatti evidenziato la sostanziale pericolosità di questo elemento non strutturale ed in particolare della rottura fuori piano, soprattutto in termini di minaccia per le vite umane (caduta di detriti) e di danno agli elementi strutturali circostanti.

1.1 MOTIVAZIONE ED OBIETTIVI DELLA RICERCA

La pratica progettuale odierna considera le tamponature soltanto come carico gravante sul telaio in cemento armato, pertanto l'intera struttura è analizzata come *bare frame* (telaio nudo). Al più si demanda ad una fase successiva la verifica locale del pannello o del *drift* d'interpiano (criterio di limitazione del danno).

I motivi di tale prassi sono parecchi, in primo luogo il problema della modellazione. Le tamponature sono state oggetto di sperimentazione e ricerca a partire dal 1957 e numerosi macro-modelli sono stati proposti negli anni, cercando di raggiungere una sempre più accurata rappresentazione del loro comportamento reale. Il maggior problema è riuscire a cogliere tramite un *modello semplice* ed *economico* dal punto di vista computazionale il maggior numero di *aspetti rilevanti* della risposta sismica non strutturale, in maniera tale da riprodurre l'*effetto globale* della tamponatura sul telaio circostante e sulla risposta

dell'intero sistema strutturale. I risultati ottenuti devono ovviamente aderire alla realtà con margine d'errore accettabile se l'obiettivo è riprodurre l'effetto di un evento passato.

In genere i modelli nascono da osservazioni sperimentali intrecciate a formulazioni teoriche facenti uso di parametri opportunamente tarati e grandezze geometriche/meccaniche dominanti. Qui nasce una seconda problematica: i valori da assegnare ai moduli elastici, alle inerzie, alle resistenze. Le tipologie di tamponatura sono infatti numerose per spessore, scelta dei mattoni o blocchi utilizzati, orientamento dei fori, qualità della malta, presenza di intercapedini, modalità di realizzazione. Di conseguenza i relativi parametri meccanici variano notevolmente e gli stessi valori di letteratura spesso suscitano dubbi nell'uso. Per il calcestruzzo armato strutturale il problema è invece fortemente limitato, essendo maggiore il controllo sul calcestruzzo e sulle barre d'acciaio.

La modellazione delle tamponature non è mai stata imposta proprio per queste forti difficoltà di caratterizzazione fenomenologica e materica, rendendo più confortevole per il professionista un'analisi a telaio nudo rispetto ad una più onerosa ed incerta analisi di dettaglio del complesso telaio-pannelli. Ciò ha senso fin quando l'analisi conduce a risultati e conseguenti previsioni progettuali a vantaggio di sicurezza, ma spesso gli effetti indotti dalla presenza degli ignorati pannelli sono tutt'altro che positivi. L'incremento di resistenza e rigidità loro dovuto è un effetto benefico comprovato, ma sono i disastrosi episodi reali a mettere in luce una serie di fenomeni locali/globali che minano la sicurezza strutturale e ancor più quella umana. Proprio i recenti terremoti verificatisi in Italia ed in altre nazioni europee hanno dato prova della rovinosa leggerezza progettuale di tali elementi non strutturali, ai quali si è soliti demandare le sole funzioni di chiusura, coibentazione ed isolamento acustico.

Inagibilità, elevati costi di riparazione, anticipazione di meccanismi di piano sono esempi tipici dovuti al danneggiamento/collasso dei pannelli. Inoltre se il livello di danno è elevato, il pannello perde rapidamente rigidità e resistenza a causa della sua intrinseca fragilità.

Occorre quindi un'adeguata capacità di previsione del danneggiamento ed eventuale collasso dei pannelli, che si traduce nella necessità di modelli più affidabili rispetto ai passati ed in grado di tener conto degli effetti più importanti sulla risposta strutturale.

Gli obiettivi e gli aspetti originali della ricerca condotta sono di seguito riassunti:

- Sviluppo di un macro-modello di tamponatura completo;
- Analisi del danneggiamento delle tamponature al variare delle caratteristiche strutturali e non strutturali;
- Sviluppo di uno strumento di progetto e verifica fuori piano dei pannelli *code-oriented*.

Il *primo obiettivo* del presente lavoro di tesi è quindi lo sviluppo di un modello di tamponatura al passo con lo stato dell'arte e migliorato sotto alcuni importanti aspetti. Le risposte nel piano (IP) e fuori piano (OOP) sono caratterizzate alla luce dei più importanti contributi disponibili in letteratura. Particolare attenzione è stata posta nel definire l'interazione reciproca IP \leftrightarrow OOP, simulando gli effetti del danneggiamento in una direzione sulla risposta nell'altra. La modellazione raffinata del comportamento IP-OOP avviene oggi attraverso modelli 3D o a fibre discrete, sviluppati soltanto recentemente e

caratterizzati da una praticità ridotta. Il modello proposto è invece orientato verso la semplicità d'implementazione: ogni pannello è rappresentato tramite cinque elementi non complessi, la cui risposta non lineare è gestita tramite *routine* snelle. Il macro-modello permette il monitoraggio del danneggiamento del pannello durante un evento sismico, nelle due direzioni, senza rinunciare agli aspetti di dettaglio più significativi, fra i quali anche l'opzione di modellazione per pannelli a doppia fodera.

Il completamento del modello è propedeutico al *secondo obiettivo*, che consiste nello studio della risposta sismica degli edifici a telaio in c.a. tamponati. Il macro-modello sviluppato è dapprima applicato su un caso studio di cui è noto lo stato di danneggiamento post evento sismico. La struttura è analizzata sotto diverse ipotesi di comportamento non strutturale, al fine di cogliere la reale importanza di una modellazione fenomenologica ma completa. Il modello si presta quindi ad analisi strutturali di dettaglio e conseguenti considerazioni specifiche per la struttura analizzata (quadro di danneggiamento, aree di vulnerabilità, effetti strutturali). Ci si è spinti quindi verso la ricerca di conclusioni più generali. A tal fine è stato costruito un modello strutturale semplificato (*benchmark model*) utilizzato per effettuare una serie di analisi parametriche esplorative.

Infine il *terzo obiettivo* consiste nello sviluppo di uno strumento pratico per la progettazione o la verifica fuori piano delle tamponature: lo spettro di piano. Ci si è focalizzati su questa modalità di collasso essendo la principale fonte di rischio umano ed economico. Come descritto in precedenza, il modello è abbastanza leggero dal punto di vista computazionale da poter condurre numerose analisi parametriche. I risultati ottenuti sono riassunti in una formulazione *code-oriented* per la valutazione della massima accelerazione che interessa un generico elemento non strutturale posizionato su un qualsiasi livello dell'edificio. Lo strumento è formalmente compatibile con le attuali prescrizioni normative italiane, in modo tale da non stravolgere l'approccio di calcolo. Allo stesso tempo vengono aggiunte le considerazioni riguardanti il livello di inelasticità strutturale, l'influenza spaziale dei modi superiori strutturali e note di dettaglio per la verifica dei pannelli.

1.2 ORGANIZZAZIONE DEI CONTENUTI

Il presente lavoro di tesi è articolato in sette capitoli. In questo *primo capitolo* sono riassunte le motivazioni e gli obiettivi del percorso di ricerca, completati da un quadro generale riguardante l'organizzazione dei contenuti.

Le tamponature sono generalmente inserite nelle maglie di una struttura intelaiata. Nel *secondo capitolo* sono quindi riportate le strategie di modellazione strutturale, focalizzandosi maggiormente su quella adottata. La seconda parte del capitolo presenta una panoramica riguardante gli aspetti salienti della risposta non strutturale nel piano e fuori piano, includendo le evidenze dei più recenti e noti eventi sismici. Queste sono completate dai risultati delle principali campagne sperimentali riguardanti il fenomeno di interazione IP-OOP, ritenute interessanti per la calibrazione e validazione del modello. Infine sono presentati i più citati macro-modelli ad oggi disponibili, sia per la rappresentazione della risposta nel piano che fuori piano. Questo breve *excursus* è importante per introdurre le

caratteristiche che un buon macro-modello deve possedere per rappresentare la risposta sismica della tamponatura, alla luce dello stato dell'arte.

Le basi teorico-sperimentali sono elaborate all'interno del *terzo capitolo* al fine di definire in modo esaustivo il macro-modello sviluppato. Questo capitolo è concettualmente suddiviso in quattro parti. La prima è orientata verso la descrizione completa della geometria, degli elementi, dei legami forza-spostamento (*backbone*) IP ed OOP adottati per il pannello. Gli aspetti chiave delle principali formulazioni per le *backbone* disponibili in letteratura sono riassunti e comparati, evidenziandone i possibili campi di applicazione. Allo stesso tempo viene proposta una formulazione *lower bound* per il legame IP e le migliori opzioni per l'agevole costruzione di un legame inelastico OOP. La seconda parte è focalizzata sulla modellazione del fenomeno di interazione IP→OOP ed OOP→IP, analizzando in modo critico i migliori contributi disponibili e proponendo opportune leggi di degrado, successivamente impiegate nel macro-modello sviluppato. La terza parte è incentrata sulla gestione della risposta dinamica del pannello, descrivendo le regole d'isteresi utilizzate. Le regole di passaggio da una curva di legame degradata alla successiva durante l'analisi dinamica (regole d'interazione) completano questa sezione. La quarta parte è dedicata alla presentazione di un *upgrade* del macro-modello, che risponde all'esigenza pratica di modellare contemporaneamente le fodere di tamponature multistrato, senza appesantire sensibilmente l'elaborazione.

I *capitoli quarto, quinto e sesto* riassumono i risultati ottenuti durante il lavoro di dottorato, sulla base di tre approcci applicativi diversi, progredendo dall'applicazione particolare alle considerazioni ed agli strumenti normativi generali.

La procedura di calibrazione e validazione dei parametri necessari alla definizione delle regole d'isteresi in direzione OOP, sulla base delle prove cicliche disponibili in letteratura, apre il *quarto capitolo*. Segue un'applicazione preliminare del macro-modello su una struttura reale di grandi dimensioni: l'istituto De Gasperi-Battaglia di Norcia (PG), danneggiato a seguito dello sciame sismico del 2016 (Centro Italia). L'elevata quantità di informazioni strutturali e non strutturali ha permesso la ricostruzione del modello globale, sottoposto a sette coppie di accelerogrammi spettrocompatibili, fra cui gli stessi eventi sismici che hanno interessato la struttura. Questa presenta pannelli a doppia fodera di varie tipologie, differenti per spessori utilizzati e dimensioni della maglia inglobante. I risultati sono concettualmente suddivisi in due sezioni, in base ad una modellazione non strutturale semplificata monofodera ed una di dettaglio a doppia fodera, al fine di spingere al limite le potenzialità di modellazione non strutturale e saggiarne la capacità di predizione del danneggiamento sulla base del quadro fessurativo reale.

Il *quinto capitolo* si può definire esplorativo. Se il terzo è focalizzato sull'analisi puntuale, il quarto è volto alla ricerca di conclusioni generali, tramite un'estesa campagna di analisi parametriche. È stato quindi necessario sviluppare una struttura *test* semplificata (*benchmark model*), le cui ipotesi di calcolo risultano compatibili con quelle di progettazione del patrimonio edilizio esistente. La prima parte del capitolo è quindi focalizzata sulla presentazione del modello strutturale e del *set* di variabilità che è parso utile indagare. Sono successivamente commentati i risultati ottenuti, con l'obiettivo di individuare i) le aree di maggiore vulnerabilità non strutturale, ii) l'evoluzione del danneggiamento non strutturale globale, iii) le conseguenze sulla risposta strutturale in base

alle variabilità assegnate e valutare iv) le capacità predittive degli spettri di piano normativi semplificati disponibili (punto di partenza per il capitolo successivo). In chiusura del capitolo è presentata più in dettaglio la procedura di identificazione del *set* di variabilità, frutto della collaborazione con il settore urbanistico.

Il *sesto capitolo* nasce dalla consapevolezza che il macro-modello sviluppato, seppur semplice e progettato per l'applicazione speditiva, dovrà essere implementato nei codici di calcolo professionali prima di poter risultare concretamente utile al professionista. Lo spettro di piano semplificato è lo strumento di più rapido impiego per la verifica OOP del pannello o la sua progettazione anti-espulsione. Le variabilità maggiormente influenti sulla risposta strutturale e non strutturale sono utilizzate per condurre ulteriori analisi parametriche su *benchmark model*, valutandone gli spettri di piano esatti. I risultati ottenuti hanno permesso lo sviluppo di una formulazione per la costruzione di uno spettro di piano semplificato. Questo può essere considerato un *upgrade* dello spettro elastico semplificato per strutture intelaiate suggerito dalla normativa tecnica italiana, valido per qualsiasi elemento non strutturale. Lo spettro elastico proposto è calato nel contesto delle tamponature, fornendo indicazioni utili per la definizione di una corretta forma spettrale e di un più realistico fattore di comportamento non strutturale da utilizzare per il passaggio allo spettro inelastico. Il capitolo è concluso proponendo un'applicazione pratica relativa ad un padiglione di una struttura ospedaliera parzialmente tamponato, progettato secondo il DM96 (1996). Le accelerazioni massime dei pannelli sono quindi comparate con le predizioni normative e dello strumento sviluppato.

Infine nel *settimo capitolo* sono riassunti gli obiettivi raggiunti, evidenziando i principali risultati ottenuti, il contributo alle conoscenze attuali ed alla prassi progettuale. Il bagaglio di esperienze maturato è punto di partenza ed allo stesso tempo chiave di lettura per affrontare le sfide di ricerca future, discusse in chiusura del presente lavoro di tesi.

2. STATO DELL'ARTE

2.1 PREMESSA

In apertura del presente lavoro di tesi sono brevemente presentate le principali strategie di modellazione per strutture intelaiate in c.a., focalizzandosi su quella effettivamente adottata per le analisi condotte sui telai tamponati, presentate nei Capitoli successivi. Questa trattazione è fedele dunque a quanto implementato nel codice base C++ per l'analisi dinamica non lineare di strutture intelaiate tridimensionali in calcestruzzo armato. Il macro-modello di tamponatura sviluppato si pone come modulo complementare, adattato alla filosofia di programmazione ed ai parametri del *software* base.

I contributi disponibili in letteratura riguardanti il comportamento sismico delle tamponature spaziano dalla fine degli anni '50 ad oggi. Nel presente Capitolo sono discussi gli aspetti principali della risposta sismica delle tamponature nel piano (IP) e fuori piano (OOP), accompagnati dai quadri fessurativi riferiti al danneggiamento nelle due direzioni rilevati a seguito dei più recenti eventi sismici. Le campagne sperimentali presentate successivamente sono limitate alla risposta fuori piano dei pannelli ed al fenomeno di interazione IP-OOP, essendo ritenute più coerenti agli obiettivi di ricerca prefissati.

Le risposte sismiche dei pannelli è riprodotta dal punto di vista computazionale tramite appropriati micro- o macro-modelli. Nella sezione finale sono esaminati i principali macro-modelli di tamponatura classici (IP) e moderni (IP-OOP), individuandone punti di forza e limiti. Infine sono riassunti gli obiettivi perseguiti e raggiunti durante il percorso di dottorato, in termini di modellazione non strutturale.

Ulteriori riferimenti a formulazioni e prove sperimentali complementari sono disseminati in tutto il lavoro di tesi, al fine di alleggerire la trattazione dello stato dell'arte e richiamare efficacemente le informazioni utili ed attinenti al contenuto di ogni Capitolo.

2.2 MODELLAZIONE NON LINEARE DI STRUTTURE INTELAIATE IN C.A.

2.2.1 STRATEGIE DI MODELLAZIONE

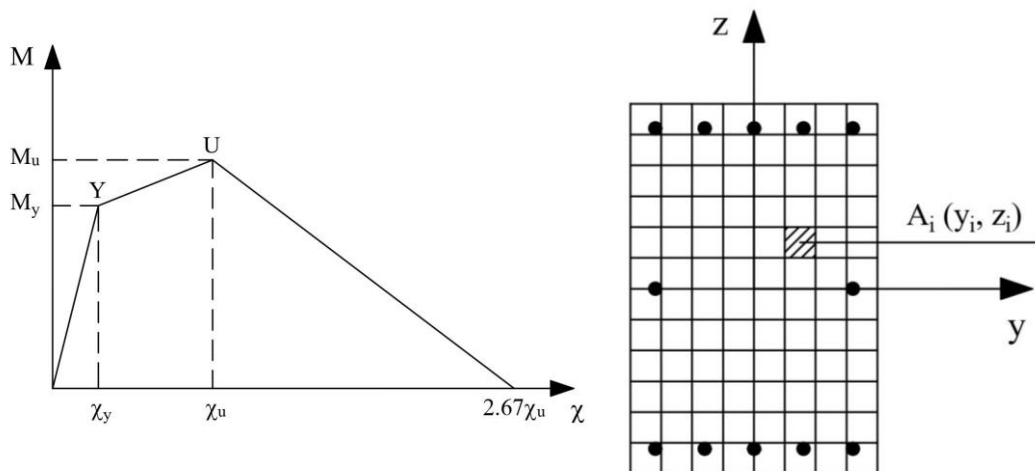
L'analisi statica o dinamica non lineare di una struttura intelaiata in c.a. presuppone la costruzione di un modello strutturale non lineare. La struttura è generalmente scomposta in elementi, coincidenti con le travi ed i pilastri. Ovviamente ogni elemento trave o pilastro può essere a sua volta opportunamente discretizzato per migliorare la precisione dei risultati o cogliere determinati effetti locali. Il generico elemento strutturale può essere rappresentato in modo più o meno raffinato. I modelli 2D e 3D sono comunemente impiegati per la modellazione di singoli elementi strutturali o piccoli telai (analisi di dettaglio). La modellazione monodimensionale è invece più snella e adatta per le applicazioni professionali o per estese campagne di analisi parametriche.

Il comportamento inelastico del generico elemento strutturale può essere associato alle sue estremità (modelli a plasticità concentrata) o distribuito lungo il suo sviluppo

longitudinale (modelli a plasticità diffusa). I modelli più semplici considerano soltanto la risposta flessionale, i più avanzati anche la risposta a taglio e le problematiche di scorrimento delle armature.

Le zone di plasticizzazione strutturale coincidono generalmente con gli estremi di travi e pilastri ai piani più bassi e le regioni intermedie delle travi presso quelli più elevati. I modelli a plasticità concentrata risultano molto diffusi grazie alla loro elevata efficienza computazionale (formulazione matematica compatta, stabilità numerica), poiché semplificano queste zone di danneggiamento tramite cerniere plastiche di lunghezza nulla (Figura 2.1a). Ad ogni cerniera, per il problema flessionale, è possibile associare un legame Momento-Curvatura ed opportune regole d'isteresi. L'elemento monodimensionale compreso fra le cerniere presenta invece una risposta elastica. Fra i modelli a plasticità concentrata classici ricadono le proposte di Clough et al. (1965), Giberson (1967), Lai et al. (1984).

I modelli a plasticità diffusa permettono l'estensione della regione inelastica alle zone più interne della trave o del pilastro. La natura non lineare della generica sezione può essere rappresentata tramite discretizzazione a fibre della sezione (Figura 2.1b). In questo caso la trave è caratterizzata da tre livelli annidati: elemento, sezione e fibra. Alla fibra è associato il legame costitutivo del relativo materiale. Le tensioni ottenute per le varie fibre sono integrate sulla sezione, in modo tale da ottenerne lo stato sollecitativo. Estendendo il calcolo all'intero elemento è possibile ricostruire la risposta nodale (Spacone et al., 1996). Esistono due possibili formulazioni a fibre per elementi finiti: in rigidità (*displacement based element*) o in flessibilità (*force-based element*). Nel primo caso è assicurata la compatibilità delle deformazioni mentre l'equilibrio delle forze è soddisfatto a posteriori. Nel secondo è assicurato sempre l'equilibrio, a scapito dell'entità e localizzazione delle deformazioni, specie se la discretizzazione impiegata è troppo fitta. Per applicazioni dove ci si aspetta un comportamento non lineare spinto si preferiscono generalmente le formulazioni in flessibilità, più costose in termini computazionali ma più precise.



(a) Legame Momento – Curvatura semplificato per la sezione in c.a. (plasticità concentrata)

(b) Discretizzazione in fibre della sezione in c.a. (plasticità diffusa)

Figura 2.1 – Esempi di modellazione a plasticità concentrata o diffusa.

2.2.2 IL MODELLO ADOTTATO: COMPORTAMENTO ELASTICO

La generica struttura in c.a. analizzata è discretizzata in elementi finiti di tipo trave (monodimensionali), assumendo rigidezze flessionali, a taglio ed assiale costanti. La risposta strutturale, che sia elastica o plastica, è valutata con riferimento alle variabili nodali (grandezze cinematiche quali spostamenti e rotazioni) che consentono di descrivere il regime deformativo e di sollecitazione per ognuno degli elementi strutturali. Nel seguito vengono descritte le modellazioni utilizzate nel caso di comportamento elastico (Paragrafo 2.2.2) e plastico (Paragrafo 2.2.3).

La procedura di analisi strutturale impiegata richiede la definizione delle rigidezze degli elementi strutturali. Nello spazio, i parametri nodali necessari alla descrizione della cinematica del generico elemento finito monodimensionale a due nodi sono 12 (3 spostamenti e 3 rotazioni per nodo), e sono sinteticamente rappresentati in Figura 2.2.

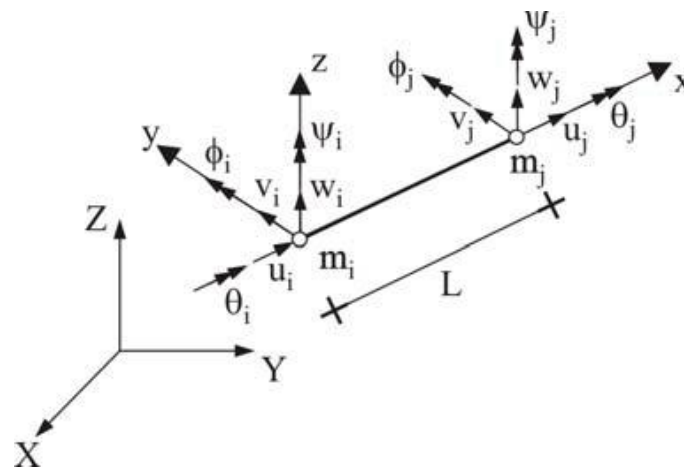


Figura 2.2 – Variabili cinematiche nodali 3D - elemento a due nodi (Mazza & Mazza 2010).

Il contributo deformativo del generico elemento, in termini di variabili nodali, è associato alla matrice di rigidezza dello stesso. Essa consente, infatti, descrivere in modo semplice e diretto le condizioni di equilibrio nodale della struttura analizzata. In particolare, escludendo i 6 moti rigidi inessenziali al calcolo dell'energia di deformazione (non riportati per brevità), il regime deformativo del singolo elemento può essere descritto compiutamente dai 6 modi deformativi naturali (Figura 2.3). Questi ultimi rappresentano, dal punto di vista meccanico, quelle particolari grandezze cinematiche che compiono lavoro l'una sull'altra e danno, quindi, contributo positivo all'energia di deformazione (Mazza & Mazza 2010; Mazza 2014a,b). Essi possono essere raccolti nel vettore u_n dato dall'espressione (2.1), nella quale le grandezze presenti sono definite e discusse nei paragrafi successivi.

$$u_n = \{\varepsilon_x, \chi_{sy}, \chi_{ey}, \chi_{sz}, \chi_{ez}, \theta_x\}^T \quad (2.1)$$

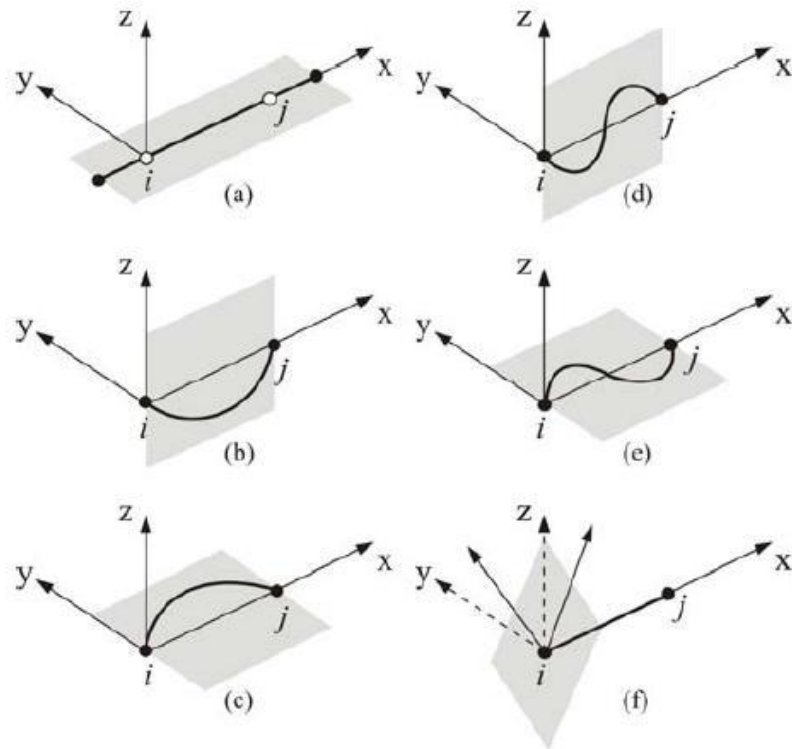


Figura 2.3 – Modi deformativi naturali di un elemento 3D a due nodi (Mazza 2014b).

2.2.2.1 MODI DEFORMATIVI NATURALI

In Figura 2.3a viene illustrato il primo modo deformativo naturale, caratterizzato da una deformazione assiale costante lungo l'asse dell'elemento. L'introduzione dell'ascissa adimensionale ξ (2.2), consente di definire la relazione di compatibilità cinematica come riportato nella (2.3).

$$\xi = \frac{x}{L} \quad (2.2)$$

$$\varepsilon_x = \frac{du}{dx} = \frac{du}{d\xi} \cdot \frac{d\xi}{dx} = \frac{1}{L} \cdot \frac{du}{d\xi}, \quad 0 \leq \xi \leq 1 \quad (2.3)$$

L'integrazione della (2.3), imponendo spostamento assiale nullo in mezzeria, fornisce la legge dello spostamento u in funzione dell'ascissa adimensionale ξ (2.4). Da quest'ultima equazione si possono ricavare i valori degli spostamenti nodali (2.5), ed infine la deformazione assiale ε_x in funzione degli spostamenti nodali (2.6).

$$u(\xi) = \varepsilon_x L \left(\xi - \frac{1}{2} \right) \quad (2.4)$$

$$u_i = u(0) = -\frac{\varepsilon_x L}{2} \quad , \quad u_j = u(1) = \frac{\varepsilon_x L}{2} \quad (2.5)$$

$$\varepsilon_x = \frac{u_j - u_i}{L} \quad (2.6)$$

I modi deformativi naturali propri delle curvature simmetriche (Figura 2.3b/c), ovvero curvature flessionali costanti su tutto l'elemento, sono contenute nei piani x - z (χ_{sy}) e x - y (χ_{sz}). Esse sono definite dalle relazioni di compatibilità cinematica (2.7) e (2.8), nelle quali compaiono gli spostamenti trasversali v_s e w_s , assieme alla lunghezza dell'elemento L .

$$\chi_{sy} = -\frac{d^2 w_s}{dx^2} = -\frac{1}{L^2} \cdot \frac{d^2 w_s}{d\xi^2} \quad (2.7)$$

$$\chi_{sz} = -\frac{d^2 v_s}{dx^2} = -\frac{1}{L^2} \cdot \frac{d^2 v_s}{d\xi^2} \quad (2.8)$$

In generale, le espressioni delle curvature simmetriche (χ_{sy} e χ_{sz}) sono ricavate dalla risoluzione delle equazioni differenziali (2.9), sotto le condizioni al contorno di spostamenti nulli agli estremi dell'elemento.

$$\frac{d^2 w_s}{d\xi^2} = -L^2 \cdot \chi_{sy} \quad , \quad \frac{d^2 v_s}{d\xi^2} = -L^2 \cdot \chi_{sz} \quad (2.9)$$

Gli spostamenti trasversali (v_s e w_s) e le loro derivate rispetto all'ascissa adimensionale ξ si esprimono, dunque, come riportato nelle equazioni seguenti:

$$w_s(\xi) = \frac{\chi_{sy} \cdot L^2}{2} (\xi - \xi^2) \quad , \quad \frac{dw_s}{d\xi}(\xi) = \frac{\chi_{sy} \cdot L^2}{2} (1 - 2\xi) \quad (2.10)$$

$$v_s(\xi) = \frac{\chi_{sz} \cdot L^2}{2} (\xi - \xi^2) \quad , \quad \frac{dv_s}{d\xi}(\xi) = \frac{\chi_{sz} \cdot L^2}{2} (1 - 2\xi) \quad (2.11)$$

I due modi deformativi naturali relativi alle curvature antisimmetriche (Figura 2.3d/e), ossia curvature flessionali lineari lungo l'elemento, sono contenute nei piani x - z (χ_{ey}) e x - y (χ_{ez}). Le relazioni di compatibilità cinematica ed i passaggi algebrici necessari alla compiuta definizione delle curvature antisimmetriche vengono descritte per una, espandendo anche all'altra i risultati ottenuti.

La generica curvatura antisimmetrica è definita dall'equazione di compatibilità cinematica (2.12).

$$\chi_e - 2\chi_e\xi = -\frac{d^2v_e}{dx^2} = -\frac{1}{L} \cdot \frac{d^2v_e}{d\xi^2} \quad (2.12)$$

Integrando la (2.12) ed imponendo le condizioni al contorno per cui si hanno spostamenti nulli alle estremità dell'elemento, si ottengono le espressioni dello spostamento trasversale (v_e) e della sua derivata rispetto all'ascissa adimensionale ξ (2.13).

$$v_e = \left(\frac{\xi^3}{3} - \frac{\xi^2}{2} + \frac{\xi}{6} \right) \chi_e \cdot L^2 \quad , \quad \frac{dv_e}{d\xi} = \left(\xi^2 - \xi + \frac{1}{6} \right) \chi_e \cdot L^2 \quad (2.13)$$

È ora necessario determinare il legame matematico fra i modi naturali flessionali (χ_s e χ_e) ed i parametri nodali coinvolti (v_i, ψ_i, v_j, ψ_j). Per fare ciò si impongono le condizioni riportate in (2.14) e (2.15).

$$\frac{dv_s}{d\xi_{\xi=0}} + \frac{dv_e}{d\xi_{\xi=0}} = \left(\psi_i - \frac{v_j - v_i}{L} \right) L \quad (2.14)$$

$$\frac{dv_s}{d\xi_{\xi=1}} + \frac{dv_e}{d\xi_{\xi=1}} = \left(\psi_j - \frac{v_j - v_i}{L} \right) L \quad (2.15)$$

Dalla risoluzione del sistema lineare avente per incognite le due curvatures χ_s e χ_e , si ottengono i risultati espressi dalla (2.16) per la direzione y, e dalla (2.17) per la direzione z rispettivamente.

$$\chi_{ey} = \frac{3}{L} (\phi_i - \phi_j) - \frac{6}{L^2} (w_j - w_i) \quad , \quad \chi_{sy} = \frac{\phi_i - \phi_j}{L} \quad (2.16)$$

$$\chi_{ez} = \frac{3}{L} (\psi_i - \psi_j) - \frac{6}{L^2} (v_j - v_i) \quad , \quad \chi_{sz} = \frac{\psi_i - \psi_j}{L} \quad (2.17)$$

Il sesto modo deformativo naturale fa riferimento alla deformazione torsionale, considerata costante lungo l'asse dell'elemento (Figura 2.3f).

L'equazione di compatibilità cinematica è la (2.18), dall'integrazione della quale, imponendo la condizione al contorno di rotazione torsionale all'estremità pari a θ_i , si ricava la legge di variazione dell'angolo unitario di torsione in funzione dell'ascissa adimensionale ξ (2.19).

$$\theta = \frac{d\bar{\theta}}{dx} = \frac{1}{L} \cdot \frac{d\bar{\theta}}{d\xi} \quad (2.18)$$

$$\bar{\theta} = L\theta\xi + \theta_i \quad (2.19)$$

2.2.2.2 MATRICE DI RIGIDEZZA RIFERITA AI MODI NATURALI

La trattazione relativa ai 6 modi naturali conduce alla compiuta definizione della matrice di compatibilità cinematica (C_n).

$$C_n = \begin{bmatrix} \frac{-1}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{-1}{L} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{-6}{L^2} & 0 & \frac{3}{L} & 0 & 0 & 0 & \frac{6}{L^2} & 0 & \frac{3}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{-1}{L} \\ 0 & \frac{6}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{3}{L} & 0 & \frac{-6}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{3}{L} \\ 0 & 0 & 0 & \frac{-1}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{L} & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.20)$$

Essa è quella particolare matrice che consente di determinare lo stato deformativo globale dell'elemento a partire dai parametri cinematici nodali (Figura 2.2). La sua espressione esplicita, con riferimento a quanto precedentemente discusso, è riportata nella (2.20).

Una volta noto il regime deformativo dell'elemento, è possibile ricavare l'espressione della matrice di rigidezza dell'elemento, in un formato molto più compatto e vantaggioso dal punto di vista computazionale (Mazza & Mazza 2010). È, infatti, opportuno notare come la matrice K_n (espressione (2.21)) abbia dimensione 6x6 (invece di essere 12x12 in base al numero di parametri nodali), e sia anche diagonale, con indubbi vantaggi dal punto di vista computazionale ed implementativo.

$$K_n = \begin{bmatrix} EAL & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & EI_y L & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{EI_y L}{3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & EI_z L & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EI_z L}{3} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & GI_t L \end{bmatrix} \quad (2.21)$$

2.2.3 IL MODELLO ADOTTATO: COMPORTAMENTO PLASTICO

Gli elementi in c.a. sono composti da calcestruzzo e barre in acciaio. I meccanismi resistenti e deformativi dipendono dalle caratteristiche di questi due materiali, oltre che dalla loro interazione. L'evoluzione del loro comportamento meccanico è funzione del grado di sollecitazione a cui l'elemento stesso è soggetto.

In letteratura sono disponibili numerose strategie per la modellazione della risposta non lineare di elementi in c.a. soggetti a momento flettente biassiale e sforzo normale (Rodrigues et al. 2011). Una buona simulazione della risposta può essere ottenuta tramite l'utilizzo di un dominio elastico della pressoflessione deviata linearizzato, delimitato da 26 facce piane. Il modello utilizzato è, dunque, a plasticità concentrata nelle sezioni d'estremità dell'elemento, dove ci si aspetta la formazione delle cerniere plastiche (Mazza & Mazza 2011).

2.2.3.1 DEFINIZIONE DEL DOMINIO ELASTICO

In questa fase della trattazione viene descritta brevemente la procedura relativa alla costruzione del dominio elastico della pressoflessione deviata per gli elementi strutturali in calcestruzzo armato.

Il punto di partenza è rappresentato dalla scelta e della successiva definizione dei legami relativi all'acciaio d'armatura ed al calcestruzzo. In particolare, per l'acciaio d'armatura è utilizzato un legame elasto-plastico perfetto (Figura 2.4), nel quale compaiono la resistenza di calcolo a trazione f_{yd} e la deformazione allo snervamento ε_{yd} . La prima è calcolata mediante la (2.22), nella quale il coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio γ_s è pari a 1.15 (NTC18, 2018).

La deformazione allo snervamento ε_{yd} è valutata come rapporto tra la resistenza di calcolo a trazione f_{yd} ed il modulo elastico dell'acciaio E_s . Il comportamento dell'acciaio è considerato identico sia a trazione (tratto negativo del legame) che a compressione (tratto positivo del legame).

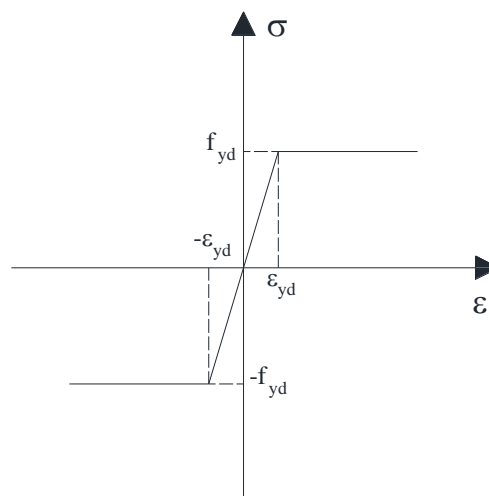


Figura 2.4 – Diagramma tensione-deformazione dell'acciaio.

La deformazione ultima assunta per l'acciaio d'armatura è pari a 1% (Mazza & Mazza 2012).

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (2.22)$$

Anche per quanto riguarda il calcestruzzo viene adottato un legame elasto-plastico perfetto (Figura 2.5) (legame triangolo-rettangolo definito dalle NTC18, 2018), nel quale compaiono la resistenza cilindrica di calcolo a compressione f_{cd} , la deformazione al limite elastico ε_{cy} , pari allo 0.175%, e quella di rottura ε_{cu} pari allo 0.35%.

La resistenza cilindrica di calcolo a compressione f_{cd} viene ricavata dalla (2.23), in funzione della resistenza cubica caratteristica a compressione R_{ck} , assumendo un coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo γ_c pari a 1.5 (NTC18).

$$f_{cd} = 0.85 \frac{0.83 R_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.23)$$

Una buona rappresentazione del dominio elastico, ottimo compromesso tra precisione di rappresentazione e facilità implementativa, si ottiene discretizzandone la superficie limite in 26 superfici piane:

- 6 superfici normali agli assi principali x , y e z (Figura 2.6a);
- 12 superfici normali alle bisezioni degli assi x - z , x - y e x - z (Figura 2.6b);
- 8 superfici normali alle bisezioni degli ottanti (Figura 2.6c).

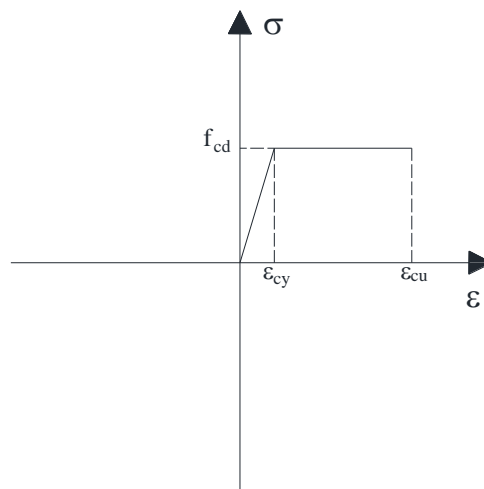


Figura 2.5 – Diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo.

Ognuna delle superfici corrisponde al meccanismo di deformazione plastica per la sezione, definito dalla deformazione assiale lungo l'asse x (ε_p), e dalle curvature (χ_{py} e χ_{pz}) lungo gli assi principali y e z . Queste ultime e le corrispondenti sollecitazioni generalizzate (σ) sono rappresentate dai vettori definiti nelle (2.24) e (2.25) rispettivamente.

$$\boldsymbol{\varepsilon}_P = [\varepsilon_P, \chi_{Py}, \chi_{Pz}]^T \quad (2.24)$$

$$\boldsymbol{\sigma} = [N, M_y, M_z]^T \quad (2.25)$$

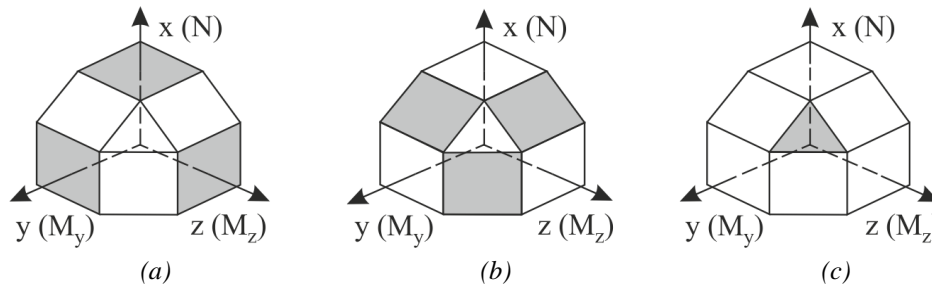


Figura 2.6 – Approssimazione a superfici piane del dominio elastico (Mazza & Mazza 2012).

È possibile, dunque, associare alla k-esima superficie la normale n_k e la sollecitazione limite $\boldsymbol{\sigma}_{P,k}$.

La fase di costruzione del dominio elastico prevede l'imposizione delle deformate plastiche della sezione (come illustrato in Figura 2.7a). La prima valutazione che si effettua riguarda la deformazione massima nel calcestruzzo ($\varepsilon_{c,max}$).

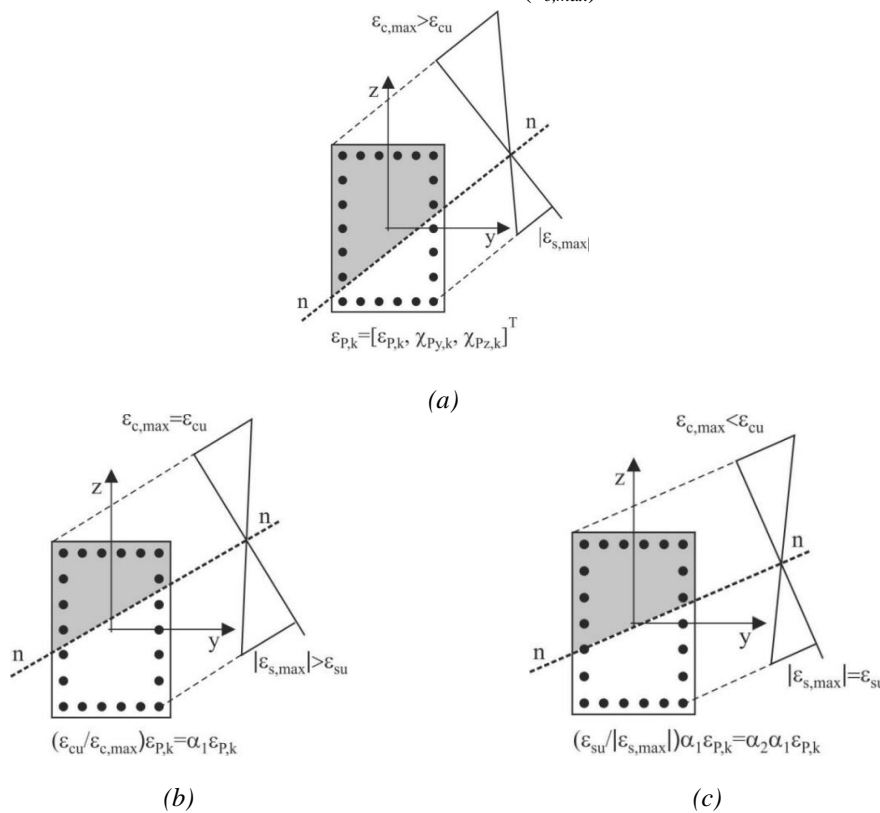


Figura 2.7 – Schematizzazione dello stato sollecitativo di una sezione in c.a. soggetta a pressoflessione deviata.

Nel caso in cui quest'ultima superi il valore limite assunto per il calcestruzzo ε_{cu} , si procede alla definizione del coefficiente α_1 atto al ridimensionamento del vettore che rappresenta la deformata plastica imposta (Figura 2.7c).

Si deve, successivamente, valutare la deformazione in corrispondenza del baricentro della barra di armatura più deformata $\varepsilon_{s,max}$. Se la sua deformazione risulta superiore al valore limite assunto per l'acciaio (ε_{su} pari a 1%), si procede al ridimensionamento del vettore relativo alla deformata plastica imposta tramite il coefficiente α_2 (Figura 2.7b). La k -esima deformata plastica imposta e ridimensionata $\boldsymbol{\varepsilon}_{P,k(rid)}$, assieme ai due coefficienti α_1 ed α_2 , sono riportati nella (2.26) e (2.27) rispettivamente.

$$\boldsymbol{\varepsilon}_{P,k,rid} = \alpha_1 \alpha_2 \boldsymbol{\varepsilon}_{P,k} \quad (2.26)$$

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{c,max}} \quad , \quad \alpha_2 = \frac{\varepsilon_{su}}{\varepsilon_{s,max}} \quad (2.27)$$

Una volta effettuati i controlli precedenti sulla deformata plastica imposta, la posizione dell'asse neutro (e , quindi, la sezione di calcestruzzo reagente) risulta univocamente definita. Le sollecitazioni limite corrispondenti sono calcolate dall'equazione d'equilibrio alla traslazione lungo l'asse x (2.28), e dalle equazioni di equilibrio a rotazione attorno agli assi y (2.29) e z (2.30).

$$N_{P,k} = \int_{A_c} \sigma_c dA + \sum_{i=1}^{N_b} A_{si} \sigma_{si} \quad (2.28)$$

$$M_{Py,k} = \int_{A_c} \sigma_c z dA + \sum_{i=1}^{N_b} A_{si} \sigma_{si} z_i \quad (2.29)$$

$$M_{Pz,k} = - \int_{A_c} \sigma_c y dA - \sum_{i=1}^{N_b} A_{si} \sigma_{si} y_i \quad (2.30)$$

Ulteriori dettagli sulla procedura di calcolo del dominio elastico sono contenuti in Mazza & Mazza (2012).

2.2.3.2 RIENTRO SULLA FRONTIERA DEL DOMINIO ELASTICO

Fino a quando le sollecitazioni sull'elemento sono interne al dominio elastico, l'elemento risponde in modo elastico, senza esibire il suo comportamento plastico. Quando le sollecitazioni sull'elemento sono esterne al dominio elastico, è necessario ricorrere a strategie di risoluzione del problema non lineare che si presenta. Questo problema è risolto in modo incrementale, partendo da uno stato iniziale ed un incremento di carico noti, applicando il principio di Haar-Kàrmàn (Mazza & Mazza 2012). Quest'ultimo, infatti, stabilisce che tra tutti i campi di sollecitazione che soddisfano l'equilibrio σ , la soluzione

elasto-plastica σ_{EP} è quella più vicina, in termini di energia complementare Π_c , alla soluzione elastica σ_E (Mazza & Mazza 2010).

In termini matematici il principio espresso è riportato nell'espressione seguente:

$$\Pi_c(\sigma_{EP}) = \int (\sigma_{EP} - \sigma_E)^T E^{-1} (\sigma_{EP} - \sigma_E) d\Omega = \min \quad (2.31)$$

dove σ_{EP} deve essere equilibrata e staticamente ammissibile, ed E rappresenta la matrice elastica dell'elemento. La frontiera del dominio elastico è convessa e questo garantisce l'unicità della soluzione elasto-plastica (si omette per brevità la dimostrazione). L'utilizzo del principio di Haar-Kàrmàn consente, quindi, di determinare in modo agevole la soluzione elasto-plastica, sfruttando la linearizzazione del dominio elastico descritta nel paragrafo precedente.

Si supponga di avere uno stato sollecitativo esterno al dominio elastico individuato dal punto E (N_E, M_{Ey}, M_{Ez}) dello spazio delle sollecitazioni generalizzate (Figura 2.8a). Il rientro sulla superficie del dominio elastico potrà avvenire su una delle 26 superfici oppure, in casi particolari, su un lato tra le superfici o su uno spigolo. Il primo passo dell'algoritmo consiste nel determinare l'ottante di riferimento in cui ricade il punto E , in modo da restringere l'analisi alle sole superfici presenti nella regione di spazio così individuata.

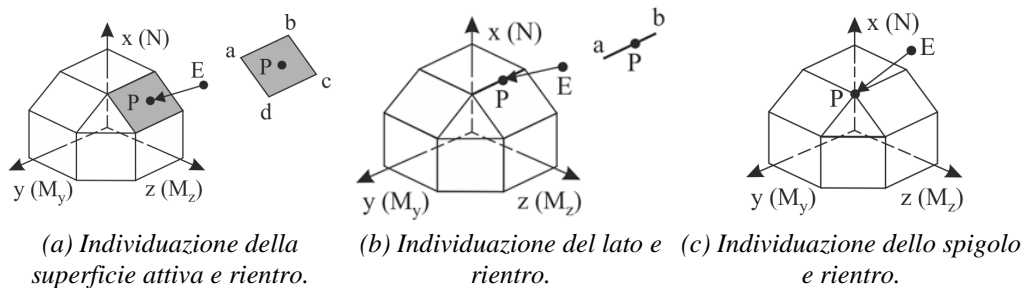


Figura 2.8 – Schematizzazione del rientro sulla frontiera del dominio elastico (Mazza & Mazza 2012).

Il secondo *step* prevede che si effettui il rientro su ciascuna delle superfici individuate nel passo precedente, in modo ortogonale ad esse. In questo modo si individua il punto P di rientro (N_P, M_{Py}, M_{Pz}) sulla superficie (Figura 2.8a).

Si controlla che il punto P sia interno alla superficie attiva. Se dovesse risultare esterno al contorno della superficie, si procede con l'individuazione di un altro piano ripetendo il controllo appena illustrato. Valutati tutti i piani, la superficie attiva è quella con minima distanza tra il punto E ed il punto P , in termini di energia complementare.

La stessa procedura è impiegata nei casi particolari in cui il rientro possa avvenire sui lati tra le superfici (Figura 2.8b) o sugli spigoli (Figura 2.8c).

Per ulteriori dettagli ed approfondimenti si rimanda al lavoro di Mazza & Mazza (2012).

2.3 RISPOSTA SISMICA DELLE TAMPONATURE

Le tamponature, elementi estremamente comuni, di geometria semplice e manifattura nota, nascondono un comportamento sismico complesso e limitatamente prevedibile allo stato attuale delle conoscenze.

I primi sforzi di ricerca sono stati orientati verso la caratterizzazione della risposta nel piano (*In-Plane* o IP) del pannello, la più importante essendo quella che principalmente influenza la struttura. Soltanto negli ultimi decenni l'interesse si è spostato sul relativo comportamento fuori piano (*Out-of-Plane* o OOP), l'interazione fra le due risposte, l'influenza del danno accumulato. È quindi d'uopo schematizzare brevemente i due comportamenti e metterne in luce la fenomenologia ed i relativi quadri fessurativi.

2.3.1 RISPOSTA IP

La risposta nel piano di un pannello è ricercata principalmente nell'ambito dell'analisi sismica di strutture intelaiate. Il telaio, soggetto ad una distribuzione di forze orizzontali applicate ai vari impalcati di ogni telaio, risponde equilibrando la sollecitazione esterna compatibilmente ai modi deformativi dei singoli elementi. In questo contribuiscono ovviamente anche le tamponature allocate nelle maglie tracciate dal telaio.

Una progettazione moderna del telaio prevede la realizzazione di un sistema a trave *debole* e pilastro *forte* secondo la nota *gerarchia delle resistenze*. L'obiettivo è garantire una diffusa plasticizzazione strutturale prima della formazione di un meccanismo di collasso. Si ricerca quindi il pieno utilizzo dei materiali e della loro resistenza, in un'ottica di elevata prestazione delle sezioni in termini di duttilità. La tamponatura, al contrario, è un elemento dal comportamento fragile, non progettato affatto dal punto di vista sismico e cautelato soltanto tramite controlli indiretti.



Figura 2.9 – Attuali verifiche SLD e SLV per le tamponature secondo le NTC18 ed EC8.

Le principali verifiche indicate dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18, 2018) italiane ed Eurocodice 8 (EC8, 2004) europeo comprendono:

- Stato Limite di Danno (SLD): controllo dello spostamento relativo d'interpiano δ_{SLD} (spostamento espresso rispetto all'altezza h d'interpiano o *drift* d'interpiano);

- Stato Limite (Ultimo) di Salvaguardia della Vita (SLV): verifica di resistenza fuori piano del pannello (non sono presenti peraltro indicazioni sul come valutare tale resistenza F_{wU}).

L'interazione nel piano fra pannello e maglia circostante segue due fasi. Inizialmente il pannello si deforma assieme al telaio resistendo elasticamente al carico laterale (Figura 2.10a). Non appena le deformazioni diventano tali da diventare incompatibili per il sistema, il pannello si distacca per la parte perimetrale in trazione. La sollecitazione viene ora trasmessa al pannello tramite gli spigoli ancora a contatto con il telaio. In quest'ultima fase il comportamento della tamponatura può essere ricondotto in via semplificativa a quello di un *puntone* (Figura 2.10b). Ovviamente al cambiar verso della forza sismica, anche il puntone cambierà diagonale.

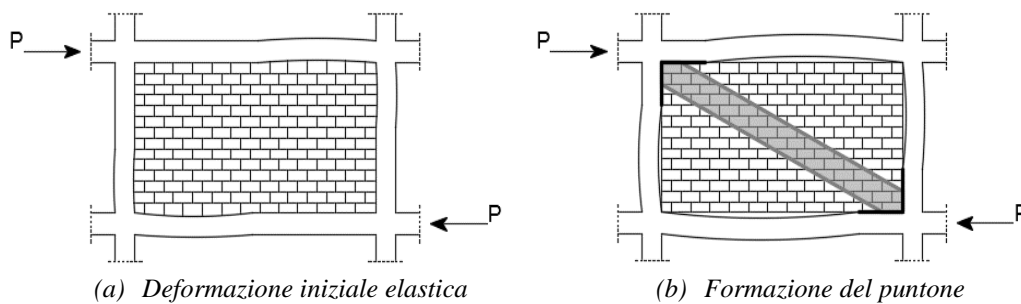


Figura 2.10 – Fasi della risposta nel piano di una tamponatura.

L'obiettivo principale della modellazione classica consiste nel definire il modulo elastico, le dimensioni, la resistenza di tale puntone in modo da poterne prevedere la risposta. Una semplificazione così estrema, se da un lato descrive a grandi linee il fenomeno, dall'altro oscura l'interazione locale reale fra il telaio ed il pannello.

La formazione della biella compressa porta infatti ad una concentrazione delle tensioni nell'area di contatto, rendendo i pilastri più vulnerabili verso una possibile rottura a taglio. Tale fenomeno è più probabile laddove la muratura non spazia lungo l'intera altezza, lasciando libera una porzione di pilastro e causando così l'effetto *pilastro tozzo* (*short-column*, Figura 2.11). Questo caso è frequente nei locali seminterrati.



Figura 2.11 – Danneggiamento dei pilastri per effetto *short-column* (Varum, 2003).

La distribuzione delle tamponature nel telaio è una tematica fondamentale, tanto da poterne compromettere la regolarità in altezza e le ipotesi che ne permettono l'analisi sismica semplificata. Ad esempio l'assenza di tamponature lungo un piano può indurre una brusca variazione di rigidezza e resistenza locali e favorire l'instaurarsi di un meccanismo di piano, demandando ai pilastri livelli di spostamento tali da indurne la plasticizzazione alle estremità (Figura 2.12, Figura 2.13). La struttura perde quindi capacità dissipativa, rischiando il prematuro collasso. In pianta, invece, l'irregolarità nella disposizione dei pannelli può incrementare la distanza fra il baricentro delle masse e quello delle rigidezze, favorendo i negativi effetti torsionali.

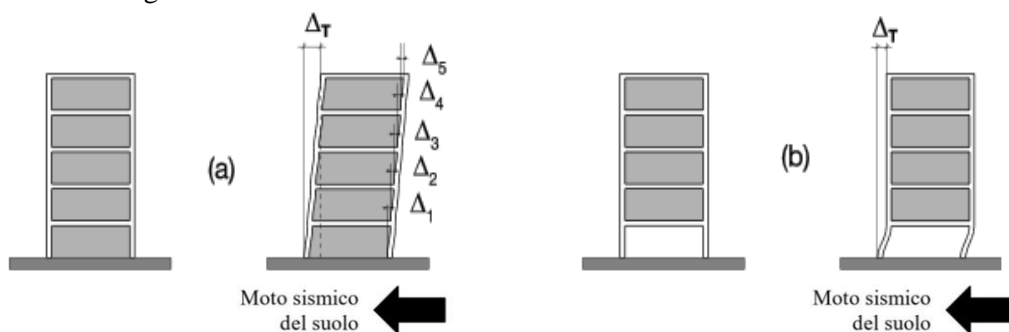


Figura 2.12 – Differenza di comportamento fra telaio totalmente tamponato (a) e telaio con piano pilotis (b) sottoposti all'azione sismica.

Fin qui sono stati descritti gli effetti della tamponatura a livello globale. Le modalità di rottura locale nel piano per singolo pannello sono essenzialmente quattro e si presentano spesso in combinazione:

- Rottura per Trazione Diagonale (fessurazione diagonale);
- Rottura per Taglio – Scorrimento dei giunti;
- Rottura per Schiacciamento degli Spigoli;
- Rottura per Schiacciamento Centrale.

Queste verranno descritte più in dettaglio nel Paragrafo 3.3.2.2.



Figura 2.13 – Collasso di un edificio multipiano per soft-storey (ReLUIS - L'Aquila, 2009).

2.3.2 RISPOSTA OOP

Il pannello murario è contemporaneamente sollecitato nel piano e fuori piano. Come evidenziato in precedenza, gli studi riguardanti il comportamento fuori piano della tamponatura sono pochi a confronto con l'estensione delle prove e modellazioni *in-plane*. Ciononostante, le modalità di rottura fuori piano del pannello risultano ben note. La rottura fuori piano, sebbene non influenzi sensibilmente il comportamento strutturale, è tema di grande importanza in termini di rischio umano: le oscillazioni fuori piano possono arrivare a livelli tali da indurre il distacco e la caduta di parti del pannello stesso.

Il comportamento fuori piano del pannello soggetto a forze inerziali dipende da numerosi fattori (snellezza, resistenza a compressione della muratura, etc.). Tuttavia il più importante è il grado di collegamento con travi e pilastri circostanti, così importante da indurre variazioni nel calcolo stesso della resistenza fuori piano (come verrà evidenziato nel Paragrafo 3.4.2).

In condizioni di pieno contatto (Figura 2.15c) il pannello può essere associato ad una piastra rettangolare appoggiata sui quattro lati. Sottoposto a forze perpendicolari al suo piano, questo si deforma fino alla prima fessurazione intermedia. La fessura orizzontale si trova a poco più di metà altezza in genere e non si estende per l'intera lunghezza. A questo punto si instaura un doppio effetto arco nelle due direzioni principali (Figura 2.14), effetto che garantisce una discreta resistenza fuori piano. Con il crescere del carico applicato la fessurazione si propaga diagonalmente dal centro verso spigoli, fino al collasso del pannello. Nel caso di pannelli molto snelli, il collasso per per instabilità (*snap-through*) diventa più probabile. Inoltre l'effetto arco tende a non verificarsi.

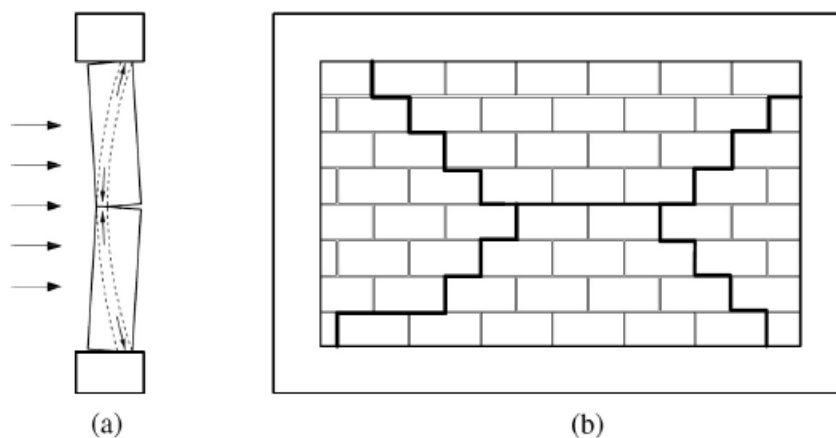


Figura 2.14 – Effetto arco (a) e quadro fessurativo finale (b) in condizioni di pieno contatto.

Il collegamento pannello-telaio è purtroppo non sempre ottimale, spesso a causa di incuria in fase di realizzazione. Frequente è il caso di un collegamento insufficiente o assente con la trave superiore, causato ad esempio dall'assenza/ritiro dello strato superiore di malta a contatto con la trave. In questo caso il comportamento del pannello si sposta verso quello a mensola o più precisamente a piastra vincolata su tre lati (Figura 2.15b).

Più raro è il caso di insufficiente collegamento laterale (Figura 2.15a), che condurrebbe ad un comportamento *a trave* ed una fessurazione soltanto orizzontale (con conseguente effetto arco monodirezionale).

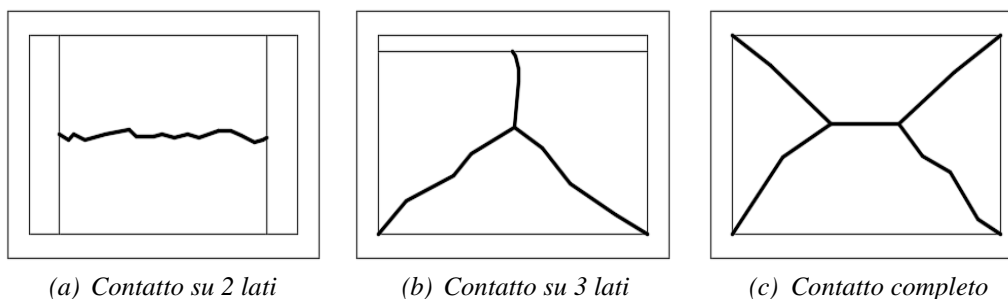


Figura 2.15 – Quadri fessurativi di un pannello sollecitato fuori piano.

Infine, nel caso in cui la tamponatura sia costituita da 2 o più strati non correttamente collegati, le modalità di rottura fuori piano possono essere differenti. Ad esempio il pannello interno può ribaltare per scarsa connessione al telaio mentre quello esterno continua a resistere fino all'eventuale collasso per raggiunta capacità nel piano/fuori piano. Differenti modalità di collasso corrispondono in genere a foderi accoppiate di spessore diverso.

2.3.3 EVIDENZE RECENTI

I terremoti degli ultimi decenni hanno messo in luce la pericolosità intrinseca del sistema telaio-pannelli. Gli episodi di rottura e caduta parziale/totale delle tamponature sono stati assai frequenti e le modalità di rottura globale e locale sono state tristemente riconfermate più volte.

Sono riscontrabili esempi di rottura *in-plane* nei recenti terremoti de L'Aquila (2009), Lorca (2011) e Nepal (2015).

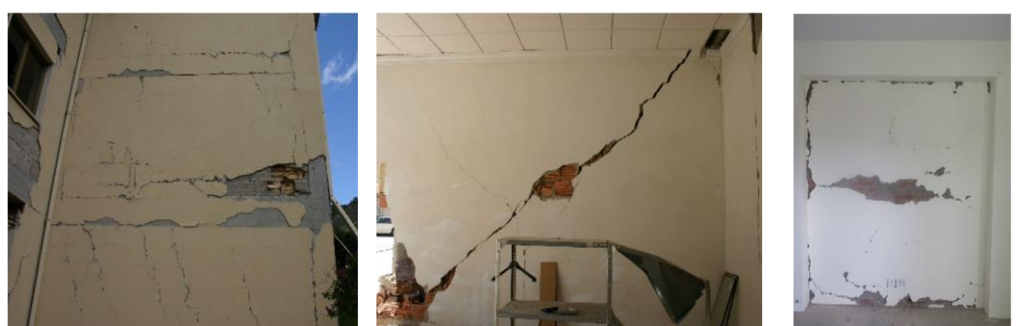


Figura 2.16 – Esempi di danneggiamento IP (Furtado et al., 2016a).

In Figura 2.16a si osserva il distacco del pannello causato dall'azione sismica nel piano, senza particolari danni aggiuntivi. In questo caso la vulnerabilità del pannello per azioni fuori piano aumenta, avendo intaccato il grado di collegamento perimetrale. In Figura 2.16b

e Figura 2.16c è invece riportato rispettivamente il classico esempio di rottura *in-plane* per trazione diagonale e scorrimento centrale.

Come anticipato, l'effetto dei pannelli può condurre a drammatiche conseguenze strutturali. In Figura 2.17 è evidente il meccanismo di *piano soffice* tipico degli edifici a pilotis.



Figura 2.17 – L'effetto *soft-storey* in edifici in c.a. (Furtado et al., 2017).

La presenza di un piano porticato non è condizione necessaria per tale fenomeno: *open space* localizzati a livello di un impalcato o la stessa espulsione dei pannelli durante il sisma ne incrementano il rischio. Il collasso non è comunque conseguenza certa, ma la tamponatura può favorirlo indebolendo gli elementi strutturali, come mostrato in Figura 2.18, dove l'effetto *short-column* intacca la porzione di pilastro a contatto con le aperture.



Figura 2.18 – Danneggiamento dei pilastri dovuto all'effetto *short-column* (Colombia, 1999 – Guevara & García, 2005).

Supponendo invece l'utilizzo di tamponature piene, le sollecitazioni cicliche agenti presso l'area di contatto fra pilastro e *puntone* possono indurre sgretolamenti e fessure diagonali nei pilastri in prossimità del nodo (Figura 2.19). Al variare del verso del sisma la fessurazione cambia diagonale, giungendo in alcuni casi alla rimozione completa del copriferro.



Figura 2.19 – Sgretolamento del calcestruzzo a causa della concentrazione di azioni taglianti (Cavaleri et al., 2017).



(a) Collasso singola fodera (L'Aquila, 2009)

(b) Collasso parziale (L'Aquila, 2009)

(c) Collasso totale (Nepal, 2015)

Figura 2.20 – Esempi di danneggiamento OOP (Furtado et al., 2016a).

La rottura del pannello fuori piano è spesso sottovalutata, nonostante sia la maggior causa di rischio in termini di vite umane. L'espulsione dei pannelli può essere totale o parziale. Nel caso di tamponatura a doppio strato, come dimostrato durante il terremoto di L'Aquila del 2009, l'assenza di collegamento interno ha favorito il distacco e la caduta della fodera esterna (Figura 2.20a).



Figura 2.21 – Espulsione OOP di una singola fodera (a sinistra) esterna e (a destra) interna (L'Aquila, 2009 - Furtado et al., 2016b).

2.3.4 INTERAZIONE IP-OOP: CAMPAGNE SPERIMENTALI

Le prove riguardanti il comportamento nel piano, fuori piano o combinato delle tamponature presentano aspetti tutt'altro che banali: la variabilità in termini di dimensioni degli elementi, della maglia, dei materiali costituenti, di modalità di carico (e numerosi altri fattori) rendono complessa la riproduzione in laboratorio. Il costo di una campagna esaustiva sotto ogni aspetto sarebbe dunque elevato, perciò i ricercatori di ogni Paese hanno ridotto le casistiche a quelle per loro di più frequente riscontro pratico, realizzando riproduzioni di geometria plausibile, così da poter indagare gli aspetti finora poco trattati e d'innovazione rispetto al passato.

Negli ultimi anni la sperimentazione nel campo delle tamponature si è orientata verso lo studio congiunto del comportamento IP ed OOP. In particolare, gli studi più interessanti si sono incentrati sull'effetto del danneggiamento nel piano nei confronti della risposta fuori piano. Sono di seguito riportate le principali campagne sperimentali recenti, riguardanti la risposta OOP ed il fenomeno di interazione.

2.3.4.1 HAK ET AL. (2014)

Hak et al. (2014) riportano i risultati di una serie di prove su pannelli in muratura forte (*strong masonry*). Tale tipologia è caratterizzata da uno spessore di 30-35cm, costituendo così un limite superiore in termini di rigidità e resistenza per le tamponature attualmente realizzate. La sua caratterizzazione meccanica sarà presentata nel prossimo Capitolo, assieme alle altre tipologie tipiche nel panorama italiano.

I *test* sono stati effettuati presso il Dipartimento di Ingegneria Civile e Architettura dell'Università di Pavia su pannelli monostrato spessi 35cm, costituiti da blocchi in argilla *DANESI Poroton Plan 700 TS* a fori verticali di dimensioni in millimetri 235x235x350 ($l_b \times h_b \times t_b$) e malta M5. È garantito inoltre il pieno contatto con il telaio.

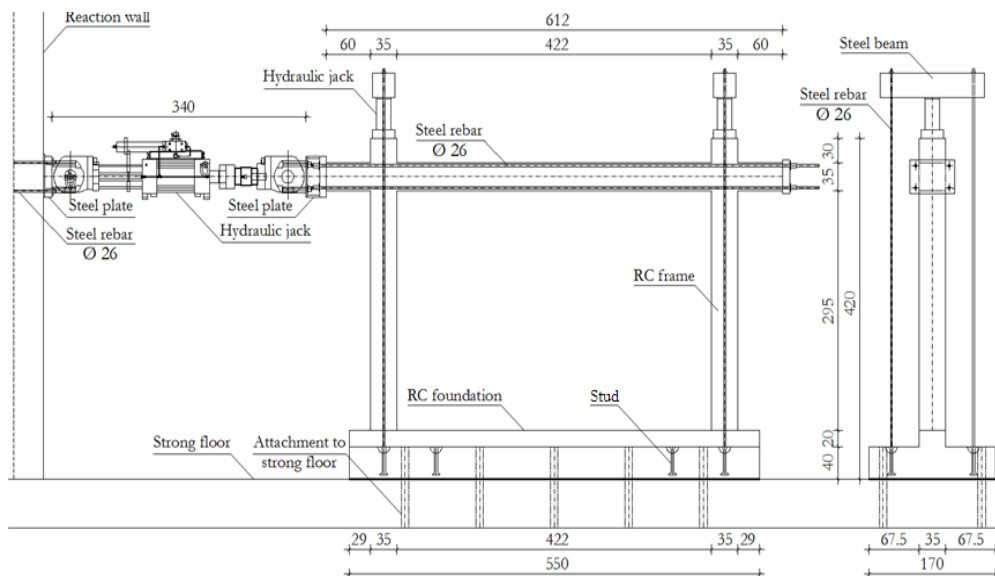


Figura 2.22 – Setup per la prova IP e dimensioni del sistema telaio-pannello.

Tre telai sono stati costruiti in tre condizioni differenti di riempimento:

- Tamponatura piena;
- Tamponatura con apertura centrale;
- Telaio nudo.

La geometria e l'assetto del *test* ciclico IP a cui sono stati sottoposti è riportato in Figura 2.22. In particolare il pannello ha dimensioni in metri 4.22x2.95x0.35.

Le curve di involucro della risposta dei pannelli (Figura 2.23) mostrano come il telaio pieno abbia maggiore resistenza e rigidità IP, mentre il telaio nudo abbia rigidità più bassa e maggiore duttilità. Gli autori propongono inoltre dei livelli di *performance* allo Stato Limite di Danno (DLS) e Stato Limite Ultimo (ULS) per i due casi con tamponatura.

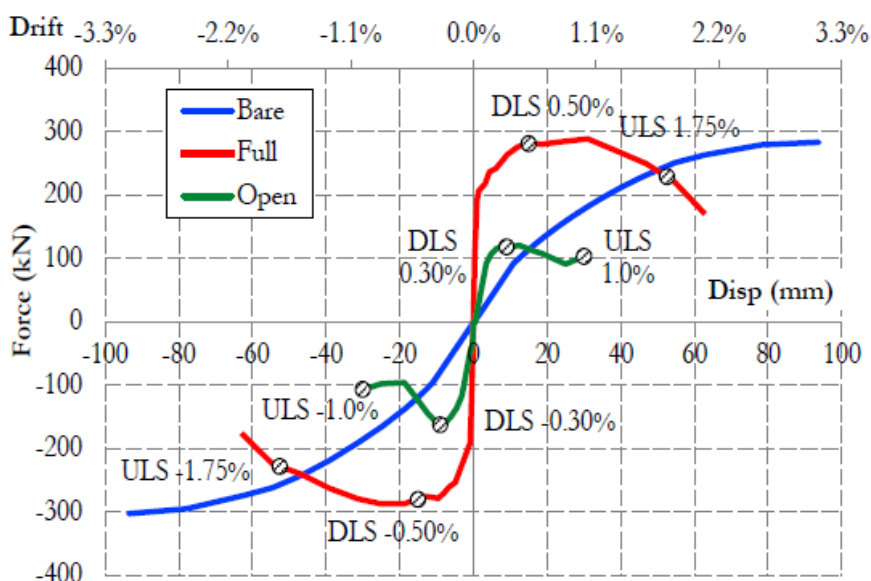


Figura 2.23 – Curve di involucro della risposta ciclica IP (test preliminari).

Hak et al. (2014) raccolgono i risultati di una serie di prove cicliche quasi statiche OOP su tamponatura forte, investigando l'influenza del danno dovuto a cicli IP sulla risposta OOP. I telai e i pannelli utilizzati sono gli stessi descritti in precedenza per geometria, materiali e grado di riempimento. Cinque sperimentazioni (Tabella 2.1) sono state effettuate, tuttavia quelle di maggiore interesse riguardano il telaio totalmente tamponato (TA1, TA2, TA3).

Tabella 2.1 – Tabella prove: configurazioni e drift IP/spostamenti OOP massimi raggiunti.

Infilled Frame					Bare Frame	
No.	In-plane	Out-of-plane	Configuration	Masonry unit	No.	In-plane
TA1	1.50 %	75 mm	Fully infilled		TNT	3.50 %
TA2	2.50 %	75 mm				
TA3	1.00 %	75 mm				
TA4	1.00 %	75 mm	Partially infilled			
TA5	-	75 mm	Infill stripe			

Il telaio è soggetto a carico ciclico nel piano fino al raggiungimento del prefissato *drift* (livello di danno). In seguito la prova ciclica fuori piano a mezzo di attuatori idraulici è condotta fino ad uno spostamento massimo pari a 75mm. I risultati della prova OOP sono stati successivamente elaborati e gli autori propongono le curve di involucro per ogni livello di danno sperimentato nel piano (Figura 2.24).

Le curve isteretiche forza-spostamento mostrano l'evidente riduzione di rigidità OOP con il progredire del danno IP (ad un *drift* del 2.5% corrisponde una riduzione di rigidità del 75% rispetto alla curva riferita all'1.0%). La resistenza sembra non ridursi così drasticamente, mantenendo il valore di circa 165kN, ridotto poi a 103kN per un *drift* IP del 2.5%.

Le diverse fasi di carico sono state inoltre documentate in termini di effetti osservabili: prima di tutto avviene la fessurazione centrale a cui segue l'instaurazione dell'effetto arco; i cicli successivi inducono spostamenti residui più accentuati, la rottura di alcuni blocchi perimetrali e il distacco dalle colonne; infine la fessura centrale si estende verso gli angoli diagonalmente in contemporanea allo schiacciamento dei blocchi nelle zone di maggior compressione. La prova è conclusa ad uno spostamento di 75mm, in concomitanza con una pronunciata riduzione di resistenza (quindi dell'effetto arco).

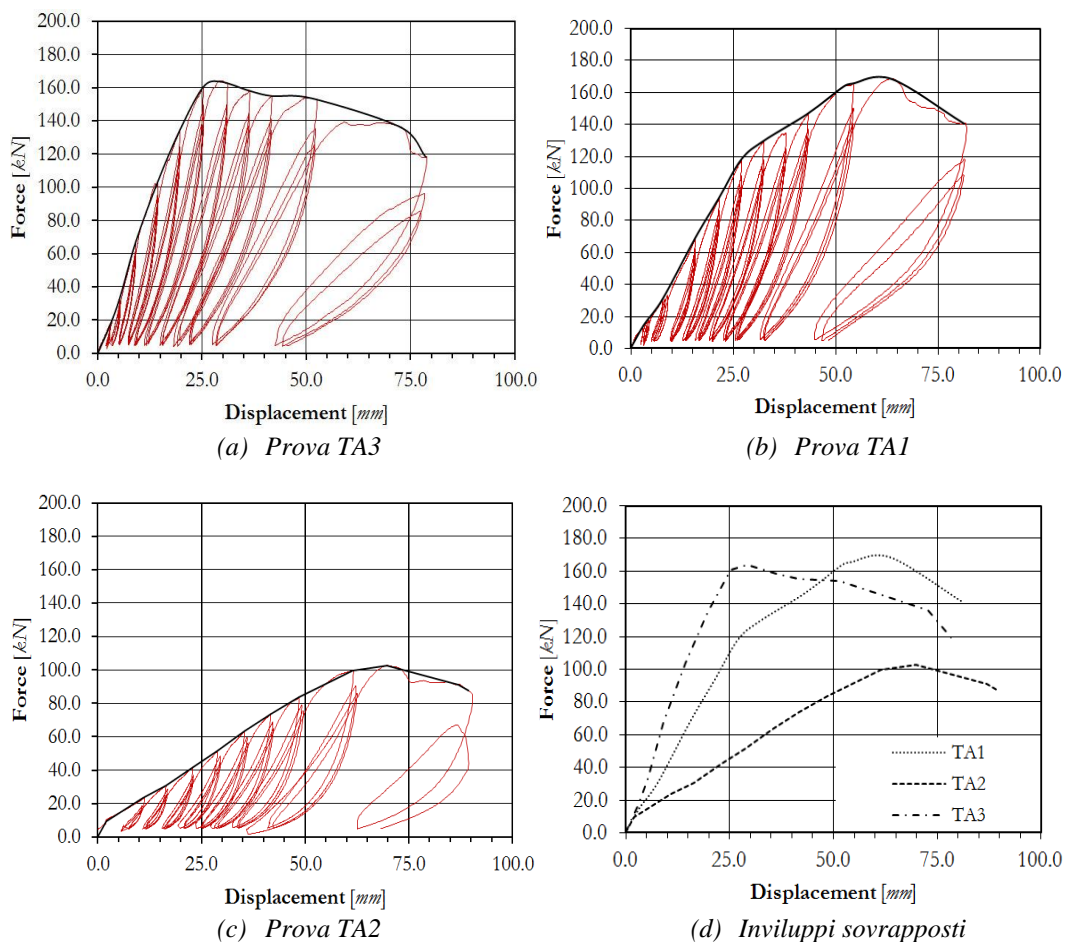


Figura 2.24 – Risposta ciclica ed involuppi OOP (Hak et al., 2014).

Dal quadro fessurativo (Figura 2.25a) è evidente la rottura del pannello in condizioni di pieno contatto con il telaio in cemento armato. È da evidenziare inoltre il danno causato dai cicli nel piano ai pilastri laterali. Infine gli autori si interrogano sulla possibile correlazione fra degrado di resistenza OOP e danno IP (Figura 2.25b).

La prova condotta su una striscia di tamponatura (*infill stripe*) sarà commentata nel Capitolo 4, in fase di validazione del modello isteretico fuori piano proposto. Il contributo sperimentale offerto dagli autori risulta l'unico riguardante i pannelli di spessore così elevato. La resistenza fuori piano associata è generalmente superiore alla sollecitazione inerziale fuori piano, limitando fortemente il rischio di espulsione per fenomeni sismici di media intensità.

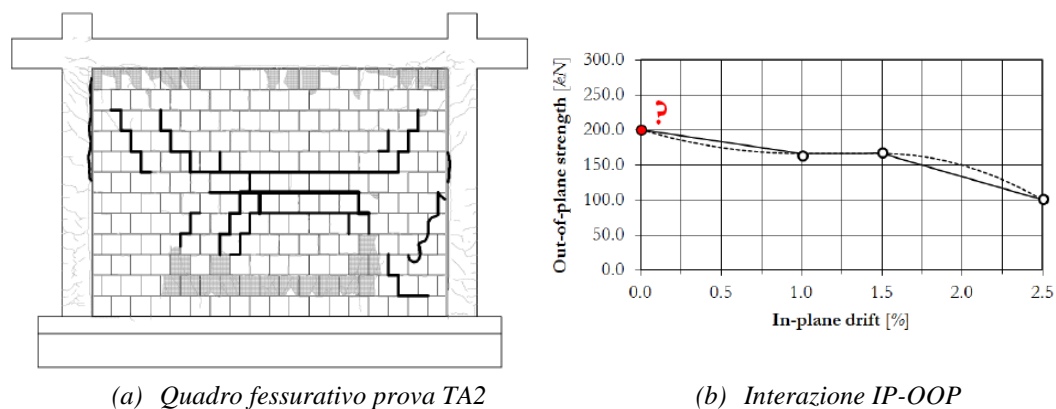


Figura 2.25 – Risultati aggiuntivi (Hak et al., 2014).

2.3.4.2 FURTADO ET AL. (2016)

La campagna sperimentale di Furtado et al. (2016a) è stata orientata verso l'analisi della capacità di un pannello di resistere a carichi fuori piano con e senza danneggiamento precedente dovuto ad azioni nel piano, variando inoltre le modalità di carico. La sperimentazione è avvenuta presso il Laboratorio di Ingegneria Sismica della Facoltà di Ingegneria Civile dell'Università di Porto (Portogallo).

Sono stati realizzati tre telai a maglia singola in scala reale sottoposti a diverse situazioni di carico:

- *Inf_01*: tipologia di muratura a singolo strato, soggetto ad un regime di carico fuori piano monotono e carico assiale preesistente sui pilastri pari a 300kN;
- *Inf_02*: tipologia di muratura a singolo strato, soggetto ad un regime di carico fuori piano ciclico;
- *Inf_03*: tipologia di muratura a doppio strato, danneggiato prima nel piano con il raggiungimento di un *drift* massimo dello 0.5%. Rimosso lo strato interno, il pannello è poi soggetto ad un regime di carico ciclico fuori piano identico al caso *Inf_02*.

Ogni pannello presenta dimensioni (4.20x2.30)m² ed è circondato da due pilastri (0.30x0.30)m² e travi (0.30x0.50)m² (Figura 2.26).

I pannelli sono costituiti da blocchi d'argilla a fori orizzontali di dimensioni in millimetri 300x200x150 ($l_b \times h_b \times t_b$) e malta M5. Per il pannello *Inf_03* lo strato interno aggiuntivo presenta blocchi di dimensioni 300x200x110 allineati al bordo interno della trave (viene lasciato un *gap* di 4cm rispetto allo strato esterno, privo di collegamenti). In ogni telaio il pannello spesso 150mm risulta allineato con il bordo esterno della trave. Il carico fuori piano avviene tramite tecnologia ad *airbag*. Gli autori propongono diversi *layer* di risultati, ma l'aspetto più interessante è il legame Forza – Spostamento (o *Drift*) di ogni prova.

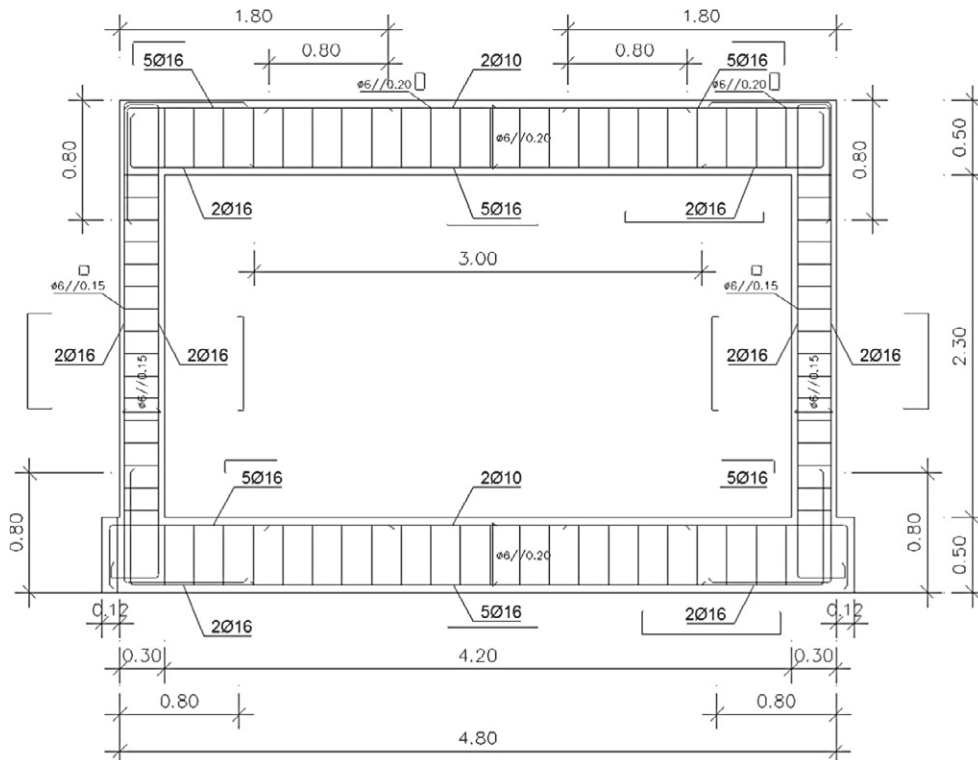
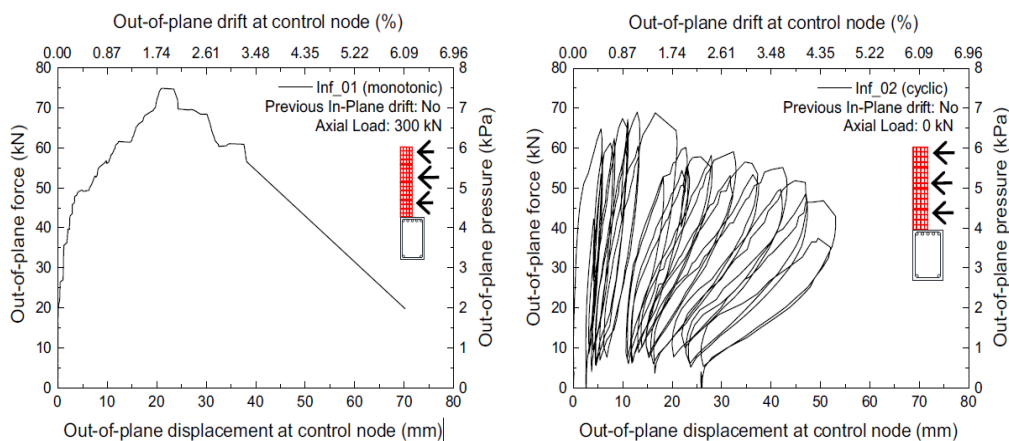


Figura 2.26 – Sistema telaio-tamponatura sottoposto a sperimentazione da Furtado et al. (2016a).

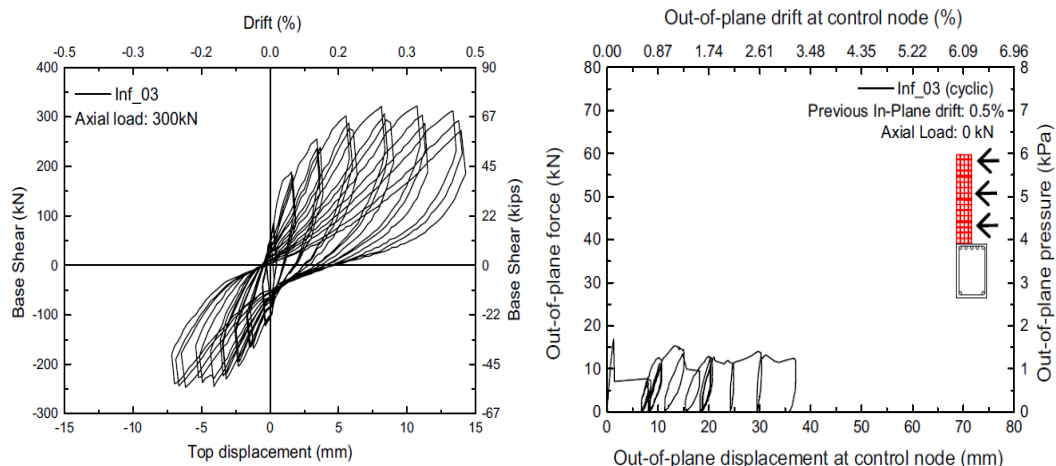


(a) Risposta monotona OOP, prova *Inf_01*

(b) Risposta ciclica OOP, prova *Inf_02*

Figura 2.27 – Curve forza – spostamento per le prove *Inf_01* e *Inf_02* (Furtado et al., 2016a).

Si osserva che il pannello *Inf_03*, sottoposto a cicli nel piano, attinge alla sua resistenza massima intorno allo 0.25% di *drift*. In seguito la resistenza si mantiene costante fino allo 0.50% mentre si assiste ad una progressiva degradazione di rigidezza IP (Figura 2.28a). Il comportamento OOP non degrada (Figura 2.28b), al contrario dei primi due pannelli (Figura 2.27a, Figura 2.27b). Ciò indica il raggiungimento di una resistenza residua a causa del danneggiamento elevato.



(a) Risposta ciclica IP, prova *Inf_03*

(b) Risposta ciclica OOP, prova *Inf_03*

Figura 2.28 – Curve forza – spostamento per la prova *Inf_03* (Furtado et al., 2016a).

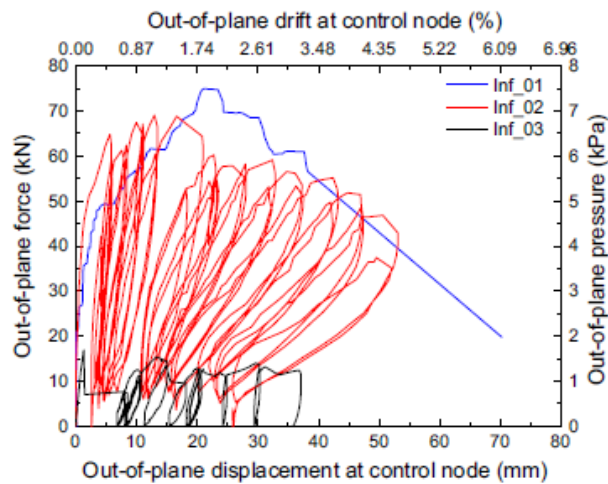


Figura 2.29 – Sovrapposizione delle risposte OOP per i tre casi oggetto di sperimentazione.

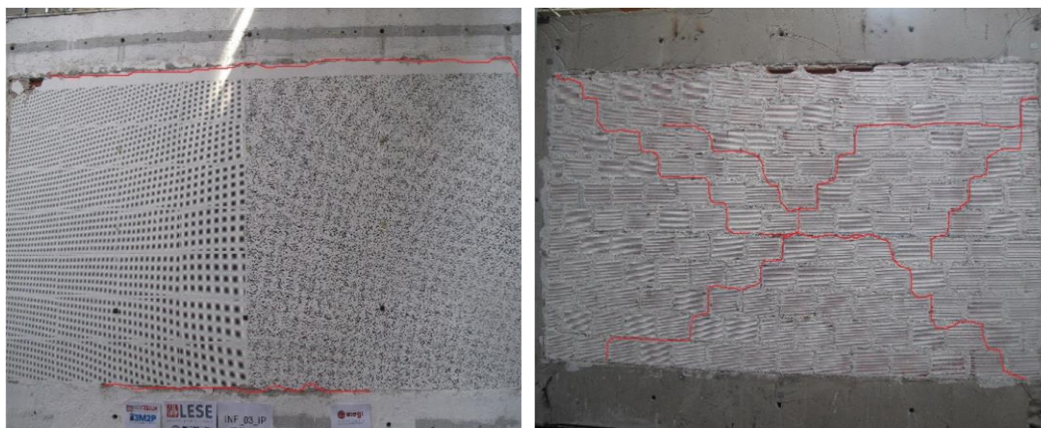
Osservando la sovrapposizione delle curve (Figura 2.29) si possono trarre altre conclusioni:

- La resistenza massima dei pannelli *Inf_01* e *Inf_02* è circa quattro volte superiore a quella del terzo pannello (si ricordi che solo lo strato esterno identico per dimensioni e manifattura ai primi due casi è stato sottoposto al carico fuori piano);
- La massima resistenza OOP si presenta per *drift* fuori piano del 1.5-2.0%;

- La presenza del carico assiale incide sulla rigidità iniziale (incrementata in questo caso del 5%);
- Il pannello *Inf_03* presenta una riduzione di rigidità del 30% circa.

Le comparazioni devono però tener conto anche dei meccanismi di rottura: i pannelli non danneggiati si fessurano secondo un meccanismo tipico di una condizione di insufficiente collegamento con la trave superiore (Figura 2.31a/b). Il terzo pannello risulta scollegato dalla trave superiore, danneggiato agli spigoli e parzialmente ai lati sinistro e destro in seguito ai cicli IP (Figura 2.30). Il carico fuori piano completa il distacco ai lati, favorendo un comportamento finale a mensola. Ciò giustifica non solo il drastico calo di resistenza fuori piano, ma anche l'anomalia in termini di degrado della resistenza stessa e l'assenza di fessurazione del pannello (Figura 2.31c).

Infine gli autori suggeriscono, come *step* successivo di ricerca, l'approfondimento del comportamento fuori piano per diversi livelli di *drift* nel piano e diversi spessori dei pannelli.



(a) Fronte

(b) Retro

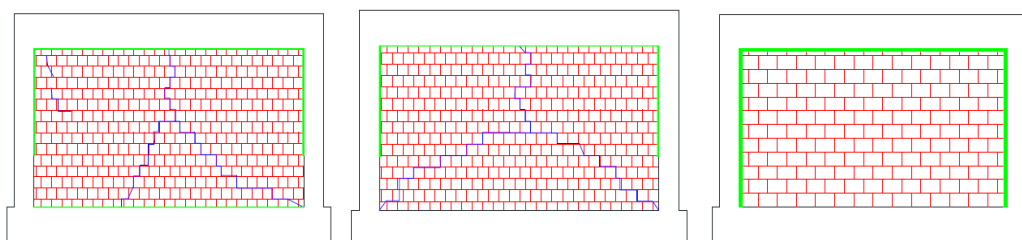
Figura 2.30 – Quadro fessurativo a fine prova IP, prova *Inf_03*.(a) *Inf_01*(b) *Inf_02*(c) *Inf_03*

Figura 2.31 – Quadro fessurativo a fine prova OOP.

2.3.4.3 RICCI ET AL. (2017) E LAVORI SUCCESSIVI

Ricci et al. (2017) indagano attraverso una campagna sperimentale il comportamento della tamponatura debole (*weak masonry*). Tale tipologia è caratterizzata da uno spessore

di 10cm (8+2 di malta), costituendo così un limite inferiore in termini di rigidezza e resistenza per le tamponature attualmente realizzate (partizioni interne, fodera singola di una tamponatura a due strati).

Gli autori hanno posto attenzione sul comportamento fuori piano in base a:

- Grado di collegamento con il telaio;
- Livello di danno nel piano.

I *test* sono stati effettuati presso il Dipartimento di Strutture dell'Università Federico II di Napoli su pannelli monostrato spessi 10cm, costituiti da blocchi in argilla a fori orizzontali di dimensioni in millimetri 250x250x80 ($l_b \times h_b \times t_b$) e malta M5. Sono state condotte prove nelle seguenti condizioni di collegamento e di danno:

- OOP_4E: contatto completo (*test* monotono OOP);
- OOP_3E: contatto su tre lati e sconnessione dalla trave superiore (*test* monotono OOP);
- OOP_2E: contatto sui due lati inferiore e superiore (*test* monotono OOP);
- IP+OOP_L: danno IP riferito allo 0.2% di *drift* (*test* ciclico IP e monotono OOP);
- IP+OOP_M: danno IP riferito allo 0.4% di *drift* (*test* ciclico IP e monotono OOP);
- IP+OOP_H: danno IP riferito allo 0.6% di *drift* (*test* ciclico IP e monotono OOP).

La geometria è in scala 2/3 ed il pannello ha dimensioni in metri 2.35x1.83x0.10 (Figura 2.32). I primi tre *test* hanno confermato le tre modalità di rottura fuori piano descritte in precedenza e hanno evidenziato i seguenti aspetti:

- Riduzione progressiva di resistenza OOP al diminuire dei lati collegati (Figura 2.33a);
- Calo improvviso di resistenza in seguito al raggiungimento del valore massimo;
- Il pannello aderente soltanto ai due lati opposti presenta un comportamento notevolmente più fragile.

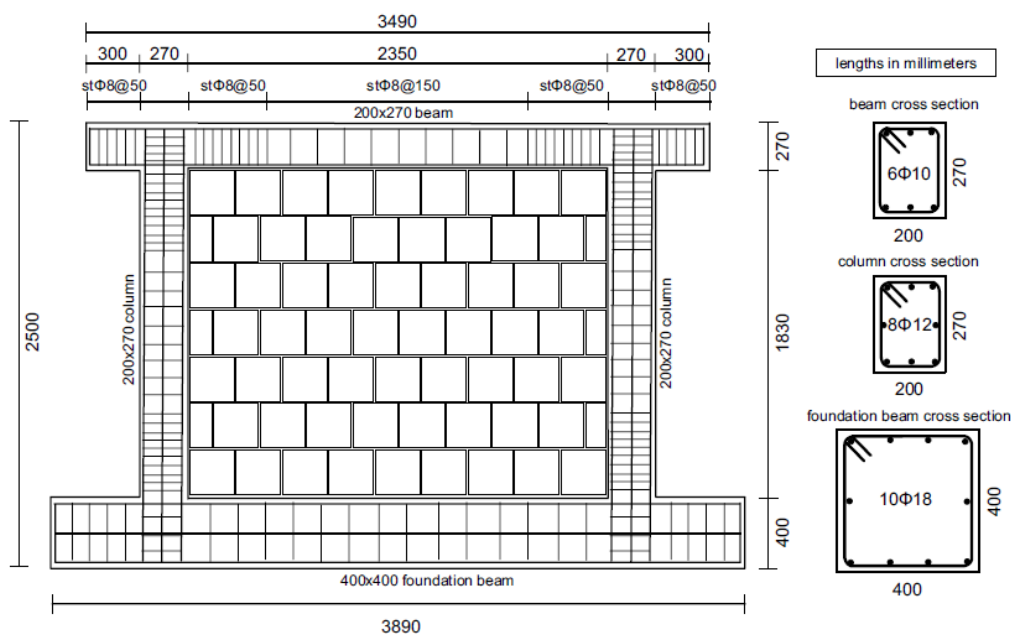


Figura 2.32 – Geometria del sistema telaio-pannello e dettaglio delle armature di travi e pilastri.

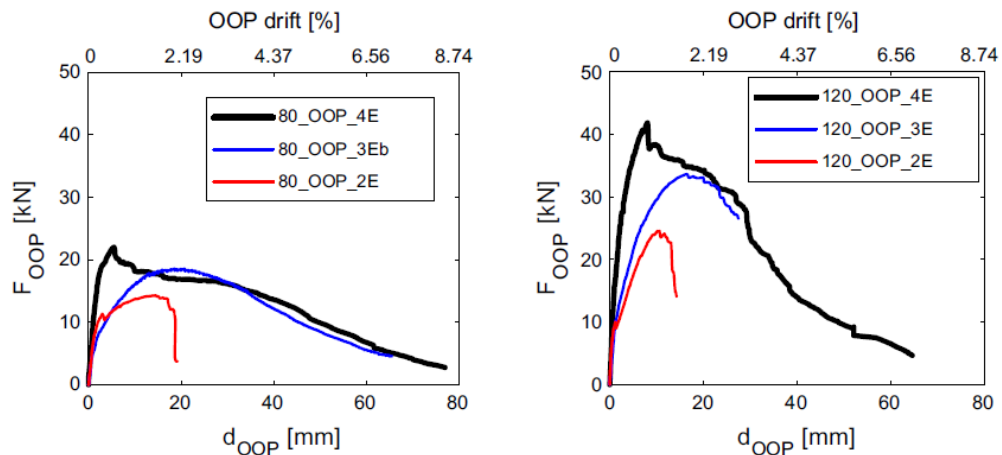
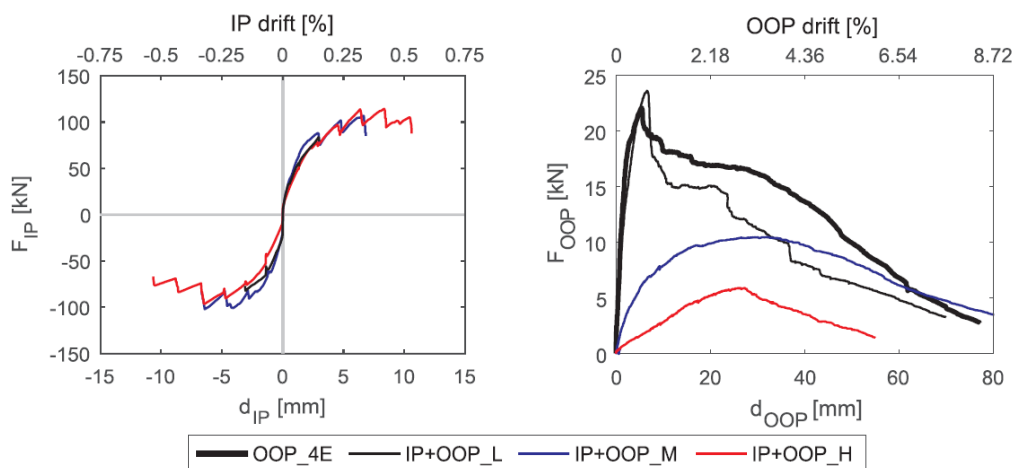
(a) Tamponatura $t_w=80\text{mm}$ (b) Tamponatura $t_w=120\text{cm}$

Figura 2.33 – Prove OOP (Ricci et al., 2019).

Le prove condotte variando il livello di danno nel piano mostrano un andamento che con buona approssimazione si può ritenere bilineare, dove il secondo ramo *softening* presenta una discreta escursione. I valori della resistenza di picco risultano rispettivamente pari a 23.4kN, 10.0kN, 5.9kN.

È da evidenziare che la prova *OOP_4E*, corrispondente allo 0.0% di *drift*, presenta una rigidità e resistenza massima prossime alla prova condotta per lo 0.2%. Inoltre il picco di resistenza della risposta nel piano viene raggiunto durante la prova ciclica IP per un valore del *drift* pari allo 0.23%. Si può quindi ipotizzare che il degrado del legame OOP inizi prima o in prossimità del raggiungimento della resistenza massima IP. Si osserva inoltre che il degrado interessa sia la resistenza che la rigidità fuori piano (Figura 2.34b).



(a) Involuppo risposta IP

(b) Risposta OOP

Figura 2.34 – Prove IP-OOP, Ricci et al. (2017).

Ricci et al. (2019) presentano un'estensione di questa campagna sperimentale, indagando pannelli di spessore differente ma identica configurazione del telaio circostante (Figura 2.33b), confermando che il grado di contatto con il telaio circostante gioca un ruolo fondamentale nel garantire la presenza di un ramo pseudo-plastico post picco di resistenza.

La presenza dell'effetto arco orizzontale permette la redistribuzione delle tensioni verso i bordi del pannello a contatto con il telaio, rendendo meno repentina l'espulsione degli elementi. Anche le prove in presenza di danneggiamento sono state ripetute per questi pannelli leggermente più spessi, i cui risultati sono presentati in Ricci et al. (2018b). Affianco alla prova OOP in assenza di danneggiamento IP, i pannelli da 12cm sono stati testati in modo combinato IP-OOP secondo i seguenti livelli di danno:

- IP+OOP_L: danno IP riferito allo 0.3% di *drift* (test ciclico IP e monotono OOP);
- IP+OOP_M: danno IP riferito allo 0.6% di *drift* (test ciclico IP e monotono OOP);
- IP+OOP_H: danno IP riferito allo 1.0% di *drift* (test ciclico IP e monotono OOP).

I risultati evidenziano nuovamente il degrado di rigidezza e resistenza OOP del pannello Figura 2.35(a). Il confronto con i risultati ottenuti per la fodera da 8cm permettono di comprendere anche che il fenomeno dell'interazione risulta più severo per pannelli più snelli (Figura 2.35b).

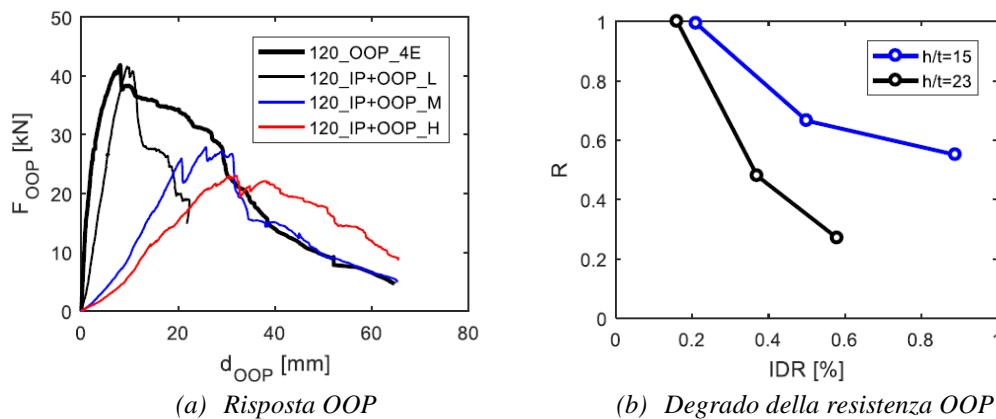


Figura 2.35 – Prove IP-OOP, Ricci et al. (2018b).

De Risi et al. (2019) presentano un ulteriore sforzo sperimentale orientato a comprendere l'effetto di un diverso *aspect ratio* sul fenomeno di interazione. Le tamponature realizzate sono quadrate, allocate dunque in nuovi telai *test* (Figura 2.36). Sono stati condotti 4 *test*: *test* OOP senza danneggiamento e *test* per gli stessi 3 livelli di *drift* IP indicati da Ricci et al. (2017). I pannelli sono spessi 8cm.

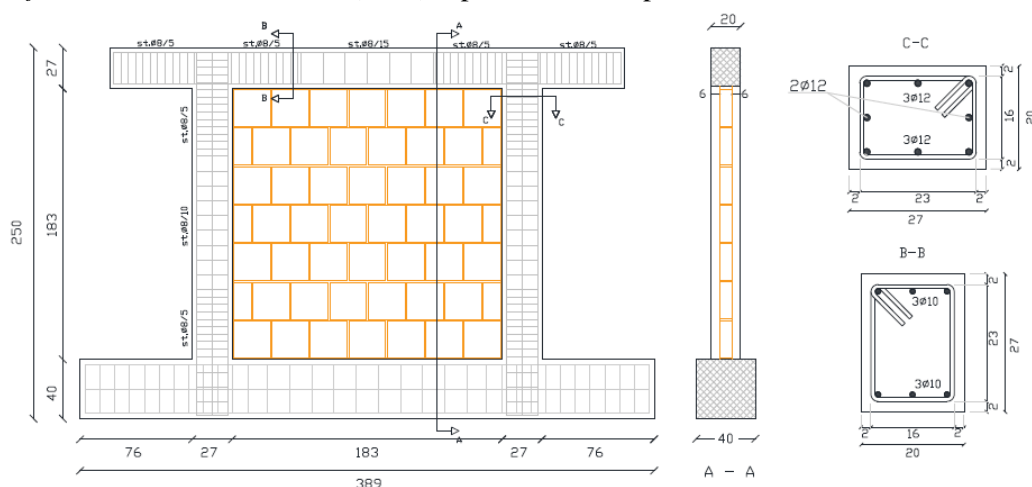
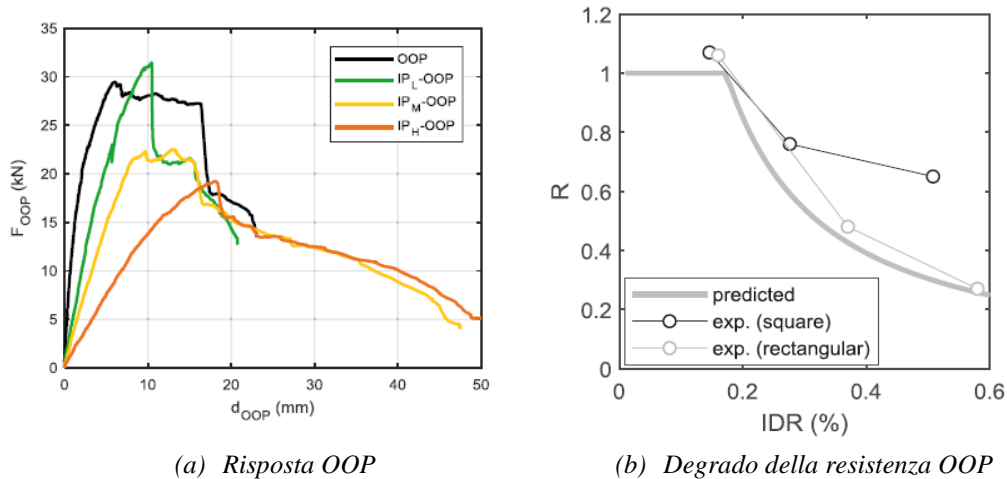


Figura 2.36 – Geometria del sistema telaio-pannello e dettaglio delle armature di travi e pilastri.

In Figura 2.37a sono riportati gli andamenti delle curve forza-spostamento OOP. Rispetto ai pannelli rettangolari gli autori evidenziano che il degrado di resistenza è meno accentuato per *drift* IP superiori allo 0.3% (Figura 2.37b). L'espressione tarata dagli autori sulla base di prove sperimentali proprie/disponibili in letteratura risulta cautelativa rispetto al degrado effettivo dei pannelli testati. Si è posta particolare attenzione verso questa sperimentazione, essendo stata condotta in parallelo allo sviluppo del presente lavoro di tesi. L'utilizzo di risultati aggiornati ha permesso infatti l'affinamento del macro-modello proposto.



(a) Risposta OOP

(b) Degrado della resistenza OOP

Figura 2.37 – Prove IP-OOP, De Risi et al. (2019).

Ulteriori campagne sperimentali sul comportamento OOP sono state condotte negli anni precedenti, fra cui Dawe & Seah (1989), Angel et al. (1994), Flanagan & Bennett (1999), Calvi & Bolognini (2001), non riportate per brevità o per minore attenzione verso il fenomeno di interazione. Si rimanda a questi lavori per maggiori informazioni.

2.4 MODELLAZIONE NON LINEARE DELLE TAMPONATURE

In base a quanto osservato nel paragrafo precedente, la tamponatura presenta un comportamento altamente non lineare, dovuto sia al danneggiamento interno (fessurazioni, schiacciamento dei blocchi) che all'interazione con la maglia circostante (degradazione della superficie di contatto, distacchi). La non linearità del materiale tende a prevalere su quella geometrica, tipica soltanto dei pannelli più snelli, solitamente non impiegati come elementi di chiusura verticale esterna.

Le difficoltà nell'individuazione di un accurato legame costitutivo e di modelli affidabili hanno contribuito alla definizione progettuale del pannello come *carico* e non come *elemento strutturale*, trattato con maggior dettaglio solo in ambiente specialistico.

Due sono gli approcci di modellazione generalmente impiegati per la tamponatura:

- *Micro-Modelli*: la maglia è ricostruita nel dettaglio (blocchi, malta, telaio, interfacce) e testata al fine di prevedere il comportamento puntuale, gli effetti globali e tarare i macro-modelli;

- *Macro-Modelli*: il pannello è rappresentato da elementi semplici, poco onerosi computazionalmente, in grado di cogliere globalmente l'effetto della tamponatura sul sistema strutturale. Questi modelli si basano su assunzioni teoriche e calibrazione dei legami rispetto a dati sperimentali (preferibili) o macro-modelli.

I micro-modelli non sono oggetto del presente lavoro di tesi, data la minore potenzialità di applicazione su strutture di grandi dimensioni o su larga scala. Ogni elemento strutturale è rappresentato tramite solido 3D opportunamente discretizzato, includendo le barre di armatura rappresentate singolarmente (Figura 2.38). Il pannello è scomposto nei singoli blocchi 3D discretizzati, ponendo attenzione alla modellazione dell'interfaccia bidimensionale con travi e pilastri (strati di malta di collegamento). Ad ogni elemento è assegnato il relativo comportamento post-elastico: plasticizzazione delle barre, fessurazione del calcestruzzo e dei blocchi del pannello, distacco presso le superfici di interfaccia. In questo modo è possibile rappresentare realisticamente il danneggiamento del complesso telaio-pannello, a scapito del costo computazionale, che cresce all'aumentare delle dimensioni del modello e degli elementi discretizzanti impiegati.

Ahmed & Romao (2017) affrontano le potenzialità di utilizzo dei micro-modelli come sostitutivi (*proxy*) delle prove reali per effettuare campagne d'indagine parametriche e offrire uno strumento alternativo per la taratura dei macro-modelli. Gli autori fanno uso del software ANSYS per costruire e validare un micro-modello 3D sulla base di alcune prove sperimentali IP disponibili. Gli elementi fragili (calcestruzzo, blocchi) sono ricreati tramite oggetti SOLID65 3D, le armature del telaio circostante tramite elementi barra, i giunti in malta verticali e orizzontali tramite elementi di contatto *zero-thickness*, seguendo la strategia di modellazione proposta da Lourenço & Rots (1997).

La rappresentazione a scala micro (realistica) richiede un quantitativo di parametri noti elevato (geometria e caratteristiche meccaniche dei blocchi, della malta). Le difficoltà di modellazione sono incrementate dalla necessità di una corretta definizione del comportamento dei giunti in malta e di un'analisi di sensitività rispetto alle variabilità dei principali parametri e soprattutto alla tipologia/grado di infittimento della mesh impiegata.

Nei paragrafi successivi saranno indagati i più recenti macro-modelli, partendo dalla modellazione nel piano (IP), fino alle recenti modellazioni combinate IP-OOP.

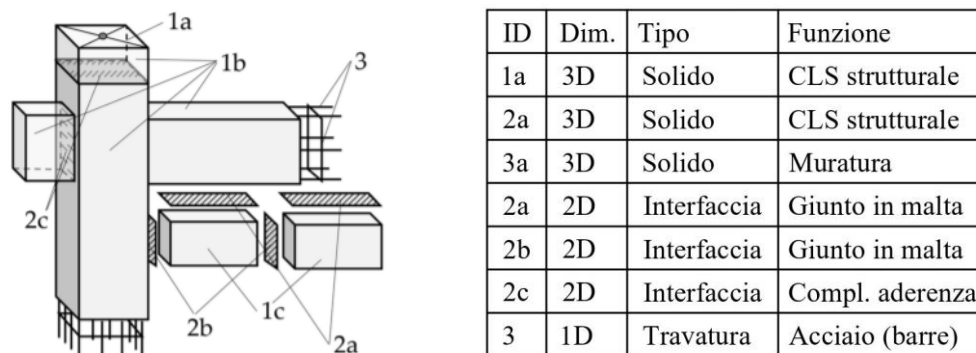


Figura 2.38 – Elementi costituenti un micro-modello strutturale e non strutturale.

2.4.1 MODELLAZIONE IP

In una prima fase, dunque per valori ridottissimi dello spostamento d'interpiano, la tamponatura resta perfettamente aderente al telaio, deformandosi compatibilmente a travi e pilastri che la racchiudono. La sua risposta è assimilabile a quella di una lastra caricata lateralmente. La modellazione classica IP solitamente sorvola questa prima fase, rappresentando la risposta del pannello tramite un puntone equivalente che meglio descrive il suo comportamento sismico. Telaio e pannello non sono strutturalmente collegati. È generalmente presente uno strato di malta che colma gli spazi residui perimetrali, alle volte mancante o non adeguatamente realizzato su ogni lato. Proprio questo strato rende temporaneamente solidali i due sistemi (strutturale e non strutturale). L'incremento dell'azione sismica induce rapidamente il distacco del pannello, caratterizzato da una concentrazione delle tensioni di compressione sulla sua diagonale. In questo modo è possibile individuare una fascia di ampiezza b_w che identifica il puntone equivalente con cui solitamente si modella la tamponatura (Figura 2.39, Figura 2.44).

Il discorso può essere così esteso ad ogni maglia con tamponatura relativa al complesso strutturale (Figura 2.40), ricreando agevolmente il modello globale.

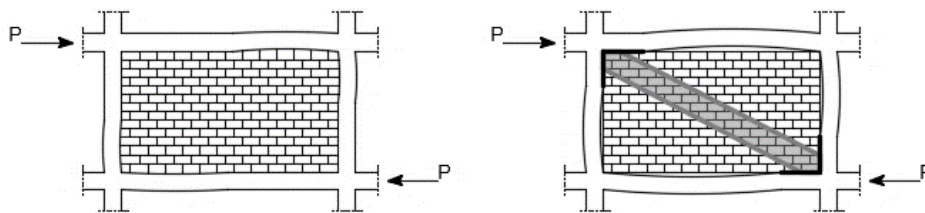


Figura 2.39 – Deformazione iniziale e successiva formazione del puntone.

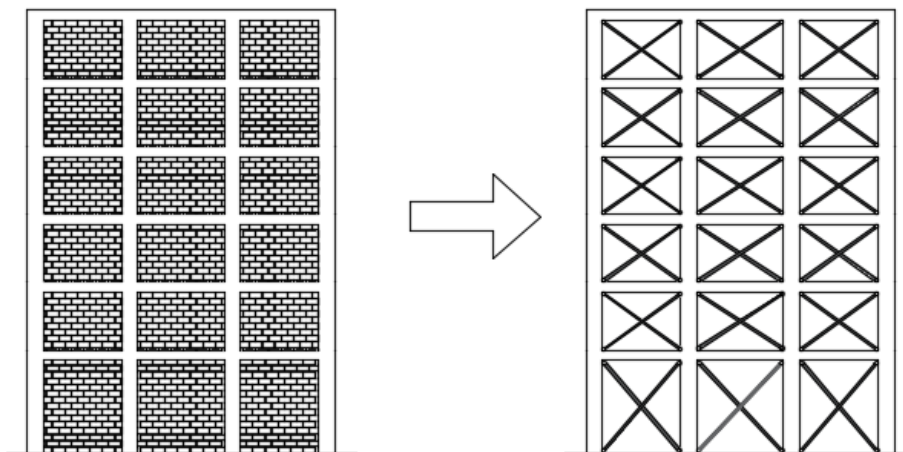


Figura 2.40 – Passaggio dalla struttura reale al modello strutturale.

Gli studi riguardanti la modellazione IP della tamponatura hanno inizio nel 1956: Polyakov (1960) è il primo a presentare il modello a *puntone equivalente* secondo la teoria elastica (Figura 2.41). Questo elemento non resiste a trazione, simulando così il reale comportamento quando il carico cambia verso (distacco dal telaio). In questo caso in realtà

non è sufficiente l'utilizzo di un unico puntone: un secondo puntone in direzione opposta si oppone ai carichi orizzontali di verso opposto.

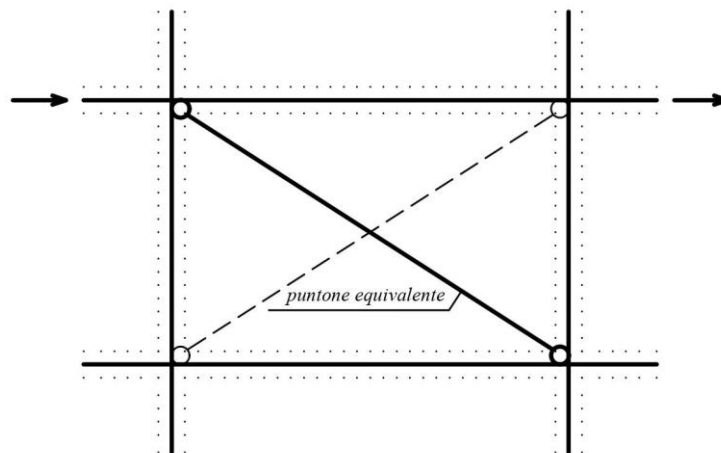


Figura 2.41 – Modello semplice a puntone equivalente.

Nei primi anni '60 Holmes (1961) e Stafford Smith (1962) danno inizio agli sforzi di miglioramento del modello, proponendo diverse soluzioni per la valutazione dell'ampiezza del puntone, come si osserverà nel Paragrafo 3.3.2.1. Il limite principale del puntone equivalente risiede nell'incapacità di simulare gli effetti locali (ad esempio l'interazione pannello-pilastro), conducendo ad inevitabili errori nella predizione delle sollecitazioni nella maglia circostante. A partire dagli anni '80 alcuni autori hanno proposto modifiche al posizionamento e al numero dei puntoni per meglio cogliere questi effetti (Figura 2.42).

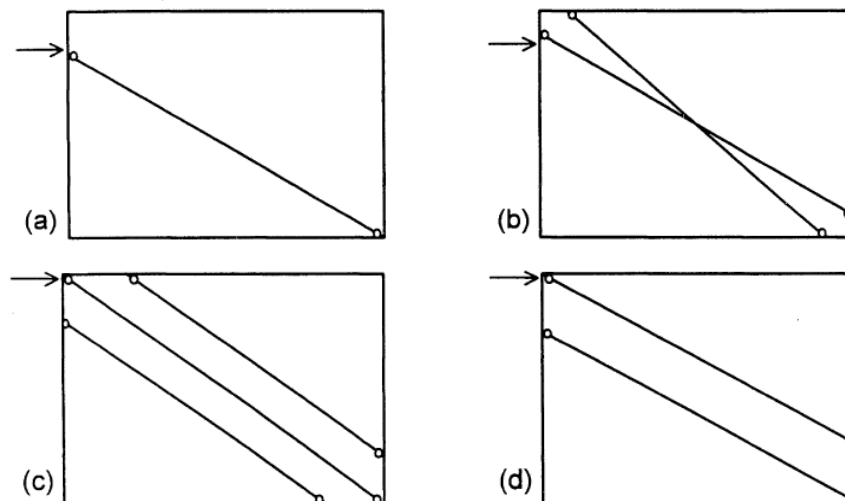


Figura 2.42 – Macro-modelli IP sviluppati a partire dal puntone equivalente: (a) Zarnic & Tomazevic (1988), (b) Schmidt (1989), (c) Chrysostomou (1991), (d) Crisafulli (1997).

Altri autori si sono impegnati nello sviluppo di modelli in grado di approssimare meglio determinati meccanismi di rottura del pannello, tuttavia nessun altro modello ha sostituito per semplicità e immediatezza quello del puntone equivalente centrato.

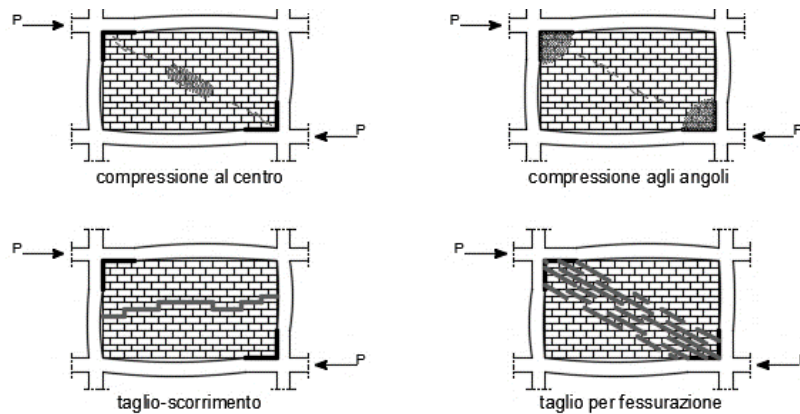


Figura 2.43 – Meccanismo di rottura IP del pannello ricorrenti.

La modellazione elastica del puntone è adeguata a quantificare l'irrigidimento iniziale del telaio. Se il *drift* d'interpiano risulta eccessivamente elevato il puntone può giungere a rottura. È necessario dunque poter rappresentare l'evoluzione della risposta inelastica del pannello. Bertoldi et al. (1993) definiscono quattro meccanismi di rottura più frequenti, a seconda della geometria e delle caratteristiche dei materiali utilizzati (Figura 2.43):

- Rottura per Schiacciamento Centrale;
- Rottura per Schiacciamento degli Spigoli;
- Rottura per Taglio – Scorrimento dei giunti;
- Rottura per Trazione Diagonale (fessurazione diagonale).

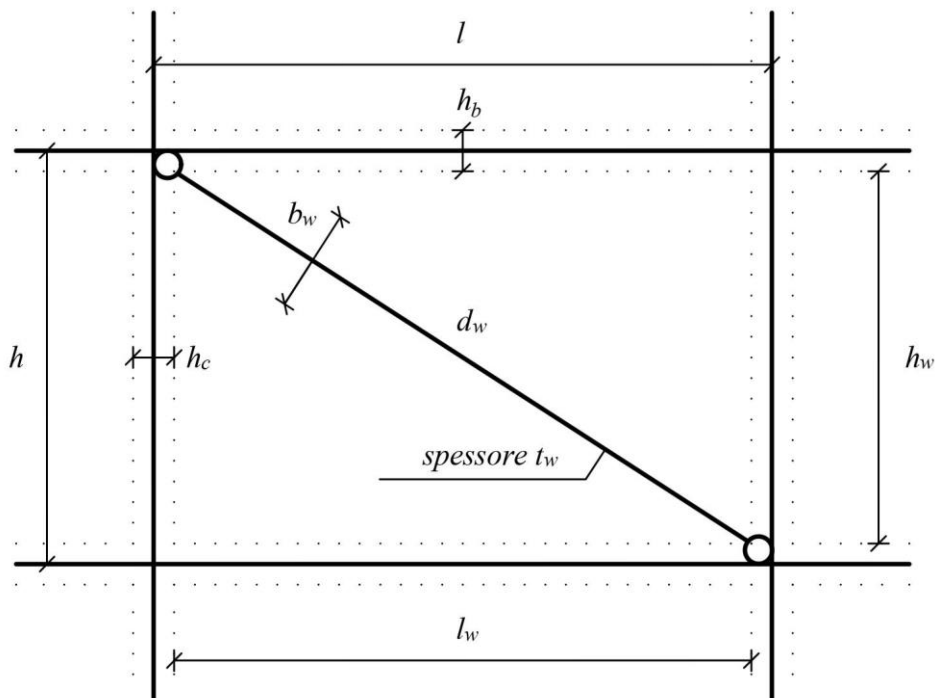


Figura 2.44 – Nomenclatura utilizzata per la maglia e per il puntone equivalente.

Si riporta la schematizzazione del puntone e la nomenclatura utilizzata in seguito per la sua caratterizzazione (Figura 2.44). D'ora in avanti il pedice w (*wall*) sarà utilizzato per ogni caratteristica riferita al pannello (geometrica o meccanica), mentre i pedici c e b faranno riferimento a pilastri (*column*) e travi (*beam*). L'assenza di pedice si riferisce ad una dimensione riguardante il modello strutturale (es. interassi). Queste grandezze permettono di definire il legame costitutivo del puntone in base alle formulazioni proposte da vari autori e saranno presentate nel Capitolo 3, dedicato alle specifiche di modellazione del comportamento inelastico IP-OOP.

2.4.2 MODELLAZIONE IP-OOP

La sperimentazione del comportamento fuori piano della tamponatura è assai limitata, nonostante le crescenti preoccupazioni suscitate dagli eventi sismici degli ultimi anni.

Il rischio strutturale, per terremoti di media intensità, è ridotto. Tuttavia l'espulsione fuori piano del pannello è una seria minaccia in tema di vite umane. Negli ultimi anni è stato studiato il fenomeno dell'interazione IP-OOP: la *performance* fuori piano del pannello è strettamente correlata al livello di danno nel piano sperimentato in precedenza, che, anche se non particolarmente pronunciato, induce un non trascurabile calo di rigidezza e resistenza OOP.

La modellizzazione del comportamento misto nel piano/fuori piano raggiunge risultati degni di nota solo a partire dagli ultimi anni, caratterizzata da tre principali tipologie di macro-modelli:

- *Travature 3D*: il comportamento IP-OOP è riprodotto grazie alla costruzione di schemi reticolari 3D (quindi costituiti da elementi che lavorano soltanto a trazione/compressione) che includono non linearità geometriche e materiche;
- *Elementi a fibre*: la sezione del puntone (o del generico elemento rappresentante il pannello) è rappresentata da un numero finito di fibre di determinata area, legame e posizione. Le fibre sono disposte in direzione ortogonale al piano così da poter simulare la rigidezza fuori piano del pannello;
- *Telai 2D*: il pannello è simulato tramite una combinazione di elementi misti (tiranti/puntoni assieme ad elementi trave flessibili fuori piano).

Prima di tutto è necessario descrivere come avviene il danneggiamento OOP. In fase elastica il pannello risponde similmente ad una piastra appoggiata/incastrata sul perimetro. Due sono le principali modalità resistive (Figura 2.45):

- *Resistenza a flessione*: la tamponatura si comporta come una piastra e la sua resistenza ultima è legata alla resistenza a trazione per flessione del materiale. Tale comportamento è tipico di pannelli snelli o mal collegati al telaio. La resistenza fuori piano è ridotta;
- *Resistenza tramite effetto arco*: in seguito alla prima fessurazione intermedia orizzontale del pannello, si instaura in esso uno stato tensionale bidimensionale semplificabile in un doppio arco a tre cerniere, che si sviluppa in direzione verticale e orizzontale. Questo è per definizione isostatico essendo le tre cerniere non

allineate e permette di raggiungere una notevole resistenza fuori piano. Se il pannello è snello cresce il rischio di instabilità (*snap-through*, scarso contributo dell'effetto arco); se mal collegato con il telaio, l'effetto arco può svilupparsi solo in una direzione o non svilupparsi affatto.

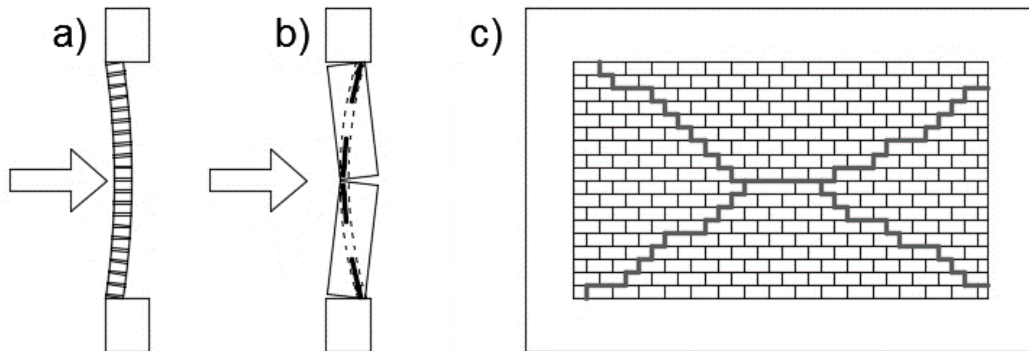


Figura 2.45 – Risposta OOP: a) resistenza a flessione, b) effetto arco e c) quadro fessurativo.

Sono di seguito riassunti i principali macro-modelli misti IP-OOP tratti dalla letteratura più recente, punto di partenza per lo sviluppo del macro-modello proposto nel presente lavoro di tesi. Non tutti i macro-modelli sono stati descritti per brevità. Si rimanda ai lavori di Dolatshahi et al. (2014), Longo et al. (2016), Shing et al. (2016), Oliiae & Magenes (2016) per ulteriori interessanti proposte.

2.4.2.1 MODELLO DI HASHEMI & MOSALAM (2007)

Il modello di Hashemi & Mosalam (2007) appartiene alla categoria dei macro-modelli a travatura reticolare 3D (costituito da tiranti/puntoni). In particolare il modello è caratterizzato da 8 puntoni compressi a comportamento non lineare associato ad un opportuno legame IP e un tirante rigido centrale con asse perpendicolare al pannello stesso (Figura 2.46). L'effetto arco è ottenuto grazie alla traslazione fuori piano del tirante centrale che induce le bielle a opporre resistenza.

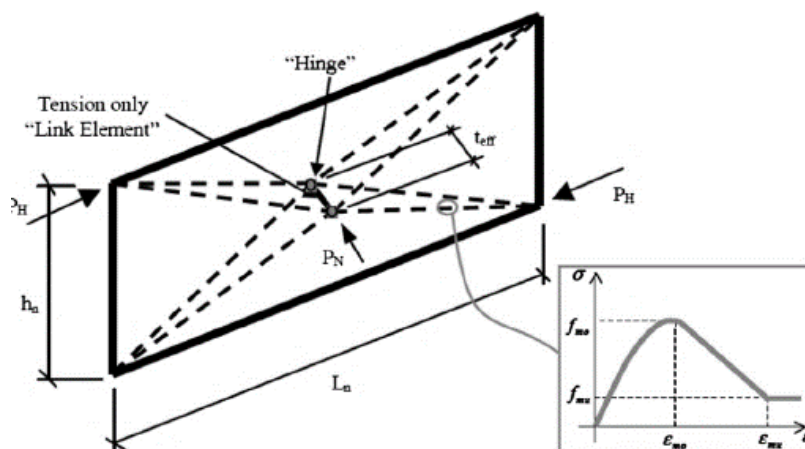


Figura 2.46 – Modello di Hashemi & Mosalam (2007).

Tale schematizzazione, seppure ben approssima il comportamento IP del pannello, risulta complessa per l'elevato numero di elementi non lineari in gioco e per l'instabilità numerica intrinseca riscontrata dagli autori in determinate condizioni. Ciò ha spinto verso l'adozione di un modello a fibre, discusso a seguire.

2.4.2.2 MODELLO DI KADYSIEWSKI & MOSALAM (2009)

Kadysiewski & Mosalam (2009) propongono un tipo differente di modellazione IP-OOP. Questo consiste in un singolo elemento trave a fibre discrete reagente sia a trazione che a compressione, con una massa OOP concentrata in mezzeria (Figura 2.47). La risposta fuori piano viene definita determinando i valori della massa e della rigidezza della biella in modo che il sistema rappresenti le proprietà inerziali e la rigidezza del pannello murario.

L'assunzione di base è che il pannello si infletta verticalmente (come se non fosse vincolato ai pilastri), appoggiato superiormente ed inferiormente. Inoltre è anche assunto che la risposta dinamica nella direzione fuori dal piano possa essere rappresentata tramite il solo primo modo di vibrare.

Concettualmente i due sistemi sono schematizzati in Figura 2.48.

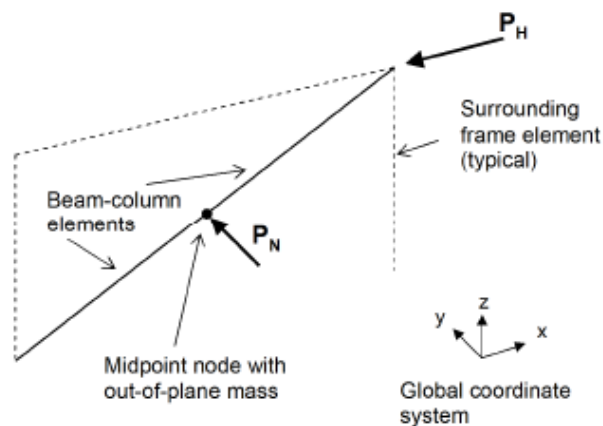


Figura 2.47 – Modello di Kadysiewski & Mosalam (2009).

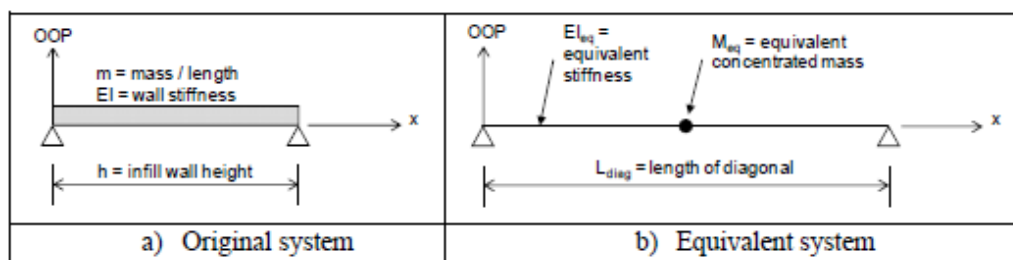


Figura 2.48 – Equivalenza dinamica: a) sistema originale e b) modello equivalente.

Dall'equivalenza, per il primo modo si ricavano la seguente massa efficace e pulsazione:

$$M_{eq}^{(OOP)} = 0.81mh, \quad \omega_1 = \frac{\pi^2}{h^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (2.32)$$

Tutte le grandezze utilizzate sono riassunte in Figura 2.48. Questa nomenclatura è fedele a quella utilizzata dagli autori. Considerando la risposta del sistema equivalente (Figura 2.48b) si ha un unico grado di libertà fuori dal piano ($\Delta^{(OOP)}$), che indica lo spostamento della massa in mezzeria. Si assume che la massa sia pari a $M_{eq}^{(OOP)}$ ottenuta per il primo modo del sistema originale e successivamente si calcola la rigidezza flessionale fuori dal piano che produce la stessa frequenza del sistema iniziale. La rigidezza fuori piano per il sistema equivalente, $k_{eq}^{(OOP)}$, è ottenuta come spostamento dovuto ad una forza unitaria (2.33).

$$k_{eq}^{(OOP)} = 48 \cdot E \cdot I_{eq} / d_w^3 \quad (2.33)$$

Dove I_{eq} è il momento di inerzia equivalente della sezione del modello ed E è il modulo elastico della tamponatura.

La frequenza naturale del sistema equivalente è data dalla (2.34).

$$\omega_{eq} = \sqrt{\frac{k_{eq}^{(OOP)}}{M_{eq}^{(OOP)}}} \Rightarrow k_{eq}^{(OOP)} = M_{eq}^{(OOP)} \omega_{eq}^2 \quad (2.34)$$

Esplicitando il momento d'inerzia equivalente e ponendo $\omega_{eq} = \omega_1$ si ricava il momento d'inerzia equivalente I_{eq} (2.35).

$$I_{eq} = \frac{M_{eq}^{(OOP)} \omega_{eq}^2 L_{diag}^3}{48E} = \frac{M_{eq}^{(OOP)} \pi^4 E I L_{diag}^3}{48h^4 m E} = 1.644 \cdot I \cdot (L_{diag}/h)^3 \quad (2.35)$$

I è il momento d'inerzia della tamponatura fuori piano in fase fessurata (2.36), dipendente dallo spessore t e lunghezza l del pannello. La fessurazione è tenuta in conto tramite il coefficiente riduttivo κ .

$$I = \kappa \cdot l \cdot t^3 / 12 \quad (2.36)$$

La definizione del modello di Kadysiewski & Mosalam (2009) è molto più estesa e rappresenta il primo tentativo di modellazione del danneggiamento OOP del pannello, in funzione del livello di danno accumulato nel piano. Per questo scopo viene fissata una curva limite di interazione IP-OOP in termini di forza assiale IP – momento flettente OOP (2.37) e la discretizzazione della sezione in fibre in base alle equivalenze imposte fra i sistemi reale e fittizio.

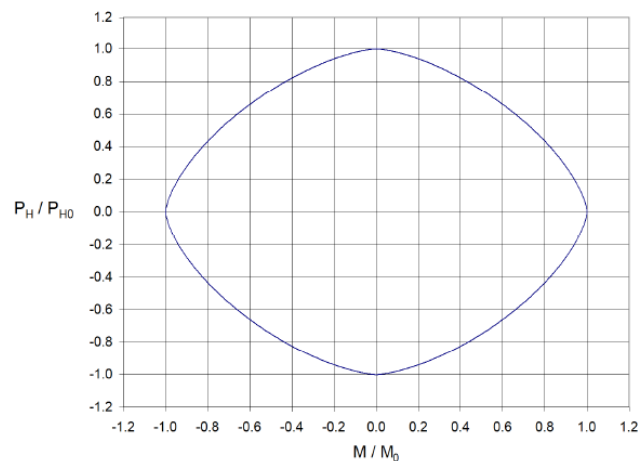


Figura 2.49 – Curva di interazione IP-OOP in termini di forza assiale IP e momento flettente OOP.

Si riassumono per completezza soltanto i passaggi fondamentali, rimandando al relativo lavoro per ulteriori chiarimenti.

- 1) Determinazione della rigidezza assiale e della resistenza assiale dell'elemento diagonale, in base alle prescrizioni del FEMA 356 (2000);
- 2) Calcolo della resistenza fuori piano della tamponatura (FEMA 356) e valutazione del relativo momento massimo in mezzeria per lo schema semplificato del pannello (trave appoggiata verticalmente);
- 3) Calcolo della frequenza naturale OOP e della massa modale (I modo) del sistema semplificato reale (tale massa sarà assegnata al nodo centrale del modello);
- 4) Eguagliando le frequenze dello schema fittizio e reale semplificato si ricava il momento d'inerzia per le oscillazioni fuori piano;
- 5) Calcolo dell'accelerazione spettrale che induce il momento resistente massimo nello schema reale e successiva valutazione del momento riferito allo schema fittizio indotto da tale accelerazione;
- 6) Costruzione della curva di interazione in base ai valori di resistenza assiale IP e flettente OOP dell'elemento diagonale (2.37);

$$\left(\frac{P_N}{P_{N0}} \right)^{1.5} + \left(\frac{M_H}{M_{H0}} \right)^{1.5} \leq 1.0 \quad (2.37)$$

- 7) La curva di interazione è poi utilizzata al fine di discretizzare la sezione in fibre, assieme ad equivalenze di area/momento d'inerzia rispetto ai valori calcolati in 1) e 4);
- 8) Il processo di discretizzazione permette di conoscere la posizione, l'area, il modulo elastico, la resistenza, la tensione di snervamento di ogni fibra (supposta a comportamento elasto-plastico leggermente incrudente, per questioni di stabilità numerica). In questo modo è possibile ricostruire l'intera sezione e quindi il comportamento dell'elemento *frame* rappresentante il pannello.

2.4.2.3 MODELLO DI FURTADO ET AL. (2016)

Il modello di Furtado et al. (2016b) rappresenta una interessante innovazione rispetto al semplice puntone. Questo modello unisce in un unico sistema i due puntoni, che non lavorano più separatamente nelle due direzioni, includendo anche la possibilità di simulare le oscillazioni fuori piano.

La schematizzazione comprende 5 elementi (Figura 2.50):

- 4 elementi di *tipo (1)* diagonali a comportamento infinitamente rigido IP;
- 1 elemento di *tipo (2)* centrale che esplicita la risposta non lineare IP del pannello.

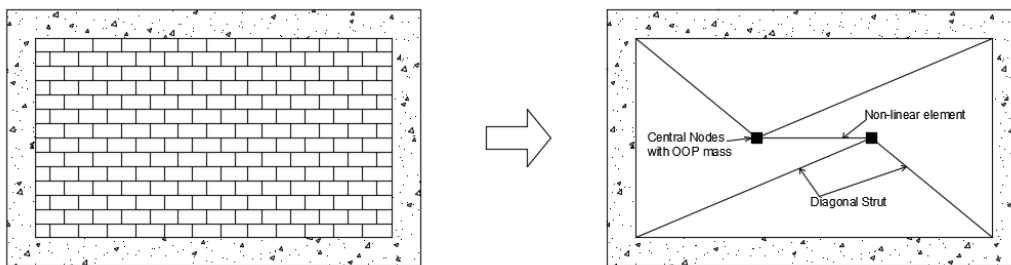


Figura 2.50 – Dalla tamponatura reale al modello di Furtado et al. (2016b).

Gli elementi di *tipo (1)* sono delle bielle rigide che seguono gli spostamenti della maglia del telaio e collegano i punti superiori ed inferiori della maglia all'elemento orizzontale, trasmettendo a questo unicamente sforzi di trazione/compressione (sono presenti cerniere sferiche al contatto con il telaio). L'elemento centrale di *tipo (2)* è un elemento reagente a sforzo normale nel piano, caratterizzato da un legame non lineare rappresentante il comportamento reale della tamponatura.

Le bielle hanno lo scopo di trasmettere le forze orizzontali all'elemento centrale. Questo, sottoposto ciclicamente a trazione e compressione, risponderà secondo l'assegnata curva di legame Figura 2.51. Tale curva è ricostruita in base all'effettiva risposta orizzontale del pannello registrata sperimentalmente, cosicché l'elemento centrale permette la rappresentazione fittizia e fenomenologica dalla risposta IP dell'intero pannello. In altre parole la risposta orizzontale della tamponatura reale è assegnata all'elemento centrale, che, sollecitato, trasmetterà tale risposta alla struttura a mezzo delle bielle diagonali rigide.

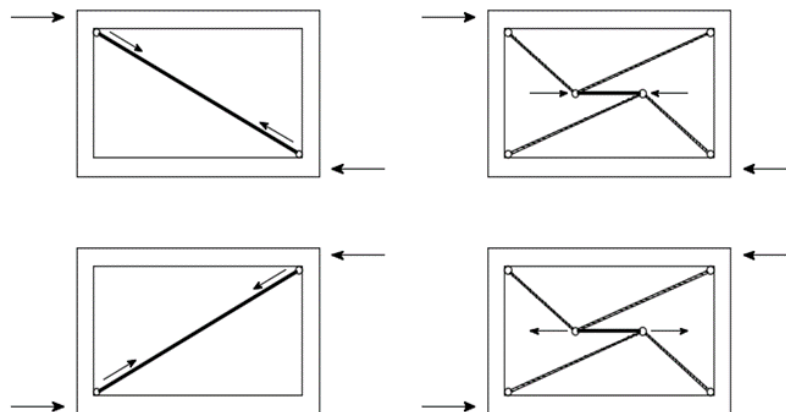


Figura 2.51 – Funzionamento del modello di Furtado et al. (2016b) per i due versi di carico.

È necessario individuare ovviamente il comportamento meccanico dell'elemento orizzontale centrale, scegliendone e caratterizzando la legge costitutiva.

Il legame costitutivo del pannello è caratterizzato da una curva multi-lineare Figura 2.52, basata sulla formulazione della resistenza proposta di Zarnic & Gostic (1998) e definita tramite 8 parametri che individuano:

- *Stato di fessurazione*: resistenza F_c e spostamento d_c di fessurazione;
- *Stato di pseudo-snervamento*: resistenza F_y e spostamento d_y di pseudo-snervamento;
- *Massima resistenza*: resistenza F_{cr} e spostamento d_{cr} di picco;
- *Resistenza residua*: resistenza F_u e spostamento d_u residui.

Ogni tratto è individuato da una relativa rigidezza: rigidezza iniziale (k_0), rigidezza del tratto di fessurazione (k_1), rigidezza del tratto pseudo-plastico (k_2) e rigidezza del tratto post-critico (k_3). Ovviamente la tamponatura non presenta un effettivo comportamento *plastico*, ma il tratto risulta di comodo per gli autori al fine di modellare anche il comportamento di tamponature rinforzate. Si rimanda al lavoro in questione per maggiori dettagli utili al calcolo del legame IP.

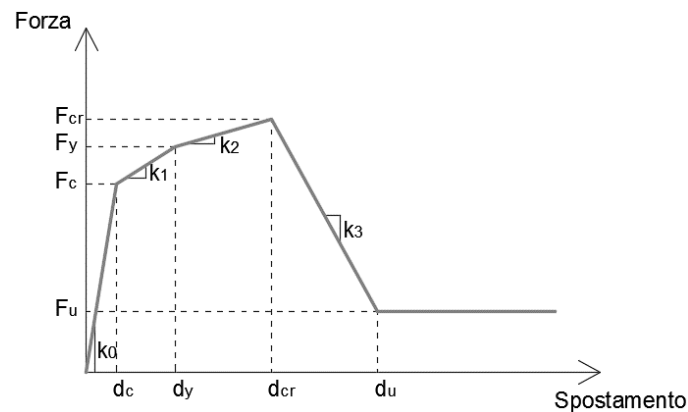


Figura 2.52 – Legame IP utilizzato da Furtado et al. (2016b).

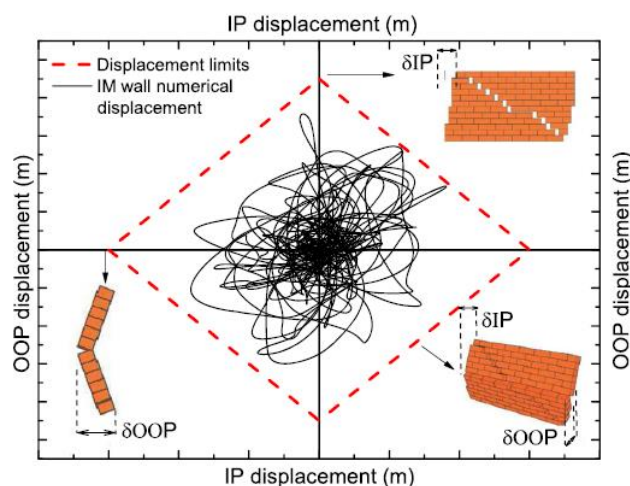


Figura 2.53 – Criterio di collasso linearizzato secondo Furtado et al. (2016b).

Il modello include la possibilità di rappresentare il comportamento OOP tramite le due masse assegnate ai nodi centrali (Figura 2.50). La massa e la rigidezza OOP vengono riprese dalla formulazione di Kadysiewski & Mosalam (2009). La massa è ripartita fra i due nodi centrali, la rigidezza fra le bielle diagonali.

In particolare:

- Ogni nodo dell'elemento centrale riceve una massa pari a metà della massa efficace (81% della massa totale del pannello $m_{MI,tot}$);
- L'elemento centrale è rigido per qualsiasi sollecitazione, eccetto quella assiale;
- Le due bielle diagonali sono caratterizzate ognuna da una rigidezza pari a metà della rigidezza equivalente I_{eq} ;
- La connessione biella-elemento centrale permette soltanto la rotazione nel piano, così da trasferire il momento flettente OOP da un tratto di biella all'altro.

Il collasso del pannello è definito in base ad un dominio d'interazione linearizzato, espresso rispetto agli spostamenti nelle due direzioni (Figura 2.53).

2.4.2.4 MODELLO DI RICCI ET AL. (2018)

Il modello di Ricci et al. (2018a) presenta un contatto maggiore con le evidenze sperimentali, introducendo sia l'utilizzo di curve di legame inelastiche separate per le due direzioni di risposta non strutturale, sia la loro interazione reciproca in base al danneggiamento subito nell'una o nell'altra direzione. Gli autori utilizzano una trilatera sia in direzione IP che OOP, definendone i punti secondo un approccio semi-empirico. Spostamenti e resistenze OOP sono calcolati tramite espressioni tarate sulle prove sperimentali disponibili. Viene proposta una bozza delle leggi di degrado di rigidezza e resistenza OOP, migliorata nei lavori successivi in base ai risultati di campagne sperimentali proprie. Le leggi isteretiche sono personalizzabili, in base alle librerie disponibili in ambiente *OpenSees*.

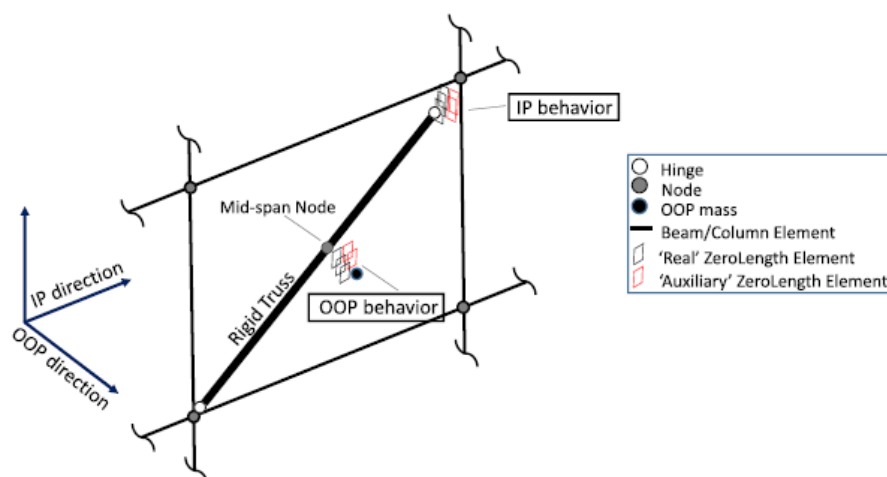


Figura 2.54 – Macro-modello proposto da Ricci et al. (2018a).

Il modello è costituito da un puntone diagonale rigido all'estremità del quale è assegnata una cerniera plastica che simula la risposta IP del pannello (Figura 2.54). Il puntone è dotato di un nodo centrale connesso ad un nodo ausiliario dove è concentrata la massa OOP, assunta pari all'81% della massa della tamponatura. La connessione fra i nodi centrali avviene tramite $2n+1$ cerniere plastiche di lunghezza nulla. Ad una prima cerniera è assegnata la *backbone* vergine. Ad una serie di fissate soglie di *drift* IP (*IDR*) sono associate le rispettive *backbone* degradate OOP (Figura 2.55). Ad ogni *backbone* degradata corrisponde una coppia di cerniere plastiche: la risposta della prima (reale) è pari e opposta a quella della seconda (ausiliaria). Ciò significa che fin quando il pannello non subisce l'effetto dell'interazione sarà attiva soltanto la *backbone* vergine. Al superamento della prima soglia verrà rimossa la cerniera riferita alla *backbone* vergine e la cerniera ausiliaria riferita alla prima curva degradata, in modo tale da rendere efficace la prima cerniera reale. Il processo continua in questo modo al superamento delle successive soglie di danneggiamento IP. Un discorso analogo vale per l'interazione OOP→IP, facendo riferimento alle cerniere plastiche associate all'interfaccia telaio-puntone.

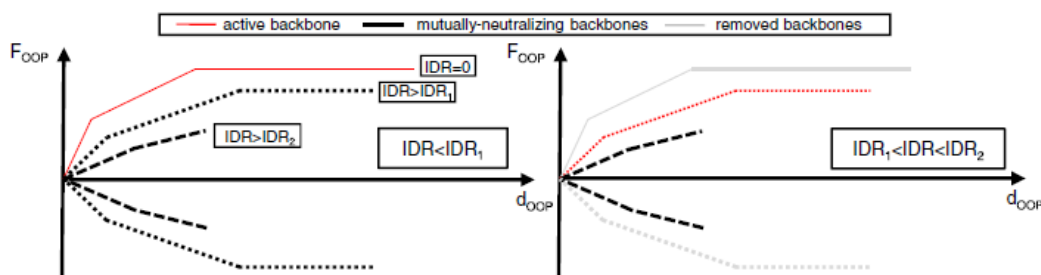


Figura 2.55 – Modellazione del degrado IP→OOP.

Al superamento del *drift* ultimo IP oppure OOP viene attivata una *routine* che rimuove dal modello l'elemento pannello e tutte le cerniere plastiche associate.

2.4.3 LIMITI DI MODELLAZIONE ATTUALI

Il modello che verrà sviluppato in questo lavoro di tesi è frutto di un processo combinato. Questo prevede da una parte l'analisi critica e l'elaborazione dei modelli e delle formulazioni ad oggi più attendibili, dall'altra la proposta di un miglioramento dell'attuale stato dell'arte in tema di tamponature.

L'obiettivo principale è proporre un modello di tamponatura che possa prevedere con adeguata approssimazione i seguenti aspetti:

- Il comportamento non lineare nel piano (IP);
- Il comportamento non lineare fuori piano (OOP);
- Il comportamento ciclico IP ed OOP;
- Il degrado del legame OOP in base al danno IP;
- Il collasso del pannello.

I macro-modelli attualmente disponibili presentano infatti alcune limitazioni più o meno spinte.

Il modello di Kadysiewski & Mosalam (2009), ripreso successivamente da Mosalam & Günay (2015) permette la modellazione della risposta elastica IP ed OOP. Il collasso del pannello è rappresentato tramite il superamento del dominio limite, che include il fenomeno di interazione, descritto tramite l'espressione (2.37). Le risposte IP ed OOP risultano quindi elastiche fino a rottura e la curva di interazione presenta soltanto una base matematica. Risulta carente il contatto con i risultati sperimentali, giustificabile in base all'anno di sviluppo, antecedente i contributi più rilevanti sul tema dell'interazione.

Il modello di Furtado et al. (2016b) risulta interessante per la geometria utilizzata: l'elemento centrale permette l'assegnazione di una curva di legame IP simmetrica, semplificando la routine di collasso rispetto ad un sistema a doppio puntone. Il comportamento IP è inoltre ben rappresentato tramite una curva a tre rami, in grado di descrivere le diverse fasi della risposta del pannello. La risposta fuori piano presenta però gli stessi limiti del modello precedentemente descritto, poiché da questo ne trae le basi. Il sistema di bielle diagonali risponde soltanto elasticamente e la condizione di collasso è raggiunta al superamento di determinate soglie di spostamento. La curva di interazione è linearizzata rispetto agli spostamenti limite per le direzioni IP ed OOP (Figura 2.53). Se da una parte tale approccio semplifica notevolmente il problema della modellazione (dovendo fornire soltanto la massa e la rigidezza elastica fuori piano), dall'altra ignora il collasso anticipato del pannello a causa della riduzione di rigidezza e resistenza OOP dovute al danno derivante dai cicli nel piano. L'interazione è tenuta in conto in modo approssimato, senza fissate leggi di degrado utili all'aggiornamento in tempo reale della curva di legame OOP. Infine, se il collasso avviene in direzione OOP per carichi IP ridotti, la resistenza OOP del pannello risulta non intaccata dal danneggiamento IP subito in precedenza.

Il modello di Ricci et al. (2018a) risulta senza dubbio il più interessante, poiché basato su un punto di contatto con i risultati sperimentali condotti dagli autori ed elaborati in base alla letteratura disponibile. Questo modello è stato sviluppato a pieno in parallelo al presente lavoro di tesi ed è riportato per completezza e apprezzamento della strategia di modellazione adottata. È possibile rappresentare sia la risposta IP che OOP del pannello, il fenomeno di interazione IP→OOP ed OOP→IP. Le risposte sono governate da curve di legame separate, a tre rami. L'unica problematica riscontrata è di tipo puramente computazionale: le *backbone* IP ed OOP degradate sono assegnate in numero finito. Ciò significa che il fenomeno di interazione è rappresentabile soltanto in modo discreto. Fissate una serie di soglie di spostamento, al superamento di ognuna la curva di legame viene aggiornata. Una maggiore precisione è ottenibile fornendo un numero molto elevato di soglie e relative curve degradate, ma ciò può risultare molto laborioso, specie se sono impiegati molti pannelli di diverse dimensioni/tipologie. Questa strategia risulta comunque la migliore in riferimento all'ambiente di sviluppo (*OpenSees*), a cause delle "limitate" librerie disponibili. Infine è da evidenziare che il comportamento fuori piano risulta perfettamente plastico, in contraddizione con le evidenze sperimentali. Gli autori affermano che questa scelta è dovuta alla potenziale generazione di casi particolari privi di significato fisico.

Si può quindi osservare un progressivo miglioramento della strategia di modellazione semplificata delle tamponature. In questo quadro il macro-modello proposto a seguire ha

l'obiettivo di eguagliare le capacità di modellazione attualmente disponibili, introducendo allo stesso tempo ulteriori elementi di innovazione:

- Utilizzo di elementi semplici di tipo trave (*beam*), la cui risposta inelastica è gestita tramite *routine* interne, senza appesantimento sensibile nel calcolo della risposta sismica non lineare;
- Modellazione del degrado IP ed OOP con aggiornamento continuo delle curve di legame (*backbone*) durante l'analisi dinamica non lineare;
- Possibilità di modellare la risposta inelastica di due foderi in contemporanea (tamponature a doppia foderi);
- Praticità per strutture di grandi dimensioni;
- Applicabilità per analisi su larga scala (applicazioni urbanistiche, costruzione di scenari di rischio).

2.5 BIBLIOGRAFIA

Ahmed H, Romão X (2017). Finite element micro-modelling as a proxy for experimental tests on masonry infilled RC frames. *Proceedings of 16th World Conference on Earthquake. Santiago, Chile.*

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

Bertoldi SH, Decanini LD, Gavarini C (1993). Telai tamponati soggetti ad azioni sismiche, un modello semplificato: confronto sperimentale e numerico. *Atti del sesto Convegno Nazionale "L'ingegneria sismica in Italia"; 815-824.*

Calvi GM, Bolognini D (2001). Seismic response of reinforced concrete frames infilled with weakly reinforced masonry panels. *J Earthquake Eng; 5:153-85.*

Cavaleri L, Di Trapani FD, Asteris PG, Sarhosis V (2017). Influence of column shear failure on pushover based assessment of masonry infilled reinforced concrete framed structures: A case study. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering; 100: 98-112.*

Chrysostomou CZ (1991). Effects of degrading infill walls on the nonlinear seismic response of two-dimensional steel frames. *Ph.D. thesis, Cornell University, Ithaca, NY.*

Clough RW, Benuska KL, Wilson EL (1965). Inelastic earthquake response of tall buildings. *Proceedings of the 3rd World Conference on Earthquake Engineering, Wellington, New Zealand.*

Crisafulli FJ (1997). Seismic behavior of reinforced concrete structures with masonry infills. *Ph.D. thesis, University of Canterbury, New Zealand.*

Dawe JL, Seah CK (1989). Out-of-plane resistance of concrete masonry infilled panels. *Canadian Journal of Civil Engineering; 16.6:854-864.*

De Risi MT, Di Domenico M, Ricci P, Verderame GM, Manfredi G (2019). Experimental investigation on the influence of the aspect ratio on the in-plane/out-of-plane interaction for masonry infills in RC frames. *Engineering Structures; 189:523-540.*

Dolatshahi KM, Aref AJ, Yekrangnia M (2014). Bidirectional behaviour of unreinforced masonry walls. *Earthq Eng Struct Dyn; 30:2377-2397.*

EC8. Eurocode 8 (2004). Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. *C.E.N, European Committee for Standardization.*

FEMA 356 (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. *Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA.*

- Flanagan RD, Bennett RM (1999). Bidirectional behaviour of structural clay tile infilled frames. *J Struct Eng*; 125(3):236-244.
- Furtado A, Rodrigues H, Arêde A, Varum H (2016a). Experimental evaluation of out-of-plane capacity of masonry infill walls. *Engineering Structures*; 111:48-63.
- Furtado A, Rodrigues H, Arêde A, Varum H (2016b). Simplified macro-model for infill masonry walls considering the out-of-plane behaviour. *Earthquake Engng Struct Dyn*; 45:507-524.
- Furtado A, Rodrigues H, Arêde A, Varum H, Delgado P (2017). Performance assessment of infilled rc structures considering the infill masonry walls out-of-plane behaviour. *6th ECCOMAS Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN), Rhodes Island, Greece*.
- Giberson MF (1967). The response of nonlinear multi-story structures subjected to earthquake excitation. *Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena*.
- Guevara L, García LE (2005). The Captive-and Short-Column Effects. *Earthquake Spectra*; 21:141-160.
- Hak S, Morandi P, Magenes G (2014). Out-of-plane experimental response of strong masonry infills. *2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*.
- Hashemi SA, Mosalam KM (2007). Seismic evaluation of reinforced concrete buildings including effects of infill masonry walls. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*; 100:1026-1037.
- Holmes, M (1961), Steel frames with brickwork and concrete infilling. *Institution of Civil Engineers, London*; 19(4):473-478.
- Kadysiewski S, Mosalam KM (2009). Modelling of unreinforced masonry infill walls considering in-plane and out-of-plane interaction. *Pacific Earthq Eng Res Center*.
- Lai SS, Will GT, Otani S (1984). Model for inelastic biaxial bending of concrete members. *Journal of Structural Engineering, ASCE*; 110(11):2563-2584.
- Longo F, Granello G, Tecchio G, da Porto F, Modena C (2016). A masonry infill wall model with in-plane out-of-plane interaction applied to pushover analysis of RC frames. *Brick and Block Masonry: Proceedings of the 16th International Brick and Block Masonry Conference, Padova, Italy*.
- Lourenço P, Rots J (1997). Multisurface Interface Model for Analysis of Masonry Structures. *Journal of Engineering Mechanics*; 123(7):660-668.

- Mazza F, Mazza M (2010). Nonlinear analysis of spatial framed structures by a lumped plasticity model based on the Haar-Kàrmàn principle. *Computational Mechanics*; 45(6):647-664.
- Mazza F, Mazza M (2011). Nonlinear modeling and analysis of r.c. spatial frames to study the effects of the vertical component of near-fault ground motions. *Proceeding of III ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake (COMPDYN 2011), Corfù, Greece, paper no. 322.*
- Mazza F, Mazza M (2012). Nonlinear Modeling and Analysis of R.C. Framed Buildings Located in a Near-Fault Area. *The Open Construction and Building Technology Journal*; 6:346-354.
- Mazza F (2014a). Modelling and nonlinear static analysis of reinforced concrete framed buildings irregular in plan. *Engineering Structures*; 80:98-108.
- Mazza F (2014b). A distributed plasticity model to simulate the biaxial behaviour in the nonlinear analysis of spatial framed structures. *Computers and Structures*; 135:141-154.
- Mosalam KM, Günay S (2015). Progressive collapse analysis of reinforced concrete frames with unreinforced masonry infill walls considering inplane/out-of-plane interaction. *Earthq Spectra*; 31(2):921-943.
- NTC18 (2018). Norme tecniche per le costruzioni e relative istruzioni. D.M. 17-01-2018. *Italian Ministry of the Infrastructures and Transports, Rome, Italy.*
- Oliaee M, Magenes G (2016). In-plane out-of-plane interaction in the seismic response of masonry infills in RC frames. *Brick and block masonry: Proceedings of the 16th International Brick and Block Masonry Conference, Padova.*
- Polyakov SV (1960). On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall. *Earthquake Engineering Research Institute, San Francisco, California.*
- Ricci P, Di Domenico M, Verderame GM (2017). Experimental assessment of the out-of-plane seismic response of URM infill walls. *Atti del XVII Convegno ANIDIS. Pistoia, Italy.*
- Ricci P, Di Domenico M, Verderame GM (2018a). Empirical-based out-of-plane URM infill wall model accounting for the interaction with in-plane demand. *Earthquake Engng Struct Dyn*; 47(3):802–827.
- Ricci P, Di Domenico M, Verderame GM (2018b). Experimental investigation on the out-of-plane behaviour of masonry infill walls. *16th European conference on earthquake engineering, Thessaloniki, Greece.*

Ricci P, Di Domenico M, Verderame GM (2019). Experimental assessment of the out-of-plane strength of URM infill walls with different slenderness and boundary conditions. *Bulletin of Earthquake Engineering*; 17:3959-3993.

Rodrigues H, Varum H, Arêde A, Costa A (2011). Comparison of different modelling strategies for the representation of nonlinear response of rc columns subjected to biaxial loading. *International Conference on Recent Advances in Nonlinear Models – Structural Concrete Applications CoRAN 2011, Coimbra, Portugal*.

Schmidt T (1989). An approach of modelling masonry infilled frames by the f.e. method and a modified equivalent strut model. *Annu J Concr Concr Struct*; 4:171-180.

Shing PB, Cavaleri L, Di Trapani F (2016). Prediction of the out-of-plane response of infilled frames under seismic loads by a new fiber-section macro-model. *Brick and Block Masonry: Proceedings of the 16th International Brick and Block Masonry Conference, Padova, Italy*.

Spacone E, Filippou FC, Taucer FF (1996). Fiber beam-column model for nonlinear analysis of R/C frames. Part I: Formulation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 25(7): 727-725.

Stafford Smith B (1962). Lateral stiffness of infilled frames. *Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 88, No. ST 6, pp 183-199*.

Varum H (2003). ‘Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings. *PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Aveiro, Portugal*.

Zarnic R, Tomazevic M (1988). An experimentally obtained method for evaluation of the behavior of masonry infilled RC frames. *9th world conference on earthquake engineering, pp 163–168*.

Zarnic R, Gostic S (1998). Non-linear modelling of masonry infilled frames. *Proc. of the 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris*.

3. MACRO-MODELLO INNOVATIVO PER ELEMENTI DI TAMPONATURA

3.1 PREMESSA

L'attività ingegneristica professionale non prevede generalmente l'utilizzo di modelli specifici per analizzare il comportamento inelastico delle tamponature. Questi elementi non strutturali sono considerati soltanto come carico gravante sulle membrature portanti, da verificare quindi in maniera indiretta. In casi più rari si fa uso della modellazione elastica a puntone equivalente, che fornisce informazioni parziali per la risposta strutturale (caratteristiche dinamiche iniziali effettive) ed irrealistiche per la risposta dei pannelli (come si osserverà nel Capitolo 4). Le tamponature a cui si fa riferimento sono quelle inglobate nelle maglie delle strutture intelaiate in calcestruzzo armato, caratterizzate dal contatto totale o parziale con travi e pilastri circostanti.

Una prima parte del lavoro di dottorato è stata incentrata sulla ricerca e sull'implementazione di un macro-modello che risulti *leggero* in termini di costi computazionali (memoria allocata e tempo di elaborazione) ma contemporaneamente capace di cogliere gli aspetti chiave della risposta inelastica nel piano (IP) e fuori piano (OOP) del pannello. Questo primo obiettivo è stato raggiunto e notevolmente superato, rendendo il macro-modello capace di includere l'effetto del danneggiamento in una direzione sulla risposta nell'altra (interazione IP-OOP). Quest'ultimo aspetto è stato indagato con maggior impegno sperimentale soltanto negli ultimi anni: l'effetto dell'interazione IP→OOP è stato caratterizzato tramite alcune leggi empiriche disponibili in letteratura mentre l'interazione opposta OOP→IP è territorio ad oggi poco esplorato. Il modello è stato tuttavia completato sotto ogni aspetto e reso in grado di adattarsi agevolmente alle future evidenze sperimentali, tramite modifica delle espressioni di degrado preimpostate. La modellazione di dettaglio (2D o 3D) delle tamponature è stata volontariamente esclusa, preferendo orientare lo sforzo di ricerca verso un modulo facilmente implementabile nei codici di calcolo disponibili per il professionista, senza appesantire in modo evidente il modello strutturale semplificato di cui in genere si fa uso. I pochi gradi di libertà aggiuntivi e la risposta dinamica non lineare gestita tramite routine ottimizzate permettono di analizzare strutture di grandi dimensioni e con un elevato numero di tamponature senza eccedere nei tempi di calcolo, garantendo quindi un ottimo equilibrio fra precisione e praticità.

Nel costruito è frequente incontrare strutture intelaiate in c.a. con pannelli a doppia fodera. Nessun macro-modello esistente permette l'analisi contemporanea e separata delle due fodere, includendo la possibilità di rappresentare la loro risposta inelastica ed il fenomeno di interazione. Tramite alcune modifiche al sistema di vincoli e caratteristiche meccaniche da assegnare al macro-modello è stato possibile raggiungere questo risultato.

Il modello è stato implementato in un codice C++ per l'analisi dinamica non lineare di strutture intelaiate in c.a., le cui membrature sono caratterizzate da una risposta inelastica gestita tramite il classico modelli a plasticità concentrata. Nei paragrafi successivi è offerto un quadro esaustivo per la modellazione non strutturale applicata.

3.2 GEOMETRIA, ELEMENTI E CONDIZIONI DI VINCOLO AL TELAIO

Il macro-modello proposto è costituito da cinque elementi monodimensionali (Figura 3.1): quattro bielle diagonali ed un elemento centrale. La geometria è quindi simile al macro-modello introdotto per la prima volta da Furtado et al. (2016b). Ai due nodi che individuano l'elemento centrale è assegnata una massa concentrata, eccitabile soltanto da accelerazioni agenti in direzione perpendicolare al pannello. La somma delle due masse centrali è pari alla massa efficace $m^{(OOP)}$ associata al primo modo di vibrare fuori piano del pannello reale.

Il modello di tamponatura è racchiuso da elementi trave (interasse h) e pilastro (interasse l) appartenenti allo schema strutturale, che trasferisce al pannello le azioni IP.

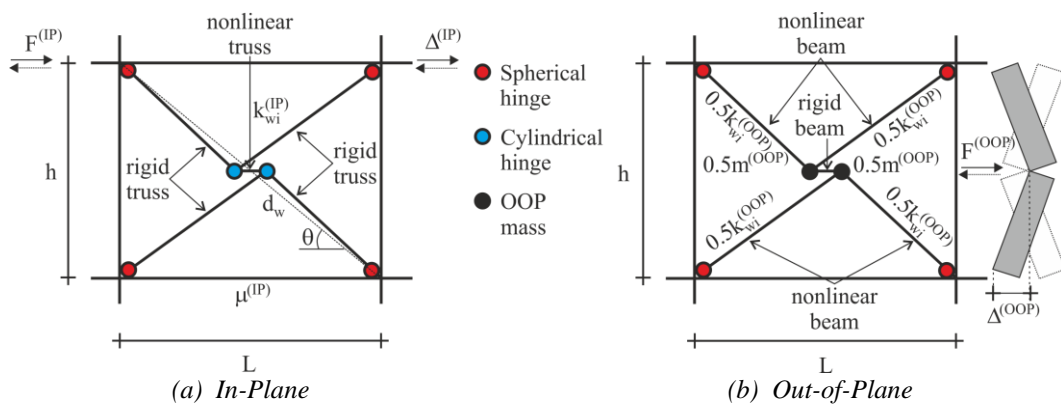


Figura 3.1 – Macro-modello di tamponatura proposto.

L'elemento centrale risulta infinitamente rigido a flessione per azioni fuori piano. In questo modo è garantita la connessione rigida per il sistema composto dalle 4 bielle, permettendone la flessione OOP solidale. Le bielle presentano infatti rigidità finita $0.5k_{wi}^{(OOP)}$ per la flessione in questa direzione (Figura 3.1b). Al contrario la loro rigidità assiale e flessionale nel piano è molto elevata, in modo tale da garantire che lo spostamento d'interpiano si traduca totalmente in spostamento dell'elemento centrale, al quale è associata la risposta IP del pannello (Figura 3.1a). Le bielle diagonali sono connesse al telaio tramite cerniere sferiche ed all'elemento centrale tramite cerniere cilindriche. I momenti trasferiti al telaio nelle 3 direzioni sono quindi nulli, come i momenti che interessano gli elementi del modello nel piano del pannello. Questa combinazione di rigidità e vincoli permette l'individuazione di un sistema in grado di rappresentare:

- La risposta IP tramite l'elemento centrale orizzontale (Figura 3.1a);
- La risposta OOP tramite il sistema di bielle, che reagiscono come un doppio appoggio diagonale solidarizzato (Figura 3.1b).

La rigidità IP dell'elemento centrale contribuisce quindi direttamente all'irrigidimento del generico livello. Il contributo in termini di massa alla risposta strutturale è tenuto in conto applicando sulla trave sottostante il peso distribuito del pannello $\mu^{(IP)}$. L'elemento centrale ha lunghezza infinitesima in modo tale da poter ritenere lo schema geometricamente simmetrico per la flessione fuori piano.

La risposta elastica dell'elemento centrale è gestita associandone una matrice di rigidezza tale da conferirgli una rigidezza iniziale IP pari a quella elastica $k_{wl}^{(IP)}$ del pannello. L'elemento finito *beam* corrispondente presenta quindi una matrice di rigidezza condensata rispetto ai modi deformativi naturali riassunta nella (3.1), dove:

- L indica la lunghezza dell'elemento finito;
- E il modulo di Young;
- I_y e I_z i momenti d'inerzia rispetto all'asse y e z (orizzontale e verticale per la sezione).

La cerniera cilindrica che crea la disconnessione è ristabilita associando all'elemento una rigidezza flessionale infinitesima per azioni agenti nel piano del pannello.

$$K_{el,EC} = \begin{bmatrix} EAL & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & EI_y L & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{EI_y L}{3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & EI_z L & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EI_z L}{3} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & GI_t L \end{bmatrix} \quad (3.1)$$

Le bielle diagonali risultano disconnesse dal telaio circostante tramite cerniere sferiche. Di conseguenza è necessario ricorrere ad elementi finiti tali da incorporare automaticamente questo vincolo, agente soltanto su un estremo. La matrice di rigidezza elastica risulta dunque modificata in funzione delle diverse condizioni al contorno (3.2).

$$K_{el,BD} = \begin{bmatrix} EAL & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{3EI_y L}{4} & -\frac{EI_y L}{4} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{EI_y L}{4} & \frac{EI_y L}{12} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{3EI_z L}{4} & -\frac{EI_z L}{4} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{EI_z L}{4} & \frac{EI_z L}{12} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3.2)$$

La risposta inelastica del pannello viene attivata una volta superate le soglie di comportamento elastica IP e pseudo-elastica OOP. La risposta dell'elemento non è più valutata tramite la matrice di rigidezza dello stesso ma modificando direttamente le sollecitazioni nodali in modo tale da garantire la coerenza con i legami inelastici IP ed OOP. In dettaglio lo sforzo normale trasmesso dall'elemento centrale (spinta IP del pannello) è valutato iterativamente in funzione dello spostamento IP in ingresso. Il sistema

composto dalle 4 bielle presenterà invece taglio e momento presso i nodi centrali tali da garantire l'equilibrio con l'azione inerziale generata in funzione delle masse concentrate e la compatibilità con il legame inelastico OOP.

Nel Paragrafo 3.3 e 3.4 saranno discussi i legami nel piano (IP) e fuori piano (OOP) che descrivono la risposta inelastica del modello. Si ricorda che le strategie di macro-modellazione dei pannelli sono principalmente di due tipologie: modelli con sezioni a fibre e modelli ad elementi trave. I legami di letteratura presentati a seguire faranno riferimento soltanto a modelli che permettono la descrizione del comportamento inelastico tramite una curva Forza – Spostamento (sia IP che OOP), poiché affini e comparabili al modello presentato. Non saranno quindi considerate relazioni Tensione – Deformazione (modelli a fibre) e modellazioni tridimensionali di dettaglio, non rientrando nell'ottica della definizione di un macro-modello facilmente utilizzabile nell'attività professionale.

3.3 LEGAME COSTITUTIVO NEL PIANO (IP)

La risposta del pannello per azioni monotone agenti nel piano (IP) è generalmente riprodotta tramite un legame costitutivo a tre rami (Figura 3.2). Nel caso di un'analisi dinamica non lineare tale legame rappresenta la *backbone* (“colonna portante”) di riferimento per determinare la risposta ciclica del pannello.

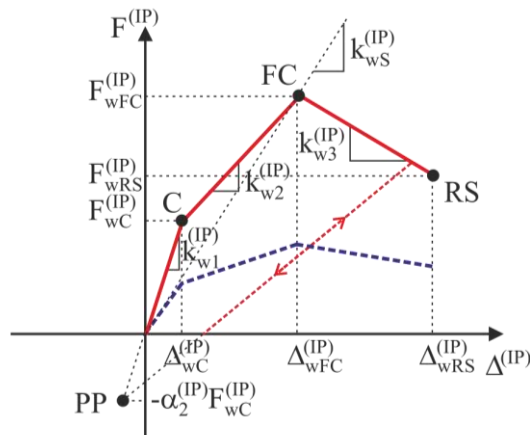


Figura 3.2 – Trilatera (legame IP).

Il legame IP risulta quindi univocamente definito una volta determinati tre punti che corrispondono alla prima macro-fessurazione o *Cracking* ($F_{wC}^{(IP)}$, $\Delta_{wC}^{(IP)}$), alla resistenza massima o *Full Cracking* ($F_{wFC}^{(IP)}$, $\Delta_{wFC}^{(IP)}$) ed alla condizione di rottura (*Residual Strength*) del pannello ($F_{wRS}^{(IP)}$, $\Delta_{wRS}^{(IP)}$). In questo paragrafo si farà riferimento ad un legame IP inteso come relazione fra lo spostamento d'interpiano $\Delta^{(IP)}$ e la risposta del pannello $F^{(IP)}$ in direzione orizzontale. Tutte le formulazioni presentate saranno adattate a questa definizione.

Le formulazioni per la valutazione dei punti caratteristici del legame IP disponibili in letteratura sono numerose. Ognuna conduce a risultati generalmente diversi. È quindi importante comprendere le loro differenze e quali risultano più adeguate a descrivere il comportamento IP del pannello. Sulla base di questo confronto è infine proposto il legame

IP consigliato in questo lavoro di tesi, utilizzabile per analizzare la condizione di massimo danneggiamento non strutturale nel piano.

In questo e nei successivi sotto-paragrafi si farà riferimento alle seguenti proposte per il legame IP, essendo le più frequentemente applicate in letteratura:

- Legame di Bertoldi et al. (1993);
- Legame di Panagiotakos & Fardis (1996);
- Legame di Dolsek & Fajfar (2008);
- Legame di Cavaleri & Di Trapani (2014);
- Legame di De Risi et al. (2018).

3.3.1 RESISTENZA E SPOSTAMENTO DI MACRO-FESSURAZIONE

Il comportamento iniziale del pannello è caratterizzato da una rigidità elevata, deformandosi come una lastra caricata sul bordo fino alla prima macro-fessurazione ed al distacco dal telaio presso gli spigoli non compressi.

Bertoldi et al. (1993) suggeriscono il calcolo dell'azione di macro-fessurazione $F_{wC}^{(IP)}$ e della rigidità iniziale $k_{w1}^{(IP)}$ tramite un legame con la resistenza massima e la rigidità secante (3.3). Lo spostamento di fessurazione $\Delta_{wC}^{(IP)}$ è ottenuto di conseguenza.

$$F_{wC}^{(IP)} = 0.8 \cdot F_{wFC}^{(IP)} \quad , \quad k_{w1}^{(IP)} = 4 \cdot k_{wS}^{(IP)} \quad , \quad \Delta_{wC}^{(IP)} = F_{wC}^{(IP)} / k_{w1}^{(IP)} \quad (3.3)$$

Panagiotakos & Fardis (1996) considerano il pannello come governato dalla resistenza a scorrimento dei giunti, definendo inoltre una rigidità iniziale tipica a taglio (3.4). G_w rappresenta il modulo elastico tangenziale della tamponatura.

$$F_{wC}^{(IP)} = f_{wS} \cdot l_w \cdot t_w \quad , \quad k_{w1}^{(IP)} = G_w \cdot l_w \cdot t_w / h_w \quad , \quad \Delta_{wC}^{(IP)} = F_{wC}^{(IP)} / k_{w1}^{(IP)} \quad (3.4)$$

Dolsek & Fajfar (2008) legano la resistenza di fessurazione alla massima e ripropongono una rigidità iniziale simile alla precedente (3.5).

$$F_{wC}^{(IP)} = (0.55 \div 0.60) F_{wFC}^{(IP)} \quad , \quad k_{w1}^{(IP)} = G_w \cdot l_w \cdot t_w / h_w \quad , \quad \Delta_{wC}^{(IP)} = F_{wC}^{(IP)} / k_{w1}^{(IP)} \quad (3.5)$$

Cavaleri & Di Trapani (2014) suggeriscono una rigidità iniziale pari a quella del puntone (3.6). Ciò appare peculiare, essendo l'unica formulazione che prevede quest'associazione. Come si osserverà a seguire, il relativo legame IP presenta i valori massimi di $\Delta_{wFC}^{(IP)}$ a causa di quest'ipotesi. La resistenza $F_{wC}^{(IP)}$ corrisponde all'aliquota minima di $F_{wFC}^{(IP)}$ riscontrabile fra le formulazioni.

$$F_{wC}^{(IP)} = 0.4 \cdot F_{wFC}^{(IP)} \quad , \quad k_{w1}^{(IP)} = E_{w\theta} \cdot b_w \cdot t_w / d_w \quad , \quad \Delta_{wC}^{(IP)} = F_{wC}^{(IP)} / k_{w1}^{(IP)} \quad (3.6)$$

De Risi et al. (2018) adottano coefficienti diversi ma espressioni simili (3.7) per forma a quelle indicate da Bertoldi et al. (1993).

$$F_{wC}^{(IP)} = 0.7 \cdot F_{wFC}^{(IP)} \quad , \quad k_{w1}^{(IP)} = 2.8 \cdot E_{w\theta} \cdot b_w \cdot t_w \cdot \cos^2 \theta / d_w \quad , \quad \Delta_{wC}^{(IP)} = F_{wC}^{(IP)} / k_{w1}^{(IP)} \quad (3.7)$$

3.3.2 RESISTENZA E SPOSTAMENTO MASSIMI

3.3.2.1 AMPIEZZA DEL PUNTONE EQUIVALENTE

La formazione della fascia diagonale del pannello soggetta a tensioni di compressione corrisponde ad una fase avanzata della risposta nel piano. La rigidezza del pannello è quindi inferiore rispetto a quella iniziale, corrispondente alla completa aderenza con il telaio circostante ed all'assenza di danneggiamento. L'ampiezza del puntone equivalente dipende generalmente dalle caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi strutturali e dell'elemento non strutturale. Numerosi autori hanno proposto formulazioni semplificate per il calcolo dell'ampiezza b_w del puntone. Si farà riferimento alle principali, rimandando alla Bibliografia per ulteriori approfondimenti.

Holmes (1961) defisce forfettariamente l'ampiezza del puntone rispetto alla lunghezza della diagonale del pannello d_w (3.8).

$$\frac{b_w}{d_w} = 0.3 \quad (3.8)$$

Stafford-Smith (1967) introduce il parametro adimensionale λ_h (3.9), indice della rigidezza relativa pilastro-pannello e propone valori del rapporto variabili fra 0.10 e 0.25 in base al valore assunto dall'interasse h fra le travi. $E_{w\theta}$ ed E_c rappresentano i moduli elastici del pannello in direzione diagonale e dei pilastri, rispettivamente. L'angolo θ rappresenta l'inclinazione della diagonale del pannello rispetto all'orizzontale. I_c è il momento d'inerzia medio dei pilastri circostanti rispetto alla direzione di inflessione mentre t_w e h_w indicano lo spessore e l'altezza del pannello.

$$\lambda_h = h \cdot 4 \sqrt{\frac{E_{w\theta} \cdot t_w \cdot \sin 2\theta}{4 \cdot E_c \cdot I_c \cdot h_w}} \quad (3.9)$$

Mainstone (1971) propone l'espressione semplificata (3.10), aggiornata nel 1974 (3.11) e adottata successivamente dalla normativa americana *Federal Emergency Management Agency* FEMA 356 (2000).

$$\frac{b_w}{d_w} = 0.6(\lambda_h)^{-0.3} \quad (3.10)$$

$$\frac{b_w}{d_w} = 0.175(\lambda_h)^{-0.4} \quad (3.11)$$

Decanini & Fantin (1986) sviluppano l'espressione (3.12) dipendente dai parametri k_1 e k_2 (Tabella 3.1) ripresa nella proposta di modellazione IP di Bertoldi et al. (1993).

$$\frac{b_w}{d_w} = \frac{k_1}{\lambda_h} + k_2 \quad (3.12)$$

Tabella 3.1 – Valori dei coefficienti k_1 e k_2 (Decanini & Fantin, 1986).

Range λ_h	k_1	k_2
$\lambda_h < 3.14$	1.3	-0.178
$3.14 < \lambda_h < 7.85$	0.707	0.01
$\lambda_h > 7.85$	0.47	0.04

Numerose altre espressioni sono state proposte in quel periodo, fra cui quelle di Bazan & Meli (1980), Hendry (1981), Tassios (1984), Liauw & Kwan (1984), Paulay & Priestley (1992), Durrani & Luo (1994), Flanagan & Bennet (1999a), che saranno omesse per minore ricorrenza di utilizzo in letteratura. Papia et al. (2003) effettuano una calibrazione dell'espressione di b_w sulla base di un modello numerico esatto, variandone in modo opportuno le caratteristiche geometriche e meccaniche. Viene introdotto un parametro λ^* (3.13) tale da poter ottenere una forma classica (3.14) del tipo $b_w/d_w=f(\lambda^*)$.

$$\lambda^* = \frac{E_w \theta}{E_c} \frac{t_w h}{A_c} \left(\frac{h^2}{l^2} + \frac{1}{4} \frac{A_c}{A_b} \frac{l}{h} \right) \quad (3.13)$$

$$\frac{b_w}{d_w} = \frac{c}{z} \cdot \frac{l}{(\lambda^*)^\beta} \quad (3.14)$$

L'area A_b è intesa come valore medio fra le travi superiore ed inferiore; la lunghezza l è definita invece come distanza fra le linee d'asse dei pilastri. I coefficienti c (3.15) e β (3.16) sono stati calibrati rispetto al coefficiente di Poisson diagonale del pannello ν_d . L'espressione di z dipende dall'*aspect ratio* del pannello l_w/h_w (3.16). Indicazioni specifiche per il calcolo del modulo elastico e di Poisson diagonale del pannello sono riportate nel Paragrafo 4.5.

$$c = 0.249 - 0.0116 \cdot \nu_d + 0.567 \cdot \nu_d^2 \quad (3.15)$$

$$\beta = 0.146 + 0.0073 \cdot \nu_d + 0.126 \cdot \nu_d^2 \quad (3.16)$$

$$z = 1 + 0.25 \left(\frac{l_w}{h_w} - 1 \right) \quad (3.17)$$

Tale espressione è stata aggiornata successivamente, attraverso i lavori di Amato et al. (2008) e di Campione et al. (2015), rendendola capace di tenere in conto l'effetto del carico verticale gravante sulla trave tramite un coefficiente k amplificativo. Questo coefficiente può essere generalmente considerato unitario, a vantaggio di sicurezza.

3.3.2.2 RESISTENZA MASSIMA

La definizione dell'ampiezza del puntone rappresenta il punto di partenza per la maggior parte delle formulazioni di un legame nel piano.

Il legame di Bertoldi et al. (1993) prevede il calcolo delle caratteristiche del puntone tramite la (3.9) e la (3.12). La resistenza massima offerta dal pannello è valutata come valore minimo fra quattro, riferiti ai possibili meccanismi di collasso nel piano: schiacciamento centrale (3.18), schiacciamento agli spigoli (3.19), rottura per scorrimento dei giunti (3.20), rottura per trazione diagonale (3.21). Il calcolo necessita di alcuni parametri di resistenza, ottenuti tramite prove sperimentali effettuate su campioni di tamponatura (*masonry wallets*). Fra questi figurano la resistenza a compressione verticale f_{wv} , la resistenza a scorrimento dei giunti f_{wu} e la resistenza a taglio in condizioni di compressione diagonale f_{ws} . La rottura per scorrimento è resa più difficoltosa in presenza di tensioni di compressione σ_v agenti sul pannello in direzione verticale.

$$\sigma_{w1} = \frac{1.16 f_{wv} \tan \theta}{k_1 + k_2 \lambda_h} \quad (3.18)$$

$$\sigma_{w2} = \frac{1.12 f_{wv} \sin \theta \cos \theta}{k_1 (\lambda_h)^{-0.12} + k_2 (\lambda_h)^{0.88}} \quad (3.19)$$

$$\sigma_{w3} = \frac{(1.2 \sin \theta + 0.45 \cos \theta) f_{wu} + 0.3 \sigma_v}{b_w / d_w} \quad (3.20)$$

$$\sigma_{w4} = \frac{0.6 f_{ws} + 0.3 \sigma_v}{b_w / d_w} \quad (3.21)$$

La resistenza del puntone proiettata in direzione orizzontale risulta quindi ottenibile a partire dalla tensione massima, sulla base dell'area trasversale del puntone (3.22).

$$F_{wFC}^{(IP)} = \sigma_{w,\min} \cdot b_w \cdot t_w \cdot \cos \theta, \quad \sigma_{w,\min} = \min \{ \sigma_{w1}, \sigma_{w2}, \sigma_{w3}, \sigma_{w4} \} \quad (3.22)$$

Panagiotakos & Fardis (1996) propongono un'espressione della resistenza massima dipendente dalla resistenza di macro-fessurazione $F_{wC}^{(IP)}$ (3.23), presentata nel Paragrafo 3.3.1.

$$F_{wFC}^{(IP)} = 1.3 \cdot F_{wC}^{(IP)} \quad (3.23)$$

Dolsek & Fajfar (2008) valutano la resistenza massima a partire dalla resistenza a taglio per compressione diagonale f_{ws} , ritenendo dominante questo meccanismo di collasso (3.24).

$$F_{wFC}^{(IP)} = 0.818 \cdot \frac{f_{ws} \cdot l_w \cdot t_w}{C_1} \cdot \left(1 + \sqrt{C_1^2 + 1}\right), \quad C_1 = 1.925 \frac{l_w}{h_w} \quad (3.24)$$

Cavaleri & Di Trapani (2014) considerano in prima approssimazione come resistenza del sistema intelaiato (*Infilled Frame*, IF) la somma fra la resistenza massima del pannello $F_{wFC}^{(IP)}$, e quella relativa al telaio nudo (*Bare Frame*, BF). Questa resistenza del pannello non corrisponde generalmente al contributo effettivo $F_{wFC}^{(IP)}$, poiché maglia del telaio e tamponatura non pervengono a rottura contemporaneamente (3.25). Introducendo un parametro δ_s che esprime il rapporto fra la resistenza del sistema intelaiato e quella del telaio nudo (3.26), la (3.27) permette di isolare la resistenza massima offerta dal pannello. M_u corrisponde al momento ultimo riferito allo sforzo normale N_c medio agente sui pilastri circostanti.

$$F_{IF}^{(IP)} = F_{BF}^{(IP)} + F_{wFC}^{(IP)} \cdot \cos \theta \quad (3.25)$$

$$F_{BF}^{(IP)} = 4M_u(N_c)/h \quad (3.26)$$

$$F_{wFC}^{(IP)} = F_{BF}^{(IP)} \cdot (\delta_s - 1) / \cos \theta, \quad \delta_s = F_{IF}^{(IP)} / F_{BF}^{(IP)} \quad (3.27)$$

La rimozione dell'ipotesi iniziale è possibile se viene introdotto un parametro ω_s rappresentante il rapporto fra il contributo effettivo del pannello $F_{wFC}^{(IP)}$ e la sua resistenza massima $F_{wFC}^{(IP)}$, (3.28). Tale parametro è stato tarato in modo tale da ottenere la resistenza totale del sistema osservata sperimentalmente. E' possibile quindi esprimere la (3.27) in funzione della resistenza fittizia efficace $F_{wFC}^{(IP)}$.

$$\omega_s = F_{wFC}^{(IP)} / F_{wFC}^{(IP)} \quad (3.28)$$

Sia il parametro δ_s che ω_s sono ottenuti tramite *fitting* (3.29) rispetto ad un parametro α_s , funzione di una resistenza convenzionale diagonale del pannello $F_{con}^{(IP)}$ (3.30).

$$\delta_s = 2.75(\alpha_s f_{ws})^{0.17}, \quad \omega_s = 0.90(\alpha_s)^{0.26} \quad (3.29)$$

$$\alpha_s = \frac{F_{con}^{(IP)} \cos \theta}{F_{BF}^{(IP)}} = \frac{f_{ws} t_w d_w \cos \theta}{F_{BF}^{(IP)}} \quad (3.30)$$

La resistenza fittizia $F_{wFC}^{(IP)}$ così ottenuta è utilizzata per definire il punto massimo della *backbone* IP del pannello, in modo tale da tener conto delle reali condizioni di accoppiamento. Gli autori suggeriscono inoltre che il calcolo della resistenza del pannello può avvenire alternativamente tramite uno dei criteri disponibili in letteratura, in assenza di prove sperimentali *ad hoc* per la tipologia considerata.

Sulla base di un'estesa ricerca sullo stato dell'arte dei modelli IP comunemente utilizzati, De Risi et al. (2018) propongono la formulazione (3.31) per la resistenza massima, che riprende la resistenza di macro-fessurazione $F_{wC}^{(IP)}$ (3.4) suggerita da Panagiotakos & Fardis (1996).

$$F_{wFC}^{(IP)} = f_{ws} \cdot l_w \cdot t_w \quad (3.31)$$

Lo spostamento $\Delta_{wFC}^{(IP)}$ riferito alla resistenza massima è calcolato come rapporto fra quest'ultima e la rigidezza secante.

3.3.2.3 RIGIDEZZA SECANTE

Per rigidezza secante $k_{wS}^{(IP)}$ si intende il rapporto fra la resistenza massima del pannello $F_{wFC}^{(IP)}$ ed il relativo spostamento $\Delta_{wFC}^{(IP)}$. Questa corrisponde concettualmente alla rigidezza del pannello una volta formatasi la fascia diagonale compressa (puntone equivalente). Non tutte le formulazioni prevedono il calcolo diretto di $k_{wS}^{(IP)}$, ricavabile comunque a posteriori una volta definito lo spostamento $\Delta_{wFC}^{(IP)}$.

Bertoldi et al. (1993) prevedono la valutazione della rigidezza secante a partire dalle caratteristiche geometriche e meccaniche del puntone (3.32).

$$k_{wS}^{(IP)} = E_{w\theta} \cdot b_w \cdot t_w \cdot \cos^2 \theta / d_w \quad (3.32)$$

Panagiotakos & Fardis (1996) presentano un calcolo analogo, specificando l'utilizzo del modulo elastico orizzontale E_{wh} del pannello (3.33).

$$k_{wS}^{(IP)} = E_{wh} \cdot b_w \cdot t_w \cdot \cos^2 \theta / d_w \quad (3.33)$$

Sia Dolsek & Fajfar (2008) che Cavaleri & Di Trapani (2014) non suggeriscono espressioni dirette per il calcolo di $k_{wS}^{(IP)}$. De Risi et al. (2018) sulla base di una banca dati di prove sperimentali IP suggeriscono un valore leggermente ridotto rispetto al teorico (3.34).

$$k_{wS}^{(IP)} = 0.8 \cdot E_{w\theta} \cdot b_w \cdot t_w \cdot \cos^2 \theta / d_w \quad (3.34)$$

3.3.2.4 RIGIDEZZA POST-ELASTICA E SPOSTAMENTO MASSIMO

La rigidezza del pannello subisce generalmente un notevole abbattimento una volta formate le prime fessure orizzontali/diagonali (ben visibili ad occhio nudo). La risposta del pannello cresce quindi meno rapidamente, secondo una pendenza $k_{w2}^{(IP)}$, fino al suo valore massimo.

I legami proposti da Bertoldi et al. (1993), Panagiotakos & Fardis (1996) e De Risi et al. (2018) presentano un calcolo delle caratteristiche del secondo ramo a posteriori, una volta definiti il punto di massimo e di fessurazione (3.35).

$$\Delta_{wFC}^{(IP)} = F_{wFC}^{(IP)} / k_{wS}^{(IP)} , \quad k_{w2}^{(IP)} = \frac{F_{wFC}^{(IP)} - F_{wC}^{(IP)}}{\Delta_{wFC}^{(IP)} - \Delta_{wC}^{(IP)}} \quad (3.35)$$

Dolsek & Fajfar (2008) suggeriscono un valore derivante da considerazioni sperimentali per lo spostamento del punto massimo (3.36). La rigidezza post-elastica è calcolata nuovamente in maniera indiretta.

$$\Delta_{wFC}^{(IP)} = 0.002 \cdot h , \quad k_{w2}^{(IP)} = \frac{F_{wFC}^{(IP)} - F_{wC}^{(IP)}}{\Delta_{wFC}^{(IP)} - \Delta_{wC}^{(IP)}} \quad (3.36)$$

Cavaleri & Di Trapani (2014) propongono diversi coefficienti a seconda della tipologia di materiale che compone il pannello. In questo lavoro di tesi sarà considerato il classico pannello in laterizi (3.37). Lo spostamento $\Delta_{wFC}^{(IP)}$ è calcolato a posteriori.

$$k_{w2}^{(IP)} = 0.15 \cdot k_{w1}^{(IP)} , \quad \Delta_{wFC}^{(IP)} = \Delta_{wC}^{(IP)} + (F_{wFC}^{(IP)} - F_{wC}^{(IP)}) / k_{w2}^{(IP)} \quad (3.37)$$

3.3.3 RESISTENZA E SPOSTAMENTO ULTIMI

Il terzo ramo del legame IP rappresenta la risposta del pannello dal suo picco al collasso. Il punto ultimo ($F_{wRS}^{(IP)}$, $\Delta_{wRS}^{(IP)}$) è generalmente definito nelle due componenti o individuato come intersezione fra l'asse delle ascisse ed una fissata pendenza $k_{w3}^{(IP)}$ (negativa).

Bertoldi et al. (1993) fissano la resistenza residua come aliquota della massima e la rigidezza del terzo ramo in funzione della secante (3.38).

$$F_{wRS}^{(IP)} = 0.35 \cdot F_{wFC}^{(IP)} , \quad k_{w3}^{(IP)} = (0.02 \div 0.04) \cdot k_{wS}^{(IP)} , \quad \Delta_{wRS}^{(IP)} = \Delta_{wFC}^{(IP)} + \frac{F_{wFC}^{(IP)} - F_{wRS}^{(IP)}}{k_{w3}^{(IP)}} \quad (3.38)$$

Panagiotakos & Fardis (1996) propongono una resistenza residua quasi nulla ed una rigidezza finale che può raggiungere il 10% della rigidezza iniziale (3.39).

$$F_{wRS}^{(IP)} = (0.01 \div 0.02) \cdot F_{wFC}^{(IP)} , \quad k_{w3}^{(IP)} = (0.05 \div 0.10) \cdot k_{w1}^{(IP)} \quad (3.39)$$

$$\Delta_{wRS}^{(IP)} = \Delta_{wFC}^{(IP)} + \frac{F_{wFC}^{(IP)} - F_{wRS}^{(IP)}}{k_{w3}^{(IP)}}$$

Dolsek & Fajfar (2008) fissano invece la *range* della resistenza residua (rispetto alla massima) e lo spostamento di collasso, pari a 5 volte quello massimo (3.40).

$$F_{wRS}^{(IP)} = (0.0 \div 0.2) \cdot F_{wFC}^{(IP)} \quad , \quad \Delta_{wRS}^{(IP)} = 5 \cdot \Delta_{wFC}^{(IP)} \quad , \quad k_{w3}^{(IP)} = \frac{F_{wFC}^{(IP)} - F_{wRS}^{(IP)}}{\Delta_{wFC}^{(IP)} - \Delta_{wRS}^{(IP)}} \quad (3.40)$$

Cavaleri & Di Trapani (2014) suggeriscono un'espressione che permette il calcolo dello spostamento ultimo in base allo spostamento di massimo, alla resistenza massima e residua. Quest'ultima è assunta pari al 70% della massima (3.41). Si osserva che lo spostamento ultimo suggerito è stato convertito in spostamento orizzontale (la formula proposta dagli autori è riferita allo spostamento ultimo del puntone).

$$F_{wRS}^{(IP)} = 0.7 \cdot F_{wFC}^{(IP)} \quad , \quad \Delta_{wRS}^{(IP)} = \frac{1}{0.02 \cos \theta} \cdot \ln \left(\frac{F_{wFC}^{(IP)}}{F_{wRS}^{(IP)}} \cdot e^{0.02 \cdot \Delta_{wFC}^{(IP)}} \right) \quad (3.41)$$

$$k_{w3}^{(IP)} = \frac{F_{wFC}^{(IP)} - F_{wRS}^{(IP)}}{\Delta_{wFC}^{(IP)} - \Delta_{wRS}^{(IP)}}$$

Infine De Risi et al. (2018) consigliano il decadimento progressivo del legame secondo una pendenza $k_{w3}^{(IP)}$ fissata (3.42).

$$F_{wRS}^{(IP)} = 0 \quad , \quad k_{w3}^{(IP)} = 0.10 \cdot E_{w\theta} \cdot b_w \cdot t_w \cdot \cos^2 \theta / d_w \quad , \quad \Delta_{wRS}^{(IP)} = \Delta_{wFC}^{(IP)} + \frac{F_{wFC}^{(IP)}}{k_{w3}^{(IP)}} \quad (3.42)$$

3.3.4 LEGAME IP PROPOSTO

Il legame IP utilizzato durante le analisi può presentare una notevole variabilità in base alla formulazione adottata. Nel caso in cui si desideri prevedere il danneggiamento massimo dei pannelli e computare di conseguenza il costo massimo degli interventi di riparazione non strutturale occorre definire un legame che possa essere ritenuto *lower bound* rispetto a quelli disponibili in letteratura. Da queste sono quindi riprese le caratteristiche ritenute più aderenti alle prove sperimentali disponibili, componendo un legame IP ragionato, capace di cogliere allo stesso tempo i punti di contatto fra le formulazioni descritte in precedenza.

La larghezza del puntone è valutata tramite la formulazione di Mainstone (1974). L'espressione (3.43) è suggerita anche dalla normativa americana FEMA 356 (2000) poiché rappresenta un *lower bound* per le dimensioni comuni dei pannelli. Il coefficiente λ_h è valutato tramite la (3.9).

$$\frac{b_w}{d_w} = 0.175 (\lambda_h)^{-0.4} \quad (3.43)$$

La resistenza massima (3.44) riprende le indicazioni di Bertoldi et al. (1993), ritenuta la più completa in termini di possibili meccanismi di collasso (3.18), (3.19), (3.20), (3.21).

$$F_{wFC}^{(IP)} = \sigma_{w,\min} \cdot b_w \cdot t_w \cdot \cos \theta \quad , \quad \sigma_{w,\min} = \min \{ \sigma_{w1}, \sigma_{w2}, \sigma_{w3}, \sigma_{w4} \} \quad (3.44)$$

Lo spostamento massimo è calcolato come rapporto fra la resistenza massima e la rigidezza secante (3.45).

$$k_{wS}^{(IP)} = E_{w\theta} \cdot b_w \cdot t_w \cdot \cos^2 \theta / d_w, \quad \Delta_{wFC}^{(IP)} = F_{wFC}^{(IP)} / k_{wS}^{(IP)} \quad (3.45)$$

La rigidezza del secondo ramo è calcolata compatibilmente alle indicazioni di Cavaleri & Di Trapani (2014) per tamponature in laterizi (3.46). Anche la formulazione di De Risi et al. (2018) conduce indirettamente ad un valore prossimo (3.47). Panagiotakos & Fardis (1996) confermano che il valore della rigidezza post-elastica oscilla sperimentalmente fra 1/7 (circa 0.15) e 1/10 della rigidezza iniziale.

$$k_{w2}^{(IP)} = 0.15 \cdot k_{w1}^{(IP)} \quad (3.46)$$

$$k_{w2, \text{De Risi et al.}}^{(IP)} = \left(\frac{1-0.7}{1/0.8 - 0.7/2.8} \right) k_{wS}^{(IP)} = 0.3 \cdot k_{wS}^{(IP)} = 0.107 \cdot k_{w1, \text{De Risi et al.}}^{(IP)} \quad (3.47)$$

La resistenza di macro-fessurazione è stata già tarata sulla base di numerose evidenze sperimentali da parte di De Risi et al. (2018). Appare quindi particolarmente adatto il valore proposto (3.48). La rigidezza iniziale è ottenuta indirettamente, una volta nota la rigidezza post-elastica $k_{w2}^{(IP)}$, la resistenza $F_{wC}^{(IP)}$ ed il punto di massimo ($F_{wFC}^{(IP)}$, $\Delta_{wFC}^{(IP)}$). Lo spostamento di macro-fessurazione è calcolato in base alla rigidezza iniziale $k_{w1}^{(IP)}$.

$$F_{wC}^{(IP)} = 0.7 \cdot F_{wFC}^{(IP)}, \quad k_{w1}^{(IP)} = 2.7 \cdot k_{wS}^{(IP)}, \quad \Delta_{wC}^{(IP)} = F_{wC}^{(IP)} / k_{w1}^{(IP)} \quad (3.48)$$

Il punto di rottura del pannello ($F_{wRS}^{(IP)}$, $\Delta_{wRS}^{(IP)}$) è definito convenzionalmente tramite le espressioni indicate nella (3.49) inizialmente proposte da Cavaleri & Di Trapani (2014).

$$F_{wRS}^{(IP)} = 0.7 \cdot F_{wFC}^{(IP)}, \quad \Delta_{wRS}^{(IP)} = \frac{1}{0.02 \cos \theta} \cdot \ln \left(\frac{F_{wFC}^{(IP)}}{F_{wRS}^{(IP)}} \cdot e^{0.02 \cdot \Delta_{wFC}^{(IP)}} \right) \quad (3.49)$$

$$k_{w3}^{(IP)} = \frac{F_{wFC}^{(IP)} - F_{wRS}^{(IP)}}{\Delta_{wFC}^{(IP)} - \Delta_{wRS}^{(IP)}}$$

Si desidera ora indagare praticamente cosa significa applicare la formulazione proposta, confrontandola con i risultati ottenuti applicando quelle disponibili in letteratura. Si consideri quindi un pannello caratterizzato dalle seguenti caratteristiche proprie e degli elementi strutturali a contorno:

- $h_w=2.7\text{m}$, $l_w=3.6\text{m}$ (altezza e lunghezza del pannello);
- $h=3.0\text{m}$, $l=4.0\text{m}$ (interasse fra le travi e fra i pilastri);
- $h_c=0.4\text{m}$, $b_c=0.6\text{m}$ (altezza e base medie dei pilastri);
- $h_b=0.6\text{m}$, $b_b=0.3\text{m}$ (altezza e base medie delle travi);
- $E_c=30,000\text{MPa}$ (modulo elastico del calcestruzzo).

Hak et al. (2012) forniscono le caratteristiche meccaniche per tre tipologie di pannello ricorrenti (Figura 3.3): tamponatura forte (30cm), tamponatura intermedia a doppia fodera (12cm+12cm), tamponatura debole (8cm). In Tabella 3.2 sono riassunti i valori suggeriti.

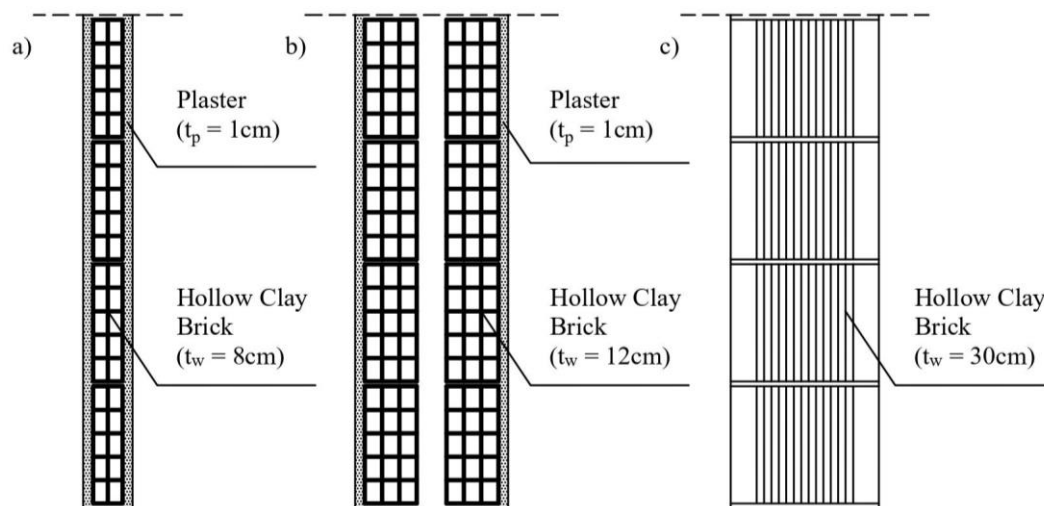


Figura 3.3 – Sezioni delle principali tipologie di tamponatura: a) debole, b) intermedia e c) forte.

Tabella 3.2 – Caratteristiche meccaniche dei pannelli (unità in [MPa], eccetto W [kN/m³]).

Tipologia	f_{wh}	f_{wv}	f_{wu}	f_{ws}	E_{wh}	E_{wv}	G	W
Debole	1.18	2.02	0.44	0.55	991	1873	1089	6.87
Intermedia	1.11	1.50	0.25	0.31	991	1873	1089	6.87
Forte	1.50	3.51	0.30	0.36	1050	3240	1296	7.36

A partire da queste caratteristiche sono stati ricostruiti i legami IP per ogni tipologia, riassunti graficamente in Figura 3.4. Si osserva che il legame di Panagiotakos & Fardis (1996) presenta la resistenza massima, seguito da quello di Dolsek & Fajfar (2008). In base al confronto con numerosi risultati sperimentali, De Risi et al. (2018) suggeriscono una riduzione della resistenza rispetto alla proposta di Panagiotakos. Questa formulazione si assesta infatti in posizione intermedia fra i legami, tuttavia gli spostamenti ultimi ricostruiti in base alle indicazioni fornite risultano estremamente elevati (troncati in figura). Gli spostamenti ultimi degli altri legami sono simili fra loro. I legami di Cavaleri & Di Trapani (2014) e Bertoldi et al. (1993) presentano la resistenza minore: il primo è caratterizzato da uno spostamento massimo più elevato, in funzione della rigidezza iniziale posta pari a quella del puntone equivalente; il secondo fa uso della rigidezza del puntone come rigidezza secante, presentando quindi spostamenti inferiori per i primi due punti chiave del legame.

È evidente che la formulazione proposta per il legame IP risulta rappresentare un *lower bound* (LB) efficace, con risultati cautelativi per i pannelli di spessore ridotto e intermedio (Figura 3.4a/b). Queste tipologie sono generalmente le più vulnerabili fuori piano e più soggette al danneggiamento nelle due direzioni, nonché fra le più diffuse nel costruito e sottoposte quindi al degrado nel tempo. La differenza di resistenza massima rispetto al

legame di Bertoldi et al. (1993) è principalmente dovuta all'applicazione di formulazioni diverse per la valutazione dell'ampiezza del puntone, influenzando il meccanismo di collasso prevalente fra i quattro disponibili. Nel caso di spessori tipici delle tamponature moderne (Figura 3.4c) il legame si assesta attorno a valori di resistenza più vicini alle altre formulazioni. Nel Capitolo 4 è riportato un caso studio dove saranno applicate più formulazioni e più ipotesi di modellazione, evidenziandone le differenze in fase di commento dei risultati.

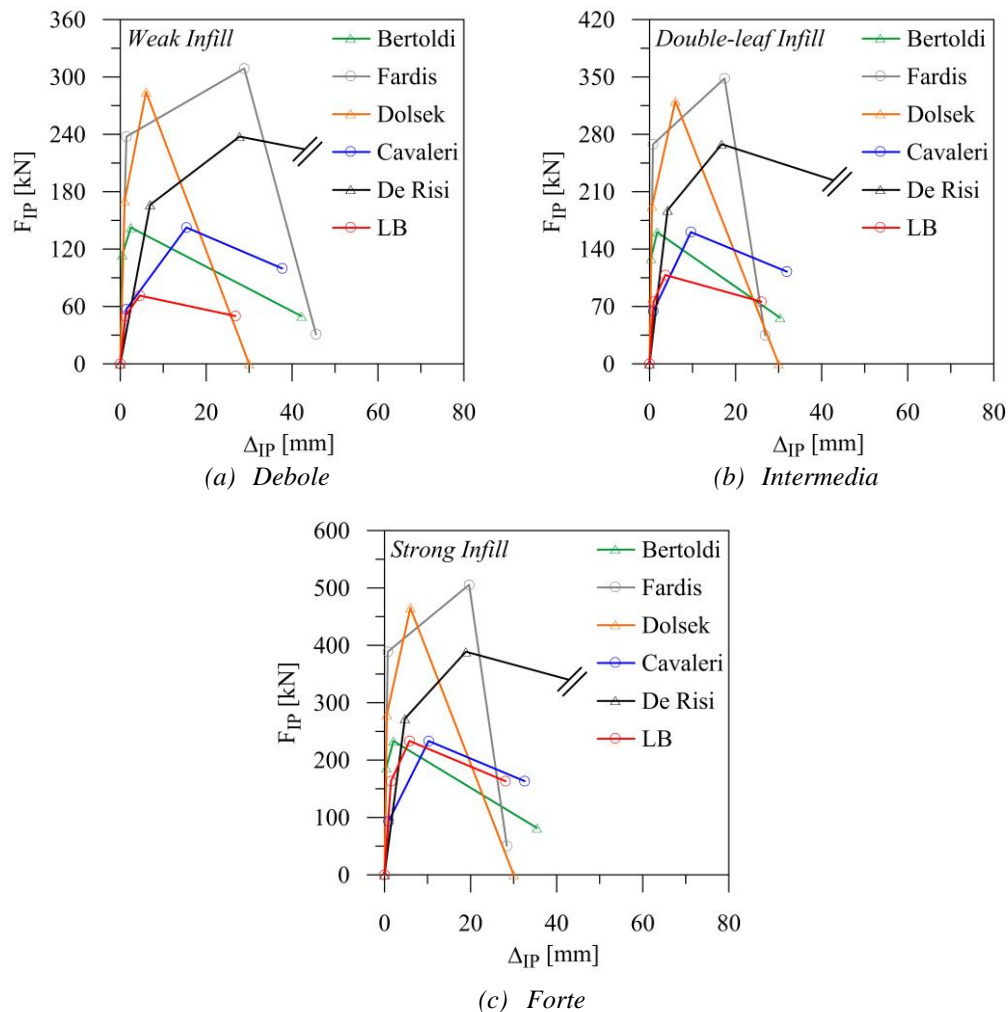


Figura 3.4 – Confronto fra il legame IP proposto ed i disponibili in letteratura.

Il legame IP proposto è simmetrico rispetto all'origine degli assi ed è associato all'elemento centrale del modello. Nel caso di spostamenti d'interpiano positivi (deformazioni positive dell'elemento) si farà riferimento alla trilatera del primo quadrante (risposta positiva), al terzo quadrante nel caso di spostamenti negativi. Il modello, grazie all'elemento centrale unico, permette la gestione unitaria del legame IP nei due versi di carico rispetto alla modellazione classica IP tramite coppia di bielle reagenti unicamente a compressione.

3.4 LEGAME COSTITUTIVO FUORI PIANO (OOP)

La risposta fuori piano del pannello è caratterizzata inizialmente da un ramo elastico lineare, corrispondente alla fase in cui la tamponatura si comporta come una piastra, caricata quindi perpendicolarmente al suo piano dall'azione inerziale. Lo schema statico può essere variabile in base all'efficacia del collegamento in malta fra il pannello e gli elementi strutturali circostanti. Nel caso in cui il collegamento sia realizzato a regola d'arte si può ipotizzare un comportamento a piastra appoggiata su 4 lati, se realizzato solo presso le travi a piastra appoggiata su 2 lati, se il collegamento superiore si è deteriorato col tempo a piastra su 3 lati. I quadri fessurativi sono conseguenza diretta del grado di collegamento, come visto nel Paragrafo 2.3.2.

Se il pannello è di spessore davvero ridotto, ovvero presenta un rapporto spessore-altezza nelle due direzioni (h_w/t_w e l_w/t_w) superiore a 35 (ASCE/SEI 41-17, 2017), l'incremento dell'azione sismica induce la rottura per flessione nella direzione considerata. Il pannello si fessura nella sezione più sollecitata e giunge rapidamente a collasso.

I pannelli di spessore generalmente adottato per le tamponature seguono una seconda fase della risposta OOP, caratterizzata dalla formazione di una regione compressa ed una tesa (fessurata). L'ampiezza della regione compressa intermedia (non necessariamente centrale) ed il sufficiente spessore di contatto con travi e pilastri induce la formazione di un arco a 3 cerniere (Figura 2.14). Questo schema resistente permette al pannello di accedere ad un'ulteriore riserva di resistenza, fino alla condizione di crisi. Questa può essere rappresentata dallo schiacciamento dei blocchi intermedi/laterali (inefficacia dello schema ad arco) o dall'instabilizzazione dello schema dovuta ad un eccessivo spostamento trasversale. L'effetto arco può svilupparsi nelle due direzioni (fra trave superiore ed inferiore e/o fra pilastro superiore ed inferiore). Un collegamento perfetto porta quindi alla formazione di un effetto arco bi-direzionale, mentre un collegamento assente/parziale in una direzione corrisponde ad un effetto arco-monodirezionale. Ovviamente in quest'ultimo caso la resistenza massima dello schema ne risente negativamente.

Il raggiungimento della resistenza massima può indurre una redistribuzione delle tensioni verso i bordi del pannello, conferendo ad esso un comportamento *softening* anche parecchio accentuato. Minore è il grado di contatto con il telaio e più repentina sarà invece la rottura fuori piano (Ricci et al., 2018b).

Il legame OOP è generalmente costituito da una retta (comportamento elastico lineare), una bilatera (Figura 3.5) o una trilatera. Il legame rappresentato tramite bilatera presenta due punti chiave che definiscono un primo ramo pseudo-elastico (secante) che raggiunge la resistenza massima OOP ($F_{wFAA}^{(OOP)}$, $\Delta_{wFAA}^{(OOP)}$) ed il successivo comportamento *softening* fino ad espulsione del pannello ($F_{wRS}^{(OOP)}$, $\Delta_{wRS}^{(OOP)}$). Nel caso della trilatera è presente anche il punto di macro-fessurazione, in analogia al legame IP. Il legame a trilatera è poco utilizzato, poiché le poche espressioni disponibili per definire il punto di macro-fessurazione sono basate su un ridotto numero di prove sperimentali.

In letteratura non è presente un quantitativo di formulazioni per il legame fuori piano (OOP) paragonabile a quello dei legami IP. Saranno di seguito riportate le più solide.

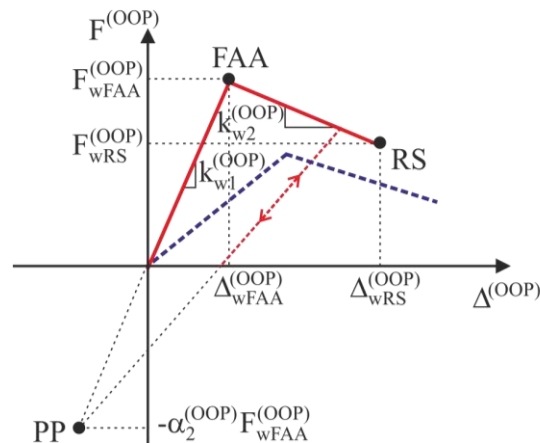


Figura 3.5 – Bilatera (legame OOP).

3.4.1 RESISTENZA E SPOSTAMENTO DI MACRO-FESSURAZIONE

Le indicazioni utili per definire tutti i punti di un legame a trilatera OOP sono ad oggi assai limitate. Il punto di macro-fessurazione è stato dunque definito in modo empirico. Ricci et al. (2018a) risulta il primo lavoro orientato alla definizione di rigidità $k_{w,el}^{(OOP)}$ e resistenza di macro-fessurazione fuori piano $F_{wC}^{(OOP)}$. L'assenza di sufficienti dati sperimentali induce gli autori a consigliare la formulazione classica di Timoshenko & Woinowsky Krieger (1959) per definire lo spostamento centrale e la rigidità di una piastra isotropa caricata da un'azione distribuita fuori piano. Gli autori verificano che la rigidità di micro-fessurazione e macro-fessurazione OOP non differiscono notevolmente, in base alle evidenze sperimentali, rendendo adeguato l'utilizzo di tale formulazione anche se con una leggera sovrastima. Il carico distribuito di macro-fessurazione q_c (3.50) è invece ricavato correlando i parametri che governano la risposta OOP in base ai dati sperimentali di Flanagan & Bennett (1999), Angel et al. (1994), Dawe & Seah (1989), Calvi & Bolognini (2001), Furtado et al. (2016a) per tamponature di spessore limitato (tipologia debole). La resistenza proposta da Timoshenko per la prima fessurazione (3.52) corrisponde alla prima micro-fessurazione a flessione, risultando generalmente troppo inferiore rispetto a quella di *macro-cracking* $F_{wC}^{(OOP)}$ registrata.

$$F_{wC}^{(OOP)} = q_c \cdot l_w \cdot h_w \quad , \quad q_c = 0.31 \cdot f_{wv} \cdot \frac{0.05t_w}{h_w^{2.66}} \quad (3.50)$$

Lo spostamento di macro-fessurazione $\Delta_{wC}^{(OOP)}$ è ottenuto a ritroso (3.51).

$$\Delta_{wC}^{(OOP)} = F_{wC}^{(OOP)} / k_{w,el}^{(OOP)} \quad (3.51)$$

3.4.2 RESISTENZA E SPOSTAMENTO MASSIMI

La resistenza massima offerta dal pannello dipende, come anticipato, dalla formazione dell'effetto arco. Nel caso in cui questo non si instauri la massima pressione sopportabile dal pannello può essere calcolata secondo diversi approcci, che si basano sull'ipotesi di crisi per flessione.

Una prima approssimazione è ottenibile applicando la teoria di Timoshenko per materiale elastico, isotropo e di resistenza a trazione f_{wt} (3.52). Il coefficiente β_1 dipende dalle condizioni di vincolo del pannello e dal suo *aspect ratio* (l_w/h_w).

Haseltine (1977) sviluppa un'espressione basata sulla *yield-line theory*, stabilendo una dipendenza della resistenza dalla resistenza a trazione per flessione f_{wft} (3.53). In questo caso il coefficiente a dipende nuovamente dalle dimensioni del pannello e dalle condizioni al contorno.

Hendry & Kheir (1976) effettuano l'analisi di una striscia di pannello di lunghezza unitaria tenendo conto della tensione verticale agente sul pannello σ_v . Ottengono nuovamente un'espressione inversamente proporzionale al quadrato della snellezza verticale del pannello.

$$q_u = \frac{f_{wt}}{6\beta_1 (h_w/t_w)^2} \quad (3.52)$$

$$q_u = \frac{f_{wft}}{6a (h_w/t_w)^2} \quad (3.53)$$

$$q_u = 8 \frac{\sigma_v}{(h_w/t_w)^2} \quad (3.54)$$

La resistenza massima si ricava estendendo all'area del pannello la tensione massima q_u (3.55).

$$F_{wFAA}^{(OOP)} = q_u \cdot l_w \cdot h_w \quad (3.55)$$

In presenza dell'effetto arco scompare la dipendenza dalla resistenza a trazione del materiale, legando invece la resistenza massima del pannello alla tensione massima a compressione f_{wv} . Il picco di resistenza è infatti governato dallo schiacciamento dei laterizi individuanti le *cerniere* dell'arco. Il campo di tensioni di compressione che costituisce l'arco (mono o bi-direzionale) cresce fino al raggiungimento della resistenza massima, espressa nuovamente in termini di pressione. McDowell et al. (1956) sono stati i primi ad occuparsi di questo meccanismo, proponendo un'espressione simile alle precedenti (3.56), dove γ è funzione dello spessore t_w e della snellezza del pannello. La resistenza in direzione perpendicolare può essere ottenuta sostituendo f_{wv} con f_{wh} e (h_w/t_w) con (l_w/t_w) . Gli studi dell'epoca erano rivolti alle murature più che alle tamponature. Le espressioni proposte in

quel periodo erano infatti legate al problema della progettazione contro le esplosioni (fabbriche, centrali) piuttosto che contro il pericolo sismico.

$$q_u = \gamma \frac{f_{wv}}{2(h_w/t_w)^2} \quad (3.56)$$

La principale teoria completa sull'effetto arco bi-direzionale può essere associata a Lefter & Colville (1974) e Dawe & Seah (1989). Questi ultimi sviluppano una teoria per valutare la resistenza del pannello basata sul metodo dei lavori virtuali, tenendo conto della deformabilità degli elementi strutturali a contorno dei pannelli. L'arco che si forma nelle due direzioni tende infatti a creare un'azione spingente sugli stessi, riducendo la massima azione sopportabile dal pannello se risultano sufficientemente deformabili. Applicando in maniera combinata il metodo teorico ed affinandolo con risultati sperimentali, gli autori propongono le seguenti espressioni empiriche per q_u , valide rispettivamente per pannelli appoggiati su 4 lati (3.57) o 3 lati (3.58). La resistenza a compressione verticale è assunta per semplicità pari a quella orizzontale. I parametri introdotti saranno descritti in dettaglio nel Capitolo 4, in relazione ad un'applicazione diretta della formulazione.

$$q_u = 4.5 \cdot (f_{wv})^{0.75} \cdot t_w^2 \cdot \left[\frac{\alpha}{(l_w)^{2.5}} + \frac{\beta}{(h_w)^{2.5}} \right] \quad (3.57)$$

$$q_u = 4.5 \cdot (f_{wv})^{0.75} \cdot t_w^2 \cdot \left[\frac{\alpha}{(l_w)^{2.5}} \right] \quad (3.58)$$

Angel (1994) e successivamente Abrams et al. (1996) sono fra i primi ad introdurre il concetto di interazione IP-OOP nella valutazione della massima resistenza fuori piano del pannello (3.59). I coefficienti R_1 , R_2 e λ considerano il danneggiamento IP subito in precedenza dal pannello, la snellezza del pannello e la flessibilità degli elementi strutturali. In particolare $\Delta^{(IP)}$ rappresenta il *drift* IP raggiunto, $\Delta_{wc}^{(IP)}$ il *drift* corrispondente alla macrofessurazione IP ed $E_c I_{min}$ la minima rigidezza flessionale degli elementi a contorno rispetto alla spinta indotta dall'effetto arco.

$$q_u = 2 \frac{f_{wv}}{(h_w/t_w)} R_1 R_2 \lambda \quad (3.59)$$

$$R_1 = \left(1.08 + \left(\frac{h_w}{t_w} \right) \left\{ -0.015 + \left(\frac{h_w}{t_w} \right) \left[-0.00049 + 0.000013 \left(\frac{h_w}{t_w} \right) \right] \right\} \right)^{\Delta^{(IP)} / 2\Delta_{wc}^{(IP)}} \quad (3.60)$$

$$R_2 = 0.357 + 2.49 \cdot 10^{-14} E_c I_{min} \leq 1.0 \quad (3.61)$$

$$\lambda = 0.154e^{-0.0985(h_w/t_w)} \quad (3.62)$$

La normativa americana FEMA 356 (2000) propone un'espressione semplificata per la valutazione della minima resistenza per effetto arco mono-direzionale (3.63).

$$q_u = 0.7 \frac{f_{wv} \lambda_2}{(h_w/t_w)} \quad (3.63)$$

Il coefficiente λ_2 è tabellato in funzione della snellezza del pannello (Tabella 3.3).

Tabella 3.3 – Valori assunti per il coefficiente λ_2 in funzione della snellezza verticale del pannello.

H_w/t_w	5	10	15	25
λ_2	0.129	0.060	0.034	0.013

Ricci et al. (2018a) suggeriscono la seguente espressione empirica per il calcolo della resistenza massima fuori piano, basandosi sul bacino (purtroppo non eccessivamente esteso) di prove sperimentali disponibili ad oggi.

$$q_u = 1.95 f_{wv} \cdot 0.35 \left(t_w^{1.59} / h_w^{2.96} \right) \quad (3.64)$$

L'unica formulazione che permette di valutare in maniera soddisfacente la rigidità secante passante per il picco di resistenza OOP è quella proposta da Kadysiewski & Mosalam (2009). Ricci et al. (2018a) confermano la sua efficacia, tendente alla sottostima dovuta alle ipotesi di modello monodimensionale reagente fuori piano. In realtà l'espressione fornisce il valore dell'inerzia equivalente I_{eq} da assegnare ad una biella diagonale con massa centrale concentrata al fine di presentare lo stesso periodo della prima forma modale del pannello (3.65). La rigidità fuori piano secante $k_{wl}^{(OOP)}$ è ottenibile a partire dallo schema geometrico del modello utilizzato, noti anche il modulo elastico (in questo caso della tamponatura) ed il momento d'inerzia I_{eq} . Lo spostamento corrispondente alla resistenza massima $\Delta_{wFAA}^{(OOP)}$ può essere calcolato di conseguenza (3.66).

$$I_{eq} = 1.644 \cdot I_w \cdot (d_w/h_w)^3, \quad I_w = l_w \cdot t_w^3 / 12 \quad (3.65)$$

$$\Delta_{wFAA}^{(OOP)} = F_{wFAA}^{(OOP)} / k_{wl}^{(OOP)} \quad (3.66)$$

3.4.3 RESISTENZA E SPOSTAMENTO ULTIMI

Superata la resistenza massima del pannello in direzione OOP, l'effetto arco tende a scemare. In condizioni di buon contatto con il telaio circostante la tamponatura mostra un comportamento *softening* fino al collasso.

La capacità ultima in termini di spostamento $\Delta_{wRS}^{(OOP)}$ del pannello non è ad oggi identificata in maniera condivisa in letteratura. Le prove sperimentali condotte da diversi autori sono generalmente arrestate in funzione della capacità della strumentazione di prova o dell'esteso danneggiamento del pannello testato. Di conseguenza è possibile definire uno spostamento ultimo convenzionale, differenziabile in base alla tipologia di pannello ed alle prove sperimentali associabili ad essa. Questo spostamento può essere identificato a partire da una fissata aliquota della resistenza massima, valutata sul ramo *softening* della prova sperimentale. Nel caso dei pannelli la cui risposta decade rapidamente dopo il raggiungimento del picco di resistenza lo spostamento ultimo può essere sovrapposto a quello di massimo.

Kadysiewski & Mosalam (2009) suggeriscono l'assunzione di uno spostamento ultimo pari a 5 volte $\Delta_{wFAA}^{(OOP)}$ (3.67).

$$\Delta_{wRS}^{(OOP)} = 5.0 \cdot \Delta_{wFAA}^{(OOP)} \quad (3.67)$$

Ricci et al. (2018a) analizzano tutte le prove sperimentali OOP disponibili, aggiungendo i risultati di una propria campagna sperimentale, proponendo l'espressione empirica (3.68), valida in particolare per pannelli di spessore ridotto (massimo 15cm).

$$\Delta_{wRS}^{(OOP)} = 3.7 \cdot \Delta_{wFAA}^{(OOP)} \quad (3.68)$$

In base alle prove sperimentali condotte da Hak et al. (2014) per tamponatura forte e da Furtado et al. (2016a) e Ricci et al. (2018b) per tamponatura debole, Mazza & Donnici (2018) identificano il punto ultimo ($F_{wRS}^{(OOP)}$, $\Delta_{wRS}^{(OOP)}$) in funzione dei valori riportati in Tabella 3.4. È da sottolineare che tutte le prove utilizzate mostrano un più o meno accentuato comportamento pseudo-plastico. L'approccio utilizzato è basato su fissate aliquote della resistenza massima, in modo tale da identificare allo stesso tempo la resistenza ultima $F_{wRS}^{(OOP)}$ convenzionale del pannello in funzione della tipologia. Il *pool* di prove sperimentali è tuttavia ridotto. Questi valori sono dunque indicativi ed utili al fine di analizzare la risposta fuori piano della tamponatura in modo cautelativo.

I pannelli di spessore ridotto possono inoltre instabilizzarsi: l'effetto arco risulta efficace fin quando lo spostamento fuori piano è inferiore alla soglia di *snap-through*. Il limite teorico comunemente riconosciuto (Kadysiewski & Mosalam, 2009; Griffith et al., 2007; Sharif et al., 2007) è pari allo spessore t_w del pannello. Angel et al. (1994) suggeriscono un valore limite cautelativo pari a $0.8t_w$.

3.4.4 LEGAME OOP PROPOSTO

Il legame fuori piano (OOP) proposto è costituito da una bilatera (Figura 3.5) che rappresenta sinteticamente una prima fase pseudo-elastica della risposta ed il comportamento *softening* del pannello fino a rottura/espulsione.

La rigidezza secante $k_{wl}^{(OOP)}$ può essere calcolata applicando l'espressione proposta da Kadysiewski & Mosalam (2009), la cui vicinanza ai risultati sperimentali è confermata da Ricci et al. (2018). L'espressione è stata originariamente ottenuta dagli autori in modo tale da soddisfare l'uguaglianza fra il periodo fondamentale di uno schema a massa diffusa appoggiato agli estremi (in direzione dell'altezza del pannello) ed un modello equivalente a biella diagonale con massa concentrata centrale. Il modello proposto presenta un sistema a due bielle diagonali (e due masse concentrate). Le relazioni sono quindi state adattate alla nuova geometria introdotta (3.69). Il momento d'inerzia equivalente I_{eq} corrisponde a contributo cumulato delle due coppie di bielle. Il momento d'inerzia del sistema a massa diffusa I_w tiene in conto l'effetto della fessurazione tramite il coefficiente κ , che può essere assunto pari a 0.5. Il momento d'inerzia della singola biella I_b è dunque pari a $0.5I_{eq}$.

$$k_{wl}^{(OOP)} = 48 \cdot E_{eq} \cdot I_{eq} / d_w^3, \quad I_{eq} = 1.644 \cdot I_w \cdot (d_w / h_w)^3, \quad I_w = \kappa \cdot I_w \cdot t_w^3 / 12 \quad (3.69)$$

Il modulo elastico equivalente E_{eq} da assegnare agli elementi del modello è ottenuto in modo analogo, tramite uguaglianza imposta fra il modello e la piastra fessurata appoggiata perimetralmente (3.70). La rigidezza k_p corrisponde alla rigidezza fessurata di una piastra così vincolata (Mazza, 2019). In questo modo è possibile correggere la sottostima di rigidezza dovuta all'applicazione diretta del metodo di Kadysiewski & Mosalam (2009), ristabilendo il punto di contatto con lo schema statico a piastra.

$$E_{eq} = \frac{k_p \cdot d_w^3}{48 \cdot I_{eq}} \quad (3.70)$$

La massa efficace relativa al primo modo di vibrare OOP del sistema a massa diffusa è pari all'81% della massa totale del pannello $m_{MI,tot}$ (3.71) ed è ripartita equamente fra i nodi centrali del modello. Tale ripartizione è possibile in quanto l'elemento centrale a cui sono assegnate le masse è infinitamente rigido a flessione OOP. Essendo le sue accelerazioni nodali fuori piano identiche, la somma delle forze inerziali sarà pari alla forza associata ad una massa singola e di valore doppio.

$$0.5 \cdot m^{(OOP)} = 0.405 \cdot m_{MI,tot} \quad (3.71)$$

L'utilizzo di una massa efficace pari a $0.81m_{MI,tot}$ è attualmente suggerito nei lavori di più autori (Kadysiewski & Mosalam, 2009; Furtado et al., 2016b; Ricci et al., 2018a), riguardanti lo sviluppo di macro-modelli proposti precedentemente o contemporaneamente a quello presentato e discussi in dettaglio nel Paragrafo 2.4.2. Questa percentuale di massa corrisponde a quella riferita al primo modo di vibrare di una piastra con massa distribuita appoggiata sulle due travi.

Non sono presenti studi significativi dedicati alla caratterizzazione dinamica delle tamponature, specie per la definizione delle condizioni di vincolo più rappresentative e quindi della massa efficace da considerare per un'analisi speditiva tramite macro-modello. Il contributo proposto da Rainieri et al. (2019) può però risultare di particolare interesse. Gli autori sottolineano quanto le prove sperimentali OOP siano state prevalentemente condotte in condizioni di carico monotono o ciclico e propongono dunque alcuni test per l'identificazione dinamica preliminare della frequenza fuori piano, in modo tale da cogliere lo schema statico più aderente alla realtà. L'analisi modale operativa (OMA) ha permesso di indagare due modelli di telaio tamponato a maglia quadrata, in scala 2/3, con pannelli di spessore pari a 8cm. Assumendo i lati orizzontali incastrati alle travi ed i verticali appoggiati ai pilastri è possibile ottenere approssimazioni ragionevoli del periodo di vibrazione fondamentale. La massa efficace di questo sistema può essere valutata di conseguenza. Tuttavia le prove condotte sono state effettuate in condizioni operative, in assenza quindi di forzante pseudo-sismica (prove dinamiche). I pannelli non risultano quindi danneggiati.

La curva di legame OOP proposta presenta un primo ramo descritto tramite la rigidezza secante e corrispondente alla fase in cui è attivo l'effetto arco, successiva alla macrofessurazione intermedia del pannello. In tali condizioni è lecito supporre che il periodo fondamentale del pannello sia aumentato, giustificando la sua approssimazione tramite uno schema appoggiato, in assenza di un numero anche minimo di prove sperimentali che giustificino l'adozione di una massa efficace differente per le oscillazioni OOP.

La resistenza massima (*Full Arching Action*) del pannello $F_{wFAA}^{(OOP)}$ è valutata in base alla resistenza per unità di area q_u . Lo spostamento riferito al massimo $\Delta_{wFAA}^{(OOP)}$ è ottenuto in base alla rigidezza secante ed alla resistenza massima (3.72).

$$F_{wFAA}^{(OOP)} = q_u \cdot l_w \cdot h_w, \Delta_{wFAA}^{(OOP)} = F_{wFAA}^{(OOP)} / k_{w1}^{(OOP)} \quad (3.72)$$

La formulazione adottata per il calcolo di q_u è variabile, in base agli obiettivi dei Capitoli successivi. In particolare si farà riferimento al *lower bound* proposto dalla normativa americana FEMA 356 del 2000 (effetto arco monodirezionale) ed alla resistenza di pannelli in buono stato di contatto con il telaio (effetto arco bidirezionale) ottenuta tramite l'espressione di Dawe & Seah (1989).

Il valore della resistenza residua $F_{wRS}^{(OOP)}$ è stato calibrato in funzione delle prove sperimentali disponibili in letteratura per diverse classi di spessore del pannello. In Tabella 3.4 sono riassunti i valori ottenuti, in relazione alla resistenza massima OOP.

Tabella 3.4 – Valori consigliati per la resistenza e lo spostamento ultimi.

Tipologia	$F_{wRS}^{(OOP)}$	$\Delta_{wRS}^{(OOP)}$
Debole	$0.6 \cdot F_{wFAA}^{(OOP)}$	$\Delta_{wFAA}^{(OOP)} + 0.015$
Intermedia	$0.7 \cdot F_{wFAA}^{(OOP)}$	$\Delta_{wFAA}^{(OOP)} + 0.020$
Forte	$0.8 \cdot F_{wFAA}^{(OOP)}$	$\Delta_{wFAA}^{(OOP)} + 0.025$

Lo spostamento ultimo $\Delta_{wRS}^{(OOP)}$ è stato ottenuto in una prima fase del lavoro di dottorato tramite taratura analoga a quella della resistenza residua (Tabella 3.4), associandolo allo spostamento massimo espresso in [m]. La maggiore disponibilità di risultati sperimentali ed indicazioni di letteratura ha successivamente condotto all'adozione dell'espressione (3.73), consigliata da Ricci et al. (2018a).

$$\Delta_{wRS}^{(OOP)} = 3.7 \cdot \Delta_{wFAA}^{(OOP)} \quad (3.73)$$

È stato inoltre posto un limite pari a $0.8t_w$ (Angel et al., 1994) per lo spostamento OOP, superato il quale si considera collassato il pannello. Questo valore rappresenta la scomparsa dell'effetto arco ed evita allo stesso tempo che lo sviluppo del legame OOP in seguito al degrado della *backbone* possa procedere incontrollatamente, in base a quanto sarà descritto nel Paragrafo 3.5.

Il legame proposto fa quindi riferimento ad un pannello:

- In grado di sviluppare l'effetto arco (in una o due direzioni);
- Caratterizzato da ridistribuzione delle tensioni tale da garantire un comportamento pseudo-plastico;
- Privo di aperture.

I pannelli di spessore esiguo, incapaci di sviluppare l'effetto arco, non sono oggetto del presente lavoro di tesi, essendo generalmente meno frequenti, meno pericolosi, meno costosi da riparare e caratterizzati da ridotta significatività in termini di influenza sulla risposta strutturale.

Le aperture inducono una riduzione di resistenza e rigidezza del pannello nelle due direzioni di carico. In particolare, il comportamento reale del pannello non è più generalmente corrispondente ad un unico *puntone equivalente*, poiché l'apertura opera di fatto la scomposizione della tamponatura in un sistema di elementi tozzi, ognuno rappresentabile tramite un proprio puntone. Le dimensioni dei nuovi sotto-pannelli sono quindi tali da renderli poco sviluppati in una direzione. Ciò riduce l'efficacia stessa della rappresentazione monodimensionale, favorendo una più realistica rappresentazione bidimensionale delle fasce che circondano l'apertura. Adottando opportuni coefficienti riduttivi per la rigidezza secante e la resistenza nel piano è possibile convertire il punto di massimo del legame IP di un pannello pieno in un legame equivalente per pannello con una determinata posizione e percentuale di aperture.

Questa problematica non è stata indagata nel presente lavoro di tesi, tenendo in conto che i pannelli indeboliti da aperture risultano:

- meno influenti sulle caratteristiche dinamiche strutturali. Di conseguenza i collassi modificano debolmente la risposta dinamica globale precedente, simultanea e successiva all'evento sismico;
- non efficacemente descrivibili in maniera semplificata, in funzione delle pesanti approssimazioni dovute alla reale presenza di più schemi resistenti IP (ASCE-SEI 41/17, 2017) e distribuzioni dell'azione OOP complesse, influenzate dalla presenza dell'architrave, che renderebbero nulle le ipotesi e le equivalenze poste alla base del macro-modello proposto.

L'adozione di una maglia totalmente tamponata, rispetto alla reale dotata di aperture, può essere utile per valutare l'influenza massima dei pannelli sulla risposta dinamica della struttura. Nel caso in cui sia d'interesse la modellazione semplificata dell'effetto delle aperture si può far riferimento ai seguenti contributi, focalizzati sulla ricerca del fattore correttivo per la rigidità secante IP del puntone equivalente, in base ad analisi parametriche effettuate su modelli bidimensionali o tridimensionali:

- Syrmakizis & Asteris (2001), studio dell'effetto della posizione delle aperture;
- Mondal & Jain (2008), studio sugli effetti delle aperture centrali;
- Asteris et al. (2011), valutazione del fattore di riduzione della rigidità del pannello, in presenza di apertura centrale;
- Nwofor (2012), studio sull'influenza della posizione delle aperture sul fattore di riduzione di rigidità;
- Decanini et al. (2014), studio del fattore di riduzione per la rigidità del puntone e la resistenza massima.
- Cetisli (2015), studio sull'influenza dell'*aspect ratio*, della dimensione e posizione delle aperture.

La disposizione ed il quantitativo delle armature negli elementi strutturali non sembra impattare il coefficiente di riduzione (Cetisli, 2015). Aperture superiori al 40% dell'area del pannello rendono di fatto trascurabile la modellazione nel piano (Mondal & Jain, 2008).

La risposta fuori piano in presenza di aperture risulta scarsamente indagata dal punto di vista sperimentale, specie rispetto al fenomeno di interazione IP-OOP. Allo stato attuale il livello di danneggiamento fuori piano in presenza di aperture può non essere rappresentato in maniera accurata e necessita sicuramente di ulteriori sviluppi sia sperimentali che di modellazione. L'attività di ricerca riguardante il tema delle aperture è stata negli anni frammentaria e puntuale (Dawe & Seah, 1989; Akhoundi et al., 2018). Liberatore et al. (2020) risultano fra i primi a proporre una formulazione per la predizione della resistenza fuori piano dei pannelli con aperture. Furtado et al. (2021) propongono una modalità innovativa di applicazione del carico OOP in pannelli dotati di aperture, testata su tamponature con un rapporto vuoto/pieno massimo pari al 22%. I risultati preliminari mostrano una ridotta duttilità del pannello in presenza di porte, poiché l'effetto arco tende a svilupparsi in una sola direzione. Il degrado della rigidità fuori piano in funzione del danneggiamento IP è confermato; la rigidità secante e la resistenza massima del pannello tendono a diminuire all'aumentare delle dimensioni delle aperture. La presenza dell'architrave induce un aumento della rigidità e resistenza iniziali. La domanda sismica necessaria al loro collasso aumenta sensibilmente, in funzione della ridotta massa.

Il macro-modello potrebbe quindi essere migliorato in futuro tenendo conto delle recentissime evidenze. Tuttavia sarebbe possibile soltanto la ridefinizione parziale delle *backbone* IP ed OOP. Sono dunque necessari sforzi numerico-sperimentali aggiuntivi. La creazione di adeguati micro-modelli, opportunamente tarati e validati sulle prove sperimentali disponibili in futuro, può essere utile per la realizzazione di analisi parametriche riguardanti la risposta fuori piano, in presenza o assenza di aperture, tenendo in conto il fenomeno di interazione. Come sarà discusso nel Paragrafo 4.2, un database così

realizzato può risultare di estremo interesse per la calibrazione ed in generale per lo sviluppo di un macro-modello migliorato e con un campo di applicazione più esteso.

Un macro-modello utile per la rappresentazione delle azioni nel piano, specie in presenza di aperture è stato inizialmente sviluppato da Calìo et al. (2012) per l'analisi degli edifici in muratura non armata. Il pannello murario può essere ricostruito tramite una discretizzazione in macro-elementi (*Discrete macro-element model*, DMEM), componibili in funzione del numero e della posizione delle aperture. Questo modello ha suscitato recentemente particolare interesse in ambito applicativo ed è stato implementato nel software professionale FaTA Next per applicazioni in strutture in muratura portante. Calìo & Pantò (2014) discutono un adattamento del modello per la rappresentazione delle tamponature in edifici intelaiati in calcestruzzo armato, il cui costo computazionale risulta però ancora elevato per le analisi non lineari di strutture complesse. Pantò & Rossi (2019) propongono un *upgrade* del macro-elemento per l'ottimizzazione del suo costo computazionale e l'integrazione nei modelli strutturali intelaiati classici ad elementi finiti. Un quadrilatero articolato con *link* 1D diagonale interno inelastico rappresenta la risposta a taglio del pannello. Le azioni normali e tangenziali di interfaccia sono riprodotte tramite otto *link* 2D inelastici *zero-length* disposti a coppie sui lati del quadrilatero. Il macro-elemento è connesso e reso compatibile agli elementi finiti della struttura portante tramite *offset* rigidi, che permettono inoltre di mantenere le sue dimensioni reali. La tamponatura può essere discretizzata in più macro-elementi a seconda delle specifiche necessità di modellazione. I meccanismi di collasso sono assegnati al *link* 1D diagonale (rottura per trazione diagonale) ed ai *link* 2D esterni (schiacciamento della muratura, scorrimento dei giunti).

3.5 INTERAZIONE IP→OOP

Il fenomeno di interazione IP→OOP è stato indagato in maniera più approfondita soltanto negli ultimi anni, a causa del maggior numero di prove sperimentali dedicate disponibili. Nel Paragrafo 2.3.4 sono riassunte le principali. Il danneggiamento che il pannello subisce nel piano induce un'abbattimento della rigidezza e resistenza fuori piano. Il livello di degrado è generalmente correlato al *drift* IP raggiunto.

3.5.1 VALUTAZIONE DELLE BACKBONE DEGRADATE

In una prima fase del lavoro di dottorato (Mazza & Donnici, 2018 e Mazza, 2019) le prove sperimentali disponibili sono risultate davvero limitate in numero, inducendo la valutazione delle leggi di decadimento a partire dalle sprove di Hak et al. (2014), Furtado et al. (2016a) e Ricci et al. (2018b). Per le prove citate è stata considerata l'evoluzione della rigidezza secante $k_{wI}^{(OOP)}$ e della resistenza massima $F_{wFAA}^{(OOP)}$ in funzione del *drift* IP raggiunto, assumendo il *drift* di attivazione del degrado IP→OOP pari al *drift* $\Delta_{wFC}^{(IP)}$. Le espressioni sono state differenziate per tipologia forte [(3.74), (3.75)] e tipologie intermedia/debole [(3.76), (3.77)]. In Tabella 3.5 sono riportati i limiti di evoluzione del degrado in base alla tipologia del pannello. La *backbone* OOP non viene ulteriormente abbattuta se il *drift* IP supera la relativa soglia IDR_{lim} . Le prove sperimentali per tipologia intermedia non sono in

numero statisticamente sufficiente a definire delle correlazioni. Essendo i pannelli che le compongono generalmente scollegati e di spessore simile a quella debole, le relative espressioni potranno essere estese a questa tipologia in assenza di ulteriori informazioni.

$$r_{F, strong}^{(OOP)} [\%] = \frac{F_{wFAA, damaged}^{(OOP)}}{F_{wFAA, undamaged}^{(OOP)}} = 69.225 (IDR^{-0.53}), \quad IDR = \left(\frac{\Delta^{(IP)}}{h} \right) \cdot 100 \quad (3.74)$$

$$r_{k, strong}^{(OOP)} [\%] = \frac{k_{w1, damaged}^{(OOP)}}{k_{w1, undamaged}^{(OOP)}} = 38.369 (IDR^{-1.382}) \quad (3.75)$$

$$r_{F, weak}^{(OOP)} [\%] = \frac{F_{wFAA, damaged}^{(OOP)}}{F_{wFAA, undamaged}^{(OOP)}} = 17.163 (IDR^{-0.9617}), \quad IDR = \left(\frac{\Delta^{(IP)}}{h} \right) \cdot 100 \quad (3.76)$$

$$r_{k, weak}^{(OOP)} [\%] = \frac{k_{w1, damaged}^{(OOP)}}{k_{w1, undamaged}^{(OOP)}} = 1.962 (IDR^{-2.145}) \quad (3.77)$$

Tabella 3.5 – Valori consigliati per il drift IP di arresto del degrado OOP.

Tipologia	IDR _{lim}
Debole	0.8%
Intermedia	0.8%
Forte	2.5%

La successiva estensione del database, grazie al fondamentale contributo offerto dalle prove sperimentali di Ricci et al. (2018b), ha permesso di calibrare il *drift* di attivazione del degrado per la tipologia di tamponatura debole/intermedia, ottenendo risultati generalmente peggiorativi (essendo il *drift* di attivazione inferiore al precedente) ed allo stesso tempo più realistici. Queste tipologie di pannello risultano infatti le più vulnerabili rispetto al fenomeno di interazione. In Figura 3.6 sono riportate le differenze in termini di leggi di decadimento fra la formulazione [(3.76), (3.77)] e quella suggerita da Ricci et al. (2018b) [(3.78), (3.79)]. Si osserva immediatamente la similarità fra le espressioni. Per *drift* IP superiori allo 0.3% il decadimento di rigidezza proposto è più accentuato, al contrario del decadimento di resistenza. Per ambedue le espressioni è mantenuto inoltre un valore limite di decadimento ($IDR_{lim} = 0.8\%$).

$$r_{F, weak}^{(OOP)} = \frac{F_{wFAA, damaged}^{(OOP)}}{F_{wFAA, undamaged}^{(OOP)}} = \min(1; 0.14 \cdot IDR^{-1.12}), \quad IDR = \left(\frac{\Delta^{(IP)}}{h} \right) \cdot 100 \quad (3.78)$$

$$r_{k,weak}^{(OOP)} = \frac{k_{w1,damaged}^{(OOP)}}{k_{w1,undamaged}^{(OOP)}} = \min\left(1; 0.05 \cdot IDR^{-1.51}\right) \quad (3.79)$$

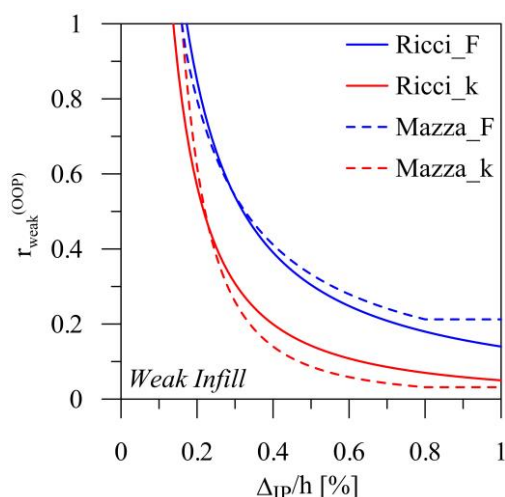


Figura 3.6 - Confronto fra le espressioni: Mazza & Donnici (2018) e Ricci et al. (2018b).

Le analisi condotte nella seconda parte del Capitolo 4 (modellazione a doppia fodera), nel Capitolo 5 e Capitolo 6 faranno riferimento all'adozione delle espressioni di Ricci et al. (2018b), poiché calibrate a partire da un più esteso *set* di prove sperimentali. La limitazione del decadimento di resistenza e rigidezza per *drift* IP superiori allo 0.8% è tuttavia mantenuta per riprodurre la risposta residua del pannello prima dell'espulsione.

In Figura 3.5 è rappresentato l'andamento della *backbone* degradata in linea blu tratteggiata. La resistenza massima e la rigidezza secante vengono progressivamente ridotte secondo le relative leggi di degrado. Il rapporto fra resistenza ultima e massima e la differenza fra spostamento ultimo e massimo sono mantenuti costanti.

3.6 INTERAZIONE IP↔OOP

Il fenomeno di interazione mutua IP↔OOP è stato indagato sperimentalmente ancor meno dell'interazione singola IP→OOP. Ciò è dovuto alla maggiore attenzione posta verso il fenomeno opposto, soltanto negli ultimi anni.

Flanagan & Bennett (1999) testano un pannello (*Specimen 20*) prima per azioni OOP, raggiungendo il 75% della resistenza massima, successivamente per azioni IP fino al collasso. Gli autori registrano un calo del 50% di rigidezza iniziale IP e nessuna riduzione di resistenza. Un altro pannello (*Specimen 23*) identico viene testato ciclicamente in modo combinato IP-OOP. Il pannello viene dapprima sottoposto ad un ciclo IP in controllo di spostamento, seguito da una prova OOP in controllo di forza e condizioni di spostamento IP costante. Annullata l'azione OOP il pannello viene danneggiato ulteriormente IP e testato nuovamente OOP mantenendo costante lo spostamento IP raggiunto. Il processo è ripetuto per 6 volte IP e 5 volte OOP. Questa prova ha evidenziato una riduzione della

risposta IP del pannello durante le prove OOP. Le prove monotone condotte nelle due direzioni (*Specimen 2* IP e *Specimen 18* OOP), combinate ai risultati dello *Specimen 23*, permettono la ricostruzione della relazione di degrado (3.80). La risposta IP corrispondente ad uno spostamento IP e ad un fissato livello di danno OOP è adimensionalizzata rispetto alla risposta valutata sulla curva vergine IP. Questo rapporto decresce linearmente in base a quello fra il *drift* OOP raggiunto ed il *drift* ultimo della *backbone* OOP vergine.

$$\frac{F_{w,damaged}^{(IP)}(\Delta^{(IP)}, \Delta^{(OOP)})}{F_{w,undamaged}^{(IP)}(\Delta^{(IP)})} = 1 - \frac{\Delta^{(OOP)}}{\Delta_{wRS,undamaged}^{(OOP)}} \quad (3.80)$$

Ai fini pratici questa relazione, seppur interessante, non è stata applicata, essendo basata su una singola prova sperimentale condotta in più fasi. Questa risulta allo stesso tempo poco funzionale alla definizione di una *backbone* IP degradata, fornendo soltanto un suo valore puntuale e variabile lungo l'asse degli spostamenti IP.

3.6.1 VALUTAZIONE DELLE BACKBONE DEGRADATE

Nel presente lavoro di tesi si applicherà l'espressione proposta da Al-Chaar (2002). Il degrado della resistenza massima IP è espresso in base alla domanda OOP (*OOP Demand Ratio*) sperimentata dal pannello. Questa proposta pone le sue basi sui risultati di analisi non lineari ad elementi finiti condotte su pannelli posti in telai monopiano monocampata. L'effetto dell'interazione OOP→IP può essere trascurabile fin quando l'azione OOP è pari o inferiore al 20% della relativa resistenza, successivamente il degrado è gestito tramite la legge (3.81).

$$r_F^{(IP)} = \frac{F_{wFC,damaged}^{(IP)}}{F_{wFC,undamaged}^{(IP)}} = 1 + 0.25 \cdot DR^{(OOP)} - 1.25 \cdot (DR^{(OOP)})^2 \quad (3.81)$$

$$DR^{(OOP)} = \left(\frac{F^{(OOP)}}{F_{wFAA}^{(OOP)}} \right)$$

Rispetto alla formulazione base è stato affiancato al limite inferiore un limite superiore (3.82) pari al 90% della domanda, analogamente a quanto proposto per il degrado del legame OOP.

$$0.20 \leq DR^{(OOP)} \leq 0.90 \quad (3.82)$$

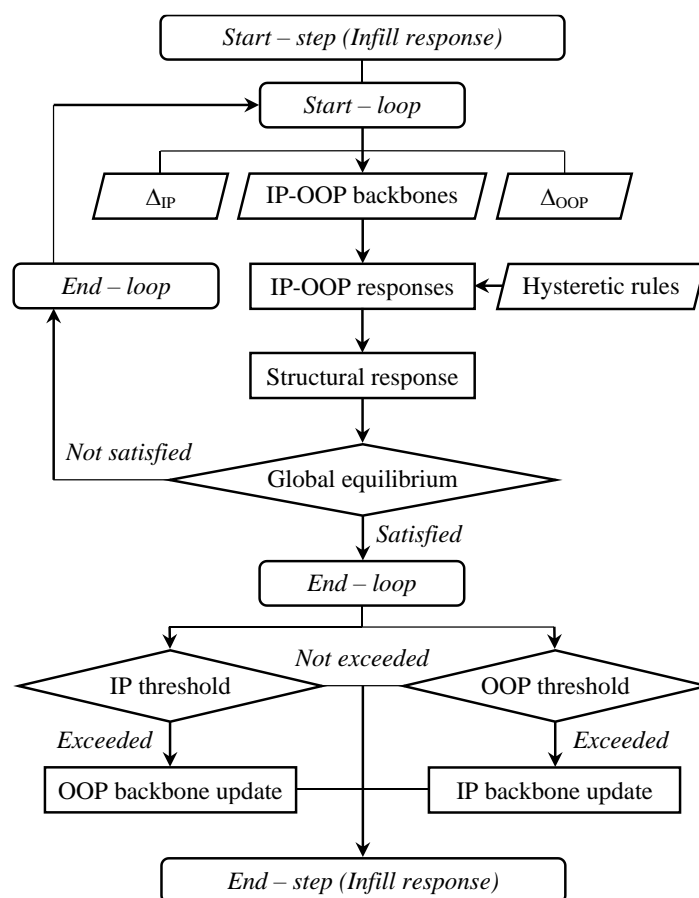


Figura 3.7 – Diagramma di flusso per la risposta non lineare del macro-modello.

Non essendo ad oggi disponibili maggiori informazioni, il degrado IP prevede soltanto l'abbattimento della resistenza massima, mantenendo inalterati:

- Spostamento di macro-fessurazione;
- Spostamento massimo;
- Spostamento ultimo;
- Rapporto fra resistenza di macro-fessurazione e massima;
- Rapporto fra resistenza ultima e massima.

In Figura 3.2 è rappresentata tramite linea tratteggiata blu la generica *backbone* degradata IP. In Figura 3.7 è riassunta la logica dell'algoritmo sviluppato in ambiente C++ che gestisce la risposta dinamica non lineare del generico pannello ed il relativo fenomeno di interazione singola IP→OOP o mutua IP↔OOP.

Nel momento in cui lo spostamento (o *drift*) IP del pannello supera lo spostamento ultimo del legame IP, si attiva una routine di collasso che rimuove il pannello dal modello globale e annulla il suo contributo alla risposta sismica da quell'istante in poi. Stesso discorso vale al superamento dello spostamento ultimo OOP o della soglia limite di *snap-through* (posta pari a $0.8t_w$).

3.7 REGOLE DI ISTERESI

Il modello isteretico adottato appartiene alla famiglia di metodi i cui rami di carico/scarico sono gestiti tramite la definizione di punti pivotali. In Figura 3.8 è rappresentata a titolo di esempio una *backbone curve* e le regole d'isteresi relative al comportamento IP di una biella reagente soltanto a compressione secondo il modello a *pivot*.

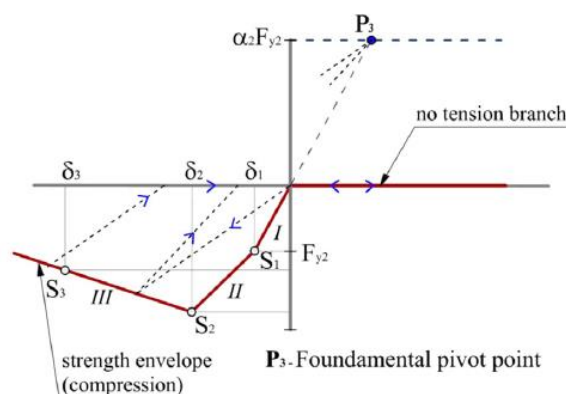


Figura 3.8 – Backbone asimmetrica e leggi di isteresi secondo il modello a “pivot”.

Cavaleri & Di Trapani (2014) propongono l’adattamento del modello isteretico a *pivot* proposto da Dowell et al. (1998) per pilastri in c.a. alle tamponature, a causa della sua versatilità, semplicità d’applicazione (ridotto numero di parametri da definire) e i soddisfacenti risultati ottenuti.

Il vantaggio principale è l’utilizzo di punti obiettivo e semplici relazioni geometriche per definire i tratti da percorrere in fase di carico/scarico, invece di fornire più o meno complesse relazioni analitiche multiparametro. Si tratta principalmente di rette, quindi per poterle definire sono sufficienti due punti noti (stato iniziale e punto pivotale). Il modello isteretico a *pivot* può essere applicato sia ad elementi che rispondono simmetricamente nelle due direzioni (*backbone* di trazione e compressione identiche) che ad elementi reagenti in maniera dissimmetrica. I coefficienti che definiscono i punti *pivot* possono essere modificati infatti per lo scopo desiderato.

In Figura 3.9 è riassunto graficamente il modello isteretico nella sua versione generale. Si evidenzia prima di tutto la necessità di assegnare le curve relative al legame nelle due direzioni di carico. Quindi nel caso in esame sono necessari lo spostamento e la forza di fessurazione, massima e ultima del pannello. Nel caso delle tamponature queste coincidono con i punti chiave del legame IP oppure OOP.

I restanti parametri che permettono di definire il modello isteretico sono α_1 , α_2 , β_1 , β_2 . Questi coefficienti permettono di individuare i punti *pivot*:

- P_1 intersezione del prolungamento del ramo elastico di trazione con l’orizzontale per $\alpha_1 F_{y1}$ (aliquota della forza di fessurazione);
- P_2 intersezione del prolungamento del ramo elastico di compressione con l’orizzontale per $\alpha_1 F_{y1}$;

- P_3 intersezione del prolungamento del ramo elastico di compressione con l'orizzontale per $\alpha_2 F_{y2}$;
- P_4 intersezione del prolungamento del ramo elastico di tensione con l'orizzontale per $\alpha_2 F_{y2}$;
- PP_2 appartenente al ramo elastico di compressione di ordinata $\beta_2 F_{y2}$;
- PP_4 appartenente al ramo elastico di trazione di ordinata $\beta_1 F_{y1}$.

Si noti inoltre la delimitazione del piano nei quadranti Q_1, Q_2, Q_3, Q_4 in base all'asse delle ascisse ed ai rami elastici.

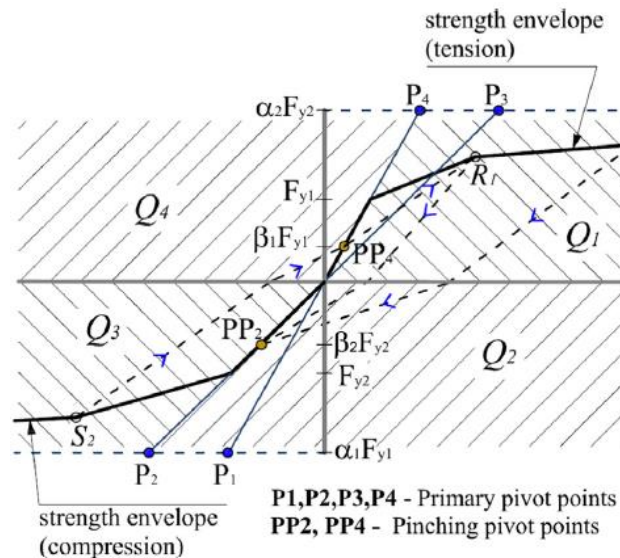


Figura 3.9 – Backbone simmetrica e leggi di isteresi secondo il modello a “pivot”.

Supponendo di caricare in trazione, prima di tutto viene percorso il ramo elastico. Nel tratto seguente inizia la plasticizzazione. Se si scarica a partire da questo ramo o nei successivi, la retta da seguire si ottiene puntando verso P_1 fin quando ci si trova nel quadrante Q_1 . Intersecato l'asse delle ascisse, si devia verso PP_2 attraversando il quadrante Q_2 , fino al raggiungimento del ramo elastico di compressione. Si continua quindi a percorrere il ramo elastico (direzione P_2) fino a generare plasticizzazioni in compressione. Allo scarico è puntato P_3 (internamente al quadrante Q_3) e si devia verso PP_4 dopo aver incontrato l'asse orizzontale. Infine, raggiunto nuovamente il ramo elastico in trazione, il carico avviene in direzione del massimo spostamento plastico raggiunto in trazione prima dello scarico (R_1 in Figura 3.9).

Nel caso del puntone equivalente, non reagendo a trazione, i parametri α_1 e β_1 sono nulli. Lo stesso valore è applicabile cautelativamente a β_2 dato che i sistemi telaio-tamponatura guadagnano una rigidità ridotta all'inversione di carico (*pinching*) fin quando vengono recuperate le deformazioni plastiche precedentemente accumulate.

Il modello isteretico a *pivot* è applicato ai legami IP ed OOP proposti. I parametri utilizzati assumono i valori suggeriti da Cavalieri & Di Trapani (2014) per tamponature in blocchi d'argilla (3.83). Il *pivot* coincide dunque con un punto sul ramo elastico al 25% della resistenza di macro-fessurazione. Il modello di tamponatura presenta un legame IP

simmetrico rispetto all'origine. Di conseguenza i parametri impiegati per lo scarico in direzione opposta sono identici.

$$\alpha_1^{(IP)} = \alpha_2^{(IP)} = 0.25 \quad , \quad \beta_1^{(IP)} = \beta_2^{(IP)} = 0 \quad (3.83)$$

I coefficienti utilizzati per la gestione della risposta ciclica OOP (3.84) sono invece stati tarati sulla base delle prove sperimentali disponibili, discusse nel Paragrafo 4.2. Poiché la *backbone* OOP proposta non presenta un punto di macro-fessurazione (bilatera) tali coefficienti saranno intesi come aliquote della resistenza massima valutate sul ramo riferito alla rigidità secante $k_{wl}^{(OOP)}$. Il *pinching* fuori piano è trascurato non essendo presente un quantitativo di prove sperimentali sufficiente alla sua definizione (le prove OOP sono generalmente condotte senza inversione di carico).

$$\alpha_1^{(OOP)} = \alpha_2^{(OOP)} = 0.95 \quad , \quad \beta_1^{(OOP)} = \beta_2^{(OOP)} = 0 \quad (3.84)$$

3.8 REGOLE D'INTERAZIONE

Le regole d'interazione nascono in funzione della necessità di definire precisi protocolli di adattamento del modello isteretico a *pivot* in concomitanza dell'attivazione del degrado IP→OOP oppure OOP→IP.

Il degrado del legame IP e/o OOP può avvenire potenzialmente in un qualsiasi tratto riferito al generico ciclo isteretico. Di conseguenza sono state definite precise regole che permettono il transito da una curva di legame a quella degradata successiva, in modo tale da poter garantire un'evoluzione continua del danneggiamento fra uno *step* dell'analisi dinamica ed il seguente. Tali regole variano a seconda del tratto in cui ci si trova, partendo da alcuni assunti basilari:

- *Pivot* di scarico: resta invariato e riferito alla curva di legame vergine;
- *Pivot* di *pinching*: evolve con il degrado della curva, ponendosi sulla successiva mediante la (3.84);
- Assenza di effetti del degrado allo scarico: in ogni situazione di scarico il cambio di curva non influenza il percorso di scarico ad eccezione del tratto gestito dal *pivot* di *pinching* (spostandosi, varia anche la relativa retta di puntamento). Questo caso tuttavia non avrà applicazione pratica in riferimento alla tamponatura, ipotizzando il parametro β di *pinching* nullo;
- Conservazione del livello di danno: nel percorrere i tratti della *backbone* in fase di carico (positivo o negativo), l'ultimo punto raggiunto sulla *backbone* (*step i-1*) viene opportunamente trasferito sulla nuova curva prima di precedente con lo *step* successivo (*step i*).

Questi concetti chiave sono ora dettagliati indagando tratto per tratto cosa accade se il legame degrada in fase di carico o scarico. Le regole d'interazione sono riportate per un legame generico a due rami. Nel caso del legame IP (tre rami) queste sono del tutto analoghe ma estese ad un maggior numero di casistiche, non riportate per brevità. In

ognuno dei rami si suppone il passaggio dalla *curva vergine 1* alla *curva degradata 2*, ricalcolata in base alle leggi di degrado.

I punti P_1 , P_2 , PP_2 rappresentano rispettivamente il *pivot* di scarico positivo, il *pivot* di scarico negativo ed il *pivot* di *pinching* negativo. In ogni esempio si suppone il carico o lo scarico a partire da uno spostamento fuori piano $\bar{\delta}$ rappresentante lo spostamento consolidato relativo allo *step* precedente.

I colori ed il tipo di linea utilizzati hanno un preciso significato:

- Linea continua blu: percorso compiuto precedentemente fino allo spostamento consolidato $\bar{\delta}$;
- Linea continua rossa: collega il punto riferito a $\bar{\delta}$ con il successivo, calcolato in condizioni di carico/scarico, dopo aver modificato il legame;
- Linea tratteggiata verde: retta di proiezione del punto riferito a $\bar{\delta}$ dalla curva 1 alla curva 2;
- Linea tratteggiata rossa: retta di puntamento (per lo scarico in direzione P_1 , per il *pinching* verso PP_2 o per il ri-carico verso l'ultimo punto inelastico salvato).

Primo ramo positivo

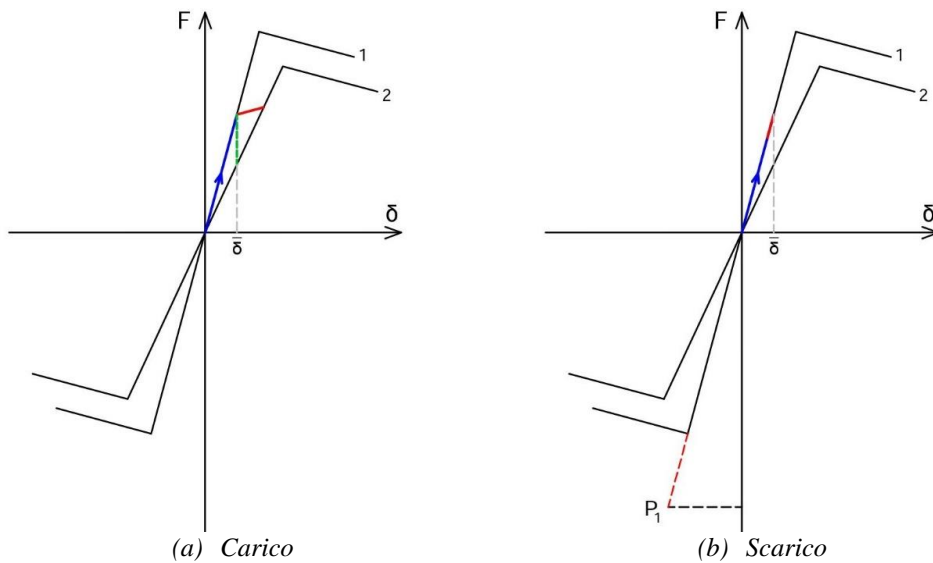


Figura 3.10 – Primo ramo positivo.

Carico: il valore della risposta è ricalcolato sulla nuova curva per lo spostamento $\bar{\delta}$ raggiunto al passo precedente. Sempre su questa avviene il processo di carico attuale (Figura 3.10a).

Scarico: lo scarico avviene puntando il *pivot* P_1 . In questo caso si ripercorre il tratto iniziale trattandosi della curva vergine; se la curva fosse degradata lo scarico avviene sempre in direzione P_1 (Figura 3.14b). Inoltre i parametri della curva 2 non intervengono nella definizione di nuovi punti finché dura la fase di scarico (Figura 3.10b).

Nota: il primo ramo è elastico per la risposta IP, pseudo-elastico per la risposta OOP (si segue infatti la rigidità secante). Ciò significa che se la *backbone* IP degrada mentre si

percorre il primo ramo elastico, la risposta sarà calcolata tramite la sua rigidezza elastica (quindi non si utilizza la rigidezza data dal puntamento al *pivot*).

Secondo ramo positivo

Carico: lo spostamento cumulato post-elastico δ_p è immediatamente trasferito sulla curva degradata (Figura 3.11a). Viene così individuato il nuovo punto di partenza per l'incremento di spostamento attuale.

Nota: fin quando il carico avviene all'interno del primo ramo si considera lo spostamento cumulato a partire dall'origine. Ciò al fine di mantenere il punto traslato all'interno del primo tratto della nuova curva. Allo stesso modo si utilizza δ_p per il secondo ramo, permanendo nel tratto *softening* della nuova curva. Nel caso del degrado del legame IP gli spostamenti dei punti chiave del legame non sono invece modificati: la proiezione dello spostamento riferito allo *step* precedente avviene quindi lungo la verticale.

Scarico: avviene in direzione P_1 . I parametri della curva 2 non intervengono nella definizione dei nuovi punti fin tanto che si scarica all'interno del primo quadrante (Figura 3.11b).

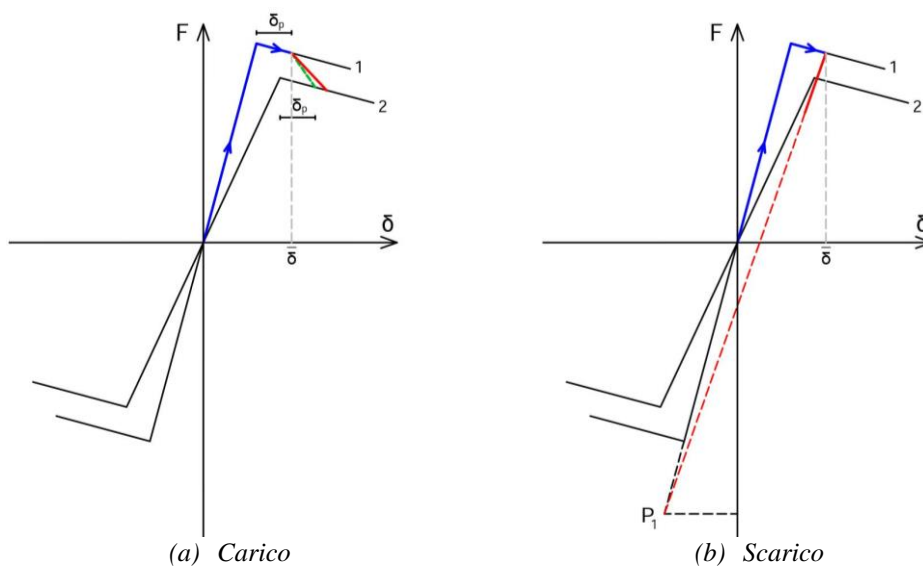


Figura 3.11 – Secondo ramo positivo.

Ramo di scarico

Carico: l'ultimo punto raggiunto sulla curva *backbone* viene trasferito sulla nuova curva ed il processo di carico avviene in direzione di quest'ultimo (Figura 3.12a).

Scarico: avviene in direzione P_1 . I parametri della curva 2 non intervengono nella definizione dei nuovi punti fin tanto che si scarica all'interno del primo quadrante (Figura 3.12b).

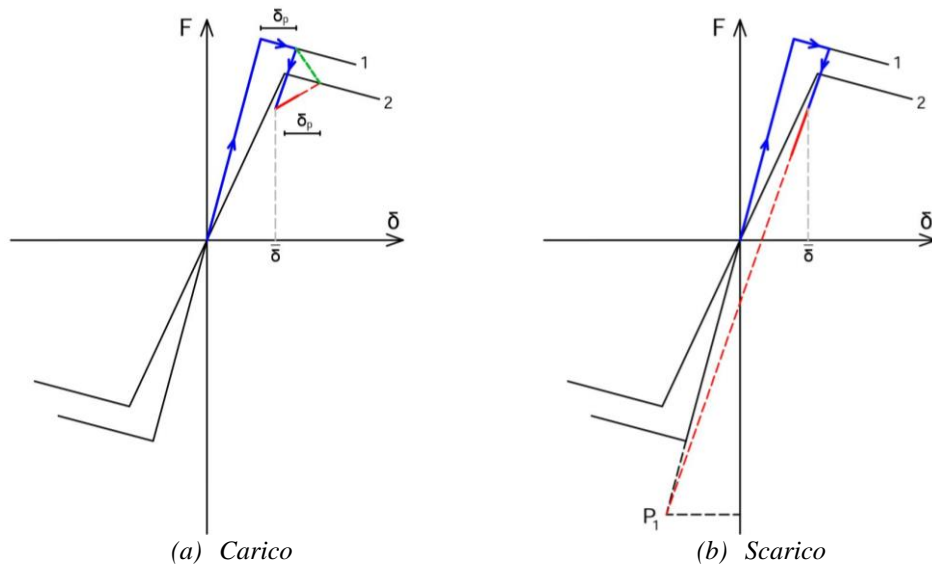


Figura 3.12 – Ramo di scarico positivo.

Ramo di pinching

Carico: l'ultimo punto raggiunto sulla curva *backbone* viene trasferito sulla nuova curva ed il processo di carico avviene in direzione di quest'ultimo (Figura 3.13a). Se il punto sulla *backbone* si trova sul primo ramo (degradato) la regola è identica (Figura 3.13b).

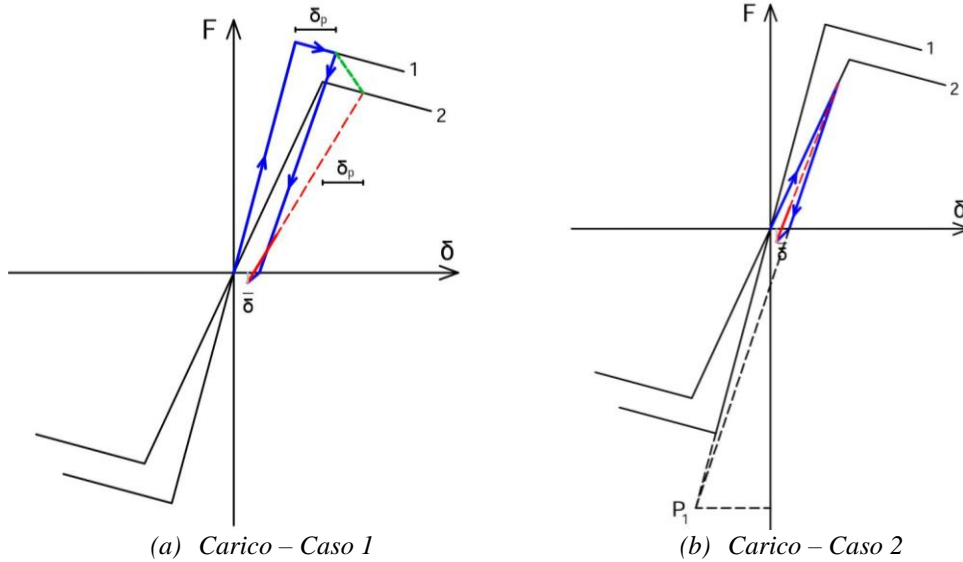
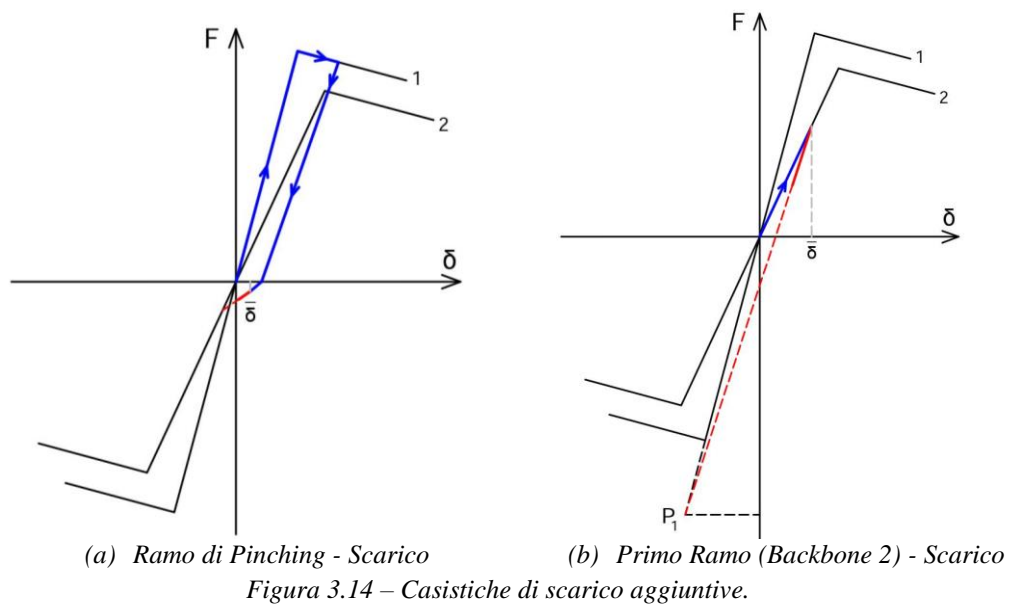


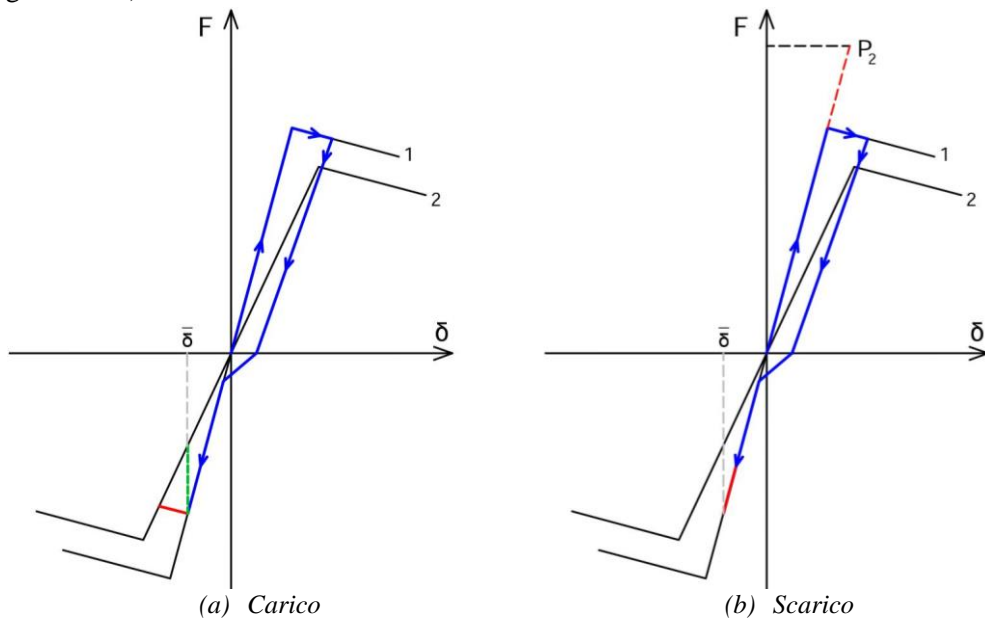
Figura 3.13 – Ramo di pinching - Carico.

Scarico: avviene in direzione PP_2 , calcolato con riferimento alla curva 2. Attraversato l'asse delle ordinate, il breve tratto di carico continua fino al raggiungimento della curva 2 (Figura 3.14a). Questo caso non avrà applicazione significativa dato che per la tamponatura il coefficiente di *pinching* β è nullo.



Primo Ramo Negativo

Carico: il valore della risposta è ricalcolato sulla nuova curva per lo spostamento $\bar{\delta}$ raggiunto al passo precedente. Sempre su questa avviene il processo di carico attuale (Figura 3.15a).



Scarico: lo scarico avviene puntando il *pivot* P_2 (Figura 3.15b). In questo caso si ripercorre il tratto iniziale essendo la curva vergine; se la curva fosse già degradata lo scarico avviene sempre in direzione P_2 (invariato).

Secondo Ramo Negativo

Carico: lo spostamento cumulato post-elastico δ_n è immediatamente trasferito sulla curva degradata (Figura 3.16a). Viene così individuato il nuovo punto di partenza per l'incremento di spostamento attuale.

Nota: fin quando il carico avviene all'interno del primo ramo si considera lo spostamento cumulato a partire dall'origine. Ciò al fine di mantenere il punto traslato all'interno del primo tratto della nuova curva. Allo stesso modo si utilizza δ_n per il secondo ramo, permanendo nel tratto *softening* della nuova curva. Nel caso del degrado del legame IP gli spostamenti dei punti chiave del legame non sono invece modificati: la proiezione dello spostamento riferito allo *step* precedente avviene quindi lungo la verticale.

Scarico: avviene in direzione P_2 . I parametri della curva 2 non intervengono nella definizione dei nuovi punti fin tanto che si scarica all'interno del primo quadrante (Figura 3.16b).

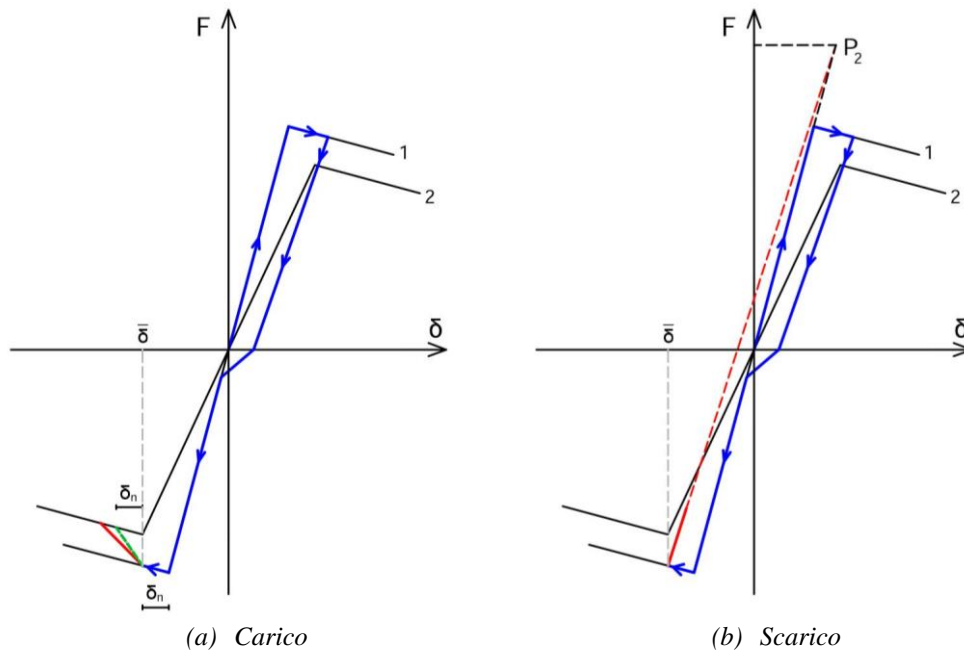


Figura 3.16 – Secondo ramo negativo.

Ramo di ricarico successivo ad un ciclo completo

Carico: l'ultimo punto raggiunto sulla curva *backbone* (in questo caso positivo) viene trasferito sulla nuova curva ed il processo di ricarico devia in direzione di quest'ultimo (Figura 3.17a).

Scarico: avviene in direzione P_1 . I parametri della curva 2 non intervengono nella definizione dei nuovi punti fin tanto che la fase di scarico avviene all'interno del primo quadrante (Figura 3.17b).

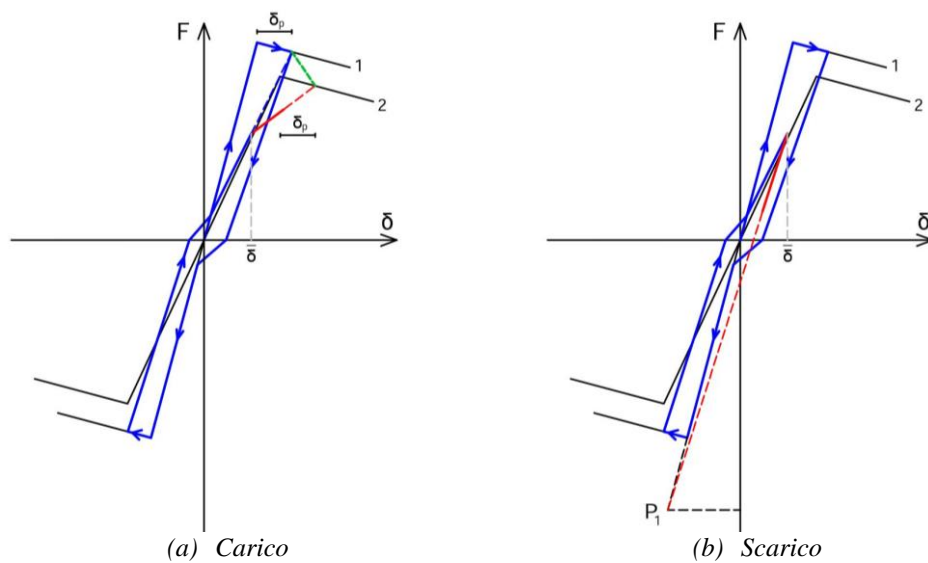


Figura 3.17 – Ramo finale del ciclo isteretico.

Nota: è importante sottolineare che il trasferimento dei punti raggiunti sulla *backbone curve* avviene separatamente per i due versi di carico. Ciò vuol dire ad esempio che se per carico positivo si è giunti sul ramo *softening* mentre per carico negativo ci si trova ancora sul ramo iniziale, allora i massimi punti raggiunti sulla *backbone* nei due versi di carico saranno trasferiti sulla nuova curva indipendentemente, secondo le regole illustrate in precedenza.

3.9 MODELLAZIONE PER TAMPONATURE A DOPPIA FODERA

Il macro-modello inizialmente proposto è stato ulteriormente migliorato durante il percorso di dottorato, in modo tale da renderlo adattabile alla modellazione contemporanea delle fodere di tamponature multistrato. Nella pratica è stata infatti frequente l'adozione di soluzioni a due fodere (8+12)cm o (12+12)cm non collegate. La risposta IP globale delle due fodere può essere rappresentata tramite una *backbone* IP totale equivalente, ma le risposte OOP non possono essere analizzate contemporaneamente attraverso un'analisi dinamica non lineare, in quanto non esistono modelli adeguati alla rappresentazione. La necessità di poter indagare in dettaglio cosa comporta la riproduzione della risposta singola (IP ed OOP) e contemporanea delle fodere ha condotto ad un *upgrade* del macro-modello. Dal punto di vista geometrico non vi sono differenze con la modellazione monofodera introdotta in precedenza. Cambia in maniera netta il sistema di vincoli, di masse e di rigidità assegnate ai cinque elementi che compongono il macro-modello.

L'elemento centrale risulta connesso alle bielle diagonali tramite cerniere cilindriche, in modo tale da garantire l'assenza di momenti flettenti nel piano del pannello. Il modulo elastico dell'elemento centrale è posto pari al modulo elastico della fodera di spessore inferiore. Di conseguenza l'area dell'elemento centrale A_{EC} è calcolata in modo tale da

fornire all'elemento una rigidezza assiale pari alla somma delle rigidezze iniziali dei due pannelli, tenendo conto dell'omogeneizzazione dell'una rispetto all'altra (3.85).

$$k_{w1}^{(IP)} = \frac{E_{wF1}(A_{F1} + n_w A_{F2})}{L} = \frac{A_{EC,el}}{L} E_{wF1} \quad , \quad n_w = \frac{E_{wF2}}{E_{wF1}} \quad (3.85)$$

La sua rigidezza flessionale ed a taglio nelle due direzioni e la rigidezza torsionale risultano invece nulle, in modo tale da garantire una sconnessione fuori piano fra il sistema di bielle superiore ed inferiore (Figura 3.18b). L'elemento centrale diventa quindi di fatto un elemento *truss* non lineare (Figura 3.18a).

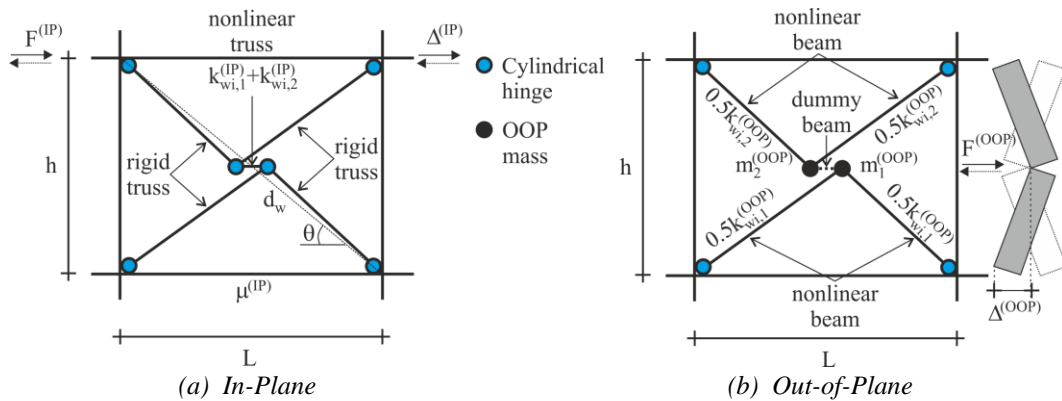


Figura 3.18 – Macro-modello di tamponatura proposto (doppia fodera).

Nel momento in cui sono superati gli spostamenti di macro-fessurazione dell'una o dell'altra fodera (specie se diverse), la risposta dell'elemento centrale viene ricostruita tramite somma delle risposte delle singole fodere. Le singole risposte sono valutate sulle *backbone* IP e contribuiscono in parallelo alla risposta totale, a partire dallo stesso spostamento d'interpiano in *input* in base alla procedura non lineare iterativa.

La risposta fuori piano (OOP) è ora affidata a due sistemi di bielle diagonali che rispondono alle azioni inerziali in maniera indipendente l'una dall'altra (Figura 3.18b). L'elemento centrale non è più infinitamente rigido. Al contrario, funzionando soltanto come elemento travatura, impedisce la trasmissione di qualsiasi azione non assiale fra le bielle superiori (sistema 2) e le inferiori (sistema 1). Le masse centrali della fodera *i-esima* $m_i^{(OOP)} = 0.81m_{MI_i,tot}$ sono ora assegnate ognuna al nodo centrale dove confluisce il rispettivo sistema di bielle.

Le bielle diagonali sono connesse al telaio circostante tramite cerniere cilindriche. Nel modello monofodera le cerniere sferiche perimetrali permettevano la realizzazione di un doppio schema appoggio-appoggio solidarizzato tramite l'elemento centrale. La sconnessione causata dall'elemento centrale obbliga ora a ristabilire un grado di connessione con il telaio in termini di flessione fuori piano. Le forze inerziali generate in base alla massa centrale agirebbero su uno schema labile se le cerniere perimetrali fossero sferiche. Le coppie di bielle rispondono quindi come schemi a sbalzo in direzione OOP, associando ad ognuna metà della rigidezza fuori piano della relativa fodera $k_{wi}^{(OOP)}$. La matrice di rigidezza elastica è quindi tale da riprodurre la nuova cerniera cilindrica

d'estremità (3.87). La rigidezza secante fuori piano $k_{wi,l}^{(OOP)}$ relativa alla *backbone* OOP è calcolata sempre in accordo alla formulazione di Kadysiewski & Mosalam (2009), modificando lo schema statico alla base dell'equivalenza dinamica, compatibilmente al nuovo schema con due elementi trave a sbalzo (3.86).

$$k_{wl}^{(OOP)} = 3 \cdot E_{eq} \cdot I_{eq} / (0.5d_w)^3, \quad I_{eq} = 3.288 \cdot I_w \cdot (d_w/h_w)^3, \quad I_w = \kappa \cdot l_w \cdot t_w^3 / 12 \quad (3.86)$$

Il momento d'inerzia da assegnare alla singola biella I_b è nuovamente pari a $0.5I_{eq}$. Il calcolo del modulo elastico equivalente E_{eq} è identico a quanto descritto per la tamponatura monofodera. Ogni sistema composto da due bielle a sbalzo presenterà un proprio modulo elastico e momento d'inerzia, in base alla rigidezza fuori piano della rispettiva fodera.

La risposta inelastica della fodera è valutata in base alla *backbone* OOP relativa e trasformata in sollecitazioni di taglio/momento nodale per la coppia di bielle diagonali corrispondente, in equilibrio con la forza inerziale indotta dall'accelerazione agente sulla massa concentrata.

$$K_{el,BD} = \begin{bmatrix} EAL & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{3EI_y L}{4} & -\frac{EI_y L}{4} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{EI_y L}{4} & \frac{EI_y L}{12} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & EI_z L & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EI_z L}{3} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3.87)$$

La gestione del fenomeno di interazione singola IP→OOP o mutua IP↔OOP avviene separatamente per le due fodere: la *backbone* OOP della generica fodera è modificata in funzione del danneggiamento valutato sulla sua *backbone* IP e viceversa.

3.10 BIBLIOGRAFIA

- Abrams DP, Angel R, Uzarski J (1996). Out-of-plane strength of unreinforced masonry infill panels. *Earthq Spect; 12(4):825–844*.
- Akhoundi F, Vasconcelos G, Lourenço P (2018). Experimental out-of-plane behavior of brick masonry infilled frames. *Int J Architect Heritage; 14(2):221-37*.
- Al-Chaar G (2002). Evaluating strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures. *Construction Engineering Research Lab; Engineer research and development center, Champaign. USA*.
- Amato G, Cavaleri L, Fossetti M, Papia M (2008). Infilled frames: influence of vertical loads on the equivalent diagonal strut model. *Proceedings of the XIV WCEE, Beijing*.
- Angel R (1994). Behavior of reinforced concrete frames with masonry infill walls. *PhD thesis. Illinois: University Illinois at Urbana-Champaign*.
- Angel R, Abrams DP, Shapiro D, Uzarski J, Webster M (1994). Behaviour of reinforced concrete frames with masonry infills. *University of Illinois Engineering Experiment Station. College of Engineering. University of Illinois at Urbana - Champaign*.
- ASCE/SEI 41-17 (2017). Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. *American Society of Civil Engineers, Virginia, USA*.
- Asteris PG, Chrysostomou CZ, Giannopoulos IP, Smyrou E (2011). Masonry infilled reinforced concrete frames with openings. *COMPADYN 2011 III ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering. Corfu, Greece*.
- Bazan E, Meli R (1980). Seismic analysis of structures with masonry walls. *Proceedings of 7th WCEE, 5, 633-640. Istanbul, Turkey*.
- Bertoldi SH, Decanini LD, Gavarini C (1993). Telai tamponati soggetti ad azioni sismiche, un modello semplificato: confronto sperimentale e numerico. *Atti del sesto Convegno Nazionale "L'ingegneria sismica in Italia"; 815-824*.
- Caliò I, Marletta M, Pantò B (2012). A new discrete element model for the evaluation of the seismic behaviour of unreinforced masonry buildings. *Engineering Structures; 40:327-338*.
- Caliò I, Pantò B (2014). A macro-element modelling approach of Infilled Frame Structures. *Computers and Structures; 143:91-107*.
- Calvi GM, Bolognini D (2001). Seismic response of reinforced concrete frames infilled with weakly reinforced masonry panels. *J Earthquake Eng; 5:153–85*.

- Campione G, Cavaleri L, Macaluso G, Amato G, Di Trapani F (2015). Evaluation of infilled frames: an updated in-plane stiffness macro-model considering the effects of vertical load. *Bull Earthq Eng*; 13(8):2265–2281.
- Cavaleri L, Di Trapani F (2014). Cyclic response of masonry infilled RC frames: Experimental results and simplified modelling. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*; 65:224–242.
- Cetisli F (2015). Effect of openings on infilled frame stiffness. *Gradevinar*; 67(8): 787-798.
- Dawe JL, Seah CK (1989). Out-of-plane resistance of concrete masonry infilled panels. *Canadian Journal of Civil Engineering*; 16.6:854–864.
- Decanini LD, Fantin GE (1986). Modelos simplificados de la mampostería incluidas en porticos. Características de rigidez y resistencia lateral en estado límite. *Proc of 6th Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural*; 817-36.
- Decanini LD, Liberatore L, Mollaioli F. (2014). Strength and stiffness reduction factors for infilled frames with openings. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*; 13: 437-454.
- De Risi MT, Del Gaudio C, Ricci P, Verderame GM (2018). In-plane behaviour and damage assessment of masonry infills with hollow clay bricks in RC frames. *Eng Struct*; 168:257-75.
- Dolšek M, Fajfar P (2008). The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame - A deterministic assessment. *Engineering Structures*; 30(7):1991-2001.
- Dowell RK, Seible F, Wilson EL (1998). Pivot Hysteresis model for reinforced concrete members. *Struct J (ACI)*; 95(5):607-17.
- Durrani AJ, Luo YH (1994). Seismic Retrofit of Flat-Slab Buildings with Masonry Infills. *Proceedings of the NCEER Workshop on Seismic Response of Masonry Infills, Technical Report NCEER-94-0004, D.P. Abrams, pp. 1-8. San Francisco, California, USA.*
- Fardis MN, Panagiotakos TB (1997). Seismic design and response of bare and infilled reinforced concrete buildings – Part II: Infilled structures. *J Earthquake Eng*; 1(3):473–503.
- FEMA 356 (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. *Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA.*
- Flanagan RD, Bennett RM (1999). Bidirectional behaviour of structural clay tile infilled frames. *J Struct Eng*; 125(3):236-244.

- Furtado A, Rodrigues H, Arêde A, Varum H (2016a). Experimental evaluation of out-of-plane capacity of masonry infill walls. *Engineering Structures*; 111:48-63.
- Furtado A, Rodrigues H, Arêde A, Varum H (2016b). Simplified macro-model for infill masonry walls considering the out-of-plane behaviour. *Earthquake Engng Struct Dyn*; 45:507-524.
- Griffith MC, Vaculik J (2007). Out-of-plane flexural strength of unreinforced clay brick masonry walls. *TMS Journal*; 25(1):53-68.
- Hak S, Morandi P, Magenes G, Sullivan TJ (2012). Damage control for clay masonry infills in the design of rc frame structures. *Journal of Earthquake Engineering*; 16(S1):1-35.
- Hak S, Morandi P, Magenes G (2014). Out-of-plane experimental response of strong masonry infills. *2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*.
- Haseltine BA, West HWH, Tutt JN (1977). Design of walls to resist lateral loads. *Struct Eng*; 55(10):422-430.
- Hendry AW (1981). *Structural Brickwork*. MacMillan Press, Ltd., Ed. London.
- Hendry AW, Kheir AMA (1976). The lateral strength of certain brickwork panels. *Proceedings of the fourth international brick masonry conference, Brugge, Belgium*.
- Holmes, M (1961), Steel frames with brickwork and concrete infilling. *Institution of Civil Engineers, London*; 19(4):473-478.
- Kadysiewski S, Mosalam KM (2009). Modelling of unreinforced masonry infill walls considering in-plane and out-of-plane interaction. *Pacific Earthq Eng Res Center*.
- Lefter J, Colville J (1974). Reinforcing existing buildings to resist earthquake forces. *Proceedings of CENTO symposium on earthquake engineering and engineering seismology. Ankara, Turkey: Middle East Technical University*.
- Liauw TC, Kwan KH (1984). Nonlinear behaviour of non-integral infilled frames. *Comput Struct*; 18:551-560.
- Liberatore L, AlShawa O, Marson C, Pasca M, Sorrentino L (2020). Out-of-plane capacity equations for masonry infill walls accounting for openings and boundary conditions. *Engineering Structures*; 207:110198.
- Mainstone RJ (1971). On the stiffnesses and strengths of infilled frames. *Proc Inst Civil Eng; (Suppl 4):57-90*.
- Mainstone RJ (1974). Supplementary note on the stiffness and strength of infilled frames. *Building Research Station, CP 13, Building Research Establishment, UK*.

- Mazza F, Donnici A (2018). Non linear modelling of the in-plane – out-of-plane interaction in the seismic analysis of masonry infills in r.c. framed buildings. *XIV International Conference on Building Pathology and Constructions Repair – CINPAR. Procedia structural Integrity*; 11:218-225.
- Mazza F (2019). In-plane–out-of-plane non-linear model of masonry infills in the seismic analysis of r.c.-framed buildings. *Earthquake Engng Struct Dyn*; 48(4):432–453.
- McDowell EL, McKee KE, Sevin E (1956). Arching action theory of masonry walls. *J Struct Div*; 82(2):915.
- Mondal G, Jain SK (2008). Lateral stiffness of masonry infilled reinforced concrete (RC) frames with central openings. *Earthquake Spectra*; 2(3):701-723.
- Nwofor TC (2012). Shear resistance of reinforced concrete infilled frames. *International Journal of Applied Science and Technology*; 2(5):148-163.
- Panagiotakos TB, Fardis MN (1996). Seismic response of infilled RC frames structures. *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering (Paper No. 225), Acapulco, México.*
- Pantò B, Rossi P (2019). A new macromodel for the assessment of the seismic response of infilled RC frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 48(7):792-817.
- Papia M, Cavaleri L, Fossetti M (2003). Infilled frames: developments in the evaluation of the stiffening effect of infills. *Structural Engineering & Mechanics*; 16(6):675-693.
- Paulay T, Priestley MJN (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. *John Wiley & Sons Inc.*
- Rainieri C, Di Domenico M, De Risi MT, Ricci P (2019). Output-only modal testing and model validation of unreinforced masonry infill walls in reinforced concrete frames. *Proceedings of the 8th International Operational Modal Analysis Conference, Copenhagen, Denmark.*
- Ricci P, Di Domenico M, Verderame GM (2018a). Empirical-based out-of-plane URM infill wall model accounting for the interaction with in-plane demand. *Earthquake Engng Struct Dyn*; 47(3):802–827.
- Ricci P, Di Domenico M, Verderame GM (2018b). Experimental assessment of the in-plane/out-of-plane interaction in unreinforced masonry infill walls. *Engineering Structures*; 173:960–978.
- Sharif I, Meisl CS, Elwood KJ (2007). Assessment of ASCE 41 height-to-thickness ratio limits for URM walls. *Earthq Spectra*; 23(4):893-908.

Stafford Smith, B. (1967). Methods for predicting the lateral stiffness and strength of multi-storey infilled frames. *Build Sci*; 2(3):247-257.

Syrmakezis CA, Asteris PG (2001). Influence of infilled walls with openings to the seismic response of plane frames. *Proceedings of 9th Canadian Masonry Symposium. Fredericton, New Brunswick, Canada.*

Tassios TP (1984). Masonry Infill and R/C Walls Under Cyclic Actions. *Proceedings of the 3rd International Symposium on Wall Structures. Warsaw, Poland.*

Timoshenko SP, Woinowsky KS (1959). Theory of Plates and Shells. *McGraw - Hill, New York, USA.*

4. IL CASO STUDIO DELL'ISTITUTO DE GASPERI - BATTAGLIA DI NORCIA

4.1 PREMESSA

Le tamponature caratterizzano la tradizione costruttiva mondiale ed in particolare Europea. Questi elementi di chiusura verticale risultano diffusissimi nelle strutture abitative e strategiche (scuole, ospedali). Il contributo dei pannelli alla risposta dinamica di una struttura nuova o esistente può essere decisamente non trascurabile. L'analisi degli edifici esistenti che prescinde dalla modellazione non strutturale non permette di cogliere sia le effettive azioni che investono la struttura (influenza dinamica) che il quadro di danneggiamento di tali elementi (fessurazione, collassi). Non si ha modo quindi di stimare i relativi costi di riparazione e di prevedere le aree di maggiore vulnerabilità, in modo tale da focalizzare l'impegno economico per azioni di miglioramento della risposta sismica. Il lavoro di ricerca è stato preliminarmente orientato verso l'analisi di un caso studio, di una struttura tamponata esistente che fosse esempio lampante della filosofia di progetto classica e che ne avesse mostrato gli evidenti limiti. L'istituto De Gasperi – Battaglia di Norcia è un edificio scolastico esistente a struttura intelaiata in calcestruzzo armato (Figura 4.1), progettato considerando i pannelli soltanto come carico permanente. La varietà in termini di tamponature è notevole ed i dati a disposizione risultano sufficienti per poterne creare un modello non lineare dettagliato. Il desiderio di testare il modello su questo caso specifico è nato dalle evidenze successive al sisma di Norcia del 30/10/2016, che ha causato un diffuso danneggiamento non strutturale, culminante con l'espulsione di alcuni pannelli sulle scale esterne di emergenza. Il macro-modello sviluppato è stato dunque impiegato per valutare la risposta sismica dell'istituto, considerando la modellazione non strutturale.

Il presente Capitolo è incentrato sul confronto fra modellazione classica (pannelli assenti o elastici) e avanzata (risposta inelastica, in presenza di interazione). Tale confronto spazia dagli effetti globali al danneggiamento locale, testando la capacità del modello nel cogliere il reale livello di vulnerabilità dell'elemento. A seguire, la stessa modellazione raffinata è stata ulteriormente migliorata sia in termini di risposta nel piano/fuori piano che di potenzialità per un'efficiente modellazione di dettaglio. I risultati ottenuti hanno permesso di individuare il livello e le specifiche di modellazione ottimali.



Figura 4.1 – Istituto De Gasperi – Battaglia (Norcia).

4.2 CALIBRAZIONE E VALIDAZIONE DELLA RISPOSTA CICLICA FUORI PIANO

Il processo di taratura e validazione delle risposte cicliche IP ed OOP è propedeutico all'applicazione del macro-modello nell'ambito del caso studio riportato nel presente Capitolo e nel prosieguo del lavoro di tesi. La risposta isteretica IP è gestita tramite il modello isteretico a *pivot* con parametri tarati e validati in base a quanto descritto nel Paragrafo 3.7. La risposta IP è riproducibile applicando i coefficienti dei punti pivotali ripresi dall'estesa letteratura disponibile.

La procedura di taratura e validazione della risposta ciclica fuori piano è basata sul confronto fra le curve Forza – Spostamento OOP riferite a diverse prove sperimentali e le relative curve di legame e isteretiche ottenute tramite il modello OOP proposto.

La taratura dei coefficienti OOP è stata condotta sulla base delle prove sperimentali di Hak et al. (2014) riferite al degrado della curva di legame OOP in base al danno subito nel piano (per tamponatura forte). Le prove fuori piano sono state condotte imponendo dei cicli di spostamento di ampiezza crescente. Tali cicli sono stati simulati attraverso l'algoritmo isteretico implementato in C++, rispettoso di quanto descritto nei paragrafi precedenti.

I processi di ricostruzione dei cicli di carico/scarico ha messo in luce l'esistenza di un punto *pivot* allo scarico, espresso come aliquota della resistenza massima OOP della curva vergine fuori piano mediante il coefficiente $\alpha_l=0.95$.

La simulazione è avvenuta sui tre grafici proposti dagli autori (Figura 4.2, Figura 4.3, Figura 4.4), caratterizzati da un crescente livello di danno IP (drift IP raggiunto prima delle prove OOP pari a 1.0%, 1.5% e 2.5%). La procedura di calibrazione è avvenuta su legami sperimentali che tengono conto di un diverso livello di danneggiamento IP, al fine di confermare che il punto *pivot* resti fisso sul primo ramo della curva OOP inalterata, in modo tale da meglio definirne il degrado (descritto nel Paragrafo 3.5) combinato alla risposta ciclica OOP.

Si osserva che, per le ipotesi alla base dell'algoritmo a *pivot*, lo scarico ed il ri-carico avvengono sulla stessa retta nel caso in cui non venga intersecato l'asse degli spostamenti. È possibile rappresentare il ciclo se il ri-carico avviene a partire dal quadrante sottostante. Le rette ottenute riescono ad approssimare in maniera adeguata la risposta del pannello in fase di scarico, cogliendo gli spostamenti chiave dei cicli (spostamento minimo del ciclo e spostamento massimo d'intersezione dei sottocicli interni). L'approssimazione è maggiore per il caso riferito al 2.5% di *drift* IP, i cui cicli sono comunque ben mediati in termini di spostamento e risposta (Figura 4.4).

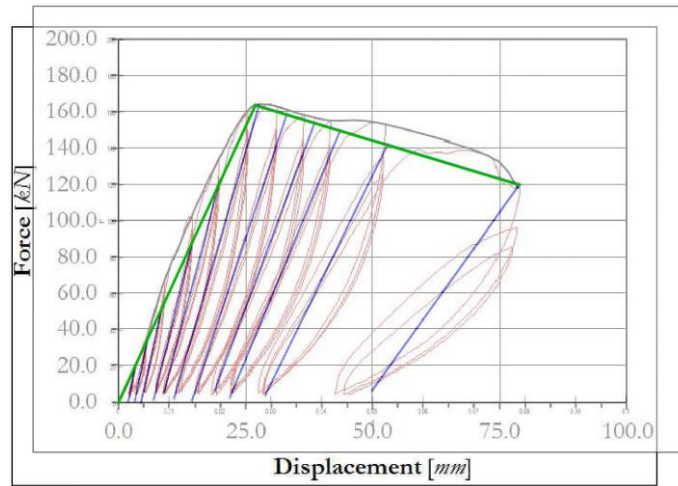


Figura 4.2 - Confronto numerico – sperimentale - Drift IP 1.0% (Hak et al., 2014).

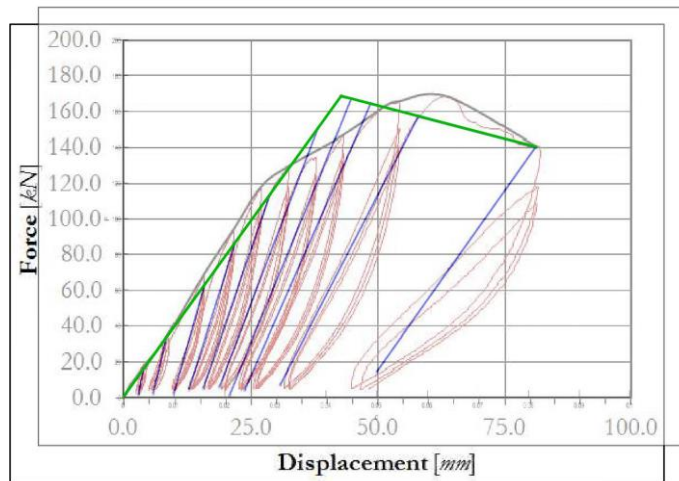


Figura 4.3 - Confronto numerico – sperimentale - Drift IP 1.5% (Hak et al., 2014).

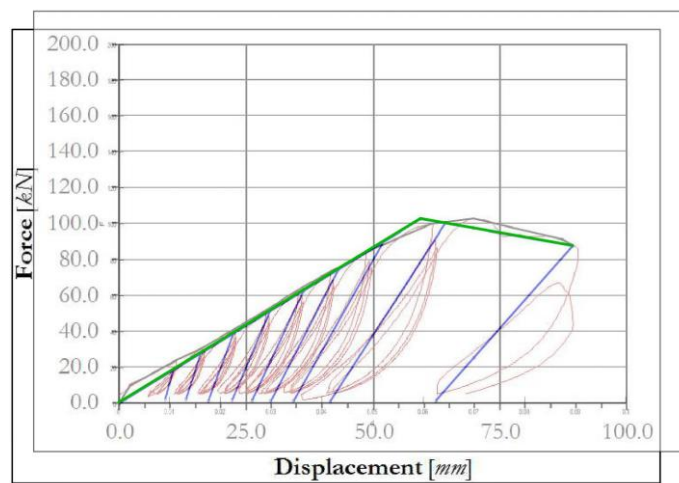


Figura 4.4 - Confronto numerico – sperimentale - Drift IP 2.5% (Hak et al., 2014).

La validazione è stata effettuata applicando il modello isteretico a prove diverse in termini di spessore del pannello e dimensioni della maglia. Si è fatto riferimento in un primo momento alla prova *Inf_02* condotta da Furtado et al. (2016) (si rimanda al Paragrafo 2.3.4.1 per i dettagli). Anche in questo caso il modello riesce a cogliere con sufficiente approssimazione l'evoluzione dei cicli (Figura 4.5), utilizzando il valore del parametro $\alpha_l=0.95$ e assumendo la resistenza massima OOP della prova ciclica pari a 70kN. L'errore diventa più elevato oltre il 2.5% di *drift* OOP (a cui corrisponde comunque un danneggiamento del pannello elevato).

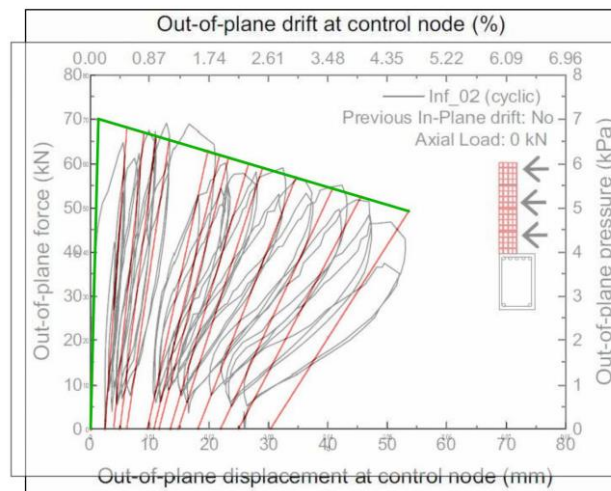


Figura 4.5 - Confronto numerico – sperimentale – Prova *Inf_02* (Furtado et al., 2016).

Furtado et al. (2017) propongono successivamente alcune prove sperimentali aggiuntive riferite alla stessa geometria e tipologia di tamponatura delle prove *Inf_01*, *Inf_02* ed *Inf_03*. È interessante soffermarsi sulla prova *Inf_04* (Figura 4.6b) caratterizzata dalle stesse condizioni della prova *Inf_02* ed un ulteriore carico assiale gravante sui pilastri laterali, pari a 270kN. Come evidenziano gli autori, la resistenza massima risulta notevolmente differente rispetto alla prova monotona *Inf_01* (Figura 4.6a) presentante anch'essa un carico assiale (300 kN). Il motivo è legato principalmente alla qualità della malta utilizzata, più scadente per il caso *Inf_04*.

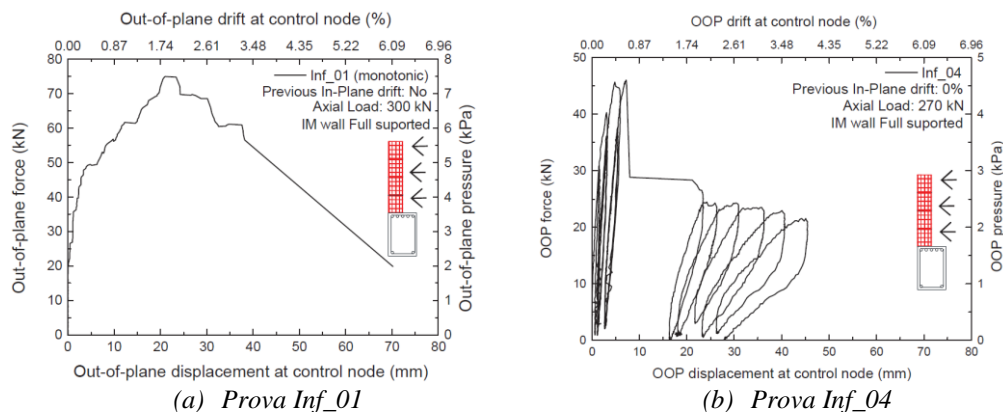


Figura 4.6 – Prove *Inf_01* e *Inf_04* (Furtado et al., 2016; Furtado et al., 2017).

L'algoritmo viene testato nuovamente, assumendo una resistenza massima OOP relativa al caso *Inf_04* pari a 46kN. La sovrapposizione (Figura 4.7) mostra la rigidezza media relativa ai cicli di carico-scarico sia colta quasi perfettamente, ovviamente in relazione alle intrinseche limitazioni dell'algoritmo in assenza di carico di segno opposto.

La curva OOP segue la rigidezza iniziale della prova e si raccorda al massimo punto raggiunto sul ramo *softening* del legame. La perdita improvvisa di resistenza avvenuta durante la prova non può essere rappresentata, ma questo fenomeno è in genere inconsueto in condizioni di buona aderenza con il telaio.

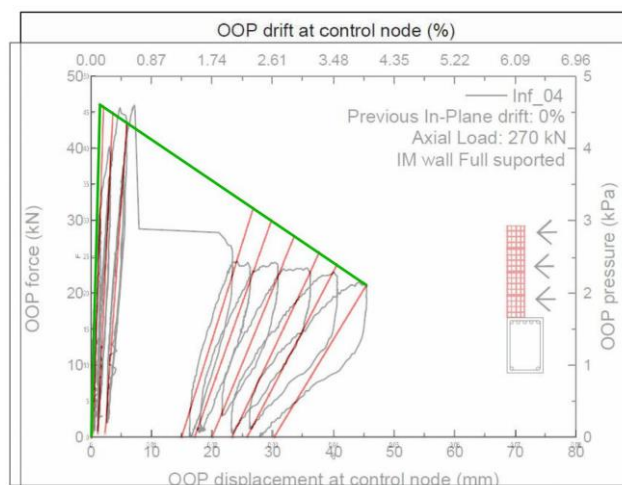


Figura 4.7 - Confronto numerico – sperimentale – Prova *Inf_04* (Furtado et al., 2017).

Finora è stata quindi completata la calibrazione del codice in base alle prove di Hak et al. (2014) relative ad una tamponatura forte ed è stato testato poi il codice sulle prove di Furtado et al. (2016) e Furtado et al. (2017) per tamponatura di diverso spessore (15cm). L'algoritmo è infine applicato ad un'ulteriore prova OOP proposta da Hak et al. (2014) effettuata su una striscia di tamponatura larga 1.38m. Per questa striscia di pannello è previsto un collegamento su due soli lembi (inferiore e superiore), caricando ciclicamente fuori piano in condizioni di flessione monodirezionale verticale e *drift* raggiunto precedente nel piano nullo (Figura 4.8).

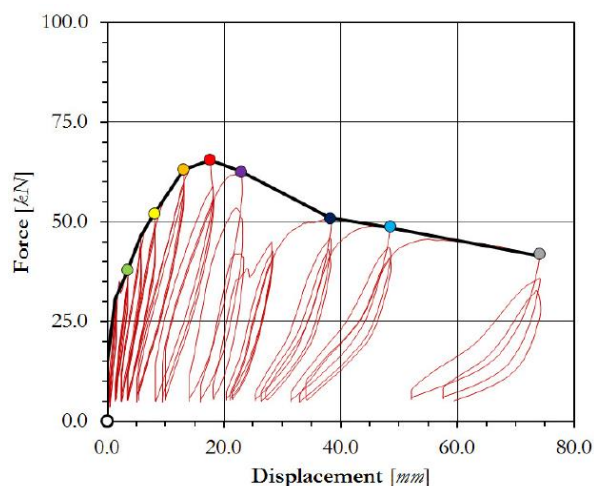


Figura 4.8 - Prova OOP a flessione monodimensionale (Hak et al., 2014).

La curva OOP di involuppo sperimentale viene approssimata ad una bilatera; la resistenza massima OOP è assunta pari a 66kN. Anche in questo caso l’algoritmo riesce a cogliere la variazione di pendenza allo scarico al progredire del *drift* OOP con ottima approssimazione (Figura 4.9). È interessante osservare la progressiva formazione della fessurazione intermedia OOP (Figura 4.10) e delle aree di contrasto perimetrali che garantiscono l’instaurazione dell’arco compresso. Questo giunge progressivamente a collasso per schiacciamento delle sezioni di contatto pannello-pannello (intermedia) telaio-pannello interessate. La redistribuzione delle tensioni verso i bordi permette lo sviluppo del comportamento pseudo-plastico evidenziato nei risultati sperimentali presentati.

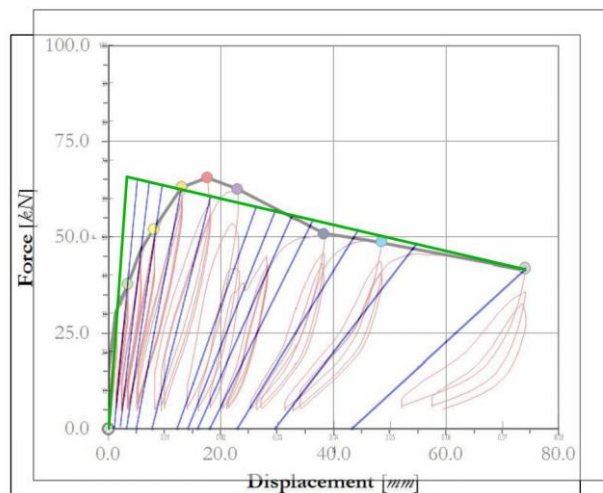


Figura 4.9 - Confronto numerico – sperimentale – Prova a flessione 1D (Hak et al., 2014).

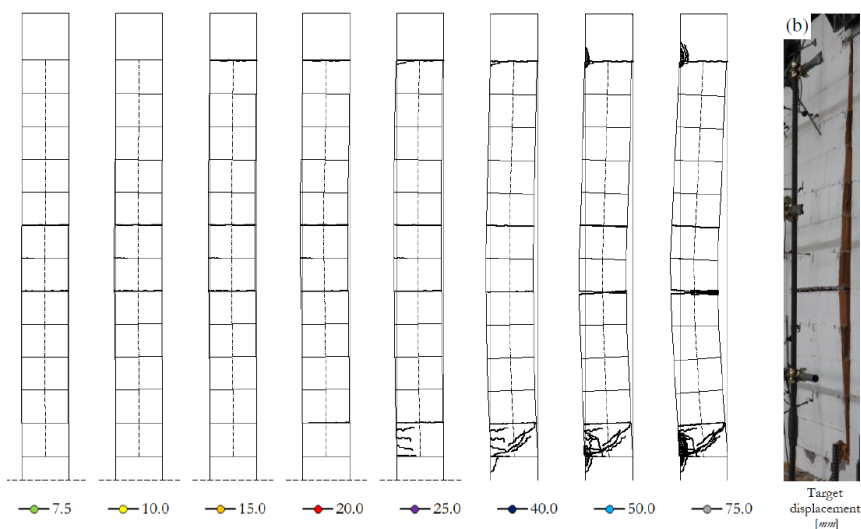


Figura 4.10 – Evoluzione del quadro fessurativo e formazione dell’arco (Prova a flessione 1D).

Il processo di calibrazione e la verifica su prove sperimentali cicliche OOP appaiono globalmente soddisfacenti. L’algoritmo dà infatti buoni risultati al variare della tipologia e delle dimensioni del pannello. Si ritiene dunque di poter utilizzare nel seguito il parametro $\alpha_1 = \alpha_2 = 0.95$. Il modello ciclico validato preliminarmente è dunque applicato al caso studio dell’istituto De Gasperi-Battaglia di Norcia al fine di verificarne le predizioni.

I micro-modelli offrono sicuramente un'interessante prospettiva di miglioramento del macro-modello proposto, alla luce del numero ridotto di prove sperimentali disponibili. I micro-modelli di tamponatura, introdotti brevemente nel Paragrafo 2.4, sono generalmente rappresentazioni tridimensionali accurate del pannello. Questi necessitano in ogni caso di una validazione preliminare su prove sperimentali condotte quantomeno nelle direzioni di risposta principali, al fine di giustificare la formulazione matematico-strutturale rappresentativa delle varie componenti, delle reciproche interazioni, dei fenomeni di distacco, frattura e rottura. Se in letteratura sono presenti casi di taratura e validazione dei micro-modelli rispetto al comportamento IP, più rare sono le operazioni di validazione rispetto alle prove OOP e di interazione (essendo esse stesse esigue). Per questo motivo è stato scelto un approccio orientato esclusivamente verso la riproduzione delle caratteristiche chiave ottenute sperimentalmente e disponibili in letteratura.

Ciò stimola il futuro sforzo di ricerca per la costruzione di un micro-modello in linea con le seppur ridotte prove sperimentali, in modo tale da poter effettuare un quantitativo di analisi numeriche complementari in grado di meglio definire i parametri e le relazioni adottate preliminarmente per il macro-modello proposto, concentrandosi in particolar modo sui seguenti aspetti:

- effetto del grado di contatto con il telaio circostante;
- effetto della variazione delle dimensioni del pannello rispetto al fenomeno di interazione;
- variabilità delle caratteristiche meccaniche dei blocchi e della malta.

4.3 CRONOLOGIA DEGLI INTERVENTI STRUTTURALI E RISULTATI DELLA CAMPAGNA DI INDAGINI

L'istituto De Gasperi – Battaglia di Norcia fu realizzato nei primi anni '60 e collaudato nel 1965. A seguito del terremoto dell'Umbria - Marche del 26/09/1997 la struttura divenne oggetto di monitoraggio sismico e di un'estesa campagna di indagini (fra cui prove sui materiali e rilievo geometrico) da parte del Servizio Sismico Nazionale (1999/2000). L'edificio è costituito da tre corpi, inizialmente collegati staticamente mediante selle Gerber. Nel 2003 viene redatto il progetto di adeguamento sismico con impiego di controventi elastici, che fonda la proposta su una nuova campagna di indagini integrante quella già disponibile. Solo una parte del progetto è stata effettivamente realizzata (controventi posti a livello del piano seminterrato e chiusura delle selle Gerber presenti fra i corpi componenti l'edificio). Nel 2010 viene avviata la procedura di completamento dell'intervento elaborando una variante al progetto di primo stralcio. Una serie di controventi dissipativi di tipo BRAD 14/40-b viene introdotta presso il perimetro dei piani superiori. L'istituto De Gasperi viene colpito dal sisma del 30 Ottobre 2016, avente epicentro fra Norcia e Preci, di magnitudo 6.5 (scala Richter). La struttura subisce una serie di lesioni, di cui gran parte di tipo non strutturale (Figura 4.11).



(a) Danneggiamento nel piano

(b) Danneggiamento fuori piano

Figura 4.11 – Istituto De Gasperi (Norcia) – Danneggiamento non strutturale.

In base agli 11 campioni di calcestruzzo prelevati durante la campagna di indagini del 2003 è stato possibile risalire alla resistenza di calcolo del calcestruzzo f_{cm} da ritenere rappresentativa per gli elementi strutturali (Tabella 4.1). I valori minimo e massimo sono stati esclusi durante la valutazione.

Tabella 4.1 – Risultati delle prove distruttive su campioni di calcestruzzo.

Carota	f_c [N/mm ²]	R_c [N/mm ²]
C1	25.2	37.8
C2	25.9	38.9
C3	30.3	45.4
C4	21.5	32.2
C5	30.4	45.6
C6	19.9	29.9
C7	20.0	30.0
C8	31.1	46.6
C10	22.5	33.7
Media	25.2	37.8

Il modulo elastico E_{cm} medio del calcestruzzo è invece risultato pari a 22,000MPa. Il prelievo delle barre di armatura è avvenuto presso quattro elementi strutturali posti in posizioni diverse in pianta, riassunte in **Errore. L'autoriferimento non è valido per un segnalibro.** Analogamente al calcestruzzo è stata calcolata la tensione di snervamento f_{ym} da utilizzare per il calcolo strutturale.

Tabella 4.2 – Risultati delle prove distruttive su campioni di armatura.

Campione	Ubicazione	Stato del campione	f_y [N/mm ²]
A1	Trave I impalcato	Staffa – Ferro liscio (buono stato)	361
A2	Pilastro piano seminterrato	Ferro longitudinale (buono stato)	386
A3	Pilastro piano seminterrato	Piegatura ferro trave su pilastro (leggera corrosione)	386
A4	Pilastro piano seminterrato	Piegatura ferro trave su pilastro (leggera corrosione)	362
Media			374

Non ritenendo sufficiente il numero di campioni e/o l'estensione delle indagini per poter garantire un livello di conoscenza LC1, questo è stato considerato cautelativamente LC2, con fattore di confidenza riduttivo per le resistenze introdotte FC=1.2.

4.4 MODELLAZIONE STRUTTURALE

4.4.1 GEOMETRIA

L'istituto De Gasperi – Battaglia presenta una pianta pseudo-rettangolare (Figura 4.12). Le 17 campate in direzione longitudinale (X) sono di lunghezza costante e pari a 3.50m, per un totale di 59.50m. In direzione trasversale (Y) sono presenti due campate, di dimensioni 5.55m e 6.65m, per un totale di 12.20m. La struttura è costituita da tre corpi. Il corpo centrale aggettante include un ampio atrio d'ingresso al primo livello, il corpo scala di connessione con i superiori ed alcune aule. La struttura che sostiene le scale a soletta rampante include un ordine aggiuntivo di pilastri, aggettante rispetto ai corpi 1 e 3, che permette lo sviluppo di un'ulteriore campata trasversale di lunghezza 2.15m. I corpi laterali rettangolari sono dedicati ai locali amministrativi, aule, ripostigli e bagni. Due scale di emergenza a struttura in acciaio sono disposte esternamente, parallele alla direzione trasversale (Y) dell'edificio (Mazza & Donnici, 2019; Mazza & Donnici, 2021).

La struttura si sviluppa su 4 livelli, di cui uno seminterrato. L'altezza di quest'ultimo è pari a 3.50m, che sommata ai 3.30m dei superiori conduce ad un'altezza totale pari a 13.40m (tetto escluso). I tre corpi risultavano connessi tramite selle Gerber, chiuse nel 2005 in modo tale da ristabilire la continuità strutturale. Il primo livello seminterrato è stato modellato includendo il vincolo alla traslazione imposto dal terreno agente sui lati interessati. La struttura del tetto non è stata tenuta in conto, riassumendone il contributo soltanto in termini di massa aggiuntiva ripartita fra i nodi dell'ultimo livello, sulla base degli effettivi scarichi statici. La struttura delle scale è stata rimossa in base alla sua disposizione simmetrica ed al contributo marginale alla risposta dinamica in fase di pre-analisi, in modo tale da ridurre lo sforzo computazionale dovuto all'incremento di elementi e dei relativi gradi di libertà ritenuti superflui.

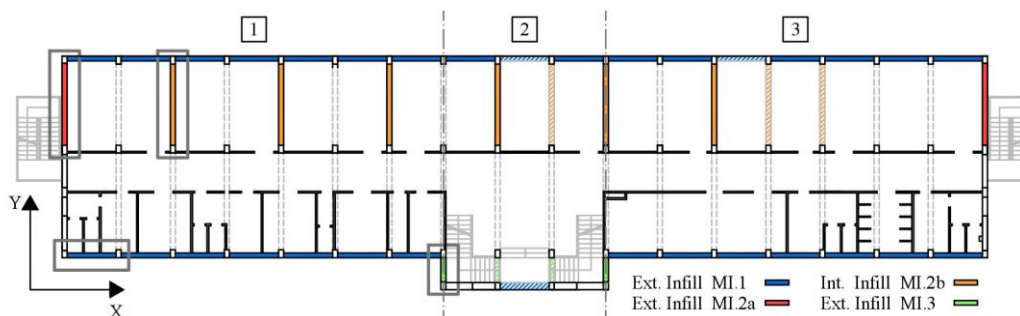


Figura 4.12 – Pianta di un piano generico dell'istituto De Gasperi - Battaglia.

4.4.2 STRUTTURA PORTANTE IN C.A.

Tutti i dati utili per la modellazione strutturale sono stati ricavati a partire dalle indagini condotte dal Dipartimento di Protezione Civile e dai progetti di primo e secondo stralcio. Laddove carenti, questi sono stati validati e/o integrati dai risultati di un progetto simulato

secondo la normativa vigente all'epoca di costruzione (Regio Decreto n. 2229 del 1939). Questa procedura di progetto prevede la valutazione delle forze di piano sismiche come aliquota C dei pesi sismici di ogni livello. Sono state assunte classi di sismicità e sottosuolo intermedie ($C=0.05$, $\varepsilon=1.0$), valide per la località di costruzione durante il pertinente periodo di storico-normativo. Si rimanda al Decreto per i dettagli.

I solai scaricano il proprio peso sulle travi in direzione Y (Figura 4.13). È possibile individuare cinque tipologie di trave:

- B1 travi portanti in direzione Y per i corpi 1 e 3 (corpi laterali, due campate);
- B2 travi portanti in direzione Y per il corpo 2 (corpo centrale, tre campate);
- B3 travi in direzione X perimetrali;
- B4 travi in direzione X centrali;
- B5 travi di collegamento per la campata aggettante (corpo centrale).

I pilastri sono disposti tutti in modo tale da presentare momento d'inerzia massimo per azioni agenti in direzione Y . Sono classificabili in tre categorie:

- C1 pilastri perimetrali;
- C2 pilastri centrali;
- C3 pilastri aggiuntivi per la campata aggettante (corpo centrale).

In Tabella 4.3 sono riassunte le dimensioni di travi e pilastri presso i vari livelli. Il livello 0 corrisponde al piano terra dell'edificio, dove si trova l'accesso principale. Per chiarezza, le dimensioni dei pilastri sono riferite agli elementi posti fra il livello considerato ed il sottostante. In Appendice A sono riportati i dettagli riguardanti l'armatura longitudinale e trasversale utilizzati per la costruzione del modello strutturale inelastico. I momenti plastici delle travi ed i domini di resistenza dei pilastri utilizzati nelle analisi a seguire sono stati calcolati seguendo le indicazioni delle attuali Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18, 2018), presso le sezioni trasversali di maggiore interesse.

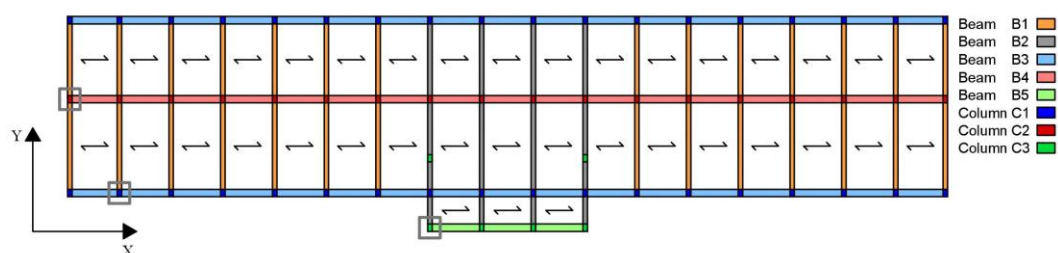


Figura 4.13 – Distribuzione in pianta di travi (B_i , $i=1..5$) e pilastri (C_i , $i=1..3$).

Tabella 4.3 – Dimensioni ($B \times H$) delle sezioni di travi e pilastri (unità in cm).

Livello	B1	B2	B3	B4	B5	C1	C2	C3
3	30×66	30×66	95×28	40×30	95×28	32×45	32×45	32×50
2	30×66	30×66	58×26	40×30	50×66	32×50	32×50	32×50
1	30×66	30×66	58×26	40×30	50×66	32×55	32×55	32×50
0	30×66	30×66	58×26	55×16	50×26	32×60	32×60	32×50

4.4.3 ANALISI DEI CARICHI

In base alle informazioni disponibili è stato possibile risalire ai carichi permanenti strutturali e non strutturali agenti sulla struttura. I solai realizzati sono di tipo CELERSAP, con altezza dei laterizi pari a 16cm e soletta da 4cm. La struttura presenta inoltre un sistema di scale a collegamento fra i livelli riportato in Figura 4.12. I solai inclinati di copertura chiudono un sottotetto (terzo livello) non accessibile agli studenti. I relativi carichi sono riportati in Tabella 4.4 assieme a quelli associati alle tamponature esterne. Queste ultime seguono la classificazione riportata in Tabella 4.4 e descritta in dettaglio nel Paragrafo 4.5. Sono inoltre indicati i carichi relativi alle tamponature minori non modellate e considerate soltanto in termini di peso.

Tabella 4.4 – Analisi dei carichi permanenti.

Tipologia carico	Specifiche	Parziale [kN/m ²]	Totale [kN/m ²]
Solaio di tipo CELERSAP (interpiano)	Parte strutturale	2.80	5.10
	Pavimentazione e sottofondo	1.00	
	Intonaco	0.30	
	Incidenza tramezzi	1.00	
Solaio di tipo CELERSAP (sottotetto)	Parte strutturale	2.80	4.10
	Pavimentazione e sottofondo	1.00	
	Intonaco	0.30	
Solaio di tipo CELERSAP (copertura)	Parte strutturale	2.80	4.22
	Massetto in cls leggero	0.52	
	Impermeabilizzazione	0.30	
	Coppi e tegole	0.60	
Scale	Trave a ginocchio	3.75 [kN/m]	/
	Soletta rampante	5.05	
	Pianerottolo	5.00	
Tamp. MI.1	12cm pieno + 8cm forato	/	3.89 [kN/m]
Tamp. MI.2a	12cm pieno + 8cm forato	/	8.55 [kN/m]
Tamp. MI.2b	8cm forato + 8cm forato	/	Inclusa in incid. tramezzi
Tamp. MI.3	12cm pieno + 8cm forato	/	6.18 [kN/m]
Tamp. adiacenti alle MI.2a, con estese aperture	12cm pieno + 8cm forato	/	5.98 [kN/m]
Tamp. sottotetto	12cm pieno + 8cm forato	/	4.05 [kN/m]

I carichi accidentali utilizzati per le analisi sono riferiti alla sola modalità d'uso degli ambienti, escludendo quindi la presenza di carico neve durante il sisma. Presso i livelli

praticabili il carico d'uso è fissato pari a 3kN/m^2 , dovuto ad un normale affollamento dell'edificio durante le lezioni, mentre per il sottotetto 1kN/m^2 in vista di un utilizzo ridotto.

4.4.4 CARATTERIZZAZIONE DINAMICA

La struttura è stata modellata sia secondo un approccio classico, privo di elementi di tamponatura collaboranti, che secondo un approccio inclusivo. I pannelli sono stati inseriti nel modello strutturale fornendone una rigidezza elastica *lower bound* (Mainstone, 1974) ed una *upper bound* (Papia et al., 2003), descritte in dettaglio nel Paragrafo 4.5. Definita la geometria, masse di piano e rigidezze degli elementi strutturali e non strutturali è possibile procedere al calcolo dei modi di vibrare principali tramite analisi modale. In Tabella 4.5 sono riportati i pesi sismici di ogni impalcato. Si osserva che la massa afferente al terzo livello è superiore rispetto alle sottostanti, a causa della massa aggiuntiva dovuta alla struttura del tetto.

Tabella 4.5 – Pesì sismici per i livelli dell'istituto De Gasperi – Battaglia.

Piano	W_i [kN]
3	11208
2	8459
1	8531
0	8489
Totale	36687

In Tabella 4.6 sono invece riassunti i periodi di vibrazione dei principali modi traslazionali per telaio nudo (Bare Structure, BS) e telai tamponati (Infilled Structure, IS) secondo le due formulazioni per la rigidezza nel piano dei pannelli (Mainstone, M; Papia et al., P). I modi 1 e 2 rappresentano la prima forma modale traslazionale nelle due direzioni, in direzione X ed Y rispettivamente. I modi 3 e 4 la seconda. È immediato osservare l'influenza dei pannelli sui periodi e sulle masse efficaci nelle due direzioni ($m_{e,X}$ e $m_{e,Y}$). L'incremento di rigidezza, più accentuato applicando la formulazione di Papia et al. (2003), induce una riduzione dei periodi nell'ordine del (15-20)%. Le masse efficaci, espresse rispetto alla massa totale m_{tot} , si riducono sensibilmente soltanto per i modi in direzione Y (2 e 4) a causa dell'incremento del contributo del primo modo torsionale al moto della struttura.

Tabella 4.6 – Caratteristiche dinamiche dell'istituto De Gasperi – Battaglia.

Modo	BS			IS.M			IS.P		
	T [s]	$m_{e,X}$ [% m_{tot}]	$m_{e,Y}$ [% m_{tot}]	T [s]	$m_{e,X}$ [% m_{tot}]	$m_{e,Y}$ [% m_{tot}]	T [s]	$m_{e,X}$ [% m_{tot}]	$m_{e,Y}$ [% m_{tot}]
1	0.88	87.60	-	0.77	87.68	-	0.73	87.90	-
2	0.53	-	85.02	0.47	-	71.69	0.42	-	59.08
3	0.26	9.29	-	0.24	8.91	-	0.23	8.74	-
4	0.17	-	10.87	0.15	-	9.26	0.13	-	7.92

4.5 MODELLAZIONE NON STRUTTURALE

Gli elementi di tamponatura considerati sono limitati a quelli che effettivamente forniscono un contributo apprezzabile alla rigidità laterale dei telai. Sono state dunque rimosse dal modello strutturale le partizioni interne ed esterne minori. Le fasce di tamponatura perimetrali ad altezza parziale in direzione X sono definite MI.1 (Figura 4.12). I pannelli esterni in direzione Y adiacenti alle scale di emergenza MI.2a mentre le partizioni interne nella stessa direzione MI.2b. Le tamponature in direzione Y che chiudono il vano scala del corpo centrale assumono la nomenclatura MI.3 (Figura 4.12). I pannelli di tipologia MI.1, MI.2a e MI.3 sono costituiti da una doppia fodera composta da uno strato di mattoni pieni esterno di spessore $t_w=12\text{cm}$ (18kN/m^3) ed uno di laterizi forati interno di spessore $t_w=8\text{cm}$ (11kN/m^3). Le partizioni interne MI.2b presentano invece due fodere da 8cm.

La modellazione classica per azioni *in-plane* prevede la sostituzione dei pannelli con dei puntoni equivalenti reagenti soltanto a compressione. La larghezza del puntone b_w è stata valutata secondo due formulazioni, in modo tale da definire i limiti del suo range di variazione. Il *lower bound* è ottenuto applicando la formulazione di Mainstone (1974):

$$\frac{b_{w,M}}{d_w} = 0.175 \cdot (\lambda \cdot h)^{-0.4}, \quad \lambda = 4 \sqrt{\frac{E_{w\theta} \cdot t_w \cdot \sin(2\theta)}{4E_c \cdot I_c \cdot h_w}} \quad (4.1)$$

I valori d_w e h rappresentano la lunghezza diagonale del pannello e l'interasse fra i baricentri delle travi che incapsulano il pannello, rispettivamente. Il parametro di rigidità relativa λ dipende dalla rigidità media dei pilastri (I_c), dal modulo di Young del calcestruzzo (E_c) e diagonale del pannello ($E_{w\theta}$), dall'altezza del pannello (h_w) e dalla sua inclinazione (θ) rispetto alla direzione orizzontale. Il valore di *upper bound* per è valutato invece tramite la formulazione di Papia et al. (2003).

$$\frac{b_{w,P}}{d_w} = \frac{c}{z} \cdot \frac{I}{(\lambda^*)^\beta}, \quad \lambda^* = \frac{E_{w\theta} \cdot t_w \cdot h}{E_c \cdot A_c} \cdot \left(\frac{h^2}{l^2} + \frac{1}{4} \cdot \frac{A_c}{A_b} \cdot \frac{l}{h} \right) \quad (4.2)$$

Gli autori introducono un parametro λ^* di comodo per definire una rigidità relativa che dipende da alcuni dei parametri già introdotti, dall'area media della sezione di travi (A_b) e pilastri (A_c) che circondano il pannello e dall'interasse fra i pilastri (l). I coefficienti c e β sono stati ottenuti in base al *fitting* dei risultati prodotti dagli autori, in funzione del modulo di Poisson diagonale del pannello (ν_d). Il coefficiente z assume valore 1.0 per $l_w/h_w=1$ e 1.125 per $l_w/h_w=1.5$ (la sua legge è ottenuta tramite interpolazione lineare).

$$c = 0.249 - 0.0116 \cdot \nu_d + 0.567 \cdot \nu_d^2 \quad (4.3)$$

$$\beta = 0.146 + 0.0073 \cdot \nu_d + 0.126 \cdot \nu_d^2 \quad (4.4)$$

Il modulo elastico diagonale può essere calcolato considerando il pannello come un solido presentante due direzioni di anisotropia principali (ortotropia), come suggerito da Cavaleri et al. (2014). È possibile impostare dunque la correlazione con i moduli elastici nelle due direzioni classiche orizzontale (E_{wh}) e verticale (E_{wv}) ottenuti tramite prova a compressione del pannello (4.5). In modo analogo si ottiene il modulo di Poisson diagonale ν_d (4.6).

$$E_{w\theta} = \left[\frac{\cos^4 \theta}{E_{wh}} + \frac{\sin^4 \theta}{E_{wv}} + \cos^2 \theta \cdot \sin^2 \theta \cdot \left(\frac{1}{G} - \frac{2\nu}{E_{wv}} \right) \right]^{-1} \quad (4.5)$$

$$\nu_d = E_{w\theta} \left[\frac{\nu}{E_{wh}} (\cos^4 \theta + \sin^4 \theta) - \left(\frac{1}{E_{wh}} + \frac{1}{E_{wv}} - \frac{1}{G} \right) (\cos \theta \cdot \sin \theta)^2 \right] \quad (4.6)$$

La geometria dei pannelli e l'ampiezza del puntone equivalente calcolata secondo i due metodi sono riportate in Tabella 4.7. L'*aspect ratio* l_w/h_w è calcolato facendo riferimento alla lunghezza ed altezza effettive del pannello.

Tabella 4.7 – Proprietà geometriche dei pannelli e dei puntoni equivalenti (unità in cm).

Tipologia	l_w	h_w	l_w/h_w	d_w	$t_{w,est}$	$t_{w,int}$	$b_{w,est,M}$	$b_{w,int,M}$	$b_{w,est,P}$	$b_{w,int,P}$
MI.1	318	110	2.89	336	12	8	57	60	94	103
MI.2a	500	264	1.89	565	12	8	76	79	166	184
MI.2b	500	264	1.89	565	8	8	79	79	184	184
MI.3	155	264	0.59	306	12	8	38	41	94	108

Le caratteristiche meccaniche dei pannelli sono state ricavate a partire da valori di letteratura disponibili per le tipologie interessate, consigliati sintenticamente da Hak et al. (2012) per i mattoni forati e dalle NTC18 (2018) nel caso dei mattoni pieni. Queste sono riassunte in Tabella 4.8. In particolare f_{wh} e f_{wv} rappresentano le resistenze a compressione in direzione orizzontale e verticale; f_{wu} è la resistenza per rottura a scorrimento dei giunti di malta; f_{ws} rappresenta la resistenza a taglio in condizioni di compressione diagonale; E_{wh} ed E_{wv} sono i moduli elastici secanti in direzione orizzontale e verticale mentre G è il modulo elastico tangenziale del pannello.

Tabella 4.8 – Caratteristiche meccaniche dei pannelli (unità in MPa, eccetto ν).

Tipologia	f_{wh}	f_{wv}	f_{wu}	f_{ws}	E_{wh}	E_{wv}	G	ν
Mattone forato	1.18	2.02	0.44	0.55	991	1414	566	0.25
Mattone pieno	2.00	4.00	0.44	0.55	900	1800	720	0.25

Ogni pannello è rappresentato tramite il macro-modello introdotto nel Capitolo 3, in grado di simulare sia la risposta nel piano (*In-Plane*, IP) che fuori piano (*Out-of-Plane*, OOP), includendo gli effetti dell'interazione IP→OOP. L'elemento orizzontale gestisce la risposta inelastica IP e connette rigidamente il sistema di bielle diagonali deformabili OOP, che restituiscono la risposta inelastica fuori piano. La massa sismica dei pannelli nella

direzione IP è associata direttamente alla trave sottostante mentre la stessa massa oscillante in direzione OOP è ripartita fra i nodi centrali del modello e resa capace di generare azioni dinamiche soltanto in tale direzione. La rigidezza del puntone IP è convertita in rigidezza orizzontale del pannello, divenendo compatibile alla direzione dell'elemento centrale.

4.5.1 LEGAMI IN-PLANE

I legami Forza $F^{(IP)}$ – Spostamento $\Delta^{(IP)}$ nel piano sono stati costruiti in prima battuta seguendo le indicazioni di Cavaleri & Di Trapani (2014). La *backbone* è costruita da tre rami (Figura 4.14a): un primo ramo elastico fino a fessurazione del pannello seguito da un ramo rappresentante la fase fessurata fino al raggiungimento della resistenza massima; il terzo ramo corrisponde al comportamento *softening* fino a rottura nel piano.

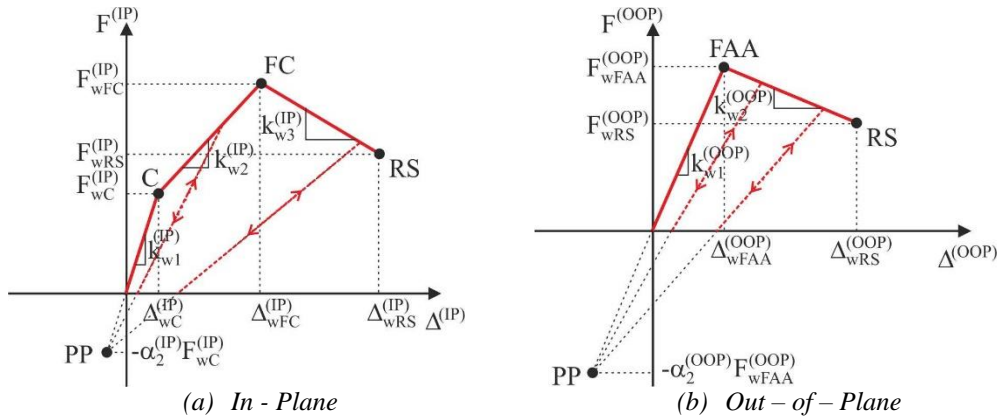


Figura 4.14 – Backbone e comportamento isteretico (pivot) per un elemento di tamponatura.

La resistenza massima $F_{wFC}^{(IP)}$ è calcolata in base ai quattro meccanismi di collasso IP proposti da Bertoldi et al. (1993) descritti nel Paragrafo 3.3.2.2, considerando il valore minimo fra quelli ottenuti (4.7) e proiettandolo in direzione orizzontale.

$$F_{wFC}^{(IP)} = \sigma_{w,min} \cdot b_w \cdot t_w \cdot \cos \theta, \quad \sigma_{w,min} = \min\{\sigma_{w1}, \sigma_{w2}, \sigma_{w3}, \sigma_{w4}\} \quad (4.7)$$

Il punto di macro-fessurazione ($F_{wC}^{(IP)}$, $\Delta_{wC}^{(IP)}$) è calcolato in base alla resistenza massima ed alla rigidezza iniziale del puntone (4.8). La rigidezza post-elastica $k_{w2}^{(IP)}$ è espressa come aliquota di quella iniziale (4.9), permettendo così la definizione completa del punto di massimo ($F_{wFC}^{(IP)}$, $\Delta_{wFC}^{(IP)}$). Infine gli autori suggeriscono un'espressione empirica per la valutazione dello spostamento ultimo $\Delta_{wRS}^{(IP)}$ e della resistenza residua del pannello $F_{wRS}^{(IP)}$ (4.10). Come visto in precedenza, esistono diverse altre formulazioni disponibili per la formulazione del legame IP. Questa è stata preferita per la disponibilità di informazioni di dettaglio sul comportamento isteretico per pannelli in laterizio. Nel Paragrafo 4.8 saranno riportati risultati aggiuntivi ottenuti variando la formulazione del legame IP, al fine di comprenderne gli effetti sul quadro di danneggiamento complessivo.

$$F_{wC}^{(IP)} = 0.4 \cdot F_w^{(IP)}, \quad \Delta_{wC}^{(IP)} = F_{wC}^{(IP)} / k_{w1}^{(IP)}, \quad k_{w1}^{(IP)} = E_{w\theta} \cdot b_w \cdot t_w \cdot \cos^2 \theta / d_w \quad (4.8)$$

$$\Delta_{wFC}^{(IP)} = \Delta_{wC}^{(IP)} + \left(F_{wFC}^{(IP)} - F_{wC}^{(IP)} \right) / k_{w2}^{(IP)}, \quad k_{w2}^{(IP)} = 0.15 \cdot k_{w1}^{(IP)} \quad (4.9)$$

$$F_{wRS}^{(IP)} = 0.7 \cdot F_{wFC}^{(IP)}, \quad \Delta_{wRS}^{(IP)} = \frac{1}{0.02} \ln \left(\frac{F_{wFC}^{(IP)}}{F_{wRS}^{(IP)}} \cdot e^{0.02 \cdot \Delta_{wFC}^{(IP)}} \right), \quad k_{w3}^{(IP)} = \frac{F_{wRS}^{(IP)} - F_{wFC}^{(IP)}}{\Delta_{wRS}^{(IP)} - \Delta_{wFC}^{(IP)}} \quad (4.10)$$

I legami IP ottenuti per le tipologie di pannello modellate sono riportati in Figura 4.15. Si ricorda che per il calcolo della laghezza del puntone b_w da cui dipende la resistenza massima sono state applicate le formulazioni di Mainstone (M, *lower bound*) e Papia (P, *upper bound*) introdotte in precedenza.

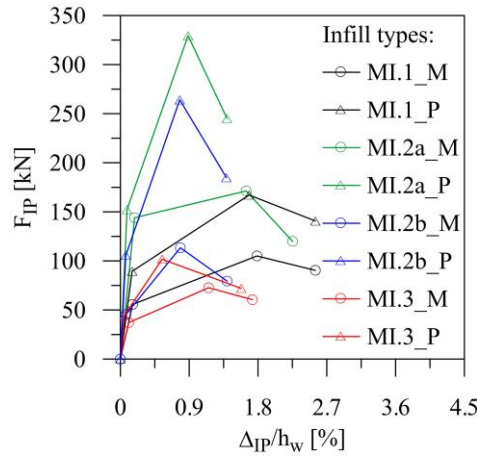


Figura 4.15 – Legami IP per le tipologie di pannello modellate.

Si osserva infatti come la resistenza finale ottenuta sia minore per la prima, rappresentando così un caso limite adeguato a descrivere il massimo danneggiamento nel piano dei pannelli. La formulazione di Papia et al. (2003) permette invece di valutare le azioni massime trasferite dai pannelli agli elementi strutturali circostanti (in particolare ai pilastri).

4.5.2 LEGAMI OUT-OF-PLANE

Il legame Forza $F^{(OOP)}$ – Spostamento $\Delta^{(OOP)}$ fuori piano è composto da due rami (Figura 4.14b). Il primo rappresenta la fase fessurata del pannello fino al raggiungimento della resistenza massima OOP per effetto arco mentre il secondo riproduce il relativo comportamento fino a rottura, per come formulato nel Paragrafo 3.4.4. La rigidezza secante più adeguata a descrivere il primo ramo è quella suggerita da Kadysiewski & Mosalam (2009), adattata al modello a doppia biella diagonale proposto (4.11).

$$F_{wFAA}^{(OOP)} = q_u \cdot l_w \cdot h_w, \quad \Delta_{wFAA}^{(OOP)} = F_{wFAA}^{(OOP)} / k_{w1}^{(OOP)}, \quad k_{w1}^{(OOP)} = 48 \cdot E_{eq} \cdot I_{eq} / d_w^3 \quad (4.11)$$

Il modulo elastico equivalente E_{eq} del pannello ed il suo momento d'inerzia equivalente I_{eq} sono valutati in base alla conversione da sistema a massa diffusa a modello a massa concentrata (4.12). La rigidezza k_p corrisponde alla rigidezza fessurata di una piastra appoggiata lateralmente (Mazza, 2019).

$$E_{eq} = \frac{k_p \cdot d_w^3}{48 \cdot I_{eq}}, I_{eq} = 1.644 \cdot I \cdot \left(\frac{d_w}{h_w} \right)^3, I = \frac{l_w \cdot t_w^3}{12} \quad (4.12)$$

La resistenza massima è valutata secondo la formulazione di Dawe & Seah (1989) semplificata, che considera lo sviluppo dell'effetto arco nelle due direzioni principali del pannello (4.13). Il valore q_u [kPa] dipende quindi da parametri relativi sia alle travi che ai pilastri che racchiudono il pannello.

$$q_u = 4.5 \cdot (f_{wv})^{0.75} \cdot t_w^2 \cdot \left[\frac{\alpha}{(l_w)^{2.5}} + \frac{\beta}{(h_w)^{2.5}} \right] \quad (4.13)$$

I valori di altezza h_w e lunghezza l_w del pannello sono espressi in mm. I parametri α e β rappresentano invece l'effetto confinante degli elementi strutturali, rispettivamente per pilastri e travi [(4.14), (4.15)].

$$\alpha = \frac{1}{h_w} \cdot (E_c \cdot I_{col} \cdot h_w^2 + G_c \cdot J_{t,col} \cdot t_w \cdot h_w)^{0.25} \leq 50 \quad (4.14)$$

$$\beta = \frac{1}{l_w} \cdot (E_c \cdot I_{beam} \cdot l_w^2 + G_c \cdot J_{t,beam} \cdot t_w \cdot l_w)^{0.25} \leq 50 \quad (4.15)$$

In queste espressioni E_c e G_c rappresentano i moduli elastici di Young e tangenziale dei pilastri da esprimere in MPa. I momenti d'inerzia I e le costanti torsionali J di travi (I_{beam} , J_{beam}) e pilastri (I_{col} , J_{col}) devono essere espressi in mm^4 . Questa formulazione risulta valida per le tamponature a contatto con il telaio su ogni lato, quindi le tipologie MI.2a, MI.2b e MI.3. Nel caso delle fasce sottostanti le finestre delle aule (tipologia MI.1) il lato superiore non permette lo svilupparsi dell'effetto arco in quella direzione. L'espressione per il calcolo della resistenza massima assume quindi la forma (4.16).

$$q_u = 4.5 \cdot (f_{wv})^{0.75} \cdot t_w^2 \cdot \left[\frac{\alpha}{(l_w)^{2.5}} \right] \quad (4.16)$$

Il punto di collasso OOP convenzionale (4.17) è calcolato assumendo per forza e spostamento dei valori empirici validi per tamponatura debole (spessore inferiore ai 15cm), valutati sulla base delle prove sperimentali riportate nel Paragrafo 2.3.4.

$$F_{wRS}^{(OOP)} = 0.6 \cdot F_{wFAA}^{(OOP)}, \Delta_{wRS}^{(OOP)} = \Delta_{wFAA}^{(OOP)} + 0.015, k_{w2}^{(OOP)} = \frac{F_{wRS}^{(OOP)} - F_{wFAA}^{(OOP)}}{\Delta_{wRS}^{(OOP)} - \Delta_{wFAA}^{(OOP)}} \quad (4.17)$$

Lo spostamento ultimo $\Delta_{wRS}^{(OOP)}$ è espresso in metri. I legami ottenuti per le singole fodere da 8cm o 12cm costituenti i pannelli sono riportati in Figura 4.16 per le tipologie modellate.

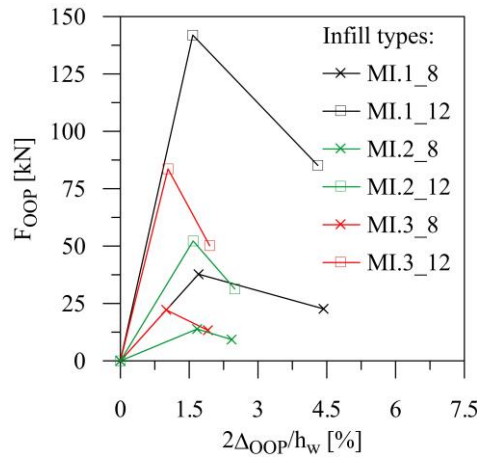


Figura 4.16 – Legami IP per le tipologie di pannello modellate.

Il comportamento ciclico nel piano e fuori piano è descritto tramite un modello isteretico a *pivot* (Figura 4.14). Il ramo di scarico/carico per la risposta inelastica è governato da un punto *pivot*, individuato sul primo ramo di segno opposto della *backbone*. L'esatta posizione è aliquota della forza di fessurazione IP o della resistenza massima OOP. In particolare è pari a 0.25 (tamponatura in laterizi) nel piano mentre a 0.95 (calibrato sulla base delle prove sperimentali OOP riportate nel Paragrafo 2.3.4) fuori piano. Il primo valore è invece suggerito da Cavaleri & Di Trapani (2014).

4.5.3 INTERAZIONE IP→OOP

L'effetto del danneggiamento sperimentato dal pannello nel piano sulla risposta fuori piano del pannello è tenuto in conto tramite le due relazioni tarate su risultati sperimentali introdotte nel Paragrafo 3.5. La riduzione di rigidezza e resistenza è attivata al superamento di un *drift* IP soglia, corrispondente in questo caso al *drift* riferito alla resistenza massima IP. La *backbone* degradata OOP resta bilineare. Le espressioni (4.18) e (4.19), valide rispettivamente per resistenza e rigidezza, sono normalizzate rispetto ai valori corrispondenti in assenza di danneggiamento e presentano un limite massimo di riduzione (resistenza e rigidezza residua). Tale soglia corrisponde al raggiungimento di un *drift* limite IP pari allo 0.8%, valido per tamponatura debole.

$$r_{F,weak} [\%] = \frac{F_{wFAA,damaged}^{(OOP)}}{F_{wFAA,undamaged}^{(OOP)}} = 17.163 \cdot \left(\frac{\Delta^{(IP)}}{h} \right)^{-0.9617} \quad \text{per} \left(\frac{\Delta^{(IP)}}{h} \right) \leq 0.8\% \quad (4.18)$$

$$r_{F,weak} [\%] = \frac{F_{wFAA,damaged}^{(OOP)}}{F_{wFAA,undamaged}^{(OOP)}} = 21.25 \quad \text{per} \left(\frac{\Delta^{(IP)}}{h} \right) > 0.8\%$$

$$r_{k,weak} [\%] = \frac{k_{w1,damaged}^{(OOP)}}{k_{w1,undamaged}^{(OOP)}} = 1.962 \cdot \left(\frac{\Delta^{(IP)}}{h} \right)^{-2.145} \quad \text{per} \left(\frac{\Delta^{(IP)}}{h} \right) \leq 0.8\% \quad (4.19)$$

$$r_{k,weak} [\%] = \frac{k_{w1,damaged}^{(OOP)}}{k_{w1,undamaged}^{(OOP)}} = 3.1 \quad \text{per} \left(\frac{\Delta^{(IP)}}{h} \right) > 0.8\%$$

4.6 INPUT SISMICO

La struttura, modellata sia dal punto di vista strutturale che non strutturale, è soggetta ad un *set* di coppie di accelerogrammi (uno agente in direzione X ed uno in direzione Y). Questo *set* è composto da 7 terremoti selezionati a partire dal database Itaca (Italian ACcelerometric Archive) ed ESD (European Strong Motion Database). La maggior parte dei terremoti considerati è riferita ad eventi sismici italiani, fra cui alcuni corrispondenti proprio allo sciame sismico che ha interessato la località in esame. La spettrocompatibilità globale è garantita allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), livello dell'azione sismica di riferimento per le analisi dinamiche non lineari condotte.

Lo spettro elastico è stato calcolato in accordo alle attuali NTC18 (2018), con riferimento alle coordinate geografiche del sito di costruzione (longitudine 13.0963° e latitudine 42.7941°), categoria di sottosuolo B, classe d'uso III e vita nominale pari a 50 anni. Il *software* In-Spector (Acunzo et al., 2014) è stato utilizzato per analizzare gli accelerogrammi e completare la procedura di *matching* dello spettro *target*. Il parametro D_{rms} (radice quadrata delle differenze al quadrato fra le ordinate spettrali terremoto singolo-terremoto *target*) è stato volutamente limitato a 0.06 per mantenere comunque i singoli segnali consistenti con l'effettivo livello di sismicità. In Tabella 4.9 sono riportate dunque le informazioni chiave per le coppie di accelerogrammi selezionate: luogo e data dell'evento, stazione sismica, magnitudo (M_w), accelerazione massima al suolo per le due direzioni (PGA_{H1} , PGA_{H2}), parametri D_{rms} ($D_{rms,H1}$, $D_{rms,H2}$) e fattori di scala adottati (SF_{H1} , SF_{H2}). Sono state considerate due direzioni di azione del sisma sulla struttura (0° e 90°) al fine di indagare gli effetti dell'inversione delle coppie sul quadro di danneggiamento finale. I risultati riportati a seguire sono presentati come media fra i valori massimi riferiti ai 7 terremoti, fatta eccezione soltanto per i grafici riportanti i quadri di danno, per i quali è considerato l'involuppo degli effetti massimi.

Tabella 4.9 – Dati principali per i terremoti selezionati.

Nazione	Sisma	Data	Stazione	M_w	PGA_{H1}	PGA_{H2}	$D_{rms,H1}$	$D_{rms,H2}$	SF_{H1}	SF_{H2}
Italia	Norcia	30/10/2016	NRC	6.5	0.486g	0.372g	0.0342	0.0397	0.9	0.90
Italia	Ussita	26/10/2016	NOR	5.9	0.215g	0.121g	0.0219	0.0210	1.55	2.76
Italia	Accumoli	24/08/2016	NOR	6.0	0.202g	0.180g	0.0576	0.0348	1.65	1.85
Italia	L'Aquila	06/04/2009	AQU	6.1	0.260g	0.308g	0.0237	0.0433	1.28	1.08
Italia	Irpinia	23/11/1980	STR	6.9	0.320g	0.225g	0.0320	0.0396	1.04	1.48
Grecia	Aiyion	15/06/1995	AIGA	6.5	0.498g	0.521g	0.0280	0.0353	0.67	0.64
Grecia	Kalamata	13/09/1986	KALA	5.9	0.216g	0.296g	0.0388	0.0312	1.54	1.12

4.7 RISULTATI – MODELLAZIONE MONOFODERA

Le analisi dinamiche non lineari sono state condotte su strutture modellate procedendo progressivamente dall'approccio classico al più raffinato:

- Struttura nuda (BS) con pannelli considerati soltanto in termini di peso;
- Struttura tamponata con pannelli a comportamento perfettamente elastico (E.IP_E.OOP);
- Struttura tamponata con pannelli a comportamento inelastico IP ed elastico OOP (I.IP_E.OOP);
- Struttura tamponata con pannelli a comportamento inelastico sia IP che OOP (I.IP_I.OOP) ed interazione IP→OOP.

I modelli tamponati sono stati analizzati considerando sia la formulazione di Mainstone (M) che di Papia (P). La risposta nel piano delle tamponature a doppia fodera è stata rappresentata combinando i legami relativi alle fodere singole in un unico legame (modellazione di una monofodera equivalente). La risposta fuori piano è stata invece riprodotta separatamente, ripetendo le analisi per cogliere il danneggiamento di ogni fodera. La fodera da 8cm è indicata con l'acronimo HB (*Hollow Brick*) mentre quella da 12cm SB (*Solid Brick*).

I risultati riferiti alla tipologia MI.2b (partizioni interne uguali per *aspect ratio* ma diverse per spessore delle fodere rispetto alle MI.2a) non sono riportati essendo generalmente analoghi alla tipologia MI.2a stessa, al fine di non appesantire la trattazione dei risultati.

Il danneggiamento IP è descritto tramite 4 livelli di danno (*Damage States*, DS): il DS1 corrisponde alla fase elastica; il DS2 al range compreso fra la prima macro-fessurazione ed il raggiungimento della resistenza massima; DS3 al ramo *softening* del legame; DS4 al collasso. Analogamente i DS OOP corrispondono ai rami del legame fuori piano: il DS1 comprende il primo ramo pseudo-elastico fino alla resistenza massima OOP; il DS2 il ramo *softening* ed il DS3 indica l'espulsione del pannello.

4.7.1 RISPOSTA IN-PLANE

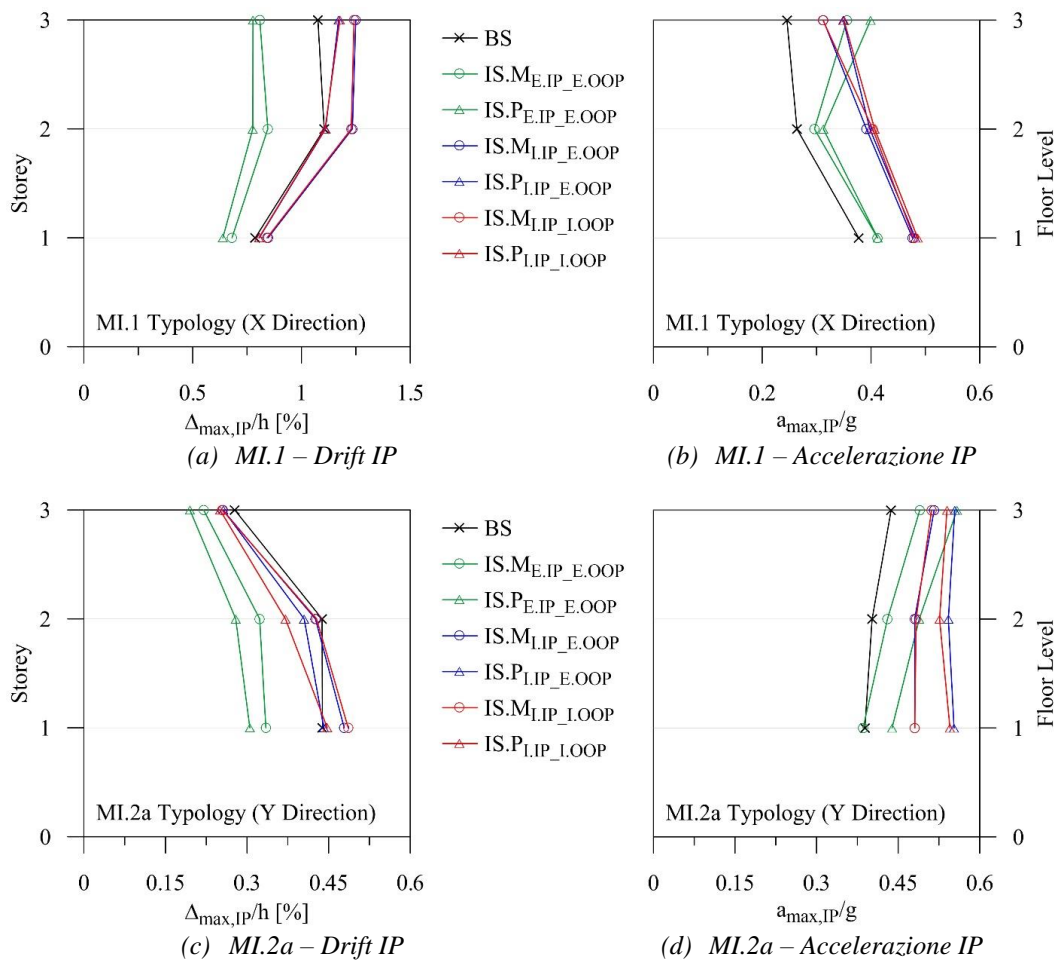
La risposta nel piano (IP) è stata analizzata considerando come parametri di riferimento il *drift* e l'accelerazione dei pannelli nel loro piano. Il primo è calcolato come rapporto percentuale fra lo spostamento massimo d'interpiano $\Delta_{max,IP}$ e l'altezza d'interpiano h , mentre il secondo è ottenuto adimensionalizzando l'accelerazione massima di piano $a_{max,IP}$ rispetto a quella di gravità g . Sono di seguito riportate tre coppie di grafici, ognuna in riferimento ad una specifica tipologia di pannello (*Masonry Infill*, MI): fasce ad altezza parziale MI.1 in direzione X (Figura 4.17a/b), MI.2a (Figura 4.17c/d) e MI.3 (Figura 4.17e/f) in direzione Y. Le spezzate riportate nei grafici corrispondono alle differenti modellazioni del complesso struttura-elementi non strutturali adottate.

I *drift* IP in direzione X tendono ad essere significativi (Figura 4.17a), essendo maggiore la deformabilità strutturale. Valori comparabili dell'accelerazione IP sono riscontrabili paragonando i pannelli in direzione X (Figura 4.17b) ed Y (Figura 4.17f). Gli

andamenti del *drift* tendono ad essere decrescenti per la tipologia MI.2a (Figura 4.17c) e MI.3 (Figura 4.17e). Si osserva un comportamento opposto per la tipologia MI.1 (Figura 4.17a) a causa dell'elevata massa mobilitata dalla struttura del tetto in questa direzione, che conduce i pilastri verso maggiori plasticizzazioni all'ultimo livello. Le strutture IS.P sono caratterizzate da minori *drift* e maggiori accelerazioni IP se comparate con quelle IS.M.

Le strutture i cui pannelli rispondono in modo elastico sia nel piano che fuori piano (IS.M_{E,IP_E.OOP} e IS.P_{E,IP_E.OOP}) presentano una più elevata rigidità di piano, che riduce il *drift* IP se comparata ai casi in cui il danneggiamento IP del pannello è concesso (IS.M_{I,IP_E.OOP} e IS.P_{I,IP_E.OOP}; IS.M_{I,IP_I.OOP} e IS.P_{I,IP_I.OOP}). Il *drift* IP della struttura nuda diventa comparabile a quello delle strutture a comportamento delle tamponature IP inelastico. Le relative accelerazioni IP sono invece le minime fra le tipologie di analisi condotte.

In Figura 4.18 è invece riportata una panoramica del livello di danneggiamento massimo sperimentato dai pannelli. I modelli considerati presentano una risposta inelastica dei pannelli nelle due direzioni (IS.M_{I,IP_I.OOP} e IS.P_{I,IP_I.OOP}). Le tamponature non considerate ai fini della rappresentazione dei quadri di danno sono riportate in grigio, a causa del loro contributo trascurabile (aperture) o del vincolo laterale dovuto al terrapieno che ne limita la risposta. Il livello di danneggiamento IP è rappresentato tramite diverse colorazioni: DS1 in giallo, DS2 in arancione, DS3 in arancione scuro, DS4 in rosso.



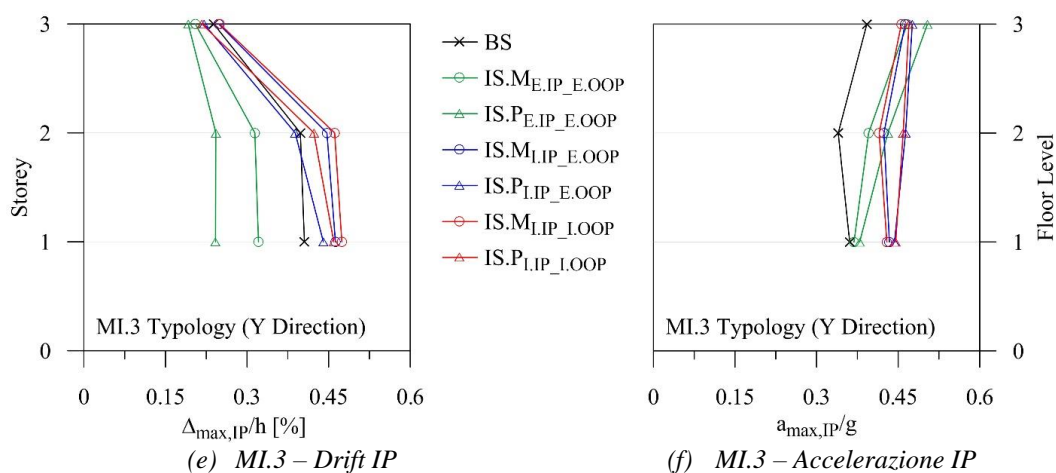
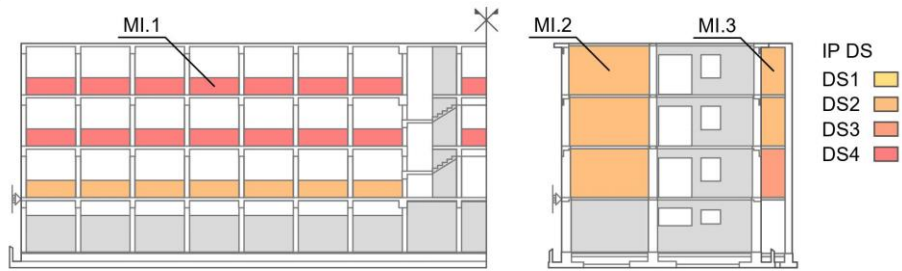


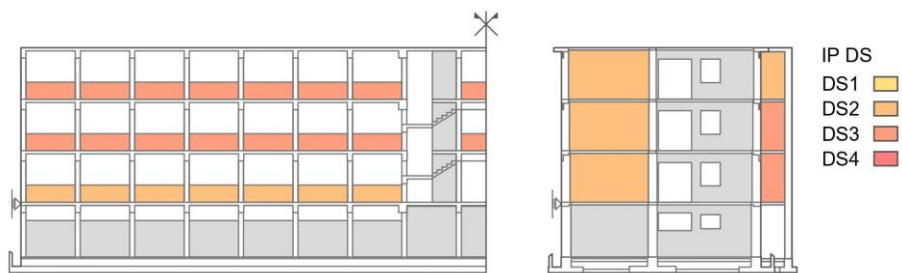
Figura 4.17 – Andamenti medi del drift e dell'accelerazione IP.

Si può osservare che i pannelli in direzione X (tipologia MI.1) presentano un consistente livello di danno IP se si considera la formulazione di Mainstone (Figura 4.18a), caratterizzata infatti dalla resistenza minima. In particolare i pannelli del secondo e terzo livello raggiungono il DS4. Al primo livello si verifica solamente la fessurazione (DS2). Quest'ultimo risultato è comune alla formulazione di Papia (Figura 4.18b), che mostra un più contenuto ma sempre elevato danneggiamento ai piani superiori (DS3). L'andamento del danneggiamento, come per il *drift* IP, inverte la sua tendenza per i pannelli in direzione Y (MI.2a e MI.3). La tipologia MI.2 presenta uno stato di danneggiamento DS2 per entrambe le formulazioni mentre la tipologia MI.3 presenta un maggior danneggiamento procedendo verso i piani inferiori. In questo caso la formulazione di Papia conduce al DS3 anche il piano intermedio. Ciò è dovuto all'incremento degli effetti torsionali sulla struttura, che presenta una disposizione asimmetrica dei pannelli in direzione Y, causato dall'effetto globale della maggiore rigidità elastica IP.

I risultati presentati dimostrano che una modellazione semplificata ma sufficientemente accurata della risposta IP ed OOP è utile nel riprodurre l'impatto generalmente non trascurabile che i pannelli hanno sulla struttura. In particolare le caratteristiche dinamiche e di conseguenza l'azione sismica che investe l'edificio sono modificate in modo consistente (Tabella 4.1). La modellazione parziale (ad esempio la sola inelasticità IP) può provocare un errore nella ricostruzione del quadro di danneggiamento finale (sottostima del danneggiamento OOP, sovrastima del danneggiamento IP). Una valutazione quanto più realistica permette infatti di concentrare le strategie di rinforzo verso gli elementi non strutturali che davvero ne presentano necessità.



(a) Mainstone (1974)

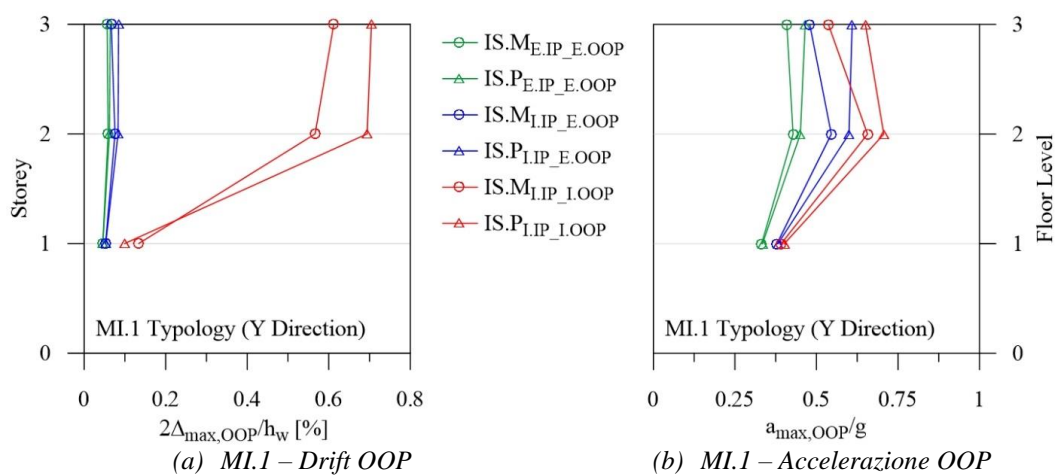


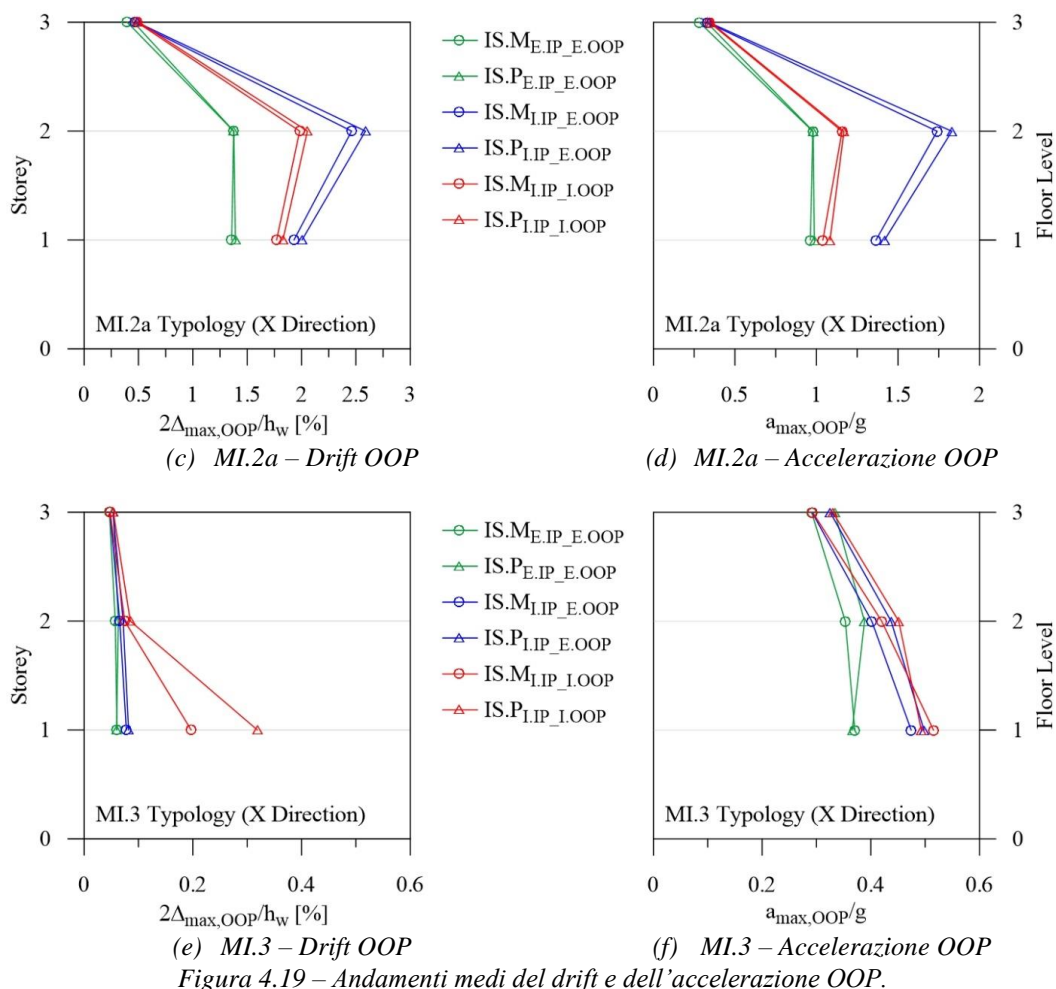
(b) Papia et al. (2003)

Figura 4.18 – Danneggiamento IP.

4.7.2 RISPOSTA OUT-OF-PLANE

La risposta OOP dei pannelli è rappresentata tramite curve relative al *drift* ed all'accelerazione massima OOP (Figura 4.19). Il drift è ora definito come rapporto percentuale fra lo spostamento massimo $\Delta_{max,OOP}$ del pannello e metà della sua altezza h_w .





L'utilizzo di un modello elastico OOP induce una forte sottostima del *drift* per la tipologia MI.1 (Figura 4.19a/b). L'inclusione del fenomeno di interazione IP→OOP permette infatti di cogliere l'importante amplificazione del *drift* dovuta al decadimento della *backbone* OOP (Figura 4.19a). Ciò non risulta invece evidente per la tipologia MI.2a, leggermente danneggiata in direzione IP, come osservato in precedenza (Figura 4.17c). I *drift* OOP sono tali da indurre l'espulsione del pannello (Figura 4.19c/d), risultando quindi limitati dallo spostamento ultimo della *backbone*.

I modelli privi di comportamento inelastico OOP non colgono il collasso dei pannelli, conducendo ad una sottostima (IS.M_{E,IP,E}.OOP e IS.P_{E,IP,E}.OOP) o sovrastima (IS.M_{I,IP,E}.OOP e IS.P_{I,IP,E}.OOP) degli spostamenti (Figura 4.19c). Si evidenziano invece risposte simili per i modelli di tamponatura elastico ed inelastico ai piani superiori per la tipologia MI.3, a causa del regime controllato di accelerazioni OOP e *drift* IP (Figura 4.17e) che non attivano il degrado (Figura 4.19e/f). Proseguendo verso i piani inferiori la riduzione di rigidità e resistenza dei pannelli causa un'amplificazione del *drift* OOP. Risulta quindi chiaro come il modello I.IP_I.OOP permetta di cogliere sia i collassi anticipati fuori piano che valori più attendibili del *drift* e dell'accelerazione.

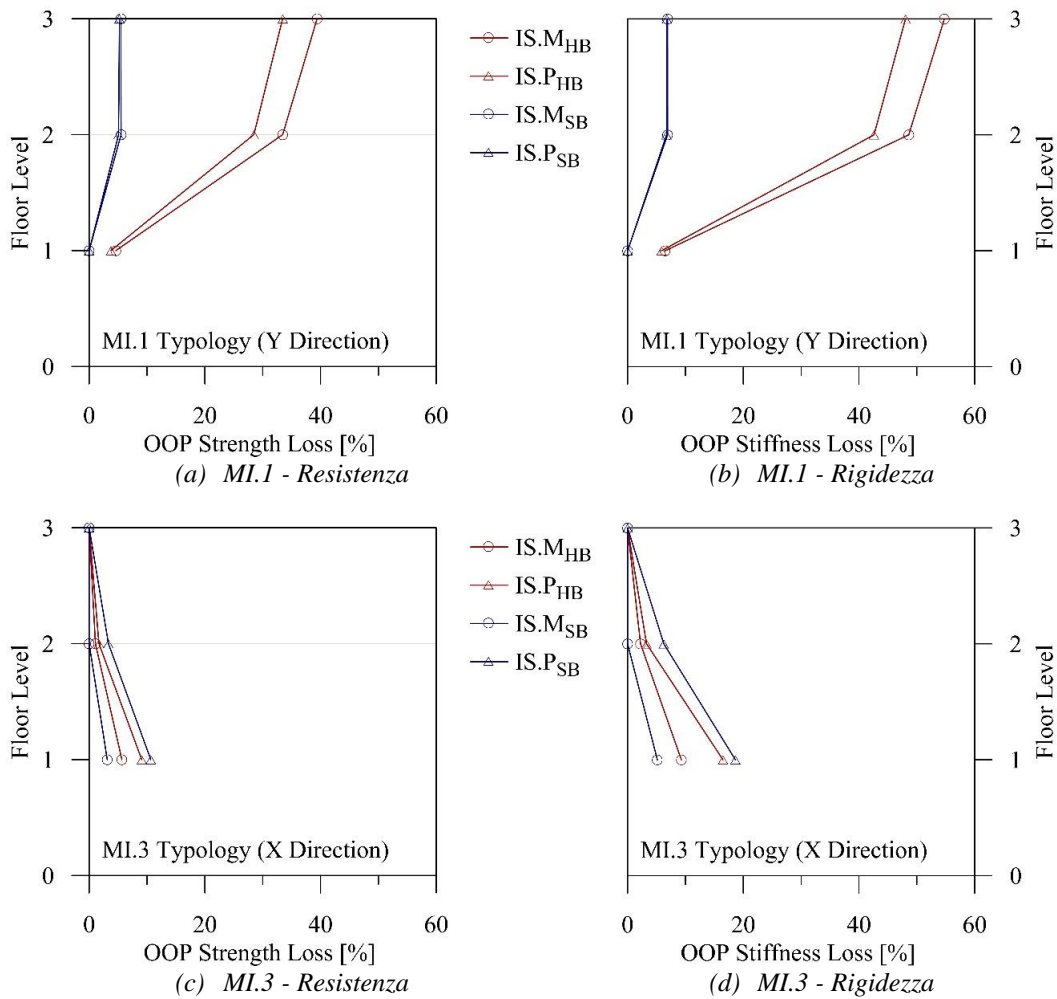
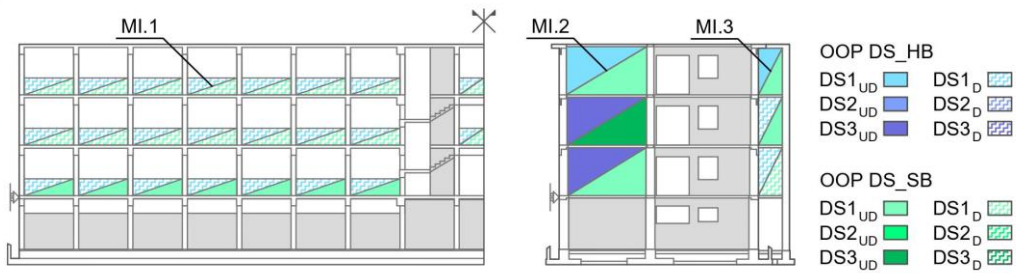


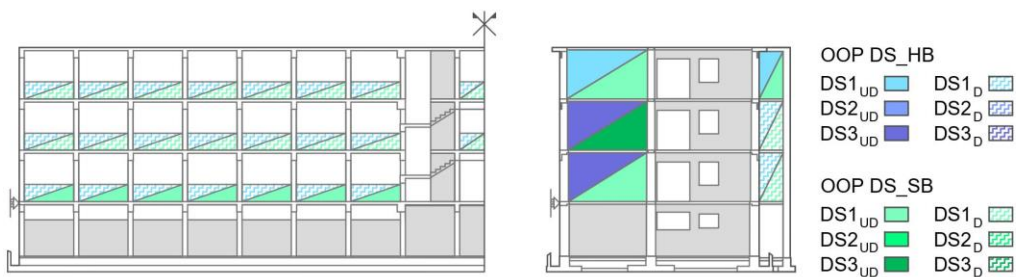
Figura 4.20 – Perdite percentuali di resistenza e rigidezza OOP dovute all’interazione.

Riassumendo, i pannelli di tipologia MI.2a risultano i più vulnerabili all’espulsione, specie presso il livello intermedio, mentre i pannelli di tipologia MI.1 e MI.3 non sviluppano valori del *drift* OOP tali da metterli a rischio. Ciò è giustificabile in base alla ridotta massa ed elevata rigidezza OOP iniziale per entrambe le tipologie.

In Figura 4.20 sono riportate le perdite percentuali media di rigidezza e resistenza OOP per i pannelli che sperimentano l’effetto del degrado. Nei grafici è introdotta la distinzione fra mattoni forati interni (HB) e mattoni pieni esterni (SB) componenti il pannello, distinguendo nuovamente gli approcci per il calcolo dell’ampiezza del puntone. Si osserva che le curve di perdita ricalcano l’andamento del *drift* OOP. La riduzione di rigidezza è molto più spinta rispetto a quella di resistenza, confermando l’efficace applicazione delle leggi di degrado (4.18) e (4.19). Viene quindi confermata la stretta correlazione fra danneggiamento IP ed incremento di deformabilità OOP, esacerbata nel caso dei mattoni forati. Se la formulazione di Mainstone (1974) conduce alle perdite maggiori per la tipologia MI.1 (Figura 4.20a/b), quella di Papia et al. (2003) prevale nel caso delle tamponature MI.3 (Figura 4.20c/d), confermando l’incremento degli effetti torsionali sui telai interessati.



(a) Mainstone (1974)



(b) Papia et al. (2003)

Figura 4.21 – Danneggiamento OOP.

Infine è riassunta in Figura 4.21 la distribuzione del danneggiamento OOP lungo l'altezza dell'edificio, in riferimento al modello IS.MI.IP_1.OOP e IS.PI.IP_1.OOP. Lo stato di danno delle tipologie MI.1, MI.2a e MI.3 è valutato separatamente per la fodera interna ed esterna, utilizzando diverse sfumature di blu per i mattoni forati interni e di verde per i mattoni pieni esterni. Il danneggiamento è inoltre rappresentato separatamente nel caso di assenza (DS_{iUD}) o presenza (DS_{iD}) del degrado OOP indotto dall'interazione. In particolare si osserva che le tipologie MI.2a e MI.2b sono soggette alle maggiori azioni OOP, giungendo al collasso presso il secondo livello indipendentemente dalla fodera considerata. Il danneggiamento IP indebolisce le tipologie MI.1 e MI.3. La fodera in mattoni forati della tipologia MI.1 è degradata presso tutti i livelli, la piena soltanto ai superiori, a causa delle consistenti azioni IP. L'unica differenza riscontrabile fra le formulazioni di Mainstone e Papia interessa il secondo livello per la tipologia MI.3, per il quale l'attivazione del degrado interessa anche la fodera piena (Figura 4.21b) a causa dell'incremento delle azioni IP (Papia).

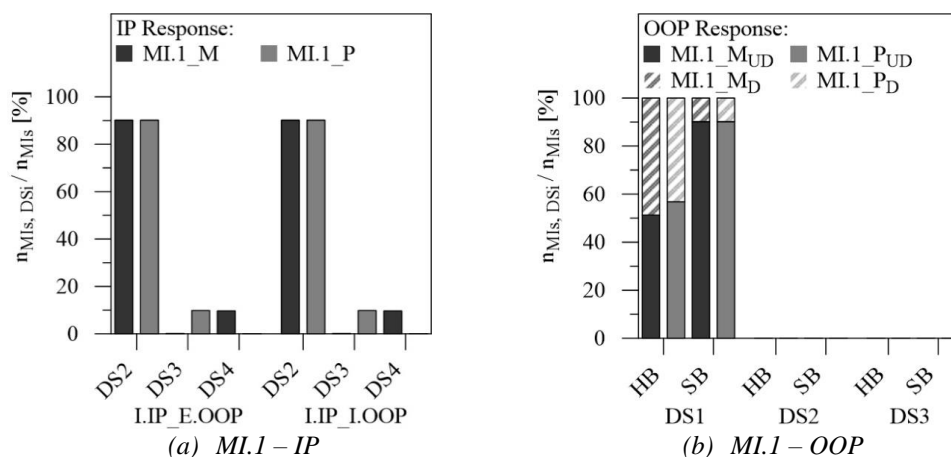
4.7.3 ISTOGRAMMI DI DANNEGGIAMENTO

Nel paragrafo precedente il quadro di danneggiamento è stato rappresentato in maniera sintetica, in modo tale da coglierne rapidamente la distribuzione spaziale. Occorre ora definire quantitativamente la percentuale di pannelli che si colloca in un determinato *damage state* (DS). Si ricorda che gli stati di danno IP sono riferiti alle foderie accoppiate (DS_i, i=1-4) mentre quelli OOP alle foderie singole (DS_i, i=1-3). In Figura 4.22 sono

riportati gli istogrammi di danneggiamento, intesi come rapporto percentuale fra il numero di pannelli di una determinata tipologia che si trova in un fissato DS ed il numero di totale di pannelli di quella stessa tipologia. Il DS1 sarà omesso negli istogrammi IP dato lo scarso quantitativo di pannelli la cui risposta resta elastica.

Una prima osservazione riguarda gli istogrammi IP. Il livello di danneggiamento non è influenzato dall'ipotesi di comportamento OOP, non essendo stata attivata l'interazione opposta OOP→IP. La percentuale maggiore dei pannelli ricade nel DS2 (fase fessurata); solo una piccola parte dei pannelli di tipologia MI.1 (Figura 4.22a) e MI.3 (Figura 4.22e) è fortemente danneggiata nel piano. Il DS4 è raggiunto soltanto dai pannelli con resistenza calcolata secondo l'approccio di Mainstone (MI.1_M), che, come visto in precedenza, ricadono al secondo e terzo livello della struttura. Non vi sono differenze significative fra i pannelli MI.3_M e MI.3_P (Figura 4.22e) in termini di massimo DS raggiunto (DS3), ma gli effetti torsionali moderati inducono un incremento dal 10% al 20% circa. Le tre tipologie indagate di pannello presentano stesso spessore, fodere e caratteristiche meccaniche. I parametri che ne differenziano la resistenza e rigidità sono le dimensioni (l_w e h_w) e lo stato di vincolo (i pannelli MI.1 sono modellabili come appoggiati solo su tre lati). All'aumentare delle dimensioni tende ad aumentare anche la forza inerziale che investe il pannello, aumentando infatti la sua massa. Allo stesso tempo la resistenza massima tende a crescere sempre meno (formulazione di Dawe & Seah, 1989). La posizione del pannello ed il suo periodo ne determinano invece il regime di accelerazioni. Alla luce di questi fattori si può concludere che il comportamento OOP delle tipologie MI.1 e MI.3 è caratterizzato da elevata resistenza e scarsa domanda. Per la tipologia MI.2a invece la domanda cresce e la resistenza diminuisce, conducendo ad un più elevato numero di collassi OOP.

I DS fuori piano della fodera interna (HB) ed esterna (SB) sono rappresentati separatamente in Figura 4.22b/d/f in riferimento ai modelli IS.MI.IP.I.OOP e IS.PI.IP.I.OOP. La percentuale di pannelli che subisce il fenomeno d'interazione (D) è riportata tramite riempimento tratteggiato; è impiegato il colore pieno per i pannelli la cui risposta non è influenzata dal danneggiamento precedente e contemporaneo IP (UD). Risulta quindi evidente la vulnerabilità dei pannelli MI.2a (Figura 4.22d), priva di interazione poiché il DS3 IP non viene raggiunto. I collassi sono maggiori per la fodera più debole (HB), con percentuali di pannelli che ricadono in DS2 e DS3 superiori alla fodera SB.



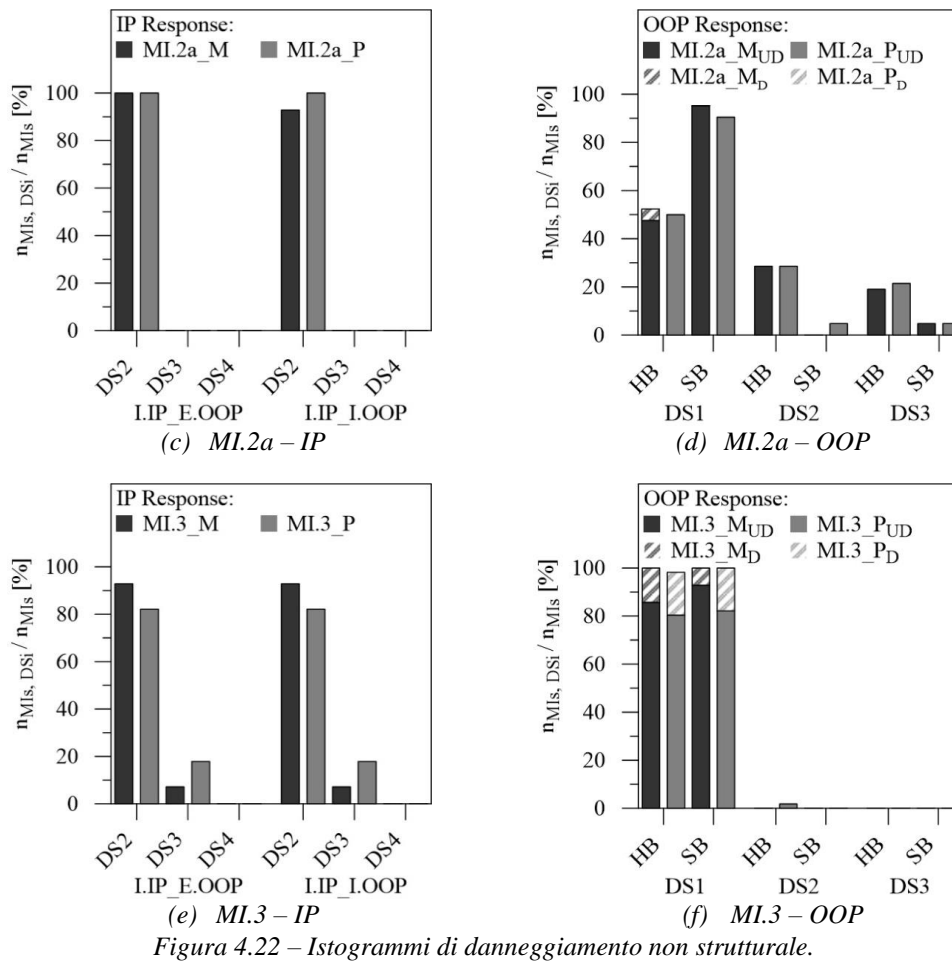


Figura 4.22 – Istogrammi di danneggiamento non strutturale.

Gli effetti del danneggiamento IP (dunque dell'interazione) sono rilevanti per le tipologie MI.1 e MI.3, sebbene la loro massa ridotta li trattienga dal raggiungimento di un DS superiore al primo. Soltanto in pochissimi casi infatti i pannelli MI.3 raggiungono il DS2 (Figura 4.22f). La tipologia MI.1 è la più affetta dal fenomeno di interazione: oltre il 50% dei pannelli HB e circa il 10% di quelli SB subiscono un decadimento della *backbone* (Figura 4.22b).

4.7.4 DOMINI DI INTERAZIONE IP-OOP IN SPOSTAMENTO

Le storie temporali del *drift* combinato IP-OOP sono state analizzate per eventi sismici selezionati, al fine di presentare l'effetto di una modellazione inelastica OOP con degrado a livello del singolo pannello. Ogni storia è ricostruita assieme al dominio limite in spostamento IP-OOP (SLV), i cui limiti sono suggeriti dalla normativa FEMA 356 (2000).

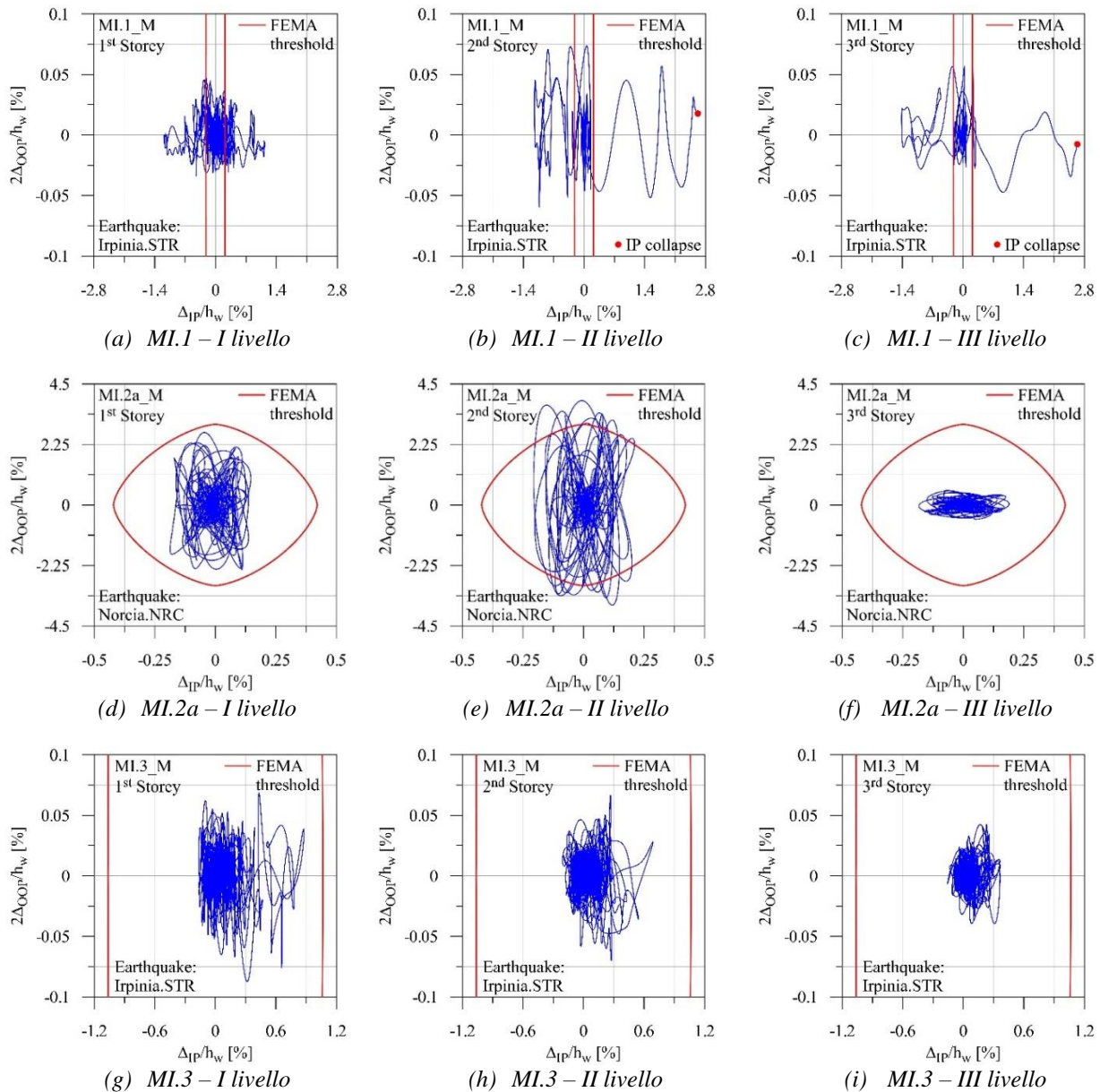


Figura 4.23 – Storie di spostamento e domini d'interazione per pannelli inelastici IP ed elastici OOP.

Ogni dominio è rappresentato in rosso; la sua forma è coerente con quella suggerita da Kadysiewski & Mosalam (2009).

La soglia limite per azioni puramente IP è legata all'*aspect ratio* (l_w/h_w) ed alla resistenza relativa pannello-telaio di ogni tipologia. La soglia OOP è fissata pari al 3% (SLV). I risultati presentati sono riferiti ai terremoti più severi per ogni tipologia di pannello, al variare delle ipotesi di comportamento: il terremoto dell'Irpinia per le MI.1 (Figura 4.23a/b/c e Figura 4.24a/b/c) e MI.3 (Figura 4.23g/h/i e Figura 4.24g/h/i), il sisma di Norcia per le MI.2 (Figura 4.23d/e/f e Figura 4.24d/e/f). Nel caso in cui l'entità degli spostamenti sia ridotta il dominio è rappresentato solo parzialmente, in modo tale da

permetterne una visualizzazione ottimale. Il collasso IP o OOP dei pannelli è rappresentato tramite un simbolo pieno rosso.

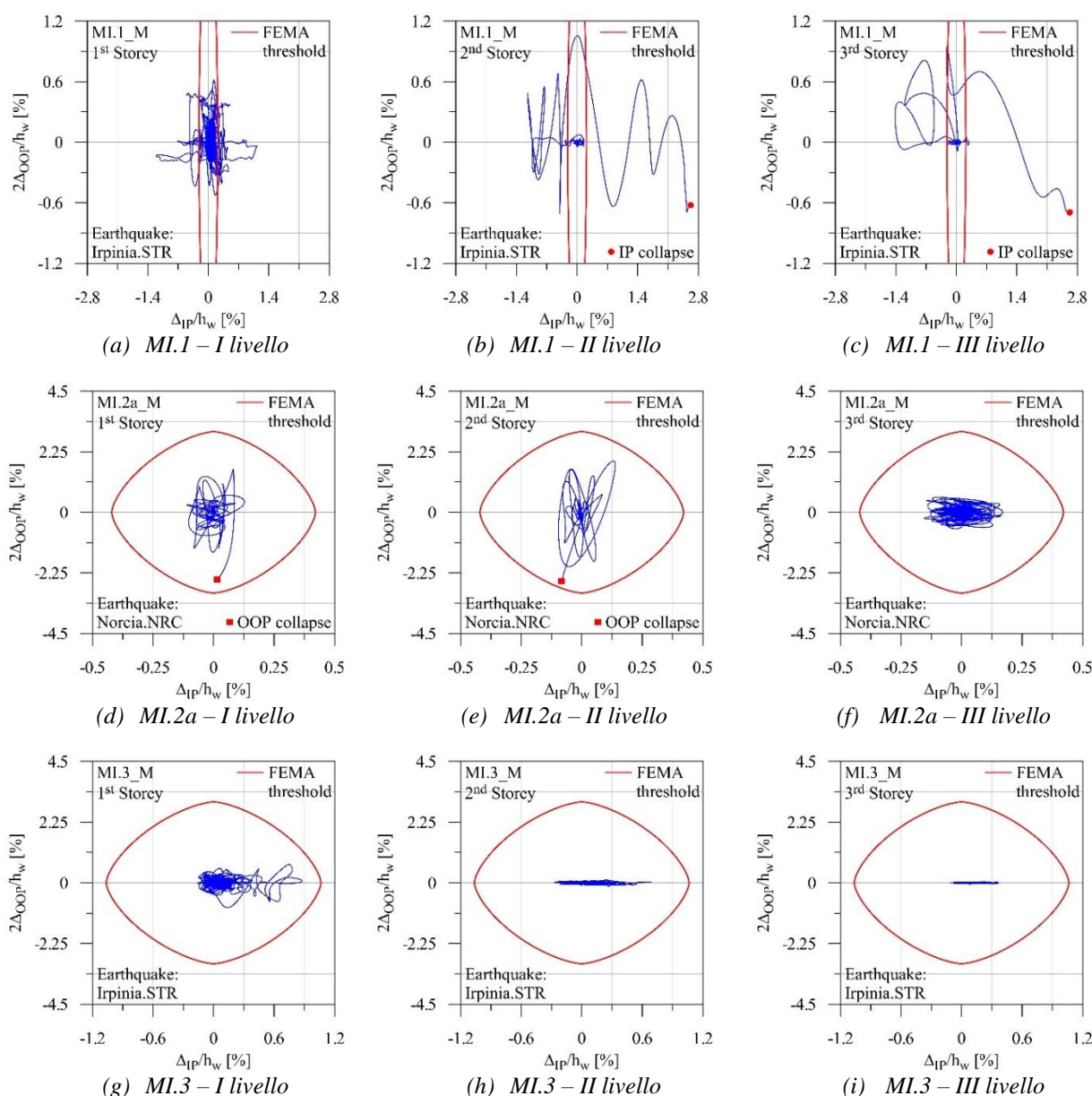


Figura 4.24 – Storie di spostamento e domini d'interazione per pannelli inelastici sia IP che OOP.

La tipologia MI.1 è interessata da elevati *drift* IP che eccedono la soglia FEMA 356, raggiungendo il collasso ai piani superiori (Figura 4.23b/c). Valori estremamente bassi del *drift* OOP sono stati registrati se la risposta inestica OOP e l'interazione sono ignorate (Figura 4.23a/b/c). Il peggioramento della risposta OOP risulta quindi evidente se il modello è più raffinato (Figura 4.24b/c), con valori finali che eccedono l'1%. La tipologia MI.3 soddisfa sia i limiti IP che OOP prescritti, mostrando un incremento del *drift* IP procedendo verso i piani inferiori (Figura 4.23g/h) accoppiati a valori contenuti del *drift* OOP come la tipologia MI.1. Il degrado OOP si verifica soltanto al primo livello,

inducendo un incremento del *drift* OOP (Figura 4.24g). A differenza delle precedenti, la tipologia MI.2 presenta un regime di *drift* OOP molto più impegnativo. L'ipotesi di risposta elastica OOP mostra già l'elevata domanda in spostamento al secondo livello (Figura 4.23e), mentre la soglia FEMA 356 è ancora soddisfatta presso il primo (Figura 4.23d). Il collasso fuori piano viene raggiunto una volta attivata l'inelasticità OOP dei pannelli (Figura 4.24d/e). Come discusso in precedenza l'interazione IP-OOP è quasi nulla per questa tipologia poiché il collasso OOP avviene prima che possa attivarsi (il DS3 nel piano per l'attivazione del degrado non viene mai raggiunto).

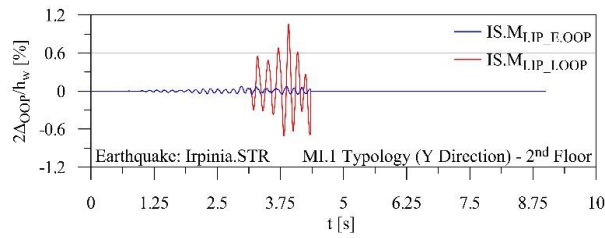
Il danneggiamento OOP osservabile *in-situ* (collasso dei pannelli sulle scale di emergenza, Figura 4.11b) è ben colto dal macro-modello adottato (Figura 4.24d/e) mentre il danneggiamento IP delle tipologie MI.1 e MI.3 è sovrastimato. Ciò può essere dovuto sia all'assenza di informazioni di dettaglio sulle caratteristiche meccaniche dei pannelli messi in opera, sostituite da valori di letteratura, che alla modellazione della struttura priva di opere di adeguamento (sistema di dissipazione) che indubbiamente riducono i *drift* IP sperimentati durante il sisma.

4.7.5 STORIE TEMPORALI – ACCELERAZIONE NON STRUTTURALE

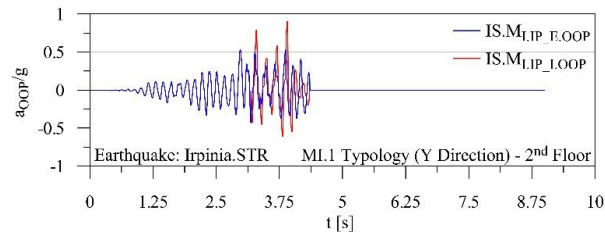
L'effetto dell'interazione IP→OOP è indagato ulteriormente paragonando le storie di accelerazione e *drift* fuori piano in sua presenza/assenza (Figura 4.25). Le storie sono state limitate alle parti significative del relativo accelerogramma. L'interruzione avviene nel caso in cui il pannello collassi o la risposta non sia più significativa. Per ogni tipologia di pannello sono stati selezionati gli stessi terremoti menzionati nel paragrafo precedente, ponendo l'attenzione solo sulle tamponature afferenti ai livelli più rilevanti.

Le tipologie MI.1 (Figura 4.25a/b) e MI.3 (Figura 4.25e/f) presentano una risposta OOP identica fin quando il *drift* IP di attivazione del degrado viene raggiunto. Si osserva successivamente un'amplificazione della risposta OOP, particolarmente marcata in termini di *drift* OOP a causa del repentino abbattimento di rigidità (Figura 4.25a/e). I pannelli MI.1 al secondo livello collassano in direzione IP pochi secondi dopo l'attivazione del degrado, per tale motivo le curve si interrompono (Figura 4.25a/b). Presso il primo livello non vi sono collassi per i pannelli MI.3, tuttavia i *drift* OOP sono notevolmente amplificati durante l'intera storia temporale (Figura 4.25e/f). La tipologia MI.2 non è affetta dall'interazione (Figura 4.25c/d): le storie infatti coincidono fino al collasso OOP, che si verifica soltanto nell'ipotesi di comportamento inelastico fuori piano. L'amplificazione in termini di accelerazione può verificarsi o meno.

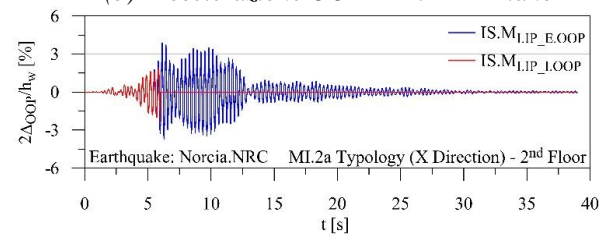
Il pannello che subisce l'effetto del degrado tende a variare durante l'analisi la sua rigidità OOP e quindi il suo periodo, avvicinandosi o allontanandosi dalle frequenze principali che dominano la risposta strutturale.



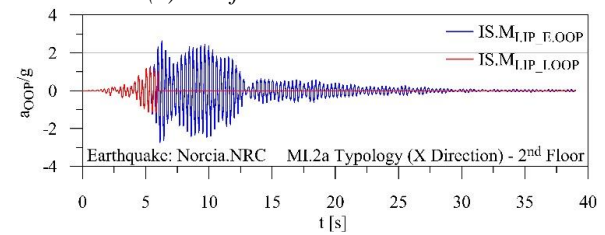
(a) Drift OOP - MI.1 - 2° Piano



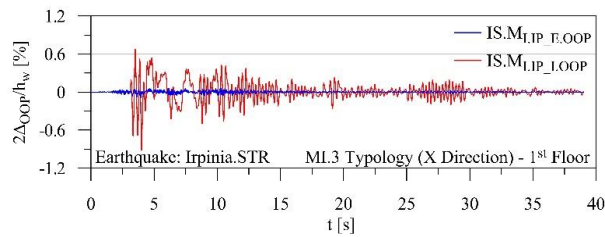
(b) Accelerazione OOP - MI.1 - 2° Piano



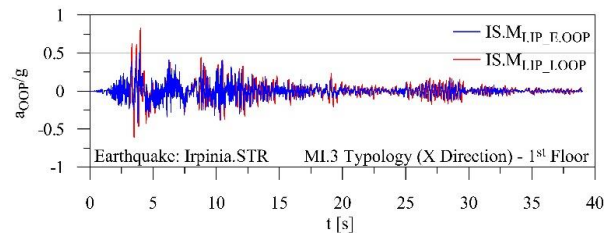
(c) Drift OOP - MI.2a - 2° Piano



(d) Accelerazione OOP - MI.2a - 2° Piano



(e) Drift OOP - MI.3 - 1° Piano



(f) Accelerazione OOP - MI.3 - 1° Piano

Figura 4.25 – Storie temporali selezionate – Effetto dell'interazione IP→OOP.

4.7.6 CONFRONTO NORMATIVO

L'introduzione del macro-modello di tamponatura nel modello strutturale permette di registrare la storia di accelerazioni OOP presso i nodi centrali di ogni pannello, potendone quindi ricavare la massima su tutta la storia temporale. La maggior parte delle normative internazionali fornisce una formulazione semplificata per la valutazione dell'accelerazione massima interessando un determinato elemento non strutturale. In questo paragrafo verranno comparati i risultati delle analisi dinamiche non lineari medi per i modelli IS.MI.IP.I.OOP e IS.PI.IP.I.OOP con le previsioni della normativa italiana (NTC18, 2018), europea (EC8, 2004) e americana (FEMA 356, 2000 o ASCE/SEI 41-17, 2017). In linea generale nessuna di queste normative considera l'effetto del degrado OOP indotto dal danneggiamento IP. Ciò tuttavia dovrebbe indurre una sovrastima dell'azione massima in tutti i casi in cui il pannello è interessato dall'interazione (la backbone OOP è abbattuta, il pannello presenta un tetto massimo di accelerazione ridotto). Le azioni orizzontali suggerite dalle NTC18 (F_{a_NTC18}), EC8 (F_{a_EC8}) e FEMA 356 (F_{a_FEMA}) sono riportate in *Tabella 4.10*, *Tabella 4.11*, *Tabella 4.12* per le tipologie MI.1, MI.2a e MI.3, rispettivamente. Ogni valore è accompagnato dalla differenza percentuale rispetto al risultato delle analisi condotte (F_{max_OOP}).

I dettagli relativi al calcolo delle accelerazioni normative sono sviluppati nel Capitolo 6 dedicato. Lo spettro di piano proposto dalle NTC18 (2018) tiene in conto l'elongazione del periodo fondamentale strutturale nella direzione di verifica a causa delle deformazioni inelastiche, il contributo dei modi superiori al primo, l'altezza ed il periodo fondamentale dell'elemento non strutturale.

Tabella 4.10 – Confronto normativo – Verifica fuori piano tipologia MI.1 (unità in kN).

Tipologia	Piano	$F_{max,OOP}$	F_{a_NTC18}	Δ [%]	F_{a_EC8}	Δ [%]	F_{a_FEMA}	Δ [%]
MI.1_HB	3	1.8	1.5	-17.4	1.5	-19.5	2.1	+18.5
	2	2.1	1.3	-39.0	1.2	-42.6	1.7	-17.9
	1	1.2	1.1	-12.4	1.0	-21.5	1.3	+7.3
MI.1_SB	3	3.0	2.7	-9.9	2.9	-5.8	4.3	+41.4
	2	3.4	2.4	-30.7	1.4	-30.0	3.5	+2.1
	1	2.2	2.0	-10.3	1.9	-13.9	2.7	+20.2

Tabella 4.11 – Confronto normativo – Verifica fuori piano tipologia MI.2a (unità in kN).

Tipologia	Piano	$F_{max,OOP}$	F_{a_NTC18}	Δ [%]	F_{a_EC8}	Δ [%]	F_{a_FEMA}	Δ [%]
MI.2a_HB	3	4.1	11.8	+189.2	6.8	+67.9	8.8	+116.6
	2	13.3	10.2	-23.0	5.8	-56.5	7.2	-45.5
	1	11.6	8.7	-25.4	4.7	-59.4	5.7	-51.4
MI.2a_SB	3	6.3	17.7	+178.9	12.9	+103.3	17.6	+178.1
	2	29.9	15.3	-48.7	10.9	-63.7	14.5	-51.6
	1	18.7	13.0	-30.3	8.9	-52.5	11.3	-39.4

Tabella 4.12 – Confronto normativo – Verifica fuori piano tipologia MI.3 (unità in kN).

Tipologia	Piano	$F_{max,OOP}$	F_{a_NTC18}	Δ [%]	F_{a_EC8}	Δ [%]	F_{a_FEMA}	Δ [%]
MI.3_HB	3	1.2	1.9	+54.8	1.8	+50.3	2.7	+121.9
	2	1.6	1.6	+1.4	1.5	-4.5	2.2	+37.4
	1	1.9	1.4	-27.8	1.2	-34.9	1.7	-9.8
MI.3_SB	3	1.9	3.4	+78.6	3.6	+85.0	5.3	+178.2
	2	2.7	3.0	+10.9	3.0	+11.4	4.4	+63.3
	1	3.2	2.5	-19.8	2.4	-23.0	3.4	+8.8

L'EC8 (2004) considera soltanto gli ultimi due parametri mentre la norma FEMA 356 (2000) è svincolata dal periodo dell'elemento non strutturale, limitandosi a distinguere elementi rigidi e deformabili. Il fattore di comportamento dei pannelli è pari a 2.0 per le NTC18 ed EC8; pari a 1.5 per la FEMA 356. L'azione fuori piano è valutata sia per la fodera interna (HB) che esterna (SB).

L'azione massima agente sui pannelli MI.1 è generalmente sottostimata dalle NTC18 ed EC8 (Tabella 4.10), mentre valori più soddisfacenti si ottengono applicando la normativa americana, caratterizzata da un minore fattore di comportamento non strutturale. Le forze orizzontali agenti sulle MI.2 sono sottostimate da ogni normativa per i primi due livelli (Tabella 4.11). Le predizioni diventano invece conservative al terzo livello sia per le MI.2a che per le MI.3. Questi *trend* possono essere giustificati in base all'andamento delle leggi proposte dalle varie normative, crescente verso l'alto. La struttura in esame presenta invece un *trend* opposto per queste tipologie, con accelerazioni che si riducono progressivamente, a causa dell'elevato peso della struttura del tetto. Per concludere, le deviazioni rispetto ai risultati ottenuti sono significative: l'applicazione normativa non si presta al caso in esame date le sue particolari caratteristiche dinamiche che la allontanano dalle ipotesi alla base delle formulazioni semplificate. In alcuni casi, specie per i pannelli realmente collassati, la sottostima è evidente. L'efficacia di questi metodi sarà indagata in dettaglio nel Capitolo 5 e soprattutto nel Capitolo 6, in modo tale da non essere influenzata da specificità strutturali.

4.7.7 VULNERABILITÀ A TAGLIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Il punto di applicazione della reazione IP del pannello non coincide propriamente con il nodo strutturale: le tamponature esercitano azioni taglianti sui pilastri peggiorandone in genere lo stato di sollecitazione. Per ogni tipologia di pannello sono stati selezionati i relativi pilastri d'estremità (Figura 4.13), essendo i più vulnerabili rispetto ad una verifica a taglio. Tutti i pilastri riferiti alla tipologia MI.1 sono stati discretizzati in due sotto-elementi, in modo tale da cogliere direttamente l'azione trasmessa dai pannelli e le possibili cerniere plastiche indotte dall'effetto *short column*; per le tipologie MI.2a e MI.3 si farà riferimento alla storia delle azioni IP trasmesse dal pannello al pilastro.

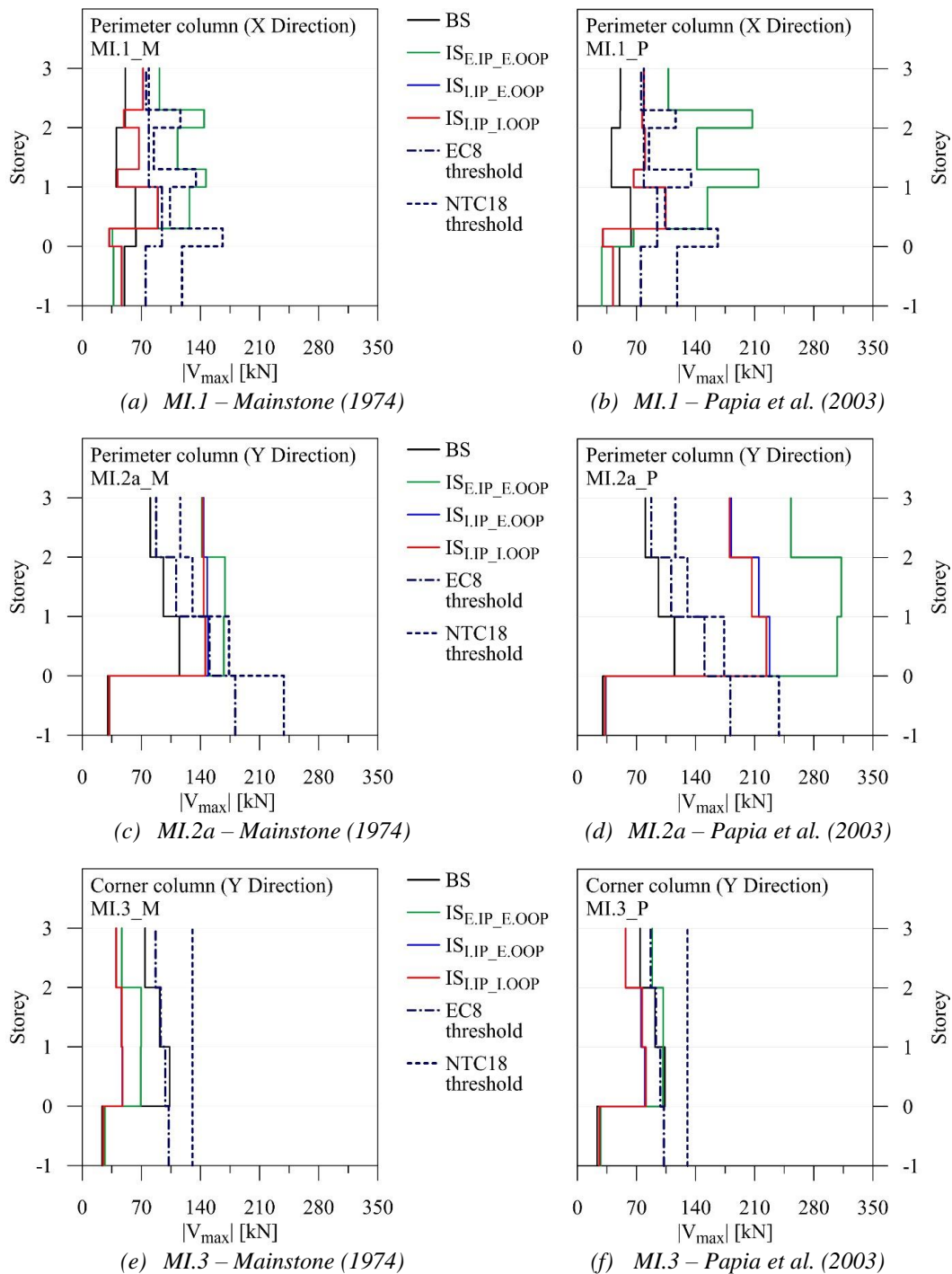


Figura 4.26 – Domanda a taglio nei pilastri adiacenti le tamponature considerate.

Occorre inoltre evidenziare che le sollecitazioni taglianti registrate per la tipologia MI.1 sono differenziate per la parte di pilastro superiore libera e quella tamponata, in modo tale da cogliere l'aggravio in termini di sollecitazione a taglio. La comparazione è estesa alle quattro tipologie di modello introdotte (BS; IS.M_{E.IP_E.OOP} e IS.P_{E.IP_E.OOP}; IS.M_{L.IP_E.OOP} e IS.P_{L.IP_E.OOP}; IS.M_{L.IP_I.OOP} e IS.P_{L.IP_I.OOP}) rispetto alle soglie calcolabili in base alle norme

NTC18 (2018) ed EC8 (2004). Ambedue le formulazioni prevedono una riduzione della resistenza a taglio all'aumentare delle deformazioni plastiche cicliche, considerando un comportamento a taglio duttile o fragile se la rottura a taglio segue o precede quella a flessione, rispettivamente. La capacità a taglio per pilastri tozzi è inoltre limitata dalla resistenza a compressione diagonale dell'elemento, in linea con la formulazione dell'EC8.

L'ipotesi di comportamento elastico IP ed OOP conduce a predizioni irrealistiche dell'azione tagliante in base all'assenza di un valore limite dello spostamento che riduca progressivamente la loro crescita fino al raggiungimento della resistenza massima, nonché una sovrastima delle azioni al di sotto della *short column* relativa ai pannelli MI.1 (Figura 4.26a/b). La modellazione OOP non influisce ovviamente la domanda a taglio, come confermato paragonando i risultati in presenza o assenza dell'inelasticità OOP. La domanda a taglio non soddisfa i limiti imposti dalle NTC18 ed EC8 soltanto nel caso della tipologia MI.2a (Figura 4.26c/d), in linea con il danneggiamento osservato *in-situ* (Figura 4.11). La formulazione di Papia et al. (2003) conduce generalmente a risultati più conservativi (minimizza il danno IP del pannello e massimizza l'azione realisticamente agente sul pilastro). La tipologia MI.3 risulta la più sicura rispetto a questa verifica, essendo molto sviluppata in altezza più che in larghezza, limitando in questo modo le azioni orizzontali trasmesse ai pilastri (Figura 4.26e/f).

4.8 RISULTATI – MODELLAZIONE A DOPPIA FODERA

L'obiettivo principale del paragrafo consiste nel presentare risultati aggiuntivi per l'istituto De Gasperi – Battaglia, introducendo una modellazione non strutturale più raffinata e *backbone* IP/OOP in linea con la proposta di modellazione introdotta nel Capitolo 3. Durante il secondo anno di dottorato il codice sviluppato è stato reso capace di gestire contemporaneamente, durante la stessa analisi, le risposte IP ed OOP di ambedue le fodere componenti il pannello, mantenendo immutato il numero di elementi necessari e quindi il costo computazionale. I risultati mostrati in precedenza prevedono infatti la ripetizione della generica analisi dinamica non lineare per cogliere la risposta OOP di ogni fodera, mentre la risposta IP è ricostruita tramite somma dei legami delle singole fodere e trasformazione in trilatera equivalente (equivalenza delle aree). Questi limiti sono stati dunque superati, permettendo così di cogliere le specificità reali (risposte delle fodere separate e contemporanee, sia IP che OOP).

Al fine di differenziare i risultati rispetto a quanto descritto nel Paragrafo 4.7 è stato deciso di limitare le analisi all'ipotesi più realistica di comportamento inelastico IP ed inelastico OOP, introducendo la possibilità di interazione sia singola IP→OOP che mutua IP↔OOP. Allo stesso tempo le analisi condotte non sono state limitate allo SLV: l'evoluzione della risposta strutturale-non strutturale progressiva è indagata tramite analisi dinamica incrementale.

4.8.1 MODELLAZIONE IN-PLANE / OUT-OF-PLANE AVANZATA

Le *backbone* utilizzate per la modellazione monofodera equivalente IP sono state precedentemente calcolate secondo le indicazioni di Cavaleri & Di Trapani (2014). Nel Paragrafo 3.3 è stata presentata una comparazione fra le formulazioni disponibili per ricostruire il legame IP di un pannello, giungendo ad una proposta capace di incontrare le evidenze sperimentali ed affine concettualmente ai legami più utilizzati. Questa formulazione può essere intesa come un *lower bound* ragionato del legame IP, ideale per effettuare analisi predittive del danneggiamento non strutturale massimo.

In Figura 4.27 sono riportati i legami IP differenziati per fodera, relativamente ad ognuna delle tre tipologie di pannello modellate. La formulazione proposta (*Lower Bound*, LB) è paragonata alle indicazioni di diversi autori: Bertoldi et al. (1993), Panagiotakos & Fardis (1996), Dolsek & Fajfar (2008); Cavaleri & Di Trapani (2014), De Risi et al. (2018). È immediato osservare come i legami proposti (linea rossa) siano generalmente cautelativi rispetto alle altre formulazioni se la fodera considerata ha spessore esiguo (Figura 4.27a/c/e). Ciò risulta coerente con il rischio di instabilizzazione laterale più accentuato, che può compromettere l'efficacia del meccanismo a puntone. La *backbone* ottenuta per la fodera in mattoni pieni (Figura 4.27b/d/f) è tendenzialmente prossima a quelle ricostruite secondo Bertoldi et al. (1993) e Cavaleri & Di Trapani (2014), con spostamento riferito al punto di massimo e sviluppo totale intermedi. L'*upper bound* è generalmente individuato dalla formulazione di Panagiotakos & Fardis (1996) fin quando l'*aspect ratio* del pannello è maggiore dell'unità. I legami di Dolsek & Fajfar (2008) e di De Risi et al. (2018) presentano resistenze massime intermedie: il primo tende ad essere cautelativo rispetto allo spostamento ultimo ed a fornire una resistenza considerevole per pannelli molto sviluppati in altezza (Figura 4.27e); il secondo presenta, al contrario, uno spostamento ultimo a valore molto elevato (la *backbone* è stata interrotta per maggiore chiarezza dei grafici).

Anche le *backbone* OOP sono state modificate, considerando uno spostamento ultimo (4.20) in linea con ulteriori risultati sperimentali resi disponibili (Ricci et al., 2018a) ed una resistenza massima OOP più cautelativa, tenente conto della rigidità in fase fessurata degli elementi strutturali che contrastano la deformazione del pannello e permettono l'instaurazione dell'effetto arco monodirezionale (MI.1) e bidirezionale (MI.2 e MI.3). In termini pratici si osserva un generale abbattimento delle resistenze ed un incremento degli spostamenti ultimi.

$$d_u^{(OOP)} = 3.7 \cdot d_{\max}^{(OOP)} \quad (4.20)$$

Sono riportate in Figura 4.28 le *backbone* IP ed OOP adottate per le analisi di dettaglio commentate a seguire.

L'ultima ma non meno importante differenza rispetto alle analisi precedenti consiste nell'introduzione di leggi di degrado IP→OOP tarate su un maggior numero di risultati sperimentali, suggerite da Ricci et al. (2018b) per tamponature deboli. L'interazione opposta OOP→IP è basata invece sulle indicazioni di Al-Chaar (2002), derivanti da analisi numeriche. Si rimanda ai Paragrafi 3.5 e 3.6 per i dettagli di entrambe le formulazioni.

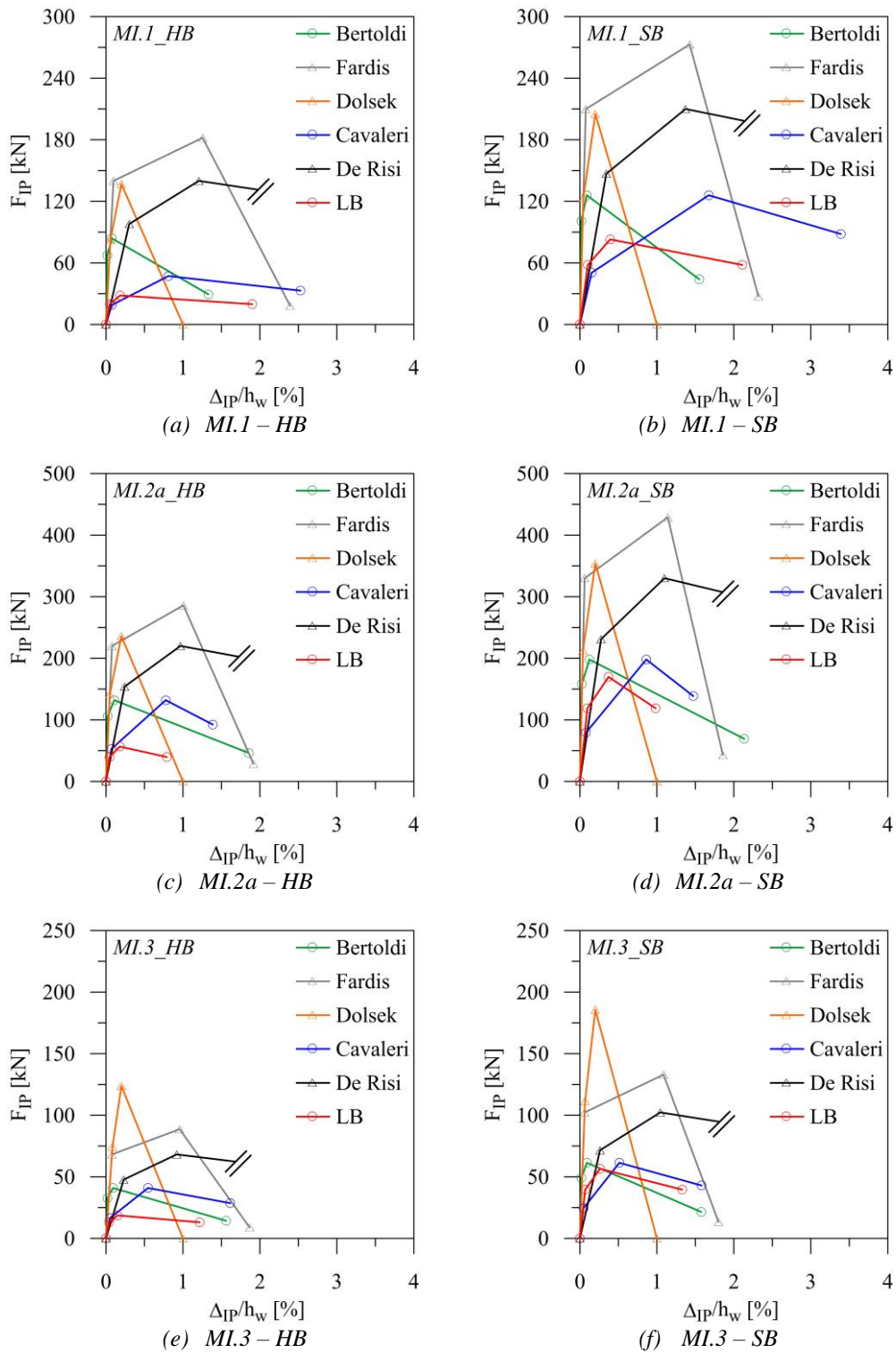


Figura 4.27 – Confronto fra tipologie diverse di legame IP per i pannelli dell'istituto De-Gasperi.

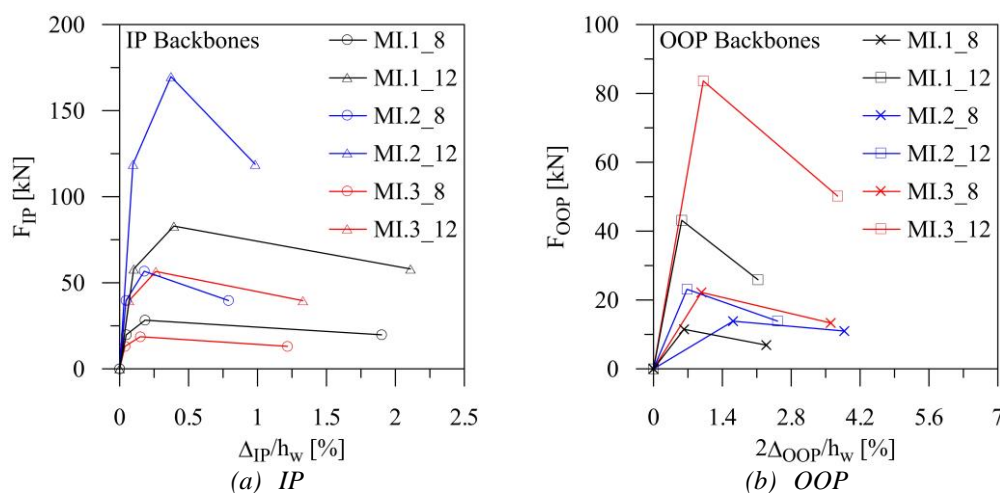


Figura 4.28 – Legami IP ed OOP rielaborati per la modellazione di dettaglio.

4.8.2 ANALISI DINAMICA INCREMENTALE

La differenza principale rispetto a quanto descritto nel Paragrafo 4.7 risiede nella tipologia di analisi condotte. In precedenza i risultati ottenuti sono stati mediati su 7 terremoti scalati per lo SLV. Nell'ottica di un'indagine più raffinata e trasversale rispetto a questo stato limite si è deciso di condurre un'analisi dinamica incrementale dell'istituto De Gasperi – Battaglia, introducendo come unica variabilità di modellazione la tipologia di interazione fra le risposte nel piano e fuori piano dei pannelli (IP→OOP e IP↔OOP).

L'analisi incrementale è stata condotta aumentando il fattore di scala di ognuno dei 7 terremoti riportati nel Paragrafo 4.6 progressivamente, secondo *step* di incremento prefissati, in modo tale da cogliere l'evoluzione della risposta non strutturale modellata tramite i nuovi legami IP ed OOP. Il livello di azione sismica di riferimento (moltiplicatore α del fattore di scala unitario) coincide con lo SLV. Questo moltiplicatore varia fra 0.2 e 1.2, secondo incrementi pari a 0.2, in modo tale da far spaziare il livello di azione sismica fra gli stati limite di esercizio e gli stati limite ultimi.

Sono di seguito riportati i risultati ottenuti, differenziati per ogni fodera considerata (Mattone forato HB o pieno SB). L'acronimo DL (*Double-Leaf*) indica invece l'effetto combinato delle due foderie sul *drift* IP del livello considerato.

4.8.2.1 PROFILI INCREMENTALI DEL DRIFT IP/OOP

Il *drift* IP è inteso come spostamento d'interpiano adimensionalizzato rispetto alla sua altezza (percentuale), considerando quindi l'effetto combinato delle due foderie sulla risposta del livello in esame. In Figura 4.29 sono rappresentati gli andamenti del *drift* e dell'accelerazione IP al crescere dell'azione sismica, per le due ipotesi di interazione interna non strutturale. I singoli valori sono ottenuti come media fra i 7 terremoti considerati.

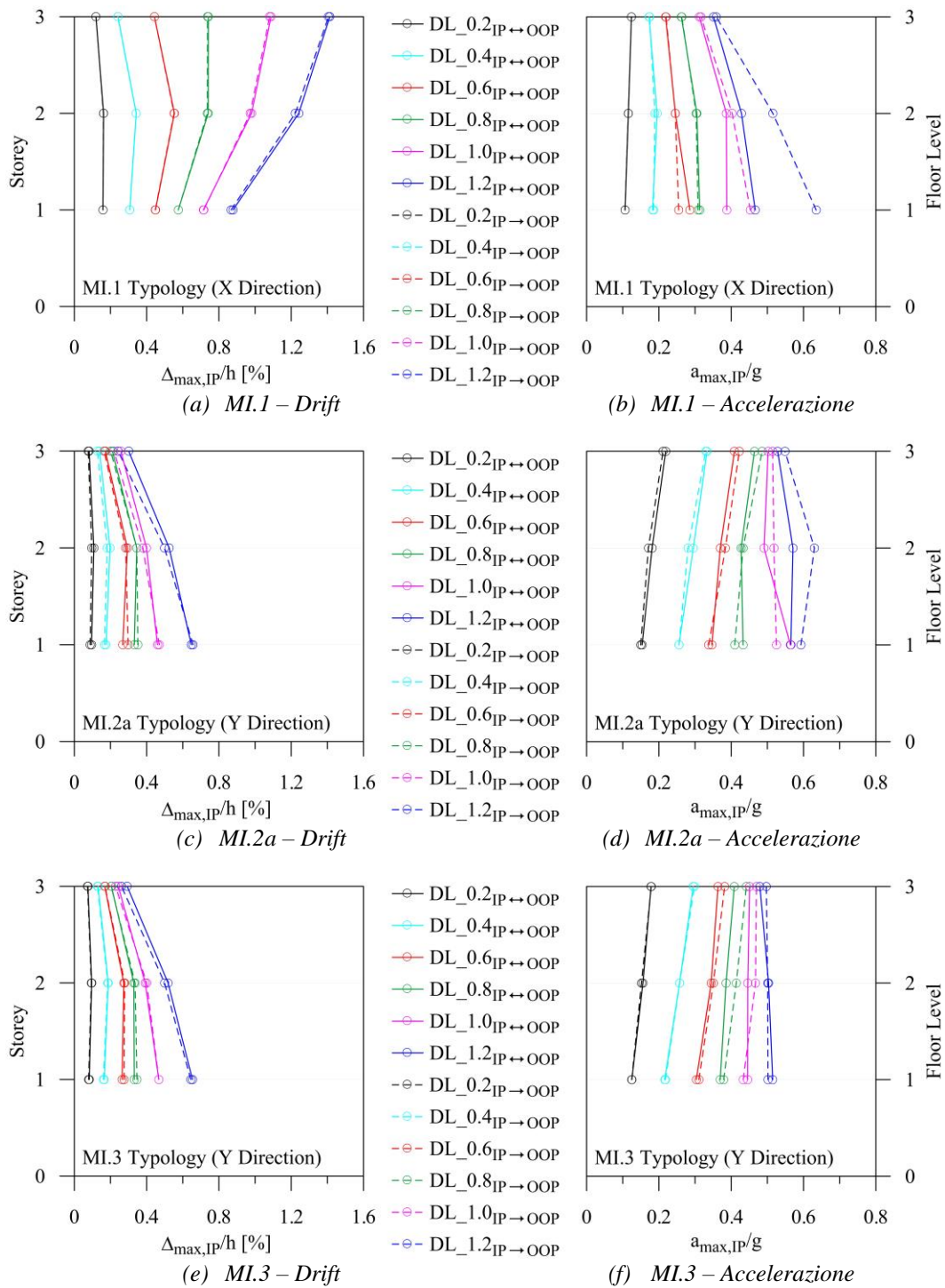


Figura 4.29 – Andamenti medi del drift e accelerazione IP (analisi incrementale).

Il drift relativo alla tipologia MI.1 (Figura 4.29a) è sempre maggiore rispetto alle altre (Figura 4.29c/e), confermando la tendenza evidenziata nel Paragrafo 4.7.1. Questa differenza tende ad essere sempre più marcata al crescere del moltiplicatore α . Per un'azione sismica moderata l'andamento risulta crescente verso il basso, come ci si aspetta. I pilastri dell'ultimo livello tendono a plasticizzare progressivamente a causa dell'elevata massa del tetto e ridotta resistenza a flessione dei pilastri in direzione X (terzo livello). L'ultimo livello tende quindi a spiccare sugli altri in termini di *drift*, invertendo l'andamento iniziale. Ciò non accade per la tipologia MI.2a e MI.3, dove, al contrario, è il primo livello a presentare deformazioni maggiori. I pilastri presentano domini di pressoflessione più resistenti nella direzione di questi pannelli, permettendo la naturale crescita del *drift* procedendo verso la parte inferiore della struttura. Si osserva inoltre che l'introduzione del degrado mutuo (linea continua) non induce sensibili cambiamenti per il *drift* IP, con differenze più accentuate per l'accelerazione IP. Questo fenomeno non risulta inaspettato. La tipologia MI.1 presenta una resistenza OOP elevata e ridotte azioni fuori piano. Il degrado singolo IP→OOP (linea tratteggiata) è attivato a causa delle consistenti deformazioni IP, inducendo un decadimento della *backbone* OOP. Le azioni OOP restano tuttavia contenute, causando l'impatto ridotto dell'interazione opposta, che si sviluppa soltanto per livelli dell'azione sismica più elevati. Il decremento di rigidezza IP è inoltre tale da causare una riduzione della rigidezza di piano strutturalmente simmetrica, data la disposizione dei pannelli in direzione X. La rigidezza relativa dei pannelli MI.1 rispetto a quella cumulata degli elementi strutturali è anch'essa ridotta. Alla luce di ciò l'incremento di *drift* IP è quindi estremamente ridotto e visibile soltanto per i moltiplicatori più elevati (Figura 4.29a). Più apprezzabile è la riduzione delle accelerazioni IP a causa del più rapido danneggiamento dei pannelli rispetto al degrado singolo (Figura 4.29b).

Le tipologie MI.2a e MI.3 presentano un più marcato effetto dell'interazione mutua presso i livelli superiori, dove le azioni OOP sono maggiori. L'effetto della riduzione di rigidezza IP è più accentuato essendo la rigidezza relativa pannelli-telaio più elevata. Le differenze diventano più accentuate per livelli dell'azione sismica corrispondenti agli stati limite ultimi (Figura 4.29c/e). L'incremento riferito alla tipologia MI.3 è ridotto rispetto alla MI.2a essendo inferiore la massa OOP eccitata (minore interazione OOP→IP). Il comportamento OOP è descritto separatamente per le due fodere interna (8cm, HB) ed esterna (12cm, SB), rappresentando in Figura 4.30 e Figura 4.31 gli andamenti del *drift* e dell'accelerazione OOP valutati rispetto al baricentro del pannello di ogni tipologia. Il *drift* OOP per la fodera HB della tipologia MI.1 è inizialmente molto contenuto (Figura 4.30a). L'attivazione del degrado IP→OOP induce un rapido incremento presso i livelli superiori, dove i *drift* IP sono maggiori. L'effetto del degrado mutuo, come visto, non si traduce in un sensibile incremento del *drift* IP, aggravante l'interazione opposta. Questo si concretizza in differenze fra le due ipotesi legate ai cambiamenti globali delle caratteristiche dinamiche strutturali, indotte dal maggior danneggiamento dei pannelli (decadimento delle *backbone*). Per livelli ridotti dell'azione sismica l'interazione mutua porta i pannelli del terzo livello a peggiorare la loro risposta OOP mentre per livelli più elevati spiccano quelli posti al secondo. La fodera SB (Figura 4.31a) presenta un andamento simile ma meno instabile in termini di posizione del valore massimo, essendo più rigida e più resistente. L'incremento

della differenza di *drift* OOP fra le ipotesi di modellazione non strutturale è progressivamente crescente con l'azione sismica.

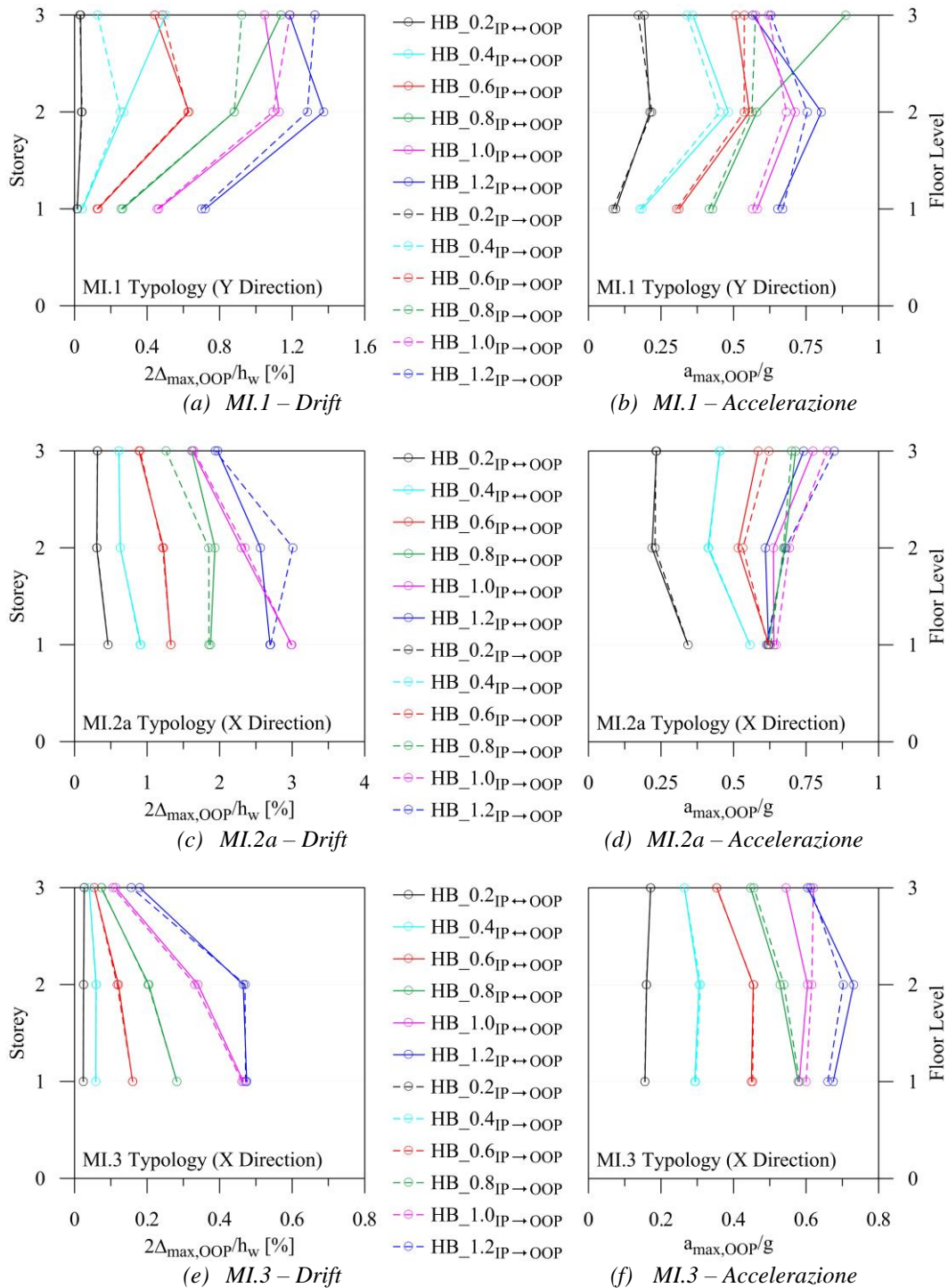


Figura 4.30 – Andamenti medi del drift e accelerazione OOP (HB, analisi incrementale).

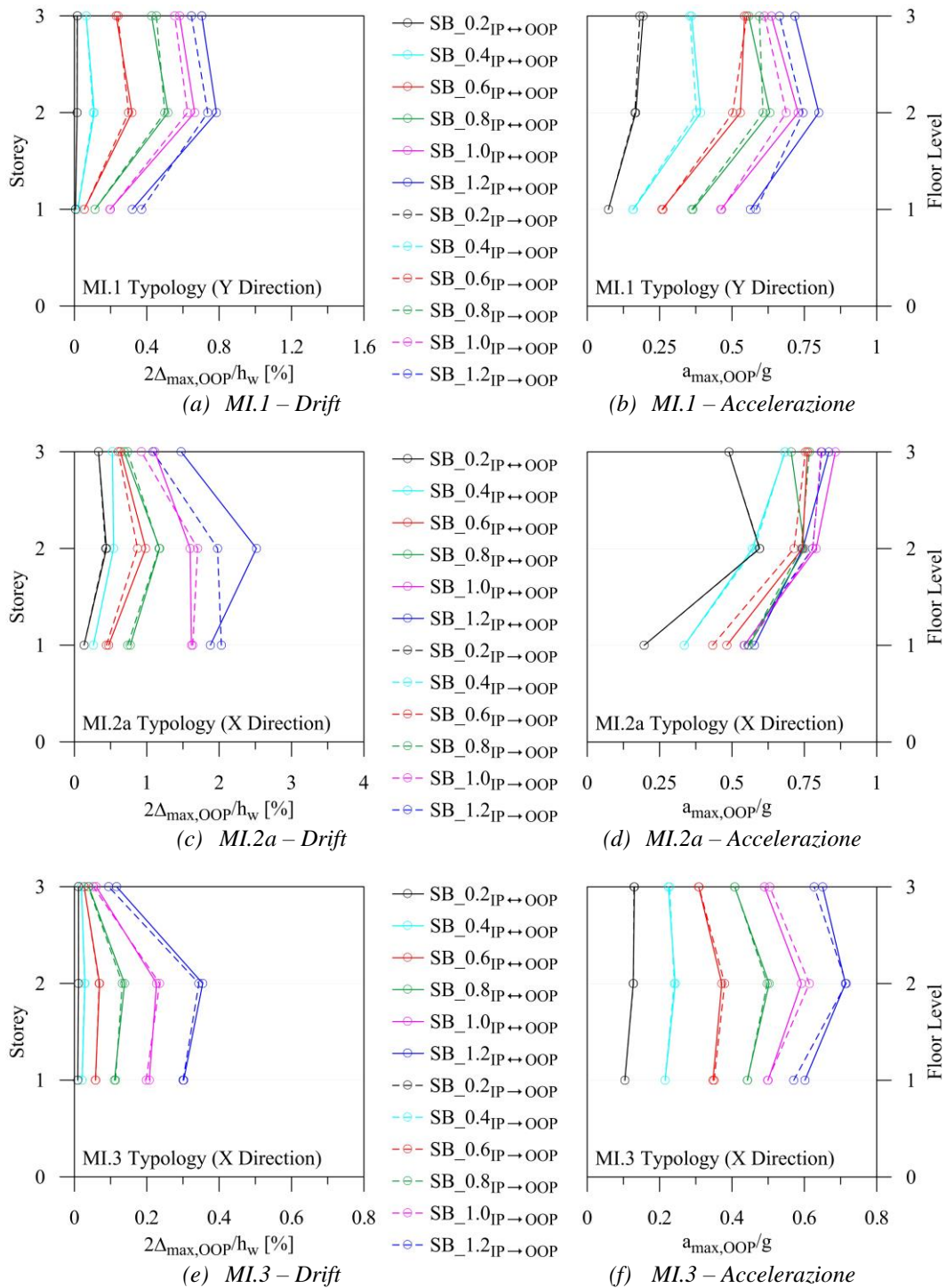


Figura 4.31 – Andamenti medi del drift e accelerazione OOP (SB, analisi incrementale).

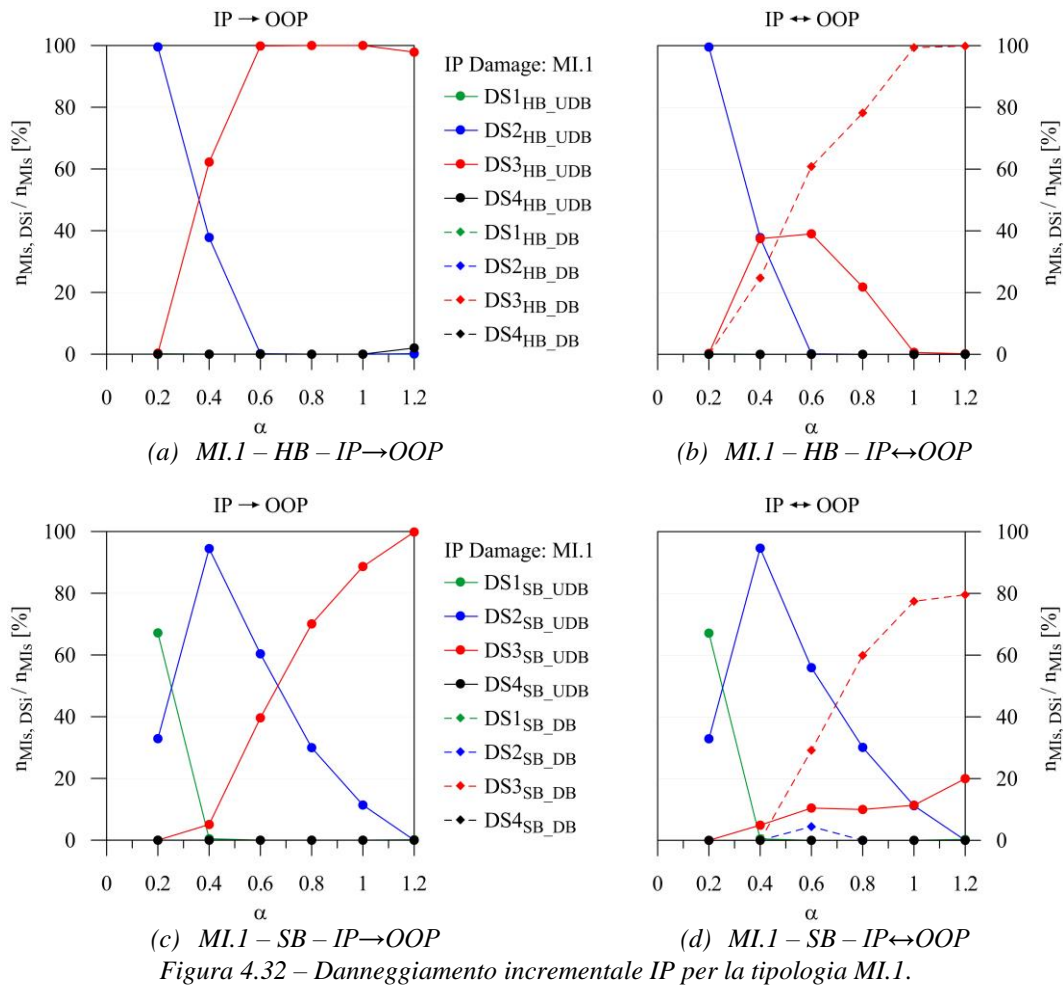
La fodera HB della tipologia MI.2a presenta i *drift* OOP massimi (Figura 4.30c), a causa del più comune *aspect ratio*. L’impatto del degrado mutuo è più apprezzabile. Il progressivo incremento del *drift* IP dei livelli inferiori induce l’attivazione del degrado singolo, causando un degrado delle *backbone* OOP e l’amplificazione dei relativi *drift*.

Il terzo livello presenta azioni OOP più elevate ma un minore degrado a causa dei *drift* IP contenuti. Non spicca quindi rispetto ai pannelli inferiori. Considerazioni analoghe valgono per la fodera in mattoni pieni SB (Figura 4.31c), valide a partire da valori del moltiplicatore α più elevati. L'interazione mutua induce un generale incremento del *drift* OOP, ad eccezione dei casi in cui il pannello collassa anticipatamente (il massimo è valutato su una storia temporale del pannello ridotta, corrispondente ad un minore decadimento ed elongazione della *backbone* OOP). È utile osservare inoltre come gli andamenti dell'accelerazione OOP (Figura 4.30d e Figura 4.31d) risultino inizialmente ben separati per diversi valori del moltiplicatore. Il progressivo addensarsi attorno al valore 0.8g è dovuto proprio al raggiungimento del tetto di accelerazione imposto dalla resistenza massima OOP, confermando quindi l'esteso danneggiamento e le eventuali espulsioni. Questo valore è ovviamente inferiore rispetto a quello che indurrebbe il collasso di un pannello che non subisce il fenomeno di interazione.

La tipologia MI.3 risente solo indirettamente del degrado mutuo (Figura 4.30e e Figura 4.31e), la cui influenza è limitata al terzo livello. Il contributo alla rigidezza dei relativi telai è infatti trascurabile. Il degrado singolo IP→OOP induce invece la progressiva amplificazione del *drift* OOP presso i piani inferiori. L'entità di questi *drift* è minima se confrontata con le altre tipologie di pannello. La fodera SB presenta inoltre spostamenti minori, coerentemente alla sua maggiore rigidezza. Ciò è dovuto anche alla maggiore rigidezza del relativo telaio in direzione *Y* (corpo centrale) che smorza l'effetto del degrado sulla risposta OOP. Come per la tipologia MI.1, gli andamenti dell'accelerazione OOP sono ben distanziati al crescere del moltiplicatore dell'azione sismica (Figura 4.30f e Figura 4.31f), confermando la lontananza dalla condizione di collasso OOP.

4.8.2.2 DANNEGGIAMENTO INCREMENTALE IP/OOP

L'evoluzione del danneggiamento IP ed OOP dei pannelli all'aumentare dell'intensità sismica è rappresentata per le due ipotesi di interazione non strutturale separatamente, in modo tale da coglierne le differenze. Nei grafici a seguire sono riportate dunque le percentuali dei pannelli che si trovano in un fissato stato di danno (DS) rispetto alla totalità della stessa tipologia al variare del moltiplicatore α . Gli stati di danno sono analoghi a quelli introdotti nel Paragrafo 4.7. L'assenza di interazione per la direzione di carico considerata (*Undamaged Backbone*, UDB) è indicata tramite tratto continuo, una curva tratteggiata identifica invece i pannelli con *backbone* degradata (*Damaged Backbone*, DB). Nell'ipotesi di degrado singolo IP→OOP dunque soltanto i grafici riferiti al danno OOP saranno caratterizzati da eventuali linee tratteggiate, essendo assente l'effetto opposto. Per ogni valore α la somma delle percentuali riferite ai diversi DS corrisponde al 100% dei pannelli.



Le fodere HB dei pannelli MI.1 si trovano già in DS2 per livelli dell'azione sismica ridotti (Figura 4.32a), giungendo totalmente in DS3 per moltiplicatori α superiori a 0.6. L'indebolimento della *backbone* OOP è tale da permettere l'attivazione dell'interazione OOP→IP progressiva (Figura 4.32b), che investe la totalità dei pannelli allo SLV ($\alpha=1$). Non si assiste ad un numero di collassi IP significativo. Le fodere SB sono più resistenti, quindi per $\alpha=0.2$ il 70% si trova in fase elastica (Figura 4.32c), cedendo progressivamente il passo al DS2 ed al DS3. L'effetto dell'interazione mutua (Figura 4.32d) è meno marcato, con un 20% di pannelli che resta mediamente non affetto (primo livello). Data la scarsa massa del pannello non si assiste ad incrementi apprezzabili del numero di pannelli afferente agli stati di danno più elevati, nell'ipotesi di interazione IP↔OOP. Ciò è confermato osservando i grafici riferiti al danneggiamento nella direzione ortogonale OOP (Figura 4.33): il DS1 non è mai superato per ambedue le fodere ed il degrado del legame OOP è attivato per gli stessi valori del coefficiente α . Si può dunque concludere che la modellazione del degrado mutuo in pannelli molto rigidi e resistenti OOP e caratterizzati da massa ridotta sia superflua. Una modellazione del degrado IP→OOP è sufficiente a coglierne gli aspetti principali della risposta sismica (tamponature con *aspect ratio* $\gg 1$).

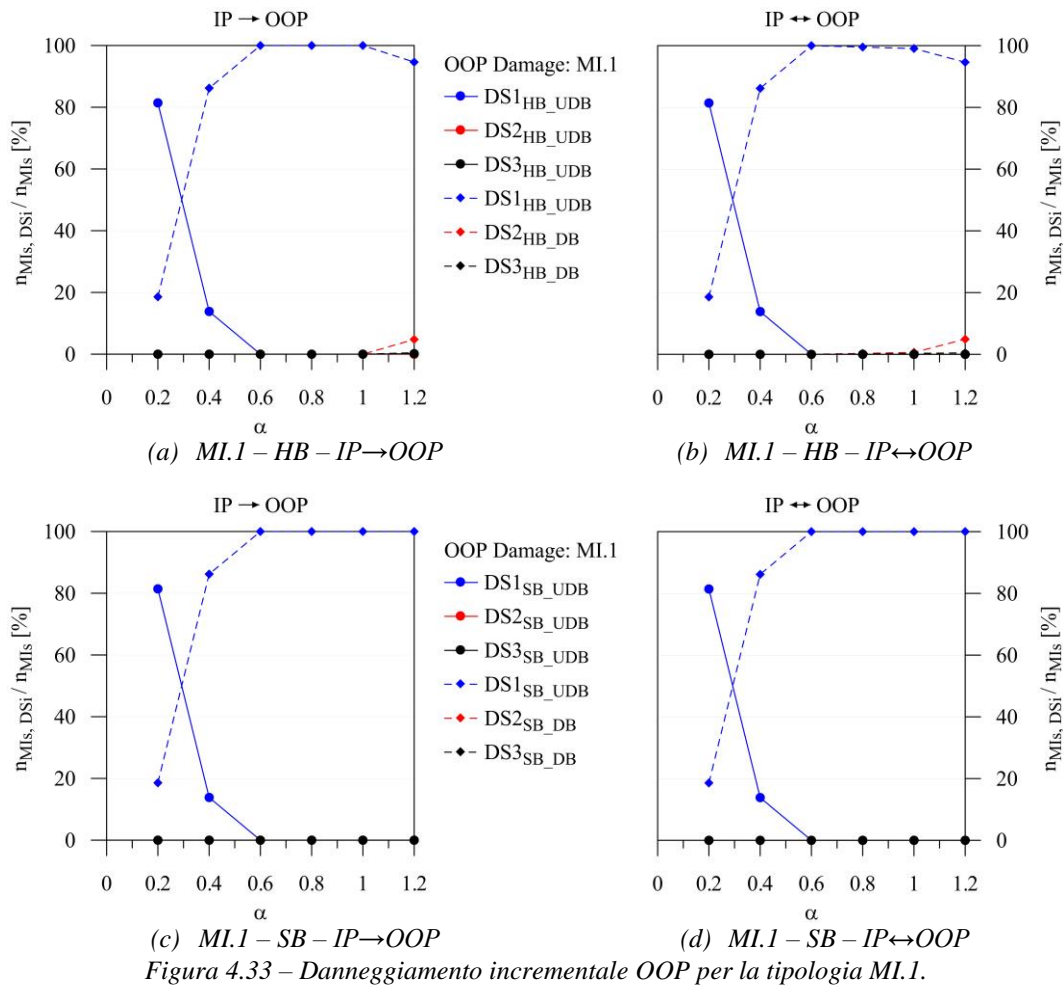


Figura 4.33 – Danneggiamento incrementale OOP per la tipologia MI.1.

Le fodere HB di tipologia MI.2a tendono a raggiungere il DS3 progressivamente (Figura 4.34a), con una ridotta percentuale di collassi IP. L'interazione mutua (Figura 4.34b) interessa i pannelli a partire dal moltiplicatore minimo. Per α superiore a 0.6 tutti i pannelli sono infatti soggetti al degrado della *backbone* IP. Si assiste inoltre ad un leggero incremento percentuale in termini di collasso. Il cambiamento della formulazione adottata per il legame IP e la modellazione a fodere separate ha permesso di cogliere un livello di danno IP più spinto rispetto alla modellazione IP con monofodera equivalente. Le fodere SB sono globalmente meno danneggiate a parità di *step* dell'analisi dinamica incrementale (Figura 4.34c/d): più della metà si trova soltanto in fase fessurata per livelli dell'azione sismica prossimi allo SLC ($\alpha=1.2$). Anche il questo caso vi è un leggero incremento dei pannelli afferenti al DS4. Circa il 20% delle fodere MI.2a raggiunge la condizione di collasso OOP (Figura 4.35a/c), indipendentemente dalla fodera considerata. Una percentuale maggiore di pannelli SB si trova in DS2, rispetto alla fodera HB. Ciò è dovuto al diverso periodo del pannello, che corrisponde a differenti livelli di domanda in accelerazione. Il quantitativo di pannelli che afferisce al DS2 aumenta a parità di moltiplicatore, indicando un leggero incremento di vulnerabilità dovuto all'interazione

mutua (Figura 4.35b/d). L'inclusione dell'interazione completa può essere quindi utile a valutare lo stato di danno per tamponature con *aspect ratio* ordinario.

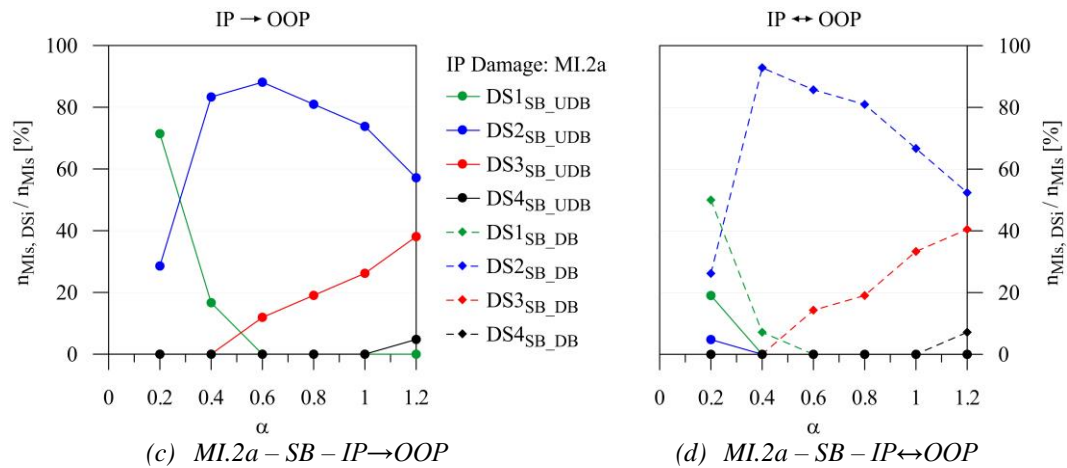
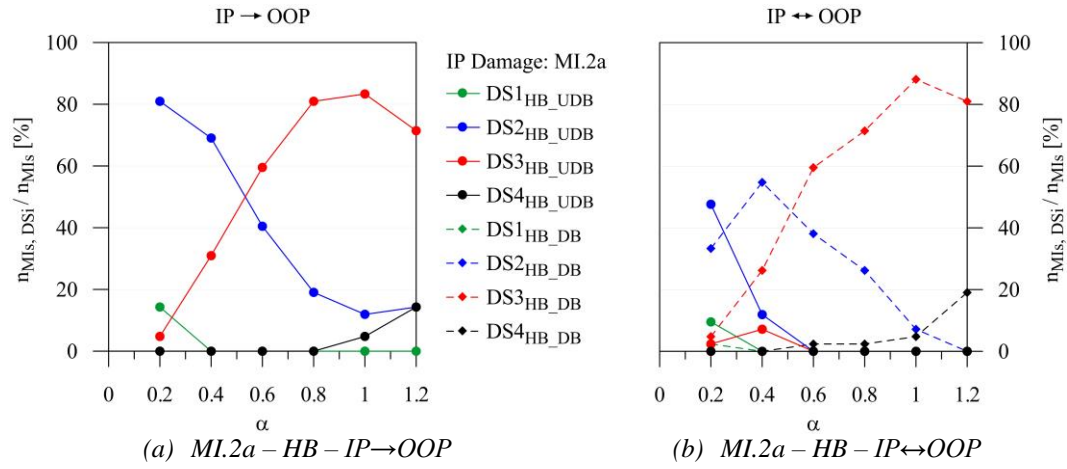
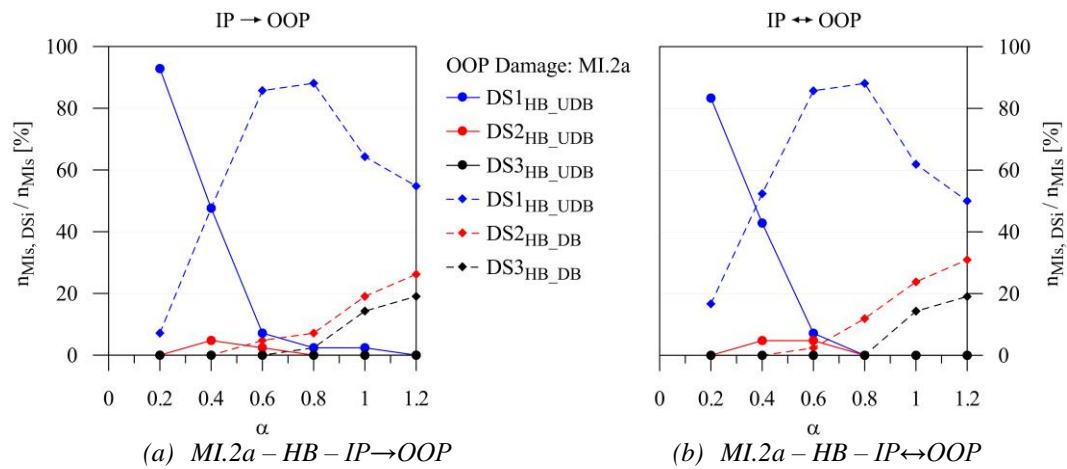


Figura 4.34 – Danneggiamento incrementale IP per la tipologia MI.2a.



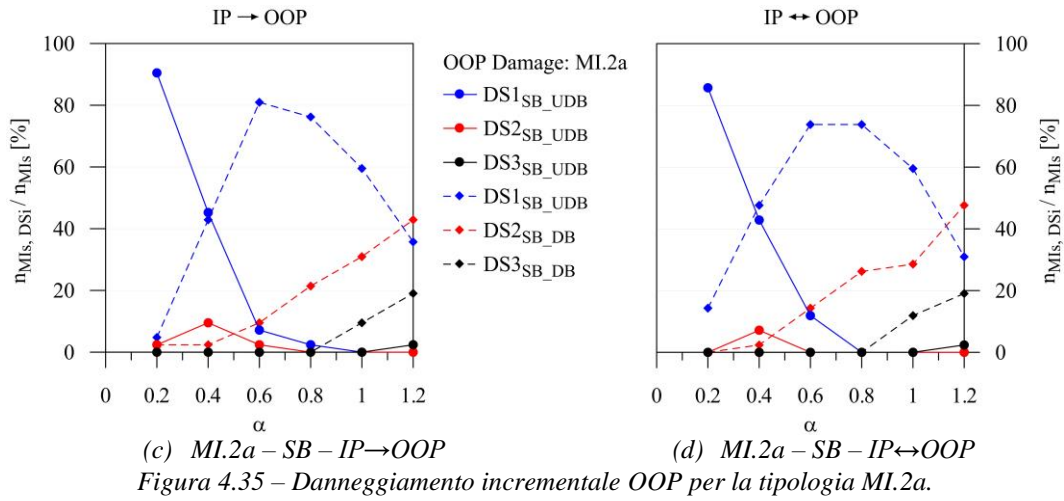


Figura 4.35 – Danneggiamento incrementale OOP per la tipologia MI.2a.

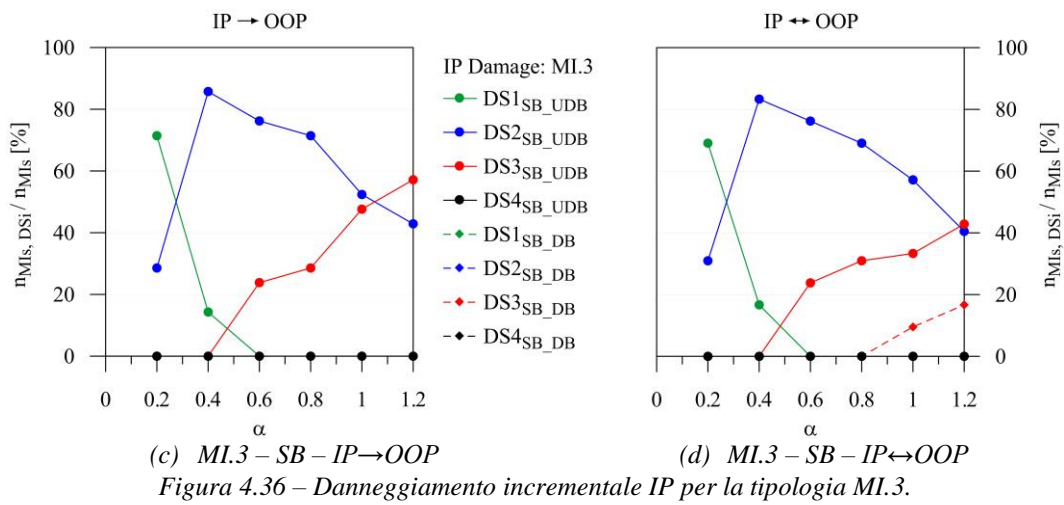
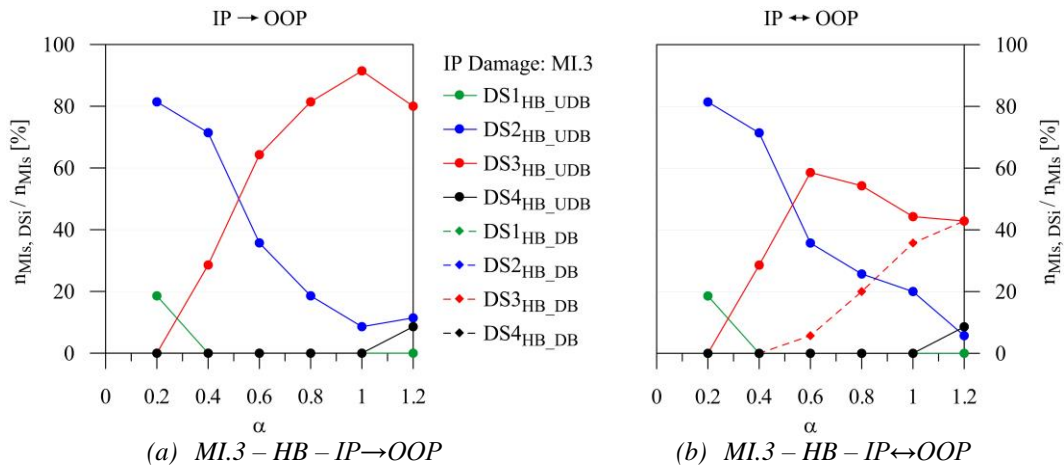


Figura 4.36 – Danneggiamento incrementale IP per la tipologia MI.3.

La tipologia MI.3 risulta la meno affetta dal degrado mutuo, data l'elevatissima resistenza e rigidezza OOP (Figura 4.36b/d). Si ricorda che livello di *drift* IP è il minimo fra le tipologie, inducendo così un abbattimento della *backbone* OOP ridotto e rendendo meno probabile l'attivazione del degrado opposto. Il collasso IP dei pannelli avviene in una ridottissima percentuale di casi, per $\alpha=1.2$ e fodera di spessore inferiore (Figura 4.36a). Nel caso della fodera HB, la maggior parte dei pannelli tende al DS3; la fodera SB invece ad una più equa distribuzione fra DS2 e DS3 (Figura 4.36c). Il danneggiamento OOP è ridotto, non viene mai superato il DS1 (Figura 4.37). Non vi sono sostanziali differenze fra le fodere: il degrado della *backbone* OOP è progressivamente attivato per la quasi totalità dei pannelli, tuttavia ha effetto ridotto. L'utilizzo di un modello d'interazione è quindi sufficiente a rappresentare anche questa tipologia di pannelli (*aspect ratio* $\ll 1$).

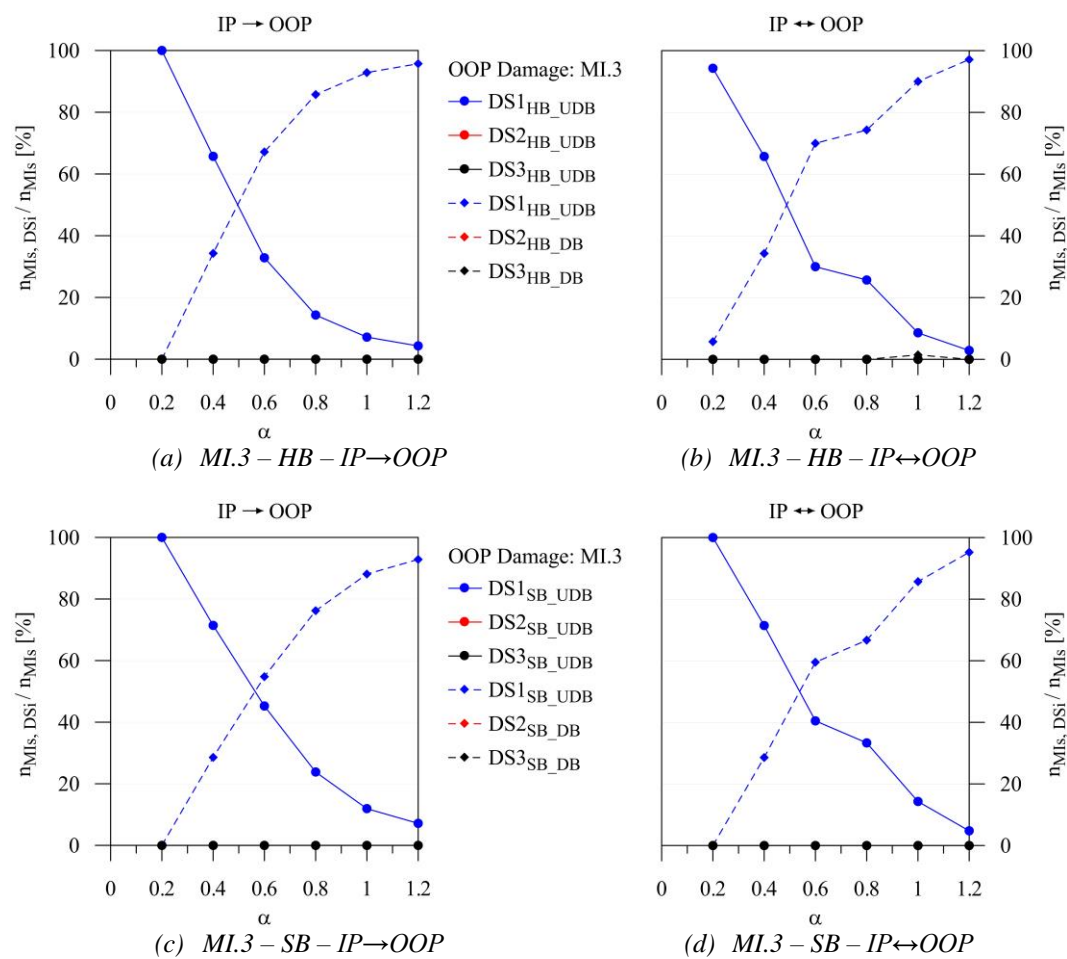


Figura 4.37 – Danneggiamento incrementale OOP per la tipologia MI.3.

4.8.2.3 DANNEGGIAMENTO MASSIMO

Il danneggiamento massimo sperimentato dai pannelli (ultimo *step* dell'analisi dinamica incrementale) è rappresentato in pianta per ogni tipologia modellata, differenziato per ogni livello della struttura in base ai fissati stati di danno IP ed OOP. Nel caso in cui vi sia differenza di DS fra le fodere i pannelli interessati presentano una doppia colorazione.

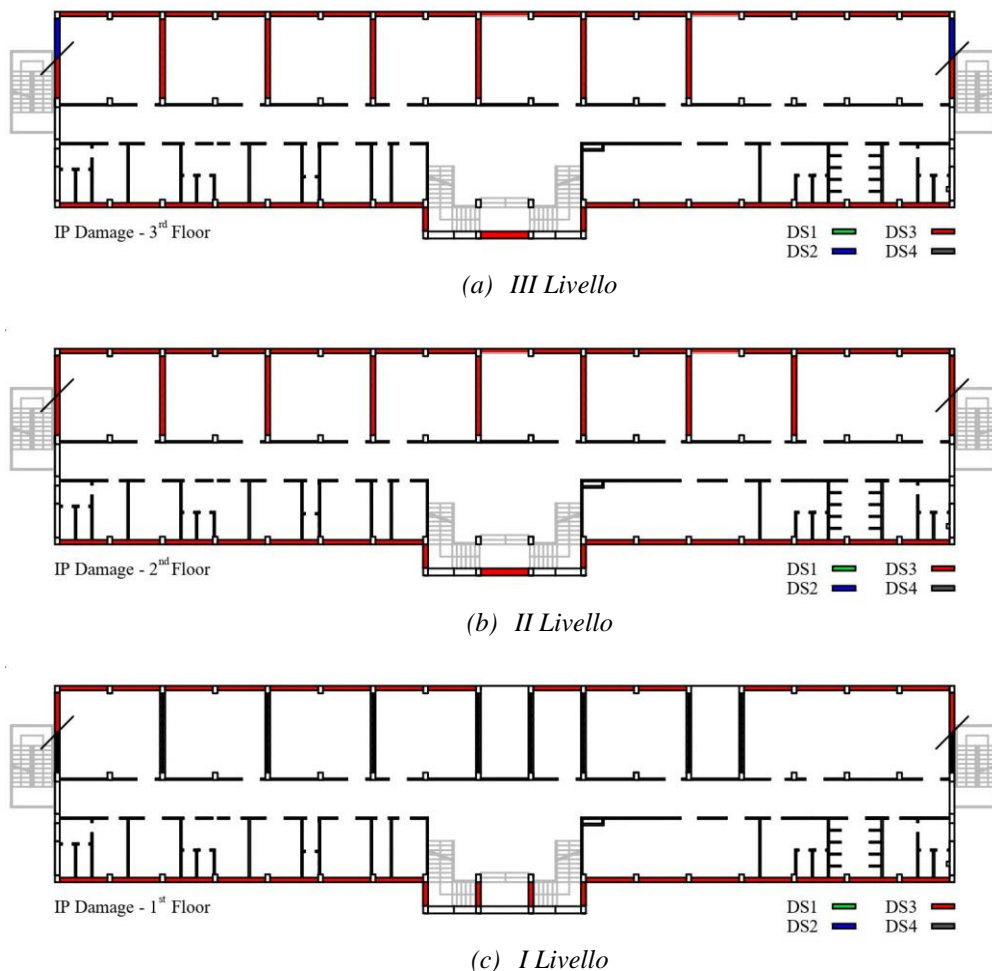


Figura 4.38 – Danneggiamento massimo IP.

I pannelli di tipologia MI.1 e MI.3 ricadono al limite in DS3 (ramo *softening* IP). Ciò è valido per tutti i livelli (Figura 4.38). Le fodere da 8cm (HB) dei pannelli MI.2a ed MI.2b collassano IP soltanto al primo livello, mentre raggiungono il DS3 presso i restanti. Le fodere da 12cm (SB) della tipologia MI.2a non raggiungono il collasso primo livello (sia al primo che al secondo ricadono in DS3) mentre al terzo risultano ancora non danneggiate in modo esteso (DS2).

Il danneggiamento OOP risulta simile ai risultati validi per una modellazione monofodera IP (già in quel caso le analisi OOP risultavano disaccoppiate per le due fodere). Il guadagno è puramente computazionale (non sono necessarie due analisi separate). I pannelli di tipologia MI.1 e MI.3 ricadono in DS1 (ramo pseudoelastico OOP, degradato). Ciò è valido per tutti i livelli (Figura 4.39). I pannelli MI.2a e MI.2b collassano OOP al primo e secondo

livello, mentre raggiungono il DS2 al terzo. È importante osservare che presso il primo livello le tipologie MI.2a (8cm, HB) e MI.2b mostrano collassi sia IP che OOP. Naturalmente questi variano a seconda dell'analisi. In alcune il collasso avviene prima OOP, in altre prima IP. Ciò evidenzia l'estrema vulnerabilità generale di tali pannelli.

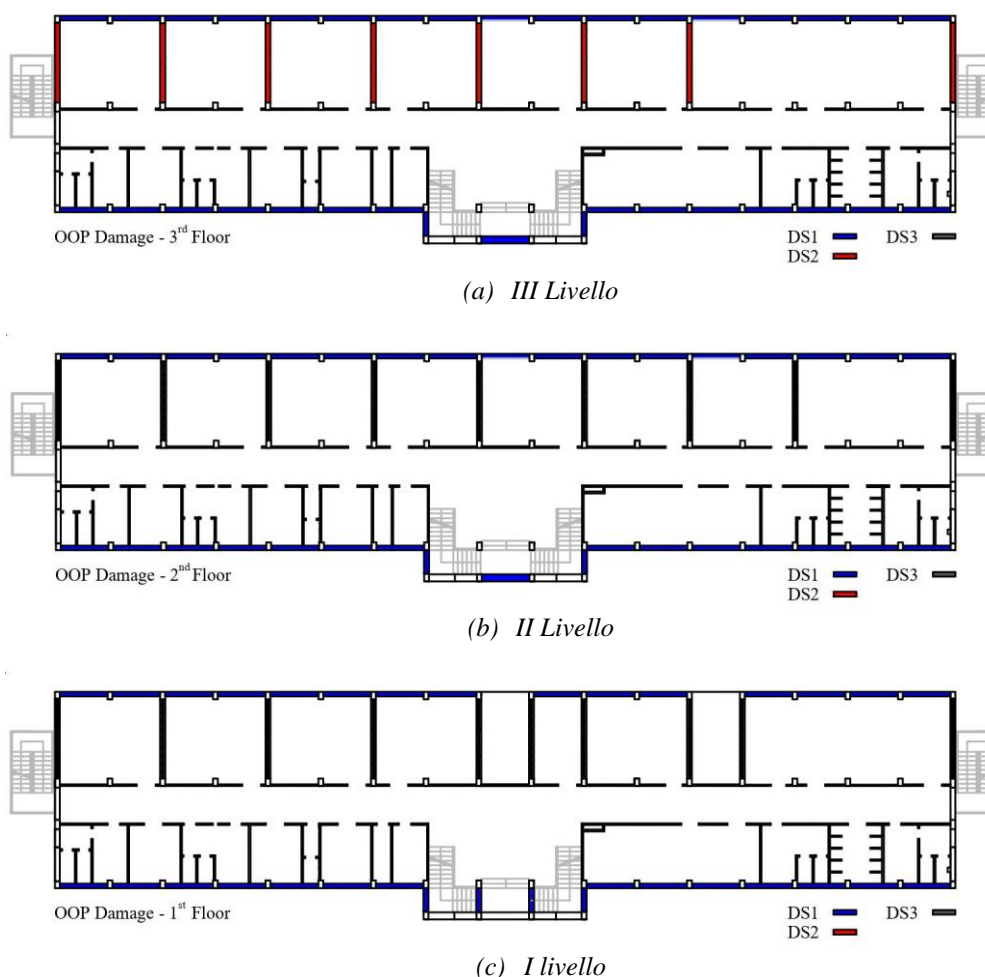


Figura 4.39 – Danneggiamento massimo OOP.

Per concludere è opportuno effettuare alcune considerazioni sullo stato di danneggiamento dei pannelli in confronto alla modellazione di prima approssimazione introdotta nel Paragrafo 4.7. L'utilizzo di un legame IP separato per ogni fodera ha permesso di cogliere l'effettivo danneggiamento IP della tipologia MI.2. In precedenza infatti il danno IP era stato sottovalutato utilizzando un legame per monofodera equivalente caratterizzato da una maggiore capacità in spostamento (la formulazione di Cavaleri & Di Trapani, 2014, tende a sovrastimare lo spostamento massimo ed ultimo del pannello). Applicando la precedente formulazione, infatti, il pannello tende a trovarsi in uno stato di danno IP inferiore (DS2) a parità di spostamento di interpiano raggiunto. I pannelli MI.2 espulsi OOP restano localizzati al primo e secondo livello, con un peggioramento del terzo (DS2). Questo è dovuto all'interazione IP→OOP, attivata per un livello di *drift* IP inferiore e più realistico per tamponature deboli (Ricci et al., 2018b).

Il livello di danneggiamento IP delle fodere MI.1 e MI.3 non è sostanzialmente mutato essendo i pannelli già tendenti al collasso applicando i relativi legami IP precedenti. In modo analogo il livello di danneggiamento OOP non varia per queste tipologie, essendo caratterizzate da una scarsa massa totale.

4.9 BIBLIOGRAFIA

Acunzo G, Pagliaroli A, Scasserra G (2014). In-Spector: un software di supporto alla selezione di accelerogrammi naturali spettrocompatibili per analisi geotecniche e strutturali. *In Proceedings of 33rd conference of GNGTS, Bologna, Italy.*

Al-Chaar G (2002). Evaluating strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures. *Construction Engineering Research Lab; Engineer research and development center, Champaign. USA.*

ASCE/SEI 41-17 (2017). Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. *American Society of Civil Engineers, Virginia, USA.*

Bertoldi SH, Decanini LD, Gavarini C (1993). Telai tamponati soggetti ad azioni sismiche, un modello semplificato: confronto sperimentale e numerico. *Atti del sesto Convegno Nazionale “L’ingegneria sismica in Italia”*; 815-24.

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*; 47:239–262.

Cavaleri L, Di Trapani F (2014). Cyclic response of masonry infilled RC frames: Experimental results and simplified modelling. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*; 65:224–242.

Circolare NTC18 (2019). Circolare esplicativa delle Norme Tecniche per le Costruzioni. Supplemento ordinario n. 5 Gazzetta Ufficiale 11 febbraio, 2019. *Italian Ministry of the Infrastructures and Transports, Rome, Italy.*

Dawe JL, Seah CK (1989). Out-of-plane resistance of concrete masonry infilled panels. *Canadian Journal of Civil Engineering*; 16.6:854–864.

De Risi MT, Del Gaudio C, Ricci P, Verderame GM (2018). In-plane behaviour and damage assessment of masonry infills with hollow clay bricks in RC frames. *Eng Struct*; 168:257-75.

Dolšek M, Fajfar P (2008). The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame - A deterministic assessment. *Engineering Structures*; 30(7):1991-2001.

- EC1. Eurocode 1 (2002). Actions on structures – part 1-1: general actions – densities, self-weight, imposed loads for buildings. *European Committee for Standardization, Brussels*.
- EC2. Eurocode 2 (2004). Design of concrete structure – part 1-1: general rules and rules for buildings. *European Committee for Standardization, Brussels*.
- EC8. Eurocode 8 (2004). Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. *C.E.N, European Committee for Standardization*.
- Fardis MN, Panagiotakos TB (1997). Seismic design and response of bare and infilled reinforced concrete buildings – Part II: Infilled structures. *J Earthquake Eng; 1(3):473–503*.
- FEMA 356 (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. *Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA*.
- Furtado A, Rodrigues H, Arêde A, Varum H (2016). Experimental evaluation of out-of-plane capacity of masonry infill walls. *Engineering Structures; 111:48-63*.
- Furtado A, Rodrigues H, Arêde A, Varum H, Delgado P (2017). Performance Assessment of Infilled RC Structures Considering the Infill Masonry Walls Out-Of-Plane Behaviour. *6th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering. Rhodes Island, Greece*.
- Hak S, Morandi P, Magenes G, Sullivan TJ (2012). Damage control for clay masonry infills in the design of rc frame structures. *Journal of Earthquake Engineering; 16(S1):1–35*.
- Hak S, Morandi P, Magenes G (2014). Out-of-plane experimental response of strong masonry infills. *2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*.
- Kadysiewski S, Mosalam KM (2009). Modelling of unreinforced masonry infill walls considering in-plane and out-of-plane interaction. *Pacific Earthq Eng Res Center*.
- Mainstone RJ (1971). On the stiffnesses and strengths of infilled frames. *Proc Inst Civil Eng; (Suppl 4):57–90*.
- Mainstone RJ (1974). Supplementary note on the stiffness and strength of infilled frames. *Building Research Station, CP 13, Building Research Establishment, UK*.
- Mazza F (2019). In-plane–out-of-plane non-linear model of masonry infills in the seismic analysis of r.c.-framed buildings. *Earthquake Engng Struct Dyn; 48(4):432–453*.
- Mazza F, Donnici A (2019). Effects of in- and out-of-plane nonlinear modelling of masonry infills on the seismic response of r.c. framed buildings. *AIMETA 2019, XXIV Conference of the Italian Association of Theoretical and Applied Mechanics, Rome, Italy*.

Mazza F, Donnici A (2021). In-plane and out-of-plane seismic damage of masonry infills in existing RC structures: the case study of De Gasperi-Battaglia school in Norcia. *Bulletin of Earthquake Engineering*; 19:345-376.

NTC18 (2018). Norme tecniche per le costruzioni e relative istruzioni. D.M. 17-01-2018. *Italian Ministry of the Infrastructures and Transports, Rome, Italy*.

Panagiotakos TB, Fardis MN (1996). Seismic response of infilled RC frames structures. *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering (Paper No. 225), Acapulco, México*.

Papia M, Cavaleri L, Fossetti M (2003). Infilled frames: developments in the evaluation of the stiffening effect of infills. *Structural Engineering & Mechanics*; 16(6):675-693.

Regio Decreto (1939). Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato. *Regio Decreto-Legge del 16 novembre 1939-XVIII, n. 2229*.

Ricci P, Di Domenico M, Verderame GM (2018a). Empirical-based out-of-plane URM infill wall model accounting for the interaction with in-plane demand. *Earthquake Engng Struct Dyn*; 47(3):802–827.

Ricci P, Di Domenico M, Verderame GM (2018b). Experimental assessment of the in-plane/out-of-plane interaction in unreinforced masonry infill walls. *Engineering Structures*; 173:960–978.

5. ANALISI PARAMETRICHE SU BENCHMARK MODEL

5.1 PREMESSA

Il modello di tamponatura sviluppato è stato tarato su prove sperimentali disponibili e applicato ad una struttura esistente, al fine di testarne le capacità predittive rispetto ad un caso reale. L'analisi dell'Istituto De Gasperi-Battaglia di Norcia può ritenersi puntuale, limitata ad un'unica struttura, progettata secondo una normativa storica. Obiettivo del presente Capitolo è indagare un ampio spettro di strutture per ottenere considerazioni trasversali, al variare dei parametri progettuali ritenuti influenti e concentrandosi verso ipotesi coerenti con il patrimonio edilizio presente in Italia.

Il modello strutturale utilizzato per le analisi deve risultare semplice al fine di effettuarne in gran numero, ma allo stesso tempo non lontano dalla realtà. A tal proposito i principali parametri di legame con le strutture reali saranno utilizzati per ottenere caratteristiche dinamiche quanto più verosimili. La sua geometria è semplice: un telaio *shear-type* tridimensionale tamponato monocampata, con dimensioni strutturali e masse opportunamente definite. Il modello è dunque definito *benchmark*, un punto di riferimento comune alle analisi, sul quale verrà testata la variabilità dei parametri progettuali in gioco: numero di piani, lunghezza della campata, periodo fondamentale, fattore di comportamento, intensità dell'*input* sismico e risposta dei pannelli di tamponatura.

Ottenere dei parametri di ancoraggio del modello alle strutture reali non è immediato. Tuttavia l'interdisciplinarietà, la collaborazione e la contaminazione fra ambiti di ricerca diversi ha permesso di mirare lo sforzo computazionale verso ciò che davvero è rappresentativo di ciò che ci circonda, del costruito di tutti i giorni. A questo proposito è stata avviata una collaborazione con il Settore Urbanistica afferente al DINCI che ha consentito di indagare tramite GIS il patrimonio edilizio del comune di Rende (Cosenza). Ogni edificio residenziale è stato censito in termini di epoca, tecnologia di costruzione, numero di piani, impronta dell'edificio e opportunamente riportato su mappa, generando appositi layers tematici in ambiente GIS. Ogni struttura risulta quindi georeferenziata e le sue caratteristiche sono indagabili singolarmente o in gruppo tramite interrogazioni (*queries*).

I commenti si focalizzeranno sulla risposta degli elementi non strutturali, cercando di coglierne i trend e i punti di contatto con i quadri di danno verificatisi a seguito dei più recenti fenomeni sismici. I risultati saranno misti: globali per cogliere gli effetti sulla struttura e locali per analizzare fenomeni di dettaglio. Gli elementi di innovazione presenti nel modello di tamponatura ed in particolare la possibilità di simulare sia il degrado singolo IP→OOP che il mutuo IP↔OOP saranno testati per comprenderne gli effetti sui risultati.

Infine verrà presentato un confronto fra le accelerazioni massime fuori piano dei pannelli ottenuti tramite le analisi dinamiche non lineari condotte e le procedure normative maggiormente utilizzate per la loro determinazione (EC8, 2004; Norme Tecniche per le Costruzioni NTC18, 2018; ASCE/SEI 41-17, 2017). Questa comparazione fornirà spunti interessanti per definire una procedura di calcolo degli spettri di piano innovativa, che sarà oggetto dell'ultimo Capitolo.

5.2 CARATTERISTICHE DEL MODELLO BENCHMARK

5.2.1 IPOTESI E GEOMETRIA

L'estesa campagna di analisi dinamiche non lineari parametriche necessita di un modello strutturale semplice ma rappresentativo per strutture intelaiate in calcestruzzo armato, con particolare attenzione verso l'esistente. Il generico modello tridimensionale monocampata presenta pianta quadrata di dimensioni $L \times L$ e altezza di interpiano costante $h=3.0\text{m}$ (Figura 5.1). Appare ragionevole fissare tale valore essendo generalmente poco variabile nella pratica progettuale. Ad ogni livello afferrisce una massa m^* , ripartita uniformemente fra le travi di piano. Lo schema statico globale si basa sull'ipotesi di telaio *shear-type*, con travi infinitamente rigide a flessione. I pilastri presentano sezione quadrata, le cui dimensioni sono progressivamente ridotte, partendo dalla base, ogni 2-3 piani.

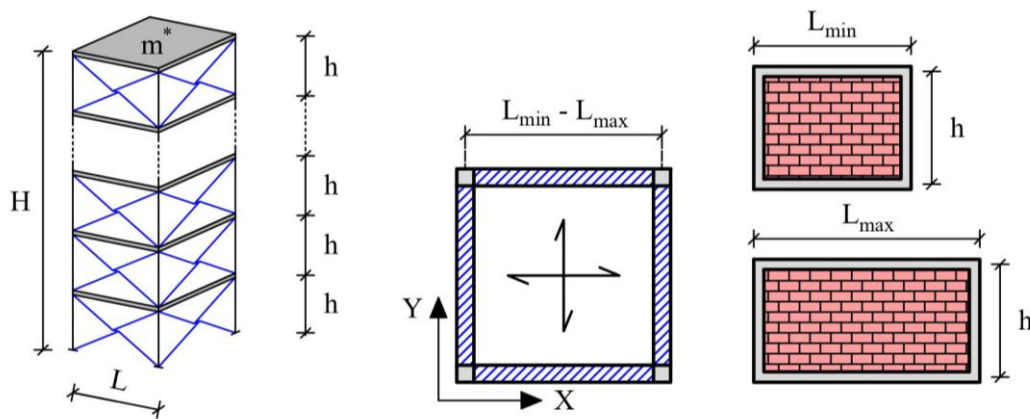


Figura 5.1 – Layout della generica struttura benchmark 3D in c.a. con tamponature.

Definita la geometria strutturale, è ora necessario creare le condizioni tali da garantire una sufficiente aderenza alle strutture reali. Per questo motivo è stato effettuato un censimento del costruito afferente all'area urbana della città di Rende (Cosenza, Italia) e successiva mappatura in ambiente GIS (*Geographic Information System*), focalizzandosi sugli edifici residenziali. È stato possibile raggruppare le informazioni riguardanti le strutture in mappe tematiche (*layers*) utili alla definizione di raggruppamenti omogenei per caratteristiche (*cluster*). Anno di costruzione, altezza totale dell'edificio, numero di piani, dimensioni in pianta, massima e minima dimensione per fissato numero di piano sono alcuni fra i parametri raccolti. I cluster realizzati sono basati principalmente su due parametri: numero di piani ed epoca di costruzione. Tuttavia la maggior parte (oltre il 75%) è stata realizzata durante la seconda metà dello scorso secolo, ritenendo accettabile identificarle nel quadro normativo espressione della filosofia di progetto *trave forte-pilastro debole*, filosofia che è stata coerentemente adottata in fase di progetto delle strutture *benchmark*. La clusterizzazione è stata quindi limitata al numero di piani n_s , definendo per ognuno un'altezza strutturale media $H=3n_s$ (Mazza & Donnici, 2021; Mazza & Donnici, 2022).

Gli elementi strutturali sono stati progettati supponendo un calcestruzzo di classe C20/25, avente dunque resistenza cilindrica caratteristica a compressione pari a 20MPa e acciaio per le barre di armatura di classe B450C, con resistenza nominale a snervamento pari a 450MPa.

5.2.2 EQUIVALENZA DINAMICA E DELLE MASSE

Le dimensioni massima e minima in pianta, rispettivamente B_{max} ed B_{min} , relative all' i -esimo *cluster* sono state impiegate per il calcolo approssimato del periodo fondamentale nelle due direzioni principali della struttura. La normativa vigente a partire dalla fine degli anni '90, il DM96 (1996), prevede una formulazione semplificata (5.1) per la valutazione del periodo fondamentale in due direzioni ortogonali, nota l'altezza totale H e le dimensioni in pianta. Estendendo il calcolo a tutti gli edifici appartenenti al *cluster* è possibile individuare i relativi valori limite inferiore e superiore del periodo T_1 .

$$T_{1,min}^{(i)} = \frac{0.1 \cdot H^{(i)}}{\sqrt{B_{max}^{(i)}}}, \quad T_{1,max}^{(i)} = \frac{0.1 \cdot H^{(i)}}{\sqrt{B_{min}^{(i)}}} \quad (5.1)$$

Il range riferito al *cluster* è successivamente arrotondato e discretizzato secondo un passo di 0.05s (Figura 5.2). Il periodo T_1 della struttura *benchmark* viene fatto coincidere con il fissato valore appartenente all'intervallo. Ciò viene garantito modificando opportunamente le dimensioni dei pilastri, tenendo conto di una riduzione della rigidezza di piano pari al 20% qualora sia prevista una loro riduzione. Viene così definito un primo punto di contatto con la variabilità tipica delle strutture reali.

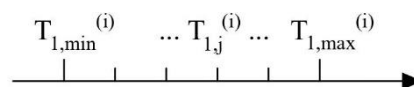


Figura 5.2 – Discretizzazione del range del periodo fondamentale per il generico cluster.

La taratura del periodo fondamentale tramite manipolazione delle sole dimensioni dei pilastri si basa sull'assunto che la massa m^* di ogni livello sia nota. Questo valore non è posto pari alla massa calcolabile in base alle caratteristiche geometriche del modello, ma valutato in modo tale da ottenere maggiore rappresentatività degli edifici in c.a. comunemente realizzati. La tipica configurazione strutturale in pianta è composta da una griglia di travi che individuano un certo numero di campi di solaio (Figura 5.3). Supponendo che la massa di piano sia uniformemente distribuita, ogni campo presenterà una massa m costante. Ipotizzando inoltre una lunghezza delle campate pressoché costante è possibile calcolare il numero di campate nelle due direzioni ($n_{b,x}$ ed $n_{b,y}$).

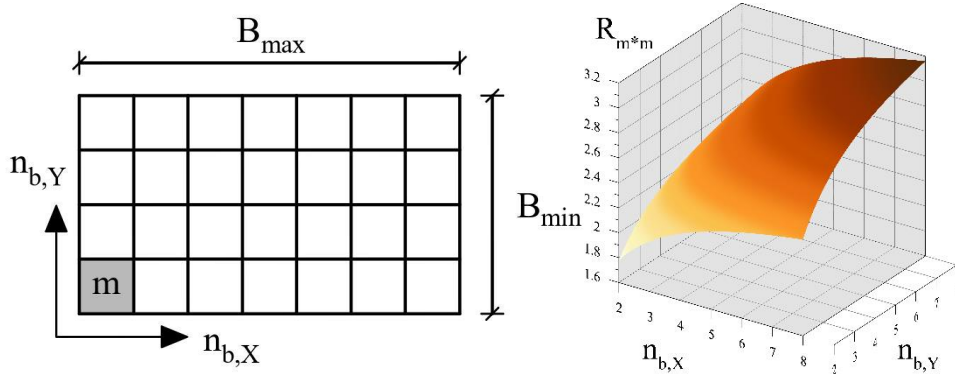


Figura 5.3 – Elementi di equivalenza fra struttura reale e modello benchmark.

L'ipotesi di telaio *shear-type* viene estesa alle strutture reali, potendo in questo modo valutare agevolmente la rigidezza di piano e permettere il disaccoppiamento rispetto agli altri livelli. Infine, supposta la sezione quadrata dei pilastri, la rigidezza di piano sarà identica nelle due direzioni *X* ed *Y*. È possibile stabilire un'equivalenza del rapporto massa di piano-rigidezza di piano fra la struttura reale ed il modello semplificato (5.2). La rigidezza flessione dei pilastri k_c può essere semplificata se le dimensioni della sezione trasversale, altezza e materiale sono comuni, piano per piano.

$$\frac{M^*}{k^*} = \frac{M}{k} \Rightarrow \frac{m^*}{4 \cdot k_c^*} = \frac{m \cdot (n_{b,X} \cdot n_{b,Y})}{(n_{b,X} + 1) \cdot (n_{b,Y} + 1) \cdot k_c} \quad (5.2)$$

$$\Rightarrow R_{m^*m} = \frac{m^*}{m} = \frac{4 \cdot (n_{b,X} \cdot n_{b,Y})}{(n_{b,X} + 1) \cdot (n_{b,Y} + 1)}$$

Esprimendo il rapporto rispetto alle grandezze precedentemente introdotte è possibile mettere in evidenza il rapporto R_{m^*m} fra la massa del modello m^* e la massa del campo reale m . Si ottiene una funzione di due variabili ($n_{b,X}$ ed $n_{b,Y}$) il cui dominio deve essere opportunamente limitato. Le dimensioni in pianta di un edificio intelaiato in c.a. non possono infatti eccedere i 30m, in accordo a quanto prescritto all'interno dell'EC2 (2004). Il limite superiore del numero di campate, ipotizzando una lunghezza minima pari a 4.0m, è dunque pari a 8 (arrotondato per eccesso). Il limite inferiore è volto invece a garantire una coerenza con l'ipotesi di edificio residenziale, il cui quantitativo di campate minimo può essere posto pari a 2 per direzione. La superficie descritta dalla funzione risulta quindi scremata da variabili aventi valori irrealistici. La massa di piano del modello m^* potrà variare globalmente fra 1.78 e 3.16 volte la massa m del campo reale. Un valore intermedio pari a 2.50 sarà utilizzato per le analisi parametriche. I tipici carichi permanenti e accidentali relativi agli edifici residenziali sono utilizzati per il calcolo della massa m .

Definita la geometria, i carichi e le masse del modello, il quantitativo di armatura di ogni elemento strutturale è calcolato in base ai risultati di un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta. Il comune di Rende (Cosenza) è stato selezionato come luogo di progettazione, generando il relativo spettro elastico allo Stato Limite di Salvaguardia della

Vita (SLV) con riferimento a strutture di Classe II, vita nominale $VR=50$ anni e classe di sottosuolo C (*Peak Ground Acceleration* su suolo roccioso $PGA_{SLV}=0.262g$, parametro di sottosuolo $S=1.319$).

5.2.3 ELEMENTI DI TAMPONATURA

Ogni struttura *benchmark* presenta pannelli di tamponatura intermedia (12+12cm) su tutto il perimetro. Tale tipologia è stata selezionata sia per l'elevata frequenza nel costruito che per la maggiore vulnerabilità rispetto alle soluzioni monostrato. Il modello di tamponatura è quindi incluso dopo aver completato la procedura di progetto del telaio nudo. Le strutture sono infatti generalmente progettate includendo le tamponature soltanto come carico gravante sugli elementi strutturali. Ha quindi senso valutare l'effetto di tali elementi non strutturali su un sistema progettato non tenendo conto del loro contributo alla risposta sismica.

Il generico pannello è rappresentato dal macro-modello a cinque elementi presentato nel Capitolo 3, per il quale l'elemento centrale gestisce la risposta inelastica IP mentre sistema di bielle diagonali la risposta inelastica OOP. La massa oscillante fuori piano $m^{(OOP)}$ è posta pari a $0.81m_{MI,tot}$ in base alle indicazioni di Kadysiewski & Mosalam (2009), ovvero la massa riferita al primo modo di vibrare OOP, equamente ripartita fra i nodi centrali del modello. Il valore di $m_{MI,tot}$ corrisponde alla massa totale del pannello.

I legami IP (Figura 5.4a) sono caratterizzati da una *backbone* trilatera forza F_{IP} – *drift* di interpiano (Δ_{IP}/h), definita tramite i punti di *macro-cracking*, resistenza massima e resistenza residua. Il legame è stato calcolato in base alle indicazioni riportate nel Paragrafo 3.3.4. Come verrà specificato nel Paragrafo 5.3, due sono le possibili lunghezze della campata considerate ($L_{min}=4$ m ed $L_{max}=7$ m), alle quali corrispondono due possibili *aspect ratio* AR dei pannelli ($AR_{Lmin}=1.33$ e $AR_{Lmax}=2.33$), espressi in questo caso come rapporto fra le dimensioni della maglia L/h , e relative masse totali ($m_{MI,Lmin}=9.76$ kN and $m_{MI,Lmax}=17.08$ kN).

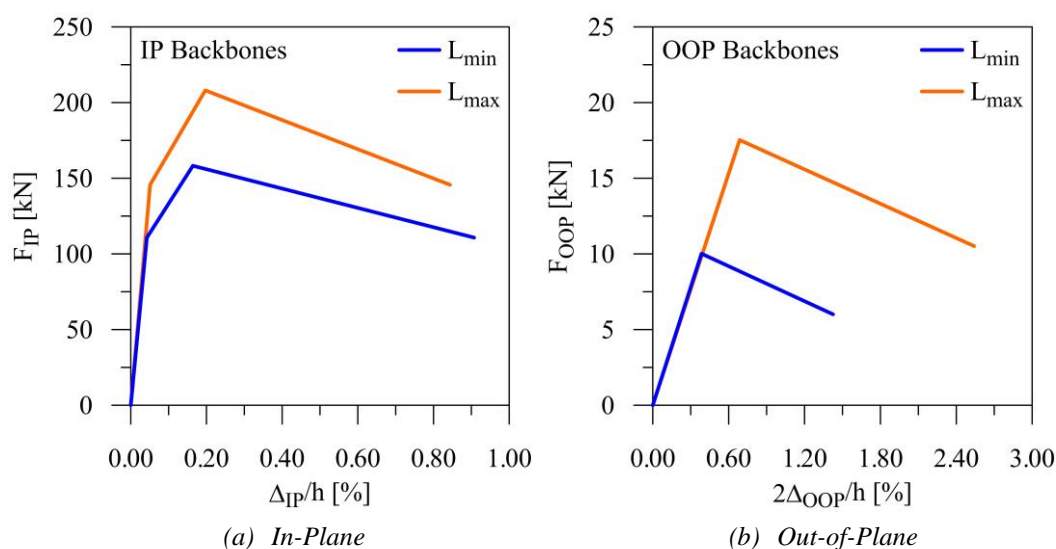


Figura 5.4 – Backbone IP ed OOP delle tamponature impiegate per il benchmark model.

La *backbone* OOP è espressa in termini di forza $F^{(OOP)}$ e *drift* fuori piano $2\Delta^{(OOP)}/h$ (Figura 5.4b). Quest'ultimo è inteso come rapporto fra lo spostamento fuori piano e metà altezza del pannello. Il primo ramo rappresenta la fase fessurata OOP fino al raggiungimento della massima resistenza per effetto arco, il secondo il comportamento softening fino al collasso. Le indicazioni per il calcolo del legame OOP sono riportate nel Paragrafo 3.4.4, adottando la resistenza proposta dalla normativa FEMA 356 (2000) per tenere in conto il contributo dell'effetto arco monodirezionale.

L'interazione IP→OOP è implementata tramite una *routine* che riduce la rigidezza del primo ramo OOP e la resistenza massima in funzione di quanto è stato superato il *drift* di attivazione IP. Le relazioni empiriche proposte da Ricci et al. (2018) per pannelli snelli (5.3) e (5.4) sono state impiegate per il calcolo delle perdite, imponendo un limite al decadimento della *backbone* per *drift* IP che superano lo 0.8%.

$$r_{F,weak}^{(OOP)} = \frac{F_{wFAA,damaged}^{(OOP)}}{F_{wFAA,undamaged}^{(OOP)}} = \min\left(1; 0.14 \cdot IDR^{-1.12}\right) \quad (5.3)$$

$$\text{per } IDR \leq 0.8\% \text{ , } IDR = \left(\frac{\Delta^{(IP)}}{h}\right) \cdot 100$$

$$r_{k,weak}^{(OOP)} = \frac{k_{w1,damaged}^{(OOP)}}{k_{w1,undamaged}^{(OOP)}} = \min\left(1; 0.05 \cdot IDR^{-1.51}\right) \text{ per } IDR \leq 0.8\% \quad (5.4)$$

I risultati sperimentali disponibili per l'interazione opposta OOP→IP non sono sufficienti a definire delle relazioni empiriche consistenti. L'unico riferimento solido al momento disponibile deriva dai risultati numerici presentati da Al-Chaar (2002), che propone una relazione per valutare l'aliquota della resistenza massima IP residua in base al livello di azione totale OOP adimensionalizzato rispetto alla resistenza massima OOP (5.5). La soglia di attivazione è pari al 20% della resistenza OOP mentre il valore di resistenza residua IP è raggiunto per una forza inerziale pari al suo 90%. I restanti punti della *backbone* IP mantengono inalterato il relativo valore di spostamento ed i rapporti con il valore di resistenza massimo.

$$r_{F,weak}^{(IP)} = \frac{F_{wFC,damaged}^{(IP)}}{F_{wFC,undamaged}^{(IP)}} = \min\left(1; 1 + 0.25 \cdot DR - 1.25 \cdot (DR)^2\right) \quad (5.5)$$

$$\text{per } DR \leq 0.90 \text{ , } DR = \left(\frac{F^{(OOP)}}{F_{wFAA}^{(OOP)}}\right)$$

5.3 SET DI VARIABILITA' E INPUT SISMICO

Il comportamento sismico dei pannelli di tamponatura e la loro influenza sulla risposta strutturale sono indagati assegnando un esteso *set* di variabilità. Sulla base dei dati raccolti tramite un'elaborazione GIS, la maggior parte delle strutture presenta numero di piani variabile fra 3 e 8. Tale intervallo è quindi utilizzato per le analisi parametriche, applicando incrementi di un piano alla volta. Fissato un determinato numero di piani (il *cluster* *i*-esimo) è stato possibile ricavare il relativo intervallo del periodo fondamentale. I valori minimo e massimo riferiti ad ogni *cluster* sono riportati in Tabella 5.1. Una serie di periodi intermedi, con passo 0.05s, permette di cogliere un'estesa variabilità dinamica strutturale, in modo tale da verificare gli effetti di diversi livelli delle azioni IP ed OOP. Si può in questo modo sondare più di una zona dello spettro sismico, senza allontanarsi dal campo di valori ragionevole per il fissato numero di piani.

Tabella 5.1 – Range del periodo fondamentale e rigidezza laterale (1° livello) per ogni cluster.

n_s	L_{min}				L_{max}	
	$T_{1,min}$ [s]	$T_{1,max}$ [s]	$k^*_{1,min}$ [kN/m]	$k^*_{1,max}$ [kN/m]	$k^*_{1,min}$ [kN/m]	$k^*_{1,max}$ [kN/m]
3	0.20	0.35	$2.62 \cdot 10^5$	$8.60 \cdot 10^4$	$5.98 \cdot 10^5$	$1.97 \cdot 10^5$
4	0.20	0.40	$4.52 \cdot 10^5$	$1.14 \cdot 10^5$	$1.05 \cdot 10^6$	$2.62 \cdot 10^5$
5	0.30	0.50	$2.92 \cdot 10^5$	$1.06 \cdot 10^5$	$6.78 \cdot 10^5$	$2.44 \cdot 10^5$
6	0.35	0.60	$3.32 \cdot 10^5$	$1.13 \cdot 10^5$	$7.64 \cdot 10^5$	$2.60 \cdot 10^5$
7	0.30	0.60	$5.76 \cdot 10^5$	$1.44 \cdot 10^5$	$1.33 \cdot 10^6$	$3.32 \cdot 10^5$
8	0.45	0.70	$3.68 \cdot 10^5$	$1.52 \cdot 10^5$	$8.48 \cdot 10^5$	$3.50 \cdot 10^5$

La nomenclatura utilizzata per definire ogni modello strutturale sarà del tipo $IS.n_s.T_j$, dove $n_s=3\dots 8$ mentre $T_j=T_1\dots T_n$. L'indice j varia nel range del periodo fondamentale T_1 , dipendente dal numero di piani. Quindi T_1 corrisponde a T_{min} e T_n a T_{max} . Ad esempio la nomenclatura $IS.3.T_2$ indicherà la struttura tamponata (*Infilled Structure*) a 3 piani e con periodo fondamentale $T_2=0.25s$. L'indice j sarà quindi variabile da 1 (0.20s) a 4 (0.35s).

La procedura di progetto odierna di strutture in c.a. in zona sismica prevede la definizione dello spettro elastico per lo stato limite di progetto, le cui ordinate sono ridotte tramite il fattore di comportamento q , che tiene globalmente conto della capacità plastica degli elementi strutturali. Le norme tecniche risalenti al secolo scorso non presentavano indicazioni progettuali basate sul comportamento post-elastico globale strutturale: la procedura implicava l'ipotesi di risposta elastica lineare degli elementi con verifica tensionale (metodo delle tensioni ammissibili). Per questo motivo è complesso definire il fattore di comportamento equivalente per una struttura esistente senza conoscerne perfettamente ogni dettaglio progettuale e di realizzazione. Tre valori del fattore di comportamento sono stati quindi selezionati per simulare il possibile range riscontrabile nelle strutture esistenti (ed in quelle anche più recenti): duttilità bassa (*Low Ductility*, LD, $q=1.5$), duttilità media (*Medium Ductility*, LD, $q=3.0$) e duttilità alta (*High Ductility*, HD, $q=4.5$). Sono stati inoltre selezionati un valore massimo $L_{max}=7.0m$ ed un valore minimo

$L_{min}=4.0m$, ritenuti limiti ragionevoli per travi in calcestruzzo armato. Questa variabilità di lunghezza della campata permetterà di indagare gli effetti dell'*aspect ratio* L/h dei pannelli, influente sulla definizione di due casi limite per le *backbone* IP ed OOP. In Tabella 5.1, affianco ai valori massimo e minimo dei periodi, sono riassunte le rigidezze dei modelli k^*_i relative al piano terra ottenute per le due lunghezze della campata adottate. La variabilità di rigidezza, sotto l'ipotesi di telaio *shear-type*, è principalmente dovuta alla differente massa di piano equivalente ($m^*_{Lmin}=517$ kN e $m^*_{Lmax}=1190$ kN). Si riportano inoltre, nelle tabelle a seguire, le percentuali meccaniche di armatura ω di progetto, relative ai pilastri del piano terra. Si osserva, come ci si aspetta, la riduzione progressiva del quantitativo di armatura al diminuire del numero di piani e all'aumentare del fattore q , con valori costanti quando si incontrano i limiti minimi normativi.

Tabella 5.2 – Armatura longitudinale dei pilastri (1° livello) per i modelli banchmark a 3 piani.

		Low Ductility ($q = 1.5$)		Medium Ductility ($q = 3.0$)		High Ductility ($q = 4.5$)	
Struttura	T [s]	ω_{Lmin}	ω_{Lmax}	ω_{Lmin}	ω_{Lmax}	ω_{Lmin}	ω_{Lmax}
IS.3_T1	0.20	65	72	35	35	35	35
IS.3_T2	0.25	96	104	40	41	35	35
IS.3_T3	0.30	132	150	56	59	35	35
IS.3_T4	0.35	173	208	70	85	39	44

Tabella 5.3 – Armatura longitudinale dei pilastri (1° livello) per i modelli banchmark a 4 piani.

		Low Ductility ($q = 1.5$)		Medium Ductility ($q = 3.0$)		High Ductility ($q = 4.5$)	
Struttura	T [s]	ω_{Lmin}	ω_{Lmax}	ω_{Lmin}	ω_{Lmax}	ω_{Lmin}	ω_{Lmax}
IS.4_T1	0.20	64	66	35	35	35	35
IS.4_T2	0.25	93	96	38	35	35	35
IS.4_T3	0.30	123	137	53	53	35	35
IS.4_T4	0.35	152	188	63	71	35	35
IS.4_T5	0.40	204	244	83	100	48	54

Tabella 5.4 – Armatura longitudinale dei pilastri (1° livello) per i modelli banchmark a 5 piani.

		Low Ductility ($q = 1.5$)		Medium Ductility ($q = 3.0$)		High Ductility ($q = 4.5$)	
Struttura	T [s]	ω_{Lmin}	ω_{Lmax}	ω_{Lmin}	ω_{Lmax}	ω_{Lmin}	ω_{Lmax}
IS.5_T1	0.30	128	136	55	52	35	35
IS.5_T2	0.35	156	187	65	69	36	35
IS.5_T3	0.40	203	241	84	98	48	51
IS.5_T4	0.45	258	299	101	131	57	73
IS.5_T5	0.50	314	357	132	164	69	97

Tabella 5.5 – Armatura longitudinale dei pilastri (1° livello) per i modelli benchmark a 6 piani.

Struttura	T [s]	Low Ductility ($q = 1.5$)		Medium Ductility ($q = 3.0$)		High Ductility ($q = 4.5$)	
		ω_{Lmin}	ω_{Lmax}	ω_{Lmin}	ω_{Lmax}	ω_{Lmin}	ω_{Lmax}
IS.6_T1	0.35	151	168	63	60	35	35
IS.6_T2	0.40	189	217	81	87	46	42
IS.6_T3	0.45	237	268	95	114	55	61
IS.6_T4	0.50	287	326	116	144	62	84
IS.6_T5	0.55	332	368	140	173	76	102
IS.6_T6	0.60	348	383	150	186	85	114

Tabella 5.6 – Armatura longitudinale dei pilastri (1° livello) per i modelli benchmark a 7 piani.

Struttura	T [s]	Low Ductility ($q = 1.5$)		Medium Ductility ($q = 3.0$)		High Ductility ($q = 4.5$)	
		ω_{Lmin}	ω_{Lmax}	ω_{Lmin}	ω_{Lmax}	ω_{Lmin}	ω_{Lmax}
IS.7_T1	0.30	141	130	60	52	35	35
IS.7_T2	0.35	170	178	73	62	42	35
IS.7_T3	0.40	201	228	88	91	51	45
IS.7_T4	0.45	252	281	100	121	58	64
IS.7_T5	0.50	304	337	124	150	64	89
IS.7_T6	0.55	347	376	148	180	82	108
IS.7_T7	0.60	361	390	159	193	90	120

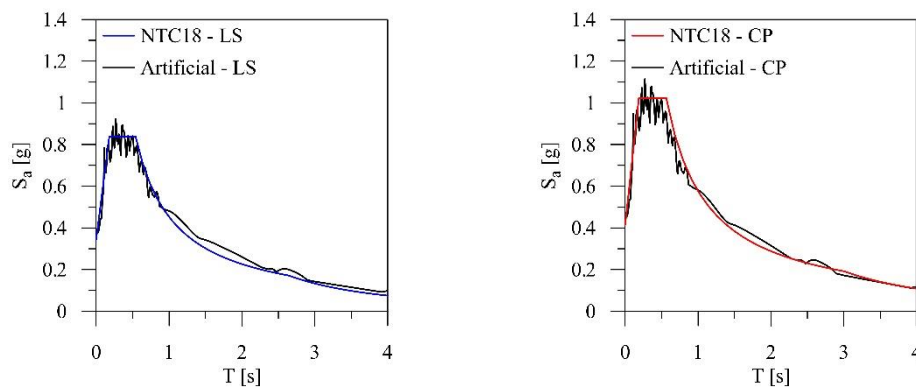
Tabella 5.7 – Armatura longitudinale dei pilastri (1° livello) per i modelli benchmark a 8 piani.

Struttura	T [s]	Low Ductility ($q = 1.5$)		Medium Ductility ($q = 3.0$)		High Ductility ($q = 4.5$)	
		ω_{Lmin}	ω_{Lmax}	ω_{Lmin}	ω_{Lmax}	ω_{Lmin}	ω_{Lmax}
IS.8_T1	0.45	236	260	100	106	58	56
IS.8_T2	0.50	283	313	116	137	63	77
IS.8_T3	0.55	327	354	136	161	73	96
IS.8_T4	0.60	340	368	144	174	79	103
IS.8_T5	0.65	352	380	152	186	86	114
IS.8_T6	0.70	364	392	163	196	93	124

La generica struttura *benchmark* è quindi progettata dopo aver fissato il numero di piani n_s , la lunghezza L della campata (e quindi la massa m^*) e dopo aver definito le dimensioni dei pilastri in base al periodo fondamentale T_l selezionato. Come anticipato, il telaio ottenuto sarà completato tramite l'introduzione del modello di tamponatura su perimetro (configurazione *Fully Infilled*). Poiché il modello è in grado di tener conto sia dell'interazione IP→OOP che quella IP↔OOP, è stato ritenuto interessante indagare le differenze fra queste due ipotesi avanzate del comportamento non strutturale.

L'elevato numero di analisi dovuto alle variabilità precedentemente introdotte ha reso necessaria la limitazione del numero di *input* sismici. È stato deciso quindi di utilizzare due coppie di accelerogrammi, ottenuti in modo tale da garantire la spettrocompatibilità con lo

spettro elastico al suolo per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV o *Life Safety*, LS) e per lo Stato Limite di Collasso (SLC o *Collapse Prevention*, CP). In questo modo è possibile indagare sia diverse regioni dello spettro, tramite la variabilità del periodo T_1 , sia cogliere l'evoluzione ultima del danneggiamento non strutturale e le relative conseguenze sulla risposta strutturale in fase di incipiente collasso. La generazione degli accelerogrammi è stata condotta tramite il *Software Seismoartif (2021)*, assumendo condizioni *far-field*, magnitudo momento pari a 6.5, sottosuolo di tipo C e terremoto tettonico (o interplacca). Gli spettri normativi (Figura 5.5) sono stati calcolati in base alle indicazioni delle NTC18 (2018).



(a) Stato limite: SLV

(b) Stato limite: SLC

Figura 5.5 – Spettri di risposta elastici in accelerazione per gli accelerogrammi adottati.

Le analisi dinamiche non lineari sono state quindi condotte per questi due livelli di intensità sismica su ogni combinazione possibile dei parametri di variabilità precedentemente introdotti.

5.4 ASSEMBLAGGIO AUTOMATIZZATO DEI MODELLI

Numero di piani n_s , lunghezza della campata L e massa di piano m^* sono i primi dati da fissare per definire la geometria e la massa totale della struttura. Le dimensioni dei pilastri sono calcolate iterativamente tramite un algoritmo scritto in ambiente MATLAB, giungendo al prefissato periodo fondamentale (ulteriore informazione in *input*). Il modello è così definito anche in termini di rigidezza, pronto per la progettazione. Il modello è ricostruito rapidamente in SAP2000, dove l'armatura delle rilevanti sezioni trasversali strutturali è calcolata tramite analisi dinamica lineare con spettro di risposta, valutato al SLV e abbattuto tramite il fissato valore del fattore di comportamento q . Le informazioni riguardante l'armatura sono utilizzate per definire i domini di resistenza di travi (flessione deviata M_x - M_y , dominio piano) e pilastri (pressoflessione deviata M_x - M_y - N). Il dominio dei pilastri è calcolato tramite un algoritmo in C++ che approssima la forma del reale dominio tridimensionale secondo una discretizzazione a 26 facce (Paragrafo 2.2.3). Le informazioni strutturali sono dunque complete. In parallelo vengono elaborati i legami IP ed OOP dei pannelli di tamponatura, essendo note le loro dimensioni e la tipologia di pannello utilizzata. Le caratteristiche meccaniche dei pannelli di spessore 12+12cm sono definite in

accordo alle indicazioni di Hak et al. (2012). Infine è selezionata una coppia di accelerogrammi in base allo stato limite dell'azione sismica da indagare.

Il generico modello *benchmark* è assemblato tramite un codice master MATLAB, che si ricollega, coordina e riassume in un unico *file* dati i risultati delle seguenti procedure di calcolo parziali:

- Dimensionamento geometrico iterativo dei pilastri;
- Progettazione in SAP2000 delle armature;
- Calcolo dei domini di resistenza degli elementi strutturali;
- Definizione dei legami dei pannelli.

L'integrazione fra gli *step* è completamente automatizzata. La generazione dei *file* dati per ogni combinazione di variabilità avviene inoltre tramite cicli esterni opportunamente definiti. Le analisi dinamiche non lineari sono quindi pronte per essere eseguite tramite il codice di calcolo in C++ per strutture intelaiate in c.a., con tamponature collaboranti. La *flow chart* proposta in Figura 5.6 riassume i principali passaggi della procedura di assemblaggio del modello *benchmark*.

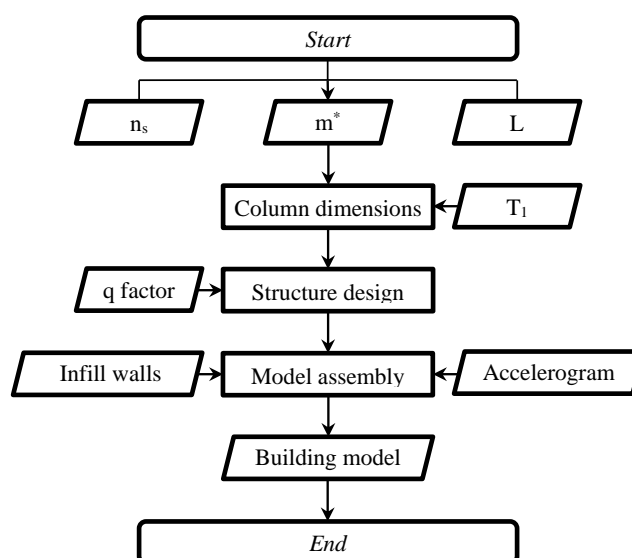


Figura 5.6 – Flow chart dell'algoritmo di assemblaggio del generico modello.

5.5 RISULTATI

Le analisi dinamiche non lineari sono state condotte attraverso il codice C++ specifico per strutture intelaiate tridimensionali, dotato del modulo per la gestione della risposta non lineare degli elementi di tamponatura. Gli elementi strutturali (travi e pilastri) seguono un modello a plasticità concentrata. La risposta non lineare delle travi è gestita tramite la ricerca della soluzione alla *Haar-Karman*. Il dominio di pressoflessione tridimensionale dei pilastri è invece discretizzato tramite 26 superfici piate ed assegnato alle due estremità dell'elemento (Mazza & Mazza, 2010). La massa di piano m^* è ripartita omogeneamente

fra le travi di piano. La matrice di smorzamento strutturale globale segue la definizione alla *Rayleigh*, considerando i primi due periodi strutturali aventi massa partecipante più elevata, fissando inoltre il coefficiente di smorzamento equivalente $\xi=1\%$ (il contributo in termini di smorzamento equivalente dovuto alla risposta inelastica non strutturale è considerato direttamente tramite la modellazione specifica).

Il comportamento non strutturale dei pannelli è ipotizzato inelastico sia nel piano che fuori piano, effettuando le analisi sia in presenza di degrado singolo IP→OOP che mutuo IP↔OOP. I dettagli riguardanti queste due ipotesi di risposta combinata sono riportati nel Capitolo 3. L'elevato numero di analisi conseguente alle variabilità introdotte permetterà di valutare le effettive differenze in termini di danneggiamento non strutturale e vulnerabilità strutturale globale. Alle *backbone* iniziali IP ed OOP assegnate ai pannelli sono associate le regole di degrado descritte nel Paragrafo 3.5 e 3.6. La risposta ciclica inelastica dei pannelli è governata da un modello isteretico a *pivot* (Paragrafo 3.7).

I risultati relativi alle analisi dinamiche non lineari condotte sono riorganizzati secondo diversi *layer* interpretativi, volti ad indagare, in ordine:

- Le aree di vulnerabilità globale strutturale e non strutturale in presenza di degrado singolo;
- La vulnerabilità locale non strutturale in presenza di degrado singolo;
- L'impatto di differenti lunghezze della campata sul danneggiamento non strutturale globale, in presenza di degrado singolo;
- Le differenze in termini di danneggiamento non strutturale e vulnerabilità strutturale nel caso delle due differenti formulazioni per il degrado dei pannelli;
- L'effetto del degrado mutuo sul singolo pannello (domini di spostamento);
- L'efficacia delle formulazioni normative internazionali per la predizione delle accelerazioni OOP.

5.5.1 INTERAZIONE IP→OOP: AREE DI VULNERABILITÀ GENERALI

Il danneggiamento o il collasso dei pannelli di tamponatura rientrano fra le fonti di rischio sia per la praticabilità dell'edificio in sicurezza che per la salvaguardia delle vite umane. L'individuazione delle aree di maggiore vulnerabilità in altezza per un edificio intelaiato in c.a. può quindi fornire una serie di informazioni estremamente utili per focalizzare le opere di rinforzo non strutturale, mirando gli interventi laddove realmente occorrono e riducendo il costo di realizzazione.

Il primo gruppo di risultati presentato è dunque incentrato sulla distribuzione spaziale del danno non strutturale in base all'incremento dell'azione sismica, indagando di pari passo anche le conseguenze dei collassi sulla risposta strutturale. In Figura 5.7 e Figura 5.9 sono riportati rispettivamente gli involucri dei *drift* IP ed OOP per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) al variare del numero di piani del modello. Per involucro si intende la curva che ingloba i massimi valori del parametro selezionato, sulla base del *set* di analisi che presenta un secondo parametro comune. In questo caso sulle ordinate è rappresentato l'involucro del *drift* mentre sulle ascisse il periodo fondamentale T_1 comune a più modelli. I valori prossimi al limite inferiore del periodo relativo ad ogni *cluster* di n_s piani ricadono nel primo ramo dello spettro di accelerazione orizzontale al suolo normativo

(NTC18), mentre i valori superiori non superano generalmente il ramo ad accelerazione costante. Per questo motivo l'azione sismica globale che agisce sui modelli tende a crescere passando da $T_{1,min}$ a $T_{1,max}$. Essendo stato fissato lo stato limite, il numero di piani e la tipologia d'interazione (singola IP→OOP), per ogni valore di T_1 è stato effettuato l'inviluppo fra i vari livelli del modello per le diverse lunghezza della campata considerate.

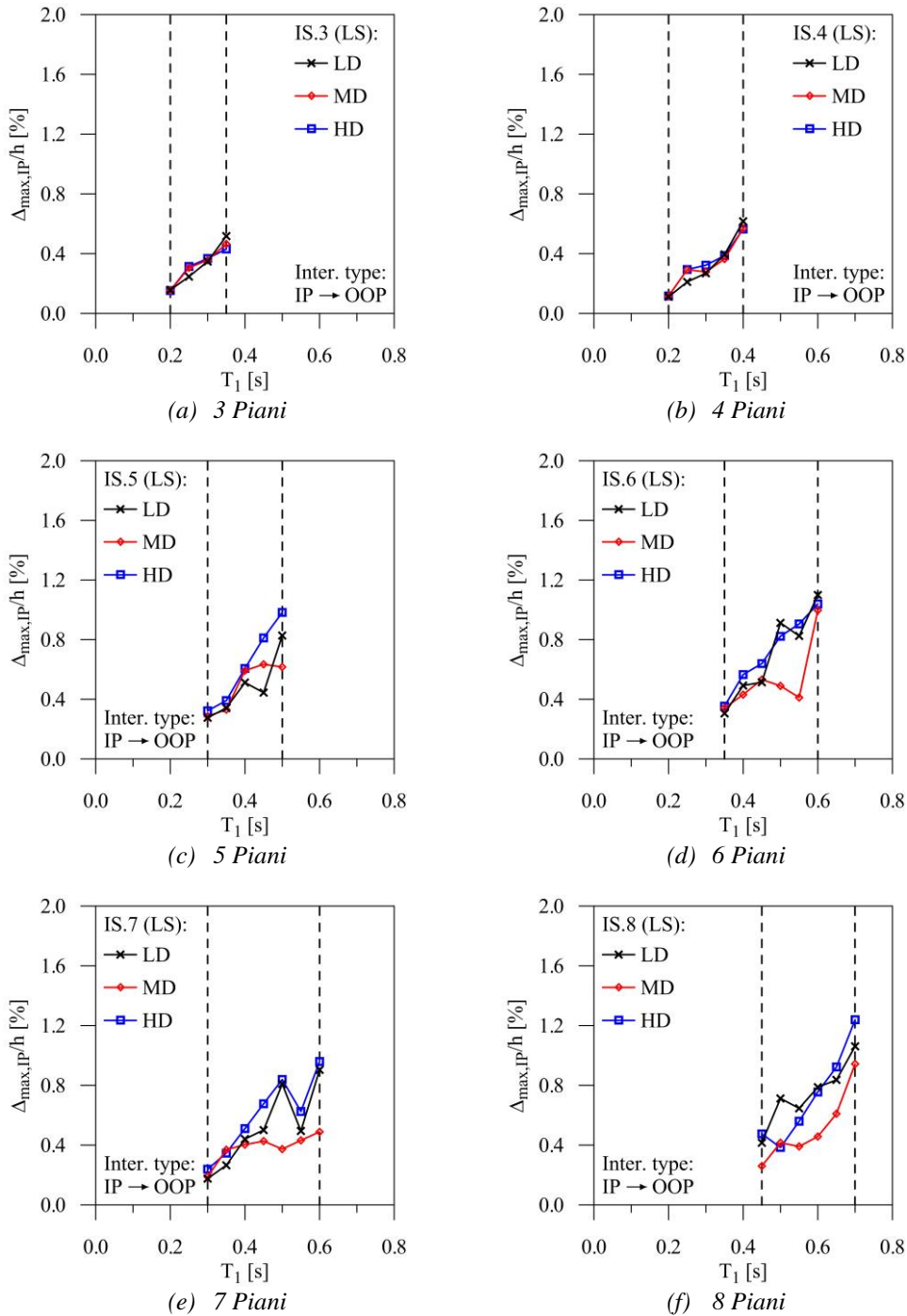


Figura 5.7 – Massimo drift IP (SLV, interazione IP→OOP).

L'area di vulnerabilità è ricostruita fornendo dei grafici complementari, che indicano il livello strutturale dove il valore massimo è stato registrato (Figura 5.8 e Figura 5.10).

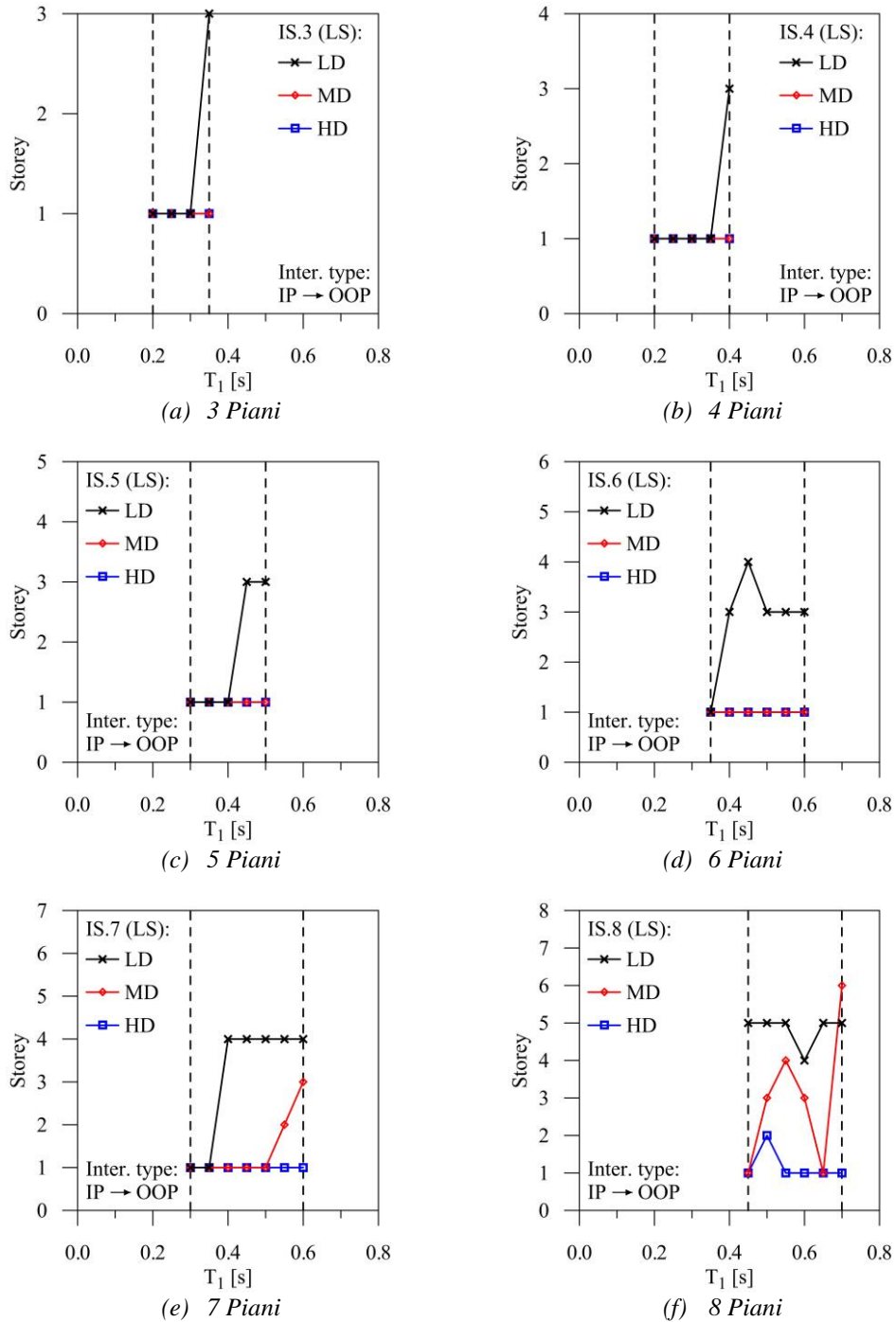


Figura 5.8 – Piano associato al massimo drift IP (SLV, interazione IP→OOP).

Per ogni fissato numero di piani sono rappresentate tre curve distinte, relative alle differenti classi di duttilità. Le Figure da 4.7 a 4.10 possono essere suddivise ognuna in tre righe, in base alla classe di altezza: LR (*Low Rise*, strutture basse, 3-4 piani), MR (*Medium Rise*, strutture di altezza intermedia, 5-6 piani) e HR (*High Rise*, strutture alte, 7-8 piani). Questa

classificazione di comodo è sicuramente da contestualizzare all'interno del solo patrimonio residenziale italiano, per il quale altezze superiori ad 8-10 piani sono meno comuni.

Infine è utile menzionare che i *drift* IP rappresentati sono valutati in base alla deformazione dei pilastri adiacenti i pannelli, dunque non limitati dalla capacità di deformazione ultima degli stessi. In questo modo è possibile individuare la formazione del piano soffice conseguente al collasso dei pannelli. Al contrario i *drift* OOP sono misurati a metà altezza del pannello e non possono superare il valore ultimo della relativa *backbone* (degradata o meno). I *drift* IP sono calcolati dividendo gli spostamenti per l'altezza d'interpiano h mentre quelli OOP per la sua metà ($h/2$).

I valori del *drift* IP sono ridotti per le strutture LR progettate a bassa duttilità (LD, $q=1.5$, curva in nero), se l'azione sismica è moderata (Figura 5.7a/b), con valori massimi registrati al primo livello (Figura 5.8a/b). L'interazione singola ha dunque un limitato impatto sul decadimento della *backbone* OOP. Aumentando il periodo T_1 in queste strutture a comportamento pressoché elastico le accelerazioni massime OOP tendono a crescere in altezza, con valori di domanda massima in testa, dove si verificano frequenti collassi OOP e conseguente incremento del *drift* IP. I *drift* OOP all'ultimo livello tendono ad essere i più elevati (Figura 5.9a/b) ma la loro posizione si sposta progressivamente verso la zona inferiore del modello (Figura 5.10a/b). Ciò è principalmente dovuto all'effetto d'interazione che induce il *softening* e l'elongazione della *backbone* OOP ai piani inferiori, causando un incremento del *drift* OOP senza collassi.

I modelli MR-LD presentano *drift* IP prossimi fra i livelli inferiori, evidenziando la predominanza del primo livello per i valori minori del periodo T_1 (Figura 5.7c/d e Figura 5.8c/d). L'interazione singola è attivata progressivamente, passando dal periodo $T_{1,min}$ a $T_{1,max}$. Il danneggiamento dei pannelli si assesta a metà altezza. I *drift* IP presso i livelli intermedi sono infatti non trascurabili e si combinano a valori dell'accelerazione fuori piano superiori al primo livello. Il degrado della *backbone* OOP è dunque attivato e le forze inerziali sono tali da indurre il collasso progressivo presso i piani intermedi (Figura 5.9c/d) e la formazione di un meccanismo di piano soffice. Per tale motivo sia i *drift* massimi IP che OOP si concentrano attorno quest'area (Figura 5.8c/d e Figura 5.10c/d). Questo *trend* è esacerbato nel caso dei modelli HR-LD (Figura 5.9e/f), dove la prevalenza dei livelli primo (IP) ed ultimo (OOP) è rapidamente sovrastata dai *drift* dei piani intermedi. Ciò giustifica inoltre la presenza in alcuni casi di *drift* IP per duttilità bassa superiori a quella media ed elevata (Figura 5.7e/f).

I modelli MD ($q=3.0$, curva rossa) sono caratterizzati da maggiori deformazioni inelastiche ai piani inferiori, quando il numero di piani n_s è ridotto (Figura 5.8a/b). All'incremento del periodo fondamentale corrisponde quello del *drift* IP, causando l'attivazione del degrado singolo IP→OOP. Di conseguenza i *drift* massimi OOP si spostano dai livelli superiori verso il basso (Figura 5.10a/b). I massimi valori del *drift* IP continuano ad essere registrati al primo livello anche nel caso delle strutture MR-MD (Figura 5.8c/d), dove i massimi *drift* OOP sono in genere localizzati. Tuttavia l'influenza dei modi superiori sulla distribuzione dei *drift* IP, combinata con l'incremento di accelerazione OOP procedendo verso la sommità, induce la formazione della regione di vulnerabilità intermedia, dove si assestano i valori massimi (Figura 5.10c/d). Con l'incremento del numero di piani (modelli HR-MD) i massimi *drift* IP si verificano al primo

livello o presso gli intermedi (Figura 5.8e/f), con formazione di meccanismi di collasso fuori piano (Figura 5.9e/f). Queste due aree di vulnerabilità non strutturale sono attive contemporaneamente, con localizzazione del valore massimo dipendente dall'analisi (Figura 5.10e/f).

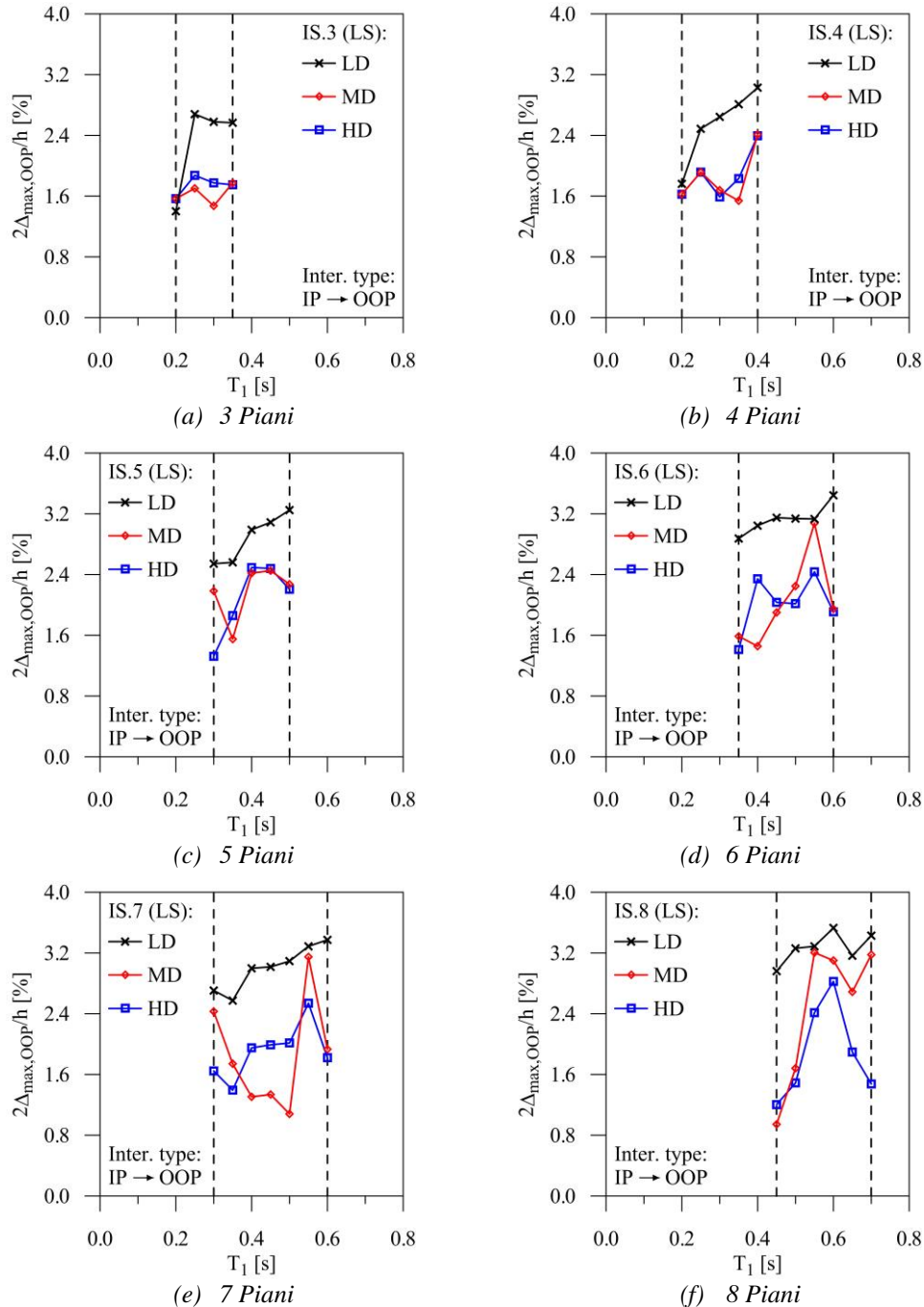


Figura 5.9 – Massimo drift OOP (SLV, interazione IP→OOP).

Le strutture LR ad alta duttilità (HD, $q=4.5$, curva blu) presentano consistenti deformazioni inelastiche presso il primo livello, che predomina quindi in termini di *drift* IP (Figura 5.8a/b). Le accelerazioni OOP sono notevolmente ridotte lungo tutta l'altezza a

causa dell'elevato valore del fattore di comportamento utilizzato in fase progettuale. Ciò giustifica la vulnerabilità trascurabile dei pannelli superiori. Le deformazioni OOP al primo livello tendono a prevalere per i valori inferiori del periodo T_1 (Figura 5.10a/b), al contrario delle analoghe riferite ai modelli MD. Questa tendenza non è alterata se il numero di piani cresce (MR, HR). L'andamento del *drift* IP mantiene la sua forma, a valori progressivamente crescenti verso il basso, che impedisce lo sviluppo di un sensibile livello d'interazione IP→OOP ai piani intermedi.

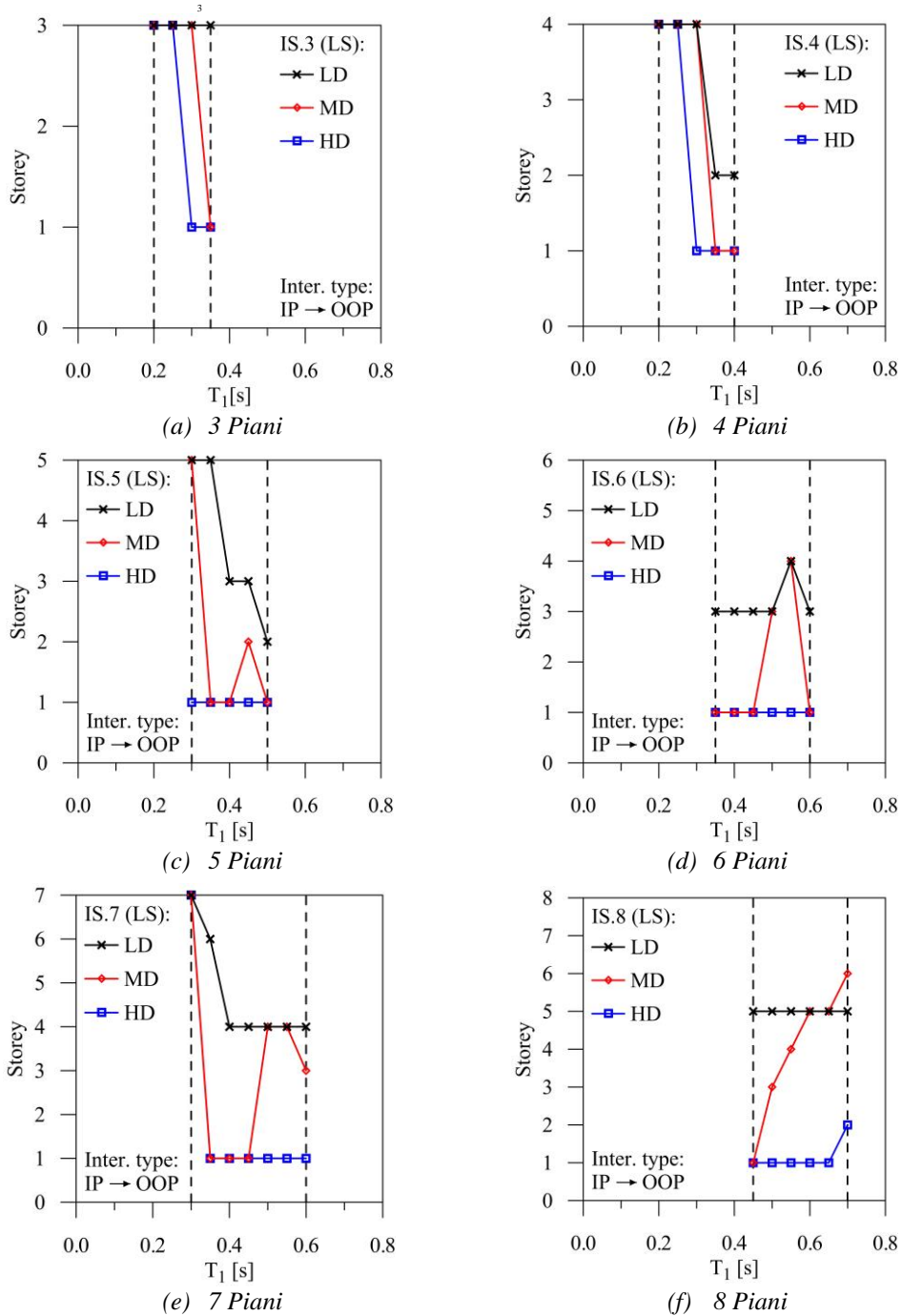


Figura 5.10 – Piano associato al massimo drift OOP (SLV, interazione IP→OOP).

Le elevate deformazioni IP che si verificano al primo livello inducono una netta riduzione del *drift* massimo OOP (Figura 5.9f). Questo può sembrare inaspettato essendo l'effetto del degrado molto elevato in questa zona strutturale (la *backbone* degrada, il *drift* OOP ultimo aumenta, il *drift* OOP massimo viene amplificato). In molti casi tuttavia la capacità deformativa IP dei pannelli viene superata. Di conseguenza il massimo *drift* OOP è valutato su una storia temporale ridotta, i pannelli collassano nel piano e si può assistere alla formazione di un piano soffice.

5.5.2 INTERAZIONE IP→OOP: RISPOSTA LOCALE

In base ai grafici della sezione precedente è possibile osservare che la variabilità di classe di duttilità influenza la formazione di determinati e ben differenti quadri di danneggiamento globale strutturale e non strutturale. Le curve di involuppo sono utili per comprendere l'entità dei *drift* IP ed OOP per i valori tipici del periodo fondamentale strutturale, concentrandosi sul solo livello dove i valori massimi sono registrati. Questa sezione è focalizzata invece sullo stato di danneggiamento locale valutato per ogni livello della generica struttura considerata. Sono quindi presentati una serie di grafici complementari ai precedenti, che forniscono informazioni aggiuntive al quadro generale costruito in precedenza (Figura 5.11 e Figura 5.12). I *drift* IP ed OOP sono rappresentati lungo l'altezza strutturale per i diversi fattori di comportamento. Sono riportati per brevità soltanto i risultati riferiti al periodo fondamentale massimo $T_1=T_{1,max}$, corrispondente in generale alla massima azione sismica per il fissato stato limite. La lunghezza della campata considerata è pari a L_{max} . Rispetto ai grafici precedenti è stata introdotta la variabilità di stato limite, in modo tale da poter effettuare una comparazione fra SLV ed SLC (Stato Limite di Collasso, corrispondente alla massima evoluzione del quadro di danneggiamento). L'interazione è considerata singola IP→OOP ed i pannelli collassati sono rappresentati tramite simboli vuoti (SLV) o pieni (SLC).

I valori del *drift* IP per le strutture LR-LD tendono ad essere simili fra loro per SLV (Figura 5.11a). Il collasso OOP dei pannelli avviene all'ultimo livello (Figura 5.12a) in assenza di interazione. Ciò è giustificato dalle scarse deformazioni inelastiche strutturali e dal conseguente regime di accelerazioni più impegnativo per gli elementi non strutturali. La struttura IS.4 presenta valori del *drift* IP (Figura 5.11b) tali da attivare il decadimento della *backbone* OOP ed il collasso dei pannelli intermedi (Figura 5.12b), con riduzione sensibile della rigidità di piano. Analogamente la struttura IS.3 raggiunge valori significativi del *drift* IP al secondo livello (SLC) successivamente al collasso OOP dei relativi pannelli. L'elongazione della *backbone* OOP dovuta all'interazione è evidente se si paragonano i *drift* relativi ai punti di collasso con o senza degrado, rispettivamente al secondo e terzo livello (Figura 5.12a). Gli andamenti relative alle strutture LR-MD e LR-HD indicano una concentrazione del *drift* IP al primo livello, che causa uno spinto degrado OOP. Le deformazioni OOP quindi sono elevate per SLV ed evolvono in collassi per SLC.

Le aree di vulnerabilità intermedie sono chiare se il numero di piani aumenta (strutture MR e HR). Le tamponature riferite ai modelli MR-LD subiscono un forte degrado OOP e la maggior parte collassa in SLC (Figura 5.12c/d). Un meccanismo di piano può essere

attivato presso i livelli intermedi se i relativi pannelli collassano a causa della sinergia *drift* IP-accelerazione OOP (Figura 5.11d). Nel caso di un maggiore fattore di comportamento (MR-MD) le accelerazioni ai piani superiori tendono a ridursi ed i collassi si concentrano al primo livello e in posizione intermedia in altezza. Questo risulta evidente per SLC (Figura 5.12c/d), con un sensibile incremento dei *drift* IP (Figura 5.11c/d).

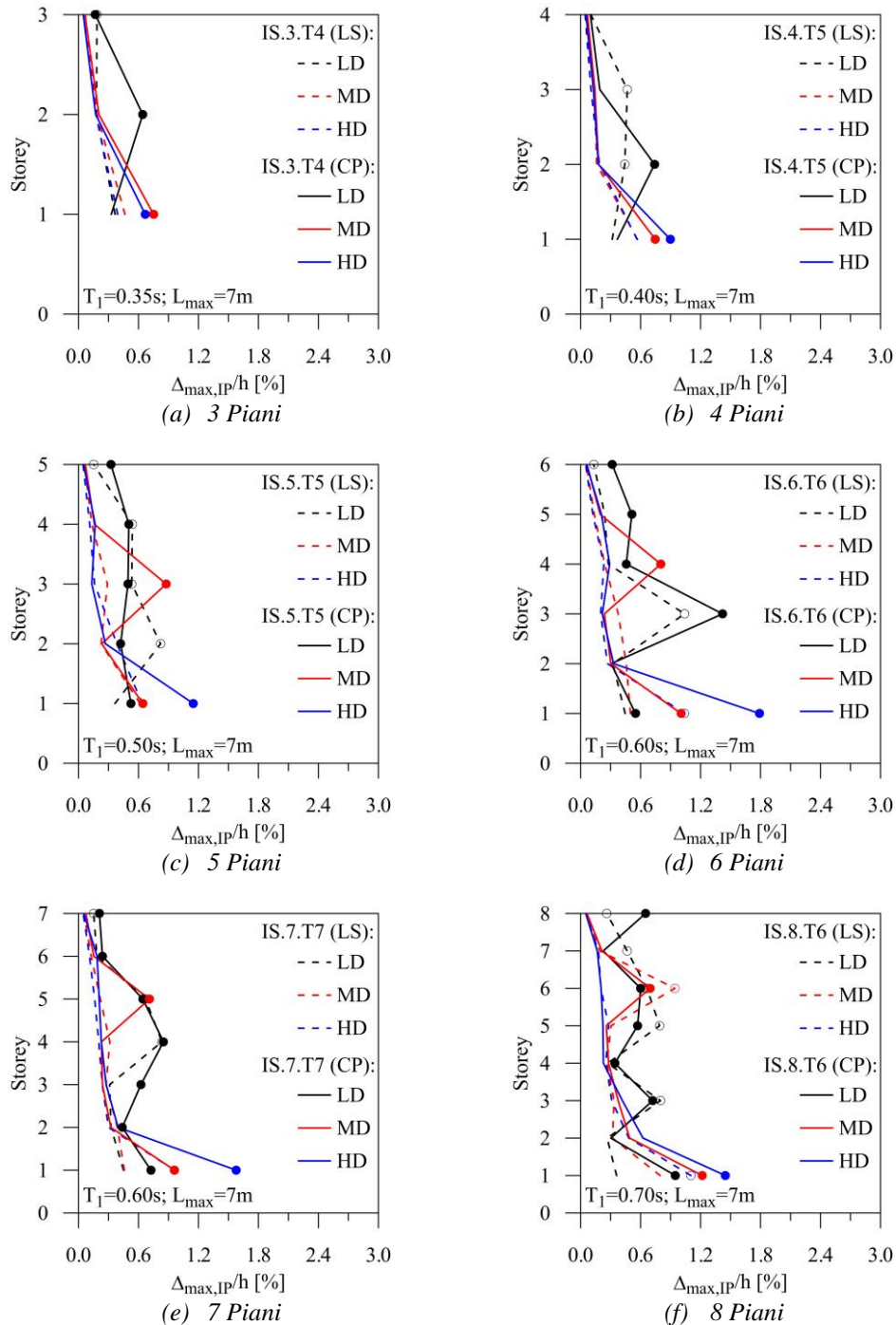


Figura 5.11 – Confronto drift IP per SLV e SLC ($L=L_{max}$, $T_1=T_{1,max}$, interazione IP→OOP).

La concentrazione del danneggiamento non strutturale al primo livello è invece una caratteristica chiave dei modelli MR-HD (Figura 5.12c/d). Le accelerazioni ai piani superiori sono molto contenute ed il degrado dei pannelli è trascurabile. Il primo livello è tuttavia severamente esposto a meccanismi di piano soffice. La transizione da collapsi OOP a collapsi IP dei pannelli è chiara in Figura 5.12c/d, dove la risposta del pannello si annulla prima che la *backbone* OOP abbia raggiunto il suo massimo degrado, al contrario dei casi MD e LD.

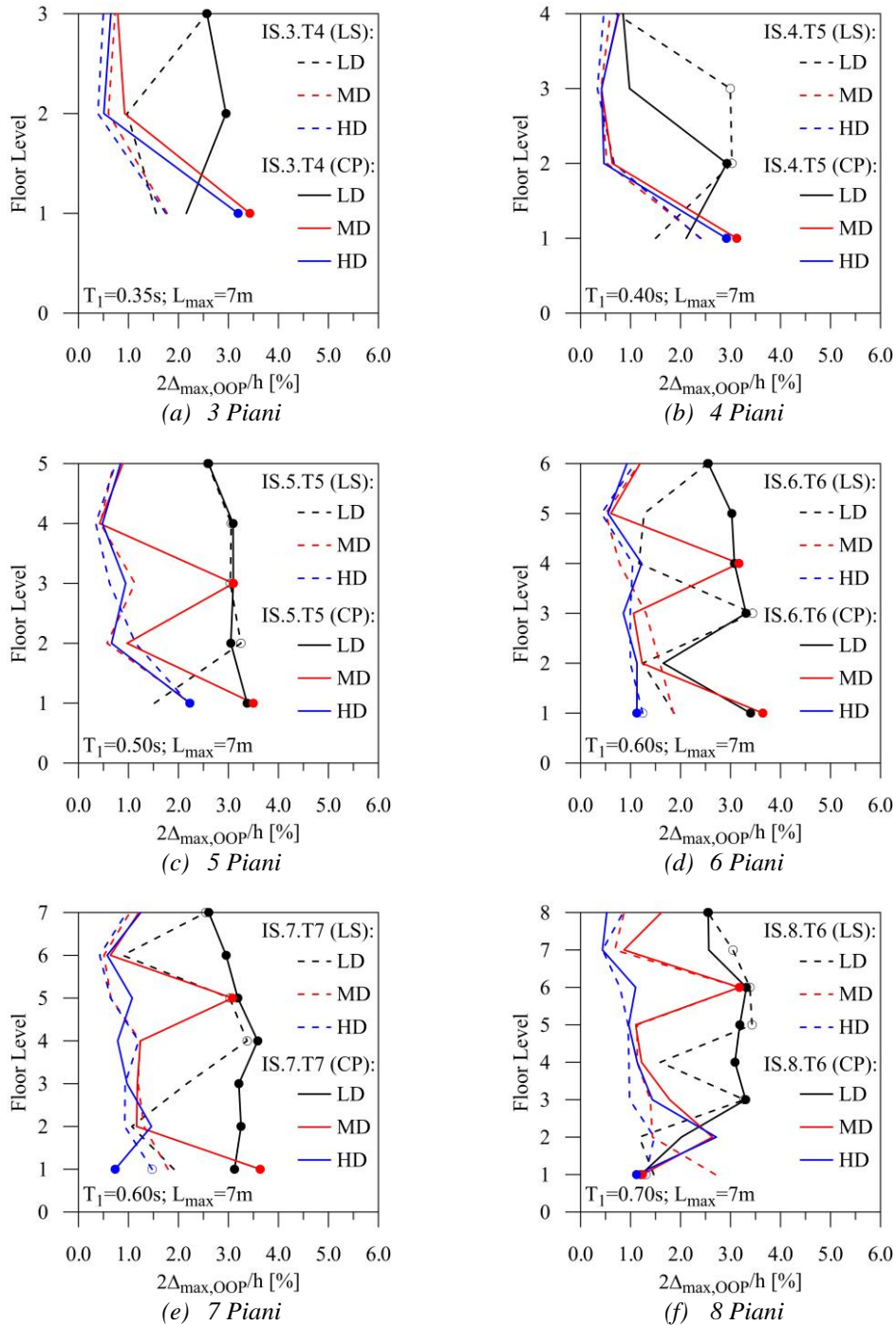


Figura 5.12 – Confronto drift OOP per SLV e SLC ($L=L_{max}$, $T_1=T_{1,max}$, interazione IP→OOP).

Il comportamento appena descritto non cambia sensibilmente se si considerano le strutture HR-HD (Figura 5.12e/f). Si assiste inoltre ad un incremento del *drift* IP al secondo livello, che aumenta la vulnerabilità OOP dei pannelli, specie nel caso delle strutture ad 8 piani. Nel caso dei modelli HR-MD le zone di collasso OOP si spostano leggermente verso la sommità dell'edificio. L'incremento del *drift* IP allo SLC (Figura 5.11f) anticipa il collasso IP dei pannelli al primo livello e induce maggiore deformabilità OOP al secondo (Figura 5.12f).

È opportuno osservare che al collasso dei pannelli riferiti al primo livello corrisponde generalmente lo spostamento verso l'alto dell'area di vulnerabilità OOP intermedia. Infine i modelli HR-LD presentano *drift* IP ad andamento irregolare: l'elevato danneggiamento non strutturale globale porta un livello a prevalere sull'altro in base all'ordine cronologico dei collassi ed allo stretto rapporto con il tempismo dei picchi di azione sismica. Allo SLC il danno dei pannelli è massimizzato, tendendo generalmente alle condizioni di telaio nudo a fine evento sismico. I collassi tendono ad essere OOP, essendo i *drift* IP fortemente influenzati dalle dimensioni strutturali che garantiscono un fattore $q=1.5$.

5.5.3 INTERAZIONE IP→OOP: EFFETTO DELL'ASPECT RATIO

I commenti riguardanti i risultati ottenuti per interazione singola sono completati dalla descrizione delle principali differenze che è possibile osservare al variare della lunghezza della campata ($L_{min}=4m$ e $L_{max}=7m$). Per brevità si farà riferimento alle strutture di altezza intermedia IS.6 e $T_1=T_{1,max}$ (Figura 5.13), al variare dello stato limite considerato.



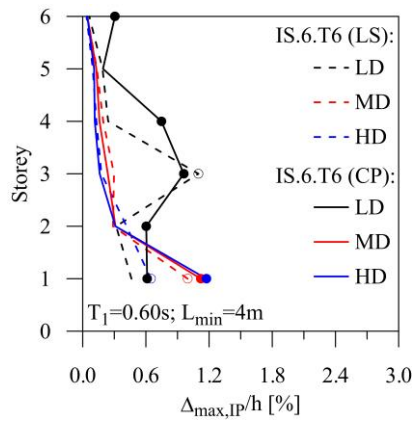
Figura 5.13 – Prospetto dei modelli a 6 piani con campata variabile.

I pannelli relativi alle strutture LD sono i più danneggiati in ambedue i casi (Figura 5.14a/b). Il baricentro dei collassi valutato sull'intera altezza risulta tuttavia più elevato nel caso delle strutture con lunghezza della campata maggiore (Figura 5.14b). Essendo il periodo fondamentale delle due strutture identico nei due casi, questo effetto può essere dovuto all'influenza dei modi superiori sulla distribuzione delle accelerazioni OOP dei pannelli ed al diverso rapporto fra il periodo OOP del pannello ed i periodi strutturali. L'*aspect ratio* variabile influenza infatti il periodo di oscillazione OOP. I *drift* IP risultano infatti simili per lo SLV (Figura 5.14a/b), ciò implica un livello simile di degrado OOP. I pannelli riferiti a L_{min} raggiungono quasi il collasso ai piani inferiori (Figura 5.14c) mentre i corrispettivi per L_{max} sono ancora ben distanti dall'espulsione (Figura 5.14d). È da

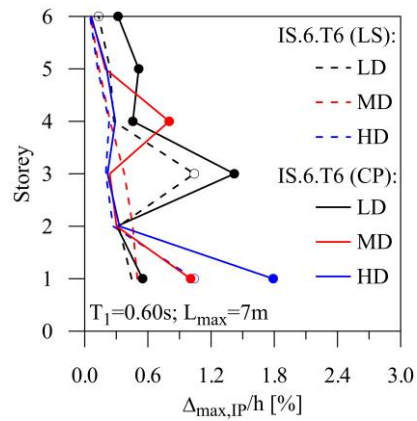
osservare che il *drift* di collasso massimo OOP è inferiore per L_{min} : il pannello è più rigido e generalmente meno resistente, ciò implica un minore spostamento ultimo della *backbone* vergine o degradata rispetto ai pannelli riferiti a L_{max} .

Le curve riferite ai modelli MD confermano il danneggiamento anticipato OOP dei pannelli ai piani inferiori nel caso di L_{min} (Figura 5.14c), ritardando la formazione della regione di vulnerabilità intermedia, che diventa moderatamente visibile al quarto livello e soltanto per lo SLC. Il collasso dei pannelli al primo livello non si verifica allo SLV nel caso dei modelli L_{max} . Si osserva inoltre l'incremento di vulnerabilità OOP dei pannelli centrali, che vengono espulsi allo SLC, causando un incremento del *drift* IP (Figura 5.14b).

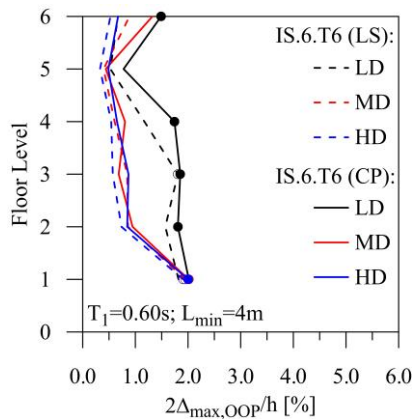
Il modello HD progettato per L_{max} tende a presentare collassi dei pannelli anticipati IP al primo livello (Figura 5.14b/d). Il danneggiamento nel caso di L_{min} è invece governato dalla risposta fuori piano (Figura 5.14c). È dunque ragionevole concludere che alterando la lunghezza della campata L è possibile modificare leggermente la distribuzione di danno non strutturale, in funzione degli altri parametri dinamici strutturali e delle frequenze proprie dei pannelli. Le considerazioni generali riguardanti la relazione fra classe di duttilità ed aree strutturali a rischio rottura IP/espulsione OOP non sono sensibilmente influenzate.



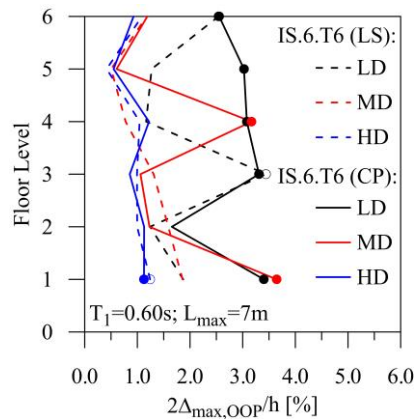
(c) 6 Piani - T_{max} - L_{min} - Drift IP



(d) 6 Piani - T_{max} - L_{max} - Drift IP



(e) 6 Piani - T_{max} - L_{min} - Drift OOP

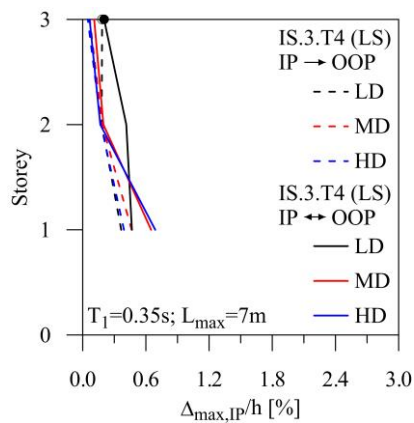


(f) 6 Piani - T_{max} - L_{max} - Drift OOP

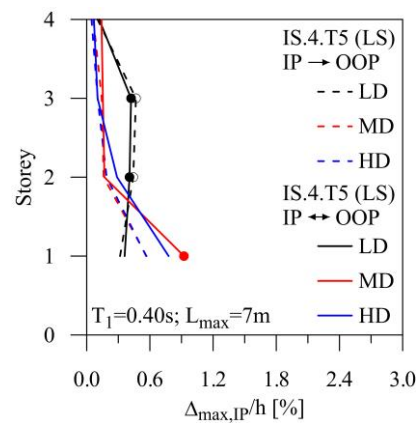
Figura 5.14 – Confronto drift IP/OOP per SLV/SLC e differenti lunghezze della campata.

5.5.4 INTERAZIONE IP↔OOP: RISPOSTA LOCALE

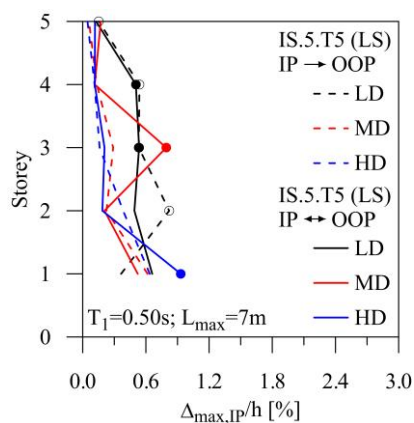
I risultati finora discussi sono riferiti all'interazione singola IP→OOP. In questa sezione saranno indagati gli effetti del degrado mutuo IP↔OOP sulla risposta strutturale e non strutturale, comparando i risultati con quanto finora scoperto. I profili in altezza del *drift* IP ed OOP per $T_1=T_{1,max}$ e $L=L_{max}$ sono rappresentati per diversi valori del numero di piani e del fattore di comportamento q , comparando le ipotesi di risposta non strutturale allo SLV. Risulta utile evidenziare in prima battuta le loro differenze in termini generali. Il superamento di una determinata soglia del *drift* IP attiva il decadimento della *backbone* OOP, tanto più spinto quanto più il *drift* IP stesso è elevato (interazione singola, linea tratteggiata nelle figure a seguire). L'interazione mutua (linea continua) comporta l'incremento della deformabilità del pannello nel piano, causata da azioni OOP non trascurabili (superamento di un'analogia soglia OOP). La *backbone* IP infatti degrada, riducendo localmente la rigidità di piano. Inoltre lo stesso *drift* IP può abbattere la *backbone* OOP, riducendo allo stesso tempo la soglia di attivazione del degrado IP. Di conseguenza il processo di danneggiamento del pannello è generalmente amplificato.



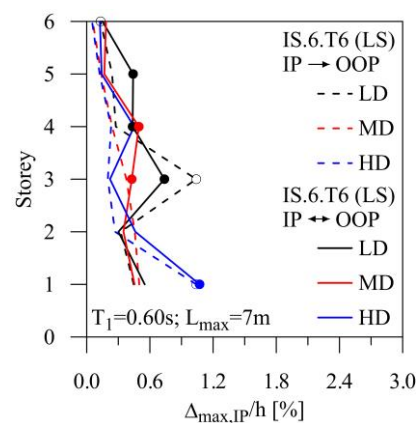
(a) 3 Piani



(b) 4 Piani



(c) 5 Piani



(d) 6 Piani

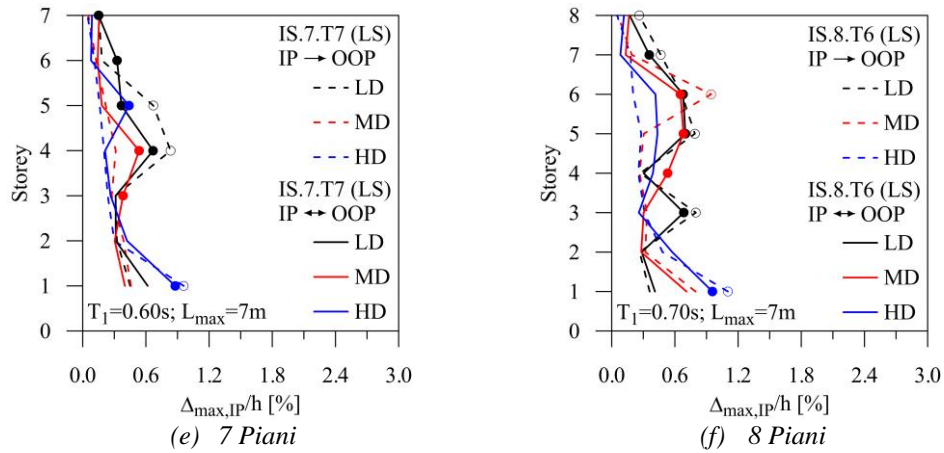
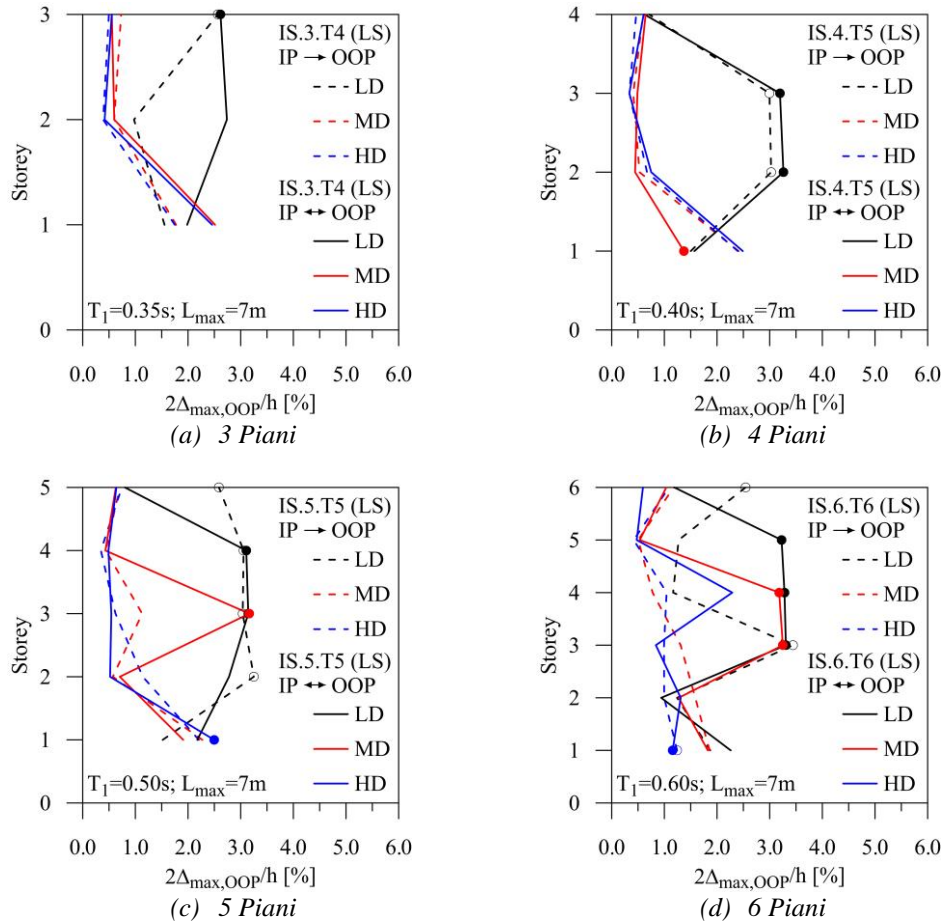


Figura 5.15 – Confronto drift IP per SLV (variabilità del fenomeno di interazione).

Alla luce di quanto descritto è possibile interpretare i risultati riportati in Figura 5.15 e Figura 5.16. Le strutture LR presentano un incremento di deformabilità sia nel piano che fuori piano (Figura 5.15a e Figura 5.16a) per tutte le classi di duttilità. I pannelli relativi ai piani inferiori in particolare risultano più vulnerabili nel caso di strutture MD e HD. La riduzione di rigidezza IP al primo livello dovuta alle azioni OOP non trascurabili può indurre un collasso IP anticipato (Figura 5.15b e Figura 5.16b, $q=3.0$).



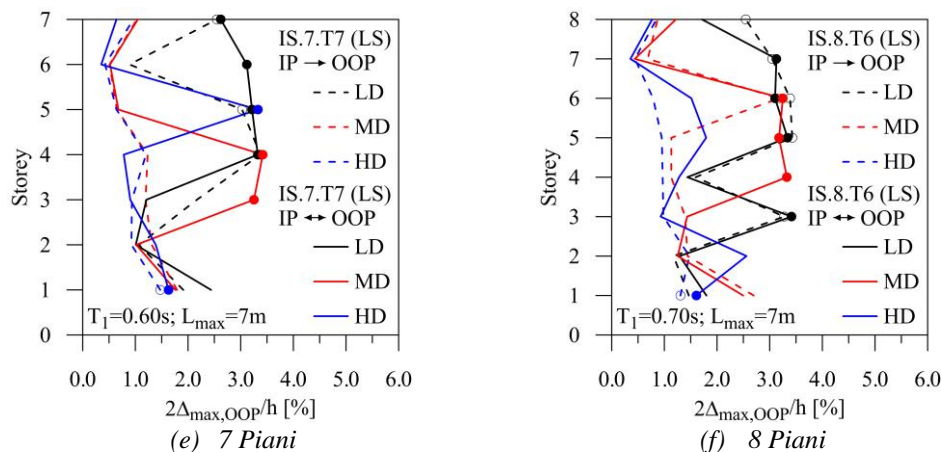


Figura 5.16 – Confronto drift OOP per SLV (variabilità del fenomeno di interazione).

I modelli LR-LD presentano invece un peggioramento della risposta non strutturale presso i livelli intermedi, dove i pannelli raggiungono quasi il collasso (Figura 5.16a). Le tamponature più elevate non sono influenzate dall'interazione singola o mutua, poiché la loro risposta è principalmente governata dalle azioni OOP. I *drift* IP sono infatti molto ridotti anche in presenza di una riduzione di rigidità IP dei pannelli. Le relative *backbone* OOP restano dunque inalterate, con spostamento ultimo inferiore rispetto ai pannelli degradati.

Con l'incremento del numero di piani, gli effetti dell'interazione mutua possono modificare la risposta strutturale durante il sisma ed il quadro finale del danneggiamento non strutturale. Ciò è dovuto ai collassi anticipati dei pannelli per i quali la sinergia di decadimento IP-OOP è risulta particolarmente accentuata. La risposta dinamica strutturale successiva muta durante la sezione temporale residua dell'evento sismico rispetto al caso del degrado singolo. L'estesa regione di vulnerabilità tipica delle strutture MR-LD e HR-LD tende ad espandersi verso i livelli superiori: azioni OOP maggiori rispetto ai livelli sottostanti attivano il degrado mutuo, che induce il collasso fuori piano (Figura 5.16d/e/f). È interessante evidenziare che il collasso anticipato e prossimi dei pannelli su più livelli adiacenti può mitigare la concentrazione del *drift* IP presso specifici livelli (Figura 5.15d/e).

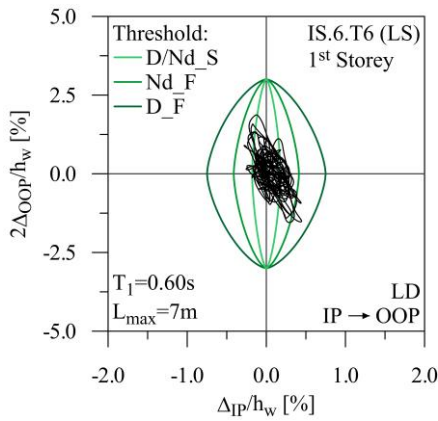
I *drift* OOP nelle strutture MR-MD nell'area di vulnerabilità intermedia sono amplificati (Figura 5.16c/d), con conseguenti collassi OOP. Il collasso nel piano dei pannelli posti al primo livello dei modelli MR-HD è anticipato, tendendo a svilupparsi con maggior probabilità rispetto a quello OOP per lo stesso livello (Figura 5.15c/d).

L'espansione delle regioni di vulnerabilità sembra essere confermata anche nei modelli ad alta duttilità HD. Un quantitativo maggiore di collassi OOP tende a manifestarsi presso i livelli intermedi delle strutture HR-MD. Per quanto riguarda le strutture HR-HD risulta interessante notare la formazione di un'area di danneggiamento superiore. Queste strutture tendono ad essere solitamente resilienti rispetto al cambiamento della propria regione di vulnerabilità, concentrata al primo livello in base a quanto osservato in precedenza per il degrado singolo. L'interazione mutua induce un incremento dei *drift* OOP presso i livelli intermedi e superiori (Figura 5.16e/f), incrementando la probabilità di collasso OOP.

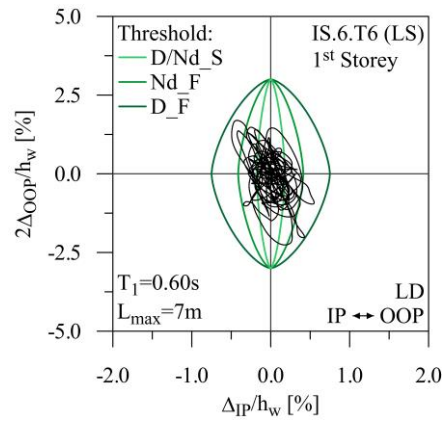
5.5.5 DOMINI DI INTERAZIONE IP-OOP IN SPOSTAMENTO

L'effetto generale dovuto all'interazione mutua consiste, come anticipato, nel peggioramento della risposta globale dei pannelli. Ciò significa che il numero di collassi tende ad aumentare e/o lo stato di danneggiamento delle tamponature tende a peggiorare. L'influenza del maggior numero di espulsioni o rotture nel piano può mutare la risposta dinamica strutturale, salvaguardando o peggiorando le condizioni dei pannelli residui.

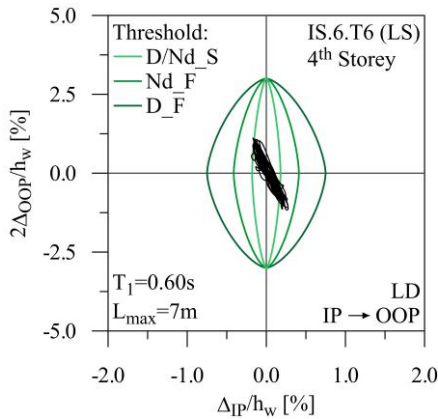
Le storie temporali (*time-history*) combinate dello spostamento IP-OOP permettono di evidenziare a livello locale l'effetto dell'interazione mutua sulla risposta delle tamponature (Figura 5.17, Figura 5.18, Figura 5.19). Al contrario dei grafici mostrati in precedenza, il *drift* IP presentato è ora riferito alla *backbone* IP del singolo pannello e non più allo spostamento dei pilastri adiacenti. Ci si focalizza quindi sulla risposta del singolo elemento non strutturale, in specifiche storie temporali selezionate fra le disponibili per brevità. I modelli *benchmark* a 6 piani progettati per $L=L_{max}$ e $T_1=T_{1,max}$ soggetti al sisma SLV saranno considerati nei grafici a seguire. È stata inclusa la variabilità di classe di duttilità, limitando i commenti agli elementi non strutturali dei livelli dove emergono maggiori differenze o concetti chiave.



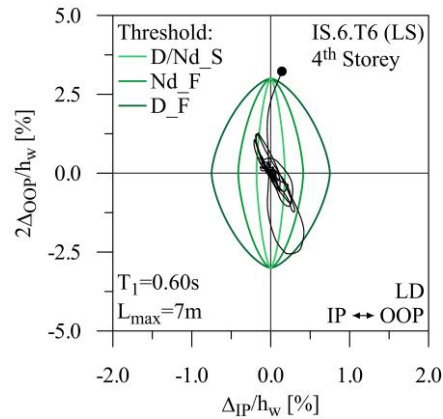
(a) 1° Piano – IP → OOP



(b) 1° Piano – IP ↔ OOP



(c) 4° Piano – IP → OOP



(d) 4° Piano – IP ↔ OOP

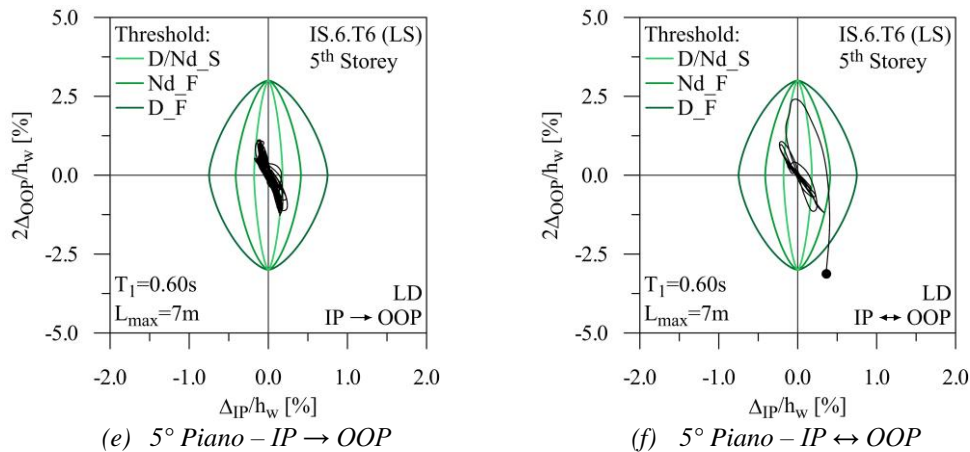


Figura 5.17 – Storie temporali dello spostamento IP-OOP per il modello IS.6.T6 (LD).

In aggiunta, la normativa ASCE/SEI 41-17 (2017) fornisce una serie di indicazioni riguardanti gli spostamenti limite IP ed OOP per la verifica delle tamponature. Nello specifico il *drift* OOP limite è proposto pari al 3% per SLV mentre il valore del limite IP dipende dalla duttilità del telaio (duttile D, non duttile Nd) e dal rapporto di rigidezza pannello-telaio (pannello rigido S o flessibile F). La forma dei domini limite è coerente con la curva proposta da Kadysiewski e Mosalam (2009), presentata nel Paragrafo 2.4.2.2. Sono stati ricostruiti tutti i possibili domini in spostamento per comparare la risposta effettiva dei pannelli con ogni possibile combinazione di verifica normativa. I simboli pieni rappresentano la condizione di collasso dell'elemento (analisi dinamiche).

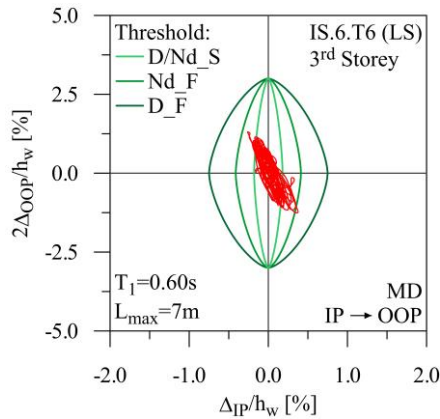
Le strutture progettate per una ridotta duttilità globale sono caratterizzate generalmente da un esteso danneggiamento non strutturale dovuto ad elevate accelerazioni OOP. L'interazione OOP→IP influenza fortemente i pannelli posizionati ai piani più elevati (Figura 5.17d/f), incrementando la deformabilità IP e attivando l'interazione opposta. La condizione di collasso è raggiunta al quarto e quinto livello, al contrario dei pannelli modellati secondo interazione singola (Figura 5.17c/e). Il *drift* IP limitato al primo livello riduce l'impatto dell'interazione mutua sui relativi pannelli: la deformabilità OOP aumenta nettamente (Figura 5.17b) mentre i *drift* OOP tendono ad essere comparabili rispetto all'interazione singola (Figura 5.17a).

La vulnerabilità dei pannelli ai piani intermedi è fortemente incrementata nel caso delle strutture MD nel caso di interazione mutua (Figura 5.18b/d). La risposta OOP è amplificata in termini di *drift* e lo scenario di espulsioni finale può essere peggiore anche rispetto ad un'analisi condotta allo SLC con interazione singola per lo stesso modello. I pannelli posti in sommità sono governati dalle azioni OOP (Figura 5.18e). L'interazione IP↔OOP tende a ridurre la rigidezza di piano e aumentare il *drift* IP (Figura 5.18f). Le accelerazioni strutturali sono ridotte dal maggior danno non strutturale ai piani medi e inferiori. Il *drift* IP è inoltre moderato, quindi non vi sono evidenti amplificazioni del *drift* OOP.

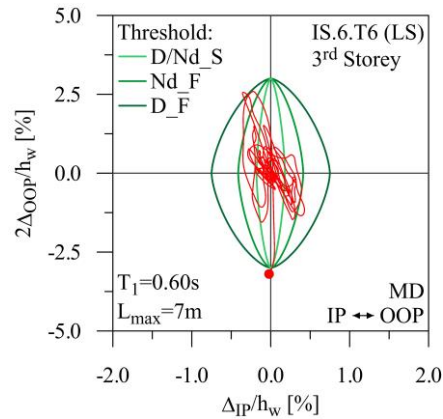
Il modello a duttilità elevata (HD) presenta una concentrazione del *drift* IP ai livelli inferiori (Figura 5.19a). La *backbone* OOP è quindi fortemente affetta già dall'interazione singola. Tuttavia in questo caso le azioni IP sono abbastanza elevate da causare il collasso IP del pannello prima che l'interazione OOP→IP si attivi (Figura 5.19b). L'effetto

dell'interazione IP↔OOP è evidente invece al secondo livello, dove vengono raggiunti maggiori *drift* IP, con un leggero incremento di deformazione OOP (Figura 5.19d). Come descritto nella sezione precedente l'interazione mutua può causare la formazione di un'area intermedia di vulnerabilità anche nelle strutture HD, generalmente resilienti rispetto a questa evoluzione del danneggiamento. Le maggiori accelerazioni OOP ai piani superiori sono combinate a *drift* IP non più trascurabili: sia gli spostamenti IP che OOP dei pannelli subiscono una significativa amplificazione (Figura 5.19f), portando quasi all'espulsione i pannelli del quarto livello.

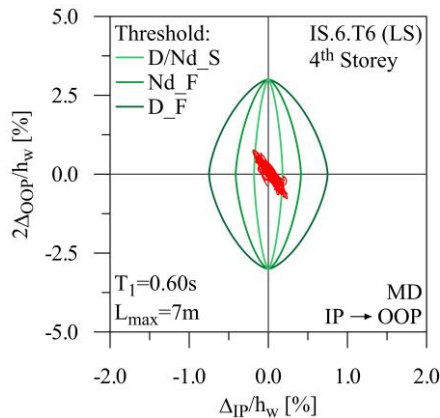
Il dominio limite per telaio duttile/non duttile e pannello rigido è il più conservativo. La verifica IP-OOP è infatti generalmente non soddisfatta. Se la rigidezza relativa telaio-tampoantura diminuisce il limite IP aumenta, raggiungendo il valore massimo quando gli elementi del telaio sono progettati per mostrare un comportamento duttile. Il limite massimo del *drift* IP è superato solo in pochi casi, essendo una stima ragionevole dell'*upper bound* relativo al *drift* ultimo nel piano delle più ricorrenti tipologie di pannello. Il limite del 3% fuori piano tende ad essere affidabile, poiché i collassi effettivi tendono a ricaderne al di fuori. Tuttavia è da sottolineare che i collassi OOP discussi in questa sezione si verificano quando la rispettiva *backbone* OOP subisce un severo degrado OOP, che induce un'elongazione della *backbone* OOP vergine. Lo spostamento ultimo finale è generalmente superiore al 3%.



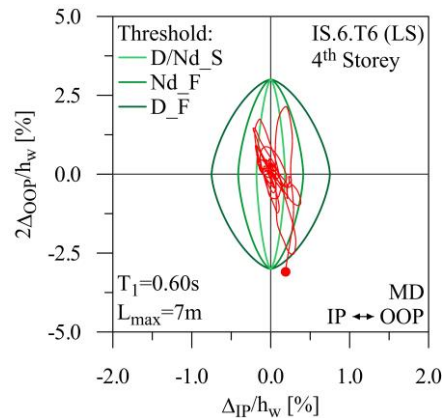
(a) 1° Piano – IP → OOP



(b) 1° Piano – IP ↔ OOP



(c) 2° Piano – IP → OOP



(d) 2° Piano – IP ↔ OOP

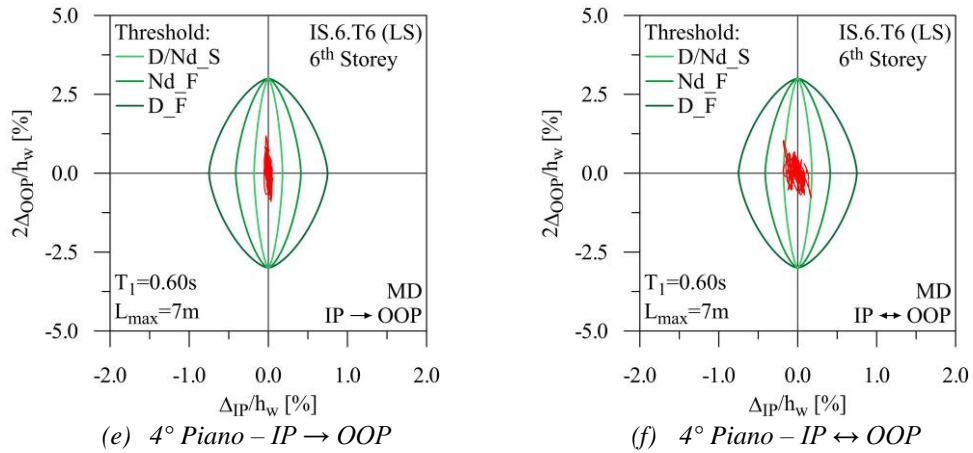
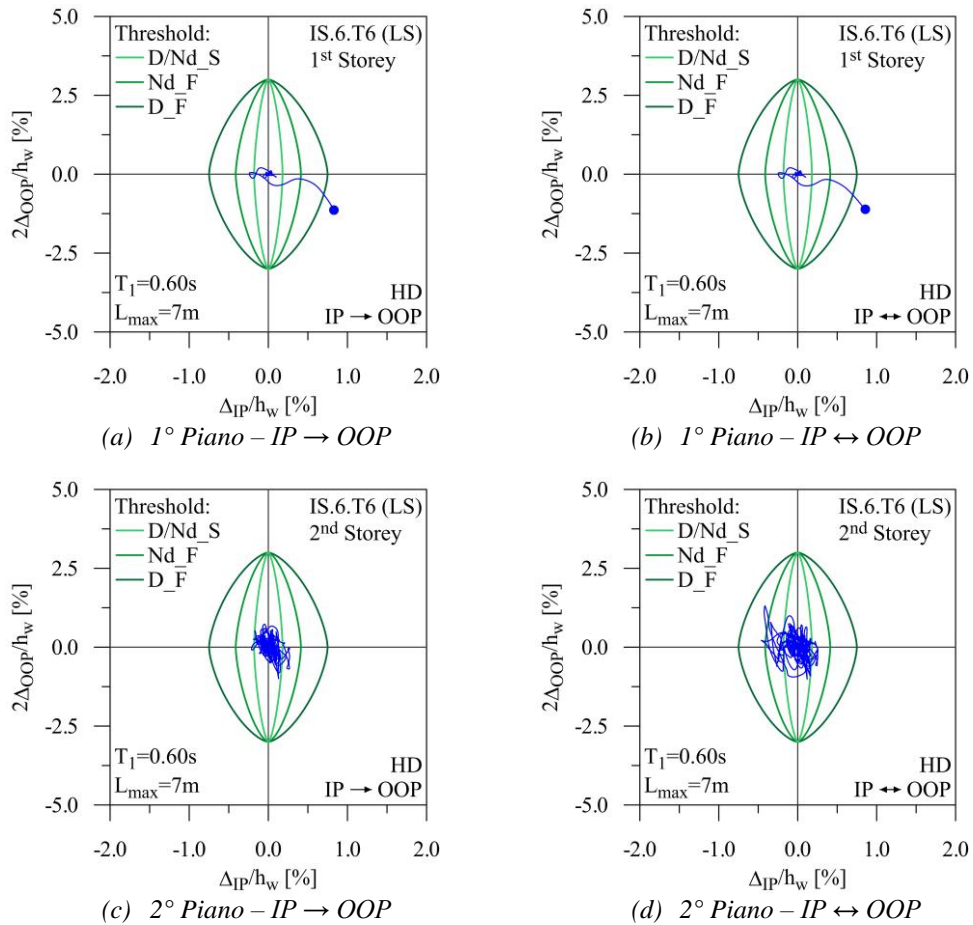


Figura 5.18 – Storie temporali dello spostamento IP-OOP per il modello IS.6.T6 (MD).

Nel caso in cui il pannello sia soggetto a scarsi effetti dovuti all'interazione singola o mutua il drift OOP ultimo risulterà generalmente inferiore a tale soglia, raggiungendo potenzialmente il collasso prima del suo superamento e rendendo la predizione normativa meno affidabile.



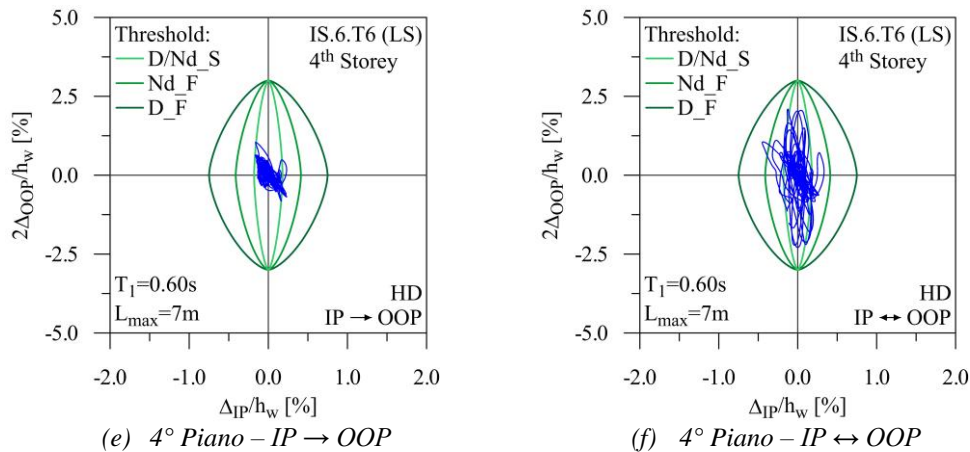


Figura 5.19 – Storie temporali dello spostamento IP-OOP per il modello IS.6.T6 (HD).

5.5.6 DOMANDA OOP IN ACCELERAZIONE

La maggior parte delle normative internazionali fornisce una formulazione semplificata per la valutazione della massima accelerazione agente su un elemento non strutturale per un fissato livello di intensità sismica. In questo paragrafo le accelerazioni massime OOP ottenute tramite le analisi dinamiche non lineari sono quindi confrontate con le predizioni dei principali standard disponibili. Le procedure per il calcolo degli spettri di piano riportate nelle FEMA 356 (2000) e ASCE/SEI 41-17 (2017) fanno uso della sola altezza dell'elemento non strutturale rispetto alla base dell'edificio. L'Eurocodice 8 (EC8, 2004) invece prende anche in considerazione l'amplificazione della risposta dovuta alla possibile condizione di risonanza fra elemento non strutturale e periodo fondamentale della struttura principale. Le NTC18 (2018) propongono delle espressioni semplificate per strutture intelaiate che inglobano i parametri appena descritti e introducono ulteriori tasselli: l'elongazione del periodo fondamentale ed il contributo dei modi superiori. Questi sono tenuti in conto tramite specifici coefficienti dipendenti dal range in cui ricade il periodo T_1 fondamentale della struttura nuda. Per le specifiche riguardanti ogni formulazione si rimanda al Paragrafo 6.2.4, in cui è riportato un esaustivo sunto dei principali metodi semplificati per il calcolo degli spettri di piano. Il fattore di comportamento non strutturale è pari a 2.0 per EC8 (2004) e NTC18 (2018), a 1.5 secondo le indicazioni ASCE/SEI 41-17 (2017). Questa sezione si focalizza sul confronto relativo alle strutture *benchmark* a 6 piani (IS.6) per SLV. Questo stato limite è infatti generalmente considerato dalle varie normative per le verifiche di stabilità degli elementi non strutturali. In ogni grafico sono mostrate le differenze fra modelli a campata massima L_{max} e minima L_{min} , diversi fattori di comportamento progettuali (q) e tipologia di interazione (singola o mutua). È utile inoltre aggiungere che per le tipologie di pannello considerate il valore di accelerazione che induce il raggiungimento della resistenza massima OOP per un pannello intatto è circa pari a $1g$. I valori massimi di accelerazione secondo le NTC18 (2018) sono più elevati se si considera $T_1=T_{1,min}$ (Figura 5.20). Questo è dovuto alla vicinanza del periodo fondamentale al periodo dell'elemento non strutturale.

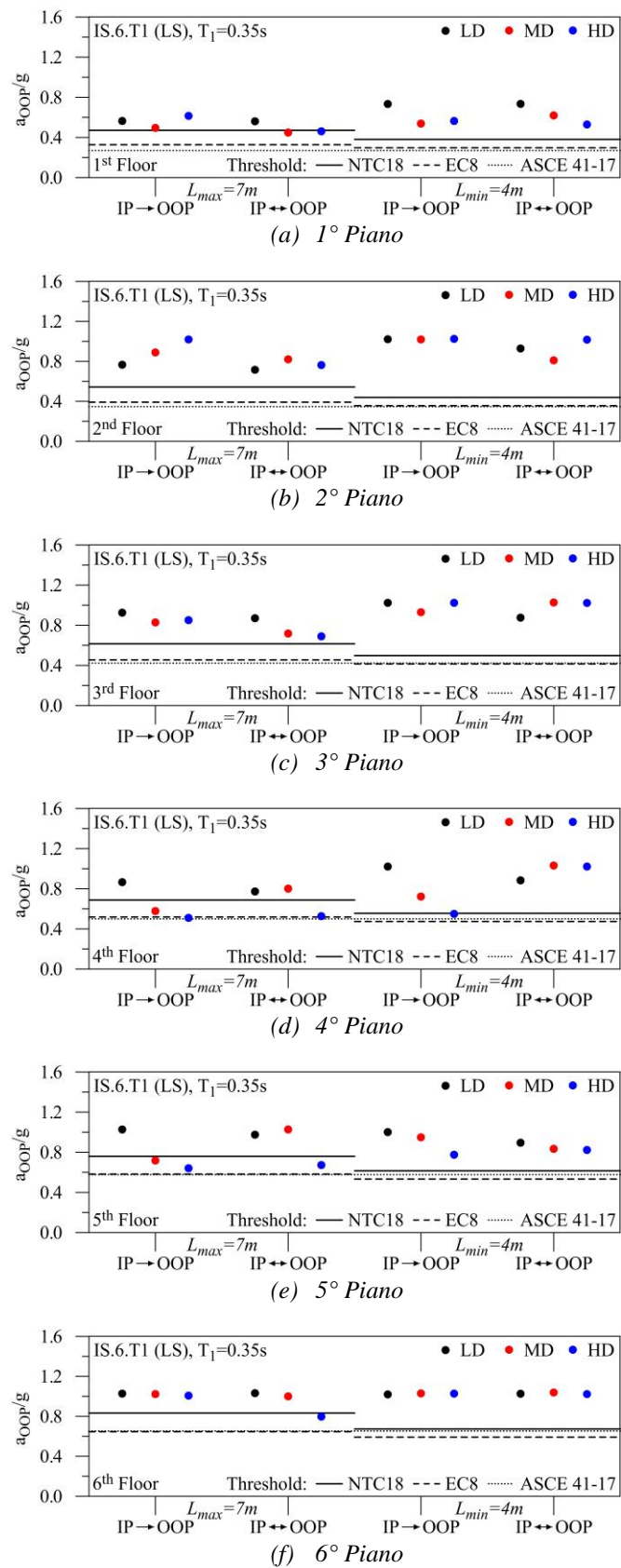


Figura 5.20 – Confronto fra accelerazioni massime e predizioni normative (IS.6.T1, SLV).

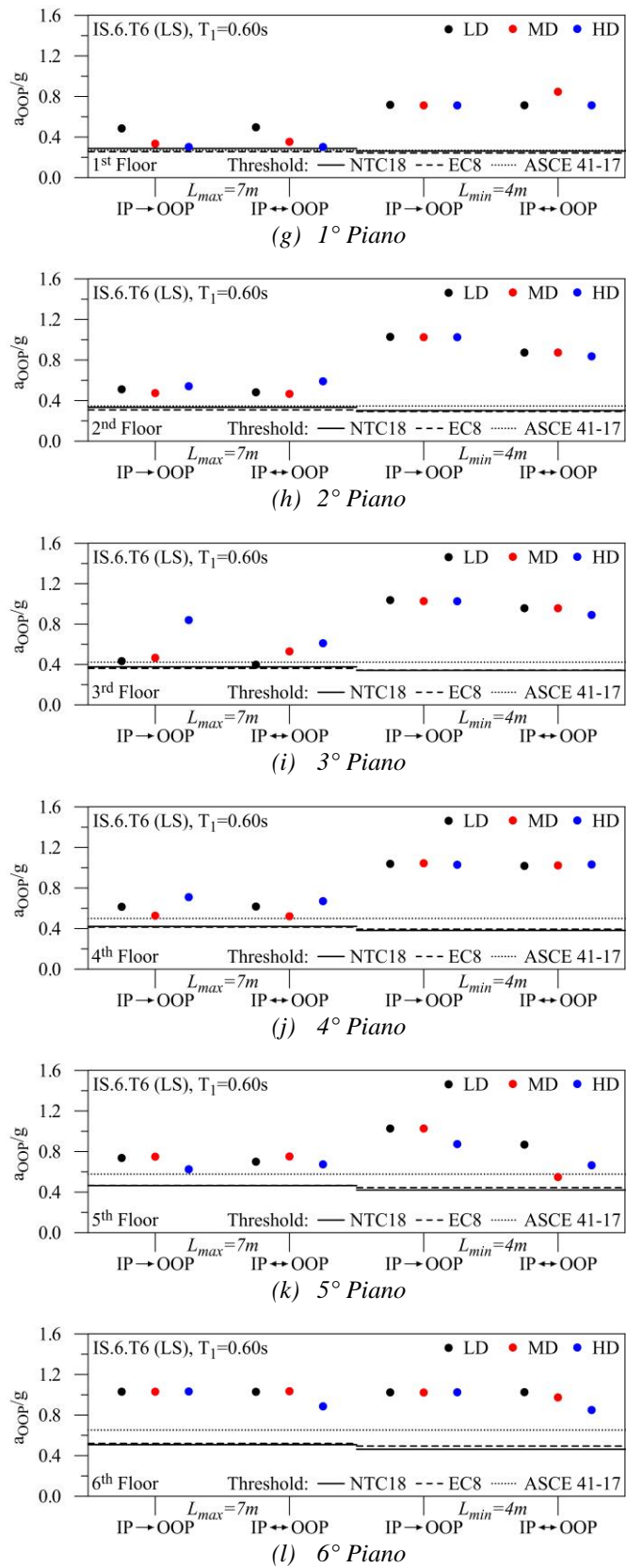


Figura 5.21 – Confronto fra accelerazioni massime e predizioni normative (IS.6.T6, SLV).

Le predizioni dell'EC8 (2004) e ASCE/SEI 41-17 (2017) sono simili fra loro, quasi sovrapposte con il progressivo incremento di altezza. La normativa ASCE non considera il periodo proprio dell'elemento, dunque il valore calcolato non cambia al variare dell'*aspect ratio* dei pannelli (in base a L_{max} o L_{min}). Le accelerazioni OOP dei modelli LD sono generalmente sottostimate, tuttavia ciò desta minore preoccupazione dato che le strutture intelaiate in c.a. moderne sono progettate per più elevati livelli di inelasticità globale. I valori ottenuti per MD e HD sono più vicini alle predizioni, che restano ancora a svantaggio di sicurezza in molti casi ed in particolare al secondo e terzo livello (Figura 5.20b/c). Se la lunghezza della campata decresce la sottostima aumenta. Inoltre la rigidità OOP dei pannelli aumenta essendo più tozzi, riducendone il periodo ed allontanandolo dalla regione di risonanza delle norme NTC18 (2018) ed EC8 (2004). Le accelerazioni massime registrate in relazione all'ipotesi di interazione mutua sono generalmente inferiori rispetto alla singola. Ciò è dovuto all'abbattimento della *backbone* OOP anticipato presso le altezze maggiormente colpite.

Le predizioni riferite ai modelli di periodo $T_I=T_{I,max}$ risultano ancora non adeguate se comparate ai risultati (Figura 5.21). La normativa ASCE/SEI 41-17 (2017) offre in questo caso i valori migliori, poiché l'incremento nella distanza rispetto alla massima amplificazione dinamica riduce significativamente le accelerazioni calcolate secondo le NTC18 (2018) ed EC8 (2004). Risulta chiaro che le espressioni riferite alle normative nazionale ed internazionali possono essere migliorate. Da questa necessità nasce la procedura di calcolo degli spettri di piano per SLV proposta nel Capitolo successivo.

5.6 APPLICAZIONI DEL MACRO-MODELLO SU LARGA SCALA

In questo Capitolo sono stati discussi i risultati delle analisi condotte su un modello strutturale semplificato, al fine di ottenere informazioni sul comportamento non strutturale. I *range* di variabilità dei parametri utilizzati, come anticipato, sono riferiti alle strutture intelaiate di un contesto urbano reale: la città di Rende (Cosenza). Ciò ha permesso di orientare le analisi verso le effettive caratteristiche delle strutture esistenti. Ottenere questi dati richiede la costruzione di una *virtual city*, un contesto urbano digitalizzato e georiferito, dotato di caratteristiche fisiche, funzionali e strutturali quanto più vicine al sistema urbano reale.

La costruzione della *virtual city* avviene generalmente in ambiente GIS (*Geographic Information System*) e prevede l'elaborazione di quattro *layer* fondamentali:

- Strutture strategiche (elementi poligonali);
- Aree di emergenza;
- Sistema di infrastrutture viarie (ottenuto tramite l'operazione di *buffer* degli elementi lineari individuanti la viabilità interna ed esterna);
- Sistema edilizio: strutture presenti sul territorio comunale (elementi poligonali).

Ogni elemento appartenente al generico *layer* può essere interrogato per accedere ad ulteriori informazioni (epoca di costruzione, tipologia strutturale, ecc.). Costruire un *layer*,

quindi, prevede un'operazione generalmente complessa di popolamento del relativo *database*.

L'analisi del territorio di Rende è stata circoscritta alle strutture di calcestruzzo armato a struttura intelaiata. Indagini *in situ*, mappe storiche, consultazioni dei dati ISTAT e delle banche dati comunali hanno permesso di ricavare l'anno di costruzione, al quale è stata associata la normativa tecnica vigente e le tecnologie costruttive maggiormente utilizzate. Questo lavoro nasce dalla collaborazione tra due gruppi di ricerca del Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università della Calabria, afferenti a due settori diversi: il Laboratorio di Pianificazione dell'Ambiente e del Territorio (ICAR/20 – Tecnica e Pianificazione Urbanistica) e il Laboratorio di Ingegneria dei Materiali e delle Strutture (ICAR/09 – Tecnica delle Costruzioni). Si ringraziano in particolar modo il Prof. Mauro Francini e la Dott.ssa Sara Gaudio per la disponibilità, le capacità e l'entusiasmo mostrato durante la collaborazione.

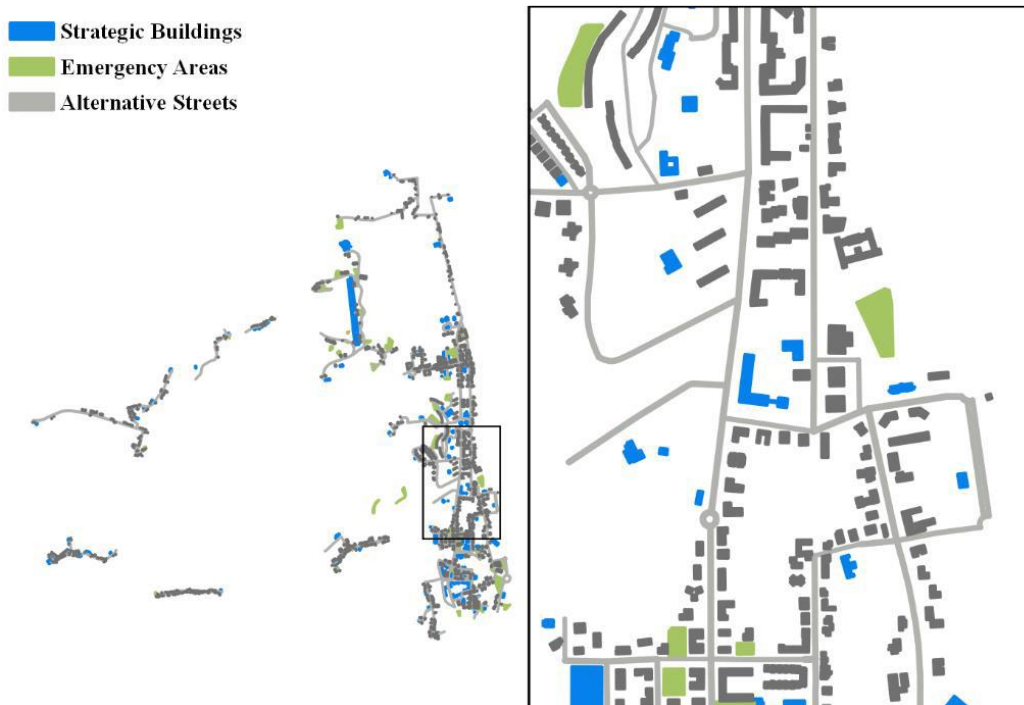


Figura 5.22 – Valutazione degli edifici prospicienti le possibili vie di fuga.

Per ogni struttura intelaiata presente sul territorio comunale è stato possibile ottenere informazioni riguardanti: epoca di costruzione, normativa tecnica di riferimento, numero di piani, dimensioni in pianta, classe d'uso e tipologia di pannelli utilizzati. Queste informazioni sono state fondamentali per effettuare l'identificazione dei *cluster* discussa nel Paragrafo 5.2. In Figura 5.22 è presentata la sovrapposizione dei *layer* fondamentali per una parte del territorio comunale di Rende. In Figura 5.23 è riportata l'identificazione delle strutture in c.a. prospicienti il sistema di infrastrutture viarie, in funzione del numero di piani. I risultati riguardanti il danneggiamento non strutturale e la velocità di espulsione dei detriti possono essere elaborati per ottenere l'area di ingombro massima relativa ad ogni edificio, a seconda del numero di piani.



Figura 5.23 – Patrimonio edilizio della città di Rende, organizzato secondo il numero di piani.

In Figura 5.24 è riportato un esempio del risultato dell'operazione di *buffer* per individuare l'area di ingombro dei detriti generati dal collasso dei pannelli di tamponatura per un assegnato evento sismico. Tramite l'operazione di *difference* è possibile determinare la larghezza della carreggiata libera ed indentificare quindi le direttrici percorribili con maggiore sicurezza dai cittadini in fase di previsione dell'emergenza (Figura 5.25). Queste comporranno un ulteriore *layer* da mettere a sistema con gli scenari relativi al pericolo sismico per le altre tipologie strutturali ed al pericolo idrogeologico. Tale obiettivo di ricerca è attualmente in fase di elaborazione, non sarà quindi discusso nel presente lavoro di tesi.



Figura 5.24 – Esempio di operazione *buffer* per ottenere l'area di ingombro dei detriti.



Figura 5.25 – Esempio di operazione difference per identificare le vie praticabili.

5.7 BIBLIOGRAFIA

Al-Chaar G (2002). Evaluating strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures. *Construction Engineering Research Lab; Engineer research and development center, Champaign. USA.*

ASCE/SEI 41-17 (2017). Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. *American Society of Civil Engineers, Virginia, USA.*

DM96 (1996). Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche (D.M. 16-01-1996) e Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche (D.M. 09-01-1996). *Ministero dei Lavori Pubblici.*

EC1. Eurocode 1 (2002). Actions on structures – part 1-1: general actions – densities, self-weight, imposed loads for buildings. *European Committee for Standardization, Brussels.*

EC2. Eurocode 2 (2004). Design of concrete structure – part 1-1: general rules and rules for buildings. *European Committee for Standardization, Brussels.*

EC8. Eurocode 8 (2004). Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. *C.E.N, European Committee for Standardization.*

FEMA 356 (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. *Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA.*

Gaudio S (2020). Resilienza e rischio nella rilettura urbanistica dell'emergenza. Il ruolo della viabilità strategica. *Tesi di dottorato in Ingegneria Civile e Industriale (Unical).*

Hak S, Morandi P, Magenes G, Sullivan TJ (2012). Damage control for clay masonry infills in the design of rc frame structures. *Journal of Earthquake Engineering*; 16(S1):1–35.

Kadysiewski S, Mosalam KM (2009). Modelling of unreinforced masonry infill walls considering in-plane and out-of-plane interaction. *Pacific Earthq Eng Res Center*.

Mazza F, Mazza M (2010). Nonlinear analysis of spatial framed structures by a lumped plasticity model based on the Haar-Kàrmàn principle. *Computational Mechanics*; 45(6):647-664.

Mazza F, Donnici A (2021). Seismic Demand of Masonry Infills in R.C. Structures Accounting for the In-Plane/Out-of-Plane Interaction. *14th WCCM-ECCOMAS Congress*.

Mazza F, Donnici A (2022). In-plane-out-of-plane single and mutual interaction of masonry infills in the nonlinear seismic analysis of RC framed structures. *Engineering Structures (In press)*.

NTC18 (2018). Norme tecniche per le costruzioni e relative istruzioni. D.M. 17-01-2018 e C.M. 11-02-2019. *Italian Ministry of the Infrastructures and Transports, Rome, Italy*.

Ricci P, Di Domenico M, Verderame GM (2018). Experimental assessment of the in-plane/out-of-plane interaction in unreinforced masonry infill walls. *Engineering Structures*; 173:960–978.

SeismoArtif (2021). A computer program for generating artificial earthquake accelerograms matched to a specific target response spectrum. *Seismosoft, Pavia, Italy*.

6. SPETTRI DI PIANO PER LA VERIFICA ED IL PROGETTO DI ELEMENTI NON STRUTTURALI

6.1 PREMESSA

Le Norme Tecniche per le Costruzioni attualmente in vigore in Italia (D.M. 17/01/2018) ed annessa Circolare esplicativa (21/01/2019, n.7 C.S.LL.PP.) evidenziano la differenza fondamentale fra elementi non strutturali ed elementi secondari. I primi sono suddivisi in due categorie: il primo gruppo è formato da elementi “con rigidezza, resistenza e massa tali da influenzare in maniera significativa la risposta strutturale” mentre il secondo da elementi “che influenzano la risposta strutturale solo attraverso la loro massa, ma sono ugualmente significativi ai fini della sicurezza e/o dell’incolumità delle persone” (Capitoli 7.2.3, C7.2.3). Gli elementi secondari sono invece elementi strutturali progettati per soli carichi verticali ma tali da assecondare le deformazioni strutturali dovute alla più sfavorevole delle combinazioni sismiche, senza perdere portanza. Il loro contributo in termini di rigidezza e resistenza nei confronti delle azioni sismiche non deve risultare superiore al 15% del contributo dovuto agli elementi primari, né la loro rimozione dal modello deve causare il passaggio da struttura “irregolare” a “regolare” in pianta e/o in altezza (NTC 2018 - Capitolo 7.2.1).

Per rendere più chiara la distinzione, una distribuzione di tamponature omogenea lungo il perimetro di un edificio contribuisce generalmente in modo non trascurabile alla risposta sismica in termini di rigidezza e resistenza; è possibile ritenere tali elementi come non strutturali afferenti al primo gruppo. Tuttavia tali elementi appartengono contemporaneamente al secondo gruppo, poiché la loro espulsione fuori piano è un pericolo per l’incolumità delle persone. Qualora gli stessi pannelli siano in quantità davvero ridotta e di spessore limitato, il contributo alle azioni orizzontali diventa tale da considerarle non più appartenenti al primo gruppo, ma permanenti nel secondo. I pilastri di un sistema strutturale prevalentemente “a pareti” portanti possono essere considerati invece come esempio di elementi strutturali secondari.

Uno degli obiettivi del presente lavoro di tesi è fornire uno strumento pratico per la verifica e/o progettazione degli elementi non strutturali, con particolare enfasi su quelli più comuni nel patrimonio edilizio Italiano: le tamponature. Seppur le norme invitino ad includere gli elementi non strutturali rilevanti in termini di rigidezza nel modello di calcolo (Capitolo 7.2.6), le stesse consentono di considerarli soltanto in termini di massa appurato che il loro contributo in rigidezza e resistenza non influisca negativamente sulla risposta strutturale (se non inseriti nel modello, come si può esserne sicuri a priori?). Non è quindi sorprendente apprendere che la prassi progettuale odierna faccia comunemente a meno di tali elementi, verificati generalmente in modo indiretto a valle del processo progettuale.

Cosa vuol dire verificare un elemento non strutturale per azioni sismiche? La maggior parte delle normative attualmente in vigore nel mondo permette la determinazione della domanda sismica relativa agli elementi del secondo gruppo tramite formulazioni semplificate. Tramite queste è possibile valutare l’accelerazione massima interessante tali elementi e, di conseguenza, la forza sismica da verificare. Il caso delle tamponature è più

complesso. Questi elementi dovrebbero essere inseriti nel modello e opportunamente verificati in base all'esito delle analisi condotte. Data la loro generale assenza nei modelli di calcolo, la normativa Italiana scompone la relativa verifica in controlli indiretti e separati per la direzione *in-plane* (IP) ed *out-of-plane* (OOP). Come anticipato, il pannello è infatti considerabile come contemporaneamente appartenente ai due gruppi di elementi non strutturali: il danneggiamento IP è controllato tramite i limiti SLO/SLD sul *drift* della struttura nuda, mentre le azioni OOP tramite procedura analoga agli elementi del secondo gruppo (SLV).

La strategia per una modellazione completa IP-OOP dei pannelli è stata ampiamente affrontata nei capitoli precedenti, fornendo un macro-modello semplice e capace di cogliere tutti gli aspetti chiave della risposta non strutturale. È stata inoltre fornita una serie di indicazioni riguardanti l'utilizzo delle formulazioni per cogliere le fasi della risposta IP-OOP della tamponatura e quantificarne la resistenza, in presenza o assenza di interazione. È però comprensibile che all'atto pratico tale modellazione, seppur rappresenti un ottimo strumento, può trovare spazio applicativo solo se opportunamente inserita nei più diffusi codici di calcolo commerciali. Il presente Capitolo nasce dunque dall'esigenza di fornire uno strumento di facile utilizzo per il progettista, che possa inserirsi come potenziale aggiornamento delle attuali strategie semplificate di verifica. Il controllo delle azioni IP deve necessariamente passare dalla modellazione, anche semplificata, dei pannelli. Il loro contributo in termini di rigidità è generalmente tale da modificare le azioni sismiche interessanti la struttura e cambiarne la risposta rispetto alla struttura nuda. L'espulsione OOP è invece una problematica che, in un approccio semplificato, può essere analizzata a parte. Il presente Capitolo si focalizzerà dunque sullo sviluppo degli spettri di piano per la verifica allo SLV di elementi non strutturali in edifici intelaiati in c.a., ponendo particolare attenzione verso gli aspetti specifici della tamponatura.

6.2 SPETTRI DI PIANO

6.2.1 DEFINIZIONE

Lo spettro di risposta elastico al suolo rappresenta la massima accelerazione subita da un sistema ad un grado di libertà soggetto ad una forzante sismica (accelerogramma del generico terremoto) al variare del suo periodo T , per fissato smorzamento ξ . Analogamente lo spettro di risposta elastico di piano è riferito ad un sistema di periodo T_{NS} e smorzamento ξ_{NS} , la cui forzante è la struttura stessa. In particolare, la forzante generica è rappresentata dalla storia delle accelerazioni nodali del punto della struttura più vicino all'elemento non strutturale in esame. L'utilizzo degli spettri di piano per la valutazione delle massime azioni inerziali interessanti l'elemento presuppone che sia possibile considerare il sistema struttura-elemento non strutturale come scomponibile in due sottosistemi da studiare separatamente e sequenzialmente. Si parla quindi di analisi disaccoppiata, la cui applicazione è ammissibile soltanto entro determinati *range* del rapporto fra masse e frequenze dei due sistemi.

In dettaglio il primo è definito come rapporto fra la massa totale del sistema accessorio m_{NS} e massa della struttura m_S , mentre il secondo è dato dal rapporto fra la frequenza fondamentale non strutturale f_{NS} e frequenza dominante strutturale f_S (6.1).

$$R_m = \frac{m_{NS}}{m_S}, \quad R_f = \frac{f_{NS}}{f_S} \quad (6.1)$$

Il grafico R_m-R_f riportato in Figura 6.1 evidenzia i *range* di validità dell'ipotesi di disaccoppiamento, in base ad alcuni suggerimenti di letteratura: Hadjian & Ellison (1986) e NUREG-0800 (2013). Nel caso in cui si renda necessaria una *coupled analysis* è necessario modellare sia la struttura che l'elemento non strutturale, conducendo l'analisi dinamica lineare o non lineare e ricavando le azioni massime d'interesse direttamente dal modello. L'utilizzo dell'analisi disaccoppiata è generalmente valido e largamente diffuso nella prassi progettuale, per gran parte degli elementi non strutturali/impiantistici.

Esistono vari approcci al calcolo degli spettri di piano, caratterizzati da un progressivo livello di semplificazione: approccio rigoroso, metodi diretti spettro-spettro e approcci *code-oriented*. Questi saranno trattati in dettaglio a seguire.

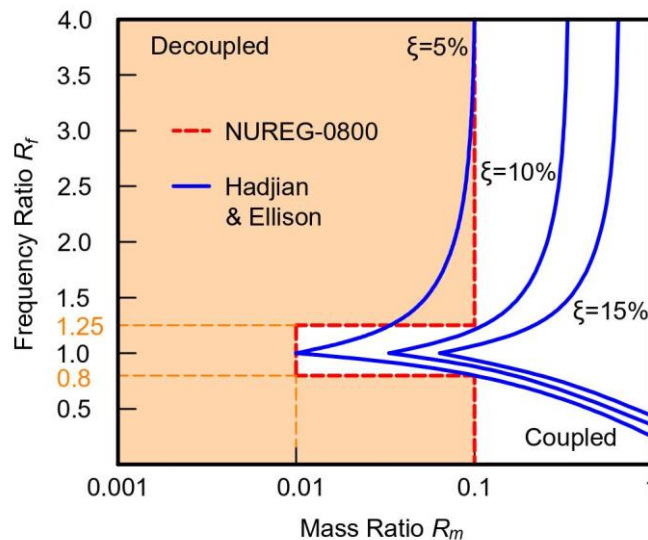


Figura 6.1 – Grafico R_m-R_f con soglie di disaccoppiamento (Hadjian & Ellison, 1986; NUREG-0800, 2013).

6.2.2 METODO RIGOROSO

L'estrapolazione rigorosa di uno spettro di piano riferito ad una struttura soggetta ad un determinato sisma può essere riassunta in due fasi, riassunte in Figura 6.2. Prima di tutto è necessario condurre un'analisi dinamica non lineare al passo della struttura primaria. Si procede prelevando le storie temporali dei nodi d'interesse (ad esempio un nodo per ogni piano) e tali storie sono utilizzate per definire la forzante del sistema ad un grado di libertà rappresentante l'elemento non strutturale. Lo spettro di piano ottenuto è elastico e dipende dal fissato livello di smorzamento del componente ξ_{NS} . Il limite principale di tale metodo è riconducibile alla variabilità del *input* sismico: fissato lo spettro di

riferimento, un *set* di terremoti spettro-compatibili può dar luogo ad una consistente variabilità degli spettri di piano, in relazione al relativo contenuto in frequenza ed alla distribuzione di plasticizzazioni causata nella struttura primaria. Quest'ultima può essere intesa infatti come un "filtro" attraverso il quale l'azione sismica si trasmette al componente e rispetto al quale determinate frequenze non-strutturali subiscono amplificazioni della risposta.

L'analisi dinamica non lineare della struttura deve prevedere l'impiego di tutte le componenti rilevanti del sisma, in modo tale da poter elaborare direttamente lo spettro di piano a partire dalle storie nodali d'interesse. La loro applicazione individuale prevede invece la somma algebrica delle storie temporali co-direzionali, effettuata a monte del calcolo dello spettro. Questa semplificazione conduce ad un maggiore errore tanto più la struttura presenta risposta non lineare.

Nel caso di un comportamento strutturale elastico lineare la struttura tridimensionale è associata ad un sistema N-DOF (*N-Degrees of Freedom*) la cui equazione del moto in forma matriciale, per forzante sismica, risulta:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = -\mathbf{M} \sum_{i=1}^3 \mathbf{I}^i \ddot{u}_g^i(t), \quad i = 1..3 \quad (6.2)$$

Il disaccoppiamento del sistema di equazioni condotto tramite analisi modale genera 6N equazioni di tipo (6.3) riferite ad un sistema S-DOF (*Single-Degree of Freedom*).

$$\ddot{q}_k^i(t) + 2\xi_k \omega_k \dot{q}_k^i(t) + \omega_k^2 q_k^i(t) = -\Gamma_k^i \ddot{u}_g^i(t), \quad k = 1..6N, \quad i = 1..3 \quad (6.3)$$

A partire da tale equazione del moto si può definire l'accelerazione assoluta del nodo n -esimo in direzione j -esima, dovuta alla componente sismica i -esima. Questa è il risultato della somma dei contributi modali in ragione del relativo fattore di partecipazione (6.4).

$$\ddot{U}_{n,j}^i(t) = \sum_{k=1}^{6N} \varphi_{n,j,k} \Gamma_k^i \ddot{q}_k^i(t) + \ddot{u}_g^i(t) \delta_{ij}, \quad k = 1..6N, \quad i = 1..3 \quad (6.4)$$

Nell'ottica di un'analisi disaccoppiata, l'equazione del moto per un sistema elastico S-DOF connesso alla struttura presenta come forzante la storia di accelerazioni nodali appena ottenuta. Con riferimento ad una fissata direzione j -esima di movimento ed alla direzione i -esima del sisma:

$$\ddot{x}_{n,j}^i(t) + 2\xi_{NS} \omega_{NS} \dot{x}_{n,j}^i(t) + \omega_{NS}^2 x_{n,j}^i(t) = -\ddot{U}_{n,j}^i(t), \quad i = 1..3 \quad (6.5)$$

L'accelerazione assoluta dell'elemento non strutturale, da cui ricavare lo spettro di piano al variare del suo periodo, è ottenuta sommando alla soluzione l'accelerazione assoluta del nodo strutturale considerato (6.6).

$$\ddot{X}_{n,j}^i(t) = \ddot{x}_{n,j}^i(t) + \ddot{U}_{n,j}^i(t), \quad i = 1..3 \quad (6.6)$$

Il valore massimo di tale funzione (6.7) rappresenta un punto dello spettro di piano, valutato per la fissata direzione di traslazione e componente del sisma.

$$S_{n,j}^i(\omega_{NS}, \xi_{NS}) = \left| \dot{X}_{n,j}^i(t) \right|_{max} \quad (6.7)$$

Lo spettro di piano deve essere valutato in un *range* di periodi non strutturali non necessariamente esteso. L'intervallo minimo da indagare è valutato in base ai seguenti criteri:

- Frequenze rilevanti della struttura (presso queste lo spettro di piano mostrerà generalmente dei picchi, per strutture fino a 7-8 piani sono sufficienti le prime quattro);
- Frequenze degli elementi non strutturali ritrovabili nella struttura in esame;
- Frequenze principali del sisma.

L'incremento di frequenza del componente non deve risultare superiore a quello relativo allo spettro di risposta al suolo. Gli spettri di piano ottenuti devono tener conto per quanto possibile delle incertezze relative al modello generato. Le analisi devono quindi essere ripetute nel *range* di variabilità pertinente e ragionevole per la struttura analizzata. Risulta quindi chiaro come questo metodo, benché preciso, richieda un impegno computazionale (e di tempo) non indifferente, rendendolo più adatto per analisi di dettaglio.

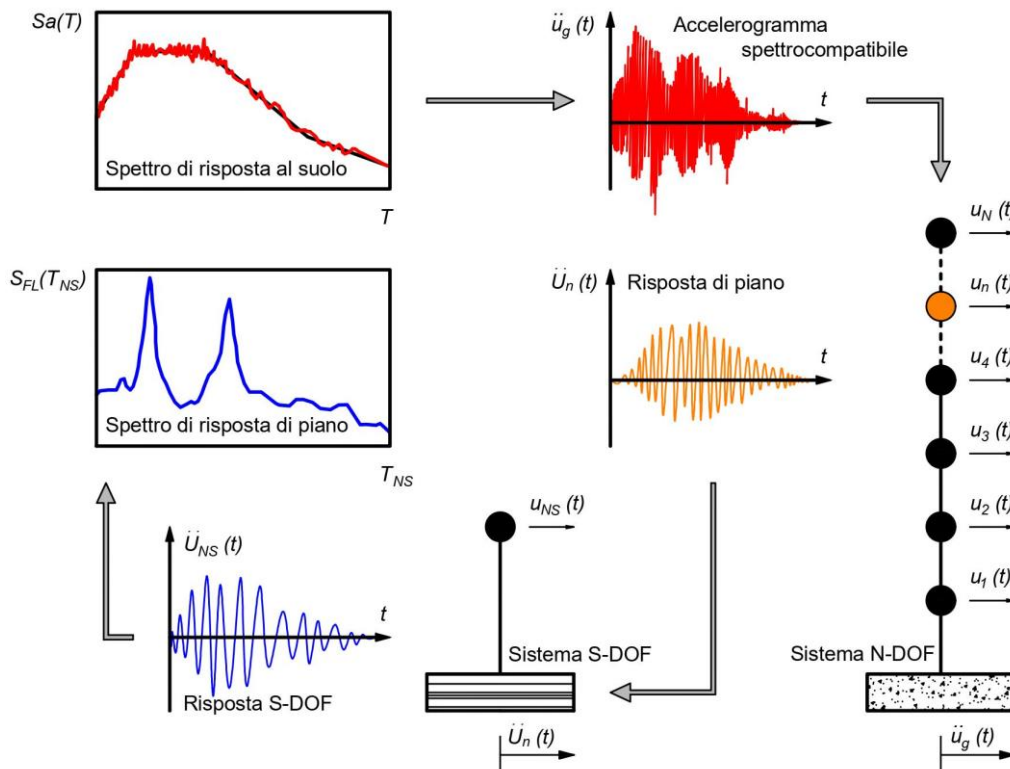


Figura 6.2 – Procedura per il calcolo rigoroso di uno spettro di piano.

6.2.3 METODI SPETTRO-SPETTRO

L'approccio diretto spettro-spettro permette di valutare lo spettro riferito ad un generico punto della struttura a partire dallo spettro al suolo. Il passaggio è mediato dalle caratteristiche dinamiche strutturali, rendendo dunque necessaria un'analisi modale della struttura preliminare. Forme modali, relative frequenze e fattori di partecipazione rappresentano le informazioni minime necessarie Figura 6.3. Al generico modo di vibrare, per fissata posizione strutturale e direzione del moto, è associata una trasformata dello spettro al suolo. È necessario considerare un numero di forme modali tale da ricostruire i picchi fondamentali dello spettro di piano completo, ottenuto tramite combinazione degli spettri modali. La regola di combinazione dipende dalla procedura utilizzata. Esistono infatti molteplici metodi di derivazione, alcuni dei quali sono di seguito riportati. I fattori che generalmente devono essere tenuti in conto durante l'applicazione di un metodo di derivazione diretto sono:

- Influenza dell'effetto filtrante dei modi di vibrare strutturale (amplificazione della risposta non strutturale per periodi prossimi a quelli strutturali);
- Influenza della risposta inelastica strutturale (la struttura sviluppa plasticizzazioni e tende a limitare le accelerazioni rispetto al caso di comportamento elastico, modificando allo stesso tempo la sua rigidezza e periodi effettivi);
- Caratteristiche dell'elemento non strutturale indagato (comportamento inelastico, smorzamento).

Le caratteristiche proprie del sisma, in particolare il suo contenuto in frequenza, non sono generalmente incluse nella maggior parte dei metodi spettro-spettro, pur rivelandosi fondamentali per la previsione di eventuali amplificazioni terreno-struttura.

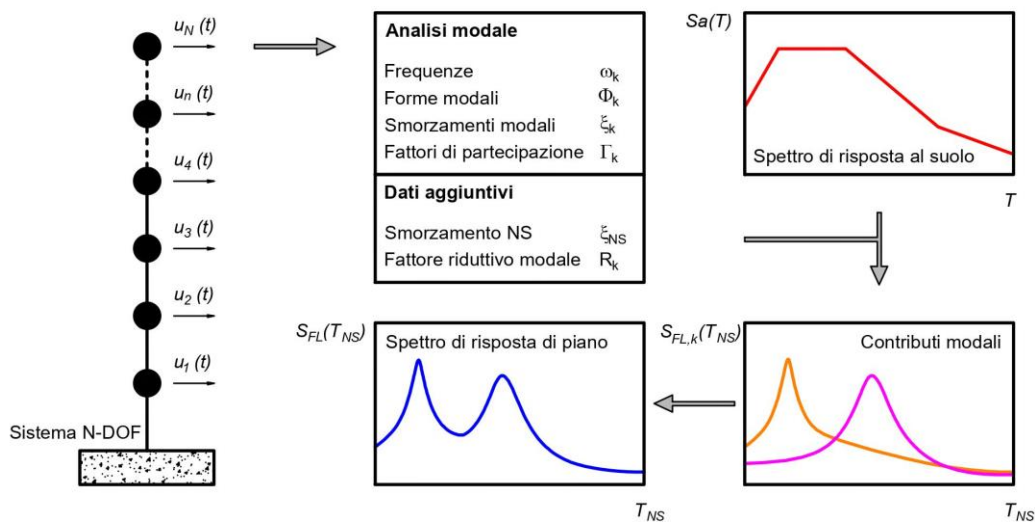


Figura 6.3 – Procedura per il calcolo di uno spettro di piano tramite metodo spettro-spettro.

6.2.3.1 METODO DI SULLIVAN ET AL. (2013)

Inizialmente sviluppata per spettri di piano riferiti ad un sistema inelastico S-DOF (Sullivan et al., 2013), tale metodologia è stata estesa a sistemi elastici N-DOF (Calvi & Sullivan, 2014), per poi tener conto anche del relativo comportamento non lineare (Welch & Sullivan, 2017).

Seguendo la stessa nomenclatura utilizzata per la precedente trattazione del metodo rigoroso, si ipotizzi l'analisi di un elemento non strutturale sensibile alle accelerazioni in direzione j -esima, coincidente, per semplicità, con la direzione i -esima del sisma. L'apice riferito alla direzione del sisma i ed alla direzione dell'accelerazione considerata j saranno omessi per snellire la trattazione. Si ipotizzi inoltre un determinato numero m_s di modi significativi per la direzione in esame. L'accelerazione assoluta presso il piano n -esimo dovuta al modo k -esimo può essere ricavata in modo semplificato tramite un'opportuna riduzione dell'accelerazione elastica del livello, valutata tramite analisi modale (6.8).

$$PFA_{n,k} = \phi_{n,k} \Gamma_k \frac{S_a(T_k, \xi_k)}{R_k}, \quad \Gamma_k = \frac{\Phi_k^T M i}{\Phi_k^T M \Phi_k}, \quad k = 1 \dots m_s \quad (6.8)$$

In questa espressione $\phi_{n,k}$ è la componente del modo k -esimo in direzione j -esima al piano n , moltiplicata per il coefficiente di partecipazione modale Γ_k e per l'accelerazione elastica riferita al periodo modale T_k avente smorzamento ξ_k , valutata in base allo spettro al suolo $S_a(T, \xi)$. Il valore finale è abbattuto tramite il fattore riduttivo modale R_k .

$$R_k = \mu^{\alpha_k} \quad (6.9)$$

La valutazione di questo coefficiente prevede il calcolo del fattore di duttilità μ per la struttura in esame, ottenuto tramite analisi statica non lineare con applicazione del *metodo N2*. Il coefficiente α dipende dalla tipologia strutturale e dal modo considerato. Ad esempio si può assumere pari ad 1.0 per strutture a telaio in acciaio; pari a 1.0 per il primo modo e 0.6 per i successivi.

In tutti i metodi diretti il calcolo dell'accelerazione massima di piano è propedeutico per la definizione del valore di ancoraggio dello spettro di piano, le cui leggi sono riassunte nella (6.10), in riferimento al generico piano e contributo modale.

$$S_{FL\ n,k}(T_{NS}, \xi_{NS}) = a_{NS} \cdot PFA_{n,k} \quad \text{per } T_{NS} \leq T_k$$

$$PFA_{n,k} \left[\left(1 - \frac{T_{NS}}{T_{e,k}}\right)^2 + (0.5\xi_k + \xi_{NS}) \right]^{-0.667} \quad \text{per } T_{NS} > T_{e,k} \quad (6.10)$$

Il generico spettro di piano è costituito da tre rami. Il primo segue una legge parabolica fino al valore massimo di accelerazione, ottenuto come prodotto dell'accelerazione di ancoraggio $a_{n,k}$ ed il fattore di amplificazione a_{NS} . Segue un *plateau*, che si estende fino al

periodo effettivo $T_{e,k}$ (la struttura plasticizza ed il periodo relativo al primo modo di vibrare aumenta). Tale elongazione, secondo gli autori, non si applica nel caso dei modi superiori (6.11). Completa lo spettro un ramo decrescente, il cui limite inferiore è dato dalla massima accelerazione al suolo (PGA).

$$T_{e,k} = \begin{cases} T_k \sqrt{\mu} & \text{per } k = 1 \\ T_k & \text{per } k \geq 2 \end{cases} \quad (6.11)$$

Il fattore di amplificazione massimo $a_{NS,max}$ è valutato in base allo smorzamento equivalente relativo al modo di vibrare (ξ_k) ed all'elemento non strutturale considerato (ξ_{NS}), come riportato nella (6.13). Quando il periodo strutturale risulta inferiore al valore iniziale T_B del ramo ad accelerazione costante dello spettro di progetto al suolo il valore del fattore di amplificazione è ridotto linearmente (6.12).

$$a_{NS} = \begin{cases} a_{NS,max} \left(0.55 + 0.45 \frac{T_k}{T_B} \right) & \text{per } T_k \leq T_B \\ a_{NS,max} & \text{per } T_k > T_B \end{cases} \quad (6.12)$$

$$a_{NS,max} = (0.5\xi_k + \xi_{NS})^{-0.667} \quad (6.13)$$

Per ogni modo di vibrare significativo viene costruito il relativo contributo allo spettro di piano. Tali contributi devono essere poi combinati utilizzando la regola SRSS (*Square Root Sum of Squares*) nel caso di piano medio-alti. I piani inferiori risentono maggiormente del contenuto in frequenza proprio del sisma. Per questo motivo il loro spettro di piano è dato dall'involuppo fra lo spettro complessivo calcolato tramite SRSS e lo spettro al suolo relativo allo stato limite considerato.

6.2.3.2 METODO DI VUKBRATOVIĆ & FAJFAR (2017)

Il metodo di Vukobratović & Fajfar (2017) è caratterizzato da una procedura concettualmente analoga al caso precedente. Occorre prima di tutto effettuare due tipologie di analisi sulla struttura in esame:

- Analisi modale (modi di vibrare e relativi periodi, coefficienti di partecipazione modale)
- Analisi statica non-lineare (*metodo N2*)

L'espressione dello spettro riferito al piano n -esimo, per il contributo modale k -esimo è definita da un'unica curva (6.14), dipendente dall'accelerazione massima del livello, dal fattore di duttilità modale atteso, dallo smorzamento dell'elemento non strutturale e dal rapporto fra il periodo non strutturale e modale.

$$S_{FL\ n,k}(T_{NS}, \xi_{NS}) = \frac{\varphi_{n,k} \Gamma_k}{|(T_{NS}/T_k)^2 - 1|} \sqrt{\left(\frac{S_a(T_k, \xi_k)}{R_k} \right)^2 + \left[(T_{NS}/T_k)^2 S_a(T_{NS}, \xi_{NS}) \right]^2} \quad (6.14)$$

L'abbattimento dell'accelerazione tramite il fattore di riduzione R_k (6.15) è riferito anche in questo caso soltanto al primo modo di vibrare (i modi superiori sono trattati elasticamente). Il calcolo di questo fattore dipende dalla domanda di duttilità μ per lo stato limite considerato e dal periodo efficace T^* del sistema S-DOF equivalente. Il contributo spettrale riferito al primo modo di vibrare deve inoltre far uso della forma modale e periodo inelastici. È quindi necessaria un'analisi statica non lineare da condurre a monte. Se la rigidezza post-elastica del sistema è positiva occorre dividere R_k per il coefficiente β (6.16), dipendente dal rapporto fra le rigidezze post-elastica ed elastica α .

$$R_k = \begin{cases} \frac{T^*}{T_C}(\mu-1)+1 & \text{per } T^* < T_C \\ \mu & \text{per } T^* \geq T_C \end{cases} \quad (6.15)$$

$$\beta = (1 + \alpha(\mu - 1)) \quad (6.16)$$

La curva appena definita presenta un valore massimo (6.17), che ne definisce il tipico *plateau* dello spettro in accelerazione. Tale valore è dato dal prodotto tra il fattore di amplificazione e l'accelerazione massima di piano. L'utilizzo di questo limite definisce automaticamente la zona di risonanza modale.

$$S_{FL\ n,k}(T_{NS}, \xi_{NS})_{max} = a_{NS} \cdot PFA_{n,k} = a_{NS} \cdot \varphi_{n,k} \Gamma_k \frac{S_a(T_k, \xi_k)}{R_k} \quad (6.17)$$

Il fattore di amplificazione a_{NS} dipende unicamente dallo smorzamento equivalente non strutturale e presenta andamento lineare fra $T_k/T_C=0.0$ e $T_k/T_C=0.2$ (6.18). Il periodo T_C corrisponde al limite superiore del tratto ad accelerazione costante dello spettro di accelerazione al suolo, valutato per lo stato limite ed il sito in esame. Se il periodo strutturale è tendente a zero, il fattore di amplificazione tende ad assumere il valore utilizzato dell'EC8 (2004) per lo spettro al suolo.

$$a_{NS} = \begin{cases} 2.5 \sqrt{\frac{10}{(5 + \xi_{NS})}} & \text{per } \frac{T_k}{T_C} = 0 \\ \text{lineare} & \text{per } 0 < \frac{T_k}{T_C} \leq 0.2 \\ \frac{10}{\sqrt{\xi_{NS}}} & \text{per } \frac{T_k}{T_C} > 0.2 \end{cases} \quad (6.18)$$

Il limite inferiore dello spettro di piano è dato dallo spettro al suolo. Una volta ottenuti i contributi modali significativi, gli spettri di piano modali sono combinati tramite la regola SRSS per periodi T_{NS} che non superano il limite superiore della regione di risonanza riferita al primo modo. La parte restante dello spettro di piano è definita tramite somma algebrica dei contributi, tenendo conto quindi del segno delle componenti modali.

6.2.3.3 METODI SUGGERITI IN CIRCOLARE (2019) DELLE NTC18 (2018)

Le attuali Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18, 2018) suggeriscono le modalità di calcolo dello spettro di piano mediante metodo diretto all'interno della relativa Circolare esplicativa (2019). È possibile effettuare il calcolo secondo una formulazione generale o spettro-spettro semplificata. La formulazione generale prevede l'applicazione dell'analisi modale classica per valutare la *Peak Floor Acceleration* (6.19). L'accelerazione dovuta al modo k -esimo e valutata sullo spettro al suolo può essere ridotta del fattore di comportamento q relativo allo stato limite in esame (utilizzato in fase di progettazione o ricavato in base al modello non lineare della struttura esistente).

$$PFA_{n,k} = \varphi_{n,k} \Gamma_k \frac{S_a(T_k, \xi_k)}{q}, \quad \Gamma_k = \frac{\Phi_k^T \mathbf{M} \mathbf{i}}{\Phi_k^T \mathbf{M} \Phi_k}, \quad k = 1 \dots m_s \quad (6.19)$$

Lo spettro di piano si ottiene moltiplicando l'accelerazione massima di piano per un opportuno fattore di amplificazione a_{NS} , la cui espressione fornisce la forma spettrale (6.20). Il coefficiente β assume valori compresi fra 0.4 e 0.5.

$$S_{FL\ n,k}(T_{NS}, \xi_{NS})_{max} = PFA_{n,k} \cdot a_{NS} = PFA_{n,k} \cdot \left[\left(2\xi_{NS} \frac{T_{NS}}{T_k} \right)^2 + \left(1 - \frac{T_{NS}}{T_k} \right)^2 \right]^{-\beta} \quad (6.20)$$

Ogni contributo riferito ai modi significativi viene combinato secondo la regola SRSS, con la possibilità di abbattere le ordinate dello spettro ottenuto tramite un fattore di comportamento dell'elemento non strutturale q_{NS} tabellato.

La formulazione spettro-spettro semplificata presenta una serie di passaggi analoghi alla formulazione generale, se non addirittura più elaborati in termini di parametri da impiegare. Lo spettro di piano assume una conformazione a tre rami (6.22), dove il tratto intermedio rappresenta la regione di risonanza con la prima forma modale strutturale nella direzione di verifica considerata. Tale regione è delimitata tramite i coefficienti $a=0.8$ e $b=1.1$. Il parametro $\eta(\xi_{NS})$ è il fattore correttivo relativo allo smorzamento non strutturale (espresso in percentuale), valutato con la stessa espressione utilizzata per il calcolo dello spettro al suolo elastico.

$$PFA_{n,k} = S_a(T_k, \xi_k) |\varphi_{n,k} \Gamma_k| \sqrt{1 + 0.0004 \xi_k^2}, \quad \Gamma_k = \frac{\Phi_k^T \mathbf{M} \mathbf{i}}{\Phi_k^T \mathbf{M} \Phi_k}, \quad k = 1 \dots m_s \quad (6.21)$$

$$S_{FL\ n,k}(T_{NS}, \xi_{NS}) = \begin{cases} \frac{11\xi_k^{-0.5}\eta(\xi_{NS})PFA_{n,k}}{1 + \left[11\xi_k^{-0.5}\eta(\xi_{NS}) - 1\right](1 - T_{NS}/aT_k)^{1.6}} & \text{per } T_{NS} < aT_k \\ 11\xi_k^{-0.5}\eta(\xi_{NS})PFA_{n,k} & \text{per } aT_k \leq T_{NS} \leq bT_k \\ \frac{11\xi_k^{-0.5}\eta(\xi_{NS})PFA_{n,k}}{1 + \left[11\xi_k^{-0.5}\eta(\xi_{NS}) - 1\right](T_{NS}/bT_k - 1)^{1.2}} & \text{per } T_{NS} > bT_k \end{cases} \quad (6.22)$$

Il comportamento non lineare della struttura può essere tenuto in conto tramite un incremento dello smorzamento e del periodo modale, le cui modalità non sono chiaramente indicate in normativa, rimandando dunque ad articoli specialistici. Resta generalmente valido invece il fattore di comportamento non strutturale differenziato per le più frequenti tipologie impiegate in edilizia.

La combinazione dei contributi modali si effettua nuovamente tramite SRSS (6.23), ponendo attenzione al limite inferiore delle accelerazioni dato dallo spettro al suolo valutato per il periodo T_{NS} e smorzamento ξ_{NS} non strutturale considerati, per periodi non strutturali superiori al periodo fondamentale della struttura.

$$S_{FL\ n}(T_{NS}, \xi_{NS}) = \sqrt{\sum_k S_{FL\ n,k}(T_{NS}, \xi_{NS})^2} \geq S_a(T_{NS}, \xi_{NS}) \quad \text{per } T_{NS} > T_1 \quad (6.23)$$

6.2.4 METODI NORMATIVI SEMPLIFICATI

Il calcolo degli spettri di piano effettuato utilizzando il metodo rigoroso richiede non soltanto l'effettuazione di analisi dinamiche non lineari preliminari, ma anche l'elaborazione in *post-processing* delle accelerazioni nodali ed è dipendente dalle caratteristiche proprie del sisma considerato. I metodi spettro-spettro richiedono un quantitativo inferiore di informazioni, molte delle quali sono facilmente ottenibili (analisi modale). I contributi modali riescono ad essere colti mediante sovrapposizione dei relativi spettri, ma i risultati sono tanto più veritieri quanto più la struttura si avvicina al comportamento elastico. La valutazione del fattore di riduzione tramite analisi statica non lineare è la parte più delicata nell'elaborazione dello spettro di piano per struttura a comportamento inelastico spinto. Queste metodologie sono in genere messe da parte dal professionista, che si affida a formulazioni ancor più semplificate, rese disponibili in quasi tutte le normative. L'approccio normativo al problema della valutazione delle massime accelerazioni non strutturali segue tuttavia una filosofia comune ed è declinato tramite diversi valori dei parametri in gioco a seconda del Paese. Tale approccio è considerabile generalmente come una semplificazione dei metodi spettro-spettro, applicabile seguendo l'ipotesi di andamento crescente delle accelerazioni lungo l'altezza dell'edificio. L'accelerazione massima elastica del generico elemento non strutturale è quindi valutata come prodotto fra:

- Accelerazione massima al suolo (PGA);
- Fattore di amplificazione di piano (a_H);
- Fattore di amplificazione dell'elemento non strutturale (a_{NS}).

Ogni normativa propone inoltre un fattore di comportamento per tenere in conto l'abbattimento dell'accelerazione dovuto all'inelasticità (resistenza, duttilità) dell'elemento non strutturale. Nei sottoparagrafi a seguire verranno riassunti i principali metodi di riferimento nel quadro nazionale ed internazionale.

6.2.4.1 METODO NTC18 (2018) PER STRUTTURE INTELAIATE IN C.A.

Le attuali Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18, 2018) esplicitano all'interno della relativa Circolare (2019) le modalità di calcolo di spettri di piano per strutture intelaiate in calcestruzzo armato (C7.2.3). Lo spettro al piano n -esimo è composto da tre rami (6.24): il primo ramo ascendente collega la massima accelerazione di piano (6.25) alla massima accelerazione dell'elemento non strutturale; il secondo è il *plateau* che copre i periodi dove è più probabile si verifichi la risonanza fra l'elemento non strutturale ed i modi strutturali; il terzo rappresenta il ramo discendente dello spettro con limite inferiore pari alla massima accelerazione al suolo.

$$S_{FLn}(T_{NS}) = \begin{cases} PFA_n \left[\frac{a_{NS}}{1 + (a_{NS} - 1) \left(1 - \frac{T_{NS}}{aT_1}\right)^2} \right] \geq PGA & \text{per } T_{NS} < aT_1 \\ PFA_n \cdot a_{NS} & \text{per } aT_1 \leq T_{NS} \leq bT_1 \\ PFA_n \left[\frac{a_{NS}}{1 + (a_{NS} - 1) \left(1 - \frac{T_{NS}}{bT_1}\right)^2} \right] \geq PGA & \text{per } T_{NS} > bT_1 \end{cases} \quad (6.24)$$

$$PFA_n = PGA \left(1 + \frac{z}{H}\right), \quad PGA = \alpha S \quad (6.25)$$

È possibile osservare come il calcolo dell'accelerazione massima sia composizione della doppia amplificazione che la *Peak Ground Acceleration (PGA)* subisce a causa della struttura e dell'elemento non strutturale. Il contributo del telaio è tenuto in conto tramite una legge lineare di amplificazione in altezza (con valore massimo pari a 2.0) mentre il *range* di risonanza è definito tramite i coefficienti a e b , utilizzati come limite inferiore e superiore del primo modo strutturale. Ciò evita l'utilizzo della sovrapposizione modale per ottenere il picco dello spettro di piano, tenendo in conto tramite a la riduzione del periodo del *bare frame* dovuta ai pannelli di tamponatura e l'effetto dei modi superiori e tramite b l'elongazione del primo modo dovuta alle plasticizzazioni strutturali. I valori di questi

parametri dipendono dal *range* in cui ricade il periodo riferito al primo modo di vibrare nella direzione considerata per la verifica (Tabella 6.1).

Tabella 6.1 – Parametri di risonanza e amplificazione massima (metodo semplificato NTC18).

	a	b	a_{NS}
T₁ < 0.5s	0.8	1.4	5.0
0.5s ≤ T₁ < 1.0s	0.3	1.2	4.0
T₁ ≥ 1.0s	0.3	1.0	2.5

Si osserva come l'aumentare del periodo fondamentale oltre 0.5s induce l'ampliamento della regione di risonanza, che va a coprire i modi superiori. L'elongazione del primo periodo ed il fattore di amplificazione invece si riducono. Per completezza, z rappresenta l'altezza del punto di collegamento o del baricentro dell'elemento non strutturale al telaio, H è l'altezza totale dell'edificio dallo spiccato delle fondazioni all'ultima massa sismica rilevante, il coefficiente S tiene conto delle condizioni topo-stratigrafiche del terreno, amplificando la massima accelerazione α per sottosuolo di tipo A riferita allo stato limite in esame.

L'inelasticità dell'elemento non strutturale è tenuta in conto abbattendo il valore dell'accelerazione ottenuto tramite il fattore di comportamento non strutturale (6.26). Nel caso di tamponature esterne o tramezzi il valore proposto è $q_{NS}=2.0$.

$$S_{FL,IN n}(T_{NS}) = S_{FLn}(T_{NS}) / q_{NS} \quad (6.26)$$

Questa formulazione è basata sul lavoro di Petrone et al. (2015), in cui i parametri tarati per il calcolo degli spettri di piano si basano sull'esito di analisi dinamiche non lineari di telai a due campate bidimensionali, progettati secondo l'EC8 (2004) aventi numero di piani variabile. Le accelerazioni nodali riferite ad un *set* di sette terremoti spetrocompatibili scalati allo Stato Limite di Danno sono state utilizzate per il calcolo di spettri di piano rigorosi, utilizzati come base per la proposta normativa. La formulazione risulta adatta per elementi non strutturali a comportamento pressoché elastico e risposta strutturale moderatamente inelastica. Sono in teoria conservativi nel caso di maggiori plasticizzazioni. Il problema dello stato limite considerato è sollevato dagli autori, che giustificano l'utilizzo cautelativo di tali spettri purché l'elemento non strutturale non rappresenti un pericolo per l'incolumità delle persone. Appare quindi un controsenso non soltanto il suggerimento normativo di tali spettri allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (per il quale sono generalmente da verificare le tamponature) ma anche perché basati su un diverso livello di intensità sismica. D'altra parte il punto di forza di questa formulazione semplificata è sicuramente l'applicabilità diretta. Non sono infatti necessarie la sovrapposizione modale e l'*analisi pushover* volta a determinare il livello di inelasticità strutturale (anche perché appunto tarata per comportamento strutturale quasi elastico). Tale caratteristica verrà tenuta in conto per la proposta di uno spettro di piano semplificato nei paragrafi a seguire.

6.2.4.2 METODO EC8 (2004)

La formulazione dell'EC8 (2004) è caratterizzata da un'espressione diretta per il calcolo della massima accelerazione non strutturale (6.27), dove il fattore di amplificazione del componente a_{NS} non è espresso separatamente rispetto agli altri contributi (seppur individuabile tramite il rapporto fra i periodi non strutturale e strutturale).

$$S_{FLn}(T_{NS}) = PGA \left[\frac{3 \left(1 + \frac{z}{H} \right)}{1 + \left(1 - \frac{T_{NS}}{T_1} \right)^2} - 0.5 \right] \geq PGA \quad (6.27)$$

$$PFA = PGA \left(1.5 \left(1 + \frac{z}{H} \right) - 0.5 \right) = PGA \cdot a_H, \quad PGA = \alpha S \quad (6.28)$$

Si osserva come lo spettro di piano sia descritto da una legge unica, con picco riferito al primo modo di vibrare strutturale. L'amplificazione in altezza è lineare, con valore massimo pari a 2.5. Non sono tenuti in conto i contributi dei modi superiori ma è previsto il comportamento elastico dell'elemento non strutturale, descritto tramite il periodo T_{NS} . È infine presente il limite inferiore dello spettro, pari al valore della PGA .

Il fattore di comportamento non strutturale q_{NS} suggerito è pari a 2.0 per tamponature esterne e partizioni.

6.2.4.3 METODO ASCE/SEI 41-17 (2017)

La normativa americana (FEMA 356, 2000; ASCE/SEI 41-13, 2013 e successivamente ASCE/SEI 41-17, 2017) prescrive una procedura analitica semplificata che non prevede il calcolo dell'intero spettro di piano al variare del periodo non strutturale T_{NS} . Il calcolo è limitato al solo valore massimo dello spettro (6.29), valido indipendentemente dal livello di interazione dinamica fra struttura e componente. Questo valore è descritto dal prodotto classico fra i tre parametri descritti in precedenza.

$$|S_{FLn}(T_{NS})|_{max} = PGA \cdot a_H \cdot a_{NS} \quad (6.29)$$

$$PGA = 0.4S_{xs} \rightarrow \alpha S \quad (6.30)$$

$$a_H = \left(1 + 2 \frac{z}{H} \right) \quad (6.31)$$

$$a_{NS} = \begin{cases} 1.0 & (\text{rigid plain masonry wall}) \\ 2.5 & (\text{flexible plain masonry wall}) \end{cases} \quad (6.32)$$

La *PGA* corrisponde all'accelerazione massima valutata secondo l'approccio americano per il calcolo dello spettro al suolo (6.30). S_{xs} è l'ordinata spettrale *short-period* per il livello di intensità sismica e smorzamento del sistema considerati. Corrisponde quindi ai termini αS delle normative derivanti dall'EC8 (2004). Il fattore di amplificazione in altezza cresce linearmente (6.31), con valore massimo pari a 3.0, mentre il fattore di amplificazione non strutturale (6.32) è assunto pari ad 1.0 per tamponature rigide e pari a 2.5 per le più flessibili. La normativa prevede inoltre un *Response Modification Factor* equivalente concettualmente al fattore di comportamento non strutturale q_{NS} precedentemente introdotto (6.33).

$$q_{NS} = 1.5 \quad (\text{plain masonry wall}) \quad (6.33)$$

L'accelerazione massima calcolata presenta inoltre un limite superiore ed uno inferiore (6.34), facilmente associabili a limiti equivalenti nelle normative europea ed italiana.

$$|S_{FLn}(T_{NS})|_{max} \begin{cases} \leq 1.6S_{xs} \\ \geq 0.3S_{xs} \end{cases} \quad (6.34)$$

6.2.4.4 METODO NZS 1170.5 (2004)

La normativa neozelandese NZS1170 (2004) risulta, se considerata assieme al suo allegato C7 (2017), un testo all'avanguardia in termini di prescrizioni riferite agli elementi non strutturali, da considerare quindi assieme ai precedenti riferimenti nella comparazione con i risultati delle analisi dinamiche non lineari che saranno presentati a seguire. L'espressione è analoga rispetto a quella proposta all'interno della normativa americana (6.35). Il limite superiore del prodotto adimensionalizzato è posto pari a 3.6.

$$|S_{FLn}(T_{NS})|_{max} = PGA \cdot a_H \cdot a_{NS} \leq 3.6 \quad (6.35)$$

Il coefficiente di amplificazione in altezza a_H risulta definito diversamente (6.36), tenendo conto di una legge lineare ed una costante oltre una fissata altezza dalla base dell'edificio. La dipendenza è assoluta rispetto all'altezza dell'elemento non strutturale, allontanandosi dal tradizionale rapporto z/H nel caso di strutture di altezza H inferiore ai 60m.

$$a_H = \begin{cases} \left(1 + \frac{z}{6}\right) & \text{per } z < 12m \\ 3.0 & \text{per } z \geq 12m \end{cases}, \quad H < 60m \quad (6.36)$$

$$a_H = \begin{cases} \left(1 + 10 \frac{z}{H}\right) & \text{per } z < 0.2H \\ 3.0 & \text{per } z \geq 0.2H \end{cases}, \quad H \geq 60m \quad (6.37)$$

I due gruppi trovano un punto di contatto (risultati identici) proprio nel caso di un edificio di altezza H pari a 60m (6.37). L'andamento del coefficiente di amplificazione segue invece una legge trilineare (6.38), dipendente dal periodo T_{NS} nel suo ramo intermedio, definendo così uno spettro di piano avente forma analoga.

$$a_{NS} = \begin{cases} 2.0 & \text{per } T_{NS} \leq 0.75s \\ 2.0(1.75 - T_{NS}) & \text{per } 0.75s \leq T_{NS} \leq 1.50s \\ 0.5 & \text{per } T_{NS} \geq 1.50s \end{cases} \quad (6.38)$$

L'allegato C7 (2017) suggerisce i valori da adottare nel caso di strutture intelaiate con tamponature: essendo i periodi dei pannelli sempre inferiori a 0.75s il coefficiente di amplificazione del componente è assunto pari a 2.0 mentre le capacità inelastiche dell'elemento possono essere cautelativamente trascurate (6.39) nel caso di pannelli non rinforzati (viene calcolato quindi uno spettro elastico).

$$q_{NS} = 1.0 \quad (6.39)$$

L'andamento tipico del generico spettro di piano secondo ogni normativa introdotta è riportato in Figura 6.4 a seguire. Tali spettri sono stati valutati facendo riferimento al comportamento inelastico previsto per i pannelli di tamponatura. È possibile osservare come la normativa neozelandese tende ad inviluppare tutti gli altri andamenti a causa del fattore di comportamento q_{NS} unitario (comportamento elastico). L'Eurocodice 8 (2004) presenta un picco presso il valore del periodo della prima forma modale strutturale mentre le NTC18 (2018) presentano un'intera regione di risonanza per tener conto dei modi superiori e delle plasticizzazioni strutturali. Infine la normativa americana presenta un unico valore indipendente dal periodo del pannello T_{Ml} .

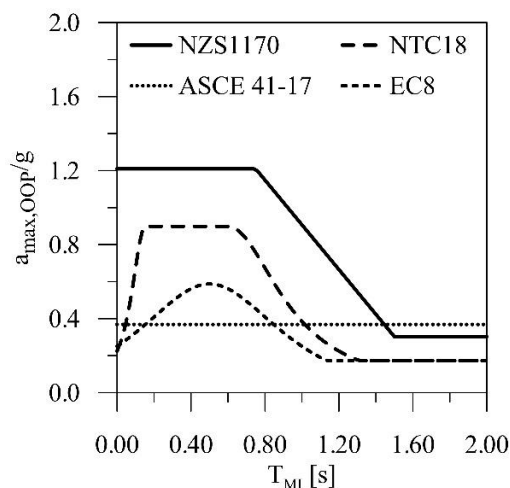


Figura 6.4 – Andamento qualitativo dello spettro di piano secondo i metodi semplificati.

6.3 APPLICAZIONE IN AMBITO STRUTTURALE DELLA TRASFORMATA WAVELET

L'analisi dinamica di strutture a comportamento non lineare prevede generalmente l'utilizzo di un quantitativo più o meno elevato di *input* sismici (ad esempio i valori medi ottenuti in base a sette terremoti, secondo le attuali norme tecniche italiane). Ciò è dovuto principalmente alla notevole dispersione che viene automaticamente a generarsi dipendentemente dalla scalatura dell'accelerogramma in *input* e dal suo contenuto in frequenza, unite alla risposta non lineare del sistema. La generazione rigorosa degli spettri di piano è quindi fortemente dipendente dall'*input* sismico. Il generico spettro presenta una serie di picchi presso i periodi strutturali principali, la cui ampiezza dipende, come visto in precedenza, dall'azione filtrante della struttura e dell'elemento non strutturale considerato. Accanto a questi un ruolo altrettanto importante è assunto dalle caratteristiche proprie del sisma, in particolare il suo contenuto in frequenza al variare del tempo. L'effetto di questa variabilità del segnale sismico, in inglese *record-to-record variability*, si traduce in ulteriori picchi spettrali che tendono a confondersi con quelli relativi ai modi strutturali tanto più la risposta inelastica della struttura ne modifica il valore (Figura 6.5).

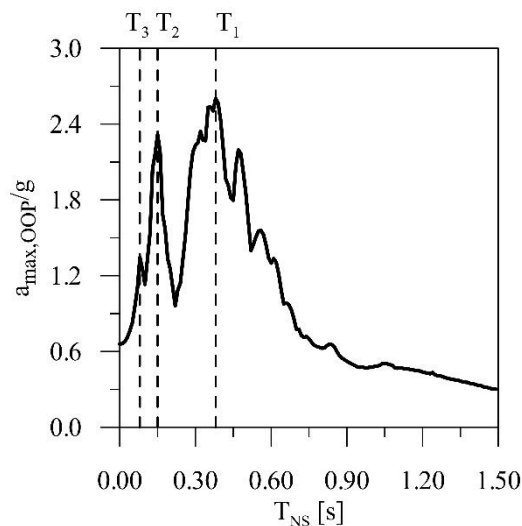


Figura 6.5 – Spettro di piano qualitativo riferito ad un dato accelerogramma in input.

Il generico *set* di *input* sismici inoltre non garantisce che la prevista risposta media sia cautelativa e risulta tanto meno affidabile quanto minore è il numero di terremoti utilizzati. Questo è valido fin quando si utilizza una procedura di verifica classica, ovvero priva di controllo sugli *input* sismici.

Un segnale è rappresentato matematicamente da una correlazione fra una variabile indipendente e la grandezza fisica considerata. Ad esempio in ambito strutturale un segnale può essere l'accelerogramma o la risposta dinamica di un nodo strutturale, per i quali la variabile indipendente è il tempo mentre la dipendente è rispettivamente l'accelerazione al suolo ed il parametro nodale monitorato. Si parla in questi casi di segnale monodimensionale.

Lo strumento storicamente utilizzato per l'analisi dei segnali è la trasformata di Fourier (*Fourier Transform* FT). La serie di Fourier (*Fourier Series* FS), tramite una sommatoria di seni e coseni, tende a meglio approssimare una data funzione $f(t)$ continua e di periodo T quanto più è elevato il numero di funzioni incluse nella sommatoria (6.40). I coefficienti della serie vanno a definire l'ampiezza di ogni contributo (6.41). Se è presente una discontinuità la funzione sarà sempre e soltanto approssimabile.

$$f(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} a_n \cos\left(\frac{2\pi n}{T} t\right) + \sum_{n=1}^{\infty} b_n \sin\left(\frac{2\pi n}{T} t\right) = \quad (6.40)$$

$$= \sum_{n=0}^{\infty} a_n \cos(\omega_n t) + \sum_{n=0}^{\infty} b_n \sin(\omega_n t)$$

$$a_0 = \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} f(t) dt, \quad a_n = \frac{2}{T} \int_{-T/2}^{T/2} f(t) \cos\left(\frac{2\pi n}{T} t\right) dt, \quad b_n = \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} f(t) \sin\left(\frac{2\pi n}{T} t\right) dt \quad (6.41)$$

In termini complessi l'espressione della serie di Fourier assume le possibili forme:

$$f(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} F_n e^{i\omega_n t}, \quad F_n = F(\omega_n) = \frac{a_n + ib_n}{2} = \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} f(t) e^{-i\omega_n t} dt \quad (6.42)$$

con $a_n = 2a_0$ ($n = 0$)

$$f(t) = \frac{1}{T} \sum_{n=-\infty}^{\infty} F_n e^{i\omega_n t}, \quad F(\omega_n) = \int_{-T/2}^{T/2} f(t) e^{-i\omega_n t} dt \quad (6.43)$$

La serie di Fourier si rivela un efficace strumento per la determinazione del contenuto in frequenza nel caso di funzioni periodiche. Il dominio delle frequenze è discreto (sommatoria). Se la funzione considerata è generica la trasformata di Fourier continua (*Continuous Fourier Transform* CFT) permette appunto di trasformare una funzione non periodica in una funzione continua definita nel dominio delle frequenze, ipotizzando che il suo periodo sia tendente ad infinito. La trasformata opera su tutto l'asse dei numeri reali e trasforma la funzione $f(t)$ ottenendo un funzionale (funzione che ha come dominio spazi di funzioni). È possibile anche in questo caso esprimerla nei seguenti due modi equivalenti.

$$F(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) e^{-i\omega t} dt, \quad f(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (6.44)$$

$$F(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} f(t)e^{-i\omega t} dt, \quad f(t) = \int_{-\infty}^{\infty} F(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (6.45)$$

Nel dominio della frequenza propriamente detta, intesa dunque come reciproco del periodo, la forma diventa unica (6.46).

$$F(\bar{\omega}) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t)e^{-2i\pi\bar{\omega}t} dt, \quad f(t) = \int_{-\infty}^{\infty} F(\bar{\omega}) e^{2i\pi\bar{\omega}t} d\bar{\omega} \quad (6.46)$$

Applicando la trasformazione, si ottiene una funzione le cui ordinate corrispondono al contributo delle varie frequenze al segnale analizzato. Risolvere l'integrale che definisce la trasformata necessita generalmente una procedura numerica. Si parla quindi di trasformata di Fourier discreta (*Discrete Fourier Transform* DFT), applicabile a funzioni non integrabili in forma chiusa e, nello specifico, a segnali dove la grandezza d'interesse è registrata a prefissati intervalli di tempo, ovvero il caso pratico più comune. Si considera un intervallo T della funzione da analizzare, suddiviso in un determinato numero N di sottointervalli Δt , da studiare con l'assunto di poter applicare la teoria delle serie di Fourier (funzione periodica rispetto all'intervallo T ipotizzato). Partendo dall'espressione dei coefficienti rispetto ad $f(t)$ continua è possibile passare dall'integrale (continuo) alla sommatoria (discreta) di contributi valutati in base ai punti noti $f(t_k)$ del segnale (6.47).

$$F(\omega_n) = \frac{1}{T} \int_0^T f(t)e^{-i\omega_n t} dt \rightarrow F(\omega_n) = \frac{1}{N} \sum_{k=0}^{N-1} f(t_k) e^{-i\frac{2\pi}{N}nk} \quad (6.47)$$

$$\text{oppure } F(\omega_n) = \sum_{k=0}^{N-1} f(t_k) e^{-i\frac{2\pi}{N}nk}$$

$$f(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} F_n e^{i\omega_n t} \rightarrow f(t_k) = \sum_{n=0}^{N-1} F(\omega_n) e^{i\frac{2\pi}{N}nk} \quad (6.48)$$

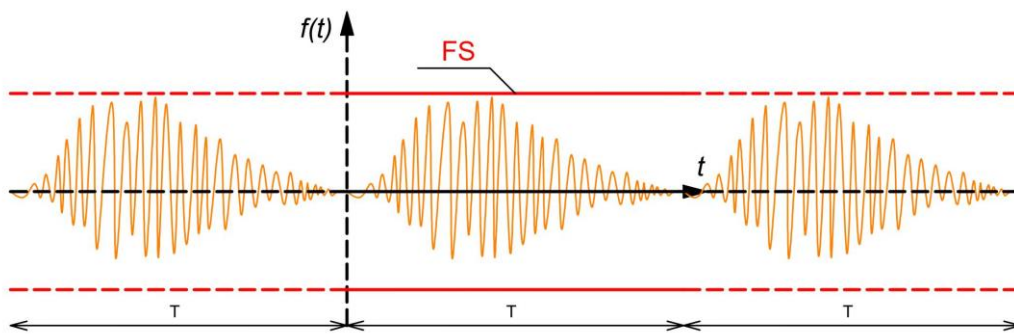
$$\text{oppure } f(t_k) = \frac{1}{N} \sum_{n=0}^{N-1} F(\omega_n) e^{i\frac{2\pi}{N}nk}$$

La funzione però è *fittiziamente* periodica, di conseguenza il pedice n non può variare fra gli infiniti. Il valore limite inferiore sarà 0 mentre il superiore $N-1$, ciò è confermiabile sostituendo la trasformata discreta nell'anti-trasformata, ottenendo l'identità. Il range di frequenze analizzabile diventa quindi limitato (da ω_0 a ω_{N-1}). Ipotizzato un valore di N elevato (passo di registrazione del segnale molto ridotto) è possibile quindi valutare la trasformata discreta nel range:

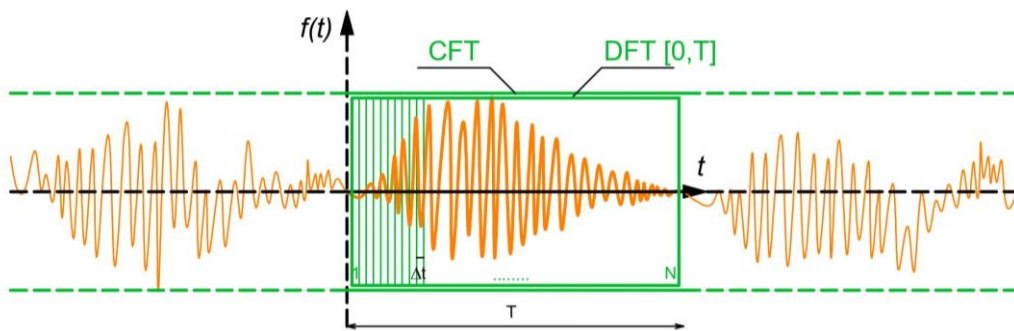
$$0 \leq \omega_n \leq \frac{2\pi}{\Delta t} \quad (6.49)$$

A livello computazionale una procedura basata sulla DFT risulta poco efficiente in termini di tempo e risorse impiegate. Il procedimento è generalmente condotto tramite FFT (*Fast Fourier Transform*), caratterizzata da un'ottimizzazione delle matrici in gioco.

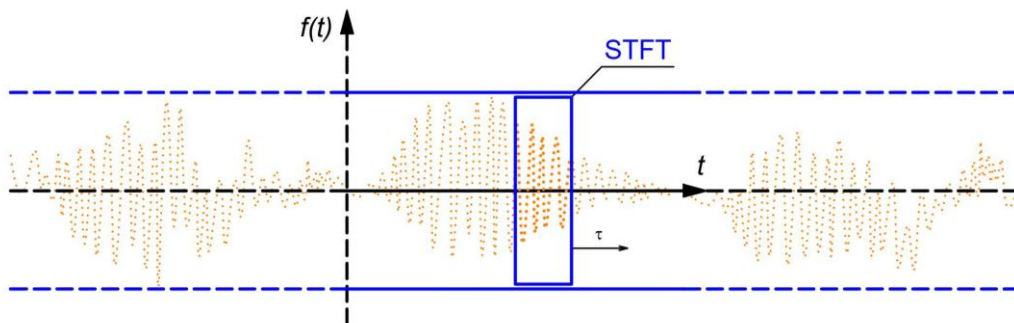
In generale, quindi, la trasformata di Fourier permette di passare dal segnale nel dominio tempo-grandezza fisica ad una funzione nel dominio frequenza-ampiezza. In questo modo è possibile conoscere l'ampiezza riferita ad ogni frequenza e di conseguenza l'effettivo contributo di ognuna al segnale.



(a) Serie di Fourier



(b) Trasformata Continua e Discreta di Fourier



(c) Trasformata Short-Time di Fourier

Figura 6.6 – Interpretazione grafica della Serie e delle possibili Trasformate di Fourier.

È possibile interpretare il processo di definizione dei coefficienti graficamente, cogliendone il significato in modo più immediato (Figura 6.6). Nel caso della trasformata di Fourier continua (CFT) la funzione $F(\omega)$ ottenuta è una funzione continua. L'integrale che la definisce è dato dal prodotto della funzione iniziale $f(t)$ e della funzione "sonda", fissata in base al generico valore di ω . Tanto più l'area sottesa dalla funzione prodotto è grande, tanto maggiore sarà il contributo di quella frequenza. Nel caso della DFT i coefficienti ottenuti sono in numero finito e finito è il range di frequenza indagabili. L'integrale è sostituito dalla sommatoria delle aree sottese dal prodotto fra funzione reale e "sonda" per ogni intervallo Δt discreto considerato. Appare evidente inoltre dalle espressioni precedenti che la funzione analizzante il segnale è definita sullo stesso dominio del segnale e non è quindi *localizzata* nel tempo t . L'integrale o la sommatoria sono quindi riferiti alla presenza di una determinata frequenza sull'intera durata del segnale registrato. Si può dunque conoscere *quale* frequenza è maggiormente presente ma non *quando* questa prevale. Tale informazione è molto rilevante nel momento in cui il segnale è *non stazionario*, come di solito accade nel caso delle registrazioni di fenomeni naturali quali i terremoti.

L'obiettivo successivo diventa introdurre la variabile *tempo* nella funzione che sonda il segnale. Uno strumento più adeguato a questo tipo di analisi è la *Short Time Fourier Transform* (STFT). Si definisce una funzione *window* $w(t-\tau)$ che assume valore nullo ovunque ad eccezione dell'intervallo (*window*) in cui questa è definita. Di conseguenza il prodotto con il segnale diventa non nullo (e pari al segnale stesso) soltanto all'interno della finestra temporale indagata. La *window size* corrisponde all'ampiezza temporale dell'intervallo considerato. All'interno di questa, applicando la CFT o DFT (o FFT), si possono ottenere le frequenze che la dominano. Compare dunque la variabile indipendente *tempo* tramite la definizione di un sotto-intervallo temporale che trasla in base alla *hop size* τ . Questa è misura dell'ampiezza dell'intervallo di shift della *window function* lungo l'asse del tempo, da effettuare prima di procedere con la trasformata di Fourier successiva. L'espressione di tale trasformata, definita ad esempio su dominio continuo, assume la forma:

$$F(\tau, \omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t)w(t-\tau)e^{-i\omega t} dt \quad (6.50)$$

Per ogni intervallo è possibile ottenere un grafico frequenza-ampiezza. Componendo questi grafici al variare del tempo, ovvero spostando la funzione finestra lungo il segnale, si ricostruisce una superficie di coefficienti definita su un asse temporale e un asse delle frequenze (spettrogramma). È utile ricordare la correlazione che esiste fra risoluzione in tempo ed in frequenza:

$$\Delta t \Delta \bar{\omega} \geq \frac{1}{4\pi} \quad (6.51)$$

Non è dunque possibile conoscere con esattezza quali frequenze esistono in un determinato istante, ma è possibile conoscere quali intervalli di frequenze esistono in determinati

intervalli temporali. La risoluzione temporale inoltre decresce quanto più è definita quella in frequenza (e viceversa).

La prima osservazione riguardante l'efficacia della STFT è legata alla dimensione della finestra temporale, che una volta fissata resta costante, determinando in questo modo la risoluzione in termini di tempo e frequenza ottenibile dalla trasformata. Definire una finestra temporale di dimensioni ridotte significa incrementare la risoluzione temporale della trasformata, ottenendo informazioni più precise per le alte frequenze (l'intervallo è più piccolo, sono meglio distinti i picchi ravvicinati temporalmente, i cosiddetti *short bursts*). L'utilizzo di intervalli temporali più grandi permette invece di migliorare l'individuazione di frequenze più basse (picchi maggiormente distanziati, meglio colti tramite un intervallo più ampio).

Ma qual è lo scopo che spinge a raggiungere livelli accettabili di risoluzione per questi due parametri? L'analisi di un accelerogramma al fine di ottenerne il contenuto in frequenza al variare del tempo è un tema assai interessante, specie per comprendere se durante un fenomeno sismico possono verificarsi o meno amplificazioni della risposta strutturale. Il sisma in ingresso può infatti presentare una serie di frequenze dominanti localizzate in determinati intervalli temporali. Se i modi dominanti la risposta strutturale si avvicinano a quelli del sisma l'effetto che questo ha sulla struttura si amplifica. Questa condizione di risonanza può verificarsi anche quando inizialmente le frequenze sono distanti fra loro, ma possono coincidere successivamente, in determinati intervalli temporali, a causa delle plasticizzazioni strutturali (*moving resonance*). Analogamente, effettuando l'analisi dinamica di elementi non strutturali è di fondamentale interesse capire quali sono le frequenze che ne dominano la risposta e la loro evoluzione rispetto alle frequenze strutturali per individuare possibili amplificazioni. Occorre quindi possedere informazioni affidabili sia sulle frequenze dominanti che sull'intervallo temporale relativo. Tali informazioni sono difficoltose da ottenere utilizzando il procedimento tramite STFT. La *Wavelet Transform* (WT) è lo strumento più efficace per questo scopo.

La WT permette l'analisi di un segnale secondo un metodo multi-risoluzione. Ad ogni range di frequenze $\Delta\bar{\omega}$ corrisponde una determinata risoluzione temporale Δt , adattiva, per coglierle con la migliore risoluzione possibile (ridurre l'intervallo di frequenze dominanti, output della trasformata). Di seguito è riportata (6.52) l'espressione della trasformata *wavelet* continua (*Continuous Wavelet Transform* CWT).

$$F(\tau, s) = \frac{1}{\sqrt{|s|}} \int_{-\infty}^{\infty} f(t) \psi^* \left(\frac{t-\tau}{s} \right) dt \quad (6.52)$$

La funzione da analizzare $f(t)$ è moltiplicata per la coniugata complessa della funzione *wavelet* $\psi(t)$. La *wavelet* è una funzione base che svolge il ruolo di *window function*, definita in un determinato intervallo temporale, nulla altrove e tale da avere valore medio nullo. Esistono diverse tipologie di *wavelet*, ognuna adatta a descrivere determinate tipologie di applicazioni (Figura 6.7).

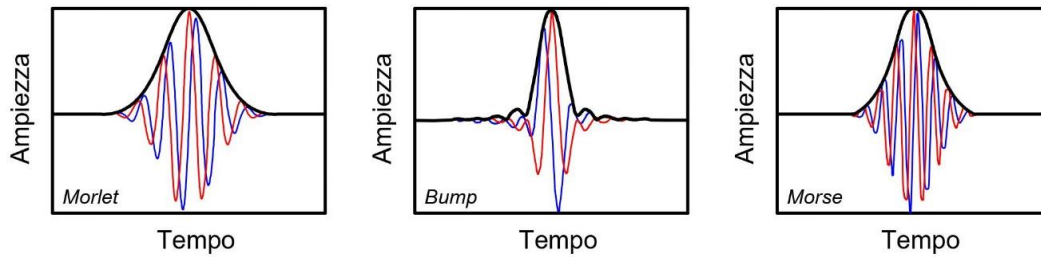


Figura 6.7 – Esempi di CWT: parte reale (in rosso) e parte immaginaria (in blu).

Due sono i parametri che definiscono una *wavelet* accanto alla sua forma: la sua ampiezza temporale Δt (*width*) e la sua frequenza centrale C (*central frequency*), correlabili al parametro di *scaling* s . Il parametro s (*scale*) è l'inverso della frequenza $\bar{\omega}$. Quindi elevati valori di s corrispondono a *wavelet* estese, adatte a cogliere le basse frequenze mentre a valori ridotti di s sono associate *wavelet* migliori per indagare le frequenze elevate (Figura 6.8a/b). Il parametro τ , come descritto in precedenza, permette lo *shift* temporale della *wavelet*, compressa o estesa tramite s a seconda del range di frequenze in esame. Il procedimento di applicazione della trasformata wavelet prevede quindi:

- Fissare un valore s di *scaling* (frequenza centrale e ampiezza temporale della *wavelet*);
- Effettuare il calcolo dei coefficienti F al variare di τ lungo l'asse temporale del segnale;
- Ripetere il procedimento modificando progressivamente lo *scaling*.

Quando la frequenza della *wavelet* incontra valori simili della frequenza del segnale i coefficienti della funzione F tendono a crescere in modulo. Il grafico che si ottiene è dunque una superficie sul dominio *fattore di scaling*-tempo. Il *fattore di scaling* è correlabile alla frequenza e dunque al periodo (Figura 6.8d). La frequenza equivalente di una *wavelet* può essere espressa in relazione alla sua frequenza centrale C , al fattore di *scaling* s ed all'intervallo Δt dove questa è definita (6.53).

$$\bar{\omega}_{eq} = \frac{C}{s\Delta t}, \quad T_{eq} = \frac{1}{\bar{\omega}_{eq}} \quad (6.53)$$

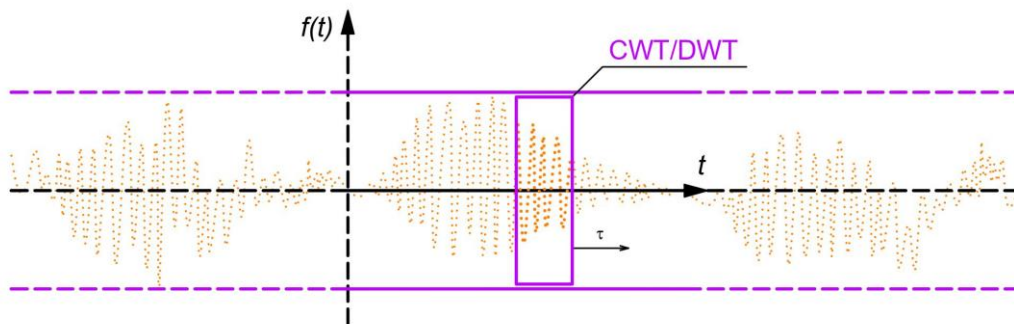
A titolo di esempio, raddoppiare il valore di s corrisponde al dimezzamento della frequenza equivalente. Il passaggio dalla frequenza equivalente al periodo equivalente è immediato.

La forma discreta della trasformata wavelet (*Discrete Wavelet Transform DWT*) è uno strumento che permette di ridurre il costo computazionale e le iterazioni poco utili all'analisi del segnale (ridondanza dei coefficienti), senza intaccare la qualità delle informazioni ottenute (6.54). Questa si ottiene operando una scelta accurata dei parametri di *shift* e di *scaling*, variabili non più in modo continuo ma discreto (6.55).

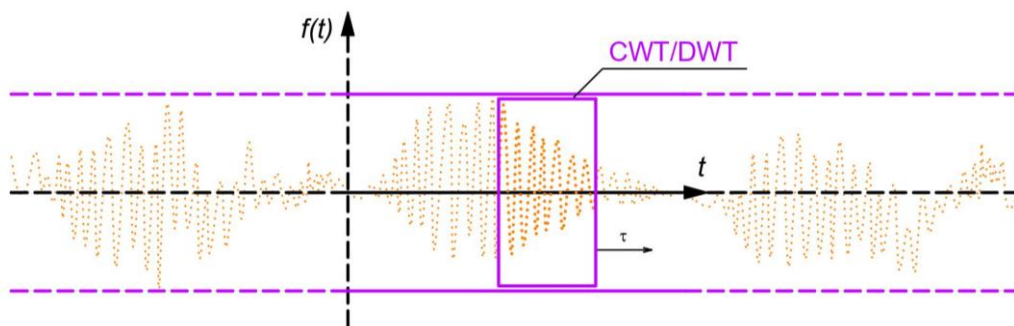
$$F(\tau, s) = \frac{1}{\sqrt{s}} \sum_{k=0}^{N-1} f(t_k) \psi\left(\frac{t_k - \tau}{s}\right) \quad (6.54)$$

$$\tau = c2^{-b}, \quad s = 2^{-b} \quad c = 1, 2, 3, \dots \quad b = 1, 2, 3, \dots \quad (6.55)$$

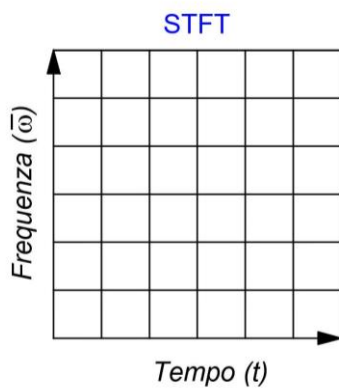
Il coefficiente c rappresenta l'indice del segnale trasformato, b è l'indice di scaling. Analogamente alla FFT esistono metodi numerici per rendere più rapido il calcolo dei coefficienti della DWT, effettuando quindi la *Fast Wavelet Transform* (FWT).



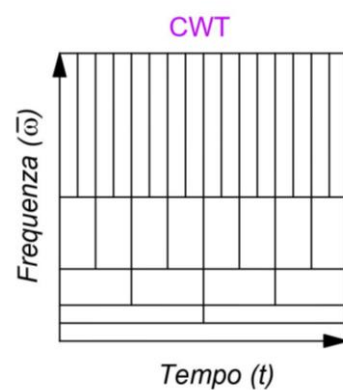
(a) Trasformata Wavelet Continua o Discreta (width minore)



(b) Trasformata Wavelet Continua o Discreta (width maggiore)



(c) Risoluzione qualitativa STFT



(d) Risoluzione qualitativa CWT

Figura 6.8 – Interpretazione grafica della Trasformate Wavelet.

Le *wavelet* analitiche sono le più indicate per l'analisi dei segnali reali poiché la loro trasformata risulta priva di componenti di frequenza negative. Fra queste è opportuno menzionare:

- *Morse Wavelet*
- *Bump Wavelet*
- *Morlet Wavelet*

Fra queste, la *wavelet di Morlet* (6.56) complessa è stata scelta per la sua maggiore adattabilità al problema strutturale (Naga & Eatherton, 2014), grazie ad una migliore capacità di individuazione del contenuto energetico del segnale indipendentemente dalla condizione di fase fra *wavelet* e segnale stesso.

$$\psi(t) = c_{\sigma} \pi^{-\frac{1}{4}} e^{-\frac{1}{2}t^2} (e^{i\sigma t} - k_{\sigma}) \quad (6.56)$$

$$c_{\sigma} = \left(1 + e^{-\sigma^2} - 2e^{-\frac{3}{4}\sigma^2} \right)^{-\frac{1}{2}}, \quad k_{\sigma} = e^{-\frac{1}{2}\sigma^2} \quad (6.57)$$

Nel caso dei segnali sismici non è necessario utilizzare valori ridotti del parametro σ che regola il *trade-off* fra le risoluzioni in termini di tempo e frequenza. Ciò permette la semplificazione della *wavelet* in una forma più compatta (6.58). Inoltre la frequenza centrale della *wavelet* diventa prossima al valore σ .

$$\psi(t) = \pi^{-\frac{1}{4}} e^{-\frac{1}{2}t^2} e^{i2\pi Ct} \quad (6.58)$$

La superficie delle ampiezze, che insiste sul dominio tempo-frequenza, permette dunque di comprendere in che intervalli di tempo del segnale esistono determinati intervalli di frequenza. I coefficienti ottenuti sono invece misura del contenuto energetico associato alle frequenze dominanti individuate. Ponendosi l'obiettivo di simulare le condizioni dinamiche peggiori controllando la condizione di risonanza sisma-struttura e struttura-elemento non strutturale si può risolvere il problema del numero sufficiente di *input* sismici per determinare i valori massimi di un determinato parametro strutturale/non strutturale. In questo modo si crea la condizione ideale per tarare uno strumento normativo semplificato per la predizione degli spettri di piano, dove il segnale monitorato è relativo all'accelerazione presso un determinato livello. La strategia adottata sarà descritta nel paragrafo a seguire.

6.4 FORMULAZIONE CODE-ORIENTED PER GLI SPETTRI DI PIANO

6.4.1 METODOLOGIA

L'obiettivo del presente Capitolo, come anticipato, consiste nell'elaborazione di uno strumento per la predizione degli spettri di piano in strutture a telaio in calcestruzzo armato, rientrante nella categoria dei metodi *code-oriented* semplificati, utili per l'applicazione normativa più frequente e rapidamente applicabile per il progettista. È opportuno descrivere in primo luogo la procedura generale adottata per tarare ed ottenere la formulazione finale proposta, che sarà specificata in ogni suo aspetto nei sotto-paragrafi successivi (Mazza & Donnici, 2022).

Il primo passo consiste nella selezione di un modello strutturale, opportunamente semplificato per poter condurre un adeguato numero di analisi dinamiche non lineari. Tale modello presenta una serie di variabilità geometriche e di progettazione. La maggior parte delle strutture in c.a. intelaiate è caratterizzata dall'utilizzo di elementi di chiusura verticale (tamponature) non inseriti generalmente nei modelli di calcolo. A risentirne è la predizione, anche rigorosa, dello spettro di piano. Per il fissato accelerogramma in *input*, questo presenterà picchi alterati per posizione e ampiezza (i pannelli modificano i periodi strutturali e la risposta dinamica globale). Non avrebbe quindi senso omettere tali elementi nella generazione di uno strumento volto alla predizione delle accelerazioni in strutture di questa tipologia. In aggiunta, la disponibilità di un modello di tamponatura capace di simulare il comportamento dei pannelli sotto diverse ipotesi di comportamento permetterà di valutare l'impatto che queste hanno sugli spettri di piano generati e migliorare di conseguenza la formulazione riassuntiva ottenuta.

Definite le strutture, è necessario specificare l'*input* sismico e lo stato limite di verifica. In tutte le normative menzionate lo stato limite di riferimento per la verifica delle azioni fuori piano corrisponde all'SLV (Stato Limite di Salvaguardia della Vita). Non è facilmente individuabile invece il numero di accelerogrammi diversi sufficiente alla definizione di spettri di piano attendibili per lo stato limite in esame. In letteratura si fa solitamente riferimento a un valore variabile fra 20 e 30 terremoti. Lo stesso approccio normativo per telai in c.a. attualmente in vigore è stata tarato su un set di "soli" 7 terremoti. L'obiettivo finale del presente lavoro di tesi è proporre una formulazione capace di cogliere le condizioni peggiori di verifica dell'elemento non strutturale, per le quali può essere sufficiente anche solo un *input* sismico dal contenuto in frequenza tale da indurre amplificazioni della risposta non strutturale. Una volta definito il *set* di accelerogrammi, su ogni struttura progettata e definita dalla sua combinazione di variabilità sarà condotta la generica analisi dinamica non lineare.

La storia di accelerazioni nodali riferita ad ogni livello è successivamente utilizzata per generare in maniera rigorosa lo spettro di piano relativo, secondo il disaccoppiamento struttura-elemento non strutturale valido per la quasi totalità dei componenti normalmente individuabili in un edificio. Gli spettri di piano così ottenuti sono utilizzati per definire i parametri fondamentali della formulazione proposta (amplificazione di piano, amplificazione non strutturale). Le storie dell'accelerazione nodale risultano inoltre

importanti per la determinazione dei modi dominanti la risposta non strutturale tramite l'utilizzo della trasformata *wavelet*. In questo modo sarà rimossa l'influenza del sisma specifico nella determinazione dei parametri di forma dello spettro di piano (zone di amplificazione). La formulazione semplificata ottenuta sulla base degli spettri rigorosi è successivamente validata su spettri di piano specifici per i pannelli di tamponatura modellati. La loro inclusione nel sistema strutturale permette infatti di monitorare la relativa storia di accelerazioni nodali ed il valore massimo in riferimento ad ogni ipotesi riguardante il loro comportamento. In questo modo la predizione, basata sull'elaborazione delle storie nodali di piano, è confrontata e migliorata in base allo spettro effettivo dell'elemento di tamponatura. La procedura di validazione è condotta su una struttura a più piani e più campate, presentante diverse configurazioni dei pannelli di tamponatura, permettendo di verificare l'effettiva efficacia della formulazione su un caso studio non semplificato. Il carattere dello spettro non strutturale elastico per il definito stato limite (SLV) è del tutto generale. Ulteriori indicazioni specifiche per la verifica fuori piano dei pannelli di tamponatura debole/intermedia completeranno la proposta, essendo questa tipologia più vulnerabile sotto tale aspetto ed al contempo parecchio diffusa nel costruito. In questo modo la formulazione presenterà sia una validità generale e aperta a migliorie per le varie tipologie di elementi non strutturali, sia una specificità capace di incontrare gli obiettivi del presente lavoro di tesi.

6.4.2 STRUTTURE TEST E SET DI VARIABILITÀ

Il modello strutturale utilizzato per le analisi parametriche è analogo a quello introdotto nel Capitolo 5. La geometria tridimensionale simmetrica resta quindi invariata. Sulla base dei risultati descritti in precedenza e degli obiettivi del presente Capitolo, è stato modificato il *set* di variabilità assegnato. Si farà riferimento ad una lunghezza della campata intermedia $L_{med}=5.5m$, risultando questa più coerente con le dimensioni comuni dei pannelli di tamponatura ed avendo osservato che la lunghezza della campata tende ad influenzare moderatamente il baricentro dei collassi non strutturali. La variabilità del periodo fondamentale non è più indagata tramite modifica delle dimensioni dei pilastri: le strutture *test* sono ora progettate senza controllo sul periodo fondamentale, che sarà dettato invece dalla scelta progettuale e dal soddisfacimento delle verifiche delle singole membrature. Ciò al fine di garantire una progettazione quanto più possibile vicina alla prassi, essendo gli effetti di tali variabilità già stati indagati precedentemente e dipendenti dal sisma in *input*. Tale variabilità è recuperata in modo spontaneo indagando tre valori del numero dei piani ($n_s=3/5/7$), ritenuti rappresentativi per la tradizione costruttiva italiana ed europea. In questo modo è possibile indagare le eventuali mutazioni dello spettro di piano in base all'altezza strutturale, dovute sia alla variazione delle caratteristiche dinamiche del complesso, sia all'aumento degli elementi non strutturali e delle conseguenti interazioni con la risposta strutturale. L'elemento di variabilità ritenuto più importante è il fattore di comportamento q . Gli spettri di piano sono infatti fortemente influenzati dal livello di inelasticità strutturale raggiunto. Lo stato limite di verifica per azioni fuori piano ed in genere per verifiche di stabilità degli elementi non strutturali è il *Life Safety* (LS o SLV), per il quale la struttura si trova teoricamente già in campo plastico avanzato. Questo

parametro non è stato inoltre mai incluso in formulazioni *code-oriented* degli spettri di piano, ma l'impatto del fattore q è fondamentale, governando il livello di plasticizzazioni raggiunte. In Tabella 6.2 sono riportate in maniera riassuntiva le dimensioni di progetto (in cm) per gli elementi strutturali. Sono stati selezionati 3 valori del fattore di comportamento: 1.5 (*Low Ductility*, LD), 3.0 (*Medium Ductility*, MD) e 4.5 (*High Ductility*, HD).

Tabella 6.2 – Dimensioni di progetto degli elementi strutturali per le strutture test.

Storey	$n_s = 3$		$n_s = 5$		$n_s = 7$	
	Beam	Column	Beam	Column	Beam	Column
1	30x60	45x45	30x60	50x50	30x60	55x55
2	30x60	45x45	30x60	50x50	30x60	55x55
3	30x60	40x40	30x60	45x45	30x60	50x50
4			30x60	45x45	30x60	50x50
5			30x60	40x40	30x60	45x45
6					30x60	45x45
7					30x60	40x40

I pannelli di tamponatura apparterranno alla tipologia intermedia (12+12)cm. Il relativo legame nel piano è valutato in base alla proposta introdotta nel Capitolo precedente. Il legame fuori piano è invece stato definito parametricamente, introducendo la variabilità del periodo fondamentale non strutturale T_{NS} . I risultati della procedura di calibrazione degli spettri di piano saranno confrontati infatti con gli spettri di piano effettivi degli elementi di tamponatura. Se il legame OOP resta fissato, il periodo del pannello è unico (si ottiene un solo punto dello spettro effettivo). Assegnando e controllando il periodo dei pannelli fuori piano è possibile ricostruire lo spettro di piano dei pannelli nel *range* di variabilità del loro periodo fondamentale. Non avrebbe infatti senso indagare periodi troppo elevati e ricostruire lo spettro in un *range* dove effettivamente i periodi non ricadranno nella realtà. La definizione del *range* da indagare è il risultato incrociato di indicazioni di letteratura e sviluppo limite del legame fuori piano valutato secondo la procedura introdotta in precedenza. Aragaw & Calvi (2018) suggeriscono un range di periodi per i principali elementi non strutturali. I pannelli in muratura non rinforzata presentano secondo gli autori un periodo variabile fra 0.0 e 0.2 secondi. Questo intervallo è stato esteso a 0.3s, tenendo conto del massimo sviluppo della backbone OOP. Lo spostamento ultimo OOP del pannello non può infatti eccedere lo spessore del pannello. In letteratura si fa in genere riferimento ad uno spostamento limite di innesco dello *snap-through* (instabilità dell'arco a tre cerniere) più cautelativo, pari a $0.8t_w$. In base alle indicazioni di Ricci et al. (2018a) lo spostamento ultimo OOP della *backbone* è da assumere $d_u^{(OOP)} = 3.7d_{max}^{(OOP)}$. Calcolando lo spostamento massimo in base a resistenza e rigidezza secante OOP, il caso peggiore di evoluzione del legame si ottiene adottando la formulazione di Dawe & Seah (1989). Questa conduce infatti ad una maggiore resistenza, quindi un maggiore sviluppo del legame. I valori limite dello spostamento ultimo, circa pari allo spostamento di *snap-through* del pannello, si ottengono proprio per periodi prossimi a 0.3s.

L'intervallo (0.0-0.3)s è discretizzato secondo uno *step* di 0.03s. Ogni analisi verrà quindi eseguita facendo variare il periodo fondamentale non strutturale, in modo tale da poter ricostruire lo spettro dei pannelli in tutto il *range* di pertinenza. Dieci valori di questo periodo verranno quindi impiegati: 0.03s, 0.06s, 0.09s, 0.12s, 0.15s, 0.18s, 0.21s, 0.24s, 0.27s, 0.30s.

Un ulteriore elemento di variabilità inserito riguarda il comportamento dell'elemento di tamponatura. Le analisi parametriche del Capitolo 5 si sono focalizzate sulle ipotesi avanzate di comportamento dei pannelli. Per meglio comprendere l'impatto che le diverse tipologie di risposta hanno sulla generazione degli spettri di piano si faranno quattro ipotesi di comportamento:

- Elastico IP ed elastico OOP;
- Inelastico IP ed elastico OOP;
- Inelastico IP ed inelastico OOP con degrado singolo IP→OOP;
- Inelastico IP ed inelastico OOP con degrado mutuo IP↔OOP.

In questo modo è possibile evidenziare le differenze che si instaurano in termini di spettro di piano nel caso in cui vi siano errori nella valutazione delle resistenze, dovuti alla natura estremamente variabile delle proprietà meccaniche dei pannelli.

Infine, si è deciso di indagare anche l'effetto della variabilità di resistenza dei pannelli, assumendo come *lower bound* l'espressione relativa ad un effetto arco monodirezionale della normativa FEMA 356 (2000) e come *upper bound* l'espressione di Dawe & Seah (1989) per il doppio arco con parametri α e β massimizzati. La resistenza pone infatti un limite alle accelerazioni fuori piano. L'utilizzo di una formulazione più realistica (maggiore resistenza) permette di indagare meglio l'influenza delle dinamiche di degrado sul singolo pannello mentre una formulazione più cautelativa mette in evidenza l'evoluzione globale della risposta strutturale, dovuta ad una massimizzazione del danneggiamento non strutturale. Le curve *backbone* IP ed OOP sono state valutate in base alle indicazioni presenti nel Paragrafo 3.3.4 e 3.4.4, rispettivamente.

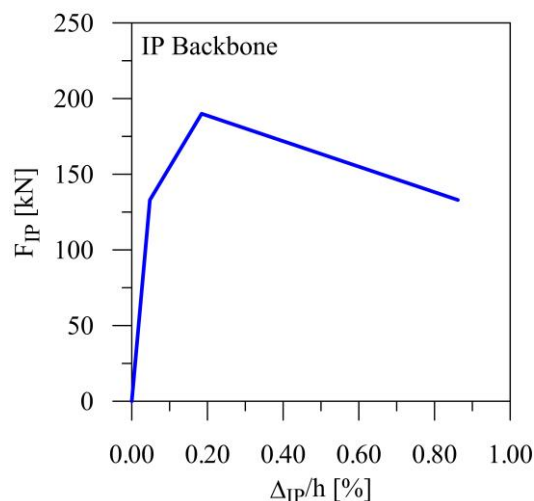


Figura 6.9 – Backbone IP delle tamponature impiegate per le strutture test.

La *backbone* IP (Figura 6.9) è singola. Renderla parametrica significherebbe modificare il periodo fondamentale strutturale, variabilità già tenuta in conto tramite il numero di piani. Questo sposterebbe soltanto i picchi spettri ed in particolar modo quello relativo al primo modo. Non è stato ritenuto utile aggiungere quindi un'ulteriore dispersione dei valori rispetto ai quali adimensionalizzare i risultati.

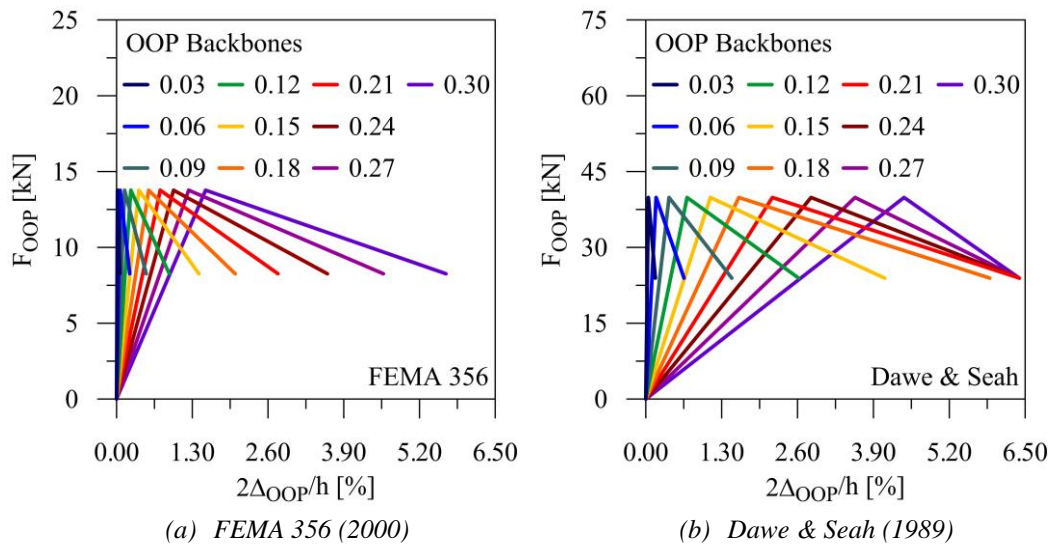


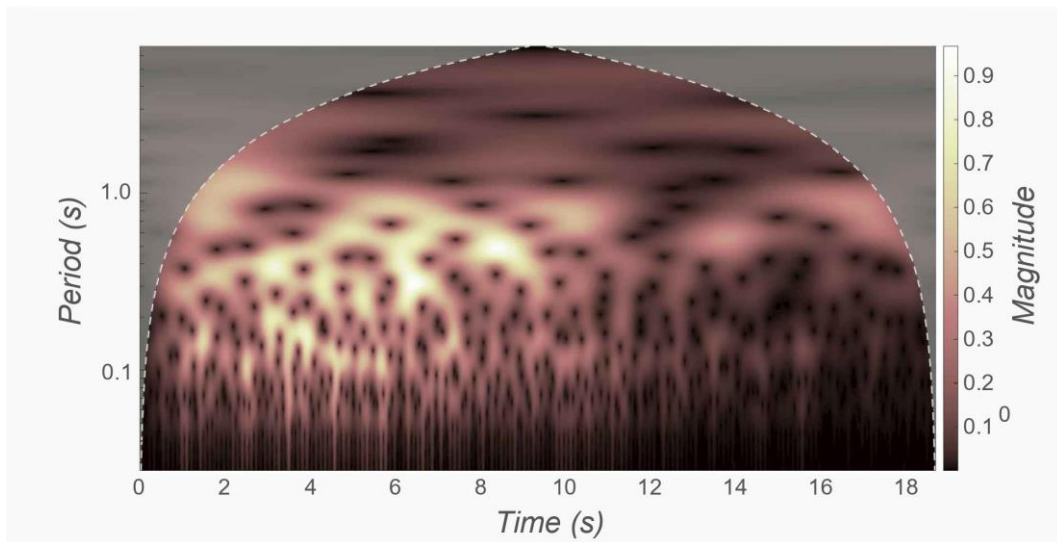
Figura 6.10 – Backbone OOP delle tamponature impiegate per le strutture test.

Al fine di ricostruire lo spettro effettivo dei pannelli il periodo OOP varia nel *range* definito in precedenza. Quando si ipotizza il comportamento inelastico OOP dei pannelli è necessario ricostruirne l'intera *backbone*. Le *backbone* OOP sono state valutate variando la formulazione per la resistenza massima (Figura 6.10), in base ad una rigidità OOP coerente alle prescrizioni di Kadysiewski & Mosalam (2009), una resistenza residua pari al 60% della massima ed uno spostamento ultimo valutato in base alle indicazioni di Ricci et al. (2018a). Il limite massimo per lo spostamento ultimo è fissato pari a $0.8t_w$, che corrisponde allo spostamento di instabilità (*snap-through*) del pannello e ad un drift OOP pari al 6.5% circa.

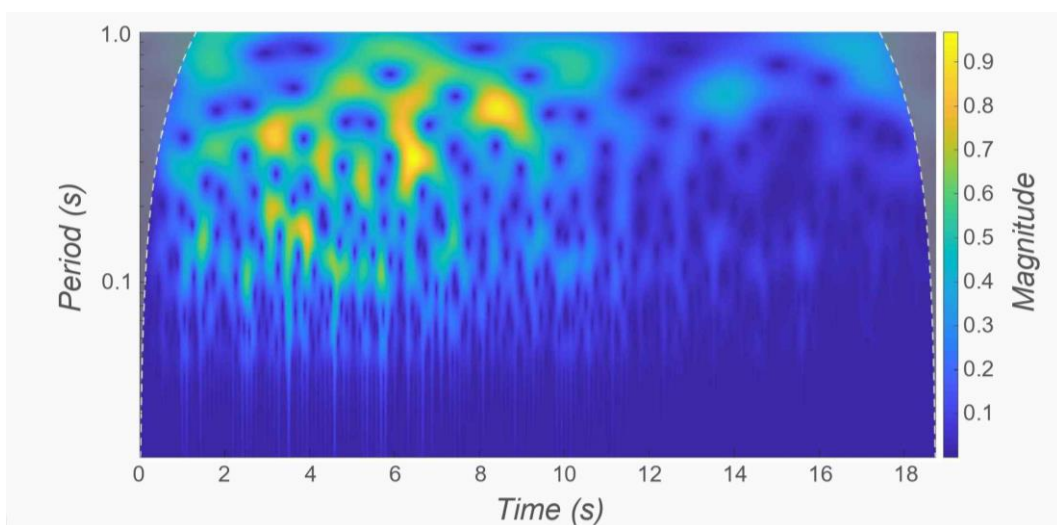
6.4.3 INPUT SISMICO

L'obiettivo del presente Capitolo è proporre una formulazione semplificata per la valutazione degli spettri di piano. La variabilità dei risultati in base all'*input* sismico induce generalmente l'utilizzo di un numero considerevole di accelerogrammi, al fine di ottenere risultati statisticamente accettabili. Evidenziato che l'elevata dispersione dei parametri strutturali monitorati rispetto al loro valore medio è principalmente dovuta alle interazioni fra il contenuto in frequenza del sisma e l'evoluzione delle frequenze strutturali, considerare un quantitativo medio di terremoti spettrocompatibili (ad esempio 10) non garantisce comunque che i risultati ottenuti siano cautelativi. È stato quindi ritenuto opportuno svincolarsi da questa variabilità in favore delle altre, orientandosi verso l'utilizzo di una singola coppia di accelerogrammi artificiali. La generazione è riferita allo

Stato Limite di Salvaguarda della Vita (SLV), coerentemente alle condizioni di verifica di stabilità normative. La coppia di accelerogrammi assegnata alla generica struttura tridimensionale è stata scelta in modo tale da possedere un contenuto in frequenza in media prossimo a quello dei periodi strutturali al variare del numero di piani, in modo tale da poter indagare condizioni peggiori per la risposta strutturale rispetto ad un'analisi classica. È di seguito riportato lo spettrogramma relativo al sisma utilizzato, ottenuto tramite trasformata *wavelet* del suo contenuto in frequenza Figura 6.11. Sono inoltre riassunti in Tabella 6.3 i periodi strutturali traslazionali al variare del numero di piani del modello. Si può osservare come il contenuto in frequenza del sisma sia espresso da tre zone a periodo dominante (0.3-0.6)s, fra il secondo 3 ed il secondo 10 del sisma, accompagnate da una regione inferiore di periodo (0.1-0.2)s interessante l'intervallo fra 3 e 5 secondi. Tali range sono studiati in modo tale da coprire i primi due modi ed il relativo incremento dovuto alle plasticizzazioni strutturali.



(a) Spettrogramma globale e cono di influenza



(b) Dettaglio dello spettrogramma nel range di variabilità dei periodi delle strutture test
Figura 6.11 – Spettrogramma del sisma artificiale selezionato per le analisi.

Non si ha dunque la presunzione di proporre uno strumento definitivo, ma si desidera piuttosto tracciare una strada e definire determinati parametri per la valutazione degli spettri di piano, per i quali il *range* di variazione dei coefficienti in gioco si presta a future migliorie. La formulazione proposta potrà essere infatti agevolmente modificata grazie alla semplicità dei parametri introdotti, tramite analisi aggiuntive. Ad ogni modo, come sarà possibile osservare nel Paragrafo 6.5 relativo alla validazione su caso studio, le capacità predittive risultano prossime o conservative rispetto ai risultati delle analisi dinamiche non lineari.

Tabella 6.3 – Periodi di vibrazione traslazionali principali delle strutture test.

n_s	T_1 [s]	T_2 [s]	T_3 [s]
3_BF	0.31	0.13	0.08
3_IF	0.19	0.07	0.05
5_BF	0.42	0.16	0.11
5_IF	0.31	0.11	0.07
7_BF	0.49	0.19	0.13
7_IF	0.35	0.13	0.08

6.4.4 RISULTATI

Il metodo *code-oriented* per gli spettri di piano è sviluppato a partire dall'analisi delle storie di accelerazione nodale di un nodo di riferimento per ogni livello. Fissato il *set* di variabilità, ogni struttura è soggetta ad analisi dinamica non lineare, in configurazione totalmente tamponata. Essendo valida l'ipotesi di disaccoppiamento struttura-elemento non strutturale, lo spettro di piano è ottenuto tramite procedura rigorosa a partire dalla *time-history*. L'insieme degli spettri di piano valutati per ogni quota e per ogni configurazione strutturale è utilizzato come punto di partenza per la definizione dei parametri di:

- Amplificazione in altezza a_H ;
- Amplificazione non strutturale a_{NS} .

Le analisi dinamiche non lineari sono basate sulle seguenti variabilità:

- Numero di piani n_s ;
- Fattore di comportamento q ;
- Periodo dei pannelli di tamponatura T_{Ml} (T_{NS} riferito alle tamponature);
- Comportamento non strutturale;
- Formulazione per la resistenza OOP.

Il principale problema che sorge nel paragonare i risultati relativi ad un numero di piani variabile, in termini di coefficienti di amplificazione, è dovuto alla differente altezza di riferimento dei risultati. Non è infatti significativo l'utilizzo di altezze assolute nella comparazione. Si è deciso, quindi, di adimensionalizzare l'altezza del livello z rispetto all'altezza totale della struttura H , coerentemente con l'approccio classico alla generazione degli spettri di piano.

Un altro parametro da adimensionalizzare è il periodo non strutturale T_{NS} . Individuare i picchi del generico spettro di piano sulla base dei periodi effettivi non permette di trarre conclusioni generali. Ad esempio, si considerino due strutture con ben diversi periodi modali. La maggiore amplificazione si verifica per periodi prossimi a quelli strutturali. Mediare i loro spettri significa quindi mediare le regioni a maggiore amplificazione dell'una con regioni lontane dalla risonanza dell'altra. È quindi opportuno adimensionalizzare le ascisse dello spettro di piano rispetto al periodo fondamentale T_I della struttura. In questo modo il picco principale degli spettri sarà sempre allineato nella rappresentazione, mentre quelli relativi ai modi superiori saranno esprimibili come aliquote del periodo fondamentale. Il *set* di variabilità garantisce inoltre che il periodo T_I sia costante, fissato il numero di piani. Il legame IP dei pannelli è determinato per la tipologia intermedia in base alla fissata lunghezza delle campate L . Il contributo di ogni pannello alla rigidezza di piano è quindi fisso. Le altre variabilità riguardano il comportamento dinamico dei pannelli ed il fattore di struttura q , quindi influenzano solo l'evoluzione della configurazione dinamica iniziale in base agli effetti del sisma. Infine, la variabilità del periodo OOP non apporta modifiche globali, essendo il modello disaccoppiato dalla struttura tramite le cerniere sferiche.

Le indicazioni normative semplificate dovrebbero inoltre fare riferimento ad un periodo T_I di più semplice valutazione, in linea con la prassi progettuale che permette di non modellare i pannelli. L'adimensionalizzazione sarà quindi condotta rispetto al periodo fondamentale della struttura nuda $T_{I,BF}$ (*bare frame*).

6.4.4.1 AMPLIFICAZIONE IN ALTEZZA

Il primo parametro ad essere analizzato è il rapporto a_H fra la *Peak Floor Acceleration* (*PFA*) e la *Peak Ground Acceleration* (*PGA*).

$$a_H = \frac{PFA}{PGA} \quad (6.59)$$

La valutazione della *PFA* avviene su ogni storia temporale nodale, in relazione ad ogni livello. I risultati sono mediati fra le analisi, rappresentando gli andamenti del coefficiente a_H in diversi grafici, a seconda del fattore di comportamento. In ogni grafico le curve relative a valori di n_s differenti sono rappresentate in modo distinto, ma identificate soltanto attraverso il colore riferito al tipo di comportamento non strutturale indagato ed al tipo di formulazione per la resistenza OOP. Ciò poiché non importerà più il numero di piani per l'elaborazione successiva, ponendo l'attenzione sull'altezza dell'elemento non strutturale adimensionalizzata. In questo modo è possibile verificare se una formulazione semplificata può svincolarsi o meno dalle altezze assolute (omogeneità degli andamenti). L'accelerazione nodale monitorata è riferita alla direzione traslazionale Y . Essendo la struttura simmetrica sotto tutti i punti di vista, misurarla nella direzione perpendicolare, per *input* sismico identico nelle due direzioni, conduce a risultati quasi identici.

I grafici riportati in Figura 6.12 sono stati differenziati a seconda del fattore di comportamento, rappresentando questo il livello di inelasticità sperimentato dalla struttura,

influenza sull'entità del fattore di amplificazione in altezza. Come ci si aspetta, ad un minore livello di plasticizzazioni (LD, $q=1.5$) corrisponde un minore abbattimento dell'accelerazione di piano (Figura 6.12a). Di conseguenza il coefficiente a_H assume valori maggiori. Grazie al range di variabilità di comportamento dei pannelli, è possibile individuare andamenti *upper bound* e *lower bound*, identici per tutti i valori di q . L'*upper bound* è rappresentato dall'ipotesi di comportamento elastico sia nel piano che fuori piano dei pannelli. L'assenza di danneggiamento induce accelerazioni maggiori. I valori tendono ad abbattersi quanto più il fattore di struttura aumenta: la riduzione è dovuta al solo danno strutturale. Il *lower bound* corrisponde invece al massimo danneggiamento dei pannelli, dunque coincide con la condizione di comportamento inelastico IP, inelastico OOP (con interazione mutua) e formulazione della resistenza FEMA 356 (la più cautelativa). Le strutture tendono infatti al comportamento del *bare frame*, essendo il contributo dei pannelli estremamente ridotto a causa del degrado o dei collassi. Il danno è quindi massimizzato e le accelerazioni di piano minimizzate.

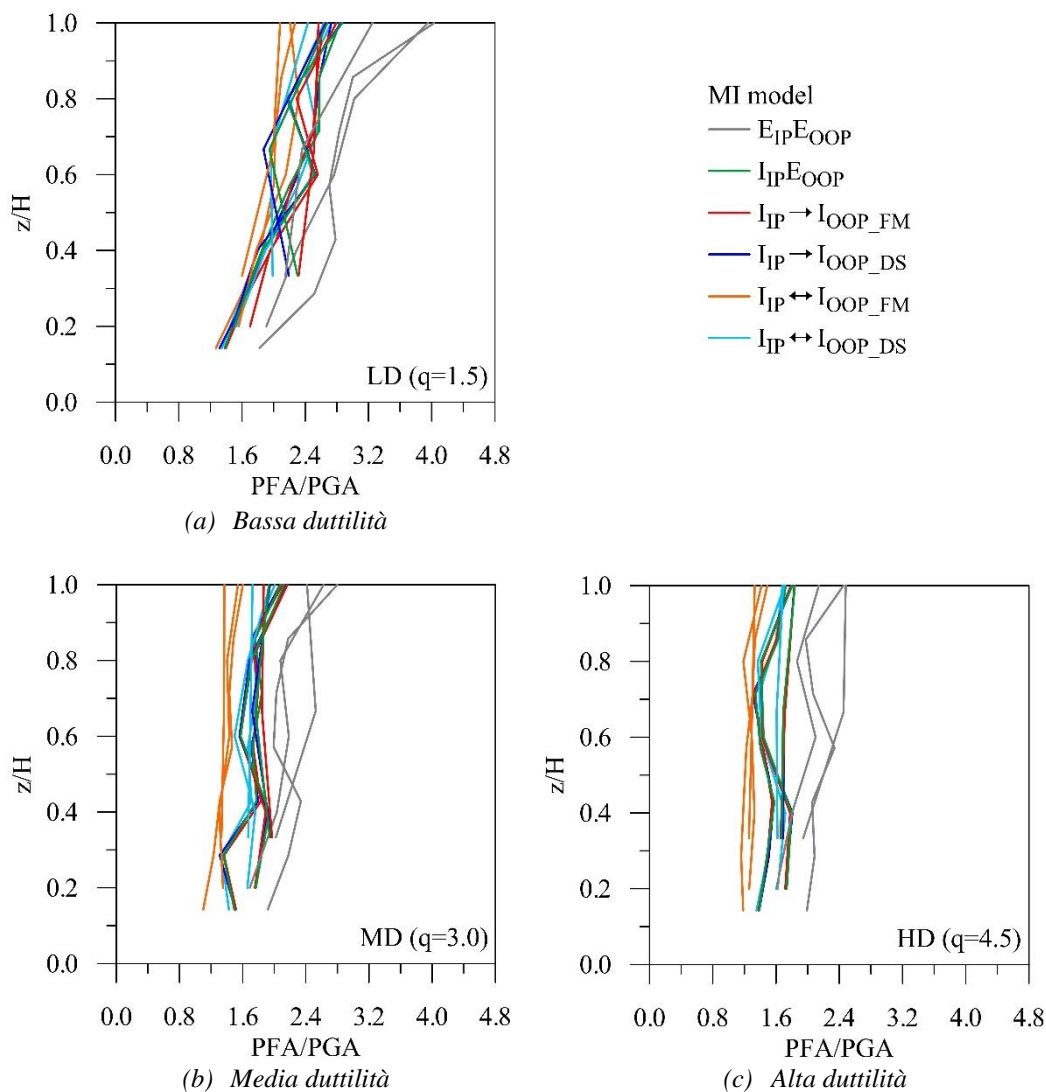


Figura 6.12 – Profili in altezza del coefficiente a_H .

I valori massimi del fattore di amplificazione sono quindi dipendenti dal fattore di comportamento (6.60).

$$\begin{aligned}
 \text{Low Ductility} & \quad q=1.5 \rightarrow a_{H,max} = 4.0 / 2.8 \\
 \text{Medium Ductility} & \quad q=3.0 \rightarrow a_{H,max} = 2.8 / 2.2 \\
 \text{High Ductility} & \quad q=4.5 \rightarrow a_{H,max} = 2.6 / 2.0
 \end{aligned}
 \tag{6.60}$$

Per completezza sono stati riportati i valori limite ottenuti includendo (primo valore) o escludendo (secondo valore) l'ipotesi di tamponatura perfettamente elastica. Come anticipato, questo è un caso irrealistico, che non verrà utilizzato per tarare la formulazione proposta, ma solo per dare un'indicazione generale riguardante la risposta strutturale nel caso di pannelli molto rigidi e resistenti nelle due direzioni.

Un altro aspetto da osservare è la mutazione di forma degli andamenti all'incremento del danno strutturale/non strutturale. Per bassa duttilità si parte da andamenti non perfettamente lineari, a causa soprattutto dell'influenza dei modi superiori per le strutture più alte, ma quantomeno assimilabili a linearmente crescenti. Questa tendenza crescente tende a divenire sempre più blanda con l'incremento del fattore q , giungendo ad una crescita quasi nulla quando è considerato il caso di pannelli ad interazione mutua, formulazione ad arco singolo e HD (alta duttilità, Figura 6.12c).

6.4.4.2 AMPLIFICAZIONE NON STRUTTURALE

Il coefficiente di amplificazione non strutturale a_{NS} indica il massimo rapporto fra l'accelerazione dell'elemento non strutturale e l'accelerazione di piano (6.61). Gli spettri di partenza sono stati valutati su un modello S-DOF elastico, con smorzamento equivalente dell'elemento non strutturale pari al 5%.

$$a_{NS} = \frac{S_a(T_{NS})_{Max}}{PFA}
 \tag{6.61}$$

Analogamente al caso del coefficiente di amplificazione in altezza, i grafici non presentano differenziazione cromatica in base al numero di piani considerato, essendo le altezze adimensionalizzate. Le curve relative ad un numero maggiore di piani sono comunque riconoscibili in base al maggior numero di punti cardine della spezzata. La differenziazione principale avviene sempre in base al fattore di comportamento, quella secondaria (interna al grafico) in base al comportamento dei pannelli all'interno del modello.

Il *range* di valori assunti dal coefficiente di amplificazione non strutturale è anche in questo caso dipendente principalmente dal fattore q : quanto più questo è elevato, tanto minore sarà l'amplificazione massima rispetto all'accelerazione di piano.

$$\begin{aligned}
 \text{Low Ductility} & \quad q=1.5 \rightarrow a_{NS,max} = 6.7 / 6.1 \\
 \text{Medium Ductility} & \quad q=3.0 \rightarrow a_{NS,max} = 5.8 / 5.6 \quad (6.62) \\
 \text{High Ductility} & \quad q=4.5 \rightarrow a_{NS,max} = 5.0 / 4.8
 \end{aligned}$$

Come si osserva in Figura 6.13, il coefficiente di amplificazione non presenta le stesse, più importanti, differenze fra modelli con comportamento realistico dei pannelli ed il modello con comportamento perfettamente elastico. Queste differenze tendono a diventare quasi nulle quanto più aumenta il fattore di comportamento. In questo caso, inoltre, le curve tendono ad essere notevolmente più sovrapposte. In linea generale non è definibile chiaramente quale formulazione sia peggiorativa per il fattore a_{NS} . E' dunque utile considerare le informazioni provenienti da ogni tipologia di analisi per tarare correttamente lo strumento predittivo.

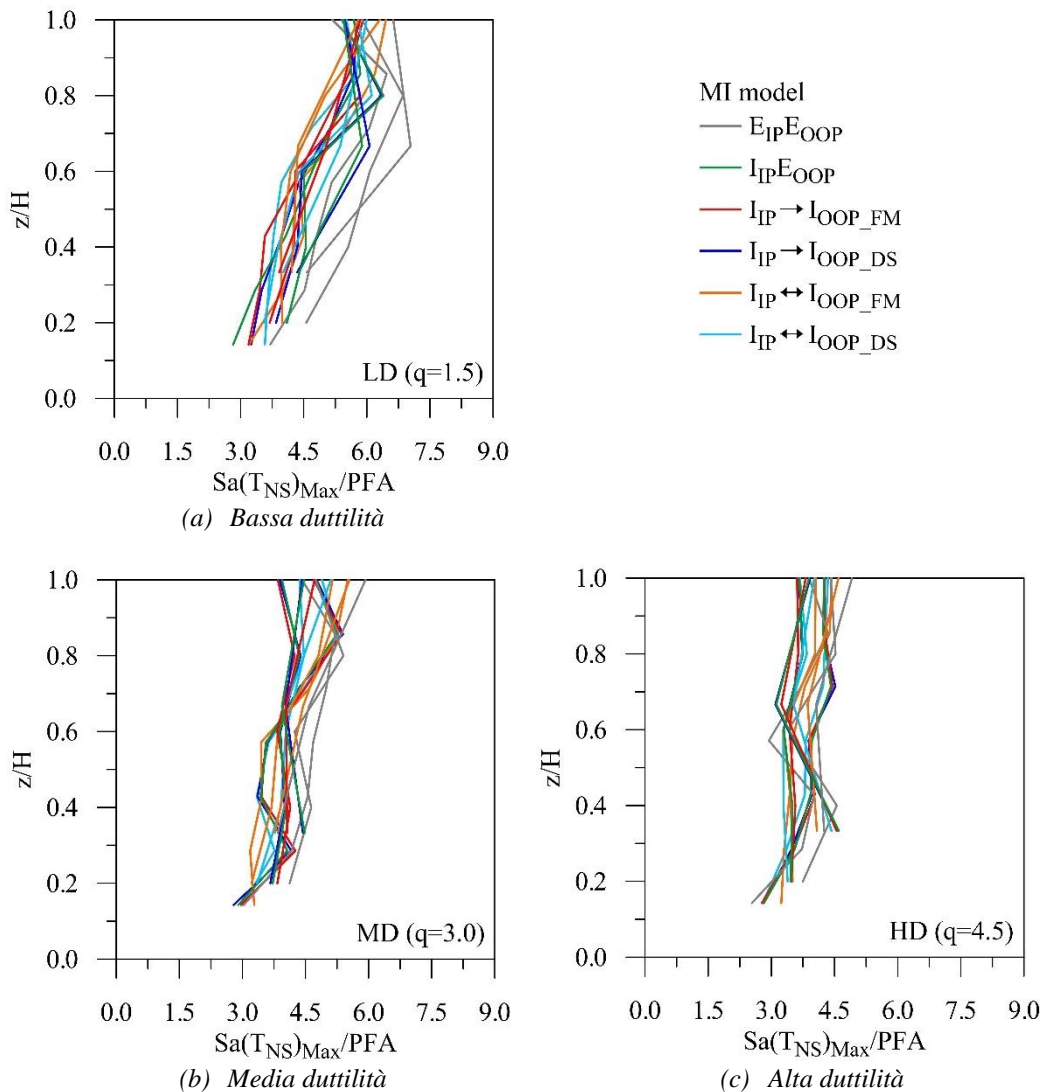


Figura 6.13 – Profili in altezza del coefficiente a_{NS} .

Una seconda osservazione riguarda la forma delle funzioni spezzate rappresentate. Come per il fattore a_H , l'andamento è assimilabile a lineare in modo chiaro per $q=1.5$ (Figura 6.13a). Diventa invece tendente al costante tanto più questo valore cresce (Figura 6.13b/c). I relativi valori di picco sul dominio dei periodi non strutturali T_{NS} sono prelevati dallo spettro indipendentemente dalla posizione del picco. Questa informazione è ricavabile dagli spettri, ma, come anticipato, risente della variabilità del sisma in *input*. E' possibile avere dunque un'idea generale del periodo dominante lo spettro di piano, ma le informazioni riguardo il suo valore e la relativa elongazione sono soggette al "rumore" dovuto al generico *input* sismico. Sono riportati in Figura 6.14 gli andamenti in altezza del periodo corrispondente al picco di accelerazione non strutturale, ottenuto come media fra i periodi di picco relativi alla stessa famiglia di analisi.

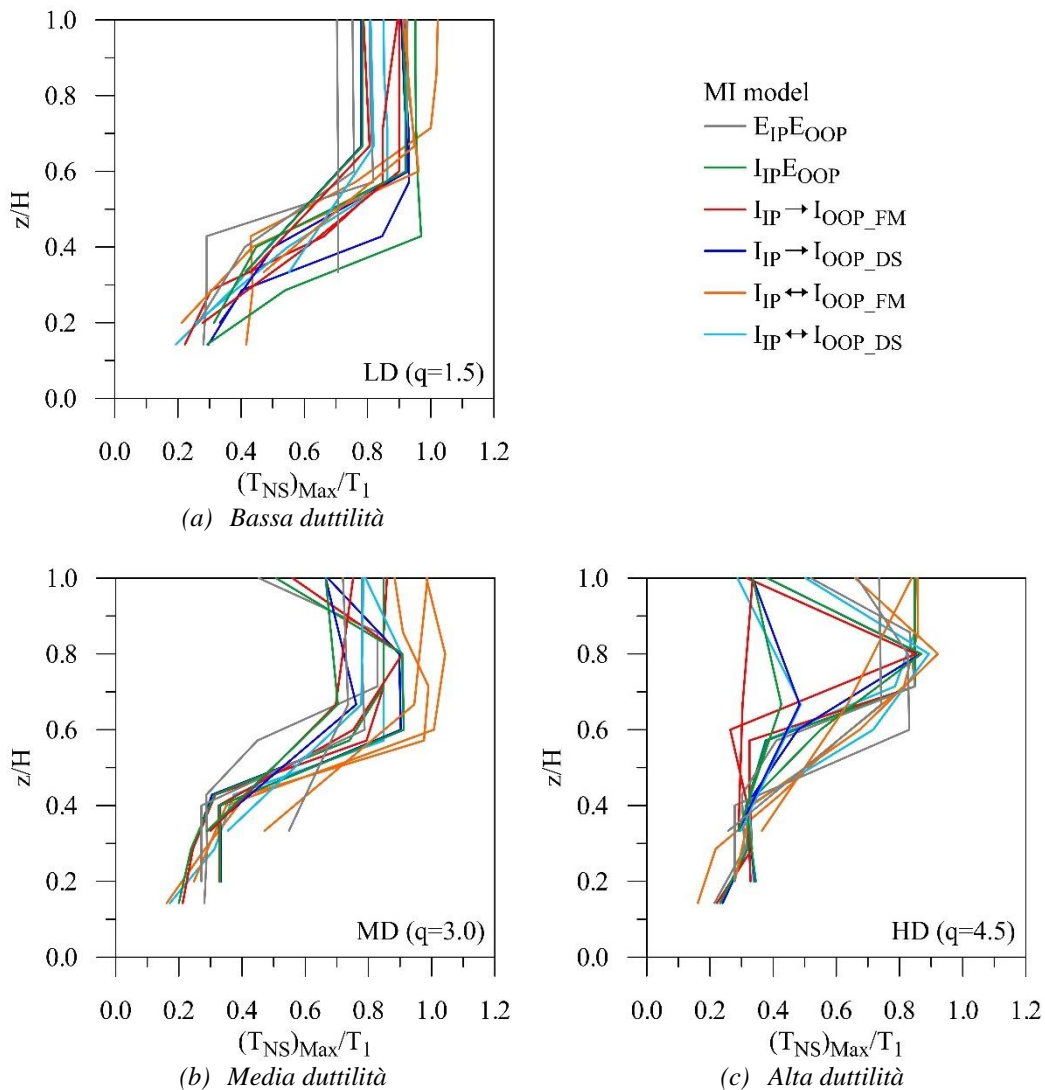


Figura 6.14 – Profili in altezza del periodo dominante la risposta non strutturale.

L'adimensionalizzazione è effettuata rispetto al periodo $T_{1,BF}$ della relativa struttura nuda. Si possono fare le seguenti osservazioni qualitative:

- Ai piani inferiori i modi dominanti sono i superiori (T_2, T_3 , in qualche caso T_4);
- All'aumentare del fattore q si innalza l'altezza z/H di passaggio fra piani dove dominano i modi superiori e piano dove domina il primo modo;
- Sulle ascisse è possibile leggere il valore "puntuale" dell'elongazione del periodo rispetto a quello del *bare frame*. Ci si aspetta che a valori del fattore di comportamento maggiori corrispondano elongazioni maggiori, ma così non appare. La media effettuata sulle varie analisi tende ad abbattere il periodo dominante medio, principalmente a causa del rumore indotto dal sisma specifico. I picchi relativi al primo modo diventano infatti sempre più smorzati all'incrementare del fattore q , per i piani dove il primo modo è dominante. Ciò porta questi picchi a confondersi con picchi intermedi, non legati alle caratteristiche dinamiche strutturali, ma al contenuto in frequenza proprio del sisma. Per tale motivo i picchi dello spettro tendono a ricadere in molti casi in range strutturalmente non significativi.

Quest'ultima limitazione, accanto a quelle precedentemente evidenziate, può essere superata analizzando il contenuto in frequenza dei segnali (storie temporali) dell'accelerazione di piano. L'analisi basata sulle trasformate *wavelet* presentata nel paragrafo successivo fornirà quindi le indicazioni necessarie per definire la forma degli spettri secondo una formulazione *code-oriented*, in modo più preciso e indipendente dal sisma. In aggiunta permetterà di cogliere l'intero intervallo di elongazione dei periodi strutturali. Gli spettri di piano forniscono infatti soltanto un'informazione "puntuale" (il picco), corrispondente ad un valore del periodo effettivo intermedio fra quello iniziale e l'elongazione finale, come sarà possibile osservare dalla comparazione con le trasformate.

6.4.4.3 CONFRONTO CON GLI APPROCCI NORMATIVI

Prima di procedere con la descrizione dell'analisi tramite CWT, in questo paragrafo è sintetizzata una comparazione fra gli andamenti dei coefficienti di amplificazione descritti in precedenza secondo le principali normative europee/mondiali rispetto agli andamenti ottenuti tramite le analisi dinamiche non lineari.

L'espressione del coefficiente di amplificazione in altezza a_H è stata precedentemente descritta per ogni normativa (Paragrafo 6.2.4). Sono riassunti brevemente in Tabella 6.4 gli andamenti e i valori massimi proposti in ognuna.

Tabella 6.4 – Valori normativi massimi del coefficiente a_H .

Normativa	Legge	$a_{H,max}$
NTC18	Lineare	2.0
EC8	Lineare	2.5
ASCE 41-17	Lineare	3.0
NZS1170	Lineare Lineare a tratti	3.0

La normativa neozelandese NZS1170 (2004) non prevede la dipendenza del coefficiente di amplificazione dall'altezza adimensionalizzata dell'elemento non strutturale. Di conseguenza la rappresentazione grafica presenta più andamenti, tre come le altezze H corrispondenti ai diversi valori di n_s (9m/15m/21m). Per edifici fino a 60m valgono le relazioni (6.63).

$$a_H = \begin{cases} \left(1 + \frac{z}{6}\right) & \text{per } z < 12m \\ 3.0 & \text{per } z \geq 12m \end{cases}, \quad H < 60m \quad (6.63)$$

Quindi se l'edificio presenta altezza inferiore a 12m l'andamento sarà lineare, se questa viene superata lineare a tratti. Il primo tratto seguirà un andamento crescente, il secondo costante con valore pari a 3.0. Nei grafici a seguire, quindi, ad un numero di piani maggiore corrisponderà una curva con altezza del punto di congiunzione delle spezzate più basso. Inoltre l'andamento per $H=9m$ (3 piani) è perfettamente sovrapposto all'espressione dell'Eurocodice 8 (2004).

Gli andamenti ottenuti dalle analisi dinamiche al variare del numero di piani sono stati inviluppati in modo tale da rappresentare una curva limite del coefficiente di amplificazione per ogni ipotesi di comportamento non strutturale (Figura 6.15). La prima osservazione riguarda proprio la loro forma: è generalmente presente una prima parte, per altezze limitate, dove l'incremento tende ad essere linearmente crescente, seguita da una seconda parte pressoché costante. Al solito, tanto più si riduce il fattore di comportamento, tanto più il secondo ramo tenderà a restare moderatamente crescente (al maggiore danneggiamento corrisponde l'appiattimento del secondo ramo). Quest'aspetto lineare a tratti è previsto soltanto dalle NZS1170 (2004), che assumono generalmente un andamento prossimo o conservativo, solo nel caso in cui si consideri la curva predittiva per $n_s=7$. Rispetto ai risultati, la predizione peggiore è quella relativa alle attuali Norme tecniche italiane (NTC18, 2018), i cui risultati diventano accettabili solo per q elevato (ed anche in quel caso a_H è sottostimato per i piani inferiori per la maggior parte delle ipotesi di comportamento). C'è però da aggiungere che l'espressione relativa alla normativa attuale non è stata ottenuta a partire da risultati relativi a stati limite dove il danneggiamento strutturale è avanzato (SLD). Tuttavia il suo utilizzo è paradossalmente suggerito proprio per verifiche allo SLV. Tutte le altre formulazioni sono caratterizzate da una sottostima per $q=1.5$ che diventa progressivamente sovrastima per i piani superiori e sottostima per quelli inferiori. Ciò è principalmente dovuto all'ipotesi di andamento lineare del coefficiente di amplificazione, ipotesi che, a quanto osservato, diventa sempre meno attendibile con l'aumentare del danneggiamento strutturale/non strutturale.

Ogni grafico riporta l'andamento ipotizzato per la formulazione proposta nel Paragrafo 6.4.5. Questo si basa sull'ipotesi di andamento bilineare con primo ramo crescente e secondo ramo costante, per il quale sia il valore di a_H che del punto di cuspidè dipendono dal fattore q . Come anticipato, i risultati relativi al comportamento perfettamente elastico dei pannelli non saranno utilizzati, essendo generalmente troppo cautelativi.

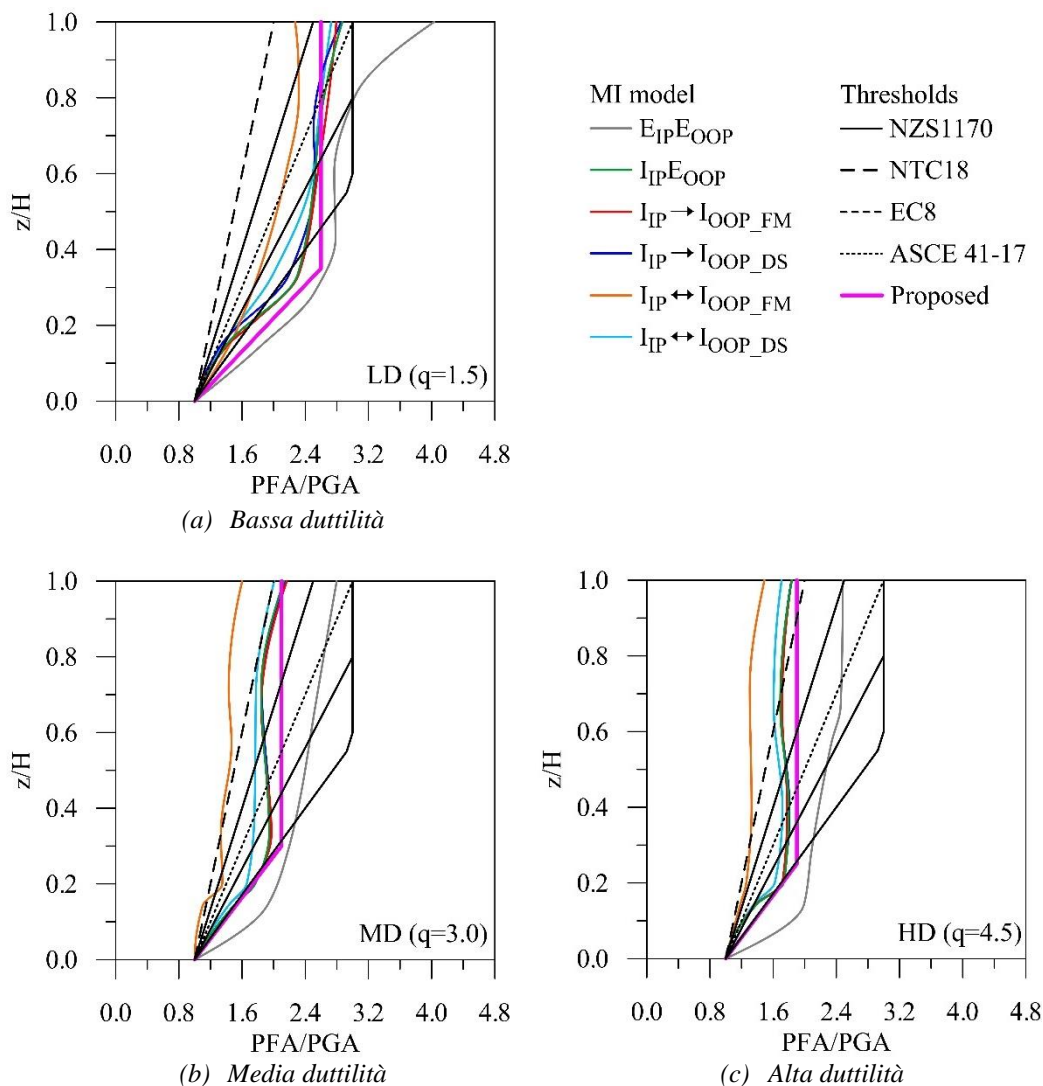


Figura 6.15 – Confronto normativo per il coefficiente a_H e leggi proposte.

Il coefficiente di amplificazione non strutturale a_{NS} è presentato a seguire, riportando nuovamente i valori proposti dalle varie normative per la regione di risonanza a paragone con i risultati ottenuti in base agli spettri di piano rigorosi (Figura 6.16). Essendo minore la dispersione dei valori per una stessa tipologia di comportamento non strutturale, le curve relative a diverse altezze totali H verranno rappresentate in maniera unitaria non tramite involuppo, ma attraverso regressione quadratica. Si osserva infatti che gli andamenti risultanti sono fortemente compatti e principalmente dipendenti dal fattore di comportamento q .

Tutte le normative ad eccezione delle NTC18 (2018) sottostimano l'amplificazione, per ogni valore di q . Il distacco aumenta al crescere dell'altezza adimensionalizzata. Inoltre l'andamento riscontrato è generalmente assimilabile a lineare, mentre tutte le normative propongono un valore costante o quasi (EC8, 2004). La normativa italiana, per i periodi strutturali indagati, propone un coefficiente di amplificazione pari a 5.0. Per periodi superiori a 0.5s questo decresce progressivamente. Questo valore appare adeguato a

rappresentare, in modo cautelativo, gli andamenti per $q=3.0$ e $q=4.5$. Nel caso di duttilità bassa LD risulta meno adeguato soltanto per i piani superiori. E' da osservare che questa generale sovrastima può bilanciare parzialmente la sottostima del fattore di amplificazione in altezza evidenziata in precedenza. Il valore elevato ottenuto è in accordo con la campagna di analisi parametriche condotta da Petrone et al. (2015), le cui strutture presentano soltanto una leggera escursione in campo plastico, motivo per cui il valore 5.0 tende ad essere conservativo per plasticizzazioni più spinte.

L'espressione proposta, riportata qui solo graficamente, presenta andamento lineare, in accordo alle analisi numeriche, ponendosi a metà strada fra l'approccio semplificato della normativa italiana e le restanti.

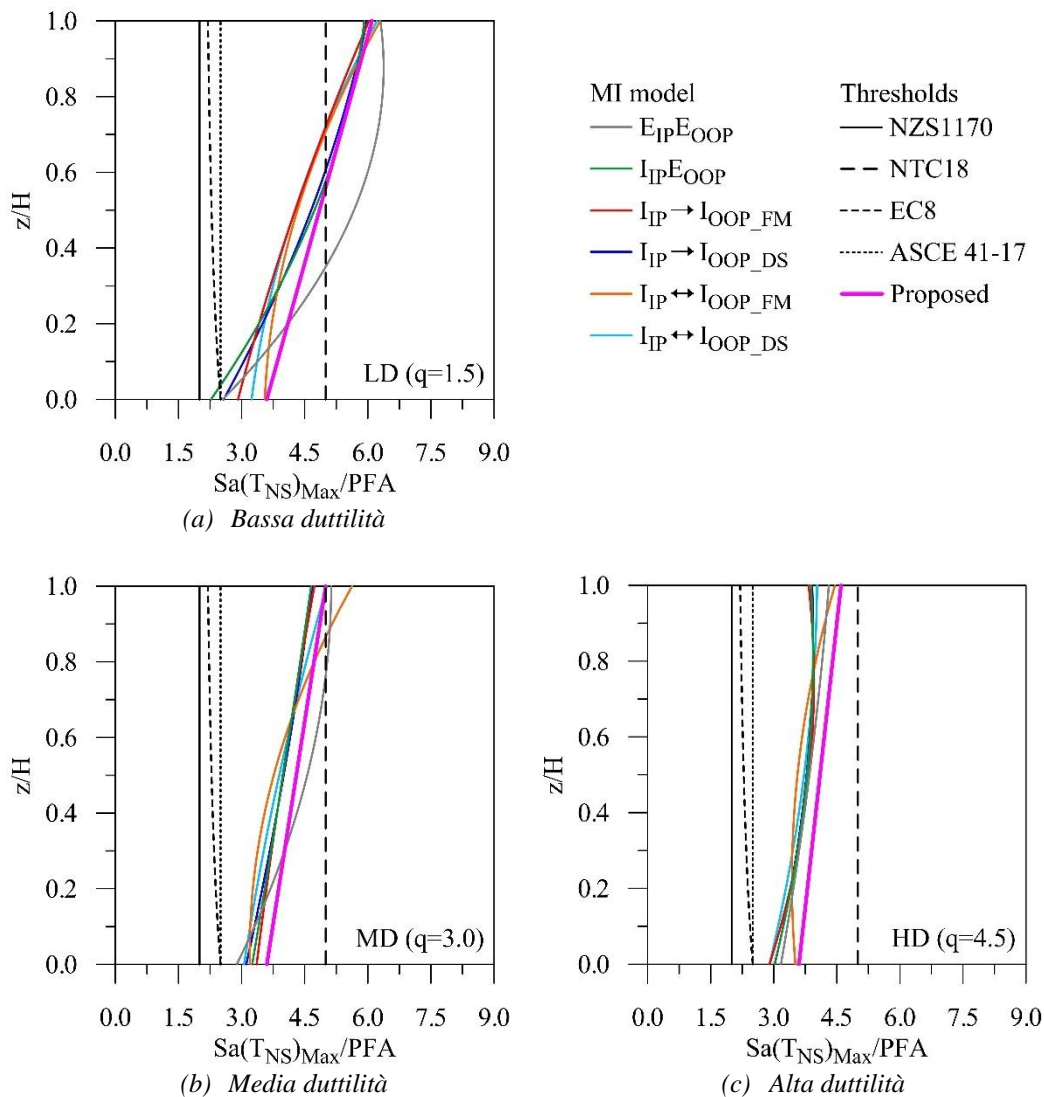


Figura 6.16 – Confronto normativo per il coefficiente a_{NS} e leggi proposte.

6.4.4.4 DISTRIBUZIONE SPAZIALE DELLE FREQUENZE DOMINANTI

Definita la massima accelerazione dell'elemento non strutturale, occorre chiarire le ulteriori informazioni che le analisi dinamiche offrono per la definizione dei parametri di forma dell'intero spettro di piano. Nei paragrafi precedenti, a partire dalle storie di accelerazione nodale, è stato possibile identificare i range di valori assunti dal coefficiente di amplificazione in altezza a_H e di amplificazione non strutturale a_{NS} . Moltiplicare la PGA per il primo significa ricavare l'accelerazione di piano. Moltiplicando il risultato per il secondo permette di ottenere una stima della massima accelerazione che può interessare l'elemento non strutturale in condizioni di risonanza. Tuttavia la forma dello spettro di piano non è stata ancora definita. Al momento le uniche due informazioni note sono:

- Valore dell'accelerazione presso il *plateau*;
- Valore dell'accelerazione per $T_{NS}=0$ (*PFA*);

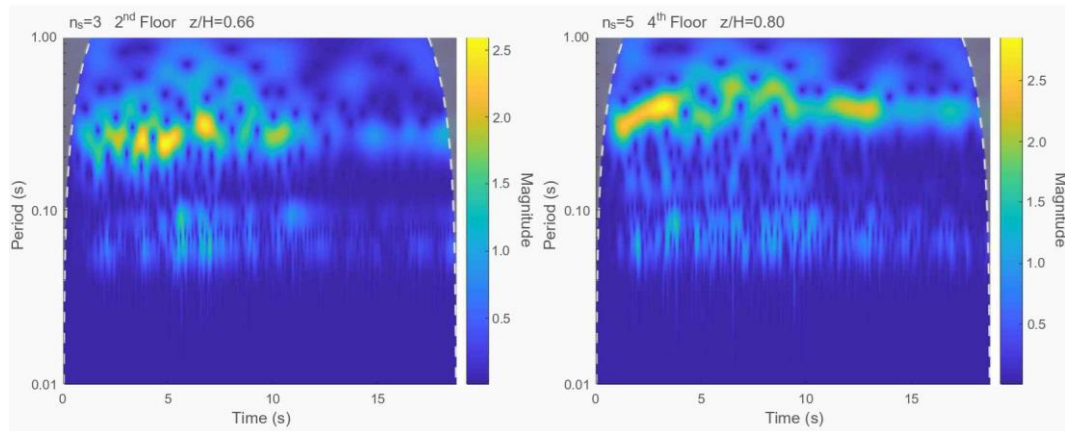
Il tassello successivo è la definizione della regione risonanza, ed in particolare della sua ampiezza rispetto al dominio dei periodi non strutturali. Le normative propongono generalmente la risonanza presso il periodo fondamentale T_I della struttura nuda. Ne è un esempio la formulazione dell'EC8 (2004). La normativa neozelandese NZS1170 (2004) prevede un'amplificazione forfettaria nella regione (0.00-0.75)s, progressivamente decrescente nel ramo successivo mentre la normativa americana ASCE/SEI 41-17 (2017) prevede un semplice andamento costante dello spettro (indipendente dal periodo). Le NTC18 (2018) invece tentano per la prima volta di considerare il contributo dei modi superiori, allungando la regione di risonanza ai periodi più bassi, solo nel caso di strutture con periodo $T_I > 0.50s$, prevedendo sempre una regione di risonanza che copre il periodo fondamentale. A partire dagli spettri di piano è possibile identificare i principali picchi, come discusso nel paragrafo precedente. La loro posizione fornisce informazioni sul periodo o i periodi strutturali che governano la risposta non strutturale. La dipendenza dal sisma tende a "sporcare" i risultati di questa analisi, fornendo informazioni qualitativamente discrete ma quantitativamente poco affidabili.

Si è deciso quindi di applicare in modo innovativo il concetto di trasformata *wavelet*, adattandolo al duplice scopo di:

- Identificare la frequenza o le frequenze dominanti la risposta non strutturale;
- Valutare l'evoluzione dei periodi strutturali durante l'analisi dinamica non lineare.

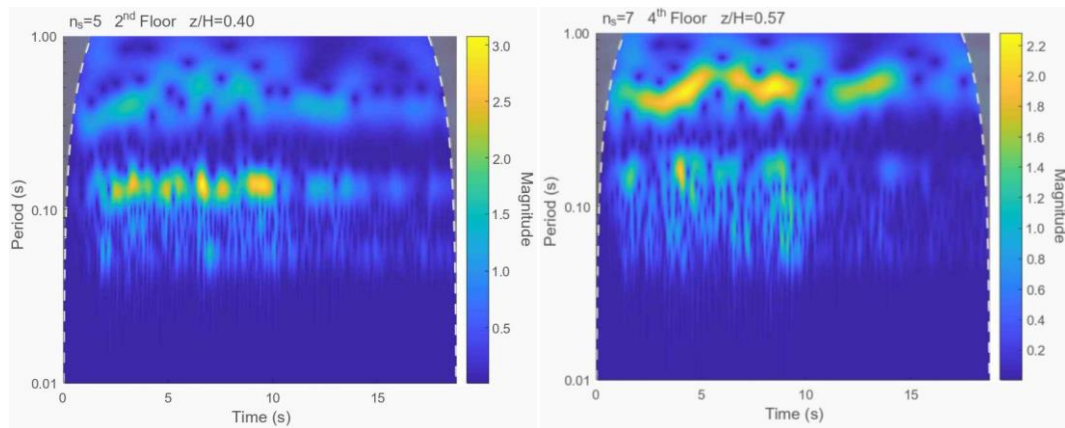
La storia delle accelerazioni di piano non è altro che un segnale. Lo spettrogramma ottenibile applicando la trasformata *wavelet* permette quindi di ottenere informazioni sul contenuto in frequenza (periodi strutturali dominanti) al variare del tempo (storia sismica). Laddove i coefficienti appartenenti alla superficie ottenuta sono più elevati, la risposta risulta maggiore (è maggiore l'area dell'integrale della funzione prodotto segnale-finestra). Le regioni dove i coefficienti sono più elevati ci indicano quindi quali modi dominano la storia nodale ed allo stesso tempo quali frequenze sono ad essi associati. Essendo noti i valori di partenza delle frequenze strutturali, tramite analisi modale, è possibile ricavare la loro elongazione durante l'analisi dinamica proprio a partire dallo spettrogramma. In questo modo è possibile ricavare non solo i modi che dominano la risposta al variare della

posizione dell'elemento non strutturale, ma anche l'ampiezza della relativa regione di risonanza, tassello fondamentale per definire risultati conservativi.



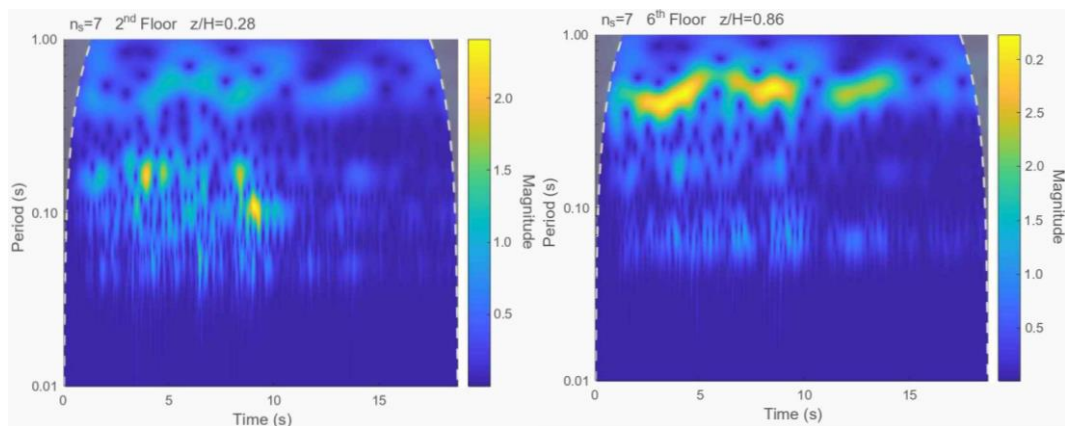
(a) 3 Piani – Secondo livello

(b) 5 Piani – Quarto livello



(c) 5 Piani – Secondo livello

(d) 7 Piani – Quarto livello



(e) 7 Piani – Secondo livello

(f) 7 Piani – Sesto livello

Figura 6.17 – Confronto fra gli spettrogrammi per strutture con diverso numero di piani.

Definire infatti un solo periodo di risonanza implica che la modellazione ricalchi perfettamente la realtà. Nella pratica questo è impossibile essendo numerosissimi i fattori approssimati, fra i quali:

- Approssimazione geometria e caratteristiche meccaniche dei materiali;
- Ipotesi di modellazione degli elementi strutturali e del comportamento nodale;
- Non è generalmente tenuto in conto l'effetto irrigidente dei pannelli;
- Le stesse caratteristiche meccaniche dei pannelli sono fortemente variabili.

Di conseguenza affidarsi ad opportuni *range* giustificati permette di svincolarsi dall'errore di modellazione e quindi semplificare il processo di verifica/progetto.

A titolo di esempio, sono riportate in Figura 6.17 le trasformate *wavelet* relative ai piani secondo, quarto e sesto degli edifici progettati per $q=3.0$ con risposta dei pannelli totalmente inelastica, resistenza valutata secondo la normativa FEMA 356 (2000) e interazione IP→OOP, al variare del numero di piani n_s . Come anticipato, la trasformata evidenzia i periodi dominanti la risposta nodale. Nel caso dell'edificio a 2 piani, la prima forma modale è predominante (Figura 6.17a), mentre per lo stesso livello e strutture a 4 e 6 piani diventano dominanti i modi superiori (secondo/terzo, figure Figura 6.17c/e). Parlare quindi di modi dominanti in funzione dell'altezza assoluta non conduce a conclusioni generali. Diventa ancora una volta necessaria l'adimensionalizzazione rispetto all'altezza totale. Risulta evidente, in quest'ottica, che un rapporto z/H basso corrisponde orientativamente ad una prevalenza dei modi superiori (Figura 6.17c/e) mentre il suo progressivo incremento porta il primo modo a governare la risposta (Figura 6.17a/b/d/f). Un altro aspetto osservabile dalle trasformate è l'elongazione dei periodi modali: questa è maggiormente apprezzabile per il primo modo, per il quale i coefficienti (magnitudine) della *wavelet* traslano verso l'alto durante l'evento sismico, permettendo di cogliere anche la finestra temporale alla quale corrisponde il maggior danneggiamento.

Queste considerazioni sono per ora solo qualitative. È stata dunque condotta un'analisi automatizzata dei coefficienti delle trasformate, effettuata analisi per analisi e livello per livello. Ciò ha permesso di ricavare non solo il modo/i modi dominanti la risposta ma anche la relativa elongazione modale, in modo tale da definire in modo nettamente più preciso le regioni di risonanza dello spettro. In Figura 6.18 sono riportate le altezze relative dove risulta dominante la prima e/o la seconda forma modale, a seconda del tipo di comportamento non strutturale e del fattore di comportamento strutturale q . Sulle ascisse è riportato il periodo medio dominante estratto dalla trasformata *wavelet* adimensionalizzato rispetto al periodo del telaio nudo T_l , relativo ogni fissato numero di piani, in modo tale da poter rappresentare in un unico grafico i risultati mediati.

Appare chiaro in ogni coppia di grafici che il secondo modo tende a dominare i piani bassi mentre il primo i piani alti, con una regione intermedia di transizione variabile a seconda dell'analisi. Inoltre il fattore di comportamento q influenza la progressiva transizione della regione a secondo modo dominante verso l'alto. La struttura infatti, sviluppando plasticizzazioni, tende a perdere il contributo della prima forma modale, mentre i modi superiori assumono importanza crescente, rendendo maggiormente vulnerabili gli elementi non strutturali a periodo ridotto (ad esempio i pannelli di tamponatura).

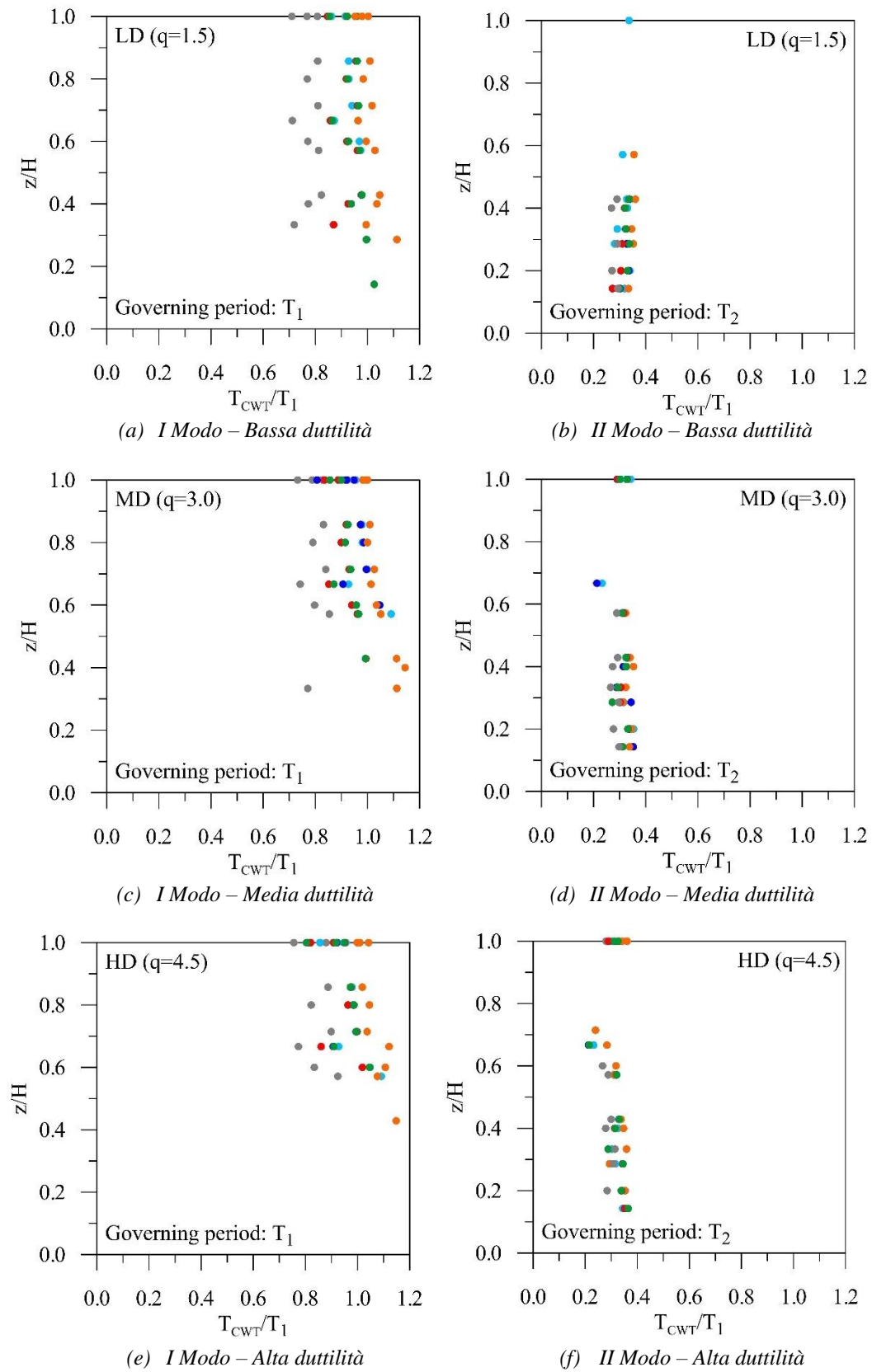


Figura 6.18 - Distribuzione spaziale dei periodi dominanti (fino al secondo modo).

Questa traslazione è confermata considerando anche i livelli dove è significativa anche la componente riferita alla terza/quarta forma modale (Figura 6.19). Queste sono generalmente poco presenti per gli edifici fino a 7 piani, rispetto agli altri modi, ma è cautelativo tenerne conto, come si vedrà nel seguito. Inoltre non ha senso differenziare i modi superiori al secondo essendo estremamente prossimi fra loro. Infine dai grafici risulta ancora una volta evidente come il periodo dominante medio più alto corrisponda alla trattazione dei pannelli totalmente elastica (in grigio) mentre il più basso a quella totalmente inelastica, con resistenza FEMA 356 e doppia interazione (in arancione). Questo risulta ovviamente più evidente per la prima forma modale, per cui l'elongazione è infatti più apprezzabile.

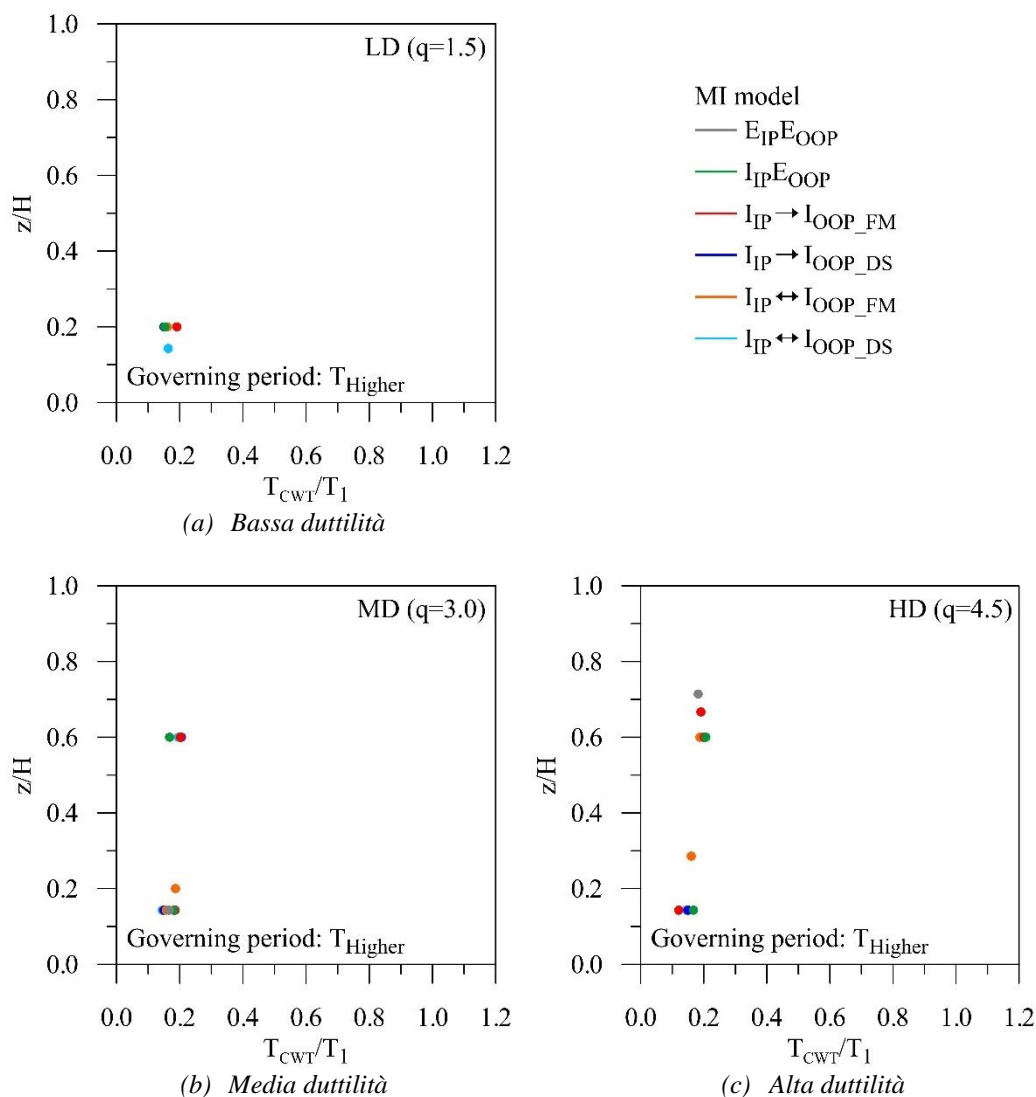


Figura 6.19 – Distribuzione spaziale dei periodi dominanti (modi superiori al secondo).

Scompare inoltre l'inconsistenza emersa utilizzando le informazioni degli spettri di piano rigorosi: ora al variare del fattore di comportamento è possibile ottenere informazioni più precise riguardanti l'elongazione dei periodi modali. In Figura 6.20 è valutata la massima

elongazione modale in base alle informazioni delle trasformate, differenziata per tipo di comportamento non strutturale e fattore q .

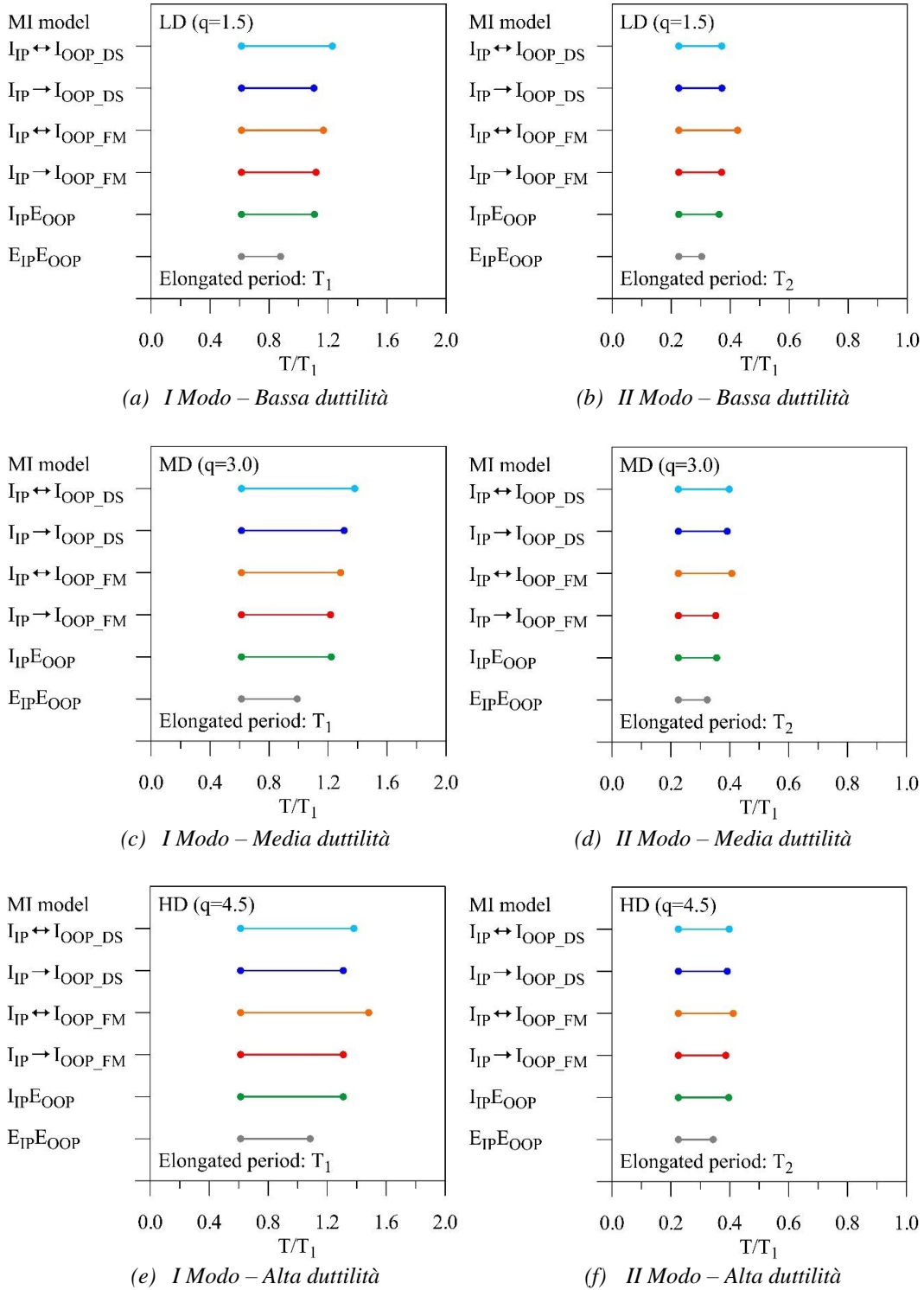


Figura 6.20 – Elongazione massima dei periodi dominanti.

Sulla stessa riga vi sono i grafici riferiti al primo e secondo modo, con ascissa adimensionalizzata rispetto al periodo fondamentale del telaio nudo. Il punto iniziale di ogni retta corrisponde al minimo periodo iniziale mentre il finale al massimo periodo riscontrato nelle CWT, valutati al variare del numero di piani n_s . Le informazioni ottenute sono ora coerenti con i fattori di comportamento utilizzati: ad un fattore maggiore corrisponde maggiore danneggiamento e dunque un valore maggiore dell'elongazione, specie per il periodo fondamentale. Si osserva infatti il progressivo incremento del valore finale passando da bassa duttilità (LD) ad alta duttilità (HD). Inoltre le analisi che prevedono da doppia interazione (in arancione o celeste a seconda della formulazione per la resistenza OOP) presentano sempre i valori di elongazione maggiori. Si evince dai grafici riferiti alla seconda forma modale che l'elongazione è generalmente molto più contenuta rispetto al primo modo e soprattutto poco variabile rispetto al fattore di comportamento. Si può concludere quindi che l'elongazione massima è associabile al fattore q per il primo modo mentre la seconda regione di risonanza è esprimibile tramite un range sintetico da questo indipendente.

6.4.5 FORMULAZIONE CODE-ORIENTED PROPOSTA

Le informazioni ottenute tramite il *post-processing* delle analisi dinamiche non lineari condotte e la comparazione con le normative attuali sono state riassunte in un processo di calibrazione di uno strumento semplificato di verifica. La formulazione proposta trova dunque spazio nella categoria degli approcci *code-oriented*, con l'obiettivo di garantire alcune caratteristiche fondamentali:

- Semplicità di applicazione;
- Applicabilità per strutture di nuova realizzazione ed esistenti;
- Conservatività dei risultati rispetto al comportamento dei pannelli del modello semplificato;
- Conservatività dei risultati rispetto al comportamento dei pannelli di strutture *standard*.

Le espressioni proposte possono essere applicate a strutture intelaiate in c.a. in cui sono presenti o meno pannelli di tamponatura. La variabilità di comportamento non strutturale su cui si fondano include infatti molteplici casistiche reali di comportamento dei pannelli:

- Pannelli molto deboli e comportamento tendente al telaio nudo (interazione IP↔OOP ed effetto arco monodimensionale);
- Pannelli molto resistenti fuori piano, corrispondenti ai mostrati in tamponatura forte diffusi in edilizia (comportamento inelastico IP ed elastico OOP), generalmente non suscettibili al collasso OOP;
- Pannelli a doppia foderi vulnerabili al danneggiamento nelle due direzioni ed altrettanto diffusi, specie nell'esistente, per i quali l'effetto dell'interazione (singola o mutua) e della formulazione per la resistenza fuori piano (effetto arco mono o bi-direzionale) può giocare un ruolo importante sui risultati delle analisi (collapsi anticipati, effetto dell'interazione sull'elemento non strutturale e sulla risposta strutturale nonché il relativo tempismo durante l'evento sismico).

I risultati riferiti a pannelli totalmente elastici non sono stati utilizzati, poiché conducono generalmente a stime troppo cautelative e poco corrispondenti alla realtà. Lo strumento proposto comprende quindi espressioni valide per qualsiasi elemento non strutturale presente in tali strutture, purché abbiano un comportamento elastico e smorzamento equivalente pari al 5%. Sono disponibili in letteratura espressioni correttive per differenti valori dello smorzamento (Anajafi & Medina, 2019; Jiang et al., 2017). Nel caso in cui l'elemento non strutturale abbia risposta inelastica occorre applicare ai risultati il relativo fattore di comportamento non strutturale q_{NS} .

I contributi alla definizione del generico spettro di piano saranno discussi secondo il seguente ordine:

- Fattore di amplificazione in altezza a_H ;
- Fattore di amplificazione non strutturale a_{NS} ;
- Picco dello spettro di piano $S_{FL}(T_{NS})_{max}$;
- Forma dello spettro di piano.

L'obiettivo finale è inoltre conservare i concetti chiave dell'attuale formulazione normativa semplificata presente nelle NTC18 (2018), fornendo i termini per un suo *upgrade* che tenga conto del reale stato limite di verifica degli elementi non strutturali e dei recenti progressi nella modellazione dei pannelli di tamponatura. Essendo soggetti gli elementi non strutturali a verifiche di stabilità allo SLV, l'inelasticità della struttura entra necessariamente in gioco. Il parametro introdotto per esprimere il livello di inelasticità raggiunto è proprio il fattore di comportamento q . La formulazione può essere quindi potenzialmente applicata a strutture nuove ed esistenti. Per il primo caso questo fattore è noto in fase di progetto o è ricavabile dagli elaborati progettuali (struttura di recente realizzazione). Se la struttura è riferita ad una procedura progettuale che non fa uso del fattore di comportamento la ricostruzione del modello strutturale in base agli elaborati disponibili ed alla campagna di indagini sui materiali sono generalmente sufficienti a definire un modello non lineare della struttura. Una stima del fattore di comportamento può essere ricavata facilmente a partire dalle curve di *pushover* comunque necessarie per le verifiche strutturali.

La definizione della massima accelerazione non strutturale nella regione di risonanza segue la formulazione classica introdotta in precedenza:

$$S_{FL}(T_{NS})_{max} = PGA \cdot a_H \cdot a_{NS} = PFA \cdot a_{NS} \quad (6.64)$$

La *PGA* (Peak Ground Acceleration) è calcolabile, seguendo l'approccio normativo attualmente in vigore (NTC18, 2018) tramite il prodotto fra l'accelerazione orizzontale massima al suolo a_g su sito di riferimento rigido ed il fattore S , che tiene conto della categoria di sottosuolo (S_S) e condizioni topografiche (S_T).

$$PGA = a_g \cdot S, \quad S = S_S \cdot S_T \quad (6.65)$$

Il fattore di amplificazione in altezza proposto presenta legge bilineare, con un primo ramo crescente ed un secondo ramo costante. In base ai risultati delle analisi dinamiche non lineari (Paragrafo 6.4.4) è possibile individuare delle correlazioni fra:

- Fattore di comportamento q – Amplificazione massima a_H ($z/H=1$);
- Fattore di comportamento q – Altezza $(z/H)^*$ di inizio del ramo costante.

Sono di seguito riportate le espressioni ottenute: lineare per la prima e potenza per la seconda correlazione.

$$(z/H)^* = z_H^* = 0.4 - \frac{q}{30} \quad (6.66)$$

$$a_{H,max} = a_H(z_H = 1) = 2.911 \cdot q^{-0.288} \quad (6.67)$$

In queste espressioni è stata introdotta una nomenclatura abbreviata per snellire le formule finali. In particolare, l'altezza z/H è definita z_H mentre il fattore a_H valutato in sommità è denominato $a_{H,max}$, essendo il massimo fattore di amplificazione in altezza per la struttura considerata. I rami della legge bilineare per il fattore a_H assumono quindi le espressioni seguenti:

$$a_H = \begin{cases} 1 + \frac{a_{H,max} - 1}{z_H^*} z_H & \text{per } z_H < z_H^* \\ a_{H,max} & \text{per } z_H \geq z_H^* \end{cases} \quad (6.68)$$

Il fattore di amplificazione dell'elemento non strutturale a_{NS} presenta invece legge lineare, con un valore di partenza al suolo pari a 3.6 e amplificazione massima in testa dipendente dal fattore di comportamento strutturale. Tramite una potenza è possibile esprimere questa correlazione fra il fattore di comportamento q e l'amplificazione massima a_{NS} per $z/H=1$ (6.69).

$$a_{NS,max} = a_{NS}(z_H = 1) = 6.745 \cdot q^{-0.28} \quad (6.69)$$

Come il fattore $a_{H,max}$ corrisponde ad a_H ($z/H=1$), $a_{NS,max}$ coincide con il fattore di amplificazione non strutturale in sommità. La legge di variazione in altezza lineare assume dunque la seguente espressione:

$$a_{NS} = 3.6 + (a_{NS,max} - 3.6) z_H \quad (6.70)$$

Sono riportati in Figura 6.21 gli andamenti grafici ricostruiti in base ai valori puntuali ottenuti dalle analisi per i casi LD ($q=1.5$), MD ($q=3.0$) e HD ($q=4.5$). Tali valori di ancoraggio per l'operazione di *fitting* sono stati fissati in base ai risultati delle analisi presentati nei Paragrafi 6.4.4.1 e 6.4.4.2, in cui è possibile visualizzare anche l'andamento proposto per i due fattori di amplificazione (Figura 6.15 e Figura 6.16). Accanto alle curve ottenute sono anche riportati gli andamenti del fattore a_H , del fattore a_{NS} e del loro prodotto

(amplificazione globale) per diversi valori del fattore di comportamento strutturale (Figura 6.21b/d/f). Il campo limite rappresentato per il fattore q oscilla fra 1.0 (strutture elastiche) e 6.0 (strutture molto duttili).

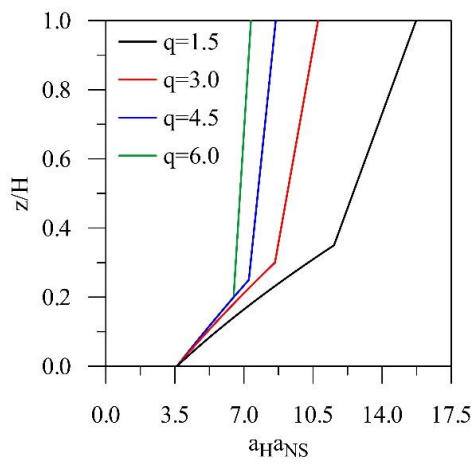
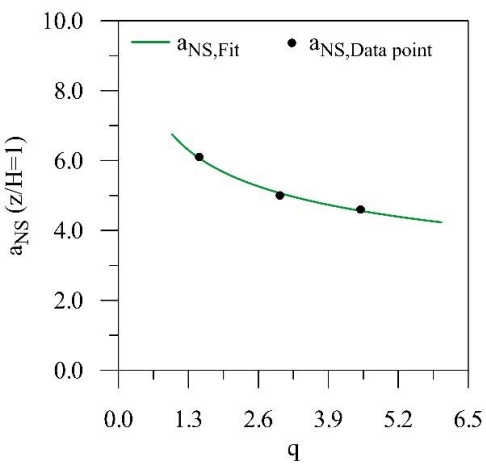
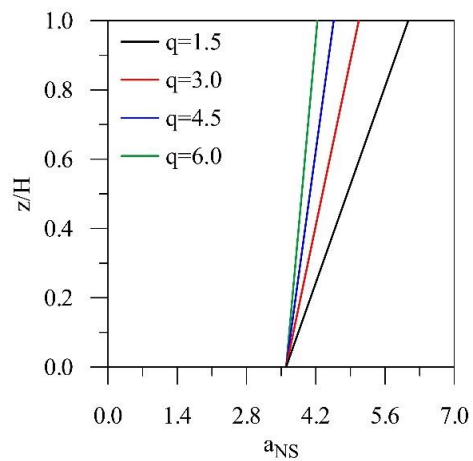
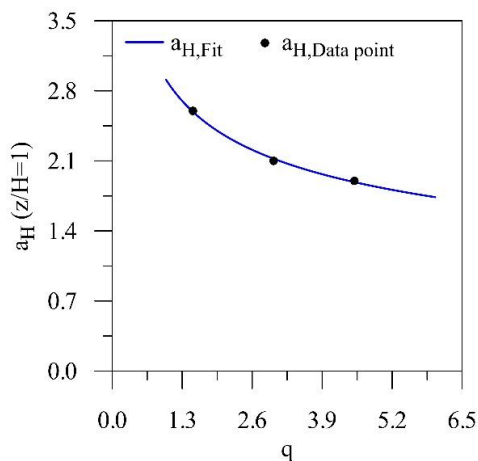
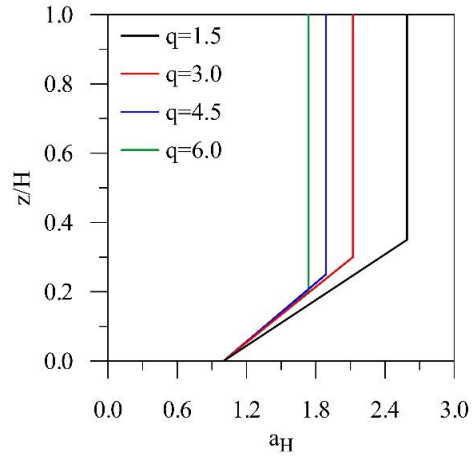
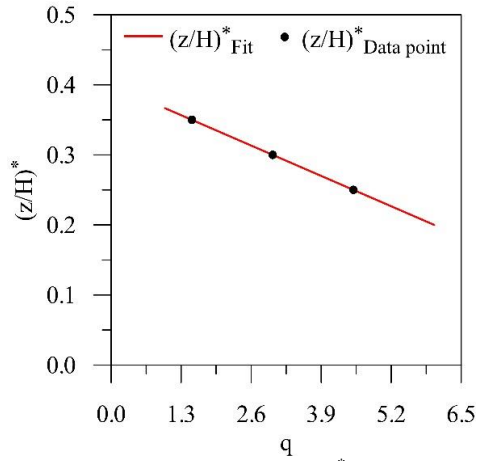


Figura 6.21 – Curve fitting e leggi proposte per i coefficienti a_H e a_{NS} .

La prima osservazione riguarda il fattore di amplificazione in altezza. Generalmente le strutture intelaiate in c.a. sono progettate per fattori di struttura maggiore o uguale a 1.5, per il quale il valore massimo è pari a 2.6. Questo valore è compatibile con i massimi generalmente proposti dalle normative introdotte nel Paragrafo 6.2.4 (variabili fra 2.0 e 3.0). Le accelerazioni strutturali tendono ad essere abbattute con l'aumento del danneggiamento strutturale ed il profilo delle accelerazioni tende a diventare pressoché costante in altezza. La progressiva riduzione del fattore a_H e l'anticipazione del ramo costante all'aumentare del fattore q rispecchiano le evidenze numeriche. Il valore alla base dell'edificio è pari a 1.0, garantendo l'uguaglianza fra PGA e PFA per $z=0$.

Il fattore di amplificazione a_{NS} presenta un valore iniziale (estrapolato) pari a 3.6, superiore ai fattori di amplificazione massimi di tutte le normative, eccetto la formulazione semplificata per strutture intelaiate delle NTC18 (2018), rispetto alla quale è maggiormente affine. Per i periodi delle strutture in esame le NTC18 prevedono un valore costante pari a 5.0 al variare dell'altezza, mentre quello proposto è lineare. È da osservare che il fattore a_{NS} medio calcolabile con le espressioni suggerite è prossimo a questo valore di normativa proprio per comportamento strutturale a bassa duttilità (LD). Si ricorda infatti che tali espressioni normative sono state ottenute in base ad analisi dinamiche non lineari condotte su strutture a danneggiamento molto limitato. Questo punto di contatto risulta in particolar modo interessante per garantire alla formulazione proposta un punto di contatto, di continuità rispetto alle espressioni attualmente applicate in Italia, con l'obiettivo di estendere concettualmente la formulazione proposta considerando come parametro trasversale il grado di inelasticità strutturale espresso tramite il fattore q . L'espressione delle NTC18 può essere quindi considerata più attendibile per q tendenti ad 1.0. L'evoluzione degli spettri di piano per danneggiamento maggiore e coerente con lo stato limite di verifica può essere valutata tramite le espressioni semplificate precedentemente proposte.

L'amplificazione globale (o combinata) è rappresentata in Figura 6.21f. Per strutture pressoché elastiche l'accelerazione massima in testa è circa 16.0 volte la PGA . Questo valore si abbatte notevolmente con il progredire del danneggiamento, giungendo a circa 7.5 volte per le strutture più duttili. Infine, risulta evidente che le espressioni proposte siano estremamente snelle e dipendenti da parametri facilmente valutabili dal professionista.

La massima accelerazione elastica di un elemento non strutturale è stata quindi definita. Questa corrisponde però al solo valore massimo dello spettro di piano. Occorre quindi identificare la regione di risonanza e la forma delle restanti parti dello spettro. In base alle informazioni estrapolate tramite le CWT dei segnali nodali è stato possibile individuare l'escursione massima dell'elongazione relativa al periodo del primo e secondo modo di vibrare della struttura. Nel Paragrafo 6.4.4.4, infatti, si è concluso che:

- L'aumentare del danneggiamento strutturale corrisponde ad un'espansione della regione dove sono dominanti i modi superiori. Questa regione interessa generalmente i piani bassi e si sviluppa dunque verso i piani superiori;
- L'elongazione massima riferita al primo modo è correlabile al fattore di comportamento q ;
- L'elongazione massima riferita al secondo modo può essere considerata indipendente dal fattore q .

La struttura può essere dunque ripartita in 3 zone, a seconda dei modi dominanti la risposta:

- Inferiore, con prevalenza dei modi superiori (HMZ, *higher mode zone*);
- Intermedia, con prevalenza mista primo modo-modi superiori (MMZ, *mixed mode zone*);
- Superiore, con prevalenza del primo modo (FMZ, *first mode zone*).

Alla luce di ciò, è possibile riassumere in Tabella 6.5 tre parametri relativi ad ogni zona, ottenuti in base ai risultati delle analisi numeriche.

Tabella 6.5 – Distribuzione spaziale dei coefficienti a e b in funzione del fattore q .

n_s	z/H	a	b
LD q=1.5	0.00	0.15	0.45
	0.35	0.15	1.05
	0.55	0.60	1.05
MD q=3.0	0.00	0.15	0.45
	0.43	0.15	1.15
	0.63	0.60	1.15
HD q=4.5	0.00	0.15	0.45
	0.50	0.15	1.25
	0.70	0.60	1.25

Le attuali NTC18 (2018) prevedono la definizione di un intervallo di risonanza il cui limite inferiore è posto pari ad aT_1 mentre il superiore pari a bT_1 . Il significato della nomenclatura è lasciato inalterato in questo caso. Tuttavia questi parametri evolvono ora in funzione dell'altezza adimensionalizzata z/H . Le NTC18 prevedono che i modi superiori siano tenuti in conto soltanto per periodi fondamentali strutturali superiori a 0.5s. Tutte le strutture analizzate presentano un periodo iniziale inferiore o prossimo a tale valore ed hanno in gran parte evidenziato comunque una loro influenza non trascurabile. Si è deciso quindi di eliminare questa dipendenza dal periodo e di concentrarla invece nelle fasce in altezza pertinenti. In Tabella 6.5 sono riassunte le altezze iniziali z/H per ogni zona.

Per la prima regione il limite inferiore della regione di risonanza è posto sempre pari a $0.15T_1$. I risultati mostrati in precedenza (Figura 6.20) mostrano un *lower bound* pari a $0.20T_1$. È stato ritenuto quindi opportuno includere cautelativamente anche l'eventuale contributo dei modi superiori al secondo, in base alle elaborazioni mostrate in Figura 6.19. Poiché l'elongazione massima riferita al secondo modo è indipendente da q , un valore *upper bound* pari a $0.45T_1$ è stato considerato soddisfacente, per cogliere cautelativamente tutti i relativi picchi. Lo sviluppo della regione di risonanza per i piani inferiori è quindi costante. Le plasticizzazioni hanno invece un forte impatto sull'elongazione del primo modo e sull'identificazione dell'altezza di transizione fra le regioni HM-MM ed MM-FM. Sono di seguito riportate le espressioni ricavate per il parametro a , b e queste due altezze adimensionalizzate (definite rispettivamente z_{H1} e z_{H2}).

$$a = \begin{cases} 0.15 & \text{per } z_H < z_{H2} \\ 0.60 & \text{per } z_H \geq z_{H2} \end{cases} \quad (6.71)$$

$$b = \begin{cases} 0.45 & \text{per } z_H < z_{H1} \\ 0.95 + \frac{q}{15} & \text{per } z_H \geq z_{H1} \end{cases} \quad (6.72)$$

$$z_{H1} = 0.275 + \frac{q}{20} \quad (6.73)$$

$$z_{H2} = z_{H2} + 0.2 \quad (6.74)$$

La seconda zona è quindi caratterizzata da un intervallo di risonanza che abbraccia sia i modi superiori che il primo modo, mentre la terza è sviluppata principalmente nella fascia di variazione del primo modo. Per quest'ultima il limite inferiore è posto pari a 0.60, corrispondente al periodo fondamentale iniziale di una struttura fortemente tamponata, mentre il superiore è definito in base al coefficiente di elongazione b . I valori di ancoraggio per l'operazione di *curve fitting* di quest'ultimo sono pari ai valori medi registrati durante le analisi, ritenendo eccessivamente cautelativo considerare i massimi. Come sarà mostrato nel seguito, agendo sulla forma dello spettro è possibile infatti mantenere previsioni estremamente soddisfacenti nella regione fra i valori medi e massimi.

Sia l'incremento di b che l'incremento dell'altezza z_{H1} al variare di q possono essere approssimati con leggi lineari [(6.72), (6.73)]. La regione dove possono essere contemporaneamente dominanti il primo ed il secondo modo ha un'ampiezza media pari al 20% dell'altezza, definendo così in modo rapido l'altezza adimensionalizzata terminale z_{H2} di tale zona (6.74).

Per chiarire ulteriormente le espressioni appena descritte, in Figura 6.22 è rappresentato l'andamento riassuntivo dell'intervallo di risonanza definito da a e b lungo l'altezza dell'edificio per valori differenti del fattore di comportamento strutturale. Si osserva come la zona HMZ, di ampiezza fissa, si espande verso l'alto al progredire del danneggiamento, a scapito della FMZ. L'ampiezza di quest'ultima regione cresce invece progressivamente, tenendo quindi conto della maggiore elongazione del periodo fondamentale.

La regione compresa fra la massima elongazione del periodo relativo al secondo modo $0.45T_1$ ed il *lower bound* del periodo fondamentale $0.60T_1$ è dunque trattata cautelativamente come regione di risonanza, ritenendo superfluo formulare un ramo intermedio per un intervallo così ridotto. Si ricorda infine che tutti i parametri introdotti sono riferiti al T_1 del telaio nudo, al fine di semplificare la procedura di verifica evitando al professionista la modellazione di dettaglio dei pannelli per determinare il periodo fondamentale effettivo, in modo coerente all'approccio normativo attuale.

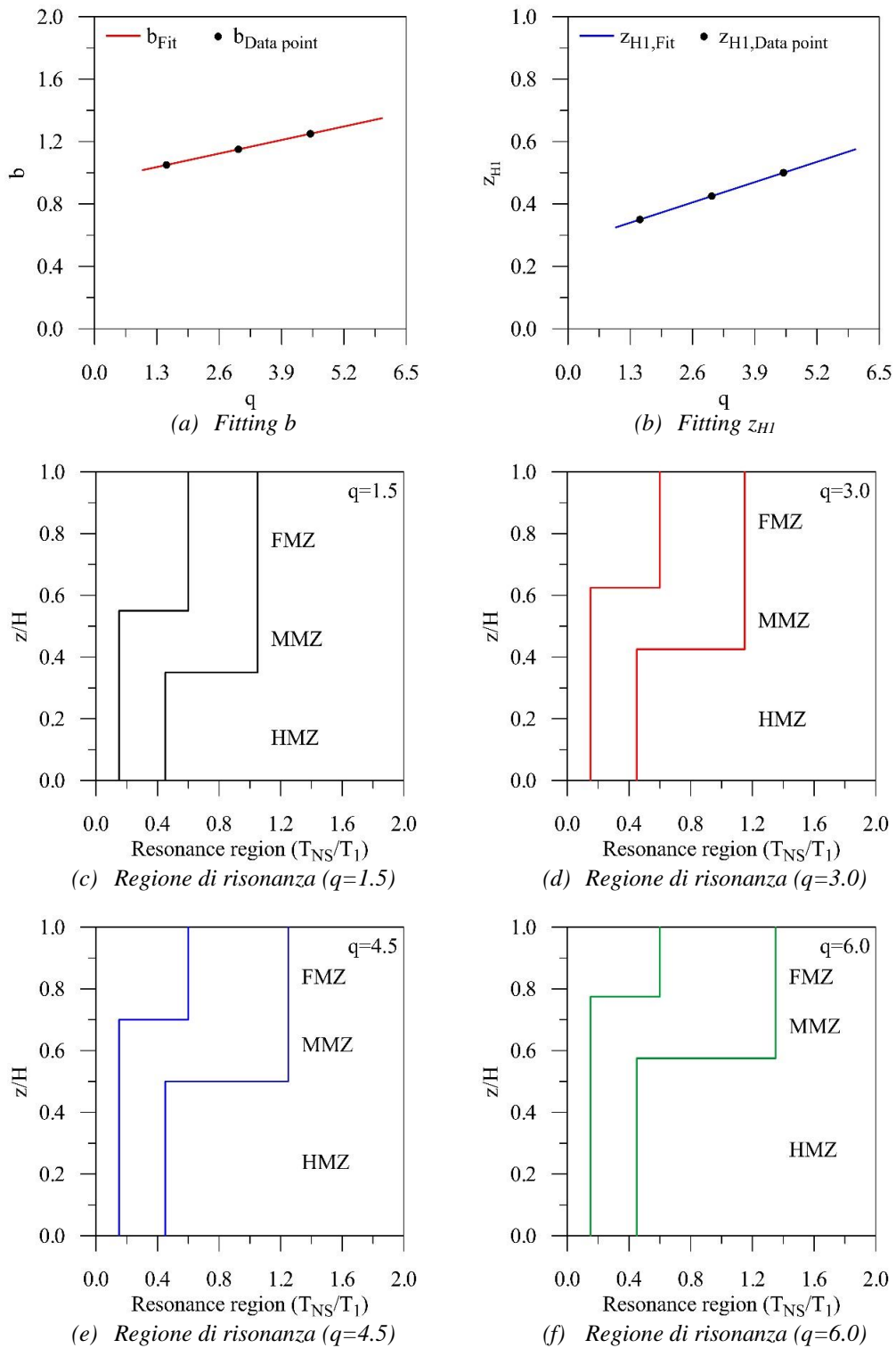


Figura 6.22 – Curve fitting e leggi proposte per i coefficienti a_H e a_{NS} .

A questo punto resta da definire la forma dello spettro di piano al di fuori della regione di risonanza. È necessario quindi descrivere matematicamente le zone antecedente (periodi non strutturali ridotti) e successiva (elementi molto flessibili). Se l'elemento non strutturale risulta rigido la sua accelerazione è pari alla PFA . La legge che descrive il primo ramo deve quindi passare per due punti:

- Accelerazione di picco del livello PFA ;
- Accelerazione massima non strutturale $S_{FL}(T_{NS})_{max}$.

La funzione che risulta classicamente impiegata per descrivere i rami al di fuori della risonanza è una fratta (es. spettro elastico per azioni orizzontali e spettro di piano semplificato secondo le NTC18). L'utilizzo di una fratta implica una riduzione repentina delle accelerazioni a partire dal valore massimo. Ciò causa due problematiche, dipendenti dalla zona considerata:

- La HMZ e MMZ presentano una zona di risonanza con limite inferiore che abbraccia il secondo modo (e cautelativamente in parte il terzo). I risultati hanno evidenziato che nella regione dei periodi non strutturali più bassi può occasionalmente diventare significativo un modo superiore al secondo/terzo (Figura 6.19) i cui picchi non sarebbero colti da una funzione fratta;
- La FMZ presenta un limite inferiore aT_1 che non abbraccia i modi superiori al primo. Tuttavia i picchi spettrali riferiti ai modi superiori non sono generalmente troppo inferiori rispetto a quelli del primo modo, anche se questo è dominante. Inoltre le differenze di accelerazione tendono a ridursi quanto più la struttura si danneggia. Ciò è confermato dalla piccola percentuale di casi, sempre crescente all'aumentare del fattore q , in cui è il secondo modo a dominare sul primo all'ultimo livello (Figura 6.18). Abbattere repentinamente la predizione delle accelerazioni induce anche in questo caso una sottostima consistente, incapace di abbracciare i picchi dei modi superiori.

Queste motivazioni hanno suggerito l'utilizzo di una funzione che decresca meno rapidamente a partire dal valore massimo, migliorando la formulazione matematica al fine di renderla più aderente alle esigenze pratiche. Volendo garantire allo stesso tempo la semplicità di applicazione, l'espressione finale f_I può essere descritta da una parabola passante per i due valori di ancoraggio descritti in precedenza (6.75).

$$f_I = PFA \left[1 + \frac{T_{NS}}{aT_1} (a_{NS} - 1) \left(2 - \frac{T_{NS}}{aT_1} \right) \right] \quad (6.75)$$

La regione immediatamente successiva alla risonanza (terzo ramo) deve essere descritta in modo analogo da una funzione capace di soddisfare due esigenze:

- Cogliere i picchi relativi al primo modo quando i superiori sono dominanti (HMZ);
- Garantire un margine di sicurezza contro un'elongazione del primo modo superiore a quella media, utilizzata per tarare l'espressione del limite superiore della regione di risonanza. In questo modo si desidera coprire comunque l'intervallo fra il valore

medio e massimo dell'elongazione del periodo fondamentale T_1 riducendo la rapidità con cui la curva decresce.

Se la parabola risulta una curva efficace per risolvere le problematiche del primo ramo, lo stesso non può dirsi per il terzo. Si tratta infatti di una regione dove è richiesto un maggiore controllo sull'effettiva estensione della regione convessa fra curva ed asse delle ascisse, in modo da coprire efficacemente la zona riferita al primo modo. Si rende necessario quindi l'utilizzo di una funzione che garantisca una riduzione contenuta delle accelerazioni fino al valore del primo modo effettivo e più repentina in seguito. Occorre dunque controllarne il punto di flesso. La Gaussiana è una curva generalmente utilizzata in ambito statistico, che si presta in questo caso all'applicazione ragionata in ambito strutturale. Di seguito la sua espressione generale, dipendente dal valore medio μ e dalla deviazione standard σ :

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (6.76)$$

Tale curva presenta il valore massimo per $x = \mu$ e punti di flesso per $x = (\mu \pm \sigma)$. Si ipotizza quindi di far coincidere il valore massimo con la massima amplificazione non strutturale alla fine del secondo ramo e si costruisce la parte di Gaussiana discendente a seguire, con punto di flesso coincidente con il periodo riferito al primo modo effettivo. Effettuando queste specificazioni per le esigenze dello spettro di piano, la funzione f_{III} che descrive il terzo ramo assume la forma seguente:

$$f_{III} = PFA \cdot a_{NS} \cdot \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{(T_{NS} - bT_1)}{T_1(\gamma - b)}\right)^2\right) \quad (6.77)$$

Viene introdotto il coefficiente γ , che regola l'ampiezza del ramo di Gaussiana fra il punto massimo (a fine ramo di risonanza) ed il flesso. Questo coefficiente assume dunque valori diversi a seconda del modo dominante la zona strutturale (6.78).

$$\gamma = \begin{cases} 1.15 + \frac{q}{15} - b & \text{per } z_H < z_{H1} \\ 0.40 & \text{per } z_H \geq z_{H1} \end{cases} \quad (6.78)$$

Questi valori sono stati tarati in base agli spettri di piano ottenuti a seguito delle analisi dinamiche non lineari, effettuando le seguenti considerazioni.

- MMZ/FMZ ($z_H \geq z_{H1}$): intervallo forfettario pari a $0.40(T/T_1)$, tenente conto dello scarto fra valore medio e massimo dell'elongazione del primo modo.
- HMZ ($z_H < z_{H1}$): intervallo valutato come distanza fra il periodo del primo modo (con elongazione) ed il periodo finale del ramo di risonanza bT_1 . L'intervallo è ulteriormente ampliato di $0.20(T/T_1)$ per tener conto di un'elongazione del primo modo eccedente il valore medio. Non viene considerata l'intera distanza fra valore medio e massimo poiché in HMZ non è il primo modo ad essere dominante. Si ottengono così predizioni cautelative anche nella parte di spettro riferita a T_1 .

A questo punto è possibile sintetizzare le espressioni che descrivono la forma dello spettro di piano proposto (6.79) e le formule per il calcolo dei parametri descritti in precedenza.

$$\begin{aligned}
 S_{FL}(T_{NS}) = & PFA \left[1 + \frac{T_{NS}}{aT_1} (a_{NS} - 1) \left(2 - \frac{T_{NS}}{aT_1} \right) \right] && \text{per } T_{NS} < aT_1 \\
 & PFA \cdot a_{NS} && \text{per } aT_1 \leq T_{NS} < bT_1 \\
 & PFA \cdot a_{NS} \cdot \exp \left(-\frac{1}{2} \left(\frac{T_{NS} - bT_1}{T_1(\gamma - b)} \right)^2 \right) && \text{per } T_{NS} \geq bT_1
 \end{aligned} \quad (6.79)$$

Questa forma viene dunque adattata al modo/ai modi dominanti la regione strutturale considerata, a seconda quindi dell'altezza adimensionalizzata dell'elemento non strutturale valutata a partire dal piano di fondazione (Tabella 6.6).

Tabella 6.6 – Tabella riassuntiva dei coefficienti a , b e γ .

z/H	a	b	γ
$z_H < z_{H1}$	0.15	0.45	$1.15 + \frac{q}{15} - b$
$z_{H1} \leq z_H < z_{H2}$	0.15	$0.95 + \frac{q}{15}$	0.40
$z_H \geq z_{H2}$	0.60	$0.95 + \frac{q}{15}$	0.40

Sono riportati in Tabella 6.7, per completezza, i riferimenti alle formule per il calcolo completo dei parametri restanti.

Tabella 6.7 – Formule complementari alla definizione dello spettro di piano.

Parametro	Riferimenti
PFA	(6.64) e (6.65), (6.66), (6.67), (6.68)
a_{NS}	(6.70) e (6.69)
z_{H1}	(6.73)
z_{H2}	(6.74)

In questo modo il quadro riassuntivo dello spettro di piano elastico *code-oriented* proposto è completo. Si osserva immediatamente la semplicità delle espressioni e dei parametri impiegati.

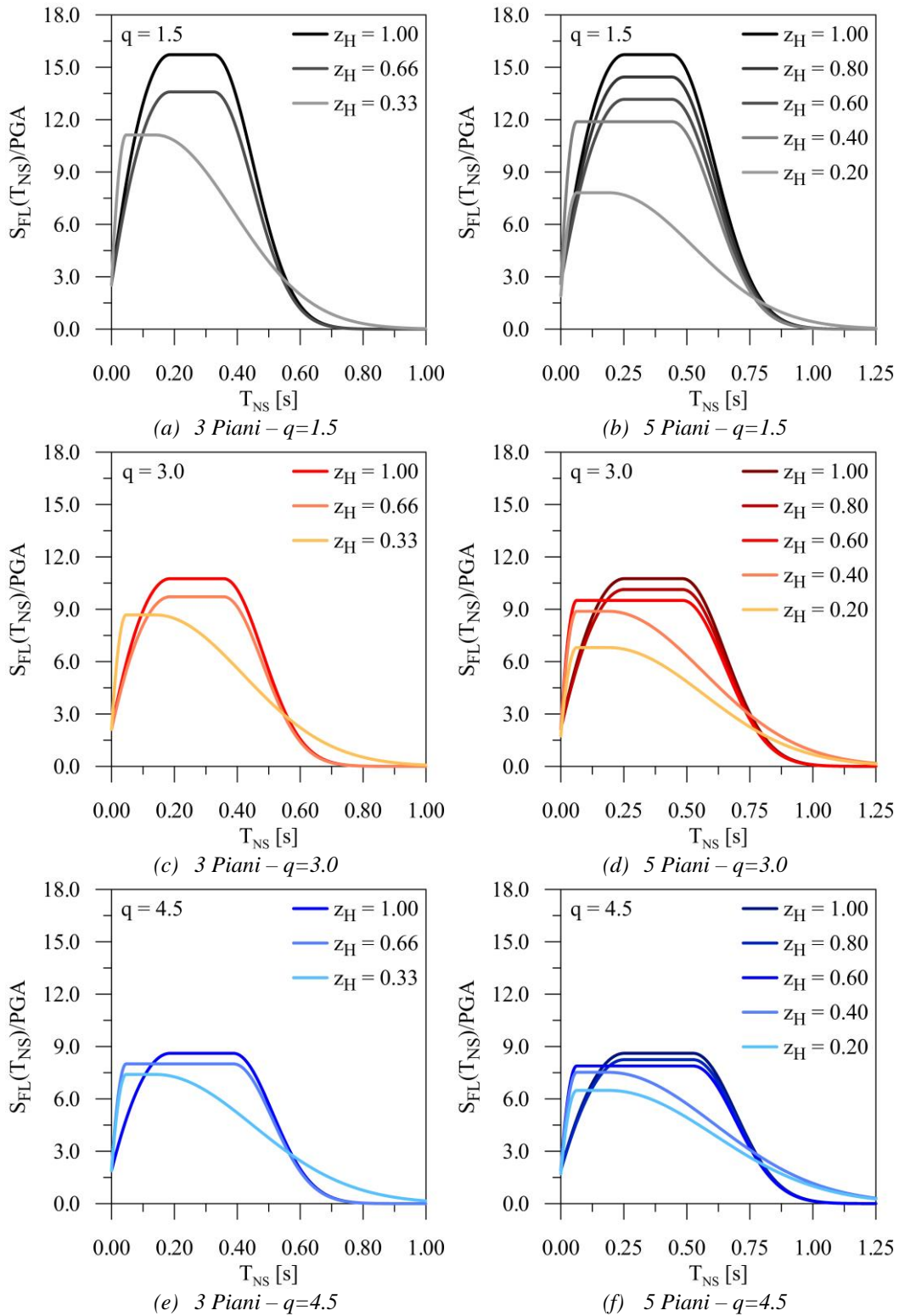


Figura 6.23 – Esempi applicativi per la formulazione proposta.

Si riassumono brevemente i principali vantaggi:

- Spettro calibrato su un'estesa campagna di analisi parametriche coerenti con lo stato limite di verifica di stabilità (SLV);
- Dipendenza dello spettro dal livello di danno strutturale raggiunto (fattore q);
- Contributo dei modi superiori incluso nella formulazione;
- Elongazione dei periodi riferiti al primo e secondo modo tenuta in conto nella definizione delle regioni di risonanza;
- Forma dello spettro variabile in base al modo/ai modi dominanti la regione strutturale considerata;
- Forma dello spettro ragionata per cogliere il contributo dei modi non dominanti ma non trascurabili.

In Figura 6.23 sono rappresentati gli andamenti dello spettro di piano proposto per diverse altezze adimensionalizzate e diversi fattori di comportamento strutturale, in modo tale da concludere il paragrafo con un riscontro visuale di ciò che si ottiene applicando le formule appena descritte. Gli spettri sono valutati considerando le caratteristiche dinamiche delle strutture a 3/5 piani descritte in precedenza ed una PGA unitaria.

Come si osserva dagli andamenti, per periodi non strutturali molto elevati la predizione tende a 0. Molte normative propongono valori minimi per lo spettro di piano, generalmente coincidenti con la PGA . Nella trattazione proposta sarà assunta cautelativamente la PFA , che risulta aderire meglio agli spettri ottenuti per le analisi parametriche per periodi non strutturali adimensionalizzati minori di 2.0 volte il periodo T_1 (6.80); per valori superiori è consigliato assumere la PGA come limite inferiore. Il terzo ramo dello spettro presenterà quindi in aggiunta la limitazione:

$$S_{FL}(T_{NS}) \geq PFA \quad \text{per} \quad \frac{T_{NS}}{T_1} \leq 2.0 \quad (6.80)$$

In Appendice B la formulazione presentata è comparata con tutti gli spettri di piano calcolati tramite metodo rigoroso, per ogni modello ed ogni relativo piano. Una selezione di questi risultati è riportata a seguire. In Figura 6.24 e Figura 6.25 gli spettri di piano ottenuti dalle analisi (NLTH, *Non Linear Time History*) sono rappresentati in grigio, per rendere più agevole la comparazione, essendo in gran numero. Accanto allo spettro calcolato tramite la formulazione introdotta sono stati riportati gli spettri di piano elastici calcolati secondo tutti i metodi spettro-spettro e *code-oriented* presentati nei Paragrafi 5.2.3 e 5.2.4. Nelle figure a seguire sono riportati rispettivamente gli spettri di piano per $2^\circ/3^\circ$ e per $4^\circ/5^\circ$ livello al variare del fattore q , relativamente alla struttura da 5 piani. È immediato verificare che la procedura di calibrazione ha condotto a risultati predittivi pienamente soddisfacenti: gli spettri di progetto riescono a cogliere la variabilità di posizione dei picchi della distribuzione di spettri di piano rigorosi e restano conservative negli intervalli restanti. La dipendenza dal fattore q permette di assecondare il progressivo abbattimento delle accelerazioni riferite al primo modo, tanto più la struttura entra in campo inelastico. La forma dello spettro nel primo e terzo ramo riesce ad involuppare i contributi dei modi non dominanti, garantendo la copertura dei relativi picchi (es. Figura 6.24e/Figura 6.25e).

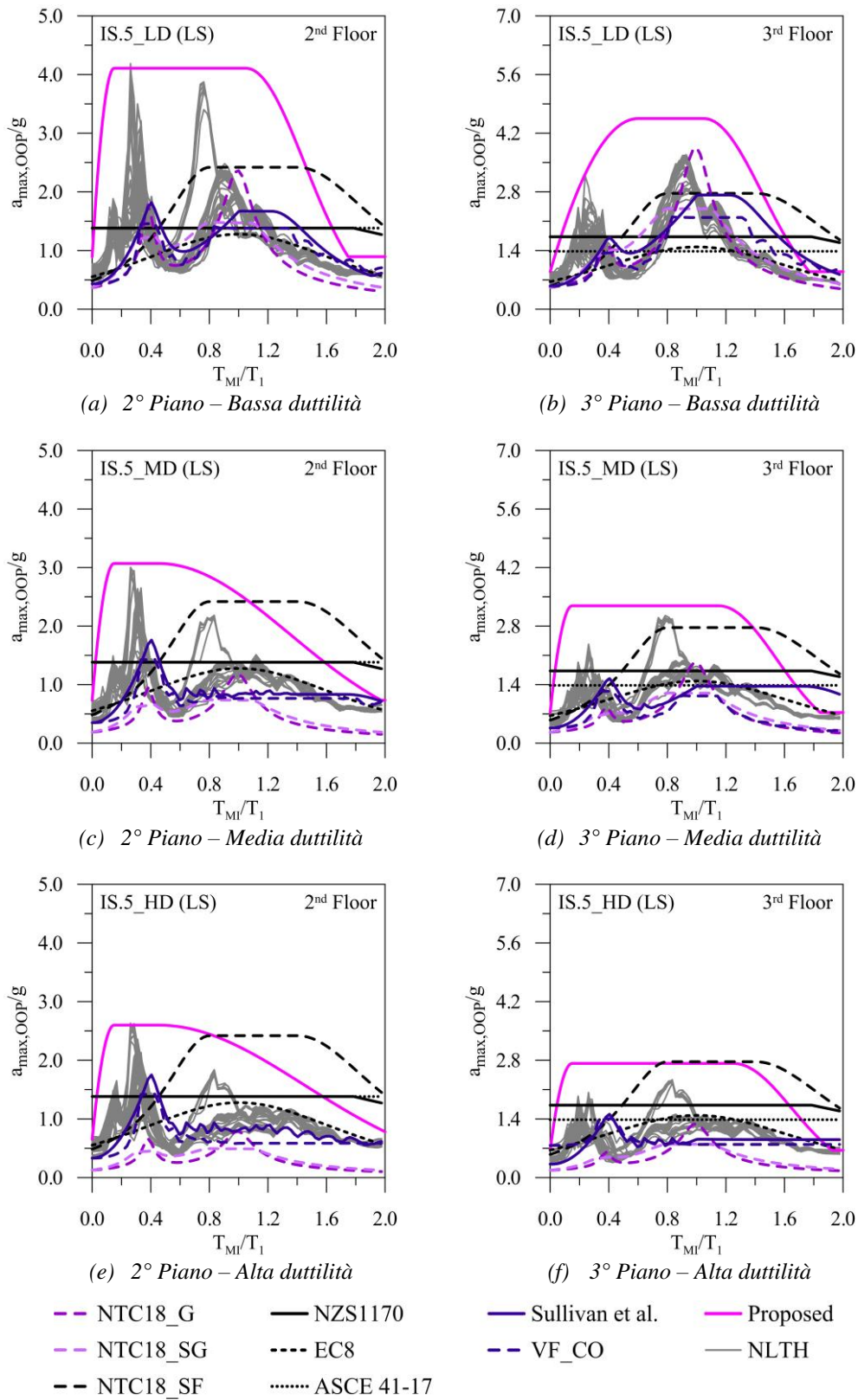


Figura 6.24 – Comparazione fra spettri di piano elastici rigorosi ed analitici (IS.5, 4°/5° Piano).

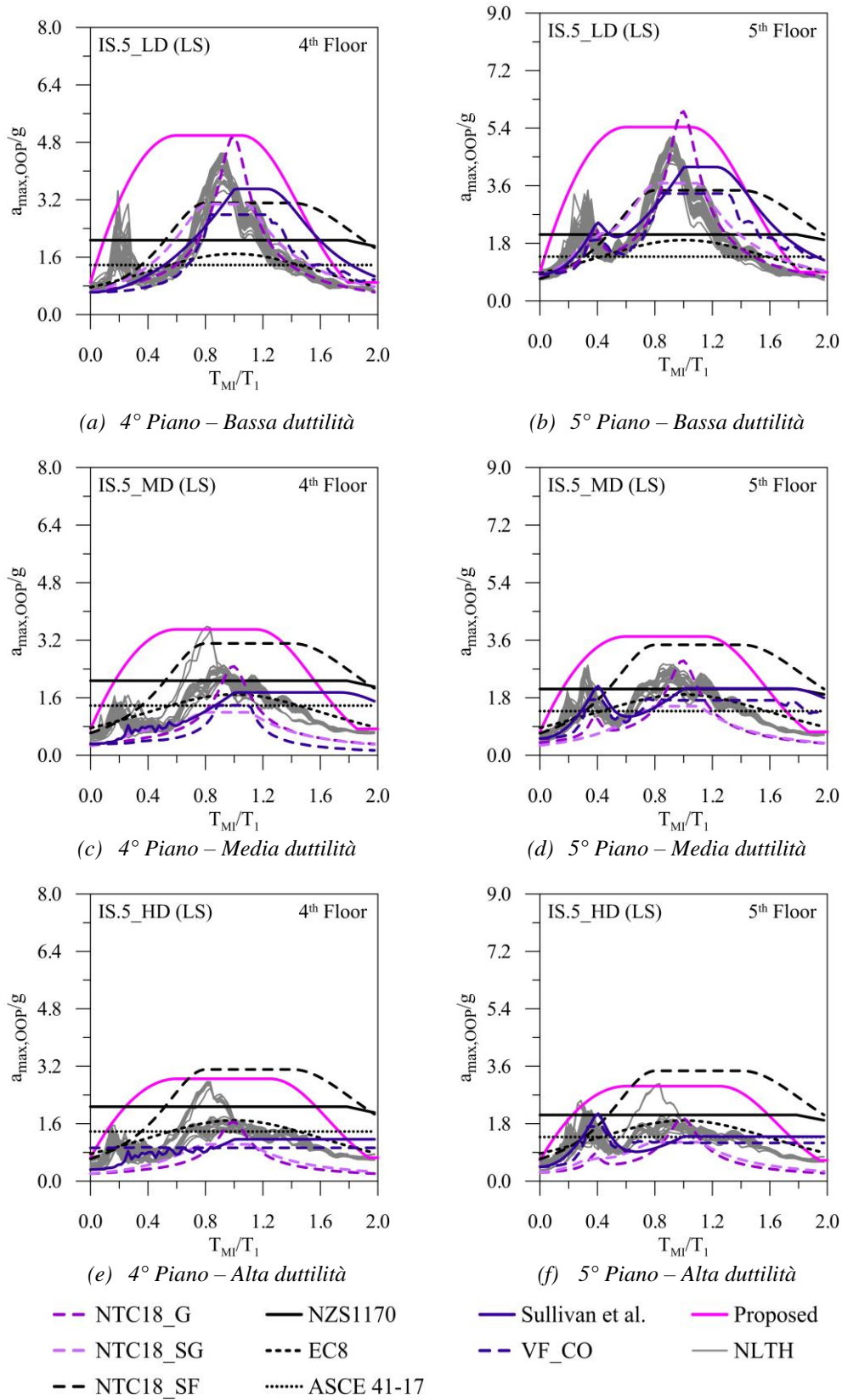


Figura 6.25 – Comparazione fra spettri di piano elastici rigorosi ed analitici (IS.5, 2°/3° Piano).

Si osserva quindi la forma adattiva dello spettro proposto non soltanto rispetto al livello di duttilità, ma anche rispetto alla posizione dell'elemento non strutturale in elevazione. In Figura 6.24a la regione di risonanza del secondo piano copre il primo modo ed i superiori (MMZ), mentre per duttilità più elevate (Figura 6.24c/e) diventano dominanti, a parità di altezza, i superiori (HMZ). Ciò trova spiegazione nella progressiva espansione in altezza della HMZ all'aumentare del fattore q , tenuta implicitamente in conto nella formulazione. In modo analogo la MMZ interessa ancora il terzo piano (Figura 6.24d/f) solo nei casi di media/alta duttilità. Il primo modo tende a dominare la risposta già nei piani intermedi per bassa duttilità (Figura 6.24b). Il limite inferiore dell'accelerazione non strutturale, pari alla *PFA*, risulta soddisfacente per coprire completamente il range di periodi non strutturali prossimi a quelli strutturali.

I metodi spettro-spettro applicati sono caratterizzati dalla sovrapposizione dei contributi relativi al primo e secondo modo. Il metodo generale (G) suggerito nella Circolare (2019) alle NTC18 prevede l'abbattimento dello spettro elastico tramite il fattore di comportamento per tener conto dell'inelasticità strutturale per lo stato limite di verifica. Le predizioni nella regione del primo modo sono generalmente soddisfacenti per i piani dove effettivamente il primo modo è dominante, specie per bassi valori del fattore q (Figura 6.24b, Figura 6.25a/b). L'assenza di specifiche indicazioni su una regione di risonanza induce errori sulla sua effettiva posizione. Il picco relativo al secondo modo tende generalmente a sottostimare le effettive accelerazioni, in tutti i casi. Ciò è probabilmente dovuto all'assenza di specifiche accortezze per i modi superiori, i cui effetti risentono meno del progredire del danneggiamento rispetto al primo modo. L'utilizzo dello spettro di piano inelastico non è quindi ottimale per determinare i loro contributi. La formulazione generale semplificata (SG) tende ad assumere un andamento piatto nelle regioni di risonanza, ma a valori inferiori rispetto a quelli predetti dalla generale (es. Figura 6.25b). Ciò significa che l'intervallo di risonanza è colto meglio, ma la previsione delle accelerazioni peggiora. Nelle aree residue i valori sono prossimi o leggermente meglio approssimati dalla semplificata, che tende ad inviluppare la generale (es. Figura 6.24e).

Si osserva che per bassi valori del fattore di comportamento il *plateau* del primo modo relativo alla SG è prossimo a quello della formulazione (SF) *code-oriented* NTC18 per telai (Figura 6.24b/Figura 6.25a/b). Quest'ultima tende generalmente ad inviluppare le predizioni degli approcci spettro-spettro normativi, tanto più il fattore q cresce, essendone slegata ed essendo stata tarata su strutture a comportamento pressoché elastico (Stato Limite di Danno). I valori ottenuti tramite la SF sono pienamente soddisfacenti nella regione del primo modo, per fattori q più elevati, cadono in qualche caso in difetto per $q=1.5$ (es. Figura 6.25b). La parte dello spettro relativa ai modi superiori tende invece ad essere sempre in difetto. Una possibile miglione, inclusa invece nella formulazione proposta, consisterebbe nell'adottare una forma migliore del primo ramo o estendere la regione di risonanza.

Il metodo di Sullivan et al. (2013) è probabilmente quello che meglio coglie i contributi dei modi superiori, poiché la metodologia prevede riduzioni delle accelerazioni differenziate fra i contributi modali, in ragione del livello di duttilità raggiunto. La posizione dei picchi non è perfetta, non essendo prevista una regione di risonanza per i modi superiori. I valori ottenuti per il primo modo sono invece sempre sottostimati,

probabilmente per un eccessivo abbattimento del contributo modale. Quindi potrebbero essere implementate delle migliorie sulla formulazione del fattore di riduzione modale R .

Il metodo di Vukobratović e Fajfar (2017) è generalmente involuppato da quello di Sullivan et al. (2013). La procedura di calcolo è formalmente simile, con diverse espressioni per la forma dello spettro e per il fattore di riduzione. Presenta quindi buone capacità di cogliere i modi superiori ma eccessivo abbattimento modale dovuto al livello di danno strutturale, sottostimando i picchi delle analisi al passo in tutti i casi.

Accanto al metodo *code-oriented* delle NTC18 (Circolare, 2019), l'approccio delle NZS1170 (2004) è quello che detiene i migliori risultati. La formulazione presenta una dipendenza dal periodo non strutturale, ma descrive lo spettro in 3 rami delimitati rispetto al valore assoluto del periodo non strutturale. In Figura 6.24 e Figura 6.25 è presente solo il primo ramo, involuppante tutti i modi strutturali, e parte del secondo, per il quale inizia la decrescita delle accelerazioni predette. L'inconsistenza teorica ricade quindi nell'amplificare la PFA di un valore pari a 2.0 anche per elementi rigidi, che dovrebbero in teoria avere accelerazione pari alla PFA . Questa forma è comunque accettabile, restando a vantaggio di sicurezza. Nel campo dei periodi strutturali l'andamento è quindi costante, con predizioni migliori per i fattori q più elevati. Risulta fortemente in difetto nelle regioni dominate dai modi superiori e per duttilità medio-basse (es. Figura 6.24c/d, Figura 6.25a/b). L'assenza di una forma dello spettro dipendente dal periodo T_{NS} adimensionalizzato potrebbe indurre maggiori sottostime per strutture con periodi fondamentali superiori a quelli indagati (ricadenti nel secondo ramo). La formulazione della normativa americana ASCE/SEI 41-17 (2017) è totalmente indipendente dal periodo non strutturale (andamento costante). Fra i due valori suggeriti per il coefficiente di amplificazione a_{NS} è stato selezionato il più elevato (2.5, elementi flessibili). Le predizioni risultano tuttavia generalmente carenti e peggiori rispetto a quelle della normativa neozelandese. Migliorano nel caso di fattore di duttilità più elevato, presso i livelli dove il primo modo non è dominante (Figura 6.24e/f). La normativa europea (EC8, 2004) presenta uno spettro dalla forma tale da ricoprire efficacemente i periodi che può assumere il primo modo, ignora tuttavia i contributi dei superiori. I valori dei picchi ottenuti risultano però generalmente inferiori a quelli delle NLTH, con miglioramenti solo nel caso della duttilità più elevata (Figura 6.24f/Figura 6.25f). Il valore dell'accelerazione massima calcolato è sempre inferiore rispetto alla formulazione neozelandese. Si evidenzia infine che tutti gli spettri calcolati, essendo elastici, sono stati comparati senza abbattimento dovuto all'inelasticità non strutturale ($q_{NS}=1$).

6.4.6 RISPOSTA DEGLI ELEMENTI DI TAMPONATURA DEBOLE

Le analisi dinamiche non lineari sono state condotte su modelli a telaio in c.a. tridimensionali tamponati. Le espressioni dello spettro di piano descritte nel paragrafo precedente sono state ottenute a partire dall'elaborazione delle storie temporali dei nodi di ogni livello (spettro di piano, trasformate *wavelet*). Tali spettri sono riferiti allo Stato limite di Salvaguardia della Vita e ad elementi non strutturali aventi comportamento elastico lineare e smorzamento $\xi_{NS}=5\%$. A questo punto è possibile effettuare una comparazione fra le previsioni di questo strumento e le accelerazioni massime valutate presso il baricentro

dell'effettivo elemento non strutturale presente nei modelli. Le tamponature introdotte, per quanto descritto nel Paragrafo 6.4.2, possono presentare risposte elastica/inelastica nel piano e/o fuori piano, con interazione singola o mutua e diverse formulazioni per il calcolo della resistenza OOP. Ciò significa che rispetto alle ipotesi di calibrazione dello strumento proposto, la tamponatura può:

- Esibire comportamento non lineare;
- Variare il proprio periodo fuori piano in base agli effetti dell'interazione.

Si riassumono brevemente i possibili comportamenti dei pannelli, fra cui soltanto i primi due ricalcano perfettamente le ipotesi dello strumento proposto nella direzione di verifica, poiché includono la risposta elastica OOP:

- Elastico IP ed elastico OOP ($E_{IP}E_{OOP}$);
- Inelastico IP ed elastico OOP ($I_{IP}E_{OOP}$);
- Inelastico IP ed inelastico OOP con degrado singolo $IP \rightarrow OOP$ e resistenza FEMA 356 ($I_{IP \rightarrow I_{OOP_FM}}$);
- Inelastico IP ed inelastico OOP con degrado singolo $IP \rightarrow OOP$ e resistenza di Dawe & Seah ($I_{IP \rightarrow I_{OOP_DS}}$);
- Inelastico IP ed inelastico OOP con degrado mutuo $IP \leftrightarrow OOP$ e resistenza FEMA 356 ($I_{IP \leftrightarrow I_{OOP_FM}}$);
- Inelastico IP ed inelastico OOP con degrado mutuo $IP \leftrightarrow OOP$ e resistenza di Dawe & Seah ($I_{IP \leftrightarrow I_{OOP_DS}}$).

Come descritto nel Paragrafo 6.4.2, fissata una determinata combinazione di variabilità, ogni analisi è stata condotta più volte, variando il periodo OOP dell'elemento di tamponatura. Il passo di variazione è assunto pari a 0.03s, in modo tale da suddividere in 10 sotto-analisi l'intervallo di periodi (0.03-0.30)s. Tale range comprende tutti i periodi OOP che un pannello di tamponatura può ragionevolmente assumere. A fine analisi, prelevando dal nodo centrale del pannello la storia di accelerazioni e calcolandone la massima, è possibile ricostruire per punti lo spettro effettivo dei pannelli e confrontarlo con quello ottenuto analiticamente.

La comparazione non è però limitata alla sola proposta *code-oriented* presentata nel presente Capitolo. Tutti i principali metodi normativi presentati nei Paragrafi 5.2.3 e 5.2.4 sono stati applicati. Il fattore di comportamento dell'elemento non strutturale è stato assunto pari a quello suggerito da ciascuna normativa. A questo proposito è necessario evidenziare che fra tutte le normative, soltanto le NZS1170 (2004) prevedono un fattore di comportamento unitario. La relativa predizione sarà quindi generalmente cautelativa rispetto alle altre formulazioni e la sua affidabilità sarà principalmente verificata sulle analisi che prevedono un comportamento elastico fuori piano dei pannelli (tamponature molto rigide e resistenti fuori piano). La formulazione proposta è al momento applicata senza abbattere le accelerazioni previste tramite il fattore q_{NS} . Questo per poter verificare di quanto si allontana dalle reali accelerazioni degli elementi inelastici/degradanti e permettere quindi di tarare il fattore q_{NS} per tamponature deboli. Sono di seguito riportati i confronti per alcuni livelli selezionati delle strutture a 3/5/7 piani, rimandando all'Appendice B per la comparazione completa. La nomenclatura utilizzata per identificare il generico modello è $IS.n_s_CD$ (*Infilled Structure*.numero piani_classe di duttilità).

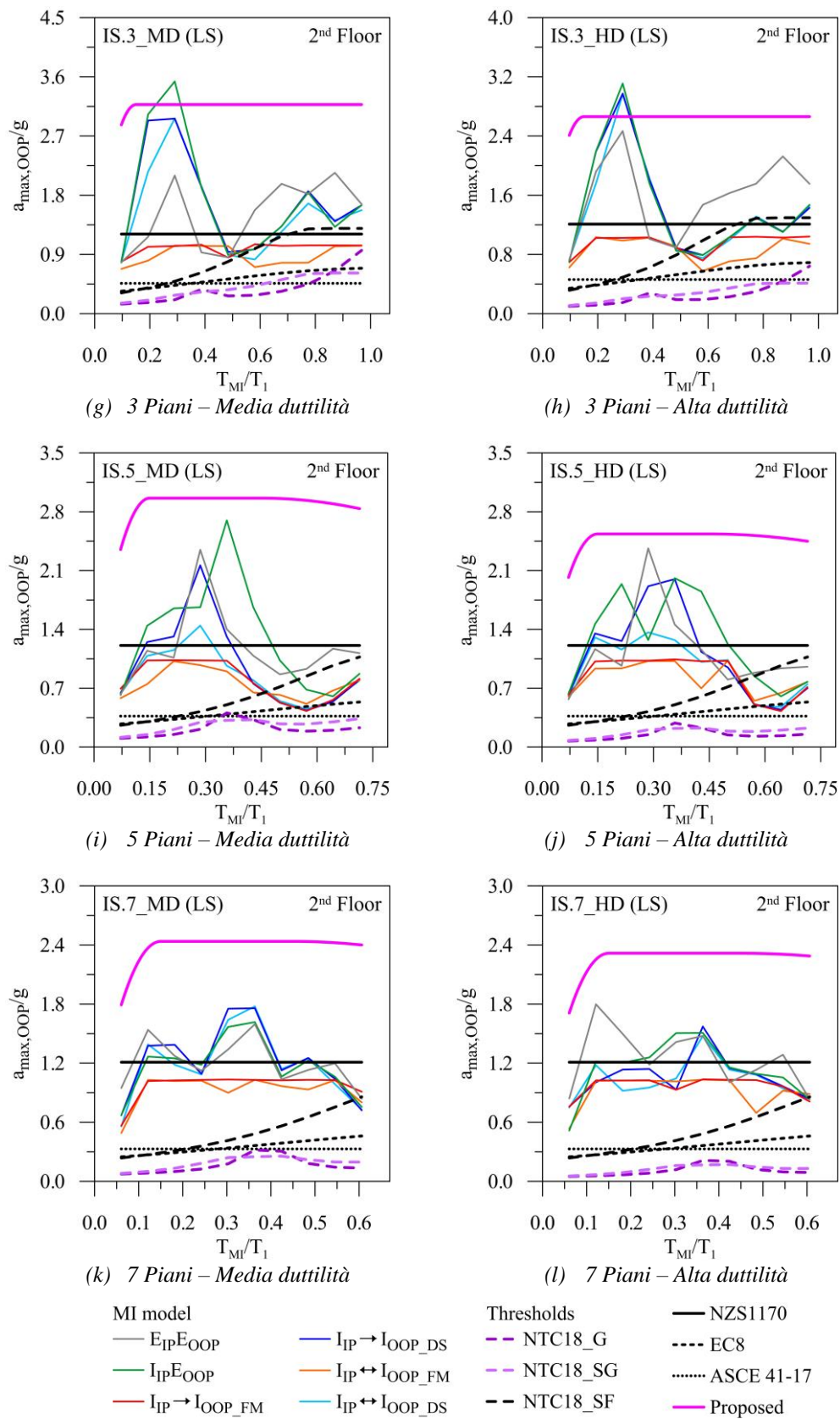


Figura 6.26 – Spettri di piano per tamponature a doppia foderata (2° Piano, MD/HD).

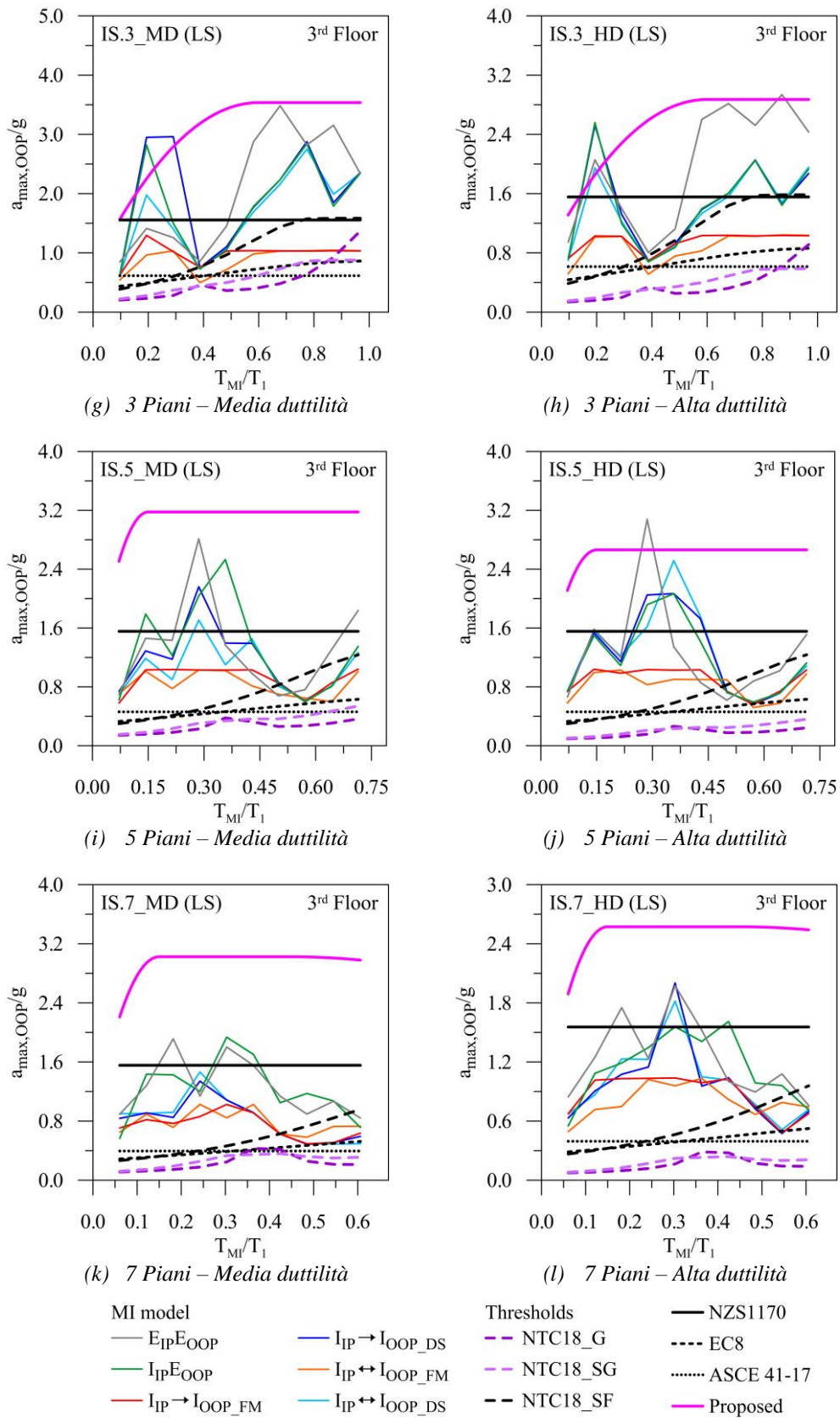


Figura 6.27 – Spettri di piano per tamponature a doppia foderata (3° Piano, MD/HD).

In Figura 6.26 e Figura 6.27 sono riportati gli spettri di piano ottenuti per i 6 modelli di comportamento di tamponatura confrontati con la formulazione proposta e le predizioni della normativa europea (EC8, 2004), americana (ASCE/SEI 41-17, 2017), neozelandese (NZS1170, 2004) e italiana (NTC18, 2018). Quest'ultima è applicata nei suoi tre approcci: generale (G), generale semplificato (SG) e semplificato per strutture a telaio in c.a. (SF). Fra tutti i livelli sono stati selezionati soltanto quelli dove hanno maggiore impatto i modi superiori, essendo questi generalmente prossimi ai periodi iniziali dei pannelli di tamponatura. Il primo livello è stato omesso poiché i relativi pannelli presentano una risposta generalmente governata dal sisma stesso piuttosto che dal filtro strutturale. Ciononostante la previsione dello strumento risulta sempre conservativa (Appendice B).

In Figura 6.26 ci si focalizza sulle tamponature fra primo e secondo piano, in Figura 6.27 fra secondo e terzo, al variare del numero di piani della struttura e del livello di duttilità di progetto. Si osserva come l'influenza dei modi superiori sia evidente e decisamente sottostimata da tutte le predizioni normative. L'unica normativa che prevede l'influenza dei modi superiori è quella italiana (metodo SF). Tuttavia per il range di periodi fondamentali strutturali indagati ($<0.5s$) non ne è prevista l'influenza ($\alpha=0.8$). Se lo fosse il range considerato non ingloberebbe comunque tutti i valori di picco e l'andamento del primo ramo sottostimerebbe comunque i picchi relativi al secondo/terzo modo. L'applicazione pedissequa dei metodi G ed SG conduce ai risultati peggiori in termini di predizione, confermando il carattere cautelativo del metodo semplificato per telai SF. I problemi principali delle indicazioni normative italiane si possono principalmente riassumere in due punti: un fattore di comportamento non strutturale troppo elevato (pari a 2.0) ed una limitata attenzione agli effetti dei modi superiori, che risultano indipendenti dal range dove ricade il periodo strutturale. I metodi spettro-spettro normativi presentano un picco presso il secondo modo strutturale, ma il suggerimento normativo che prevede l'utilizzo dello spettro di progetto al suolo, ridotto tramite il fattore q , induce un abbattimento delle accelerazioni previste che si somma a quello dovuto all'inelasticità dell'elemento q_{NS} . L'approccio semplificato SF presenta una progressiva crescita verso il periodo fondamentale strutturale. In termini di semplicità di applicazione è però parecchio convincente, motivo per cui la formulazione proposta nasce dall'obiettivo di integrarlo.

La normativa europea è quella che ha suggerito storicamente il fattore q_{NS} pari a 2.0, assorbito successivamente dalla normativa italiana. Si ricorda che questo valore è comunque scollegato dalle analisi che hanno condotto alla formulazione SF ed applicato nei fatti arbitrariamente. Le predizioni dell'EC8 sono generalmente meno efficaci rispetto a quelle delle NTC18. La legge dello spettro è unica, con andamento simile ma meno in grado di cogliere anche il picco relativo al primo modo.

La normativa americana ASCE/SEI 41-17 non prevede una legge dello spettro in funzione del periodo non strutturale. Il fattore di comportamento q_{NS} è assunto pari a 1.5 ed i valori di accelerazione ottenuti sono generalmente simili a quelli dell'EC8. Ciò è vero se il fattore di amplificazione è applicato pedissequamente (pari ad 1.0 per elementi semi-rigidi come le tamponature e pari a 2.5 per elementi molto flessibili). Anche se la tamponatura fosse considerata molto flessibile, i valori ottenuti sarebbero qualitativamente inferiori a quelli della normativa neozelandese.

Discorso a parte è quello che riguarda proprio le NZS1170 (2004). La relativa formulazione prevede uno spettro costante per il range di periodi dei pannelli ed un abbattimento delle accelerazioni elastiche nullo ($q_{NS}=1$). Ciò comporta predizioni generalmente superiori rispetto alle altre formulazioni, prossime alle NTC18 soltanto per valori vicini alla risonanza. La comparazione principale è quindi da effettuarsi con i modelli elastici fuori piano, che rispondono alle stesse ipotesi (in linea continua grigia e verde). Si osserva che le accelerazioni elastiche sono in molti casi fortemente sottostimate (Figura 6.26a/b/c/d, Figura 6.27a/b/c/d). Questa normativa tende quindi ad essere generalmente cautelativa nelle regioni dove i modi superiori sono poco influenti (Appendice B, piani superiori al quarto) e, ipoteticamente, nel caso in cui i pannelli mostrino un comportamento non lineare OOP. Quest'ultima condizione non trova però conferma nelle analisi numeriche. Sono infatti frequenti le situazioni in cui le accelerazioni di pannelli inelastici risultano comunque sottostimate (Figura 6.26a/b/c/d, Figura 6.27a/d), per pannelli che rispondono secondo un doppio effetto arco (formulazione di Dawe & Seah, 1989, linea continua blu e celeste). Le predizioni sono soddisfacenti solo quando il pannello è poco resistente fuori piano (formulazione FEMA 356, linea continua rossa e arancione), poiché la resistenza massima limita le accelerazioni raggiungibili.

Nelle figure presentate è riportato l'andamento dello strumento proposto nel range (0.0-0.3)s, che per i piani considerati coincide con la zona HM (*Higher Modes*) o MM (*Mixed Modes*). Lo strumento sviluppato riesce a cogliere in modo soddisfacente i picchi registrati per le analisi sia elastiche che inelastiche OOP. L'andamento parabolico iniziale smorza inoltre i pochi difetti di predizione sui modi superiori al secondo/terzo e risulta particolarmente efficace per cogliere le amplificazioni dei modi superiori laddove questi non sono dominanti (Appendice B, Figura B.10/Figura B.11/Figura B.12). Le sottostime relative ad un comportamento perfettamente elastico nelle due direzioni (linea continua grigia) non hanno significato pratico poiché i pannelli tradizionali presentano generalmente almeno un esteso danneggiamento IP per lo stato limite considerato, in ragione del *drift* IP sperimentato. Lo strumento infatti non è stato tarato per cogliere accelerazioni così elevate. Come anticipato, le predizioni basate per ipotesi su spettri di piano rigorosi per elementi non strutturali elastici. I valori ottenuti, infatti, risultano generalmente prossimi ed in alcune zone cautelativi rispetto a quelli dei pannelli. Resta da definire un metodo per valutare l'opportuno fattore di comportamento non strutturale q_{NS} da adottare per migliorare ulteriormente la procedura.

6.4.7 FATTORE DI COMPORTAMENTO PER TAMPONATURE SNELLE

La formulazione presentata nel Paragrafo 6.4.5 permette di costruire gli spettri elastici di elementi non strutturali generici. Nel Paragrafo 6.4.6 questi sono stati comparati con gli spettri inelastici dei pannelli di tamponatura, ricostruiti in base alle storie temporali dei relativi nodi centrali. La comparazione ha generalmente evidenziato un'ottima capacità di predizione, risultando però in molti casi cautelativa.

L'obiettivo del presente paragrafo è specificare le modalità di conversione dello spettro elastico in inelastico e di riduzione tramite un opportuno fattore di comportamento non strutturale q_{NS} calibrato per tamponature deboli/a doppia fodera, caratterizzate da

spessori del singolo strato contenuti (<15cm). Queste sono infatti le tipologie più vulnerabili all'espulsione fuori piano. In tutte le normative è presente infatti un'eccessiva semplificazione del fattore q_{NS} . Il fattore di comportamento strutturale è parametro globale del livello di duttilità globalmente raggiungibile dalla struttura portante, a seguito della sua entrata in campo non lineare durante l'evento sismico. Analogamente fattore di comportamento non strutturale implica che la risposta di tale elemento sia non lineare. Non ha quindi senso fissare un fattore q_{NS} a priori e quindi indipendente dal livello di danneggiamento raggiunto. L'utilizzo di un fattore unitario da parte delle NZS1170 assume quindi un significato cautelativo in quest'ottica.

Il limite di un fattore di comportamento a valore secco deve essere superato, trattando l'elemento non strutturale come componente attivo della risposta strutturale. In tutti i modelli utilizzati per tarare lo strumento predittivo, infatti, i pannelli influenzano l'evoluzione della risposta strutturale ed i livelli dell'accelerazione di piano. Il loro livello di danneggiamento non è però omogeneo, poiché non omogenea è la distribuzione di *drift* IP, le accelerazioni OOP e conseguentemente gli effetti del degrado. Alcuni pannelli possono essere molto danneggiati ($q_{NS}>1$), altri intatti ($q_{NS}=1$). Banalmente, abbattere le accelerazioni forfettariamente può indurre pesanti sottostime dell'accelerazione effettiva. Ciò causa un progetto dell'elemento non strutturale per azioni inferiori alle reali o una verifica potenzialmente meno cautelativa di quelli esistenti. I pannelli da verificare risulterebbero nella realtà meno danneggiati, ad esempio nel piano, ma non necessariamente resistenti ai livelli di accelerazione OOP indotti dalla loro risposta elastica.

L'obiettivo è quindi introdurre un fattore q_{NS} adattivo e riferito allo specifico elemento non strutturale in esame, mantenendo agevole la sua modalità di calcolo. A tal proposito è opportuno fare chiarezza su alcuni concetti riguardanti nello specifico le tamponature:

- La formulazione per il calcolo dello spettro può non tener conto dei modi superiori (formulazione con *plateau* attorno al primo modo) quando il degrado del pannello è tale da spostare il suo periodo oltre la fascia riferita ai modi superiori (tale soglia può essere fatta coincidere cautelativamente con la soglia inferiore del primo modo nella direzione di verifica, pari a $0.6T_1$);
- A partire dalla soglia limite del periodo del pannello è possibile ottenere, nota la massa del pannello, la rigidezza OOP corrispondente a tale soglia. Rapportando questa alla rigidezza iniziale del pannello è possibile ottenere il decadimento di rigidezza limite ($k^{(OOP)}_{dam}/k^{(OOP)}_{undam}$). Utilizzando la formulazione di Ricci et al. (2018b) per il degrado OOP si può risalire al *drift* IP corrispondente a tale condizione (Δ_{lim}). Superata questa soglia di *drift* IP la risonanza con i modi strutturali superiori è quindi improbabile (il pannello si avvicina ai periodi prossimi a quello del primo modo, per questo ha senso utilizzare la formulazione riferita solo ad esso).
- Fin quando il pannello non raggiunge *drift* IP superiori a Δ_{lim} il fattore q_{NS} sarà pari ad 1. Se il *drift* IP supera tale valore il valore di q cresce linearmente fino al valore massimo $q_{NS}=1.5$. Questo valore corrisponde sia al minimo fra le prescrizioni delle varie normative, sia al valore medio dello scarto fra le predizioni elastiche dello strumento sviluppato ed i valori ottenuti dalle analisi NLTH. Per la tipologia di tamponatura debole/a doppia fodera un *drift* Δ_{max} pari allo 0.65% corrisponde ad

un esteso danno IP (un *drift* IP 0.8% corrisponde generalmente al collasso IP). In termini di backbone curve tale valore appartiene al secondo ramo IP (tamponature di altezza normale) o condizioni di incipiente collasso IP (tamponature con telaio con altezza di interpiano 4m, condizione limite).

La riduzione secca con $q_{NS}=1.5$ per drift superiori allo 0.65% può essere applicata al modello elastico OOP, se il *drift* IP supera questa soglia. Il valore massimo è quindi riferito alla sola inelasticità IP e prevede che sia possibile abbattere le accelerazioni OOP in virtù dell'esteso danno IP (possibilità di collasso anticipato IP). L'interpolazione lineare invece entra in gioco se è prevista l'inelasticità OOP con degrado del pannello, che:

- allontana dalla risonanza dai modi superiori (cambio forma dello spettro di piano);
- induce un generale abbattimento delle accelerazioni strutturali (fattore q), per come visto in base alle analisi di calibrazione degli spettri di piano.

Introdurre una dipendenza del fattore q_{NS} dai parametri OOP (resistenza, *drift*) non avrebbe senso, poiché queste entrano in gioco come elemento comparativo nella procedura stessa di verifica. L'accelerazione massima calcolata a_{max} , convertita in azione OOP, viene infatti confrontata con la resistenza OOP, che tiene conto dell'abbattimento dovuto all'interazione. È invece importante tenere in conto gli effetti del danneggiamento nel piano sul regime di accelerazioni che l'elemento subirà fuori piano, prima di confrontare azione e resistenza (eventualmente ridotta).

Questo approccio permette di progettare l'elemento non strutturale di tamponatura (ed in particolare le tamponature a doppia fodera o il loro rinforzo) riducendo l'azione di progetto tramite q_{NS} , nelle condizioni di *drift* IP attesi elevati. Nel caso di verifica occorre quindi confrontare l'azione massima prevista tramite lo spettro di piano, eventualmente abbattuta, con l'opportuna resistenza fuori piano ridotta in relazione al *drift* sperimentato IP. Quest'ultima può essere valutata tramite l'espressione di Dawe & Seah (1989), più realistica, con applicazione della correlazione di Ricci et al. (2018b) per il decadimento di resistenza.

Scendendo nel dettaglio, il calcolo del drift limite Δ_{lim} passa dalla serie di relazioni descritte in precedenza. Effettuarlo pannello per pannello può risultare laborioso per il professionista, necessitando un livello di approfondimento sul tema delle tamponature più elevato. Per questo motivo è stato effettuato un *curve fitting* dei valori ottenuti per al variare del periodo fondamentale T_1 nella direzione OOP considerata (in secondi) e della lunghezza del pannello l_w (in metri), due parametri già utilizzati in precedenza e semplici da ottenere.

$$\Delta_{lim} [\%] = 3.049 (l_w)^{-0.973} (T_1)^{1.325} , \quad \Delta_{max} = 0.65\% \quad (6.81)$$

In questa espressione è immediato osservare come il valore del *drift* limite cresca con T_1 e decresca con l_w . Se il periodo fondamentale aumenta, cresce di conseguenza il valore del periodo limite che può essere assunto dai pannelli in fase di degrado per garantire l'assenza di risonanza con i modi superiori (e quindi è necessario un maggiore *drift* IP per ottenerlo). Al contrario, aumentando la lunghezza del pannello, questo diventa più flessibile, il suo periodo aumenta e risulta più vicino al periodo limite, quindi è necessario un minore livello di degrado per raggiungerlo.

La legge del fattore q_{NS} per tamponature (*Masonry Infill*, MI) diventa quindi:

$$q_{NS,MI} = \begin{cases} 1.00 & \text{per } \Delta_{IP} < \Delta_{lim} \\ 1.00 + \frac{0.50}{0.65 - \Delta_{lim}} (\Delta - \Delta_{lim}) & \text{per } \Delta_{lim} \leq \Delta_{IP} < \Delta_{max} \\ 1.50 & \text{per } \Delta_{IP} \geq \Delta_{max} \end{cases} \quad (6.82)$$

Ottenuti i valori medi del *drift* IP relativo ad ogni livello, tramite procedura analitica (normativa) o direttamente dal modello (analisi dinamiche non lineari), è possibile stimare il fattore q_{NS} relativo alle tamponature del piano interessato, per lo stato limite in esame. Restano soltanto da definire le modalità di modifica della forma dello spettro di piano proposto, in base all'effettiva influenza dei modi superiori. Lo strumento calibrato presuppone infatti che l'elemento non strutturale abbia periodo fisso. Il pannello di tamponatura, danneggiandosi, tende ad aumentarlo durante l'evento sismico, come aumenta analogamente quello strutturale. Se il *drift* IP supera il valore Δ_{lim} la risonanza con i modi superiori diventa impossibile, rendendo superflua la costruzione del relativo *plateau* spettrale. Il valore del *drift* IP limite dipende dal periodo fondamentale del telaio nudo T_1 . Variando questo periodo e applicando l'espressione (6.81) si possono verificare 3 situazioni.

- 1) Periodo $T_1 < 0.30s$: se il periodo fondamentale rientra nel range dei periodi iniziali dei pannelli (0.0-0.3)s il *drift* IP limite sarà molto basso, quasi coincidente con il *drift* di attivazione del degrado OOP. I pannelli cadranno quasi sempre nel *range* di variazione del periodo fondamentale. Lo spettro di piano può essere costruito facendo riferimento al *plateau* di risonanza del solo primo modo, per tutti piani. Il valore di q_{NS} è invece definito in base alla (6.82);
- 2) Periodo $0.30s < T_1 < 1.00s$: per valori intermedi del periodo strutturale si applicherà la formulazione standard solo se $\Delta_{IP} < \Delta_{lim}$. Se questo viene superato si procederà al calcolo di q_{NS} e all'eliminazione dei *plateau* riferiti ai modi superiori (solo FMZ lungo l'intera altezza);
- 3) Periodo $T_1 > 1.00s$: il *drift* IP limite calcolato può superare il *drift* massimo della tipologia di pannello ($\Delta_{lim} > \Delta_{max}$). Ciò vuol dire che il periodo fondamentale è così alto che i modi superiori (e relativa elongazione) iniziano a ricadere comunque nella zona di incremento massimo del periodo non strutturale, non ritenendo quindi giustificabile l'impossibilità di risonanza. È dunque ammesso solo il valore secco $q_{NS} = 1.5$, poiché l'abbattimento delle accelerazioni OOP può essere soltanto dovuto all'esteso danno IP (e non al degrado OOP).

NOTA: il valore limite 1.00s è indicativo. Applicando la formula per il calcolo di Δ_{lim} è possibile inquadrare il limite effettivo che separa il caso 2) dal caso 3). La condizione limite per ottenere il valore preciso risulta infatti $\Delta_{lim} > \Delta_{max}$. Stesso discorso è applicabile al caso 1), tuttavia l'effettivo valore è leggermente inferiore a 0.30s e la relativa condizione di calcolo coincide con $\Delta_{lim} > \Delta_{att}^{(OOP)}$ (*drift* IP di attivazione del degrado OOP per tamponatura snella; Ricci et al., 2018b).

6.5 VALIDAZIONE PRELIMINARE DELLA FORMULAZIONE SU STRUTTURA OSPEDALIERA ESISTENTE MULTIPIANO

La formulazione per la predizione degli spettri di piano elastici presentata è validata preliminarmente sul caso studio di un padiglione di una struttura ospedaliera esistente con tamponature in laterizio. Lo strumento sviluppato risulta infatti utilizzabile non solo per il calcolo semplificato dell'accelerazione non strutturale in strutture nuove, per le quali il fattore di comportamento q è noto, ma anche per le esistenti, valutando questo parametro sulla base delle effettive capacità plastiche strutturali. Le strutture esistenti infatti sono in larga parte progettate secondo un approccio alle tensioni ammissibili, che non tiene conto del comportamento strutturale in campo plastico, indagabile tramite analisi statica non lineare. Al fine di verificare nel dettaglio la risposta delle tamponature, l'accelerazione elastica di piano ottenuta sarà opportunamente abbattuta in base all'effettivo stato di danneggiamento di ogni pannello, tramite il fattore di comportamento non strutturale di piano q_{NS} specificato per questa classe di elementi non strutturali.

6.5.1 GEOMETRIA

La struttura analizzata è costituita da un telaio in calcestruzzo armato che si sviluppa su cinque livelli, avente quattro campate in direzione X e tre in direzione Y . I solai sono realizzati in misto c.a.-c.a.p. con blocchi in laterizio di alleggerimento. La loro orditura è riportata in Figura 6.28 per il generico livello. Le travi interne in direzione Y sono realizzate in spessore di solaio, le restanti (esterne, scarico dei solai) sono emergente. I pilastri interni presentano sezione quadrata mentre gli esterni rettangolare. L'altezza di interpiano h è costante, pari a 4m.

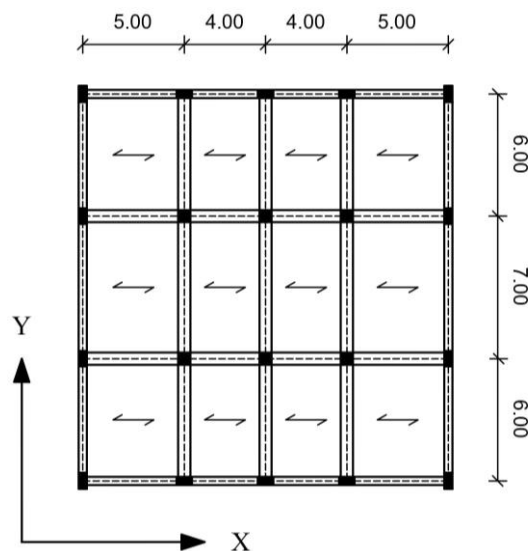
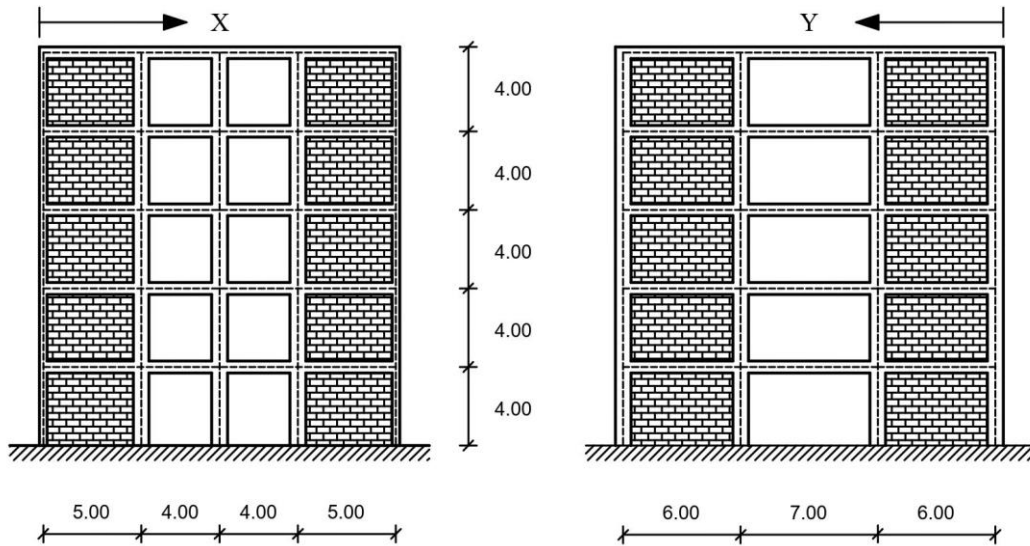


Figura 6.28 – Pianta del generico impalcato della struttura ospedaliera.

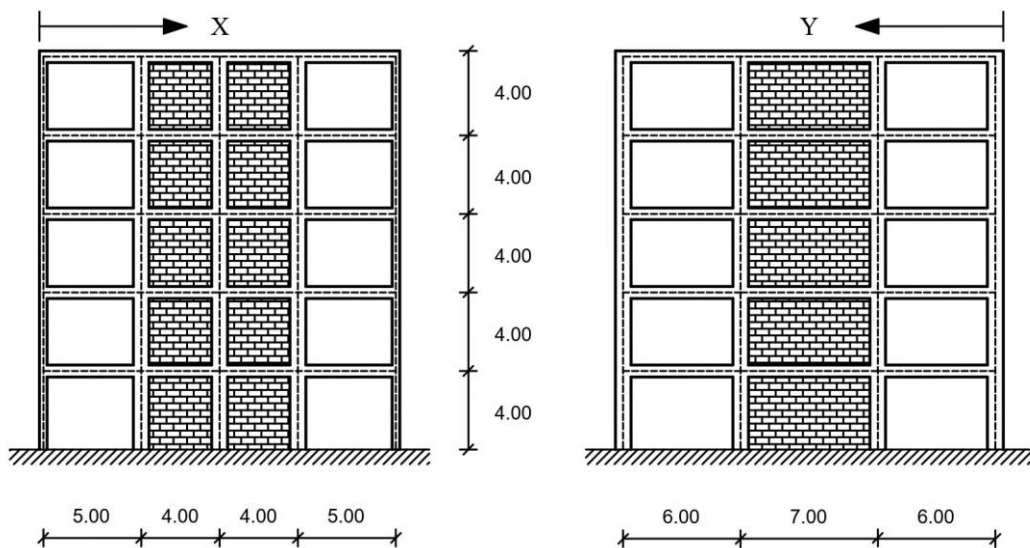
Sulla base di questa configurazione esistente saranno analizzate due disposizioni dei pannelli di tamponatura (T1 e T2), al fine di verificare l'efficacia della formulazione su una struttura che non solo ha dimensioni in pianta realistiche, ma è anche parzialmente tamponata (Figura 6.29 e Figura 6.30).



(a) Direzione X

(b) Direzione Y

Figura 6.29 – Prospetto configurazione T1.



(a) Direzione X

(b) Direzione Y

Figura 6.30 – Prospetto configurazione T2.

I solai realizzati presentano uno spessore totale pari a 25cm, di cui 20cm sono occupati dalle pignatte e 5cm dalla soletta. Ad interasse pari a 50cm sono posti travetti in precompresso di larghezza 12cm.

6.5.2 PROGETTAZIONE STRUTTURALE

La struttura in esame è stata progettata secondo le “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” del 9 Gennaio 1996 e le associate “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche” del 16 gennaio 1996 (DM96, 1996). Lo scheletro in c.a. è stato realizzato in calcestruzzo di classe C25/30 e barre d’acciaio FeB44K. In base alla precedentemente definita geometria e destinazione d’uso è possibile effettuare il calcolo delle azioni che confluiscono sulle membrature. In Tabella 6.8 sono riassunte le tipologie di azioni non combinate ed il relativo valore per ogni livello.

Tabella 6.8 – Tabella riassuntiva per l’analisi dei carichi.

Carichi permanenti strutturali e compiutamente definiti	Uffici aperti al pubblico (I/II Livello)	Camere di degenza (III/IV Livello)	Copertura praticabile (V Livello)
Solaio [kN/m ²]	3.40	3.40	3.40
Pavimentazione [kN/m ²]	1.45	1.45	1.75
Carichi permanenti non strutturali			
Tramezzi [kN/m ²]	1.60	1.60	0.00
Tamponature [kN/m] (sul perimetro)	5.50	5.50	0.00
Controsoffitti e impianti [kN/m ²]	0.78	0.78	0.00
Sovraccarichi			
Destinazione d’uso [kN/m ²]	3.00	3.00	2.00

La struttura è realizzata all’interno del Comune di Norcia (PG), che apparteneva alla II zona sismica (grado di sismicità $S=9.0$), secondo la classificazione riportata nel DM96 (1996). A partire da questo è possibile calcolare il coefficiente di intensità sismica $C=0.07$. Essendo inoltre la struttura di importanza primaria nello scenario di emergenza, il suo coefficiente di protezione sismica I è posto pari ad 1.4. Lo spettro per le azioni orizzontali è stato quindi valutato attraverso le relazioni [(6.83), (6.84)], dove i coefficienti di fondazione ε e di struttura β sono assunti generalmente unitari.

$$S_a [g] = C \cdot I \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot R \quad (6.83)$$

$$R = \begin{cases} 1.000 & \text{per } T \leq 0.8s \\ 0.862 / T^{0.667} & \text{per } T > 0.8s \end{cases} \quad (6.84)$$

Gli elementi strutturali sono stati predimensionati con particolare attenzione verso il rispetto di un limite di deformabilità e non delle mere sollecitazioni ottenute tramite schemi semplificati. Il DM96 (1996), nel paragrafo C.6.3, evidenzia che “In mancanza di una specifica valutazione degli effetti del sisma sugli impianti e sugli elementi non strutturali, indicando con h l’altezza d’interpiano, le verifiche di stabilità possono ritenersi soddisfatte se:

- $\eta_t \leq 0,002 h$ in presenza di elementi non strutturali in materiale fragile (laterizi o simili) aderenti alla struttura;
- $\eta_t \leq 0,004 h$ in presenza di elementi non strutturali realizzati in modo da non interferire con la deformazione della struttura.”, dove η_t rappresenta lo spostamento d’interpiano.

Al punto B.9 è inoltre specificato come determinare gli spostamenti di interpiano: “Siano η_d gli spostamenti elastici relativi tra due punti della struttura dovuti al sisma convenzionale, η_p gli spostamenti elastici relativi tra i medesimi due punti della struttura dovuti alle altre azioni da prendere in considerazione, così come specificato al punto B.8.1. relativamente alla verifica col metodo delle tensioni ammissibili, e al punto B.8.2. relativamente alla verifica agli stati limite ultimi di resistenza, per i quali l’accelerazione sismica è maggiorata di γ_e . Per limitare la danneggiabilità delle parti non strutturali e degli impianti, gli spostamenti relativi totali η_t sono da valutare convenzionalmente mediante la seguente formula”:

$$\eta_t = (\eta_p \pm \lambda \eta_d) x \tag{6.85}$$

Il DM96 permette di scegliere la tipologia di approccio alla progettazione delle membrature: metodo delle tensioni ammissibili o degli stati limite. Adottando il secondo, il coefficiente $x=1.5$ mentre $\lambda=4.0$, essendo la struttura d’importanza strategica. La combinazione per il calcolo degli spostamenti è riportata nelle espressioni [(6.86), (6.87)].

$$\alpha'_p \pm \gamma_E \alpha \tag{6.86}$$

$$\alpha'_p = \gamma_g G_k + \gamma_q \left(Q_{tk} + \sum_{i=2} \Psi_{oi} Q_{ik} \right) \tag{6.87}$$

Alle azioni sismiche α agenti in due versi, moltiplicate per $\gamma_E=1.5$, si sommano algebricamente le sollecitazioni indotte dai carichi verticali. I carichi permanenti sono amplificati tramite $\gamma_g=1.4$ mentre i sovraccarichi tramite $\gamma_q=1.5$. I sovraccarichi non dominanti sono ridotti tramite il coefficiente Ψ_{oi} , dipendente dalla loro tipologia.

Tabella 6.9 – Tabella riassuntiva per le dimensioni delle travi.

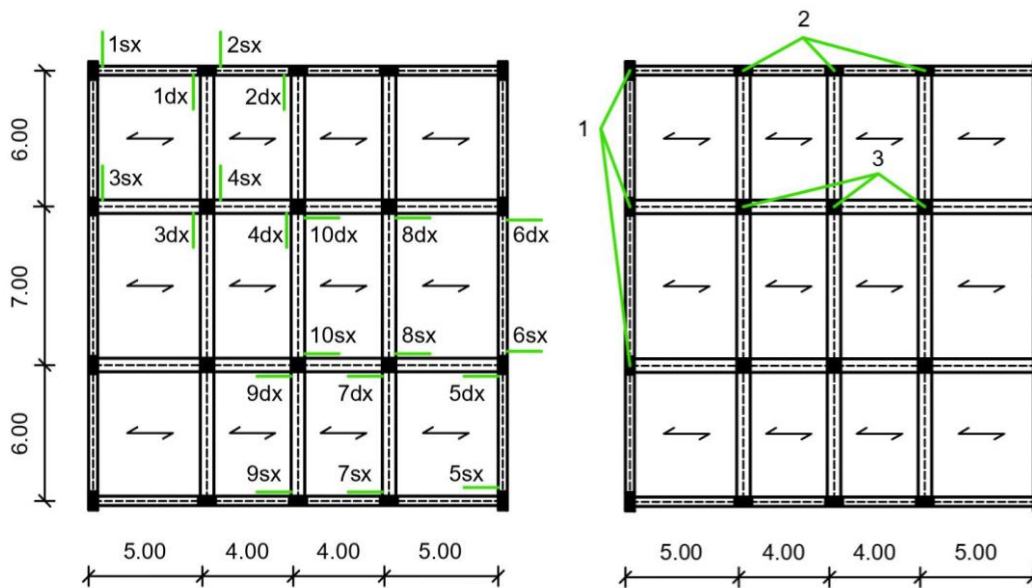
Impalcato	Travi emergenti		Travi a spessore	
	b [m]	H [m]	b [m]	H [m]
5	0.30	0.70	0.50	0.25
4	0.30	0.75	0.50	0.25
3	0.30	0.80	0.60	0.25
2	0.30	0.85	0.60	0.25
1	0.40	0.90	0.70	0.25

Le dimensioni degli elementi strutturali, in particolare quelle dei pilastri, sono quindi dettate dal controllo degli spostamenti d’interpiano, per i quali è stato assunto un valore limite pari a $0.004h$. In Tabella 6.9 e Tabella 6.10 sono riassunte le dimensioni adottate.

Tabella 6.10 – Tabella riassuntiva per le dimensioni dei pilastri.

Impalcato	Pilastri d'angolo e laterali		Pilastri centrali	
	b [m]	H [m]	b [m]	H [m]
5	0.30	0.50	0.30	0.30
4	0.30	0.60	0.40	0.40
3	0.30	0.70	0.50	0.50
2	0.30	0.80	0.60	0.60
1	0.40	0.80	0.60	0.60

Le sollecitazioni agenti sulle membrature sono state valutate tramite analisi dinamica lineare con sovrapposizione modale, sommando al contributo dei carichi verticali le sollecitazioni indotte dal sisma, secondo l'approccio agli stati limite del DM96. Le armature degli elementi strutturali sono state dimensionate in ragione di queste, presso le sezioni fondamentali riportate in Figura 6.31a/b, rispettivamente per travi e pilastri. Le sezioni residue presentano armatura uguale a quelle indicate, in ragione della simmetria strutturale. In Appendice C sono riassunti i quantitativi di armatura calcolati. Sono inserite, per completezza, anche le verifiche aggiuntive sui quantitativi di armatura minimi e massimi calcolati, in accordo ai paragrafi 1.2 (travi) e 2.2 (pilastri) della Circolare del DM96 (1997).



(a) Travi

(b) Pilastri

Figura 6.31 – Sezioni di progetto significative per ogni impalcato.

6.5.3 MODELLAZIONE NON STRUTTURALE

La struttura è stata progettata secondo le disposizioni del DM96 (1996), trattando gli elementi non strutturali (tamponature) come carico gravante sulle travi perimetrali e come contributo alla massa sismica di piano. Le tamponature sono tuttavia presenti nel padiglione realizzato e sono state dunque inserite come parte integrante del modello strutturale. In base alle configurazioni T1 e T2 è possibile individuare quattro tipologie di pannello, le cui caratteristiche geometriche sono riassunte in Tabella 6.11. Si è fatto uso di pannelli a doppia fodera, le cui caratteristiche meccaniche sono state già introdotte in precedenza (Paragrafo 3.3.4). In base ai dati disponibili sono state elaborate le curve *backbone* nel piano dei pannelli (IP), la cui procedura di calcolo è stata presentata nel medesimo paragrafo.

Tabella 6.11 – Caratteristiche geometriche dei pannelli.

Configurazione	Direz. Pannello	h_w [cm]	l_w [cm]	t_w [cm]	d_w [cm]
T1	X	320	445	12+12	73
	Y	320	520	12+12	87
T2	X	320	320	12+12	63
	Y	320	620	12+12	102

In Figura 6.32 sono riportate le curve relative alle quattro tipologie, intendendo per F_{IP} l'azione tagliante orizzontale agente sul pannello. Essendo i pannelli composti da due fodere identiche, le *backbone* IP rappresentate sono intese come somma dei singoli contributi. Si osserva come la resistenza IP cresca con la lunghezza del pannello, a parità di altezza e spessore, in ragione della maggiore estensione della biella compressa.

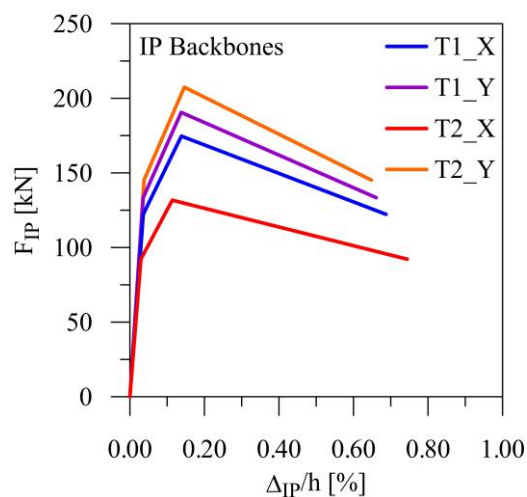


Figura 6.32 – Backbone IP delle tamponature impiegate.

Il comportamento OOP dei pannelli è stato analizzato ipotizzando diversi comportamenti, in linea con la variabilità utilizzata per tarare lo strumento di verifica proposto (i.e. $I_{IP}E_{OOP}$, $I_{IP} \rightarrow I_{OOP_FM}$, $I_{IP} \rightarrow I_{OOP_DS}$, $I_{IP} \leftrightarrow I_{OOP_FM}$, $I_{IP} \leftrightarrow I_{OOP_DS}$). Il comportamento elastico IP ed OOP è stato escluso essendo generalmente inattendibile. I legami fuori piano sono stati quindi calcolati sulla base di due formulazioni della resistenza:

FEMA 356 (*lower bound*) e Dawe & Seah (1989) a coefficienti α e β massimizzati (*upper bound*). In Figura 6.33 sono rappresentate le *backbone* OOP calcolate per le diverse tipologie di pannello.

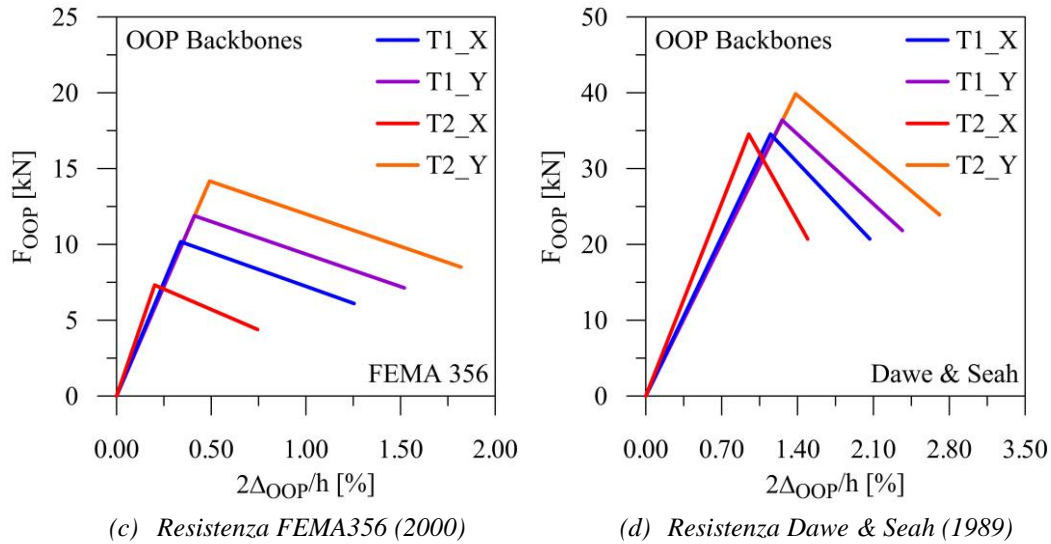


Figura 6.33 – Backbone OOP delle tamponature impiegate.

6.5.4 INPUT SISMICO

Il modello strutturale è stato progettato secondo le disposizioni del DM96 (struttura esistente). L'obiettivo del presente paragrafo è effettuare la verifica degli elementi non strutturali secondo l'approccio delle varie normative disponibili in letteratura, comparando predizioni e risultati delle analisi con i valori calcolati tramite lo strumento proposto. Si farà quindi riferimento alle modalità di calcolo normative attuali. Lo spettro elastico al suolo è stato dunque ricostruito per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (coerente con la verifica di stabilità) secondo le indicazioni delle NTC18. Un set di terremoti spettrocompatibili è stato selezionato per condurre le analisi dinamiche non lineari sul modello strutturale a comportamento inelastico, ricostruito grazie ai dati progettuali sottoforma di *file* dati. Sette terremoti sono stati ritenuti sufficienti per valutare i valori medi della risposta non strutturale. I dettagli riguardanti l'operazione di *matching* dello spettro e gli accelerogrammi adottati sono riassunti nel Paragrafo 4.6, essendo il sito di progetto identico a quello di costruzione dell'Istituto De Gasperi-Battaglia di Norcia.

6.5.5 RISULTATI

La struttura analizzata è stata preliminarmente oggetto di analisi modale, in modo tale da definire il periodo dei suoi modi traslazionali principali nell'ipotesi di struttura nuda, tamponata in configurazione T1 e T2 (Tabella 6.12). L'applicazione dello strumento predittivo per le accelerazioni non strutturali necessita della definizione del fattore di comportamento strutturale q . In fase di progetto questo è noto, ma in fase di verifica di una

struttura esistente progettata senza tenerne conto esplicitamente è necessario procedere al suo calcolo tramite analisi statica non lineare.

Tabella 6.12 – Caratteristiche modali strutturali.

Telaio	Config.	T _{1,X} [s]	T _{1,Y} [s]	T _{2,X} [s]	T _{2,Y} [s]	T _{3,X} [s]	T _{3,Y} [s]
Nudo	/	0.782	0.651	0.286	0.249	0.171	0.153
Tamponato	T1	0.584	0.520	0.208	0.190	0.126	0.116
	T2	0.594	0.565	0.210	0.211	0.126	0.131

L'analisi di una struttura esistente è generalmente effettuata ricostruendo il modello strutturale secondo i dati di progetto disponibili. Realizzare un modello digitale a comportamento inelastico ricade quindi nella prassi, non aggiungendo ulteriore difficoltà per il professionista. Dopo aver valutato le curve di *pushover* (ad esempio tramite *metodo N2*) è possibile stimare il fattore q per le due direzioni strutturali principali. Questo è ottenuto come rapporto fra il tagliante alla base valutato secondo lo spettro elastico per lo stato limite considerato ed il valore del tagliante al quale corrisponde la prima plasticizzazione strutturale. Effettuando la valutazione sulla base dei due modelli tamponati (T1, T2) e due direzioni del sisma (X , Y), è possibile definire due valori medi del fattore q , riportati in Tabella 6.13.

Tabella 6.13 – Valutazione del fattore di comportamento strutturale.

Fattore di comportamento	T1	T2	Media	Valore assunto
q_x	4.33	4.16	4.25	4.25
q_y	3.75	3.36	3.56	3.55

Le tamponature inserite nei modelli presentano un periodo fondamentale elastico valutato associandoli a sistemi ad un grado di libertà equivalenti. I valori ottenuti sono riassunti in Tabella 6.14, differenziati per configurazione e direzione di sviluppo longitudinale dei pannelli. Si può osservare che i pannelli in direzione X per la configurazione T2 presentano un periodo fondamentale fuori piano prossimo a quello relativo al terzo modo strutturale (Tabella 6.12). Ci si aspetta dunque, in presenza di scarso degrado OOP, un probabile fenomeno di risonanza se il contenuto energetico del sisma si esprime quando il pannello è ancora in fase elastica (in assenza di interazione IP-OOP).

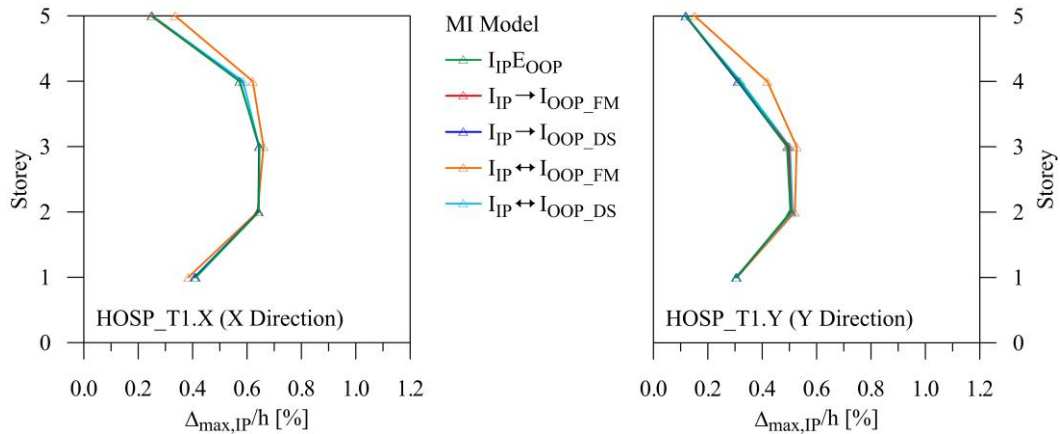
Tabella 6.14 – Caratteristiche modali non strutturali.

Direz. Pannelli	Config.	T _{OOP} [s]
X	T1	0.174
Y		0.191
X	T2	0.132
Y		0.220

I risultati presentanti nel prosieguo sono da intendere come mediati fra i sette terremoti utilizzati per le analisi dinamiche.

6.5.5.1 DISTRIBUZIONE DEI DRIFT

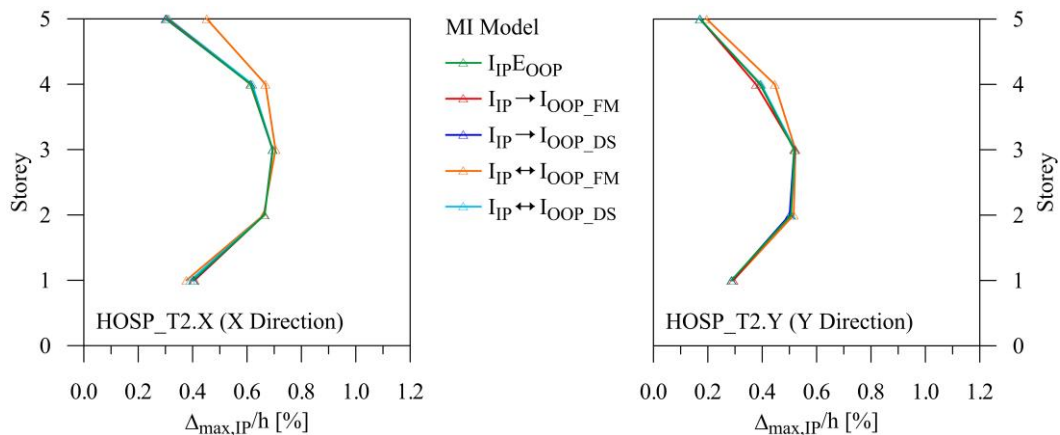
L'andamento dei *drift* IP è riportato per le due configurazioni analizzate in Figura 6.34 e Figura 6.35, differenziando i risultati a seconda della direzione strutturale.



(a) Direzione X

(b) Direzione Y

Figura 6.34 – Drift IP medio per la configurazione T1.



(a) Direzione X

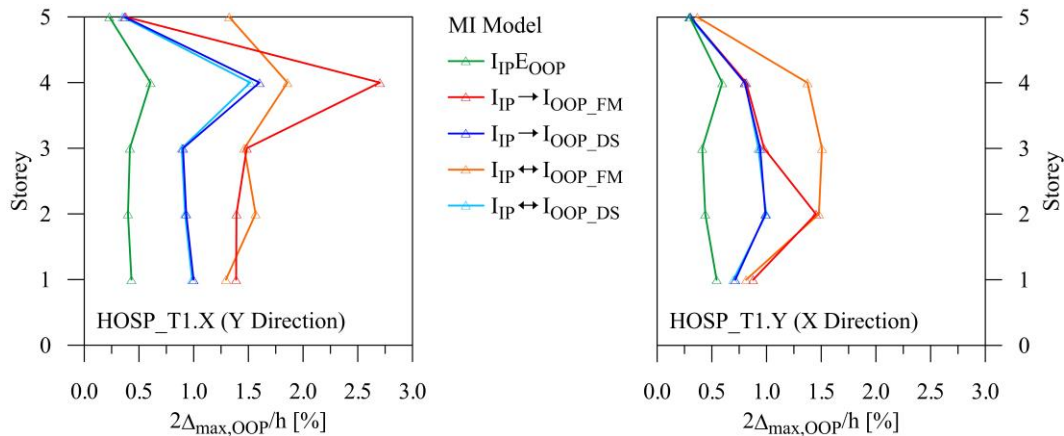
(b) Direzione Y

Figura 6.35 – Drift IP medio per la configurazione T2.

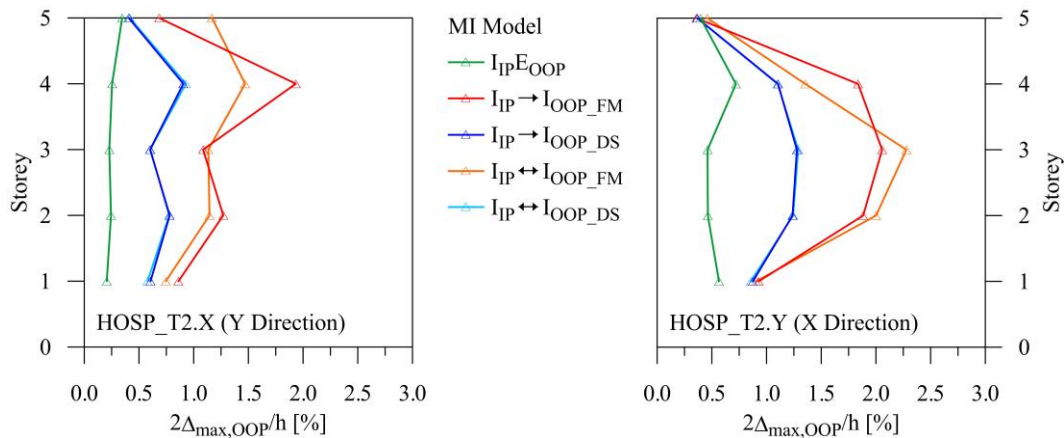
Il *drift* IP è risulta maggiormente elevato presso i piani intermedi. Ciò è principalmente dovuto alla concentrazione dei collapsi dei pannelli in questa regione, inducendo così un incremento delle deformazioni strutturali. Si osserva come l'andamento relativo ad un comportamento elastico OOP dei pannelli sia tendenzialmente simile agli altri. Ciò indica che il collasso dei pannelli avviene con molta probabilità nel piano. Se si considera il degrado mutuo e la formulazione di Dawe & Seah (1989) i risultati risultano ancora identici, essendo le azioni OOP limitate rispetto alla soglia di attivazione (dipendente dalla

resistenza massima) o limitate a causa dei collassi IP. Nel caso del degrado mutuo in presenza di una resistenza OOP massima inferiore (FEMA 356, 2000), la soglia di attivazione risulta superata, la *backbone* IP quindi degrada e i *drift* massimi dei piani intermedi/superiori tendono ad aumentare. In questi casi l'eventuale collasso IP avviene quando la soglia è già stata superata, permettendo di apprezzare l'incremento di deformabilità di piano. L'incremento di deformabilità è comunque contenuto, essendo la struttura parzialmente tamponata.

Il *drift* massimo OOP è valutato sul pannello, non sull'elemento strutturale adiacente come nel caso del *drift* IP. Può essere quindi limitato dal massimo sviluppo della *backbone* OOP (e).



(a) Direzione Y (pannelli in direzione X) (b) Direzione X (pannelli in direzione Y)
 Figura 6.36 – Drift OOP medio per la configurazione T1.



(a) Direzione Y (pannelli in direzione X) (b) Direzione X (pannelli in direzione Y)
 Figura 6.37 – Drift OOP medio per la configurazione T2.

Come ci si aspetta, il minore *drift* OOP si registra quando non interviene il degrado del pannello (comportamento elastico). Una formulazione che prevede maggiore resistenza (Dawe & Seah, 1989) presenterà, a parità di perdita percentuale di rigidità e resistenza in base al *drift* IP raggiunto, un *drift* OOP minore o uguale a quello che prevede una resistenza ridotta (FEMA 356, 2000). Se i pannelli restano nei due casi in campo elastico OOP il *drift*

massimo può essere identico (Figura 6.36b, piani superiori). Se uno dei due pannelli raggiunge il secondo ramo della *backbone* OOP (formulazione FEMA 356), i suoi *drift* saranno superiori, essendo la rigidezza ciclica istantanea inferiore rispetto al pannello che continua a rispondere elasticamente. Le differenze fra degrado singolo e mutuo sono maggiormente apprezzabili nel caso della resistenza FEMA 356: se il pannello arriva a collasso anticipato IP il *drift* OOP è inferiore rispetto al degrado singolo (Figura 6.36a, quarto livello), se questo non si verifica la sinergia di degrado nelle due direzioni tende ad aumentarlo (Figura 6.36b, livelli superiori).

6.5.5.2 QUADRI DI DANNO NON STRUTTURALE

L'utilizzo di diverse ipotesi di comportamento non strutturale induce inevitabilmente alla predizione di quadri di danno differenti e conseguente evoluzione della risposta strutturale in funzione del collasso o della riduzione di rigidezza IP dei pannelli quando si considera il degrado mutuo. In Figura 6.38, Figura 6.39 e Figura 6.40 è riportata la modalità di collasso più frequente per le due configurazioni (T1 e T2), nelle direzioni in cui si verificano effettivamente dei collassi. Una tipologia di collasso è rappresentata soltanto se si verifica in più della metà dei terremoti considerati. La tipologia è definita dominante se una modalità di collasso si verifica il doppio delle volte rispetto all'altra, altrimenti verrà rappresentata come mista.

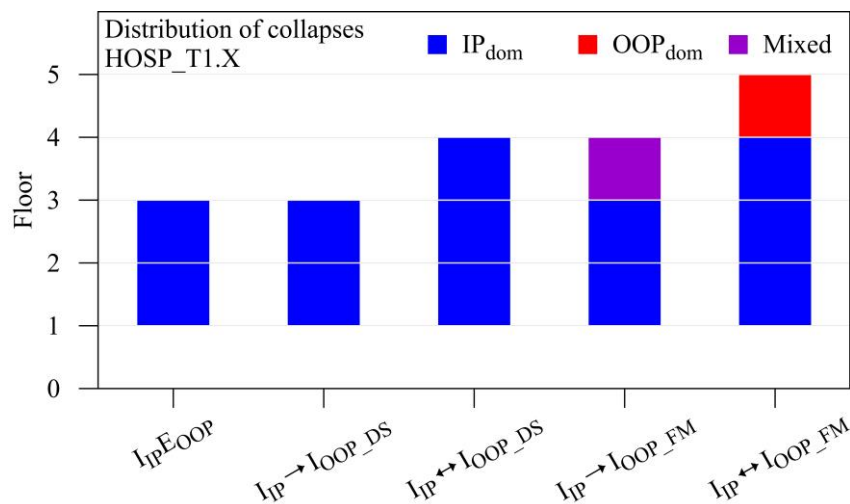


Figura 6.38 – Danneggiamento: Configurazione T1, direzione dei pannelli X.

Il comportamento elastico OOP non permette lo sviluppo di modalità di collasso differenti da quella puramente IP. I *drift* IP in direzione X sono tali da attivare il collasso dei pannelli fra il primo ed il terzo livello, sia in configurazione T1 che T2. Gli stessi collassano se la risposta OOP è inelastica e la resistenza OOP è massimizzata (Dawe & Seah, 1989). Nel momento in cui viene attivato il degrado mutuo i collassi IP si estendono al terzo livello (Figura 6.38) a causa della maggiore deformabilità IP ma identica ed elevata resistenza OOP. Se si considera la resistenza *lower bound*, presso i piani intermedi i collassi

aumentano in numero e si estendono in altezza, interessando anche l'ultimo livello (degrado mutuo). Allo stesso tempo, presso i livelli più elevati tendono a manifestarsi collassi OOP (Figura 6.38) o misti (Figura 6.39). E' dunque confermata dai risultati la maggiore vulnerabilità dei pannelli con resistenza *lower bound* e degrado IP \leftrightarrow OOP. In direzione Y, per la configurazione T1, non si verificano collassi. In configurazione T2 gli unici collassi sono riscontrabili se si fa uso della resistenza suggerita dalla normativa FEMA 356. I collassi sono di tipo misto IP/OOP per i soli pannelli fra il secondo ed il terzo livello (Figura 6.40).

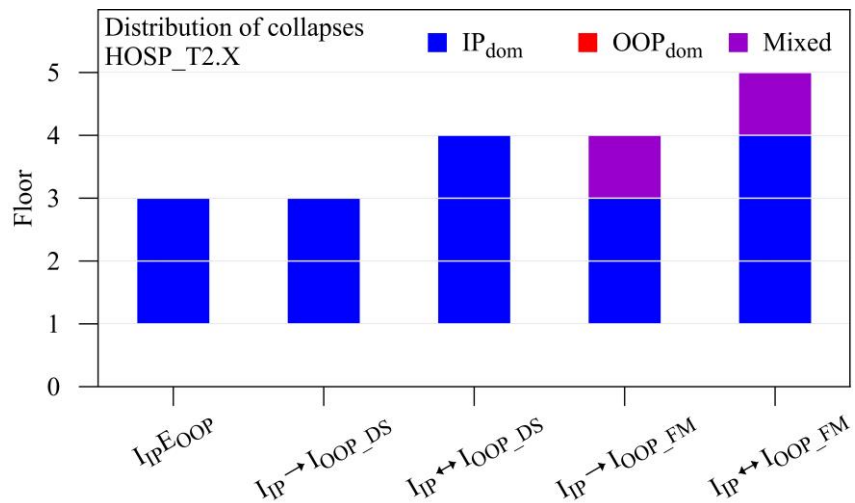


Figura 6.39 – Danneggiamento: Configurazione T2, direzione dei pannelli X.

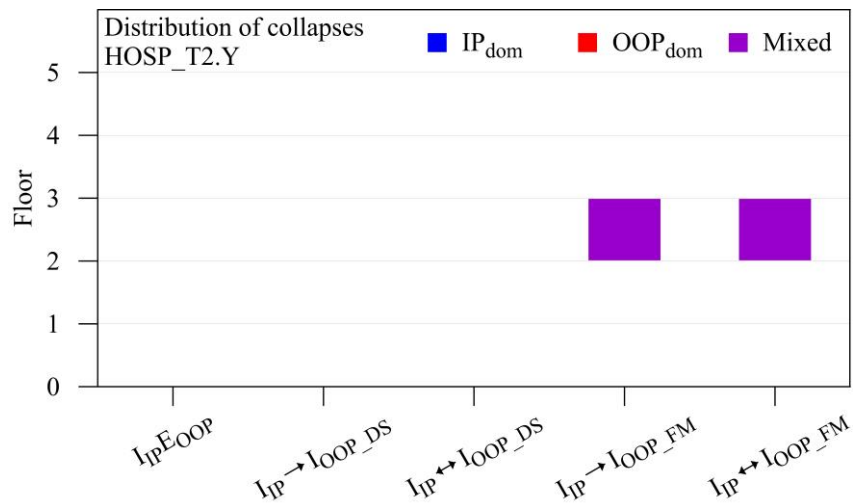


Figura 6.40 – Danneggiamento: Configurazione T2, direzione dei pannelli Y.

6.5.5.3 ACCELERAZIONI MASSIME NON STRUTTURALI

Gli andamenti dei *drift* IP ed OOP, assieme ai quadri di danno globali, permettono di interpretare i risultati relativi alle accelerazioni massime OOP dei pannelli ottenute a valle delle analisi dinamiche non lineari. Questi sono confrontati con le previsioni normative internazionali e dello strumento proposto. In quest'ultimo caso sono riportate sia le previsioni per un elemento non strutturale a comportamento elastico generico, che quelle di dettaglio per pannelli di tamponatura debole/intermedia, per come presentato nel Paragrafo 6.4.7.

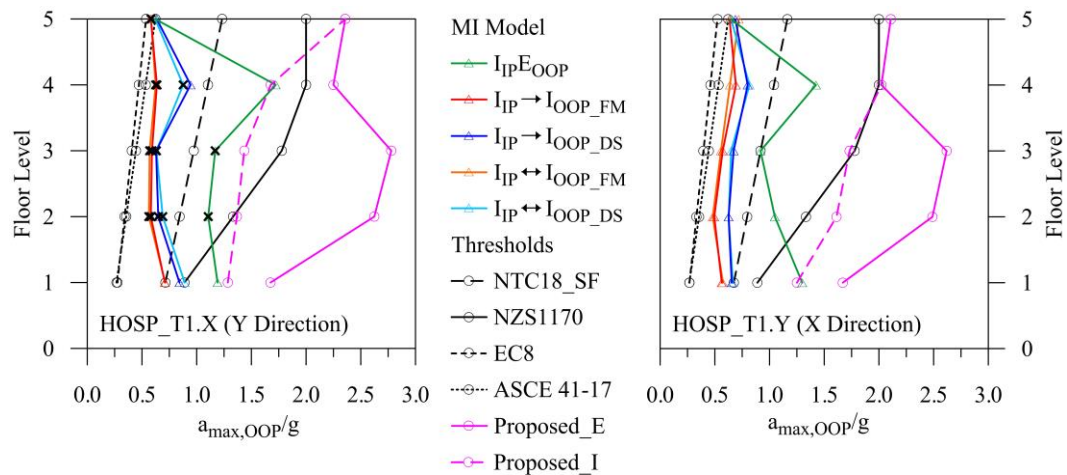


Figura 6.41 – Verifica fuori piano dei pannelli, configurazione T1.

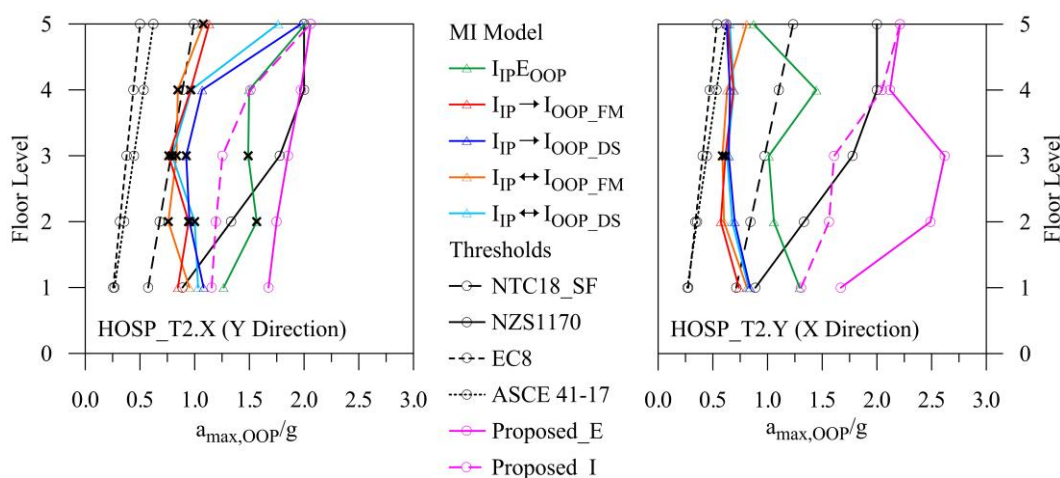
In Figura 6.41 e Figura 6.42 sono riportati gli andamenti per le due configurazioni indagate. I grafici riferiti ad un modello di tamponatura con comportamento OOP elastico presentano sempre valori maggiori rispetto al comportamento inelastico con degrado singolo e doppio. A maggiori spostamenti OOP corrispondono infatti minori accelerazioni: nel caso della formulazione FEMA 356 il tetto di accelerazione è più basso (ciò abbatta la media fra i 7 terremoti rispetto ai modelli con formulazione di Dawe & Seah).

Passando alle previsioni normative, le NTC18 (2018) prevedono il *plateau* dello spettro di piano inglobante la regione dei modi superiori ($T_i > 0.5s$) e presentano una previsione ottimale nella configurazione T1, eccezione fatta per il primo livello (Figura 6.41). Continua ad essere soddisfacente per le tamponature in direzione Y (Figura 6.42b, configurazione T2) ma per quelle in direzione X vi è una generale sottostima per tutti i pannelli lungo l'altezza (Figura 6.42a). EC8 (2004) ed ASCE/SEI 41-17 (2017) sottostimano sempre le accelerazioni dei pannelli. La formulazione NZS1170 (2004) prevede un fattore q_{NS} unitario, quindi pannelli che si comportano elasticamente. Di conseguenza è fortemente cautelativa nel caso di pannelli inelastici OOP mentre per i pannelli elastici OOP tende a sottostimare le accelerazioni ai primi livelli.

La formulazione proposta, valutata per elemento perfettamente elastico, presenta previsioni cautelative rispetto al comportamento elastico OOP, con il quale è opportuno compararla. Ai piani inferiori il *plateau* riferito ai modi superiori causa una sovrastima, ma

ciò è dovuto alla condizione di risonanza non incontrata nel caso in esame (Figura 6.41). I collassi che si verificano presso i piani intermedi mutano il normale andamento delle accelerazioni massime. Di conseguenza la risposta strutturale si allontana dalla classica predizione crescente in altezza, modificando di conseguenza la risposta degli elementi non strutturali. La distribuzione di danno causa infatti una riduzione dell'accelerazione massima all'ultimo livello a fine analisi, con sovrastima della formulazione proposta. Ciò però è puramente situazionale, infatti le tamponature in direzione X e configurazione T2 presentano accelerazioni elastiche (curva verde) all'ultimo livello molto vicine alla predizione, che si mantiene quindi affidabile sempre, con un margine di sovrastima alcune volte più ampio ma cautelativo proprio per coprire questi casi di minore danneggiamento non strutturale e minore modifica della risposta globale della struttura.

La formulazione, se comparata con i risultati inelastici OOP (con resistenza FEMA 356 o Dawe & Seah), può subire una riduzione ragionata delle predizioni, in funzione dell'effettivo elemento non strutturale che ci si trova a verificare. Applicando il fattore q_{NS} di piano le predizioni risultano molto più aderenti ai risultati delle analisi (curve magenta tratteggiate). Un abbattimento q_{NS} superiori a 1.5 è sconsigliato, non essendo validato sperimentalmente e generalmente a svantaggio di sicurezza, come dimostrato dalle predizioni EC8 (sempre) e NTC18 (nel caso dir. X/config. T2). La capacità di cogliere i picchi di risposta della formulazione è confermata dal confronto con la risposta dei pannelli in direzione X, configurazione T2, per i quali le condizioni di accelerazione sono superiori rispetto agli altri casi (Figura 6.42a).



(a) Direzione Y (pannelli in direzione X) (b) Direzione X (pannelli in direzione Y)
 Figura 6.42 – Verifica fuori piano dei pannelli, configurazione T2.

In conclusione, la procedura di valutazione degli spettri di piano e del fattore di comportamento non strutturale di piano risulta globalmente soddisfacente. A queste analisi preliminari potrà seguire una procedura di validazione più estesa e/o un miglioramento dei parametri in gioco, sulla base di un più ampio *set* di analisi dinamiche non lineari. L'obiettivo principale è dunque fornire le basi per uno strumento dipendente da parametri facilmente ricavabili dal professionista, che permetta il progetto o la verifica degli elementi non strutturali, ed in particolare delle tamponature deboli/intermedie.

6.6 BIBLIOGRAFIA

Allegato C7 NZS1170 (2017). The Seismic Assessment of Existing Buildings (the Guidelines), Part C-Detailed Seismic Assessment. *New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE)*.

Anajafi H, Medina RA (2019). Damping modification factor for elastic floor spectra. *Bulletin of earthquake engineering*; 17: 6079–6108.

Aragaw LF, Calvi P (2018). Earthquake-Induced Floor Accelerations in Base-Rocking Wall Buildings. *Journal of Earthquake Engineering*; 25:941-969.

ASCE/SEI 41-13 (2013). Seismic rehabilitation of existing buildings. *American Society of Civil Engineers, Virginia, USA*.

ASCE/SEI 41-17 (2017). Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. *American Society of Civil Engineers, Virginia, USA*.

Berto L, Bovo M, Rocca I, Saetta A, Savoia M (2020). Seismic safety of valuable non-structural elements in RC buildings: Floor Response Spectrum approaches. *Engineering Structures* 205(S1):110081.

Blasi G, Perrone D, Aiello MA (2018). Fragility functions and floor spectra of RC masonry infilled frames: influence of mechanical properties of masonry infills. *Bulletin of earthquake engineering*; 16:6105–6130.

Calvi PM, Sullivan TJ (2014). Estimating floor spectra in multiple degree of freedom systems. *Earthquake Struct*; 7(1):17-38.

Circolare DM96 (1997). Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16-01-1996. *Ministero dei Lavori Pubblici*.

Circolare NTC18 (2019). Circolare esplicativa delle Norme Tecniche per le Costruzioni. Supplemento ordinario n. 5 Gazzetta Ufficiale 11 febbraio, 2019. *Italian Ministry of the Infrastructures and Transports, Rome, Italy*.

Dawe JL, Seah CK (1989). Out-of-plane resistance of concrete masonry infilled panels. *Canadian Journal of Civil Engineering*; 16.6:854–864.

Di Domenico M, Ricci P, Verderame GM (2021). Floor spectra for bare and infilled reinforced concrete frames designed according to Eurocodes. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*; 50:3577-3601.

DM96 (1996). Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche (D.M. 16-01-1996) e Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche (D.M. 09-01-1996). *Ministero dei Lavori Pubblici*.

- EC1. Eurocode 1 (2002). Actions on structures – part 1-1: general actions – densities, self-weight, imposed loads for buildings. *European Committee for Standardization, Brussels*.
- EC2. Eurocode 2 (2004). Design of concrete structure – part 1-1: general rules and rules for buildings. *European Committee for Standardization, Brussels*.
- EC8. Eurocode 8 (2004). Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. *C.E.N, European Committee for Standardization*.
- Mazza F, Donnici A (2022, sottomesso). Code-Oriented Floor Acceleration Response Spectra of RC Framed Buildings Accounting for Nonlinear Response of Masonry Infills. *15th World Congress on Computational Mechanics (WCCM) & 8th Asian Pacific Congress on Computational Mechanics (APCOM), Yokohama, Japan (Upcoming Congress)*.
- FEMA 356 (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. *Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA*.
- Hadjian AH, Ellison B (1986). Decoupling of Secondary Systems for Seismic Analysis. *Journal of Pressure Vessel Technology; 108(1):78-85*.
- Jiang W, Liu W, Xie W-C, Pandey MD (2017). A scaling method for generating floor response spectra. *Annals of Nuclear Energy; 110:613–632*.
- Kadysiewski S, Mosalam KM (2009). Modelling of unreinforced masonry infill walls considering in-plane and out-of-plane interaction. *Pacific Earthq Eng Res Center*.
- Kazantzi AK, Miranda E, Vamvatsikos D (2020). Strength-reduction factors for the design of light nonstructural elements in buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics; 49:1329-1343*.
- Landge MV, Ingle RK (2021). Comparative study of floor response spectra for regular and irregular buildings subjected to earthquake. *Asian Journal of Civil Engineering; 22:49–58*.
- Lucchini A, Mollaioli F, Bazzurro P (2014). Floor Response Spectra for Bare and Infilled Reinforced Concrete Frames. *Journal of Earthquake Engineering; 18:1060-1082*.
- Lucchini A, Franchin P, Mollaioli F (2017). Spectrum-to-spectrum methods for the generation of elastic floor acceleration spectra. *X International Conference on Structural Dynamics, EURODYN 2017, Procedia Engineering; 199:3552–3557*.
- Merino RJ, Perrone D, Filiatrault A (2020). Consistent floor response spectra for performance-based seismic design of nonstructural elements. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics; 49:261-284*.
- Naga P, Eatherton MR (2014). Analyzing the effect of moving resonance on seismic response of structures using wavelet transforms. *Earthquake Engng Struct. Dyn.; 43:759–768*.

NTC18 (2018). Norme tecniche per le costruzioni e relative istruzioni. D.M. 17-01-2018. *Italian Ministry of the Infrastructures and Transports, Rome, Italy.*

NUREG-0800 (2013). USNRC Standard Review Plan for the Review of Safety Analysis Reports for Nuclear Power Plants. *United States Nuclear Regulatory Commission.*

NZS1170 (2004). Structural design actions. Earthquake Design Actions. *New Zealand Society for Earthquake Engineering (NZSEE), 1170.5:2004.*

Petrone C, Magliulo G, Manfredi G (2015). Seismic demand on light acceleration-sensitive nonstructural components in European reinforced concrete buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics; 44:1203–1217.*

Politopoulos I (2010). Floor Spectra of MDOF Nonlinear Structures. *Journal of Earthquake Engineering; 14:726–742.*

Reinoso E, Miranda E (2005). Estimation of floor acceleration demands in high-rise buildings during earthquakes. *The Structural Design of Tall and Special Buildings; 14: 107–130.*

Ricci P, Di Domenico M, Verderame GM (2018a). Empirical-based out-of-plane URM infill wall model accounting for the interaction with in-plane demand. *Earthquake Engng Struct Dyn; 47(3):802–827.*

Ricci P, Di Domenico M, Verderame GM (2018b). Experimental assessment of the in-plane/out-of-plane interaction in unreinforced masonry infill walls. *Engineering Structures; 173:960–978.*

Sullivan TJ, Calvi PM, Nascimbene R (2013). Towards improved floor spectra estimates for seismic design. *Earthquake Struct; 4(1):109-132.*

Surana M, Singh Y, Lang DH (2018). Floor spectra of inelastic RC frame buildings considering ground motion characteristics. *Journal of Earthquake Engineering; 22:488-519.*

Vukobratović V, Fajfar P (2017). Code-oriented floor acceleration spectra for building structures. *Bulletin of earthquake engineering; 15:3013-3026.*

Wang T, Shang QX, Li JC (2020). Case study of floor acceleration response spectra in reinforced concrete frames using different methods. *17th World Conference on Earthquake Engineering, 17WCEE, Sendai, Japan - September 13-18 2020.*

Welch DP, Sullivan TJ (2017). Illustrating a New Possibility for the Estimation of Floor Spectra in Nonlinear Multi-Degree of Freedom Systems. *Proceedings of the 16th World Conference on Earthquake, 16WCEE, Paper N° 2632, Santiago, Chile.*

7. CONCLUSIONI

Il presente lavoro di tesi racchiude e sintetizza il lavoro di ricerca relativo al comportamento sismico delle tamponature condotto durante il percorso di dottorato. Lo sviluppo di un macro-modello innovativo rispetto a quelli disponibili permette di indagare la risposta dei pannelli in strutture intelaiate in c.a. sia nei casi particolari che in quelli più generali. La distribuzione del danneggiamento non strutturale, gli effetti indiretti sulla risposta strutturale, il regime di accelerazioni fuori piano dei pannelli, l'influenza del fenomeno di interazione IP-OOP sono i principali *layer* interpretativi considerati, declinati in base alle specifiche esigenze di ricerca presentate in ogni Capitolo. L'applicazione parametrica del macro-modello in strutture *benchmark* ha posto le basi per la formulazione di uno spettro di piano *code-oriented* utile al progettista per la verifica o il progetto degli elementi non strutturali, corredato da indicazioni aggiuntive specifiche per le tamponature.

7.1 ANALISI CONDOTTE

La possibilità di modellazione della risposta non strutturale per analisi di dettaglio è stata concretizzata nel Capitolo 4. L'istituto De Gasperi-Battaglia di Norcia, realizzato all'inizio degli anni '60, si sviluppa su quattro livelli, tre dei quali fuori terra. La struttura è composta da tre corpi a pianta rettangolare, di cui il centrale aggettante rispetto ai laterali, connessi fra loro tramite selle Gerber (chiuse nel 2005). Sono stati analizzati i modelli a telaio nudo e tamponato. I pannelli impiegati sono costituiti da una doppia fodera: la soluzione (8+12)cm caratterizza le tamponature esterne, la soluzione (8+8)cm le partizioni interne. Le configurazioni geometriche dei pannelli sono state riassunte in quattro tipologie principali (MI.1, MI.2a, MI.2b, MI.3). La struttura è stata modellata sia dal punto di vista strutturale che non strutturale, ottenendo le informazioni mancanti tramite un progetto simulato secondo il Regio Decreto n. 2229 del 1939.

Una prima parte delle analisi condotte è caratterizzata dal confronto fra la risposta dinamica del telaio nudo e quella del telaio tamponato applicando diverse ipotesi di comportamento dei pannelli (elastico IP ed OOP, inelastico IP ed elastico OOP, inelastico IP ed OOP con interazione IP→OOP). La modellazione della risposta IP è basata sul legame proposto da Cavaleri & Di Trapani (2014), utilizzando la larghezza del puntone suggerita da Bertoldi et al. (1993) o da Papia et al. (2003), *lower* e *upper bound*, rispettivamente. La risposta IP della doppia fodera è ottenuta sommando e compensando i legami delle singole fodere (modellazione monofodera equivalente). La risposta OOP è stata ricostruita tramite una *backbone* bilatera, la cui resistenza massima è valutata tramite la formulazione di Dawe & Seah (1989) semplificata, ritenuta adeguata ad una stima realistica. Essendo presenti due fodere di spessore differente, la risposta fuori piano è stata ricostruita ripetendo l'analisi dinamica non lineare due volte. L'interazione IP→OOP è stata modellata adottando leggi tarate sperimentalmente, attivandola al superamento del secondo ramo della *backbone* nel piano. Nella scelta dell'*input* sismico si è fatta particolare attenzione all'utilizzo di terremoti spettrocompatibili allo SLV riferiti al sito in esame, colpito dallo sciame sismico del 2016 (Centro Italia), in modo tale da comparare il quadro di danno reale e simulato.

Una seconda parte di risultati è stata ottenuta adottando una versione avanzata del macro-modello, capace di simulare in contemporanea le due foderi di diverso spessore. In questo modo non solo è possibile effettuare lo studio del danneggiamento fuori piano tramite una singola analisi, ma è possibile associare ad ogni fodera la sua *backbone* IP, valutandone la risposta accoppiata esatta. Il legame IP applicato corrisponde al legame proposto nel Capitolo 3 in modo tale da simulare uno scenario di danneggiamento massimo dei pannelli. I legami OOP sono stati raffinati in termini di resistenza e relativi spostamenti, applicando nuovamente la formulazione di Dawe & Seah (1989) per la resistenza OOP. Le leggi di degrado IP→OOP ed il *drift* IP di attivazione sono stati adeguati ai più recenti sviluppi disponibili in letteratura (Ricci et al., 2018). Il comportamento non strutturale analizzato è inelastico IP-inelastico OOP, effettuando un confronto fra l'ipotesi di interazione singola (IP→OOP) e mutua (IP↔OOP). Quest'ultima è stata rappresentata tramite la legge d'interazione proposta da Al-Chaar (2002). Le analisi condotte non sono in questo caso limitate allo SLV: è stata effettuata un'analisi incrementale della struttura, saggiando l'evoluzione del danneggiamento non strutturale per azioni sismiche che spaziano dalle condizioni di esercizio a quelle ultime.

I risultati non strutturali di carattere più generale sono ricercati attraverso una serie di analisi parametriche, riassunte nel Capitolo 5. Il primo obiettivo è stato rendere significativi i *range* di variabilità applicati: questi sono stati selezionati in riferimento ad un'area studio (il Comune di Rende, provincia di Cosenza). Grazie alla collaborazione con il Settore Urbanistico del Dipartimento di Ingegneria Civile è stato possibile ricavare la variabilità del numero di piani, delle dimensioni in pianta e del criterio di progettazione di ogni edificio intelaiato in c.a. ricadente nel Comune. È stato quindi ideato un modello strutturale tridimensionale semplificato (*benchmark model*), le cui ipotesi progettuali sono conformi a quelle reali (progettazione secondo il DM96 o precedenti). Tale modello è stato reso equivalente ai reali tramite un'operazione di *matching* in termini di periodo fondamentale e massa di piano. I parametri di variabilità analizzati sono di seguito elencati: numero di piani, classe di duttilità strutturale, periodo fondamentale, lunghezza della campata, tipologia di interazione (IP→OOP o IP↔OOP). Le tamponature sono inserite su tutto il perimetro del modello, costruendo i legami IP ed OOP in base alle proposte discusse nel Capitolo 3. Le strutture sono state sottoposte ad una coppia di accelerogrammi artificiali spettrocompatibili (SLV).

Il Capitolo 6 è incentrato sullo sviluppo di uno strumento *code-oriented* per la predizione delle accelerazioni non strutturali, fra cui le tamponature. L'operazione di taratura della formulazione proposta è fondata su una serie di analisi parametriche, inserendo fra le variabilità quelle ritenute più importanti in base alle considerazioni effettuate nel Capitolo 5. Le strutture *benchmark* sono state nuovamente progettate variandone i) il numero di piani, ii) la classe di duttilità, mantenendo le dimensioni degli elementi strutturali comparabili a quelle riscontrate nella pratica per strutture di altezza simile. L'influenza della modellazione non strutturale sugli spettri di piano rigorosi è stata analizzata ipotizzandone una variabilità in termini di periodo di oscillazione OOP e di comportamento (elastico IP ed elastico OOP, inelastico IP ed elastico OOP, inelastico IP ed inelastico OOP con interazione singola o mutua). La resistenza massima OOP è stata

valutata secondo la FEMA 356 del 2000 (*lower bound*) o la formulazione di Dawe & Seah (1989) semplificata a coefficienti massimizzati (*upper bound*).

Lo strumento è validato preliminarmente su un caso studio di un padiglione di una struttura ospedaliera parzialmente tamponato, analizzandolo in due configurazioni non strutturali (T1 e T2), applicando 7 coppie di accelerogrammi spettrocompatibili. Le analisi sono state ripetute facendo variare le ipotesi di comportamento non strutturale: inelastico IP ed elastico OOP, inelastico IP ed inelastico OOP. La resistenza massima OOP è stata valutata in accordo alle formulazioni *lower bound* e *upper bound* precedentemente introdotte. Il fenomeno di interazione è stato incluso adottando le due ipotesi di effetto singolo (IP→OOP) o mutuo (IP↔OOP).

7.2 RISULTATI OTTENUTI

Discussi i principali aspetti delle analisi condotte durante il percorso di dottorato, viene di seguito presentata una descrizione compatta dei risultati ottenuti e delle considerazioni ritenute più rilevanti.

7.2.1 MODELLAZIONE DELLE TAMPONATURE

Il macro-modello di tamponatura è stato sviluppato completamente. È possibile riprodurre sia la risposta dinamica elastica che inelastica nel piano e fuori piano. L'effetto del danneggiamento IP sulla risposta OOP (e/o viceversa) può essere attivato in funzione del livello di dettaglio ricercato. Un modulo aggiuntivo permette di modificare il sistema di vincoli e caratteristiche geometrico-meccaniche del macro-modello per poter effettuare l'analisi di tamponature a doppia foderà, associando ad ognuna la propria risposta e l'eventuale effetto dell'interazione singola IP→OOP o mutua IP↔OOP. Le leggi relative al fenomeno di interazione IP→OOP per tamponature di spessore ridotto si possono ritenere tarate su un sufficiente numero di analisi sperimentali. L'interazione opposta OOP→IP è stata analizzata soltanto in maniera esplorativa tramite l'espressione di Al-Chaar (2002), non essendo stata indagata sperimentalmente in maniera estesa.

Le analisi condotte nel Capitolo 4 hanno messo in luce la necessità di adottare un criterio di fascia per l'analisi di dettaglio di strutture intelaiate in c.a. tamponate, a causa dell'elevata dispersione delle caratteristiche meccaniche dei pannelli. L'ampiezza del puntone (IP) può essere valutata tramite la formulazione di Mainstone (1974) o di Papia et al. (2003), ritenute rispettivamente un *lower* ed un *upper bound*. La resistenza OOP minima è calcolabile applicando le indicazioni della normativa FEMA 356 (2000), mentre un valore *upper bound* può essere ottenuto applicando la formulazione semplificata di Dawe & Seah (1989) a coefficienti di deformabilità massimizzati. Nel Capitolo 3 è inoltre proposta una formulazione del legame IP che può ritenersi *lower bound*, fornendo una comparazione con le più note proposte disponibili in letteratura. Il legame OOP è costituito da una bilatera, che potrà essere modificata in trilatera in futuro, sulla base di un più consistente *set* di prove sperimentali per calibrarne il punto di macro-fessurazione.

I risultati ottenuti per l'istituto De Gasperi-Battaglia di Norcia hanno messo in evidenza la necessità di una modellazione dei pannelli inelastica nelle due direzioni di risposta, includendo almeno l'effetto dell'interazione IP→OOP. L'effetto dell'interazione opposta è generalmente peggiorativo, in termini di incremento di deformabilità dell'elemento strutturale e numero di collassi. Ciò risulta più evidente quando il numero e la rigidità IP dei pannelli sono tali da influenzare sensibilmente le caratteristiche dinamiche strutturali. La modellazione della doppia fodera risulta particolarmente utile ad abbattere i tempi di calcolo ed evitare errori di valutazione del quadro di danneggiamento non strutturale dovuti alla costruzione di un legame IP fittizio (monofodera equivalente).

7.2.2 AREE DI VULNERABILITÀ NON STRUTTURALE

Le aree di vulnerabilità non strutturale sono intese come regioni particolarmente sensibili al collasso nel piano o fuori piano delle tamponature, valutate lungo l'altezza della struttura. In base alle analisi condotte nel Capitolo 5 è emerso lo stretto legame che queste hanno con il livello di risposta inelastica strutturale (classe di duttilità).

Le strutture progettate per mostrare elevate plasticizzazioni allo SLV ($q=4.5$) tendono a mantenere un andamento crescente del *drift* IP verso i piani inferiori, con una netta predominanza del *drift* IP al primo/secondo livello. Ciò significa che l'interazione IP→OOP è principalmente attivata in quest'area. I relativi pannelli sono suscettibili al collasso fuori piano o nel piano. Il rischio di piano soffice è quindi limitato alla base dell'edificio.

Le strutture progettate con fattore di comportamento $q=3.0$ tendono a presentare due aree di vulnerabilità: una intermedia ed una alla base. I *drift* IP alla base tendono ad essere superiori rispetto ai piani intermedi, causando l'attivazione di un più pronunciato degrado OOP. Il loro valore è però contenuto rispetto alle strutture progettate ad elevata duttilità. I collassi avvengono quindi in direzione OOP nella maggior parte dei casi. La vulnerabilità OOP dei pannelli della regione intermedia è dovuta nuovamente all'interazione IP→OOP. La sinergia fra *drift* IP non trascurabili e accelerazioni OOP superiori ai primi livelli induce comunque un rilevante danneggiamento dei relativi pannelli.

Le strutture a comportamento pressoché elastico ($q=1.5$) presentano un regime di *drift* IP non trascurabile su quasi tutta l'altezza. Le accelerazioni OOP sono inoltre maggiori rispetto alle classi strutturali precedenti. Di conseguenza possono verificarsi collassi in sommità a causa delle elevate azioni OOP, in assenza di interazione. Il danneggiamento ai piani inferiori è generalmente esteso e variabile in altezza, in funzione dell'impatto dei modi superiori al primo. I collassi si verificano soltanto in direzione OOP, con influenza moderata dell'interazione IP→OOP. Ciò è dovuto alla maggiore rigidità e resistenza degli elementi strutturali, che limita la deformazione IP del generico impalcato.

Un altro elemento che influisce sulla distribuzione del danneggiamento non strutturale è l'altezza dell'edificio: ad un minore numero di piani (2-4) corrisponde generalmente una riduzione delle possibili aree di vulnerabilità: l'influenza dei modi superiori è meno pronunciata, annullando la possibilità di formazione di aree di vulnerabilità intermedie per le classi di duttilità interessate. La lunghezza della campata tende a modificare leggermente la posizione dell'area di vulnerabilità intermedia, trasladola verso i piani inferiori.

La presenza di interazione mutua IP \leftrightarrow OOP non modifica le precedenti considerazioni, ma tende ad amplificare l'estensione del danneggiamento non strutturale globale.

7.2.3 SPETTRI DI PIANO

Le analisi parametriche condotte nel Capitolo 6 hanno permesso l'identificazione dei principali parametri che permettono la costruzione di uno spettro di piano semplificato. Gli spettri calcolati tramite metodo rigoroso offrono informazioni utili al calcolo dei coefficienti di amplificazione in altezza (a_H) e non strutturale (a_{NS}) in base ai quali può essere valutata la massima accelerazione non strutturale elastica. L'estensione della regione spettrale corrispondente è tarata analizzando le aree di influenza del primo modo e dei superiori, dipendenti dalla posizione in altezza dell'elemento non strutturale. A questo scopo risulta utile ed innovativa l'applicazione delle trasformate *wavelet* per ricercare i periodi governanti le accelerazioni strutturali e la relativa elongazione massima (dovuta alle plasticizzazioni). L'analisi dei segnali strutturali ha permesso l'identificazione di tre aree, la cui estensione dipende dalla classe di duttilità strutturale: HMZ (*higher mode zone*), MMZ (*mixed mode zone*), FMZ (*first mode zone*). Nella HMZ prevale il contributo dei modi superiori, nella FMZ del primo modo e nella MMZ il contributo predominante può essere associato sia al primo che ai superiori. Di conseguenza il *plateau* dello spettro di piano sarà localizzato nel *range* di periodi non strutturali che includono i modi dominanti e l'elongazione massima dei relativi periodi.

Uno strumento semplificato per la valutazione degli spettri elastici deve risultare cautelativo in tutte le possibili regioni spettrali di risonanza fra sistema strutturale e non strutturale. Ciò significa che in ogni regione deve essere riprodotta in modo opportuno l'influenza dei modi strutturali non dominanti, il cui effetto amplificativo può essere non trascurabile. A questo scopo è stata proposta una modifica alle classiche leggi per il primo ed il terzo ramo dello spettro, in modo tale da cogliere anche la variabilità dei picchi spettrali secondari.

L'analisi dell'effettivo danneggiamento delle tamponature ha messo in luce la necessità di fornire indicazioni per un calcolo ragionato del relativo fattore di comportamento non strutturale (q_{MI}). Le predizioni elastiche devono essere ridotte soltanto quando l'elemento risulta effettivamente danneggiato. Il fattore q_{MI} presenta un valore massimo pari a 1.5, calibrato in funzione dei risultati ottenuti. Sono inoltre suggerite alcune semplici modifiche alla forma dello spettro inelastico delle tamponature in funzione del grado d'interazione IP-OOP e dell'evoluzione del relativo periodo non strutturale rispetto ai periodi strutturali. Il caso studio sul quale è stato testato il metodo *code-oriented* proposto ha messo in luce la conservatività dei risultati per tutte le tamponature analizzate.

7.3 LIMITI DELLA MODELLAZIONE

La strategia di modellazione proposta è afferente alla classe dei macro-modelli, capaci di rappresentare la risposta della tamponatura dal punto di vista fenomenologico. Ciò vuol dire che le curve nel piano (IP) e fuori piano (OOP) riprodotte dal modello ricalcano la risposta globale del pannello nelle due direzioni di carico ortogonali. Il modello non può

quindi cogliere la rottura progressiva degli elementi componenti (interfacce blocco-blocco, blocco-elemento strutturale, fessurazioni locali della muratura, etc.). Il danneggiamento globale del pannello è dunque sintetizzato nei diversi punti che identificano il legame costitutivo (macro-fessurazione, resistenza massima, ultima).

Allo stato attuale il macro-modello può risultare un utile strumento per la valutazione del danneggiamento non strutturale e dell'impatto che i progressivi collassi sortiscono sulla risposta strutturale durante l'evento sismico. L'azione sismica nel piano viene trasferita al modello di tamponatura tramite i nodi d'intersezione trave-pilastro, introducendo dunque un'approssimazione rispetto al reale stato di sollecitazione degli elementi strutturali circostanti, in particolare dei pilastri. La superficie di contatto del puntone equivalente spazia infatti su una porzione dell'elemento strutturale (trave o pilastro) di dimensioni finite, inducendo un'alterazione degli sforzi di taglio, per come discusso nel Paragrafo 4.7.7. Il macro-modello trasferisce le azioni IP direttamente nel nodo trave-pilastro. Secondo la geometria attuale del macro-modello questi effetti possono essere valutati soltanto a valle delle iterazioni dinamiche, affidando ad una *routine* interna il controllo indiretto del collasso a taglio dell'elemento strutturale in un'ottica *step by step*.

Una futura miglioria del macro-modello potrebbe prevedere la disposizione eccentrica degli elementi diagonali, sviluppando una geometria nuovamente compatibile con la realtà e mirata verso la rappresentazione delle azioni locali. La *routine* di gestione della risposta nel piano e fuori piano (con o senza interazione) è infatti adattabile, come dimostrato per le tamponature a doppia foderata, a geometrie o condizioni di vincolo semplificate alternative, opportunamente ragionate.

Infine, la possibilità di includere la presenza di aperture nel macro-modello non è stata indagata nel presente lavoro di tesi, principalmente per l'assenza di prove sperimentali dedicate al fenomeno dell'interazione IP-OOP che potessero offrire uno spunto di ricerca significativo nel breve termine. Sicuramente è possibile prendere spunto dalla vasta letteratura riguardante la risposta nel piano per ottenere formulazioni speditive che tengano conto della presenza di aperture nella definizione della *backbone* IP. Meno estesa o del tutto assente è la caratterizzazione della risposta OOP (e di conseguenza del fenomeno d'interazione) in presenza di aperture.

7.4 RICADUTE NORMATIVE

Le analisi condotte nel Capitolo 4 hanno evidenziato una generale incapacità delle formulazioni normative semplificate nel cogliere le accelerazioni massime fuori piano dei pannelli di tamponatura. Ciò può essere giustificato in base alle particolari caratteristiche dinamiche della struttura analizzata (presenza della struttura del tetto, avente massa elevata). Nel Capitolo 5 la tendenza verso la sottostima delle accelerazioni è stata riscontrata anche per le analisi condotte sul *benchmark model*, un modello strutturale regolare ed in linea con le ipotesi normative. Le stesse conclusioni possono essere estese ad una buona percentuale di pannelli analizzati per il padiglione ospedaliero discusso in chiusura del Capitolo 6. Fra tutte le formulazioni normative riportate spiccano, per maggiore efficacia, quelle proposte nelle NZS1170 (2004) e nelle NTC18 (2018). Queste ultime presentano un'elegante formulazione dello spettro di piano, che può tener conto

delle condizioni di risposta inelastiche strutturali e dei modi superiori. La proposta di uno spettro di piano *code-oriented* introdotta e discussa nel Capitolo 6 riprende la struttura e la filosofia della formulazione semplificata delle NTC18, introducendo le seguenti novità:

- Utilizzo di modelli tridimensionali per le analisi parametriche condotte;
- Dipendenza del regime di accelerazioni e dei parametri spettrali dal livello di inelasticità strutturale, espresso tramite il fattore di comportamento;
- Integrazione dell'influenza delle tamponature, declinando tutte le casistiche di comportamento sismico più realistiche;
- Identificazione dei modi superiori più influenti tramite analisi *wavelet*, più precisa rispetto al classico utilizzo dello spettro di piano rigoroso;
- Identificazione del *range* di elongazione dei modi strutturali tramite analisi *wavelet*;
- Introduzione di una nuova curva ragionata per il primo ed il terzo ramo dello spettro di piano;
- Evoluzione della forma dello spettro di piano in base alla posizione in altezza dell'elemento non strutturale (aree di influenza dei modi superiori);
- Introduzione di un fattore di comportamento non strutturale valido per tamponature deboli/a doppia foderà, dipendente dal livello di danneggiamento effettivamente subito dall'elemento (in linea con il concetto di fattore di comportamento strutturale).

La proposta non è certamente definitiva, ma è intesa come un tentativo per tracciare il percorso di evoluzione di quella attualmente applicabile in Italia, un aggiornamento sviluppato in base ad analisi effettuate alla luce del progresso scientifico degli ultimi anni sul tema delle tamponature. L'integrazione di ulteriori analisi permetterà infatti il miglioramento dei parametri in gioco, calibrandoli su un più esteso *set* di strutture intelaiate in c.a. tamponate.

7.5 SVILUPPI FUTURI

I risultati ottenuti nel presente lavoro di tesi rappresentano un punto di partenza per lo sviluppo di ulteriori aspetti relativi alle problematiche non strutturali. Un primo obiettivo, è l'applicazione del macro-modello su larga scala, possibilità garantita dai contenuti tempi di elaborazione per poter effettuare un elevato quantitativo di analisi dinamiche non lineari. La collaborazione con il Settore di Urbanistica del Dipartimento di Ingegneria Civile ha permesso di mirare le analisi del Capitolo 5 verso variabilità specifiche del costruito esistente. La mappatura del territorio comunale tramite *layer* tematici interattivi (ambiente *GIS*) pone le basi per sviluppare ulteriormente questa applicazione urbanistico-strutturale preliminare e darne un risvolto pratico. I dati riguardanti il danneggiamento fuori piano, le velocità ed accelerazioni di espulsione dei pannelli saranno infatti utilizzati per identificare le più sicure vie di fuga durante un evento sismico. Queste informazioni sono sintetizzabili in *layer* utili alla costruzione di scenari di rischio multi-criterio per la previsione e gestione delle emergenze (Piani di Sicurezza, sistemi di *Early Warning*).

Non tutte le tamponature o elementi di partizione interna sono realizzati in muratura (mattoni o blocchi). Nei contesti ospedalieri o professionali è possibile identificare sistemi di chiusura degli spazi alternativi, ad esempio tramite pannelli in gesso multistrato a telaio in acciaio. Il macro-modello non strutturale sviluppato può essere adattato anche a queste casistiche. Ciò è reso possibile dal carattere puramente fenomenologico della modellazione: la geometria, le *backbone* di risposta nel piano e fuori piano, le leggi isteretiche e di interazione possono essere adattate ad elementi non strutturali analoghi per scopo ma differenti per tecnologia di realizzazione. Questa potenzialità verrà indagata in futuro.

Un ulteriore spunto per la ricerca in questo settore è rappresentato dalle applicazioni del macro-modello all'analisi statica non lineare, ottenendo informazioni utili per la progettazione integrata strutturale-non strutturale.

APPENDICE A

Sono di seguito riportati i dettagli relativi alle armature longitudinali e trasversali per pilastri e travi dell'Istituto De Gasperi – Battaglia di Norcia, in base agli elaborati del progetto di secondo stralcio.

Pilastri

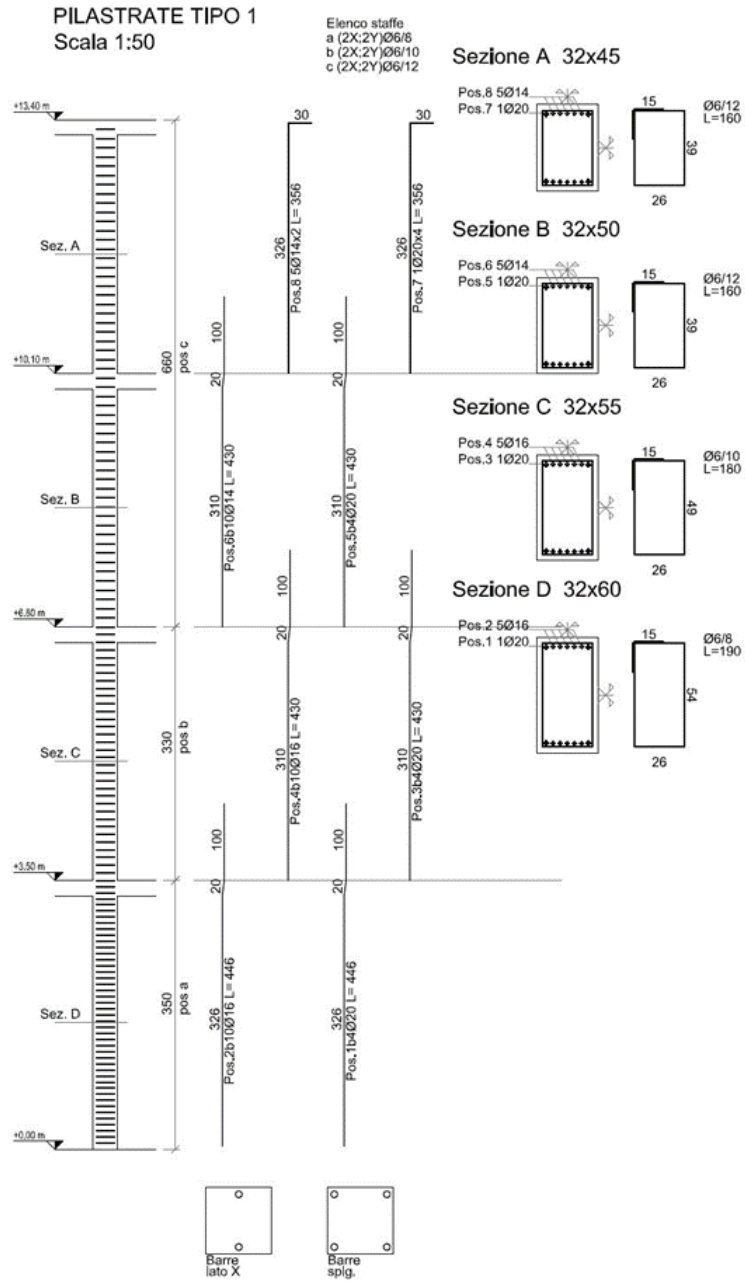


Figura A.1 – Armatura longitudinale e trasversale per pilastri di tipo 1.

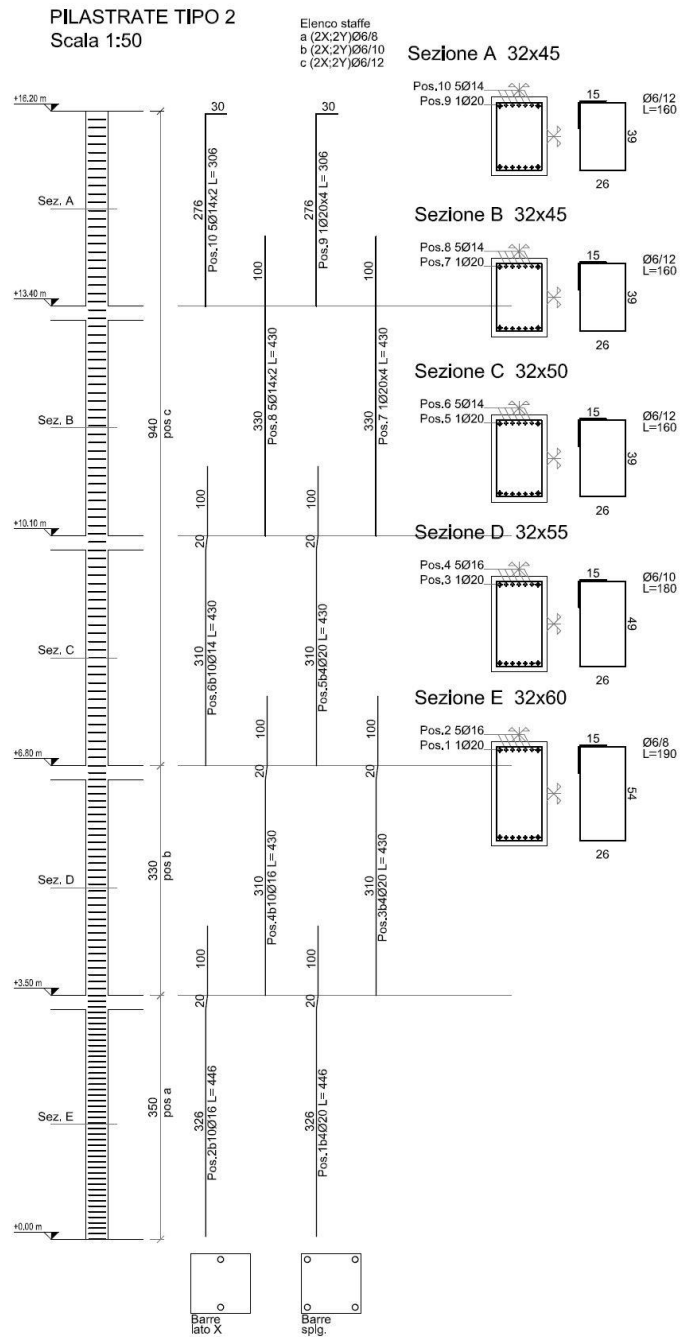


Figura A.2 – Armatura longitudinale e trasversale per pilastri di tipo 2.

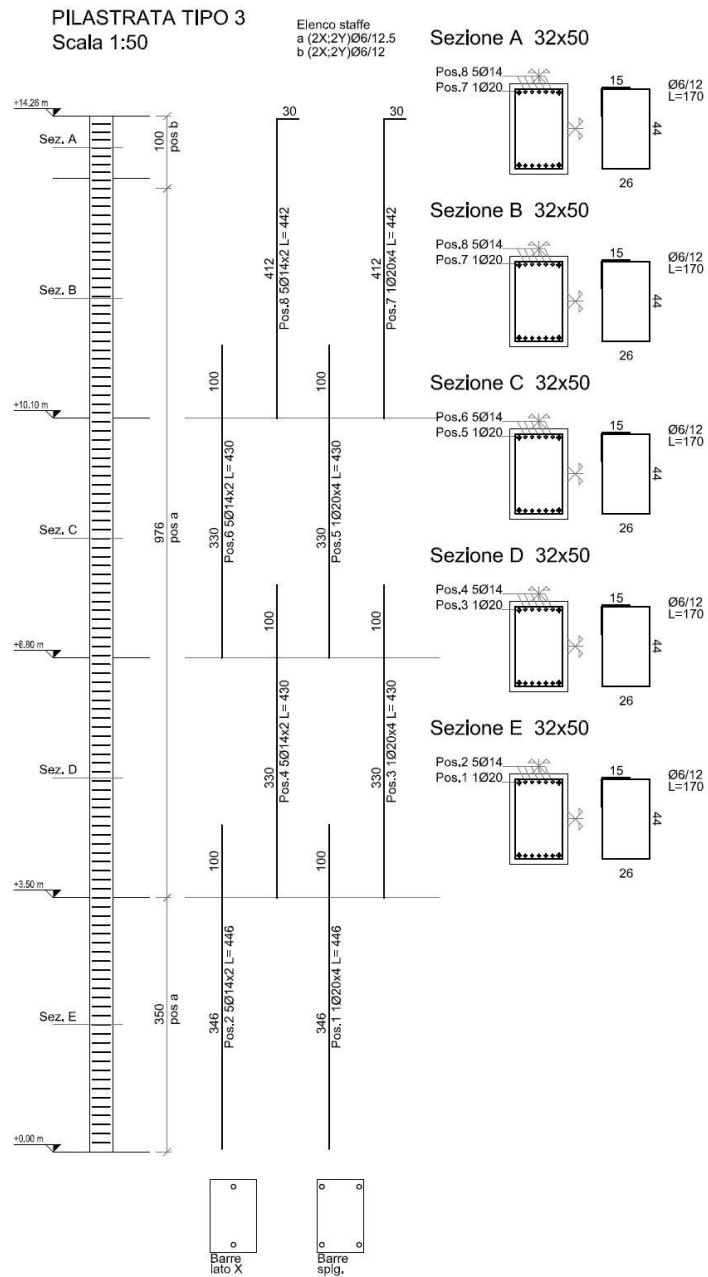


Figura A.3 – Armatura longitudinale e trasversale per pilastri di tipo 3.

Travi – Tipo 1

TRAVE TIPO 1
Scala 1:50

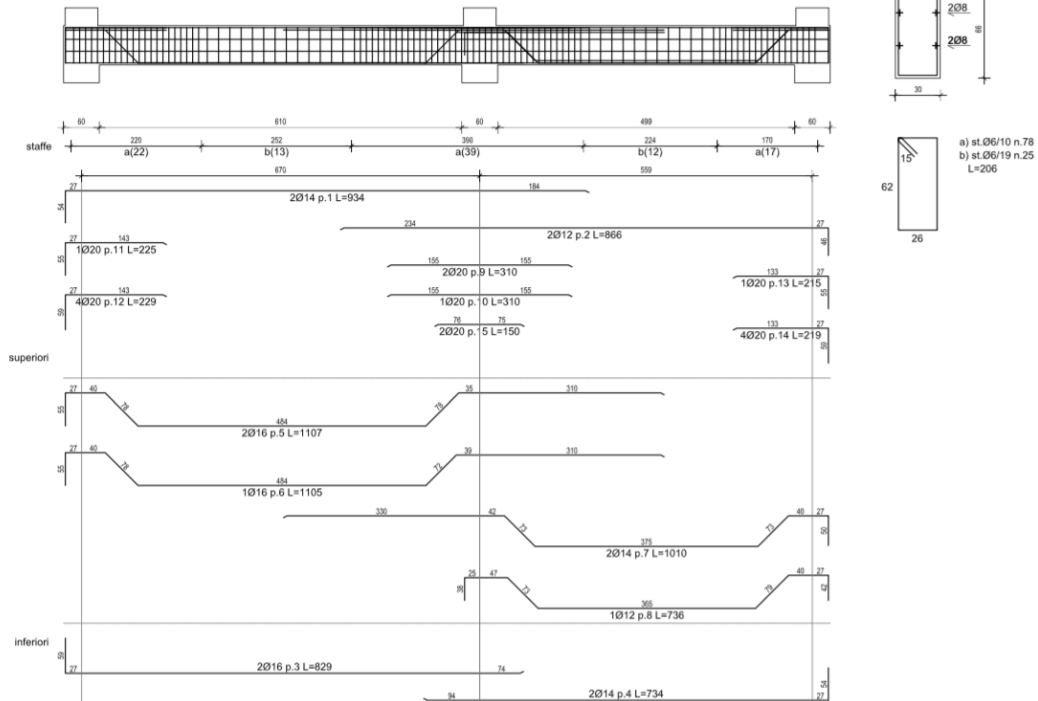


Figura A.4 – Armatura longitudinale e trasversale per travi di tipo 1 (I livello).

TRAVE TIPO 1
Scala 1:50

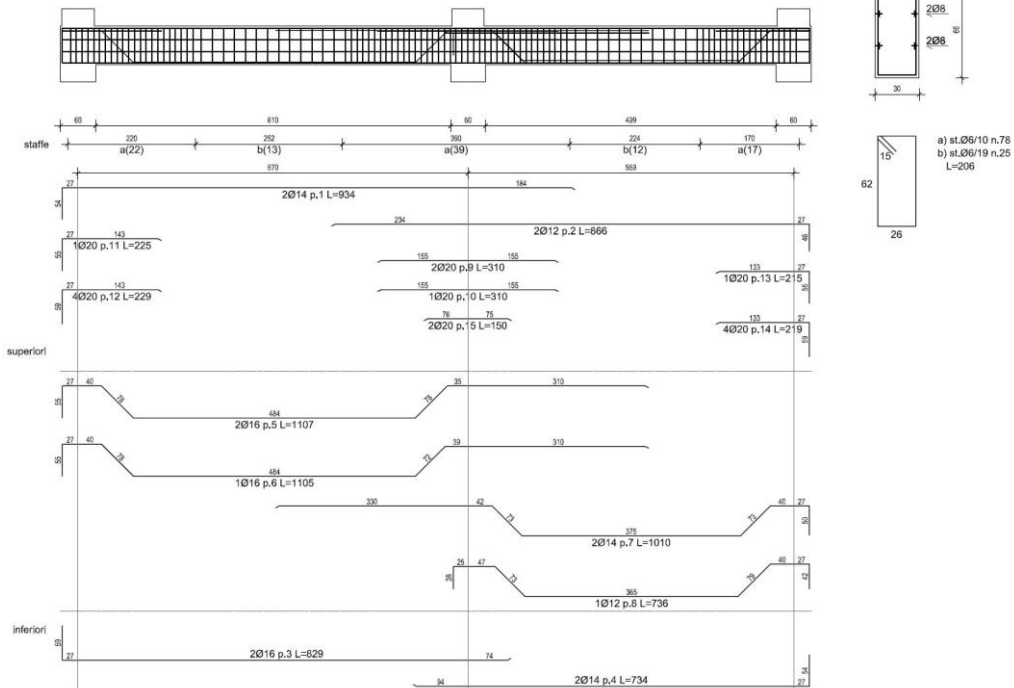
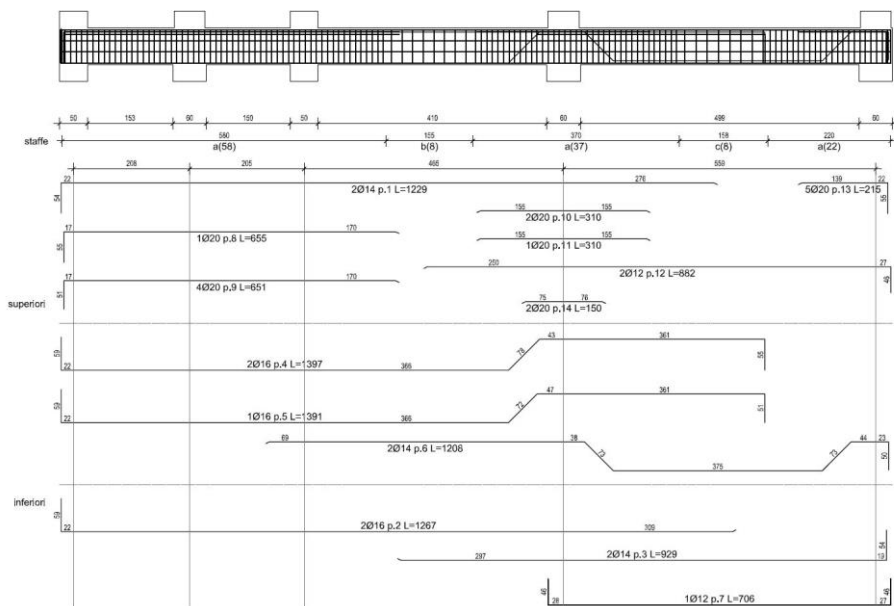
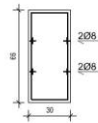


Figura A.5 – Armatura longitudinale e trasversale per travi di tipo 1 (II/III livello).

TRAVE TIPO 2
Scala 1:50



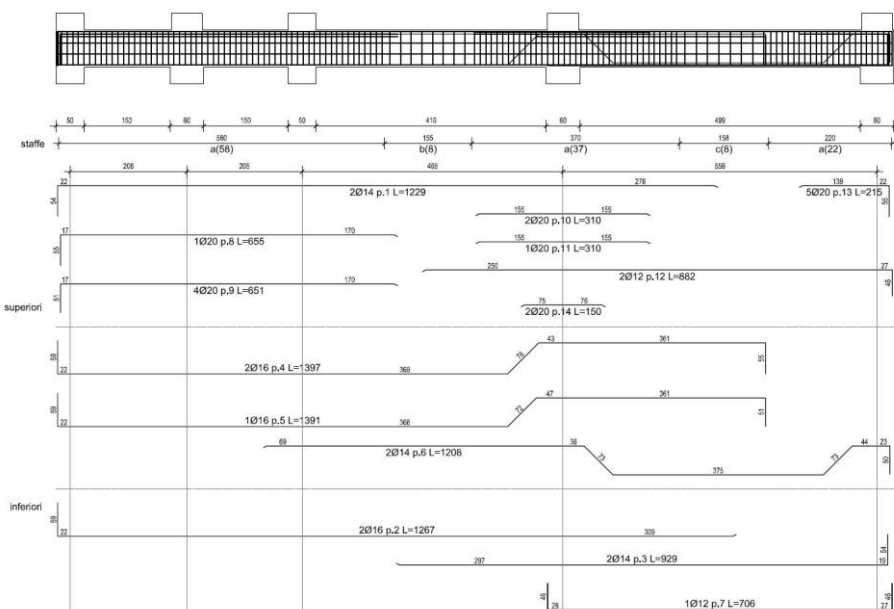
Sezione



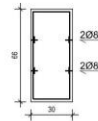
- a) st.Ø6/10 n.117
- b) st.Ø6/19 n.6
- c) st.Ø6/20 n.6 L=206

Figura A.8 – Armatura longitudinale e trasversale per travi di tipo 2 (II/III livello).

TRAVE TIPO 2
Scala 1:50



Sezione



- a) st.Ø6/10 n.117
- b) st.Ø6/19 n.6
- c) st.Ø6/20 n.6 L=206

Figura A.9 – Armatura longitudinale e trasversale per travi di tipo 2 (IV livello).

Travi – Tipo 3-4

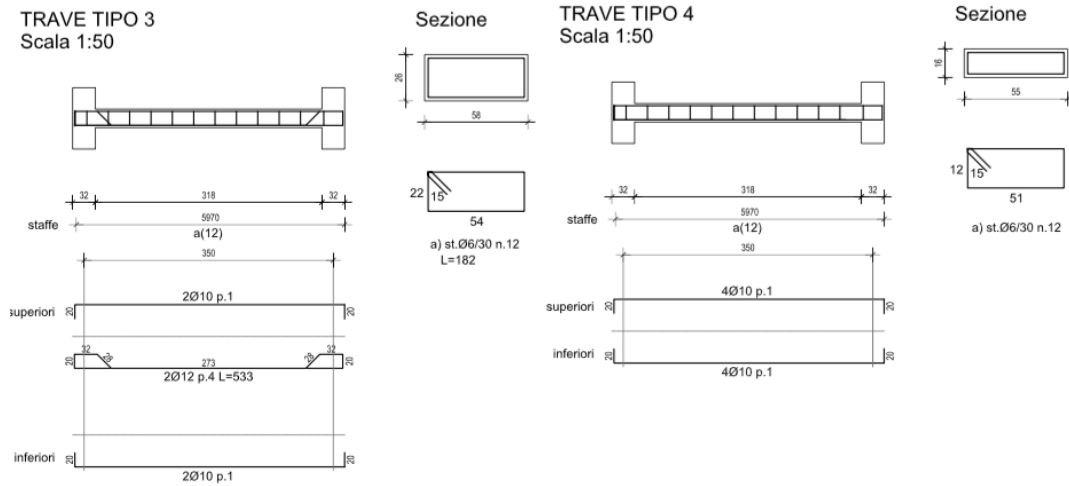


Figura A.10 – Armatura longitudinale e trasversale per travi di tipo 3-4 (I livello).

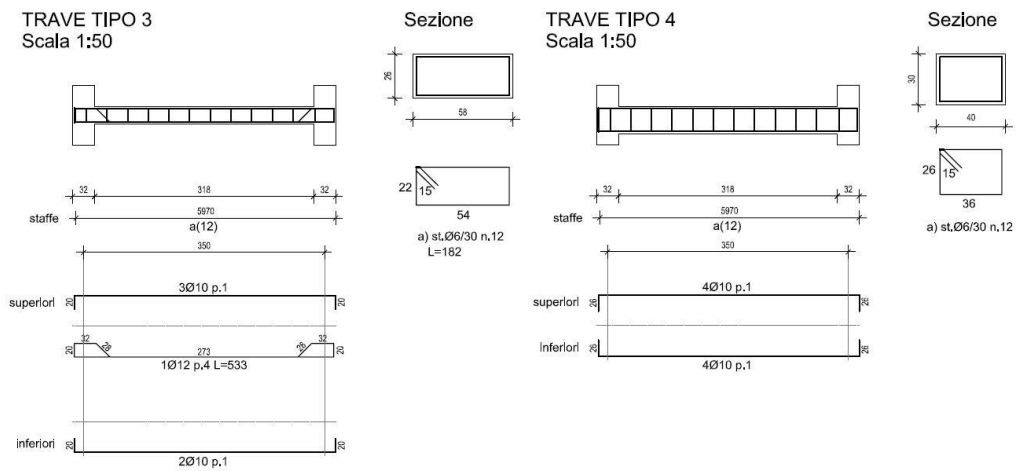


Figura A.11 – Armatura longitudinale e trasversale per travi di tipo 3-4 (II/III livello).

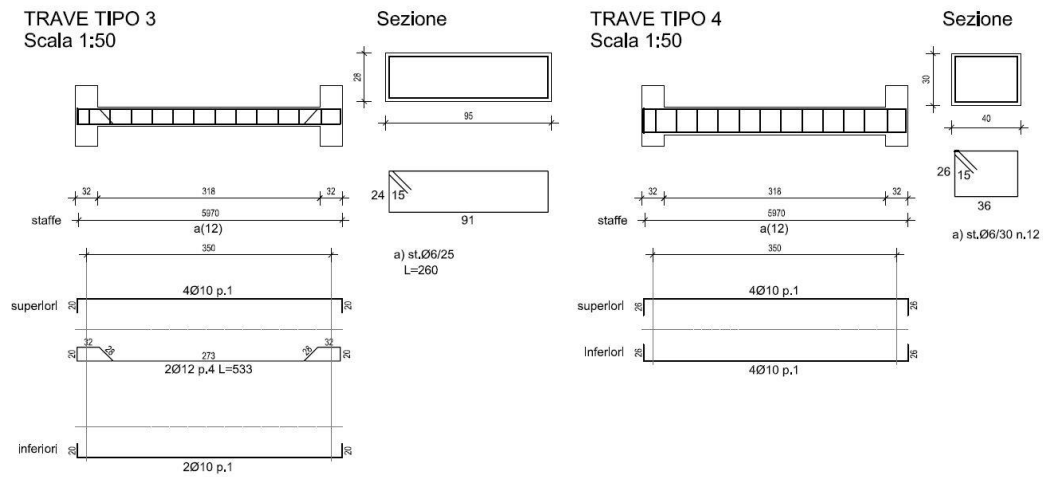


Figura A.12 – Armatura longitudinale e trasversale per travi di tipo 3-4 (IV livello).

Travi – Tipo 5

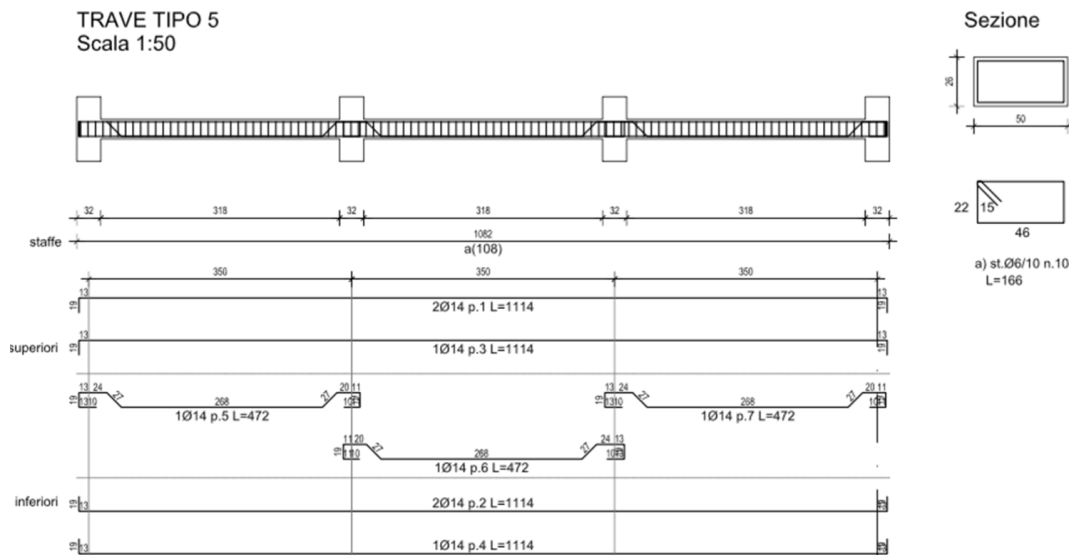


Figura A.13 – Armatura longitudinale e trasversale per travi di tipo 5 (I livello).

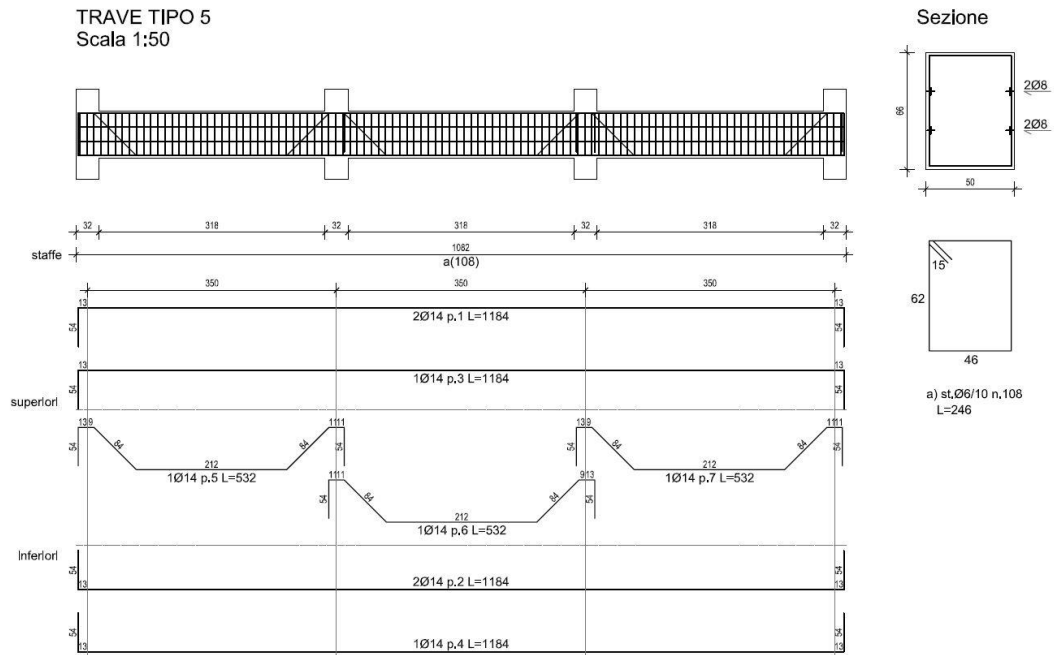


Figura A.14 – Armatura longitudinale e trasversale per travi di tipo 5 (II/III livello).

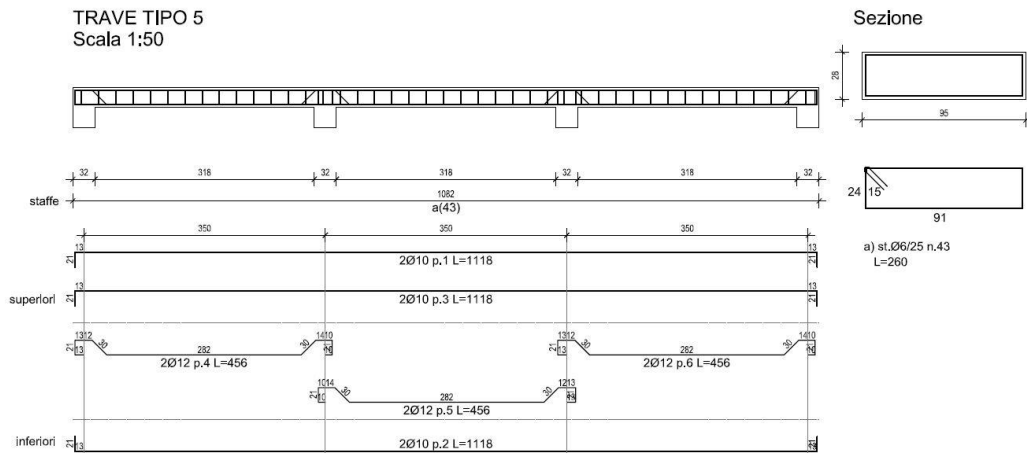


Figura A.15 – Armatura longitudinale e trasversale per travi di tipo 5 (II/III livello).

Travi – Copertura

TRAVE TIPO 1
Scala 1:50

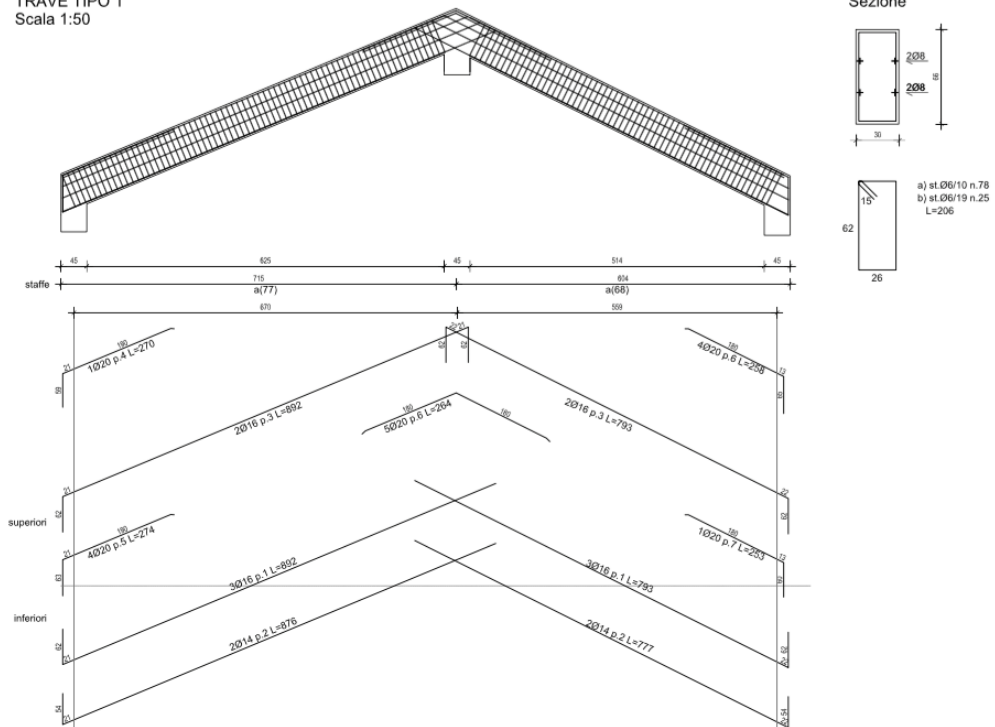


Figura A.16 – Armatura longitudinale e trasversale per travi principali di copertura.

TRAVE TIPO 2
Scala 1:50

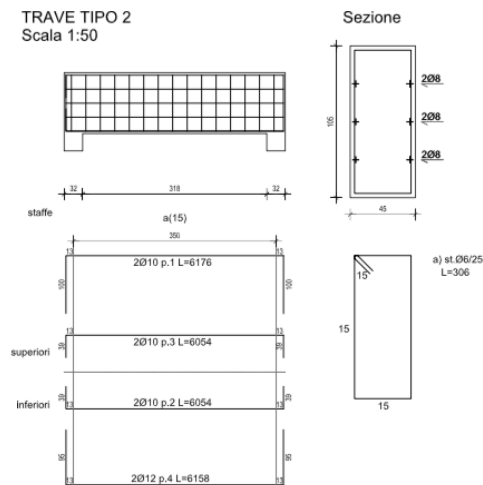


Figura A.17 – Armatura longitudinale e trasversale per trave secondaria di copertura.

APPENDICE B

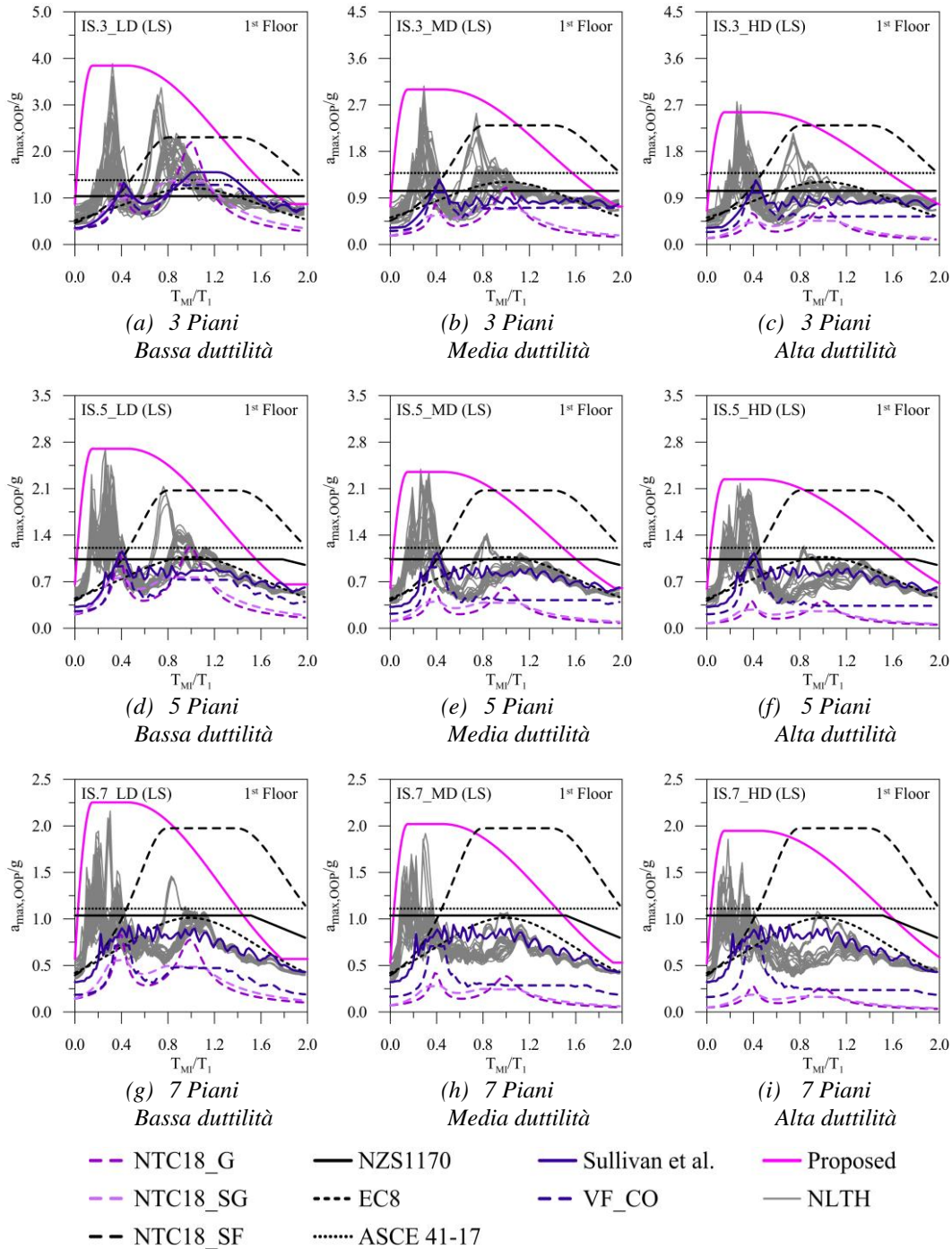


Figura B.1 – Comparazione fra spettri di piano elastici rigorosi ed analitici (1° Piano).

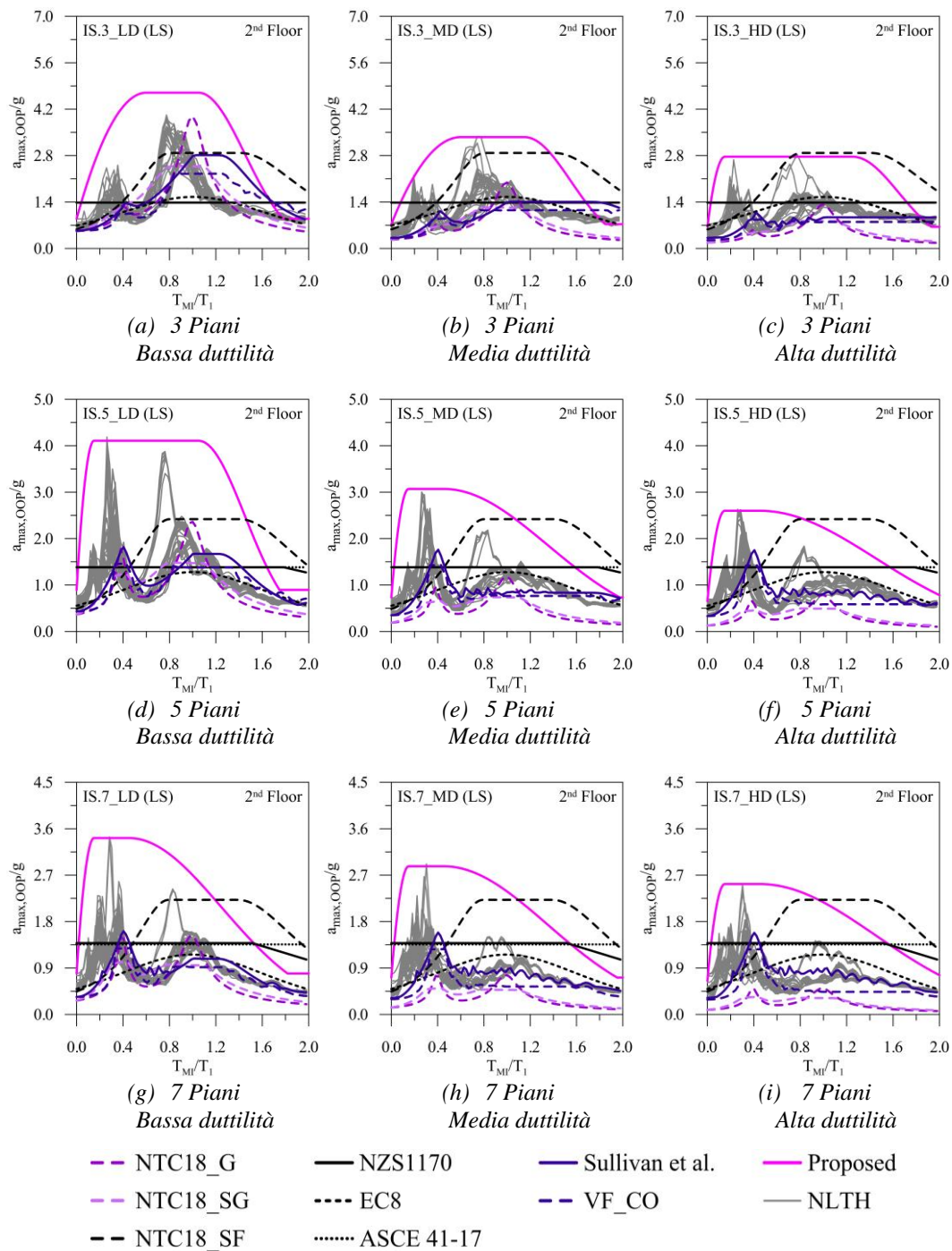


Figura B.2 – Comparazione fra spettri di piano elastici rigorosi ed analitici (2° Piano).

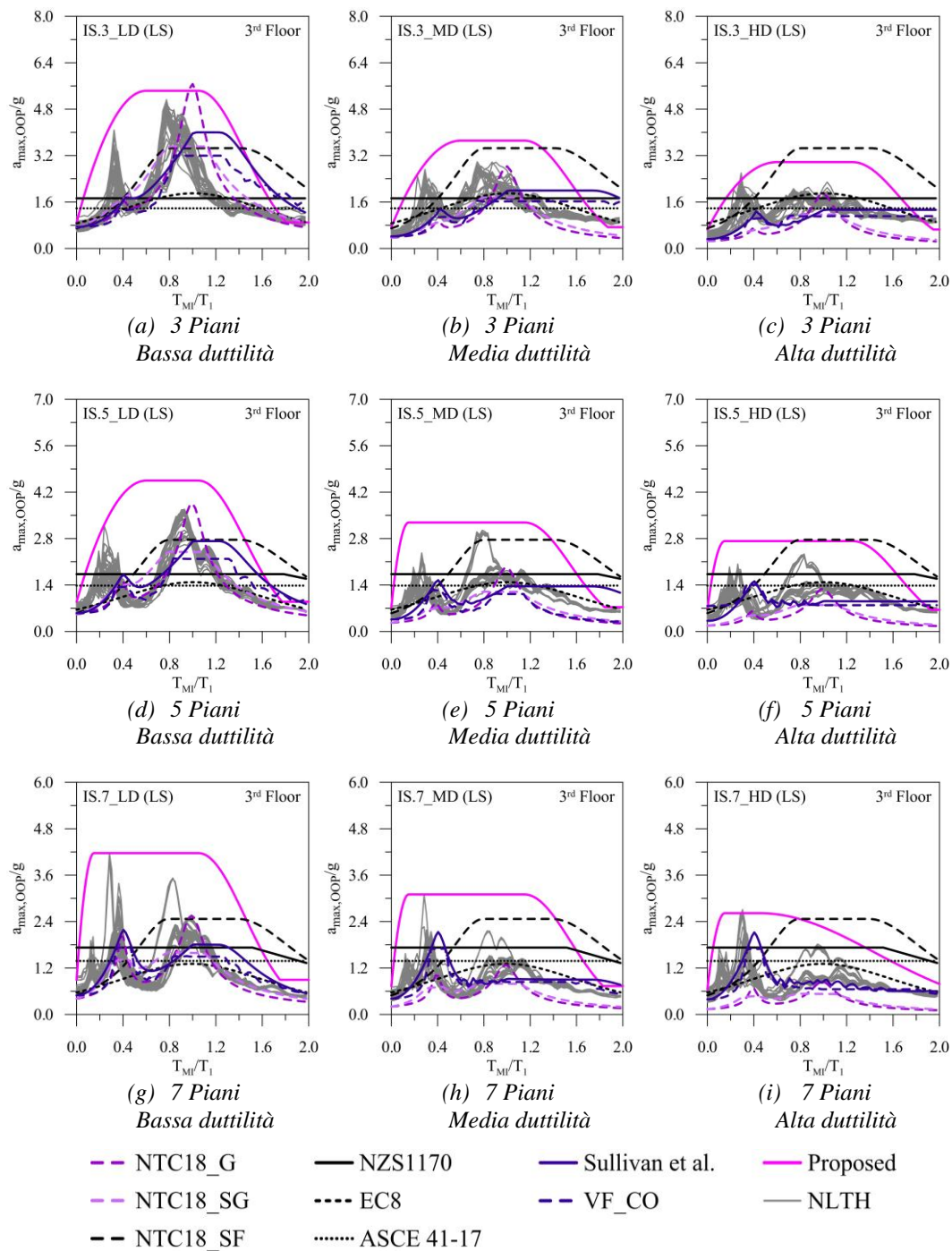


Figura B.3 – Comparazione fra spettri di piano elastici rigorosi ed analitici (3° Piano).

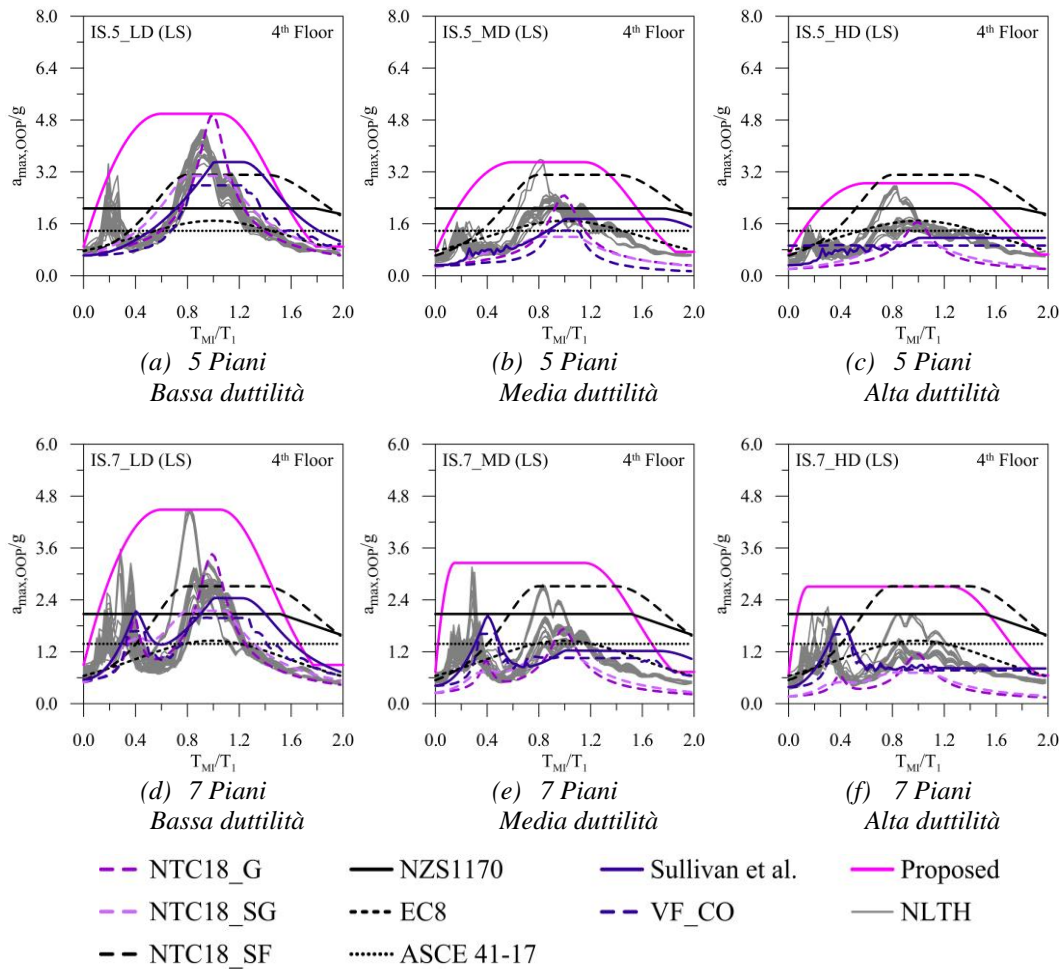
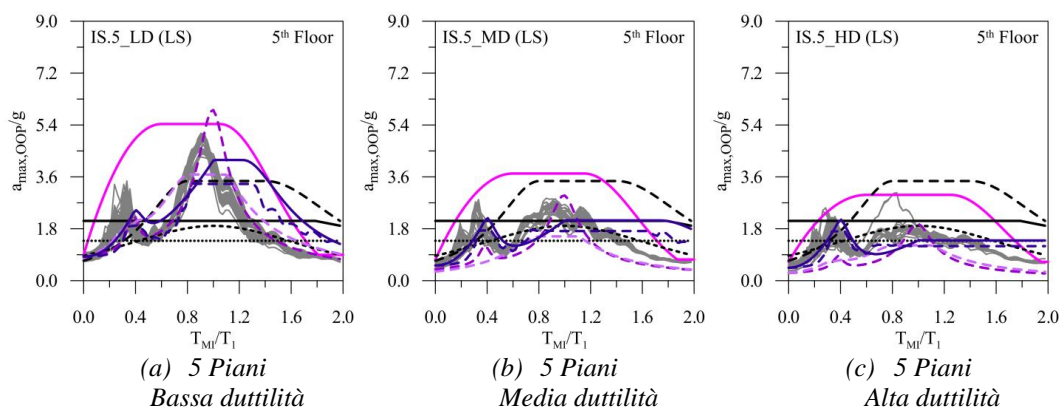


Figura B.4 – Comparazione fra spettri di piano elastici rigorosi ed analitici (4° Piano).



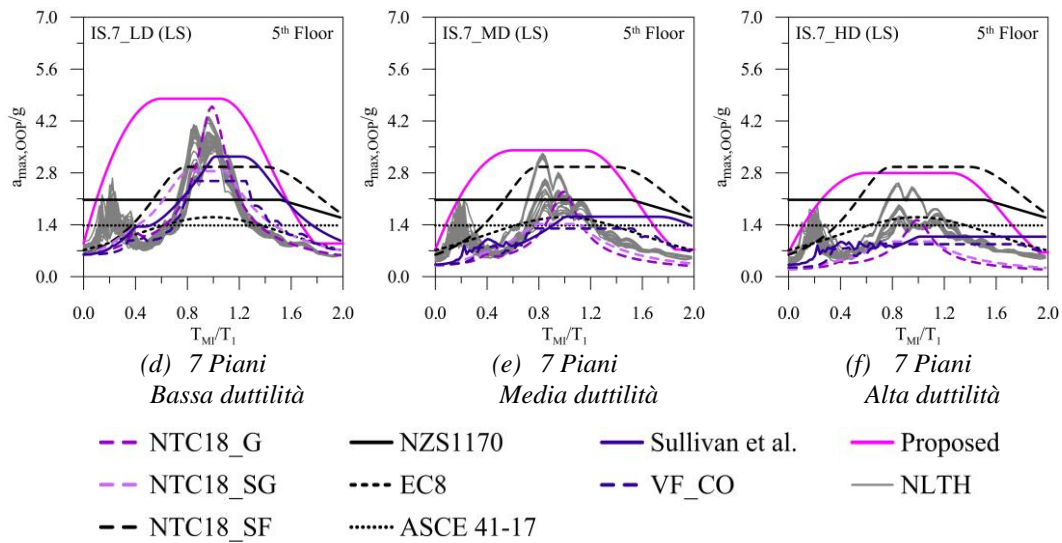


Figura B.5 – Comparazione fra spettri di piano elastici rigorosi ed analitici (5° Piano).

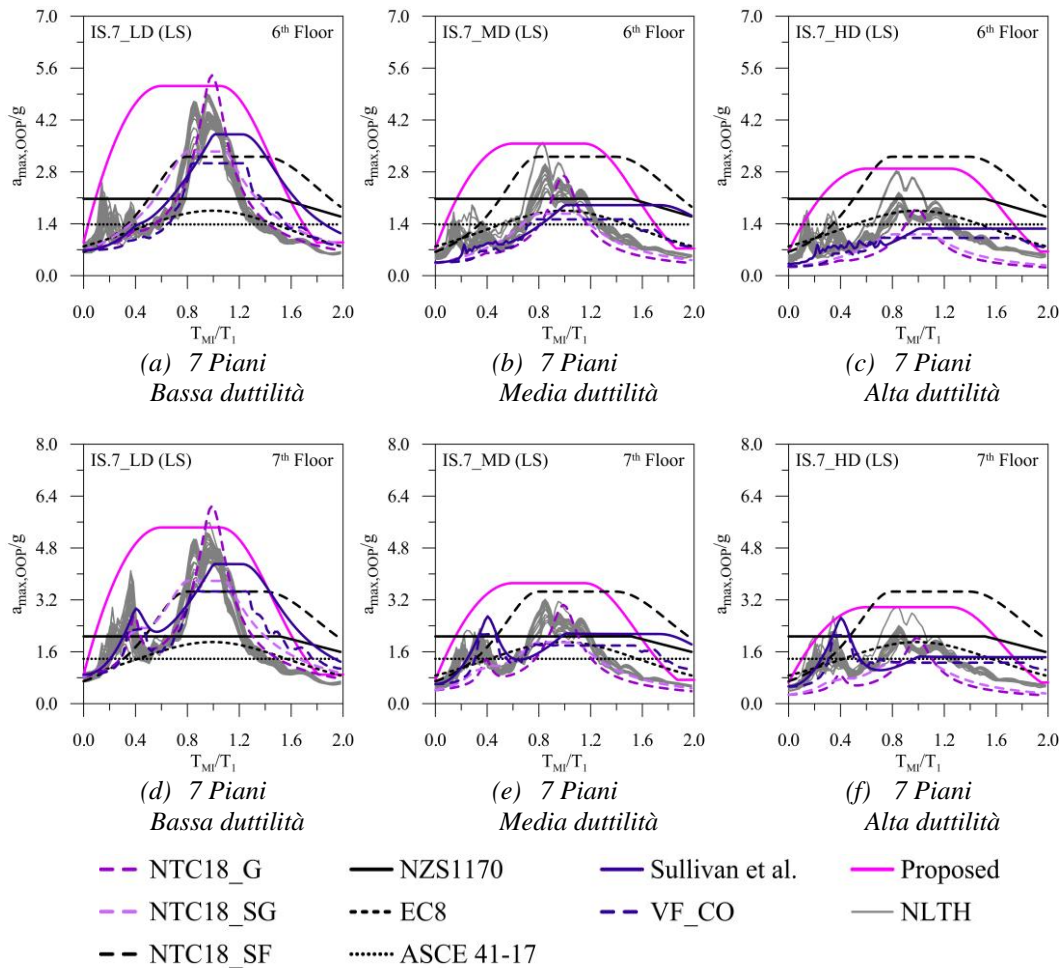


Figura B.6 – Comparazione fra spettri di piano elastici rigorosi ed analitici (6°/7° Piano).

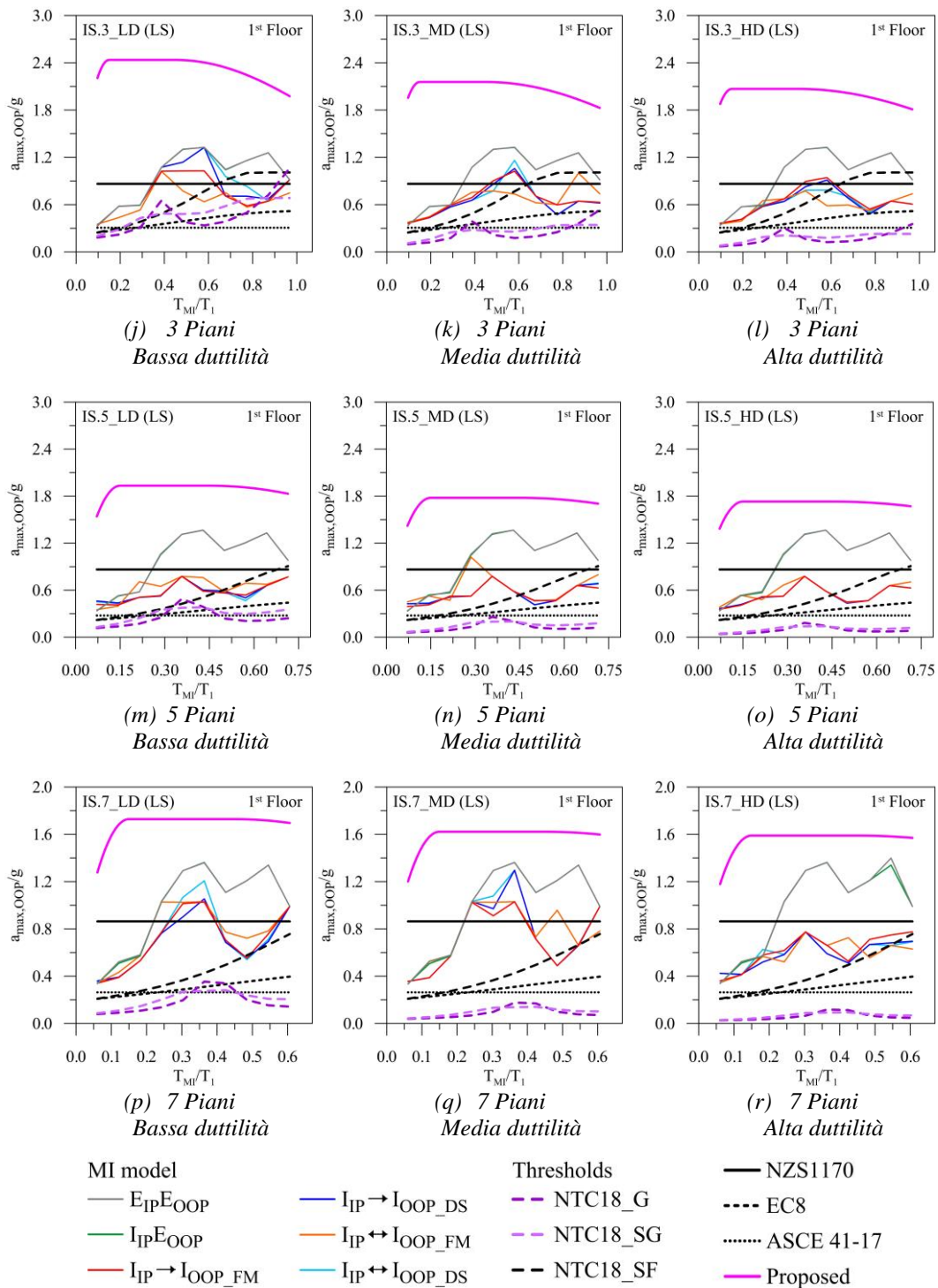


Figura B.7 – Comparazione degli spettri di piano per tamponature a doppia fodera (1° Piano).

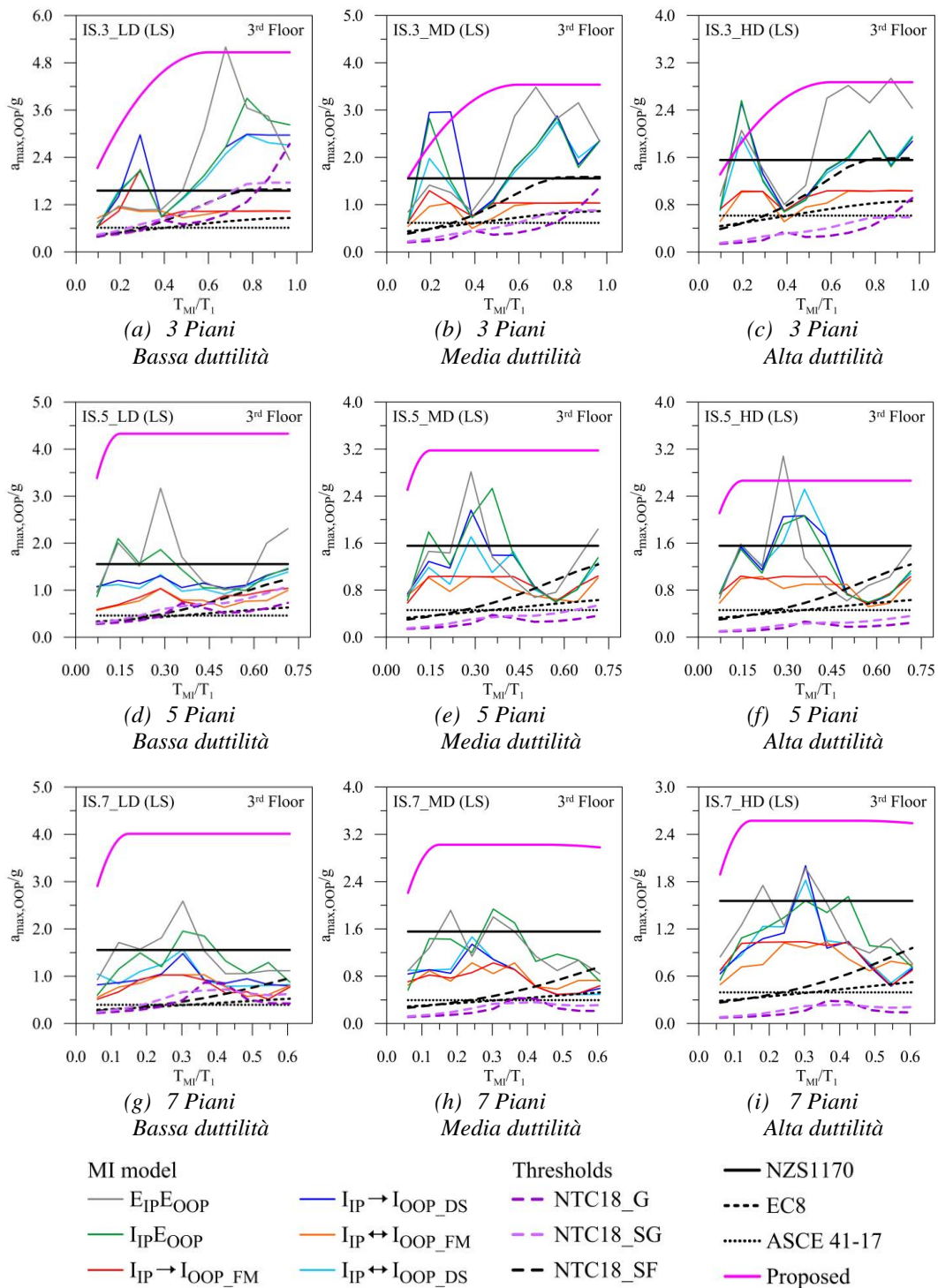


Figura B.9 – Comparazione degli spettri di piano per tamponature a doppia fodera (3° Piano).

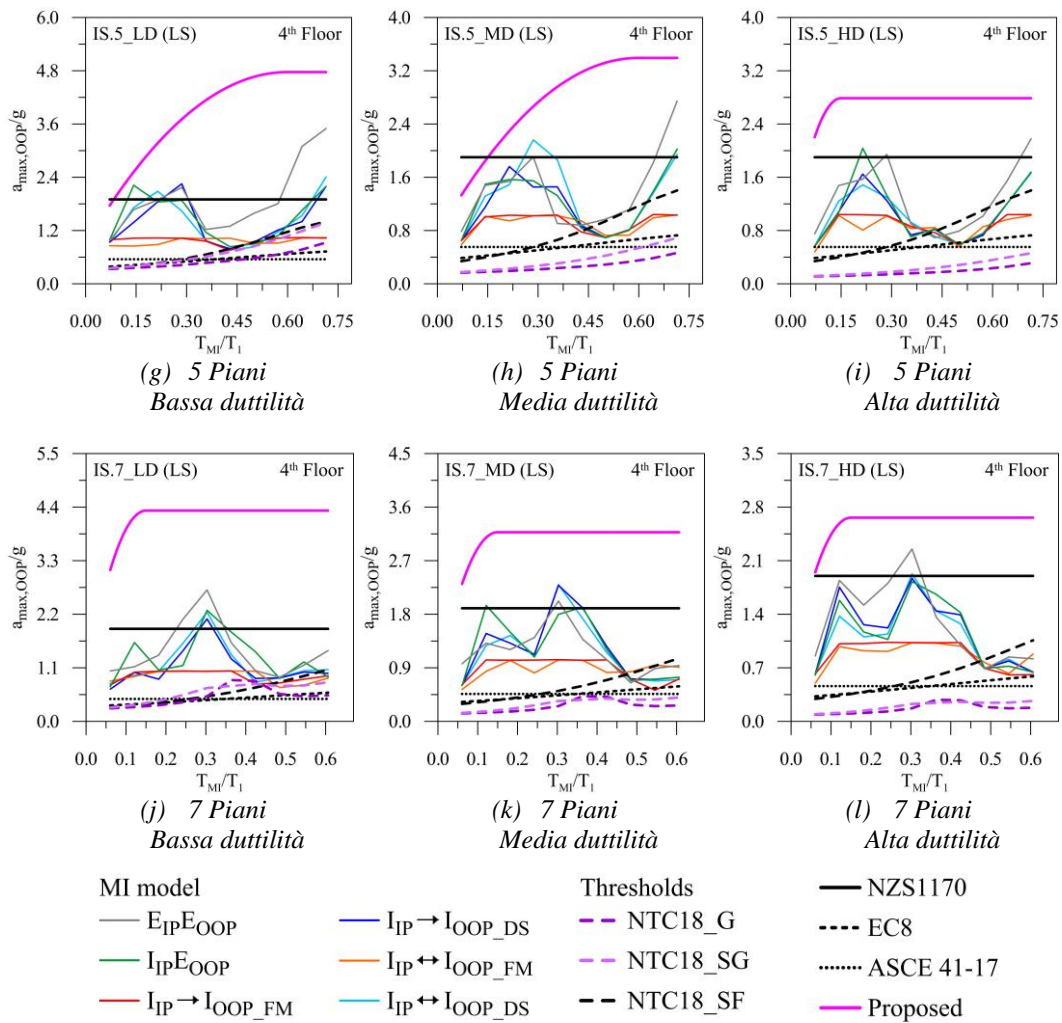
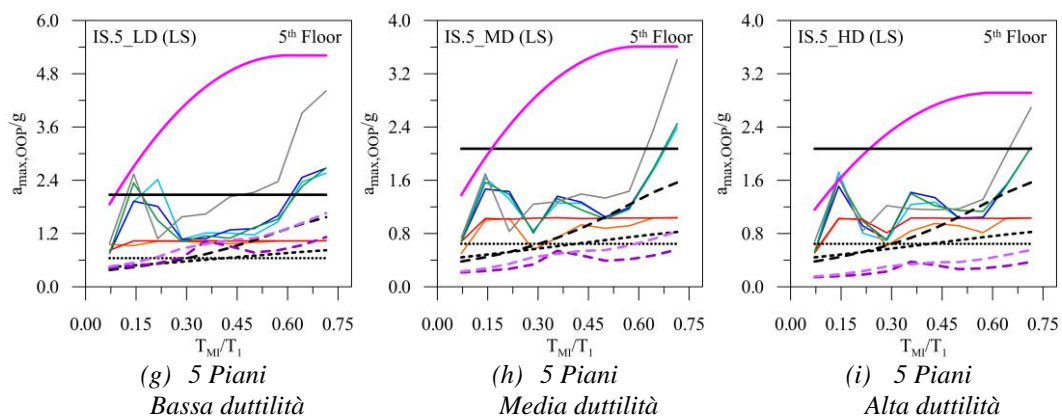


Figura B.10 – Comparazione degli spettri di piano per tamponature a doppia fodera (4° Piano).



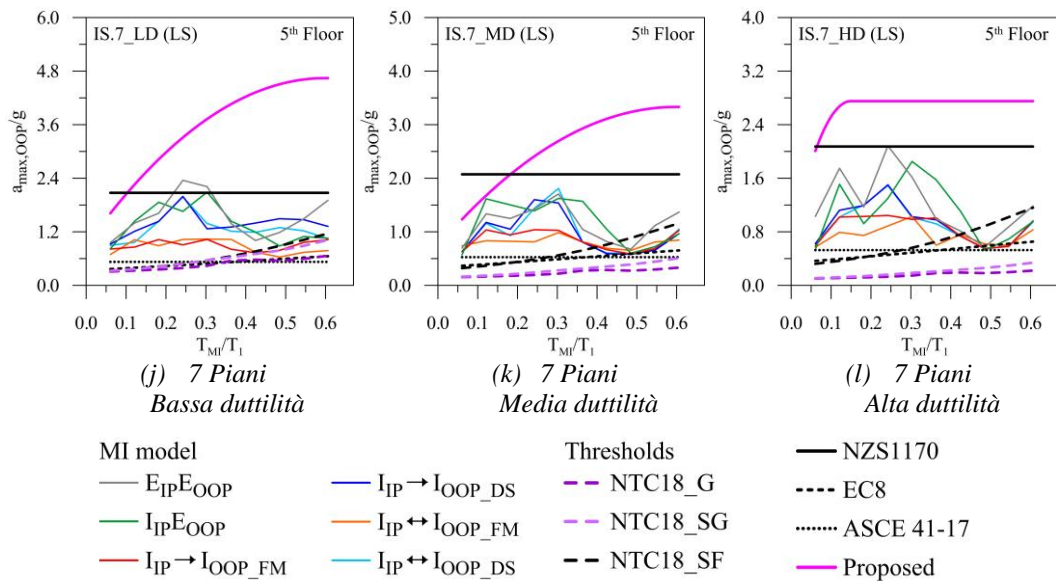


Figura B.11 – Comparazione degli spettri di piano per tamponature a doppia fodera (5° Piano).

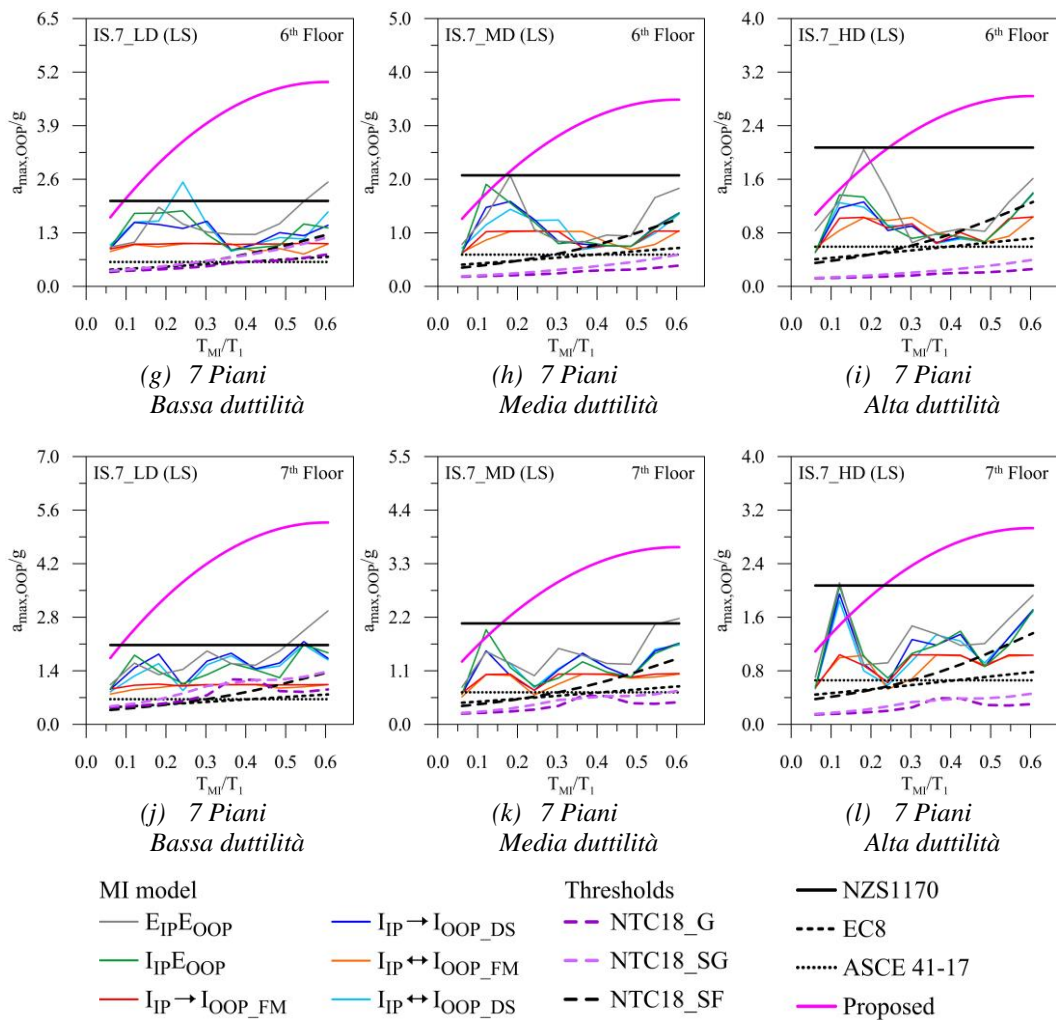


Figura B.12 – Comparazione degli spettri di piano per tamponature a doppia fodera (6°/7° Piano).

APPENDICE C

Sono di seguito riportati i quantitativi di armatura longitudinale previsti per travi e pilastri del padiglione ospedaliero analizzato nel Capitolo 6. In testa alle tabelle vi è una rapida guida alla nomenclatura utilizzata.

Tabella C.1 – Nomenclatura adottata nelle tabelle di progettazione riassuntive.

b	Lunghezza del lato minore (trave o pilastro)
H	Lunghezza del lato maggiore (trave o pilastro)
A_s	Armatura longitudinale superiore o inferiore (trave) o totale (pilastro)
ρ	Rapporto geometrico di armatura superiore o inferiore (trave)
f_{yk}	Resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio (armatura)
M_{ed}	Momento esterno di progetto (trave)
M_u	Momento ultimo a flessione (trave)
Φ	Diametro delle barre d'armatura
n_φ	Numero di ferri di parete (pilastro)
n_{φ,tot}	Numero di ferri totale (pilastro)
A_s/A_c	Rapporto fra area di armatura longitudinale totale e area della sezione (pilastro)

Il valore ρf_{yk} è verificato se nel range 1.4-7.0 mentre A_s/A_c nel range 1.0-4.0.

Tabella C.2 – Armatura superiore delle travi del quinto impalcato.

Impalcato 5							
Sezione	b [mm]	H [mm]	Armatura superiore	A _s [mm ²]	ρf _{yk} [N/mm ²]	M _{ed} [kNm]	M _u [kNm]
1sx	300	700	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.63	71.4	182.5
1dx	300	700	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.63	83.0	182.5
2sx	300	700	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.63	85.4	182.5
2dx	300	700	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.63	85.4	182.5
3sx	500	250	3 φ 14 + / φ 18 + / φ 22	461.8	1.66	22.4	35.1
3dx	500	250	3 φ 14 + / φ 18 + / φ 22	461.8	1.66	21.6	35.1
4sx	500	250	3 φ 14 + / φ 18 + / φ 22	461.8	1.66	21.7	35.1
4dx	500	250	3 φ 14 + / φ 18 + / φ 22	461.8	1.66	21.7	35.1
5sx	300	700	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.63	138.5	182.5
5dx	300	700	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.63	148.7	182.5
6sx	300	700	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.63	176.8	182.5
6dx	300	700	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.63	176.8	182.5
7sx	300	700	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.63	82.5	182.5
7dx	300	700	/ φ 14 + 1 φ 18 + 2 φ 22	1014.7	2.17	227.3	241.9
8sx	300	700	/ φ 14 + 1 φ 18 + 2 φ 22	1014.7	2.17	234.5	241.9
8dx	300	700	/ φ 14 + 1 φ 18 + 2 φ 22	1014.7	2.17	234.5	241.9
9sx	300	700	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.63	78.1	182.5
9dx	300	700	1 φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	914.2	1.96	210.0	218.7
10sx	300	700	1 φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	914.2	1.96	215.2	218.7
10dx	300	700	1 φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	914.2	1.63	215.2	218.7

Tabella C.3 – Armatura superiore delle travi del quarto impalcato.

Impalcato 4							
Sezione	b [mm]	H [mm]	Armatura superiore	A _s [mm ²]	ρf _{yk} [N/mm ²]	M _{ed} [kNm]	M _u [kNm]
1sx	300	750	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.52	179.3	197.2
1dx	300	750	/ φ 14 + 1 φ 18 + 2 φ 22	1014.7	2.03	213.7	261.8
2sx	300	750	/ φ 14 + 1 φ 18 + 2 φ 22	1014.7	2.03	248.4	261.8
2dx	300	750	/ φ 14 + 1 φ 18 + 2 φ 22	1014.7	2.03	249.6	253.7
3sx	500	250	4 φ 14 + / φ 18 + / φ 22	615.8	2.22	35.9	44.8
3dx	500	250	4 φ 14 + / φ 18 + / φ 22	615.8	2.22	35.1	44.8
4sx	500	250	4 φ 14 + / φ 18 + / φ 22	615.8	2.22	39.0	44.8
4dx	500	250	4 φ 14 + / φ 18 + / φ 22	615.8	2.22	41.2	44.8
5sx	300	750	3 φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	1222.1	2.44	299.1	311.3
5dx	300	750	/ φ 14 + 2 φ 18 + 2 φ 22	1269.2	2.54	271.0	325.1
6sx	300	750	/ φ 14 + 2 φ 18 + 2 φ 22	1269.2	2.54	314.3	325.1
6dx	300	750	/ φ 14 + 2 φ 18 + 2 φ 22	1269.2	2.54	314.3	325.1
7sx	300	750	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.52	191.4	197.2
7dx	300	750	2 φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1448.3	2.90	335.2	366.8
8sx	300	750	2 φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1448.3	2.90	363.3	366.8
8dx	300	750	2 φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1448.3	2.90	363.3	366.8
9sx	300	750	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.52	182.1	197.2
9dx	300	750	4 φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	1376.0	2.75	315.1	342.4
10sx	300	750	4 φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	1376.0	2.75	338.9	342.4
10dx	300	750	4 φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	1376.0	2.75	338.9	342.4

Tabella C.4 – Armatura superiore delle travi del terzo impalcato.

Impalcato 3							
Sezione	b [mm]	H [mm]	Armatura superiore	A _s [mm ²]	ρf _{yk} [N/mm ²]	M _{ed} [kNm]	M _u [kNm]
1sx	300	800	1 φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	914.2	1.71	245.3	254.1
1dx	300	800	1 φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1294.3	2.43	307.9	394.8
2sx	300	800	1 φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1294.3	2.43	392.5	394.8
2dx	300	800	1 φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1294.3	2.43	386.5	397.7
3sx	600	250	5 φ 14 + / φ 18 + / φ 22	769.7	2.31	48.2	55.7
3dx	600	250	4 φ 14 + 1 φ 18 + / φ 22	870.2	2.61	48.8	61.8
4sx	600	250	4 φ 14 + 1 φ 18 + / φ 22	870.2	2.61	57.7	61.8
4dx	600	250	4 φ 14 + 1 φ 18 + / φ 22	870.2	2.61	59.7	61.8
5sx	300	800	/ φ 14 + / φ 18 + 4 φ 22	1520.5	2.85	385.8	416.7
5dx	300	800	/ φ 14 + 1 φ 18 + 3 φ 22	1394.9	2.62	341.7	378.8
6sx	300	800	/ φ 14 + 1 φ 18 + 3 φ 22	1394.9	2.62	377.8	378.8
6dx	300	800	/ φ 14 + 1 φ 18 + 3 φ 22	1394.9	2.62	377.8	378.8
7sx	300	800	1 φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	914.2	1.71	230.1	254.0
7dx	300	800	6 φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	1683.9	3.16	402.5	456.9
8sx	300	800	6 φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	1683.9	3.16	446.8	456.9
8dx	300	800	6 φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	1683.9	3.16	446.8	456.9
9sx	300	800	1 φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	914.2	1.71	221.2	254.0
9dx	300	800	2 φ 14 + 2 φ 18 + 2 φ 22	1577.1	2.96	383.3	429.6
10sx	300	800	2 φ 14 + 2 φ 18 + 2 φ 22	1577.1	2.96	423.3	429.6
10dx	300	800	2 φ 14 + 2 φ 18 + 2 φ 22	1577.1	2.96	423.3	429.6

Tabella C.5 – Armatura superiore delle travi del secondo impalcato.

Impalcato 2							
Sezione	b [mm]	H [mm]	Armatura superiore	A _s [mm ²]	ρf _{yk} [N/mm ²]	M _{ed} [kNm]	M _u [kNm]
1sx	300	850	/ φ 14 + 4 φ 18 + / φ 22	1017.9	1.80	271.9	302.7
1dx	300	850	/ φ 14 + 7 φ 18 + / φ 22	1781.3	3.14	367.7	509.2
2sx	300	850	/ φ 14 + 7 φ 18 + / φ 22	1781.3	3.14	497.6	509.2
2dx	300	850	/ φ 14 + 3 φ 18 + 3 φ 22	1903.8	3.36	481.9	500.7
3sx	600	250	1 φ 14 + 2 φ 18 + / φ 22	662.9	1.99	47.1	48.7
3dx	600	250	2 φ 14 + 2 φ 18 + / φ 22	816.8	2.45	47.2	58.4
4sx	600	250	2 φ 14 + 2 φ 18 + / φ 22	816.8	2.45	55.1	58.4
4dx	600	250	2 φ 14 + 2 φ 18 + / φ 22	816.8	2.45	56.7	58.4
5sx	300	850	/ φ 14 + / φ 18 + 4 φ 22	1520.5	2.68	422.2	446.8
5dx	300	850	/ φ 14 + / φ 18 + 4 φ 22	1520.5	2.68	379.9	446.8
6sx	300	850	/ φ 14 + / φ 18 + 4 φ 22	1520.5	2.68	408.5	446.8
6dx	300	850	/ φ 14 + / φ 18 + 4 φ 22	1520.5	2.68	408.5	446.8
7sx	300	850	/ φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1140.4	2.01	240.4	337.3
7dx	300	850	/ φ 14 + 1 φ 18 + 4 φ 22	1775.0	3.13	445.3	515.5
8sx	300	850	/ φ 14 + 1 φ 18 + 4 φ 22	1775.0	3.13	508.2	515.5
8dx	300	850	/ φ 14 + 1 φ 18 + 4 φ 22	1775.0	3.13	508.2	515.5
9sx	300	850	/ φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1140.4	2.01	232.3	337.3
9dx	300	850	/ φ 14 + 1 φ 18 + 4 φ 22	1775.0	3.13	426.4	513.5
10sx	300	850	/ φ 14 + 1 φ 18 + 4 φ 22	1775.0	3.13	485.5	513.5
10dx	300	850	/ φ 14 + 1 φ 18 + 4 φ 22	1775.0	3.13	485.5	513.5

Tabella C.6 – Armatura superiore delle travi del primo impalcato.

Impalcato 1							
Sezione	b [mm]	H [mm]	Armatura superiore	A _s [mm ²]	ρf _{yk} [N/mm ²]	M _{ed} [kNm]	M _u [kNm]
1sx	400	900	/ φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1140.4	1.43	301.5	361.1
1dx	400	900	1 φ 14 + / φ 18 + 4 φ 22	1674.5	2.09	405.0	554.3
2sx	400	900	1 φ 14 + / φ 18 + 4 φ 22	1674.5	2.09	554.1	554.3
2dx	400	900	1 φ 14 + / φ 18 + 4 φ 22	1674.5	2.09	508.2	533.6
3sx	700	250	5 φ 14 + / φ 18 + / φ 22	769.7	1.98	49.0	57.0
3dx	700	250	5 φ 14 + / φ 18 + / φ 22	769.7	1.98	47.8	57.0
4sx	700	250	5 φ 14 + / φ 18 + / φ 22	769.7	1.98	55.3	57.0
4dx	700	250	5 φ 14 + / φ 18 + / φ 22	769.7	1.98	56.2	57.0
5sx	400	900	/ φ 14 + / φ 18 + 4 φ 22	1520.5	1.90	466.2	478.6
5dx	400	900	/ φ 14 + / φ 18 + 4 φ 22	1520.5	1.90	444.3	478.6
6sx	400	900	/ φ 14 + / φ 18 + 4 φ 22	1520.5	1.90	439.1	478.6
6dx	400	900	/ φ 14 + / φ 18 + 4 φ 22	1520.5	1.90	439.1	478.6
7sx	400	900	/ φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1140.4	1.43	254.1	361.1
7dx	400	900	4 φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1756.2	2.20	488.6	551.7
8sx	400	900	4 φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1756.2	2.20	546.8	551.7
8dx	400	900	4 φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1756.2	2.20	546.8	551.7
9sx	400	900	/ φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1140.4	1.43	247.5	361.1
9dx	400	900	4 φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1756.2	2.20	469.0	551.7
10sx	400	900	4 φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1756.2	2.20	524.2	551.7
10dx	400	900	4 φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1756.2	2.20	524.2	551.7

Tabella C.7 – Armatura inferiore delle travi del quinto impalcato.

Impalcato 5							
Sezione	b [mm]	H [mm]	Armatura superiore	A _s [mm ²]	ρf _{yk} [N/mm ²]	M _{ed} [kNm]	M _u [kNm]
1sx	300	700	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.63	57.8	182.5
1dx	300	700	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.63	81.2	182.5
2sx	300	700	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.63	83.9	182.5
2dx	300	700	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.63	83.9	182.5
3sx	500	250	3 φ 14 + / φ 18 + / φ 22	461.8	1.66	11.0	32.1
3dx	500	250	3 φ 14 + / φ 18 + / φ 22	461.8	1.66	9.8	32.1
4sx	500	250	3 φ 14 + / φ 18 + / φ 22	461.8	1.66	14.5	32.1
4dx	500	250	3 φ 14 + / φ 18 + / φ 22	461.8	1.66	14.5	32.1
5sx	300	700	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.63	61.1	182.5
5dx	300	700	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.63	32.1	182.5
6sx	300	700	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.63	33.8	182.5
6dx	300	700	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.63	33.8	182.5
7sx	300	700	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.63	71.0	182.5
7dx	300	700	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.63	0.0	182.5
8sx	300	700	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.63	0.0	182.5
8dx	300	700	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.63	0.0	182.5
9sx	300	700	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.63	68.1	182.5
9dx	300	700	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.63	0.0	182.5
10sx	300	700	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.63	0.0	182.5
10dx	300	700	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.63	0.0	182.5

Tabella C.8 – Armatura inferiore delle travi del quarto impalcato.

Impalcato 4							
Sezione	b [mm]	H [mm]	Armatura superiore	A _s [mm ²]	ρf _{yk} [N/mm ²]	M _{ed} [kNm]	M _u [kNm]
1sx	300	750	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.52	148.8	197.2
1dx	300	750	1 φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	914.2	1.83	192.8	236.5
2sx	300	750	1 φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	914.2	1.83	235.8	236.5
2dx	300	750	1 φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	914.2	1.83	216.1	224.4
3sx	500	250	3 φ 14 + / φ 18 + / φ 22	461.8	1.66	22.9	35.1
3dx	500	250	3 φ 14 + / φ 18 + / φ 22	461.8	1.66	23.2	35.1
4sx	500	250	3 φ 14 + / φ 18 + / φ 22	461.8	1.66	34.0	35.1
4dx	500	250	3 φ 14 + / φ 18 + / φ 22	461.8	1.66	31.8	35.1
5sx	300	750	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.52	130.0	197.5
5dx	300	750	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.52	109.5	197.2
6sx	300	750	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.52	95.0	197.2
6dx	300	750	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.52	95.0	197.2
7sx	300	750	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.52	102.6	197.2
7dx	300	750	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.52	46.8	197.4
8sx	300	750	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.52	0.0	197.4
8dx	300	750	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.52	0.0	197.4
9sx	300	750	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.52	101.4	197.2
9dx	300	750	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.52	49.8	197.6
10sx	300	750	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.52	0.0	197.6
10dx	300	750	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.52	0.0	197.6

Tabella C.9 – Armatura inferiore delle travi del terzo impalcato.

Impalcato 3							
Sezione	b [mm]	H [mm]	Armatura superiore	A _s [mm ²]	ρf _{yk} [N/mm ²]	M _{ed} [kNm]	M _u [kNm]
1sx	300	800	1 φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	914.2	1.71	214.5	254.1
1dx	300	800	5 φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	1530.0	2.87	287.9	411.8
2sx	300	800	5 φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	1530.0	2.87	381.8	411.8
2dx	300	800	5 φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	1530.0	2.87	353.3	377.8
3sx	600	250	4 φ 14 + / φ 18 + / φ 22	615.8	1.85	34.8	46.1
3dx	600	250	5 φ 14 + / φ 18 + / φ 22	769.7	2.31	33.9	55.8
4sx	600	250	5 φ 14 + / φ 18 + / φ 22	769.7	2.31	51.3	55.8
4dx	600	250	5 φ 14 + / φ 18 + / φ 22	769.7	2.31	49.3	55.8
5sx	300	800	1 φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	914.2	1.71	213.0	254.2
5dx	300	800	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.43	192.8	212.2
6sx	300	800	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.43	147.7	212.2
6dx	300	800	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.43	147.7	212.2
7sx	300	800	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.43	137.6	211.9
7dx	300	800	1 φ 14 + / φ 18 + 4 φ 22	1674.5	3.14	106.3	458.7
8sx	300	800	1 φ 14 + / φ 18 + 4 φ 22	1674.5	3.14	119.6	458.7
8dx	300	800	1 φ 14 + / φ 18 + 4 φ 22	1674.5	3.14	119.6	458.7
9sx	300	800	/ φ 14 + / φ 18 + 2 φ 22	760.3	1.43	135.5	211.9
9dx	300	800	/ φ 14 + / φ 18 + 4 φ 22	1520.5	2.85	109.1	417.5
10sx	300	800	/ φ 14 + / φ 18 + 4 φ 22	1520.5	2.85	92.8	417.5
10dx	300	800	/ φ 14 + / φ 18 + 4 φ 22	1520.5	2.90	92.8	417.5

Tabella C.10 – Armatura inferiore delle travi del secondo impalcato.

Impalcato 2							
Sezione	b [mm]	H [mm]	Armatura superiore	A _s [mm ²]	ρf _{yk} [N/mm ²]	M _{ed} [kNm]	M _u [kNm]
1sx	300	850	/ φ 14 + 4 φ 18 + / φ 22	1017.9	1.80	244.1	302.7
1dx	300	850	/ φ 14 + 7 φ 18 + / φ 22	1781.3	3.14	343.9	509.2
2sx	300	850	/ φ 14 + 7 φ 18 + / φ 22	1781.3	3.14	486.1	509.2
2dx	300	850	/ φ 14 + 3 φ 18 + 3 φ 22	1903.8	3.36	451.4	500.7
3sx	600	250	/ φ 14 + 2 φ 18 + / φ 22	508.9	1.53	33.3	39.1
3dx	600	250	/ φ 14 + 3 φ 18 + / φ 22	763.4	2.29	32.5	54.8
4sx	600	250	/ φ 14 + 3 φ 18 + / φ 22	763.4	2.29	49.3	54.8
4dx	600	250	/ φ 14 + 3 φ 18 + / φ 22	763.4	2.29	47.9	54.8
5sx	300	850	/ φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1140.4	2.01	253.3	337.6
5dx	300	850	/ φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1140.4	2.01	236.1	337.6
6sx	300	850	/ φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1140.4	2.01	179.6	337.6
6dx	300	850	/ φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1140.4	2.01	179.6	337.6
7sx	300	850	/ φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1140.4	2.01	151.5	337.3
7dx	300	850	/ φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1140.4	2.01	146.2	337.3
8sx	300	850	/ φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1140.4	2.01	170.8	337.3
8dx	300	850	/ φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1140.4	2.01	170.8	337.3
9sx	300	850	/ φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1140.4	2.01	148.0	337.3
9dx	300	850	/ φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1140.4	2.01	148.9	337.3
10sx	300	850	/ φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1140.4	2.01	174.1	337.3
10dx	300	850	/ φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1140.4	2.01	174.1	337.3

Tabella C.11 – Armatura inferiore delle travi del primo impalcato.

Impalcato 1							
Sezione	b [mm]	H [mm]	Armatura superiore	A _s [mm ²]	ρf _{yk} [N/mm ²]	M _{ed} [kNm]	M _u [kNm]
1sx	400	900	/ φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1140.4	1.43	277.2	361.1
1dx	400	900	1 φ 14 + / φ 18 + 4 φ 22	1674.5	2.09	367.7	557.4
2sx	400	900	1 φ 14 + / φ 18 + 4 φ 22	1674.5	2.09	528.9	557.4
2dx	400	900	1 φ 14 + / φ 18 + 4 φ 22	1674.5	2.09	477.6	539.8
3sx	700	250	5 φ 14 + / φ 18 + / φ 22	769.7	1.98	32.0	47.2
3dx	700	250	5 φ 14 + / φ 18 + / φ 22	769.7	1.98	32.1	57.0
4sx	700	250	5 φ 14 + / φ 18 + / φ 22	769.7	1.98	49.5	57.0
4dx	700	250	4 φ 14 + / φ 18 + / φ 22	615.8	1.58	46.8	47.2
5sx	400	900	/ φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1140.4	1.43	318.5	361.2
5dx	400	900	/ φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1140.4	1.43	264.8	361.2
6sx	400	900	/ φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1140.4	1.43	193.1	361.2
6dx	400	900	/ φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1140.4	1.43	193.1	361.2
7sx	400	900	/ φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1140.4	1.43	181.4	361.1
7dx	400	900	/ φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1140.4	1.43	167.8	361.5
8sx	400	900	/ φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1140.4	1.43	189.9	361.5
8dx	400	900	/ φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1140.4	1.43	189.9	361.5
9sx	400	900	/ φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1140.4	1.43	176.9	361.1
9dx	400	900	/ φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1140.4	1.43	170.2	361.5
10sx	400	900	/ φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1140.4	1.43	193.7	361.5
10dx	400	900	/ φ 14 + / φ 18 + 3 φ 22	1140.4	1.43	193.7	361.5

Tabella C.12 – Armatura longitudinale dei pilastri.

	Tipo	b [mm]	H [mm]	n _φ (dir. b)	n _φ (dir. H)	n _{φ,tot}	φ [mm]	A _s [mm ²]	A _s /A _c [%]
Impalc. 1	1	400	900	1	3	12	22	4561.6	1.27
	2	900	300	3	1	12	22	4561.6	1.27
	3	700	700	4	2	16	22	6082.1	1.24
Impalc. 2	1	300	900	1	3	12	22	4561.6	1.69
	2	900	300	3	1	12	22	4561.6	1.69
	3	700	700	4	2	16	22	6082.1	1.24
Impalc. 3	1	300	800	/	3	10	22	3801.3	1.58
	2	800	300	3	/	10	22	3801.3	1.58
	3	600	600	4	2	16	22	6082.1	1.69
Impalc. 4	1	300	700	/	2	8	22	3041.1	1.45
	2	700	300	2	1	10	22	3801.3	1.81
	3	500	500	2	2	12	22	4561.6	1.82
Impalc. 5	1	300	600	/	2	8	22	3041.1	1.69
	2	600	300	2	1	10	22	3801.3	2.11
	3	400	400	1	1	8	22	3041.1	1.9

