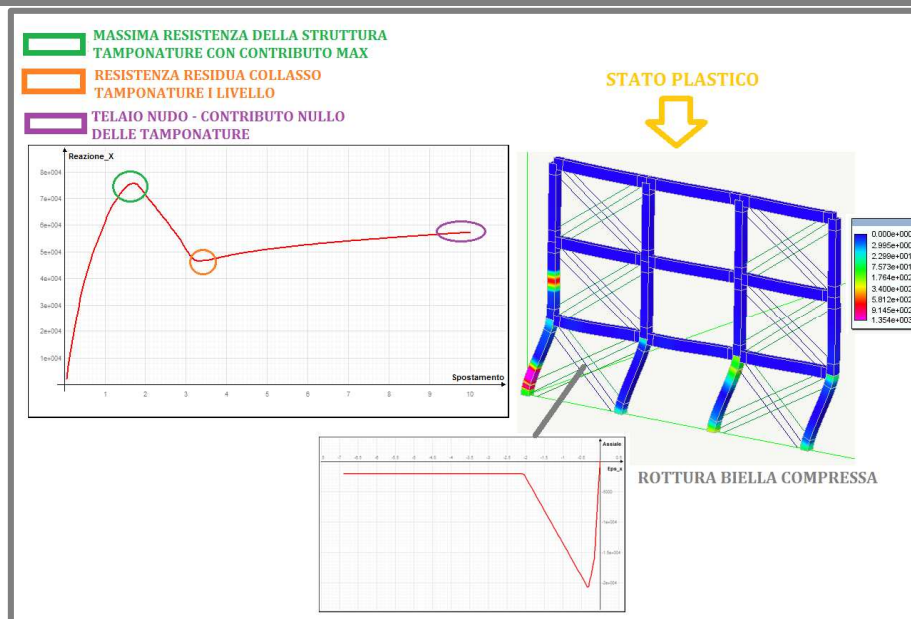


# Influenza delle tamponature sul comportamento sismico degli edifici: Analisi non lineare di telai 2D/3D in ambiente EE di Nòlian all-in-one



Francesco Oliveto, Ingegnere – utente Nòlian All-In-One – Softing S.r.l

Francesco Canterini, Ingegnere – collaboratore – Softing S.r.l

## 1. SOMMARIO

L'osservazione dei danni causati da terremoti in occasione di eventi sismici recenti indica che la presenza di tamponature influisce in maniera significativa sul comportamento degli edifici a telaio in calcestruzzo armato. Nonostante i pannelli di tamponatura siano generalmente ritenuti elementi non strutturali, e quindi si tenda a non considerare esplicitamente il loro effetto alla risposta sismica, in numerosi casi appare non lecito trascurare tale contributo. In effetti, nonostante il fatto che la presenza delle tamponature risulti spesso benefica a causa dell'incremento della resistenza e della capacità di dissipare energia, l'aumento della massa e la riduzione del periodo fondamentale di vibrazione della strutture costituiscono fattori che tendono a incrementare le ordinate spettrali rispetto al caso dello stesso telaio considerato privo di tamponature.

Di fondamentale importanza è l'influenza che tali elementi hanno sul comportamento globale e locale di un edificio in c.a., che può condurre ad una risposta sensibilmente diversa da quella della struttura nuda. A tal proposito l'osservazione dei danni causati dal recentissimo terremoto del 6 aprile in Abruzzo ha mostrato come la distribuzione irregolare delle tamponature in altezza possa indurre meccanismi di piano soffice ai primi livelli ma soprattutto come l'interazione a livello locale e globale con la struttura in c.a. possa indurre il verificarsi di meccanismi di crisi sfavorevoli e fragili su strutture di costruzione anche recente.

## 2. INTRODUZIONE

La presenza di tamponature negli edifici in cemento armato può influire in maniera sensibile sulle prestazioni sismiche sia in termini di domanda che di capacità, a livello locale e globale. Numerosi studi di natura sperimentale e numerica sull'influenza delle tamponature sul comportamento delle strutture in c.a. sono stati svolti negli ultimi decenni (Biondi et al. 2000, Mehrabi et al. 1996, Shing and Mehrabi 2002).

Per alti livelli di intensità del sisma e per strutture caratterizzate da tamponature poco resistenti e fragili (Dolšek and Fajfar 2001) distribuite in maniera regolare in altezza, in concomitanza con una non sufficiente duttilità degli elementi in c.a., un effetto di piano soffice ai primi livelli diventa il meccanismo di crisi globale più probabile.

Studi successivi hanno mostrato come la presenza di tamponature incrementi la domanda di spostamento e modifichi completamente la curva di capacità di una struttura in c.a. (Dolšek and Fajfar, 2004).

La presenza delle tamponature e la considerazione del contributo strutturale di queste ultime conducono a curve di capacità con livelli di taglio massimo alla base maggiori di quelli delle strutture nude e contemporaneamente la crisi per bassi livelli di richiesta di spostamento di interpiano (0.2 % circa) degli elementi non strutturali fa sì che si abbia un repentino decadimento della resistenza (Dolšek and Fajfar 2008).

Modellazioni attraverso schemi di puntone equivalente singolo o multiplo (Crisafulli et al. 2000) permettono di simulare rispettivamente l'interazione tamponatura-struttura nuda a livello globale e locale.

La valutazione comparativa di diversi meccanismi di crisi (Biskinis et al. 2004, Brenni, 1995) mostra come l'interazione a livello locale delle tamponature possa modificare la gerarchia taglio-flessione in una struttura in c.a.

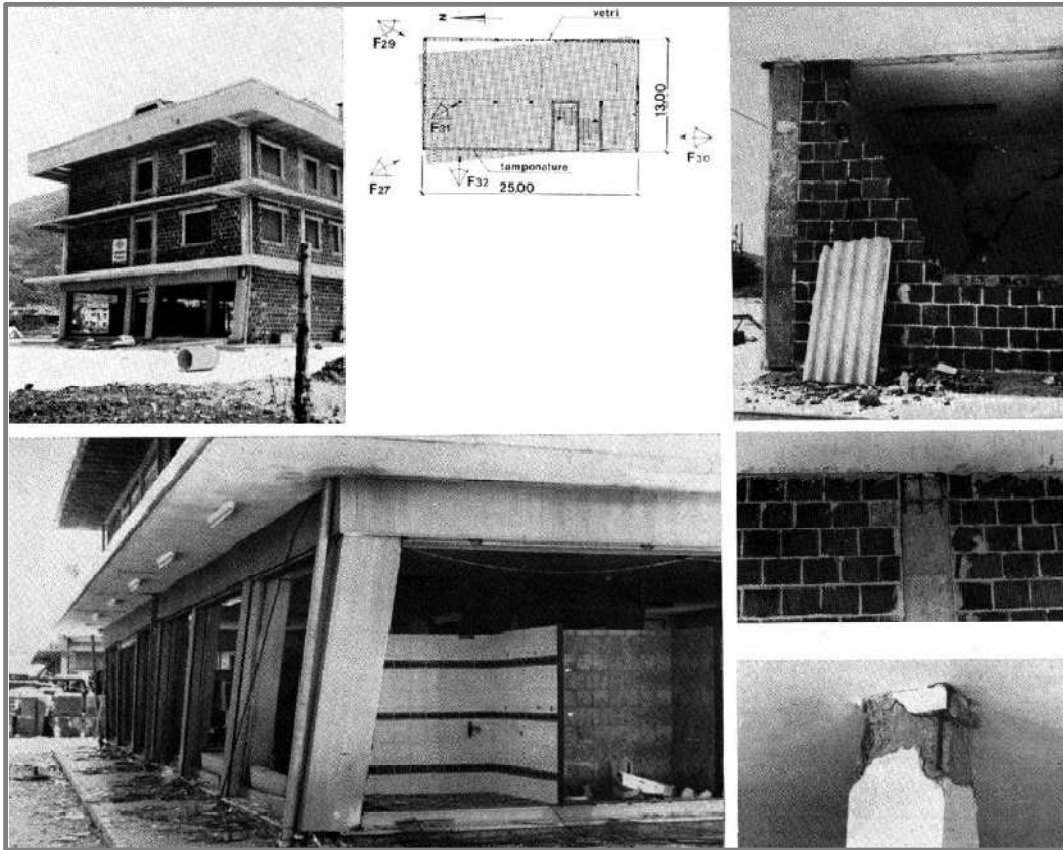
Scopo del seguente lavoro è quello di fornire al lettore allo stato attuale le tecniche più usate per la modellazione e la verifica di edifici in c.a. in presenza di tamponature con la presentazione di esempi e casi di studio significativi, sviluppati in ambiente EE di Nolian All In One. Prima della parte applicativa risulta indispensabile conoscere le problematiche teorico-pratiche inerenti la risposta sismica di strutture in c.a. tamponate con riferimento ai seguenti aspetti:

- A. Meccanismi di danno e collasso strutturale causate dalle tamponature nei terremoti più recenti;
- B. Interazione locale e globale telaio in c.a. tamponature;

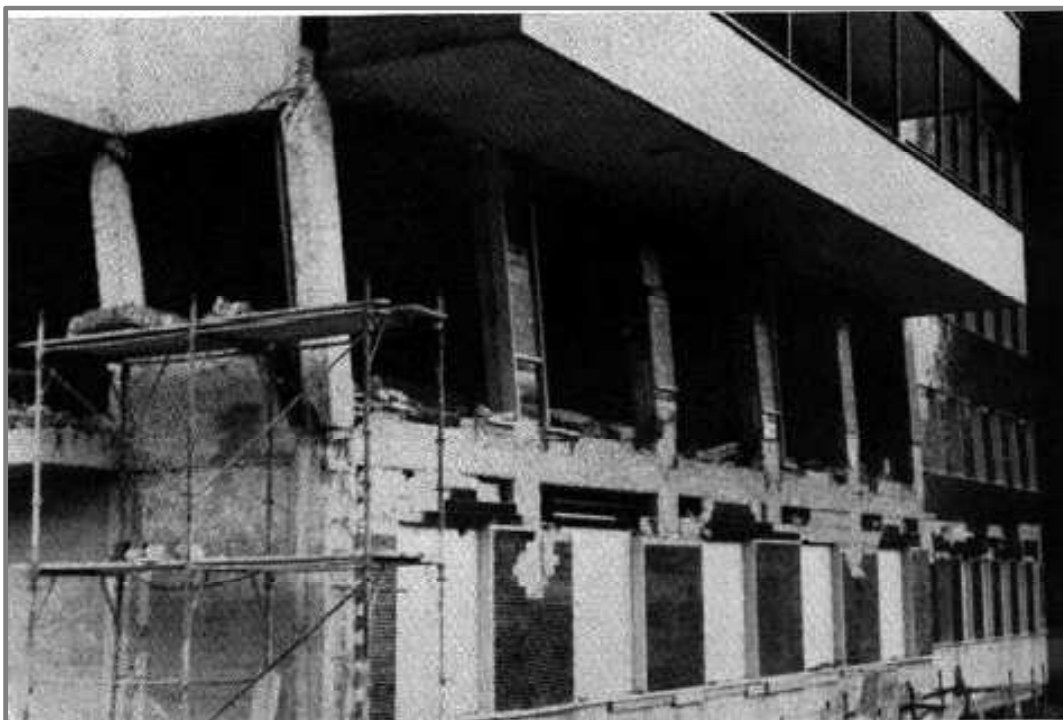
- C. Modelli di calcolo per la schematizzazione delle tamponature nell'analisi della risposta sismica;
- D. Applicazione in ambiente di Nolian All In One di casi di studio significativi al fine di valutare l'influenza che le tamponature hanno:
- Sulla risposta dinamica delle strutture con riferimento ai periodi, forma e modi di vibrare al variare della distribuzione in pianta ed in elevazione;
  - Sulla risposta non lineare globale in termini di rigidità, resistenza e duttilità;
  - Sulla risposta non lineare dovuta a fenomeni di interazione globale e locale con:
    - a) attivazione di meccanismi fragili quali formazione di piani soffici – soft story in presenza di forte irregolarità in elevazione; b) in termini di attivazione di meccanismi fragili quali rotture a taglio e dei nodi di elementi trave-pilastro in condizioni di forte irregolarità in pianta o di aperture a nastro
  - La validità di analisi pushover tradizionali con distribuzioni di forma invariante;
  - L'applicabilità della verifica con il metodo N2.

### 3. COLLASSI LOCALI E GLOBALI DI STRUTTURE IN CA TAMPONATE

Nel presente capitolo si riportano i crolli e i danni nelle strutture in c.a in presenza di tamponature con forte irregolarità in pianta ed elevazione e gli effetti locali.



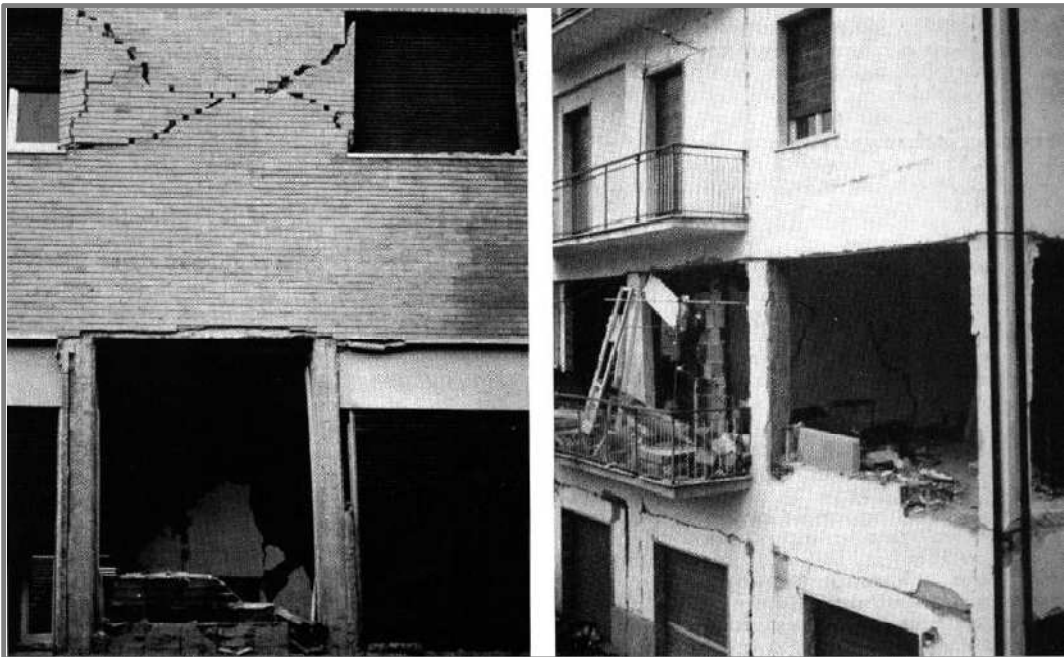
*Fig.1 : Torsione per le tamponature irregolari in pianta (da [5]).*



*Fig.2 : Meccanismo di piano soffice per le tamponature irregolari in altezza (da [5]).*



*Fig.3 : Rottura a flessione e taglio dei pilastri per le tamponature parziali in altezza (da [5]).*



*Fig.4: Meccanismo di piano soffice per il piano terra a pilotis, a sinistra, e per l'espulsione delle tamponature, a destra (da [80]).*



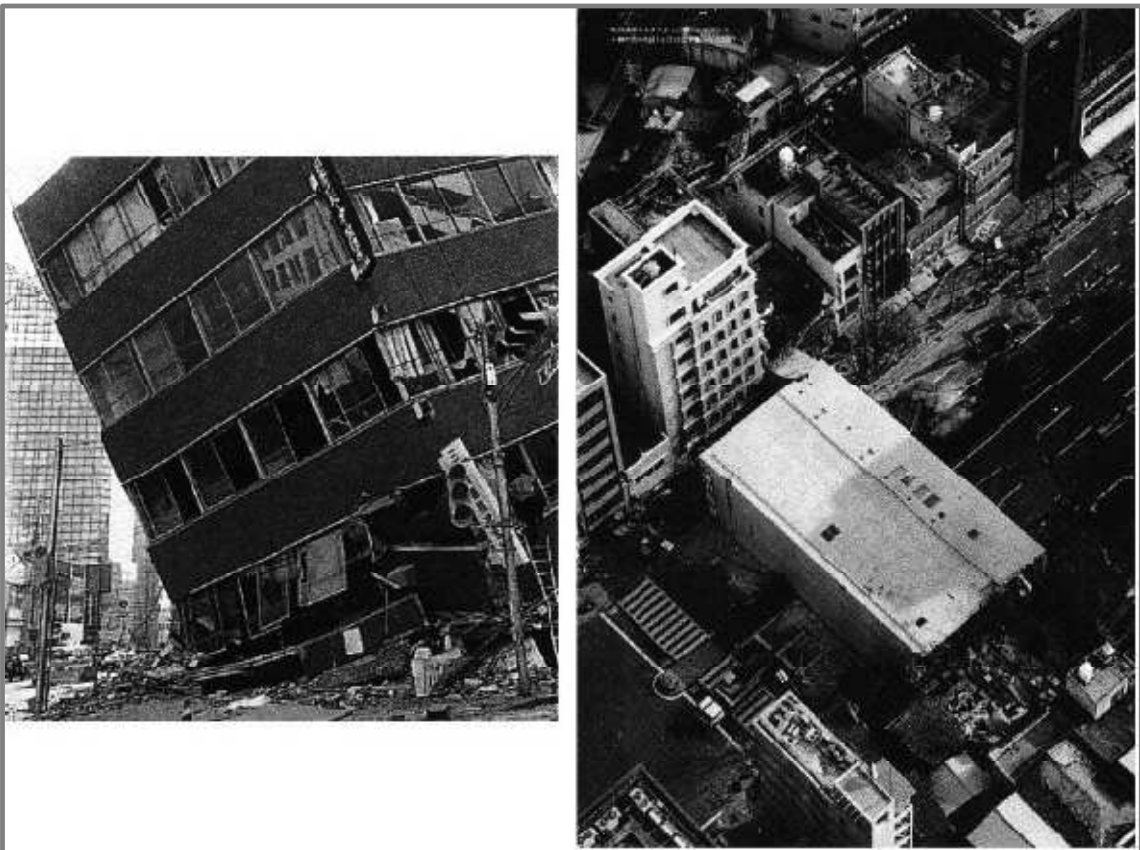
*Fig.5: Danneggiamento delle tamponature con la struttura integra (da [41]).*



*Fig.6: Rottura a taglio del pilastro per le tamponature parziali in altezza (da [83]).*



*Fig.7: Crollo completo del piano terra a pilotis (da [65]).*



*Fig.8: Ribaltamento di edifici con struttura intelaiata, a sinistra, ed a setti, a destra, per il meccanismo di piano soffice a terra (da [65]).*

#### 4. INTERAZIONE TELAIO TAMPONATURA. MECCANISMI DI COLLASSO

Al fine di caratterizzare l'interazione telaio tamponatura a livello locale e globale sulla risposta sismica della struttura e formulare dei modelli numerico analitici che riproducano con sufficiente affidabilità il contributo delle tamponature e i relativi meccanismi di danneggiamento **telaio parete**, non si può prescindere dalle risultanze ottenute da prove sperimentali in scala o ridotte, del singolo pannello o dell'intera struttura.

Per i meccanismi di interazione locale sono fondamentali il quadro di prove riportato nel rapporto *“La risposta sismica dei telai con tamponature murarie. CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti – Roma(2000) a cura di S. Biondi, F. Colangelo e C. Nuti”*.

##### 4.1 PROVE MONOTONE E CICLICHE SU MODELLI IN SCALA RIDOTTA

Presso l'Università del Colorado, Mehrabi et al. hanno portato a compimento uno studio parametrico volto a caratterizzare la risposta sismica di costruzioni correnti. La figura 9 mostra la struttura prototipo, consistente in un telaio di calcestruzzo armato di tre campate e di sei elevazioni soggetto ai carichi verticali tipici di un edificio per uffici, di cui il telaio rappresenta un elemento interno.

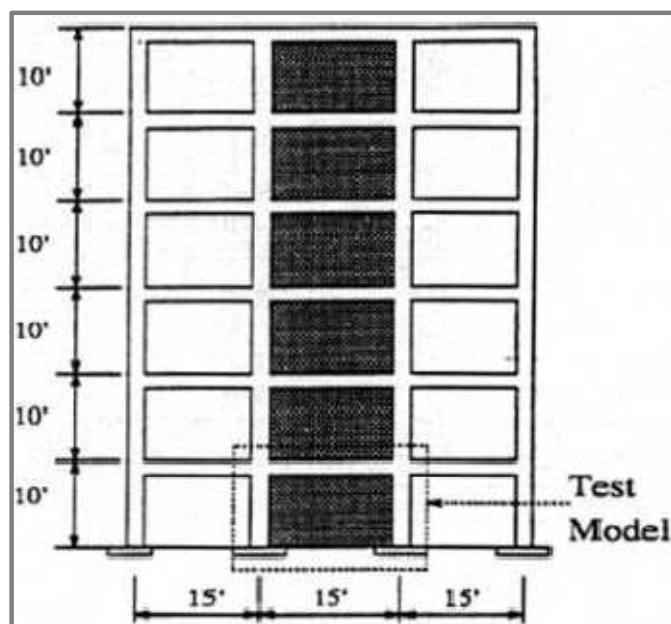


Fig.9 : Struttura prototipo di Mehrabi et al.

La campata centrale è tamponata, a differenza di quelle laterali. Sono state svolte quattordici prove, di cui alcune ripetute sugli stessi campioni, con semplici portali tamponati (figure 9 e 10) e con provini di due campate, tutti in scala di 1:2. Alcuni telai, progettati per resistere alle azioni sismiche, presentano la trave debole ed il pilastro forte (telai detti forti nel seguito), mentre altri, dimensionati per sopportare solo i carichi gravitazionali ed il vento, hanno la trave più resistente del pilastro (telai deboli).



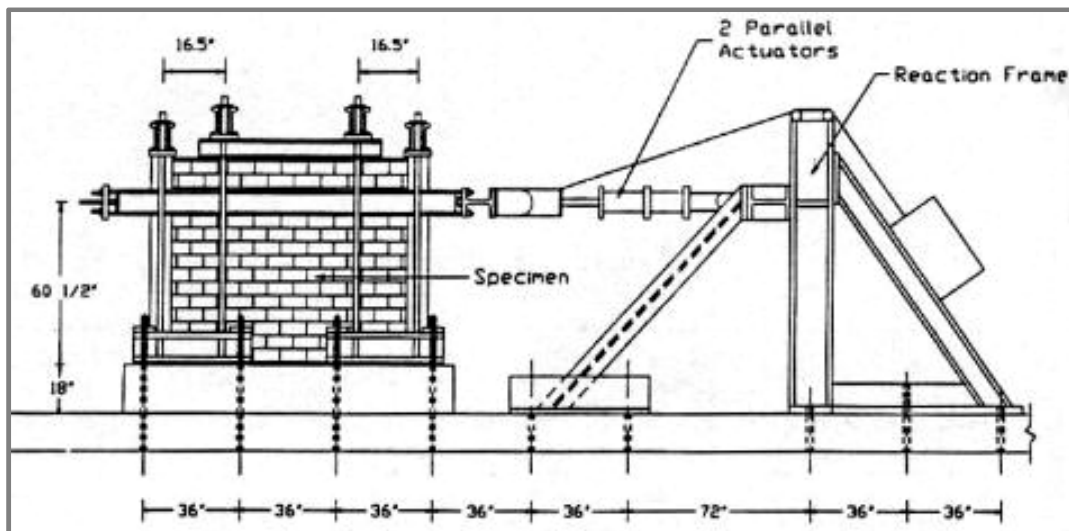


Fig.10 : Attrezzatura di prova di Mehrabi et al. (da [56]).

In figura 11e rappresentato in dettaglio un esemplare della seconda tipologia. Il progetto delle armature ha osservato le disposizioni ACI 318-89. Le tamponature sono di blocchi di calcestruzzo, del tipo pieno per certi provini, forato per i rimanenti. Si è posta la massima cura nel riempire completamente di malta l'interfaccia telaio-pannello.

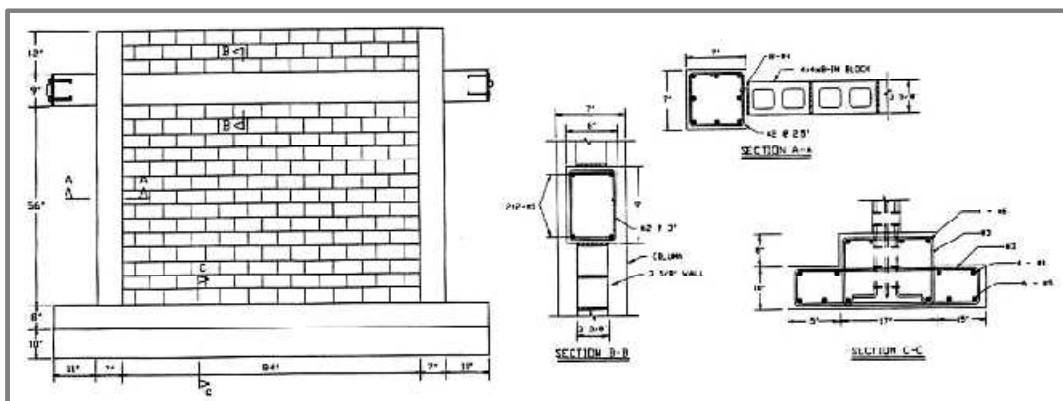


Fig.11 : Campione debole di Mehrabi et al. (da [56]).

La tabella 1 indica le caratteristiche principali dei campioni considerati ed il relativo tipo di prova portato a termine. I campioni sono stati assoggettati a carichi orizzontali e verticali differenti. I primi sono di natura sia monotona sia ciclica con controllo della forza o dello spostamento. A seconda dei provini, le azioni verticali, di uguale risultante, sono state applicate esclusivamente sui nodi trave-pilastro oppure, in parte, anche lungo le travi, come si evince dall'attrezzatura di prova rappresentata nella fig.10.

La tabella 2 riporta i risultati sperimentali principali riscontrati nei provini: la rigidezza secante  $K_{SEC}$  al 50% della resistenza massima, il carico negativo  $F_1$  ed il carico positivo  $F_2$  di prima fessurazione, gli spostamenti  $d_1$  e  $d_2$  corrispondenti alla prima fessurazione nel verso negativo e positivo, il carico minimo  $F_{min}$  e quello massimo  $F_{max}$ , gli spostamenti  $d_{Fmin}$  e  $d_{Fmax}$  corrispondenti ai carichi minimo e massimo, infine il meccanismo di rottura.

	Tipo di telaio	Num. di campate	Aspetto $h_w/l_w$	Tipo di blocco	Carico verticale [kN]		Tipo di prova
					sui nodi	sulla trave	
1	debole	1	0.67	nessuno	294	0	monotona
2	1 riparato	1	0.67	forato	294	0	monotona
3	2 riparato	1	0.67	pieno	294	0	monotona
4	debole	1	0.67	forato	196	98	ciclica
5	debole	1	0.67	pieno	196	98	ciclica
6	forte	1	0.67	forato	196	98	ciclica
7	forte	1	0.67	pieno	196	98	ciclica
8	4 riparato	1	0.67	forato	196	98	monotona
9	8 riparato	1	0.67	pieno	196	98	monotona
10	debole	1	0.48	forato	196	98	ciclica
11	debole	1	0.48	pieno	196	98	ciclica
12	10 riparato	1	0.48	pieno	294	147	ciclica
13	debole	2	0.67	forato	441	0	ciclica
14	13 riparato	2	0.67	pieno	441	0	ciclica

Tab. 1: Caratteristiche dei campioni di Mehrabi et al.

		campione						
		1	2	3	4	5	6	7
$k_{sec}$	[kN/mm]	4.2	-	130	75	224	84	226
$F_1$	[kN]	-	-	-	-134	-205	-183	-401
$F_2$	[kN]	-	-	278	92	219	206	417
$d_1$	[mm]	-	-	-	-3.56	-4.57	-4.83	-6.10
$d_2$	[mm]	-	-	3.30	1.02	2.03	5.89	5.08
$F_{min}$	[kN]	-	-	-	-154	-232	-188	490
$F_{max}$	[kN]	106	-	278	162	267	207	445
$d_{F_{min}}$	[mm]	-	-	-	-7.11	-15.2	-8.89	-11.4
$d_{F_{max}}$	[mm]	65.3	-	3.30	11.9	9.14	9.65	10.2
meccanismo ultimo		-	D1	C7	D1+E3	C7	D1	E3
		8	9	10	11	12	13	14
		$k_{sec}$	[kN/mm]	58	103	70	258	342
$F_1$	[kN]	-	-	-156	-263	-332	-245	-402
$F_2$	[kN]	134	261	190	299	330	271	405
$d_1$	[mm]	-	-	-6.10	-5.84	-4.83	-2.54	-5.33
$d_2$	[mm]	3.56	5.08	6.10	5.59	3.56	3.81	4.83
$F_{min}$	[kN]	-	-	-156	-276	-356	-301	-449
$F_{max}$	[kN]	190	293	190	299	363	292	405
$d_{F_{min}}$	[mm]	-	-	-6.10	-17.0	-8.13	-9.15	-8.64
$d_{F_{max}}$	[mm]	14.0	7.37	6.10	5.59	7.11	7.62	4.83
meccanismo ultimo		C3+E3	C7	D1+E3	C7	C7	D1	C7

Tab. 2: Risultati sperimentali di Mehrabi et al.

La tabella 3 fornisce ulteriori risultati importanti: gli spostamenti associati al verificarsi dei fenomeni maggiormente significativi per ciascun provino, espressi in rapporto all'altezza dei campioni stessi. La lettera 'N' indica che l'evento corrispondente non è stato osservato, mentre la linea - significa che non sono disponibili le misure sperimentali.

	campione						
	1	2	3	4	5	6	7
prima fessurazione del muro	N	–	0.21	0.17	0.33	0.36	0.46
reazione massima	3.1	–	0.21	0.63	0.79	0.61	0.71
80% della reazione massima	6.8	–	1.2	1.5	1.4	1.8	1.0
fessurazione per taglio del pilastro	N	N	0.71	1.8	1.3	N	1.8
fessurazione per taglio del nodo	1.3	–	N	1.4	2.1	1.7	1.7
scorrimento lungo un giunto del muro	N	–	N	0.99	1.3	0.40	0.46
schacciamento del muro all'interno	N	N	N	1.2	1.4	0.91	1.2
schacciamento del muro agli angoli	N	N	N	N	N	N	0.82
snervamento dell'acciaio del pilastro	0.96	1.2	N	–	1.5	N	1.4
snervamento dell'acciaio della trave	1.3	3.0	–	N	N	0.56	N
schacciamento del cls. del pilastro	3.1	–	–	2.2	1.9	N	N
spostamento massimo imposto	4.9	3.7	3.2	2.6	2.3	1.8	1.9

	8	9	10	11	12	13	14
prima fessurazione del muro	0.20	0.33	0.17	0.36	0.17	0.17	0.31
reazione massima	0.91	0.48	0.40	0.74	0.55	0.55	0.44
80% della reazione massima	1.8	2.0	1.9	1.5	1.0	1.1	0.84
fessurazione per taglio del pilastro	2.0	0.66	N	1.3	0.95	N	0.76
fessurazione per taglio del nodo	N	N	N	N	N	N	N
scorrimento lungo un giunto del muro	1.5	0.82	0.41	0.91	0.66	1.0	1.8
schacciamento del muro all'interno	1.6	2.1	1.4	0.91	0.66	0.74	0.83
schacciamento del muro agli angoli	2.0	N	0.91	N	N	1.0	0.76
snervamento dell'acciaio del pilastro	–	–	1.7	1.2	–	N	0.76
snervamento dell'acciaio della trave	–	–	–	N	–	N	N
schacciamento del cls. del pilastro	2.5	2.8	2.3	2.2	1.7	N	N
spostamento massimo imposto	3.1	2.9	2.4	2.1	1.7	1.7	1.9

Tab. 3: Spostamenti critici di Mehrabi et al. (in [%]).

Le figure 12-18 rappresentano il quadro offerto dai provini in condizioni di rottura. Nel complesso, si apprezza la varietà dei risultati ottenuti, varietà che testimonia la scelta corretta delle storie di carico in funzione delle caratteristiche meccaniche e geometriche dei singoli campioni.

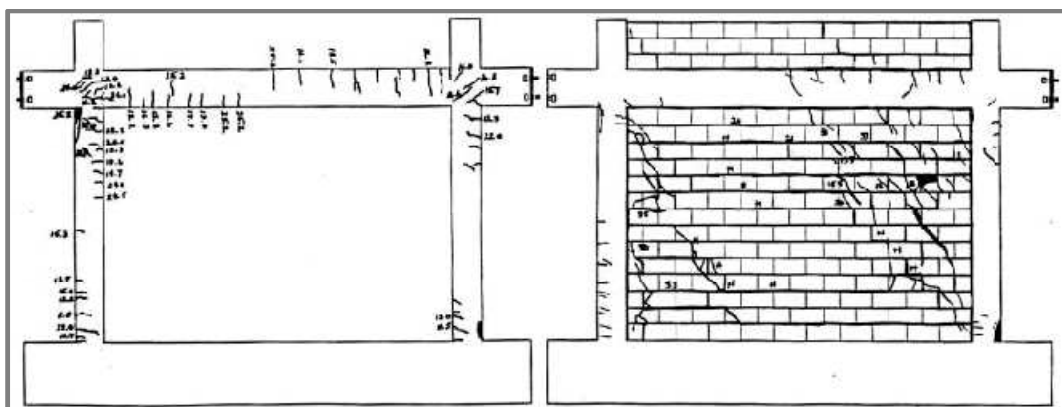
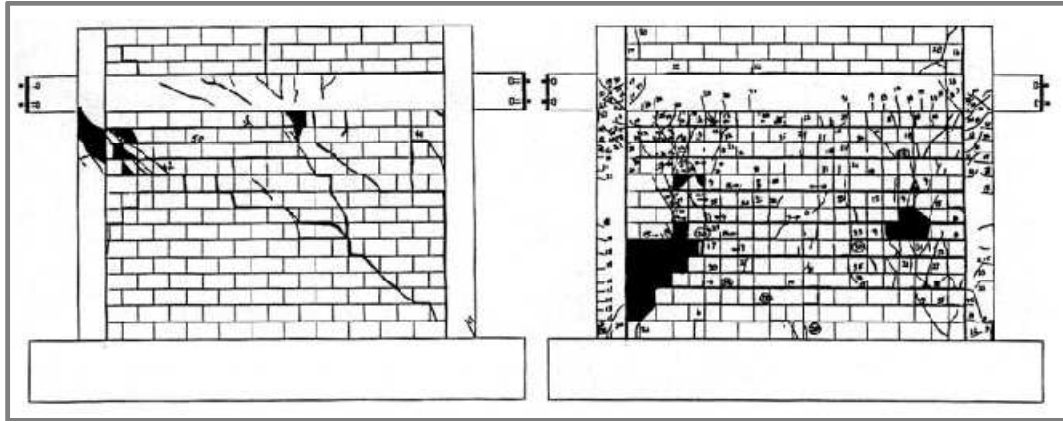


Fig.12 : Meccanismo di rottura dei campioni 1 e 2 di Mehrabi et al. (da [56]).

**Il campione 1**, a sinistra in figura 12, è stato provato nudo con un carico monotono e non ha mostrato una risposta ottimale. In particolare, si notano la fessurazione per taglio del nodo trave-pilastro e la formazione precoce di cerniere plastiche. Quest'ultime, oltretutto, sono

localizzate nei pilastri piuttosto che nella trave, come sarebbe invece auspicabile per evitare l'innesco del meccanismo di piano soffice.

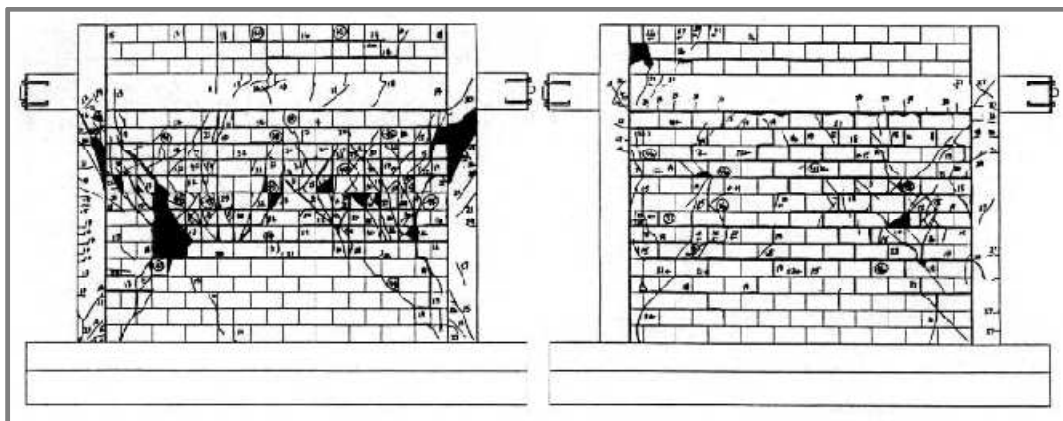
**Il campione 2**, anch'esso in figura 4, è in effetti lo stesso provino 1 riparato e tamponato con blocchi forati. Successivamente, esso è stato sottoposto ad un carico monotono fino al raggiungimento di una crisi convenzionale, dovuta allo scorrimento lungo i giunti di malta.



*Fig.13 : Meccanismo di rottura dei campioni 3 e 4 di Mehrabi et al. (da [56]).*

**Il campione 3** (figura.13) è stato ottenuto di nuovo riparando il campione 2 e tamponandolo con blocchi pieni . Per effetto di un carico ancora monotono, esso ha accusato la rottura a compressione del pilastro.

**Il campione 4**, del tipo debole, ha mostrato lo scorrimento lungo i giunti orizzontali di malta.



*Fig.14 : Meccanismo di rottura dei campioni 5 e 6 di Mehrabi et al. (da [56]).*

**Il campione 5**, anch'esso del tipo debole, ha subito un'espulsione consistente della tamponatura, costruita con blocchi pieni.

**Il campione 6**, forte, ha visto lo snervamento delle armature della trave prima che di quelle dei pilastri.

**Il campione 7** è un provino con il telaio ed il muro entrambi resistenti, esso non ha mostrato, come atteso, alcun fenomeno di rottura per taglio del pilastro.

**Il campione 8** derivato dalle riparazioni operate sul provino 4 ed alla rottura si è comportato analogamente al campione 2.

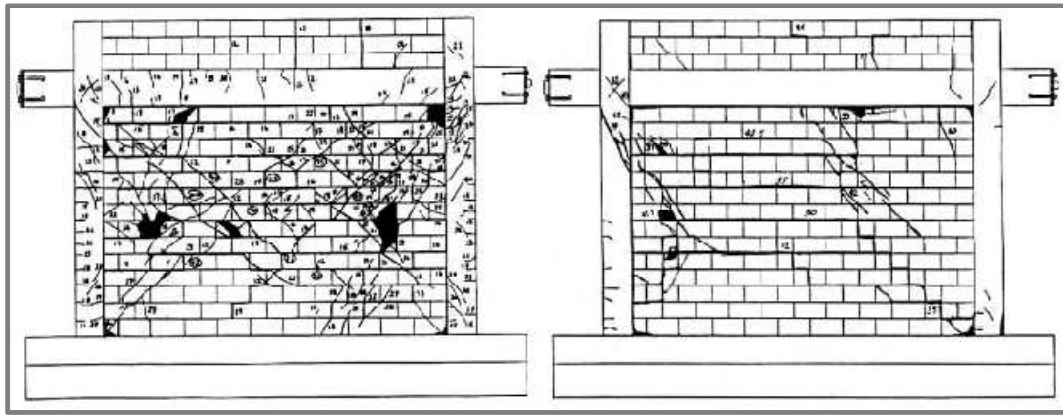


Fig.15 : Meccanismo di rottura dei campioni 7 e 8 di Mehrabi et al. (da [56]).

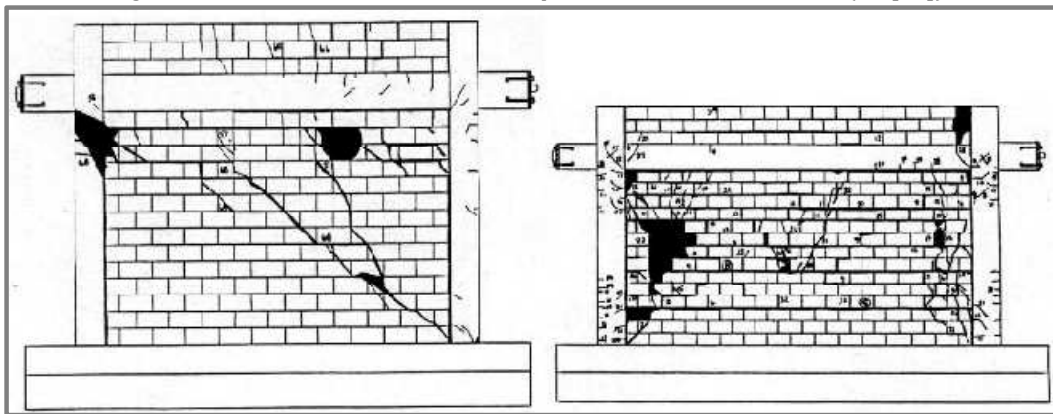


Fig.16 : Meccanismo di rottura dei campioni 9 e 10 di Mehrabi et al. (da [56]).

**Il campione 9** ottenuto riparando ulteriormente il campione 8, quindi simile al provino 3, dal quale si distingue per avere il carico verticale applicato su più punti della trave, in una configurazione più vicina a quella reale di carico distribuito.

**Il campione 10** invece, rispetto ai precedenti presenta un rapporto minore tra l'altezza dei pilastri e la luce della trave.

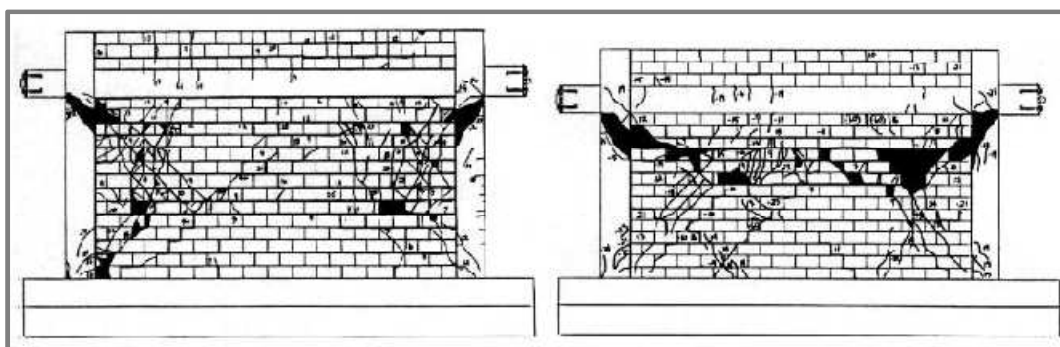


Fig.17 : Meccanismo di rottura dei campioni 11 e 12 di Mehrabi et al. (da [56]).

**Il campione 11** ed il **campione 12** non differiscono tra loro in quanto alla geometria ed alla tamponatura, ma il secondo campione deriva dal provino 10 riparato ed inoltre sopporta carichi verticali maggiori di 50% rispetto al primo. Tali campioni appaiono più tozzi degli altri e questo conduce, a parità di condizioni, ad una resistenza maggiore dell'insieme, a causa della rigidità maggiore del pilastro, per ambedue si è rilevata la crisi per taglio in testa ai pilastri.

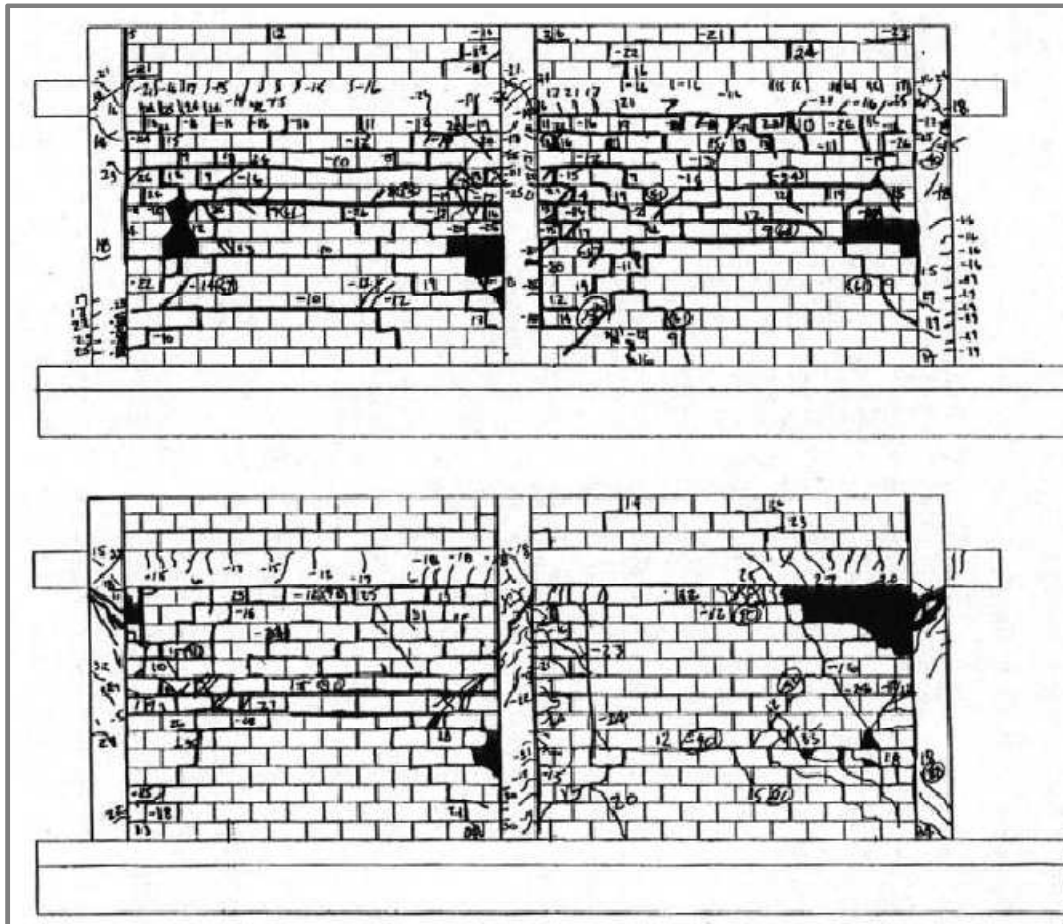


Fig.18 : Meccanismo di rottura dei campioni 13 e 14 di Mehrabi et al. (da [56]).

Infine, il campione 13 ed il campione 14 sono del tipo a due campate (figura 10), costituiti da telai deboli con lo sforzo normale uguale per i tre pilastri. La tamponatura del provino 13 è però di blocchi forati, mentre il campione 14 è costituito dal telaio 13 riparato e da un muro di blocchi pieni.

## 4.2 MECCANISMI DI COLLASSO TELAI TAMPONATI

Lo studio condotto tramite prove di laboratorio su prototipi in scala ridotta sotto azioni statiche, cicliche, pseudo dinamiche ha permesso di identificare una molteplice modalità di rottura dei telai tamponati in cui l'interazione gioca un ruolo predominante in funzione del rapporto relativo rigidezza, resistenza, duttilità pannello – telaio e delle condizioni al contorno quali il grado di vincolo nel piano e fuori piano in funzione del collegamento tra le due strutture. Nella fig.19 si fornisce un quadro esaustivo dei meccanismi di rottura osservati nei telai tamponati riguardanti :

- Il pannello murario;
- Il telaio in c.a;
- Il sistema telaio parete.

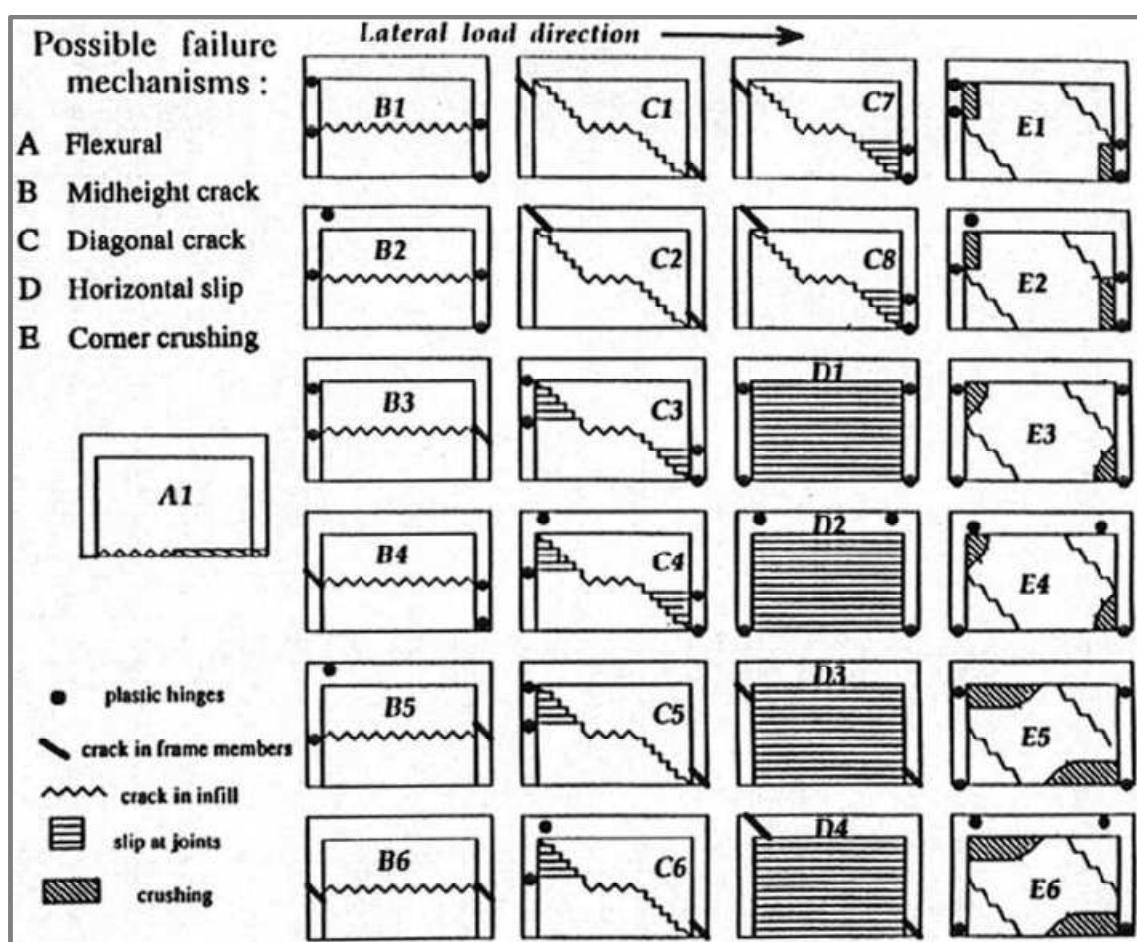


Fig.19 : Modalità di rottura dei portali tamponati (da [56])

Vengono individuate cinque tipologie diverse per la crisi del portale tamponato, ciascuna delle quali comprende vari sottocasi:

- rottura per la flessione del portale tamponato: la struttura ed il pannello nell'insieme, comportandosi come una mensola, se di geometria relativamente snella entrano in crisi*

*alla base, per la trazione del pilastro e della muratura a monte e per lo schiacciamento della zona compressa;*

- B. rottura per il lesionamento orizzontale a metà altezza della tamponatura: formatasi la frattura orizzontale, le due metà del pannello, notevolmente rigide nel piano, assorbono gran parte degli sforzi nelle membrature in basso a monte ed in alto a valle, perciò la crisi si manifesta nelle regioni opposte della struttura, quelle soggette alle deformazioni;*
- C. rottura per la fessurazione diagonale della tamponatura: il pannello si lesionaper intero lungo l'altezza, quindi o subentra la rottura per taglio del telaio se la stessa frattura prosegue attraverso gli elementi strutturali, oppure lo scorrimento lungo i giunti orizzontali in prossimità degli angoli dà luogo alla formazione di cerniere plastiche;*
- D. rottura per lo scorrimento orizzontale lungo i giunti della tamponatura: quando la malta è di qualità scadente oppure quando l'aderenza tra la malta ed i mattoni è molto bassa, si verifica la disorganizzazione del muro nei singoli ricorsi di mattoni;*
- E. rottura per lo schiacciamento della tamponatura in prossimità degli angoli dove è applicata direttamente la pressione di contatto da parte degli elementi strutturali, lungo i pilastri oppure lungo la trave, con contemporanea presenza di lesioni inclinate nella direzione delle isostatiche di compressione nel muro.*

Ad eccezione della prima modalità di rottura, che in effetti non presenta varianti, si distinguono le situazioni in cui nel telaio si verifica la rottura delle sezioni per flessione oppure per taglio, nel pilastro oppure nella trave, nelle varie combinazioni possibili. Ad esempio, relativamente al meccanismo **'B'** in figura sono rappresentati i sottocasi:

- *B1 formazione di cerniere plastiche nei pilastri;*
- *B2 formazione di cerniere plastiche nei pilastri e nella trave;*
- *B3 formazione di cerniere plastiche nel pilastro a monte e rottura a taglio dell'altro pilastro;*
- *B4 formazione di cerniere plastiche nel pilastro a valle e rottura a taglio dell'altro pilastro;*
- *B5 formazione di cerniere plastiche nel pilastro e nella trave a monte e rottura a taglio dell'altro pilastro;*
- *B6 rottura a taglio di entrambi i pilastri.*



## 5. MODELLI DI CALCOLO DI STRUTTURE CON TAMPONATURE

Gli studiosi che nel corso degli anni hanno affrontato il problema dell'interazione tra struttura portante intelaiata e tamponature hanno messo in evidenza le difficoltà che sorgono quando si cerca di caratterizzarne la risposta sismica. Difficoltà dovute essenzialmente alla molteplicità e variabilità dei parametri che entrano in gioco ed ai problemi correlati alla sperimentazione e modellazione degli elementi murari.

Le tipologie di modelli prodotti sono due:

1. micro-modelli (modelli dettagliati agli elementi finiti o elementi discreti);
2. macro-modelli (modelli semplificati).

Nell'analisi agli elementi finiti delle tamponature, gli effetti dei giunti, che costituiscono l'anello debole del complesso, sono stati computati con diversi livelli di precisione.

- Un semplice approccio è considerare la muratura come un materiale omogeneo (Dhanasekar et al. 1985; Middleton et al. 1991), computando mediamente gli effetti dei giunti. Questo livello di analisi è poco adatto per cogliere i vari meccanismi di rottura delle murature.
- In un approccio più raffinato, mattoni e giunti sono discretizzati e modellati con elementi continui (Ali & Page 1988; Anand & Rhman 1990; Rots 1991). Le poche analisi con questo livello di approssimazione sono complesse e adatte solo per simulare il comportamento delle fratture in piccoli esperimenti di laboratorio.
- In un approccio meno raffinato, i singoli mattoni sono modellati con elementi continui, mentre i giunti sono modellati attraverso le interfacce tra i mattoni. Primo tentativo con questa metodologia fu eseguito da Arya & Hegemier (1978), Page (1978) e più recentemente da Rots (1991).

Tuttavia, la maggior parte dei lavori trovati durante la fase di ricerca bibliografica utilizza la modellazione mediante macro-modelli.

## 5.1 MODELLO A MENSOLA

### Mensola verticale con sezione composita

Il modello semplificato proposto da Fiorato, Sozen & Gamble (1970), successivamente ripreso da Mehrabi et al. (1994), suggerisce di assimilare il telaio tamponato ad una mensola verticale con sezione composita, costituita dal calcestruzzo dei pilastri e dalla muratura

Viene ipotizzato che, per valori modesti delle azioni orizzontali, gli elementi di calcestruzzo armato ed i pannelli di tamponatura restino a contatto gli uni con gli altri, immaginando una perfetta aderenza tra gli elementi costituenti la struttura intelaiata tamponata.

Sommando la flessibilità a taglio della sola tamponatura con la flessibilità a flessione della mensola composita, si ottiene la rigidezza  $K_t$  del portale tamponato:

$$K_t = \left( \frac{h_w}{G_w t_w l_w} + \frac{h^3}{3E_c I^*} \right)^{-1}$$

dove:

- $h_w$ ,  $t_w$  e  $l_w$  sono l'altezza, lo spessore e la lunghezza del pannello;
- $h$  e  $l$  sono l'interasse della trave e dei pilastri;
- $G_w$  è il modulo di elasticità tangenziale della tamponatura;
- $E_c$  è il modulo di elasticità normale del calcestruzzo;
- $I^*$  è il momento d'inerzia della sezione composita omogeneizzata a calcestruzzo;
- $A_p$  e  $I_p$  sono l'area ed il momento d'inerzia della sezione dei pilastri;
- $E_{ww}$  è il modulo elastico in direzione verticale della tamponatura che entra nella formula di  $I^*$ .

La validità di tale modello può essere pregiudicata se l'aderenza tra pannello e telaio circostante risulta molto modesta, qualora, costruendo la tamponatura dopo l'indurimento del calcestruzzo, non si ricorra ad appositi connettori, oppure considerando che il contatto può venir meno semplicemente a causa del ritiro della malta.

## 5.2 MODELLO A PUNTONI EQUIVALENTE

### MODELLI AD UN PUNTONE (SINGLE STRUT)

Al crescere della azioni orizzontali si verifica il distacco tra telaio e pannello, accompagnato da uno scorrimento relativo sia in direzione verticale che orizzontale (Fig.20.a).

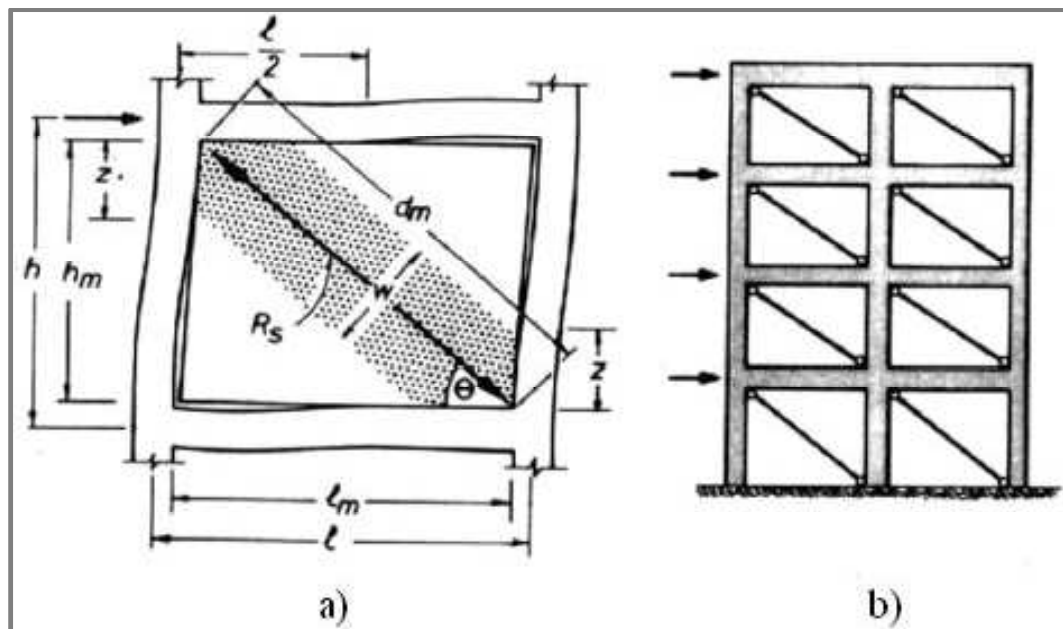


Fig.20 : Puntone diagonale equivalente

A seguito di tale distacco, il funzionamento a taglio del pannello si trasforma nel funzionamento a puntone equivalente disposto secondo la diagonale della tamponatura.

Gli sforzi prevalenti nella tamponatura sono le tensioni normali di compressione in corrispondenza degli angoli caricati, rimasti a contatto con il telaio. Viceversa, gli sforzi di taglio perdono importanza, anche per le lesioni inclinate che si formano nel pannello al crescere dei carichi.

In tale fase, quindi, risulta più ragionevole schematizzare il telaio tamponato come un telaio controventato da bielle diagonali che reagiscono solo a compressione (Fig. 20.b). Secondo tale modello, le tamponature, anche se lesionate, irrigidiscono in misura non trascurabile il telaio.

In letteratura esiste un'ampia rassegna di lavori che utilizza il modello di puntone equivalente alla tamponatura in termini di rigidezza e di resistenza.

In tale tipo di approccio si ipotizza che il distacco tra tamponatura e telaio sia già avvenuto e che essi siano a contatto solo nelle zone prossime agli angoli caricati del telaio (Polyakov 1960; Stafford Smith 1966; Mainstone 1971, 1974; Klingner & Bertero 1978).

L'obiettivo della ricerca di Al-Chaar è quello di fornire le linee guida per la valutazione della resistenza e della rigidezza di pannelli di tamponatura non armati soggetti a carichi laterali. Il trasferimento delle forze laterali lungo la struttura provoca una distribuzione non uniforme di tensioni tra gli elementi del telaio ed il pannello. Al crescere delle forze le tensioni variano fino alla rottura del pannello, che avviene per il raggiungimento della resistenza a taglio o a compressione.

Il metodo proposto per studiare il comportamento del sistema telaio-tamponatura consiste in un'analisi pushover di un telaio contenente dei puntoni equivalenti eccentrici che rappresentano la muratura. Il metodo può essere utilizzato per telai completamente o parzialmente tamponati, con presenza di aperture o con pannelli danneggiati.

L'autore fornisce una procedura generale per valutare la capacità di un telaio tamponato mediante un'analisi pushover:

- Modellazione degli elementi del telaio, con geometria e vincoli, e definizione delle proprietà dei materiali;
- Modellazione dei puntoni equivalenti rappresentanti le tamponature e determinazione delle loro eccentricità rispetto agli estremi dei pilastri e cerniere plastiche uniassiali;
- Modellazione delle cerniere plastiche agli elementi del telaio;
- assegnazione dei Rigid end Offset agli estremi degli elementi del telaio a contatto con i pannelli;
- applicazione dei carichi verticali come condizione iniziale ed analisi pushover.

Il pannello di tamponatura viene rappresentato da un puntone diagonale equivalente resistente a compressione, di larghezza  $a$ , lunghezza  $D$  e spessore  $t$  pari allo spessore netto della muratura (Fig. 21).

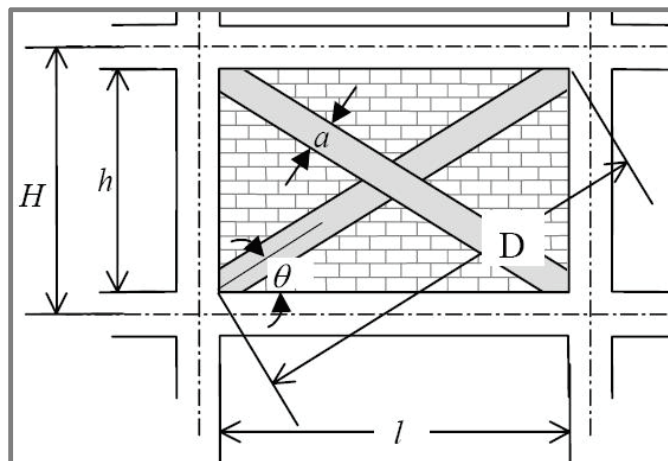


Fig.21 : Geometria del puntone diagonale equivalente

La larghezza  $a$  dipende dalla rigidezza flessionale relativa telaio-pannello, che Stafford Smith & Carter (1969) valutano come segue:

$$\lambda_1 H = H \cdot \sqrt[4]{\frac{E_m t \sin(2\theta)}{4E_c I_{col} h}}$$

dove:

- $E_c$  e  $E_m$  sono i moduli elastici del calcestruzzo e della muratura;
- $I_{col}$  è il momento d'inerzia del pilastro.

A partire dalla relazione precedente, Mainstone (1971) fornisce l'espressione della larghezza del puntone equivalente:

$$a = 0.175 D (\lambda_1 H)^{-0.4}$$

Se nel pannello sono presenti delle aperture e/o dei danneggiamenti, la larghezza  $a$  viene ridotta utilizzando la seguente relazione:

$$a_{red} = a (R_1)_i (R_2)_i$$

Il fattore di riduzione che tiene conto delle aperture,  $(R_1)_i$ , è pari a:

$$(R_1)_i = 0.6 \cdot \left( \frac{A_{open}}{A_{panel}} \right)^2 - 1.6 \cdot \left( \frac{A_{open}}{A_{panel}} \right) + 1$$

con:

- $A_{open}$  area delle aperture;
- $A_{panel} = l \times h$  area del pannello.

Tuttavia, se l'area delle aperture è non minore del 60% di quella del pannello, l'effetto della tamponatura viene trascurato,  $(R_1)_i = 0$ .

Il fattore di riduzione che tiene conto del danneggiamento del pannello,  $(R_2)_i$ , è valutabile attraverso la Tabella sottostante, a seconda che la tamponatura risulti non danneggiata, moderatamente danneggiata o severamente danneggiata (Fig.22).

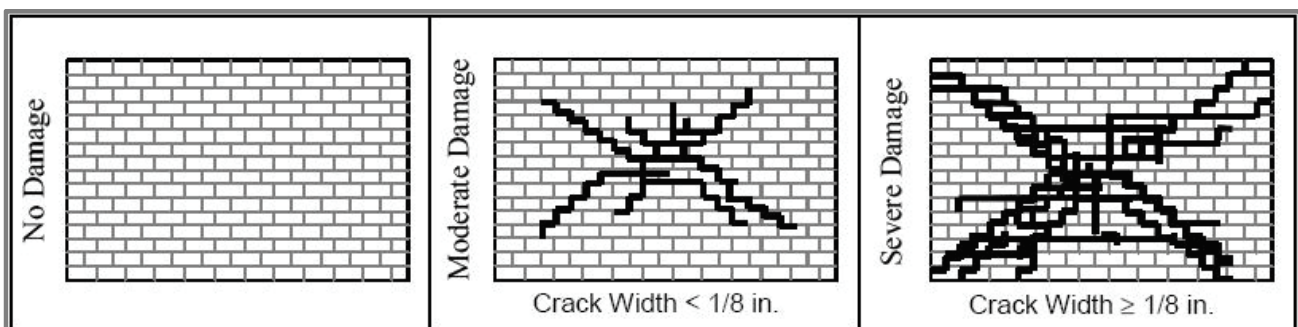


Fig.22: Classificazione del danno per la tamponatura

	$(R_2)_i$ per tipo di danno	
$h/t$	Moderato	Severo
$\leq 21$	0.7	0.4
$> 21$	necessaria la riparazione del pannello	

Tabella 1.1 Fattore di riduzione per danneggiamento

La diagonale equivalente è connessa al pilastro alla distanza  $l_{column}$  dalla faccia della trave (Fig.23).

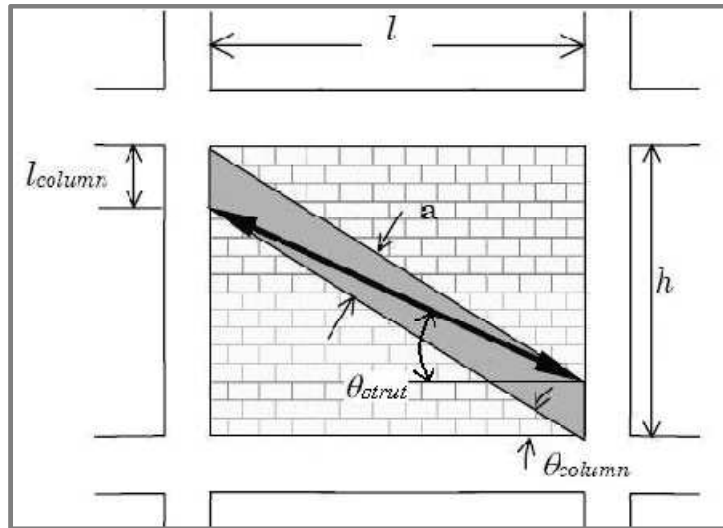


Fig.23: Posizionamento della diagonale equivalente

Tale distanza viene calcolata considerando la larghezza  $a$  senza fattori di riduzione:

$$l_{column} = \frac{a}{\cos \theta_{column}} \quad \tan \theta_{column} = \frac{h - \frac{a}{\cos \theta_{column}}}{l}$$

Nel caso di telaio parzialmente tamponato, la distanza di connessione al pilastro di monte risulta uguale alla lunghezza della parte non tamponata,  $l'_{column}$ , mentre per il pilastro di valle la distanza di connessione viene valutata come in precedenza, considerando l'effettiva altezza della tamponatura,  $h'$  (Fig. 24). Inoltre, l'unico fattore di riduzione da prendere in considerazione in questo caso è  $(R_2)_i$ , se sono presenti eventuali danneggiamenti.

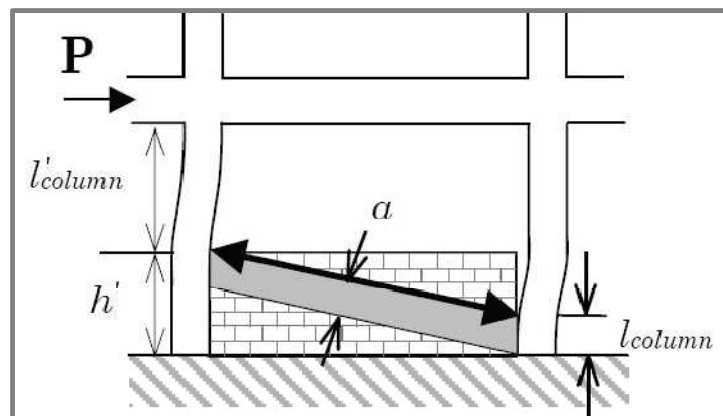


Fig.24: Telaio parzialmente tamponato

La resistenza del puntone è determinata calcolando il carico richiesto per raggiungere la resistenza a schiacciamento,  $R_{cr}$ , e quello richiesto per raggiungere la resistenza a taglio,  $R_{shear}$ , della muratura. La componente di queste forze nella direzione della diagonale equivalente è usata per assegnare al puntone una resistenza a compressione. Tale resistenza è definita attraverso il carico  $R_{strut}$ , che viene adoperato per assegnare le proprietà della cerniera plastica:

$$R_{strut} = \min\{R_{cr}, R_{shear} / \cos \theta_{strut}\}$$

$$\tan \theta_{strut} = \frac{h - 2l_{column}}{l}$$

$$R_{cr} = a_{red} t f'_m$$

$$R_{shear} = A_n f'_v (R_1)_i (R_2)_i$$

dove:

- $f'_m$  e  $f'_v$  sono rispettivamente la resistenza a compressione ed a taglio della muratura;
- $A_n$  è l'area netta della sezione trasversale del pannello.

Il legame carico-scorrimento laterale del puntone equivalente è fornito nella Fig. 25, dove il parametro  $d$ , che indica lo scorrimento laterale non lineare associato al pannello, è definito nella Tabella 7-7 della FEMA 273.

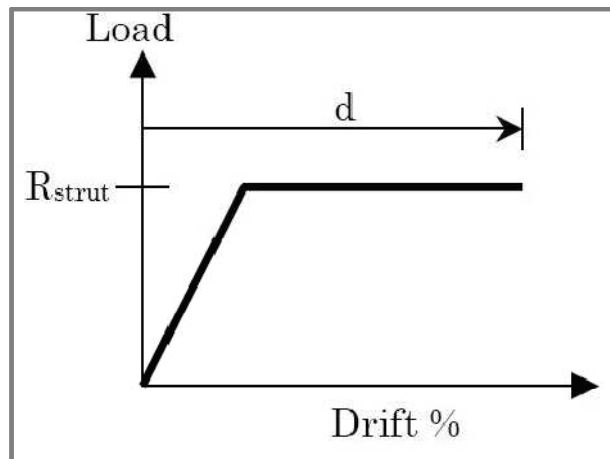


Fig.25: Legame carico-scorrimento laterale del puntone equivalente

Per quanto riguarda il posizionamento delle cerniere plastiche, quelle nei pilastri vengono localizzate alla minima distanza  $l_{column}$  dalla faccia della trave. Le cerniere nelle travi vengono poste alla minima distanza  $l_{beam}$  dalla faccia del pilastro:

$$l_{beam} = \frac{a}{\sin \theta_{beam}}$$

$$\tan \theta_{beam} = \frac{h}{l - \frac{a}{\sin \theta_{beam}}}$$

Le cerniere plastiche nei pilastri devono definire l'interazione tra carico assiale e momento, mentre quelle nelle travi devono caratterizzare solo il comportamento flessionale degli elementi. Le cerniere a taglio devono essere posizionate sia nelle travi che nei pilastri. Il puntone equivalente, invece, presenta solo una cerniera assiale, posta nella mezziera della diagonale (Fig. 26). I conchi rigidi alle estremità degli elementi del telaio (REOs), inseriti per far fronte alla eccessiva flessibilità degli elementi nel modello matematico, hanno anch'essi una lunghezza pari alle distanze  $l_{column}$  e  $l_{beam}$  dalle facce delle travi e dei pilastri.

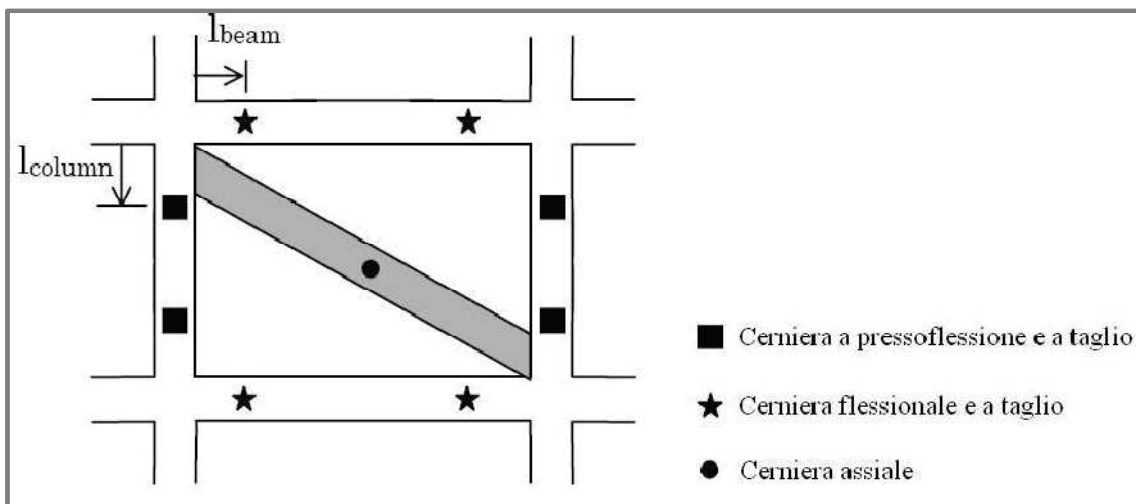


Fig.26: Posizionamento delle cerniere plastiche

Per la valutazione della rigidità nel piano della struttura tamponata, si provvede ad una modifica della curva pushover generata dal programma di analisi strutturale. Tali modifiche riguardano l'incremento della rigidità iniziale e la riduzione dello spostamento al carico ultimo, in quanto l'uso della diagonale equivalente nelle analisi porta a modelli matematici con caratteristiche di flessibilità più elevate rispetto ai modelli sperimentali.

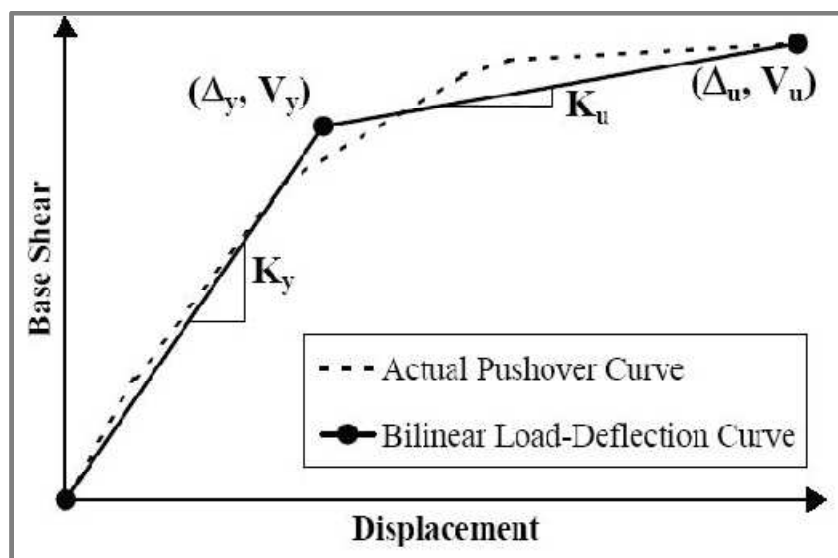


Fig.27 Curva bilineare taglio alla base - spostamento



La procedura per correggere la curva pushover consiste nell'approssimare la curva con una relazione bilineare carico-spostamento e successivamente aumentare le pendenze di entrambi i tratti della curva, mantenendo però costanti i valori del carico allo snervamento e di quello ultimo (Fig.27 e 28).

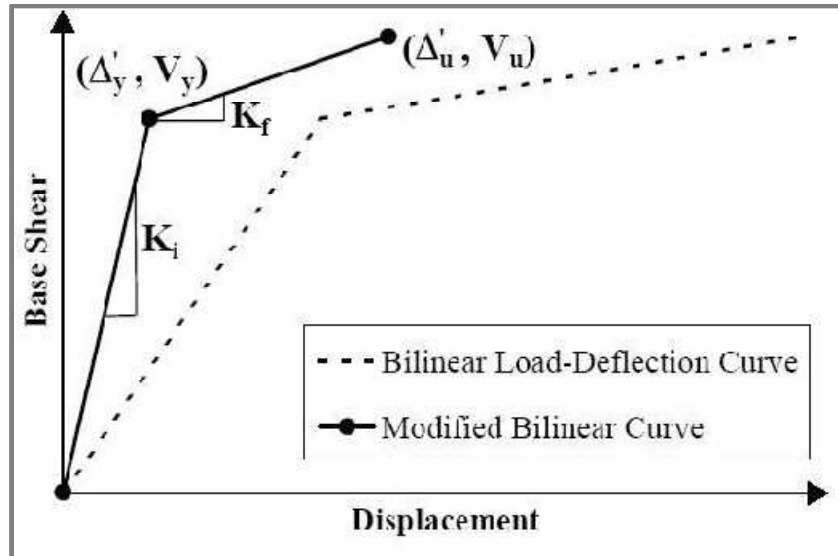


Fig.28: Curva bilineare taglio alla base - spostamento modificata

Le rigidezze dei due tratti iniziale e finale della curva modificata,  $K_i$  e  $K_f$ , vengono calcolate in base alle corrispondenti rigidezze dei due tratti della relazione bilineare ricavata dalla curva pushover:

$$K_i = 3 \cdot K_y$$

$$K_f = 2 \cdot K_u$$

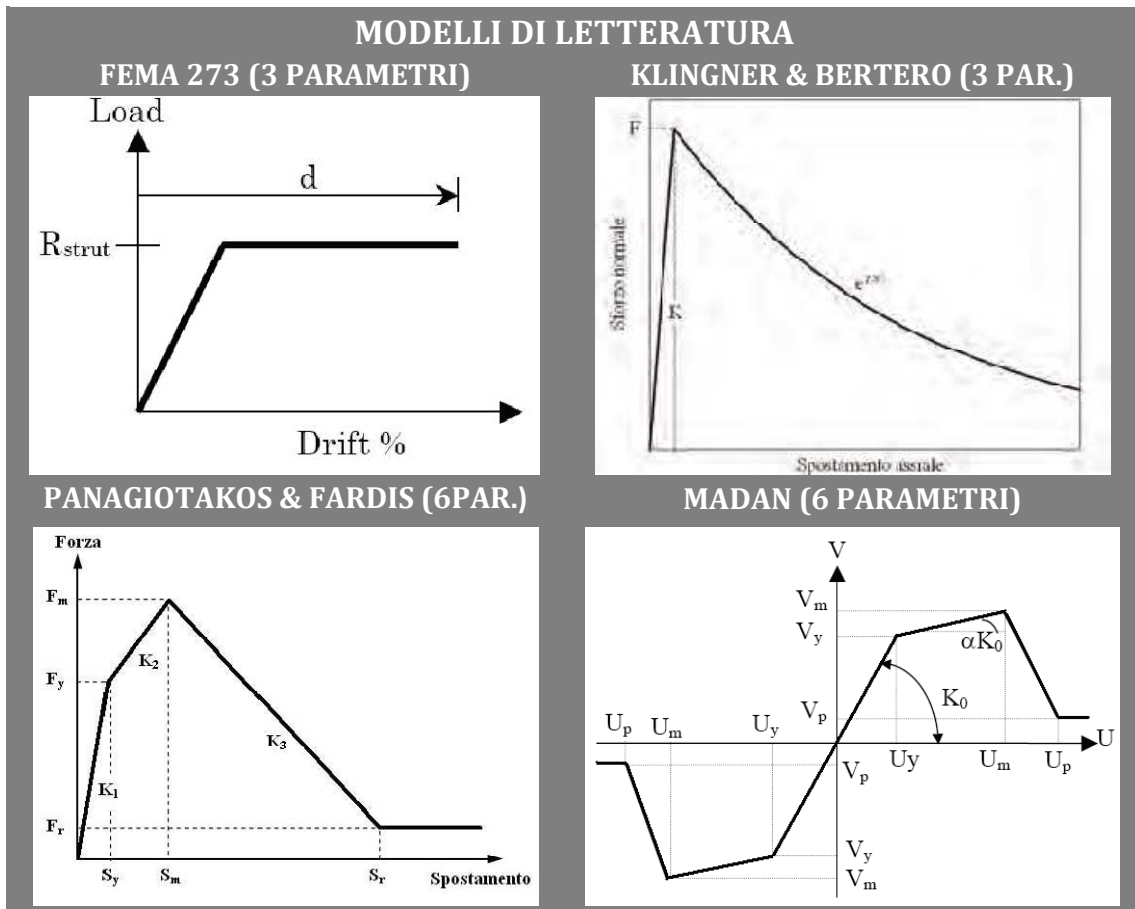
Utilizzando tale procedimento è possibile valutare la rigidezza iniziale,  $K_i$ , il carico ultimo,  $V_u$ , e lo spostamento al carico ultimo,  $\Delta'_u$ , della struttura con tamponature.

#### PANAGIOTAKOS & FARDIS (1996)

Il modello con puntone diagonale equivalente presuppone che il pannello di tamponatura si separi dal telaio in C.A. durante il processo di carico e che il contatto sia limitato a piccole zone in corrispondenza degli angoli del telaio. Per la valutazione della geometria del puntone diagonale equivalente si può fare riferimento agli studi di Al-Chaar (2002), nella tabella sottostante sono invece riassunte le varie possibilità di rappresentazione del legame costitutivo per i pannelli di tamponatura, disponibili in letteratura.

Uno dei modelli sopra riportati più utilizzati come legame forza - spostamento del puntone equivalente è quello di **Panagiotakos & Fardis (1996)** nel loro studio *"Seismic response of infilled rc frames structures"*. Nel quadrante della compressione, la curva fornita dai due autori è composta da quattro segmenti, che corrispondono rispettivamente al comportamento iniziale a taglio del pannello non fessurato, al comportamento a biella equivalente del

pannello fessurato a distacco avvenuto, al comportamento instabile del pannello oltre la resistenza massima ed allo stato finale del pannello dopo la rottura completa, con una resistenza residua costante.



Con riferimento alla Fig. 29, i parametri che definiscono i rami della curva sono:

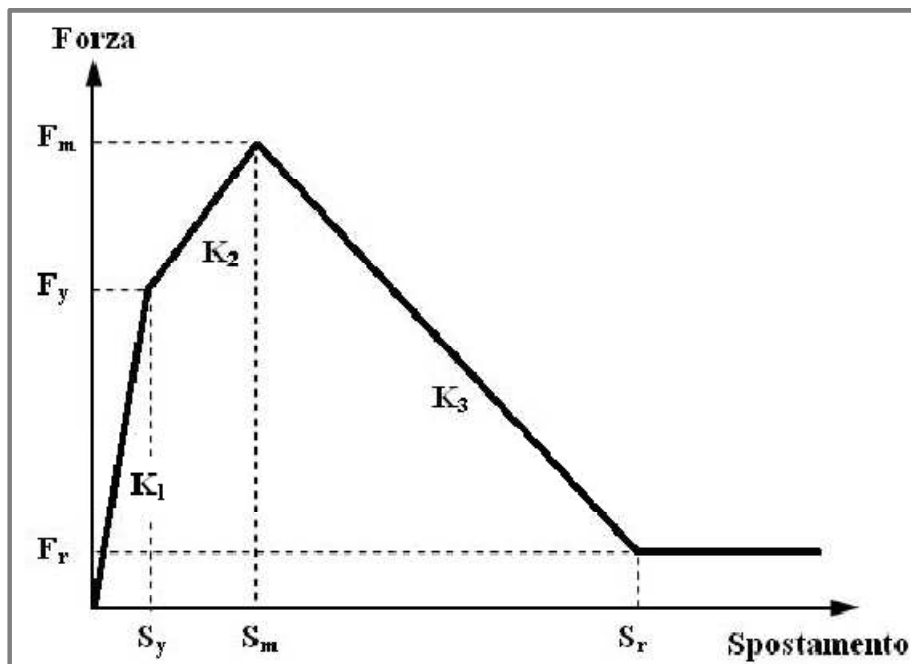


Fig.29: Legame forza–spostamento del puntone suggerito da Panagiotakos & Fardis

PARAMETRI CURVA SCHELETRO	
Rigidezza iniziale a taglio del pannello non fessurato ( $K_1$ ):	$K_1 = \frac{G_m t l}{h}$
Carico di fessurazione ( $F_y$ ):	$F_y = f'_v t l$
Spostamento al carico di fessurazione ( $S_y$ ):	$S_y = \frac{F_y}{K_1}$
Rigidezza assiale della biella equivalente ( $K_2$ ):	$K_2 = \frac{E_m a t}{d}$
Carico massimo ( $F_m$ ):	$F_m = 1.3 F_y$
Spostamento al carico massimo ( $S_m$ ):	$S_m = S_y + \frac{F_m - F_y}{K_2}$
Rigidezza negativa del ramo instabile ( $K_3$ ):	$0,005 \cdot K_1 \leq K_3 \leq 0,1 \cdot K_1$
Carico residuo dopo la rottura ( $F_r$ ):	$F_r = 0.1 F_y$
Spostamento ultimo al carico residuo ( $S_r$ ):	$S_r = S_m + \frac{F_m - F_r}{K_3}$

dove:

- $h, l$  e  $t$  sono rispettivamente l'altezza, la lunghezza e lo spessore del pannello;
- $d$  è la lunghezza della diagonale del pannello;
- $E_m$  e  $G_m$  sono rispettivamente il modulo di elasticità normale e tangenziale della muratura;
- $f'_v$  è la resistenza a taglio della muratura secondo la prova di compressione diagonale;
- $a$  è la larghezza del puntone equivalente, valutata come descritto al paragrafo precedente.

## MODELLI A PIU PUNTONI EQUIVALENTI (MULTI STRUT)

Negli ultimi anni sono stati messi a punto modelli più evoluti di quello a singolo puntone equivalente, che riproducono la fascia diagonale compressa del pannello di tamponatura con due o tre elementi biella (vedi fig.30-31)

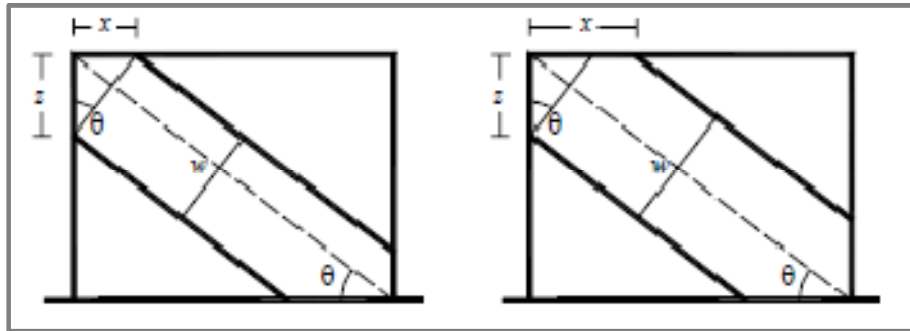


Figura 30: . Definizione della larghezza equivalente del puntone diagonale e della superficie di contatto nell'ipotesi di distribuzione non simmetrica (a) e simmetrica (b) rispetto l'asse diagonale del pannello

E' stato dimostrato che il modello con un solo elemento sulla diagonale compressa è in grado di descrivere con sufficiente approssimazione la rigidezza globale del telaio provvisto di tamponature e le sollecitazioni assiali che si verificano negli elementi strutturali per azioni orizzontali.

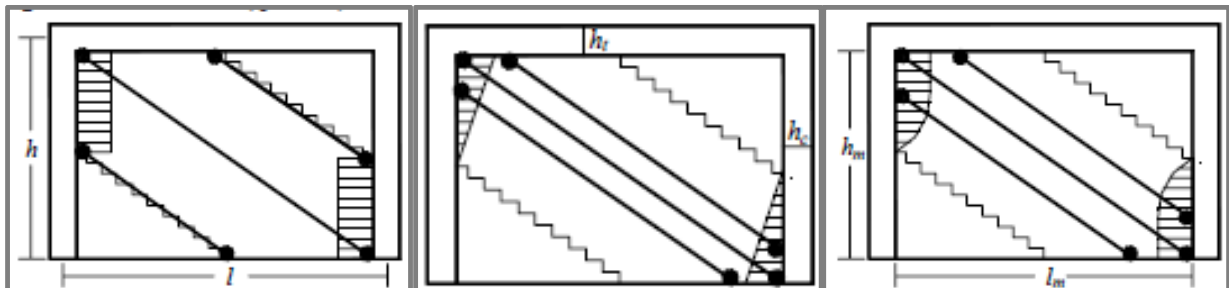


Figura 31: Modelli di sistema a tre bielle con differenti distribuzioni delle tensioni di contatto tra tamponatura e struttura in cemento armato e conseguenti differenti posizioni delle bielle laterali

Viceversa con modelli a due o tre elementi biella è possibile quantificare gli effetti locali ed una valutazione più accurata dei momenti flettenti e tagli negli elementi strutturali quali rotture fragili.

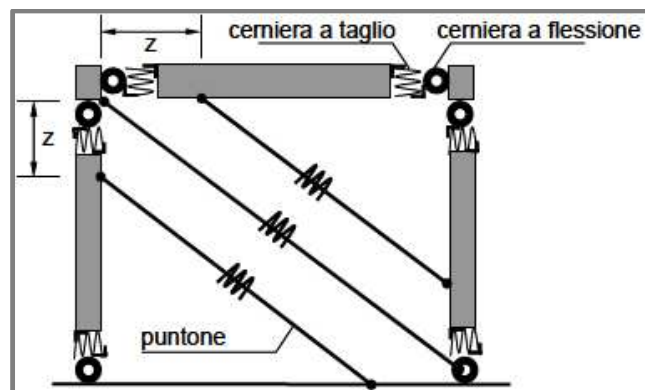


Figura 32: Modello di tamponatura a tre bielle

Un modello a tre bielle equivalenti molto utilizzato per analisi pushover e dinamiche è quello di Panagiotakos & Fardis (fig.30-32) nel quale, si assume la stessa curva di involucro sul piano Forza-Spostamento, ma tale che i due puntoni, i cui vertici confluiscono nella trave enel pilastro garantendo così l'interazione a livello locale tamponatura-elemento in c.a., **abbiano una resistenza pari al 25% di quella complessiva** e che il puntone centrale, che confluisce nei nodi trave pilastro, **abbia una resistenza pari al 50% di quella complessiva** (Crisafulli, 2000).

E' chiaro che un modello che tende a cogliere gli effetti locali della tamponatura sul telaio e pannello nodale in termini di meccanismi fragili dovrà prevedere oltre alle cerniere a pressoflessione anche quelle a taglio e della resistenza del nodo non confinato.

### Valutazione della cerniera a pressoflessione

La modellazione degli elementi non lineari per la sollecitazione pressoflessione può essere effettuata tramite un modello a cerniera plastica concentrata, con cerniere a fibre oppure con modelli interamente a fibre. Per comodità di rappresentazione e semplificazione ai fini di una facile comprensione del fenomeno introduciamo cerniera a plasticità concentrata (vedi fig.33) utilizzati poi anche per rappresentare l'interazione con il taglio.

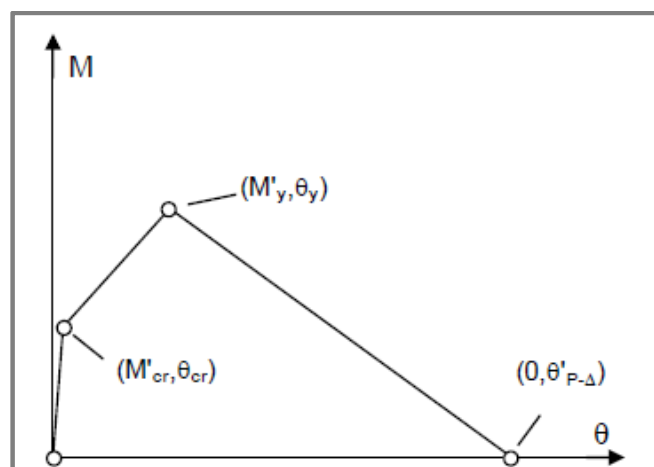


Figura 33: Modello di cerniera plastica concentrata alla takeda

Per ciascun elemento si valuta lo sforzo normale da combinazione sismica per carichi gravitazionali e si aggiorna al passo, in funzione di tale valore si calcolano i tre punti significativi della curva:

- Stato di cracking (fessurazione cls) ( $M_{cr}$ ) e lacurvatura di cracking ( $\varphi_{cr}$ );
- Stato di yielding (snervamento acciaio) ( $M_y$ ) e la curvatura di yielding ( $\varphi_y$ );

Si assume un legame tipo Mander non confinato per il calcestruzzo (Mander et al. 1988) e per l'acciaio un legame elastoplastico.

Le due curvature calcolate si sono utilizzate per valutare la rotazione di cracking ( $\theta_{cr}$ ) e la rotazione di yielding ( $\theta_y$ ), (Panagiotakos et al.2001).

Nella caratterizzazione della curva si tiene conto degli effetti del secondo ordine associati allo sforzo normale da carico gravitazionale, depurando così i valori di momento della curva involuppo caratteristica di ciascun pilastro. Il legame che ne risulta è caratterizzato da tre punti caratteristici

- $(M'_{cr}-\theta_{cr})$  , $(M'_y,\theta_y)$  e  $(0, \theta'P-\Delta)$ .
- Il comportamento isteretico è di tipo Takeda (1970)

### Valutazione della cerniera/resistenza a taglio

La cerniera a taglio e la resistenza viene valutata con l'EC8 (Biskinis et al. 2004), in funzione dello stesso sforzo normale gravitazionale e con l'asse neutro calcolato allo yielding.

La formulazione così come riportata fornisce due valori del taglio, nel caso specifico si è assunto il valore massimo ipotizzando che l'eventuale crisi tagliante possa verificarsi prima della fase di yielding.

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[ \begin{array}{l} \frac{h-x}{2 \cdot L_V} \cdot \min(N; 0.55 \cdot A_c \cdot f_c) + \\ \left( 1 - 0.05 \cdot \min\left(5; \mu_{\Delta}^{pl}\right) \right) \cdot \\ \left[ \begin{array}{l} 0.16 \cdot \max(0.5; 100 \cdot \rho_{tot}) \cdot \\ \left( 1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_V}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} \cdot A_c + V_w \end{array} \right] \end{array} \right]$$

La curva involuppo taglio-spostamento si è costruita assumendo rigidezza tagliante elastica fino al valore di  $V_{Rmax}$  e con un successivo drop fino al 5% di  $V_{Rmax}$ . Il modello isteretico adottato è di tipo "pivot" (Dowell 1998) assumendo nulli i valori dei parametri  $\alpha$  e  $\beta$ .

Sipuò osservare che con il modello precedente esiste un duplice interazione tra flessione e taglio che sono accoppiati, il taglio resistente oltre a dipendere dallo sforzo assiale dipende anche dalla duttilità disponibile.

Quando si hanno tamponature ed edifici in c.a con debole quantitativo di armature oltre alla rottura a taglio classico bisogna considerare una rottura di tipo attritivo.

Il valore di  $V_{FRICITION}$ , si può determinare con un modello alla coulomb, coefficiente di attrito pari a **0.40**(Brenni, 1995) considerando la superficie di ripresa di getto preparata e non controllata così come previsto nella relazione sottoriportata.

$$V = 0.14 \cdot f \cdot b \cdot h + 0.4 \cdot N$$

## Stima della capacità sismica

Le curve di pushover di edifici (PS) per i quali si configura in meccanismo locale al primo piano si possono schematizzare con la classica bi-lineare equivalente (Fajfar, 1999), mentre quelle degli edifici (T) secondo l'approccio adottato in (Dolšek e Fajfar, 2005).

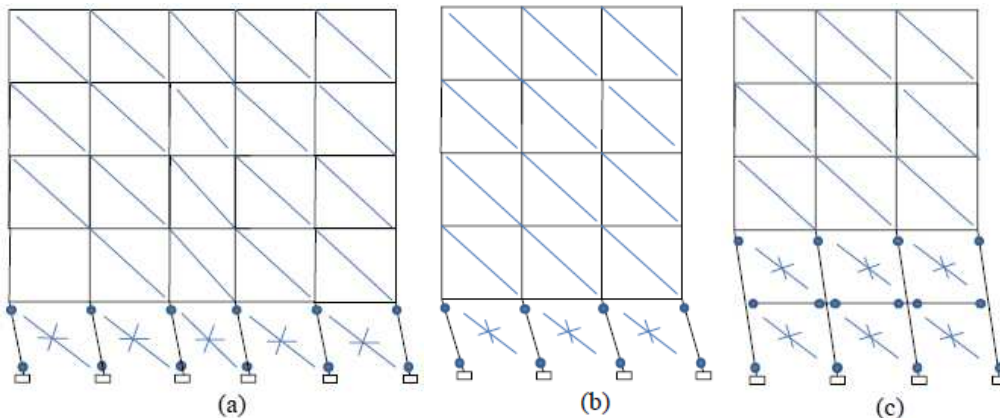


Figura 34: . Tipologie di meccanismi per edifici (T). Direzione x: (a) piano sofficie al primo livello. Direzione y: (b) piano sofficie al primo livello; (c) meccanismo misto pilastri-travi su due livelli

In quest'ultimo caso, sfruttando principi di equivalenza energetica, la curva viene approssimata con una quadri-lineare, i cui parametri essenziali sono la resistenza massima e minima,  $F_{max}$  ed  $F_{min}$  e gli spostamenti corrispondenti alla plasticizzazione del sistema equivalente  $D_y$  ed all'inizio ed alla fine del tratto di softening  $D_s$  e  $D_m$ , come indicato in Fig. 34-35.

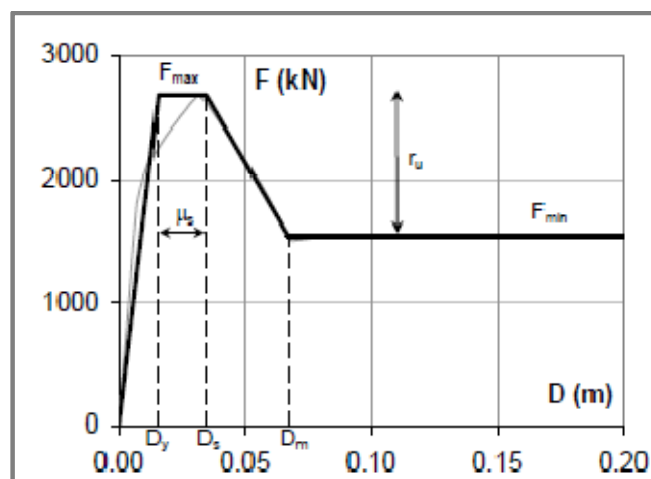


Figura 35. Schematizzazione della curva di pushover con una quadri-lineare

Tali dati, unitamente alla massa sismica  $m_i$  ai vari piani ed alla forma del modo di vibrazione

normalizzato  $\Phi$ , consentono di ricavare il fattore di trasformazione  $\Gamma$  ed il sistema equivalente ad un solo grado di libertà, definito da una massa  $m^* = \sum m_i \Phi_i$ , resistenza massima  $C_{bmax}$  e periodo  $T^*$  pari rispettivamente a:

$$C_{bmax} = \frac{F_{max}}{\Gamma m^* g} \quad T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y}{F_{max}}}$$

A partire dalla curva quadri-lineare cosidefinita si ricavano alcuni parametri utili alla determinazione della domanda sismica con approccio spettrale. Utilizzando la relazione **R- $\mu$ -T** introdotta in (Dolšek e Fajfar, 2004) per edifici tamponati, infatti, è necessario conoscere, oltre al periodo elastico  $T^*$  del sistema equivalente, anche un fattore di resistenza  $r_u$ , definito come rapporto fra la resistenza minima  $F_{min}$  e la massima  $F_{max}$  del sistema, e la duttilità  $\mu_s$  all'inizio del tratto di softening, pari al rapporto fra  $D_s$  e  $D_y$ .

È intuitivo che, all'aumentare della rigidità secante dei pannelli di tamponamento, dipendente dal prodotto dello spessore  $t_w$  per il modulo elastico  $E_w$ , diminuisca il periodo equivalente  $T^*$ , come mostrato per gli edifici (T) relativamente alle analisi in direzione x, ed in per la direzione y. D'altro canto, per gli edifici (PS) l'influenza di  $t_w E_w$  è trascurabile, in quanto la rigidità delle tamponature non incide per meccanismo di piano soffice al primo livello, non tamponato. Per gli edifici (PS), peraltro, avendo il sistema rigidità elastica equivalente minore rispetto al corrispondente caso tamponato, il periodo  $T^*$  è generalmente maggiore.



## 6. APPLICAZIONE IN EARTQUAKE ENGINEERING DI NOLIAN ALL IN ONE

### 6.1 MODELLO PANAGIOTAKOS-FARDIS – BIELLA SINGOLA

Procediamo ora ad illustrare un esempio in cui si modellerà una struttura inserendo anche elementi di tamponatura secondo il modello di Panagiotakos-Fardis. Nell'esempio prenderemo in esame la seguente struttura (fig.36):

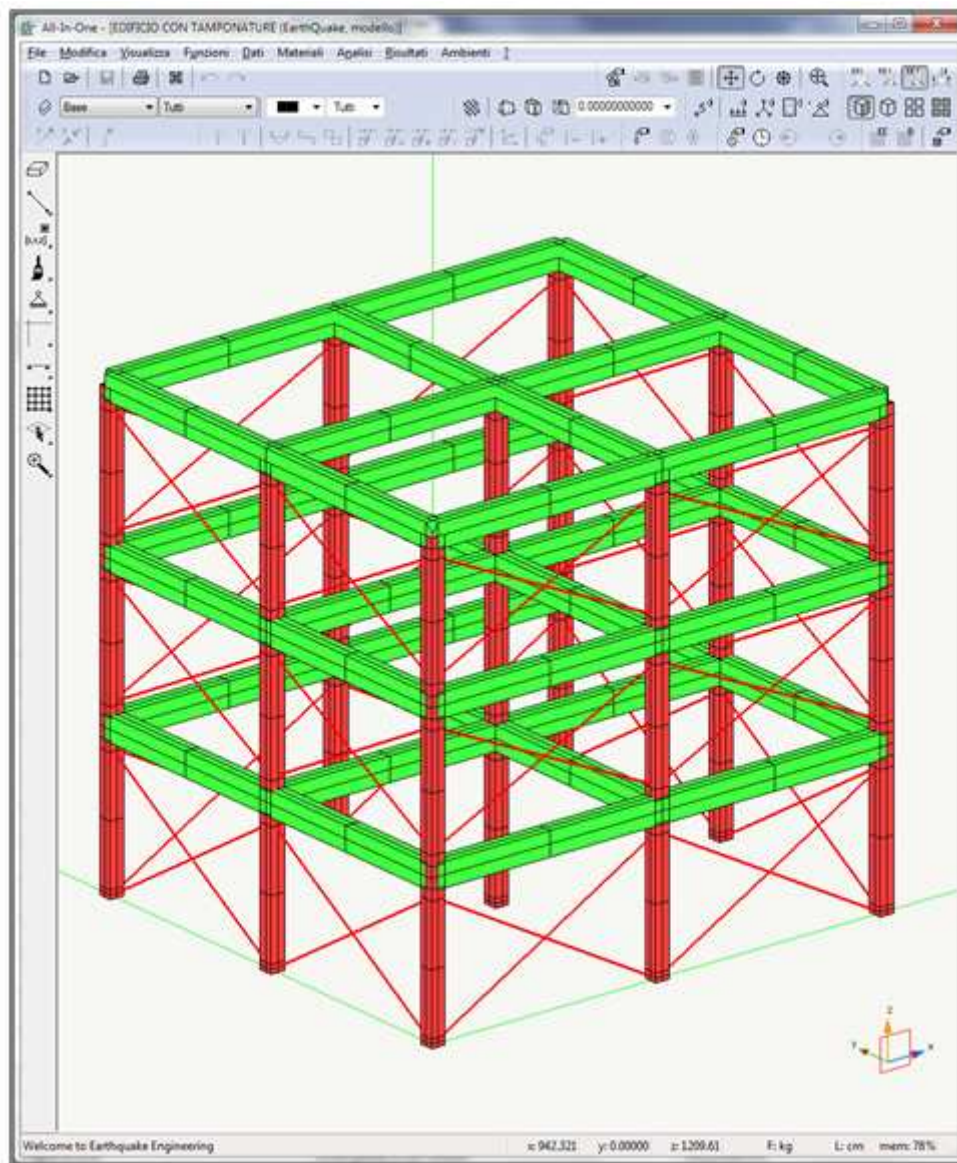


Figura 36. Modello strutturale

Si tratta di un telaio tridimensionale in c.a., in cui sono stati inseriti degli elementi Boundary per modellare la presenza dei tompagni. In questo modello la tamponatura è stata modellata con un'unica biella equivalente posta eccentricamente rispetto ai nodi dei telai. Più avanti si mostrerà un esempio in cui sarà inserita la tamponatura modellandola con tre bielle equivalenti incrociate nelle due direzioni di ogni maglia.

Nella creazione del modello, gli elementi in c.a. sono travi a sezione rettangolare alle quali è stato assegnato successivamente un materiale a comportamento non lineare, nello specifico si tratta di un materiale “Sezione fibre”:

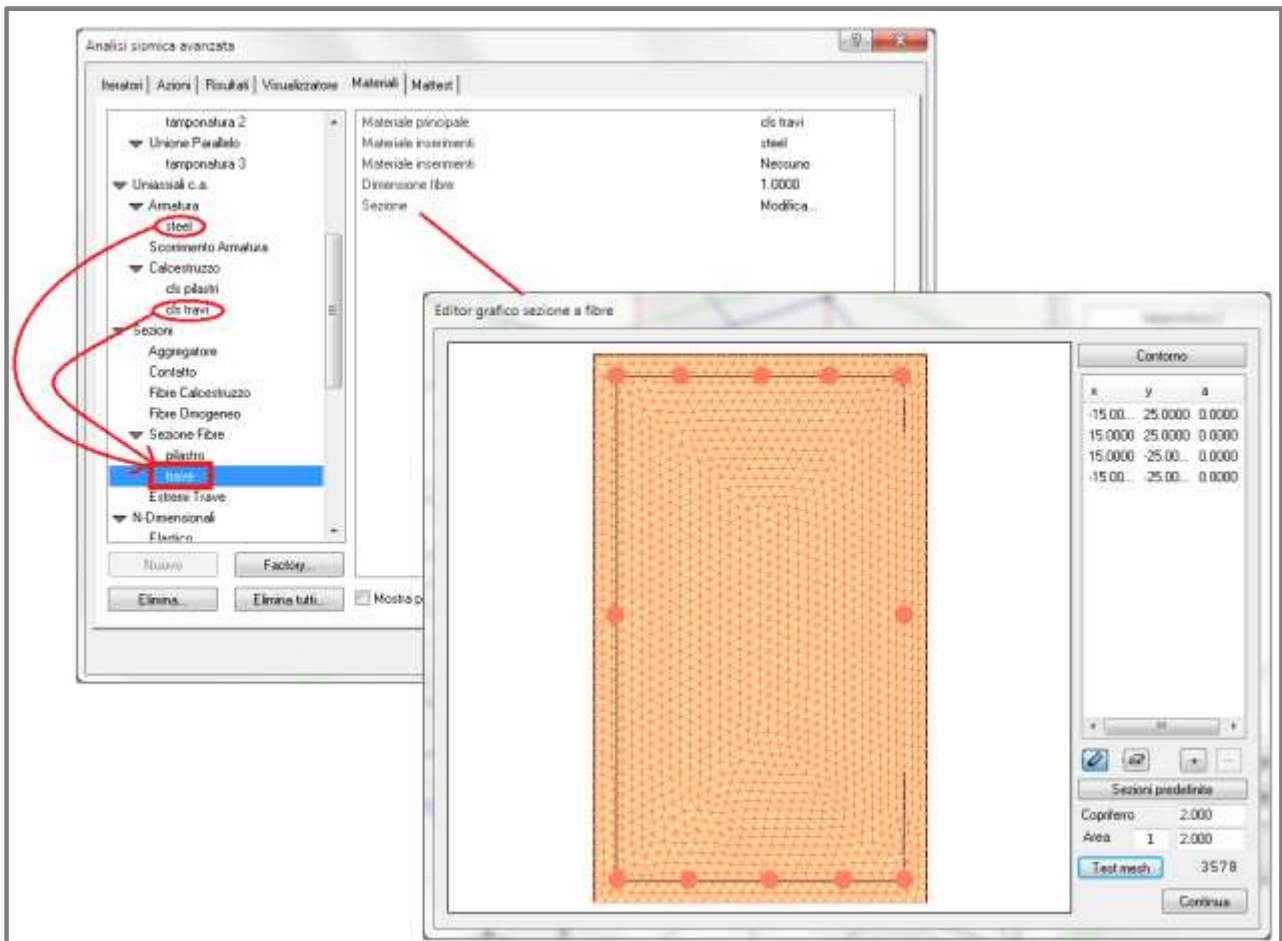


Figura 37. Definizione del modello beam (sezione a fibre)

Per le tamponature l'elemento finito utilizzato è invece un “Boundary” al quale come caratteristica lineare è stato assegnato un comportamento esclusivamente a sforzo normale, e nello specifico la rigidezza assegnata al Boundary è calcolata moltiplicando il modulo elastico che caratterizza la muratura che costituisce la tamponatura per l'area della biella equivalente divisa la sua lunghezza:

$$K_{elBiellaeq} = E_w \times t_w \times b_w / l_w$$

Per quanto riguarda l'assegnazione delle proprietà non lineari bisogna procedere come descritto nel seguito. Prima di tutto dovranno essere calcolati dal progettista tutti i parametri che regolano il modello della biella equivalente (vedi fig.38).

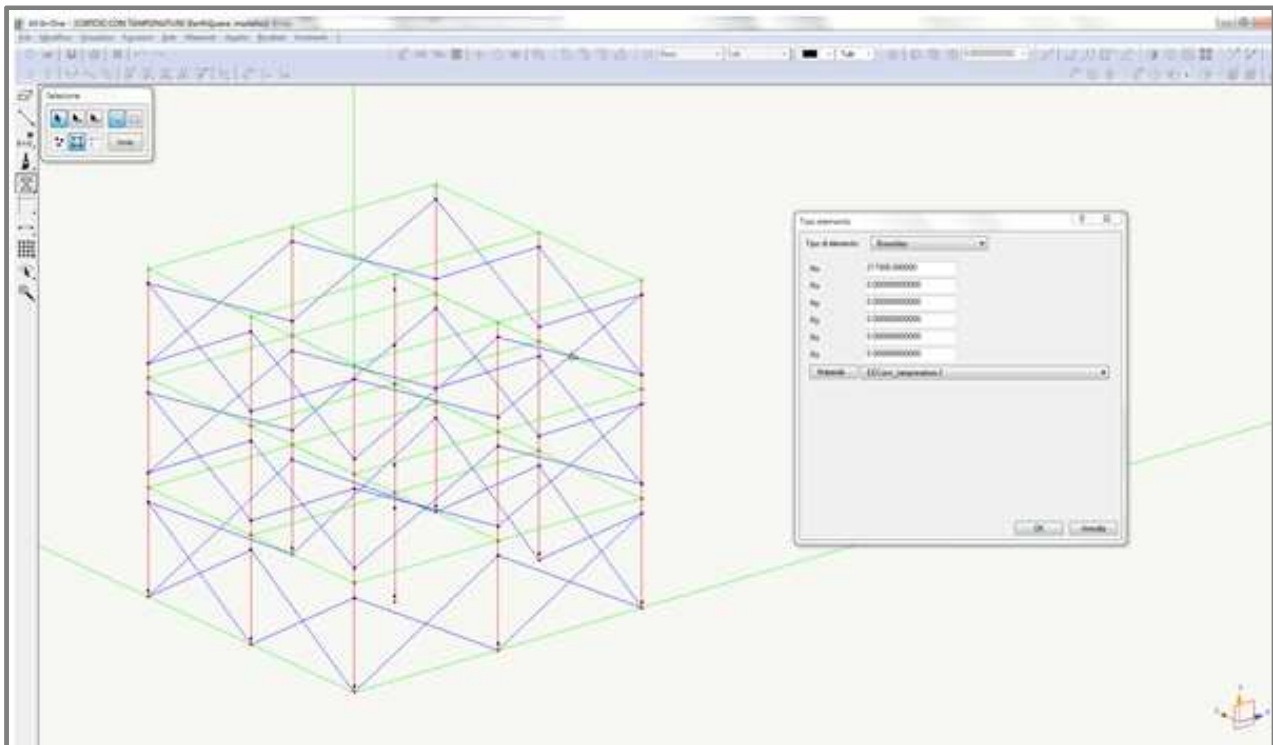


Figura 38. Definizione dei puntoni equivalenti con assegnazioni ad elementi boundary (NLINK)

In Earthquake Engineering per modellare il comportamento di un elemento monodimensionale in campo non Lineare caratterizzato da quattro fasi, quale è il modello di Panagiotakos-Fardis, deve essere operato l'accorpamento di diversi tipi di comportamento del materiale.

Per fare questo deve essere utilizzato il materiale "Unione serie", all'interno del quale saranno inseriti altri tipi di materiale preventivamente creati. Tali materiali sono sotto la tipologia dei materiali "Uniassiali", nelle seguenti sotto categorie:

- No tension: caratterizzato dalla NON resistenza a trazione;
- Isteretico: caratterizzato dalla possibilità di fornire una serie di punti che ne descrivono il comportamento sia in campo lineare che non lineare.

In questo caso è il materiale Isteretico che consente di inserire il comportamento tipico del modello di Panagiotakos-Fardis, infatti assegnando opportunamente i valori e visualizzando il comportamento del materiale nel Mattest si ottiene il seguente andamento:

Sono evidenti i quattro rami che caratterizzano il comportamento delle tamponature a seconda dello stato di danneggiamento subito (vedi fig39).

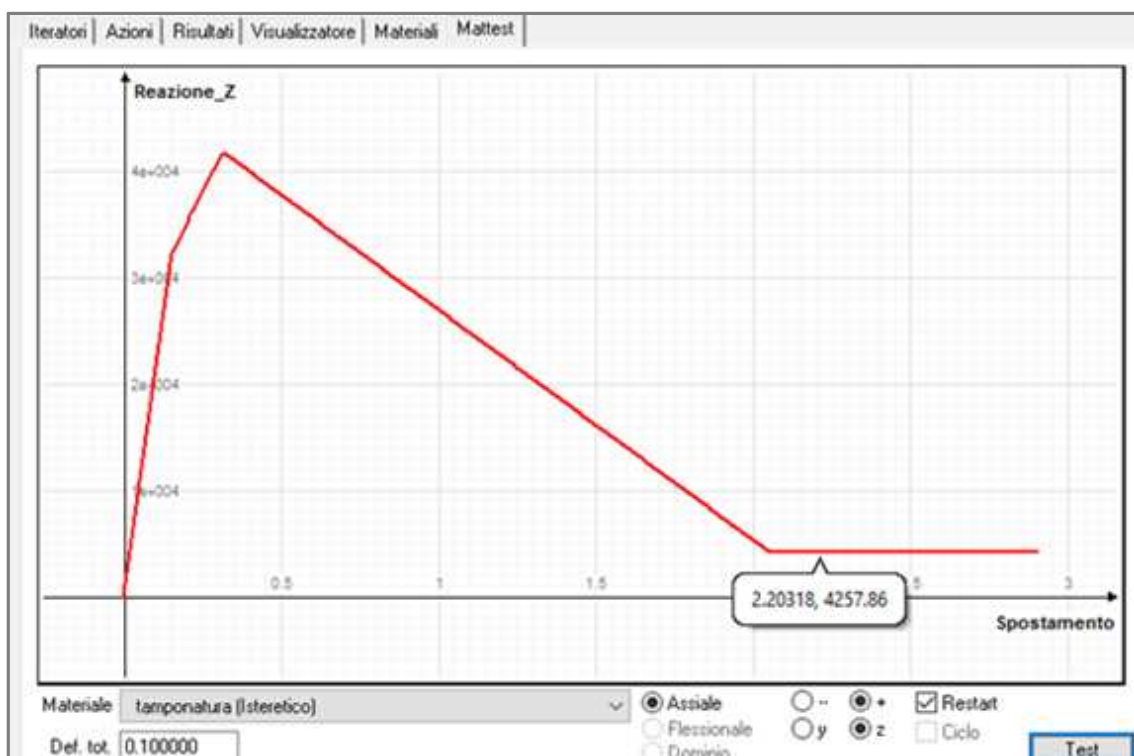


Figura 39: Definizione dei puntoni equivalenti con assegnazioni ad elementi boundary (NLINK)

## Analisi modale

Prima di procedere all'analisi Non lineare, si opererà una valutazione indiretta dell'effetto delle tamponature sulla struttura, attraverso uno studio preliminare con analisi modale. Nello specifico si andrà a valutare la variazione dell'effetto della presenza dei tompagni, sul periodo proprio e sulla forma dei modi di vibrare della struttura, analizzando un modello privo di tamponature ed un altro in cui sono state inserite le bielle equivalenti.

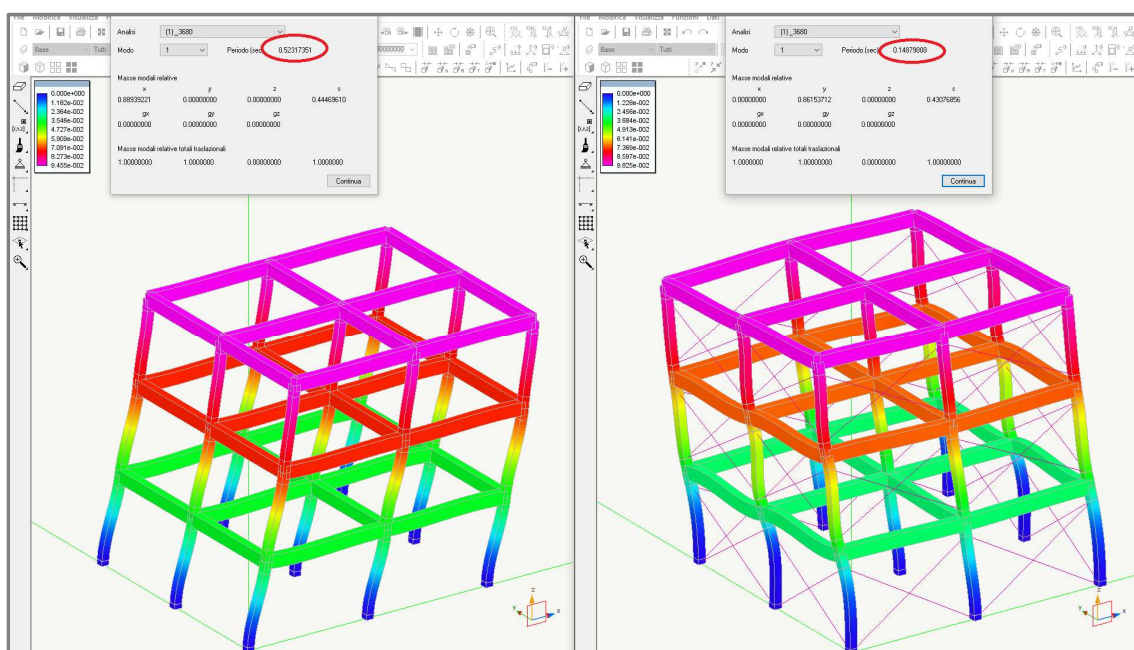


Fig.40: Confronto delle forme modali: 1° Modo

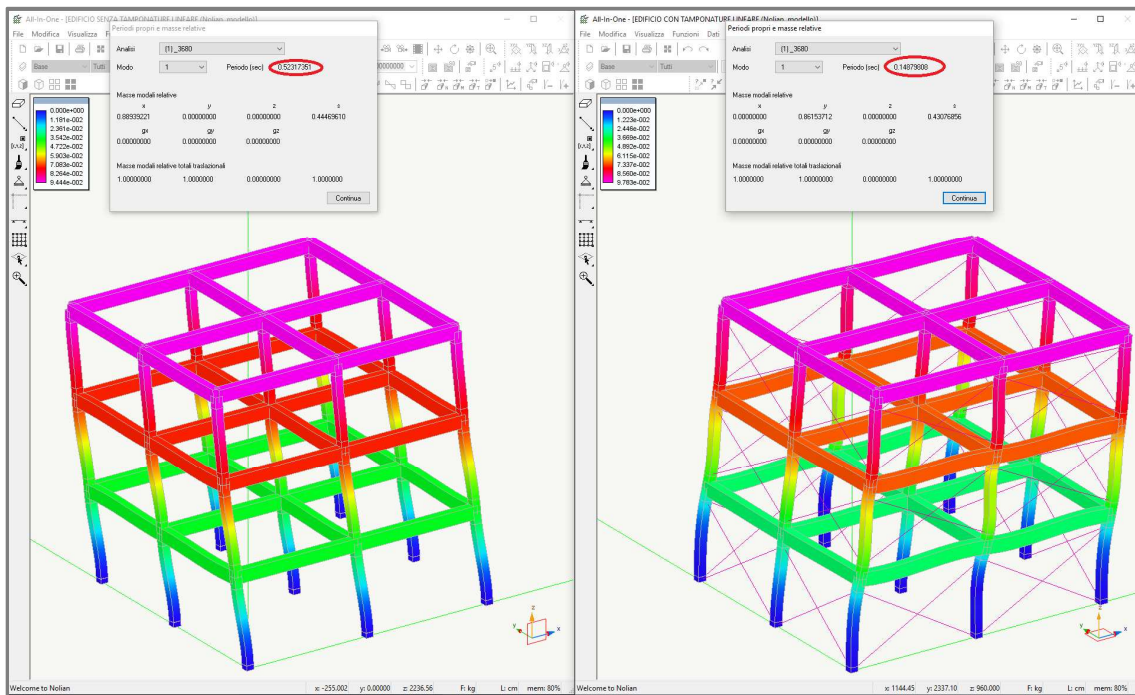


Fig.41: Confronto delle forme modali: 2° Modo

Dai risultati ottenuti si riscontra che la presenza delle tamponature, modifica sensibilmente il comportamento della struttura già dall'analisi lineare (vedi fig.41 e 42), infatti il primo modo di vibrare, nel modello privo di bielle ha un periodo proprio pari a **0,52 sec** in direzione **X**, inserendo le tamponature il periodo scende a circa **0,15 sec** ed il modo principale in questo caso è in direzione **Y**. La differenza di periodo, si capisce facilmente, è dovuta all'effetto di irrigidimento della tamponatura (che peraltro rende evidente quale possa essere la differenza di accelerazione sismica indotta alla struttura derivante dalla presenza o meno dei tompagni), ma la variazione di direzione nel comportamento del 1° modo richiede qualche riflessione ulteriore. Il telaio modellato, non presenta le maglie uguali nelle due direzioni, la distanza tra i pilastri in direzione **X** è pari a 5.0 m, mentre in direzione **Y** è pari a 4.5 m, dato che tra il 1° e 2° modo della struttura non vi è molta differenza, e nel modello con le tamponature, le bielle nelle maglie in direzione **Y** sono leggermente meno inclinate, si ha un irrigidimento minore rispetto alla direzione **X**, e da questo una modifica del modo principale della struttura. Da queste semplici valutazioni forfettarie, possiamo capire quanto sia significativo considerare o meno l'effetto dei tompagni su una struttura.

### Analisi Non Lineare 1

Si procede ora ad eseguire una analisi Non lineare, sui due modelli soggetti ad azione orizzontale da sisma. Le azioni assegnate corrispondono a una distribuzione del tipo **2-a** secondo le prescrizioni di Norma, corrispondente a una distribuzione di accelerazione costante ai vari impalcati dell'edificio in direzione **X**:

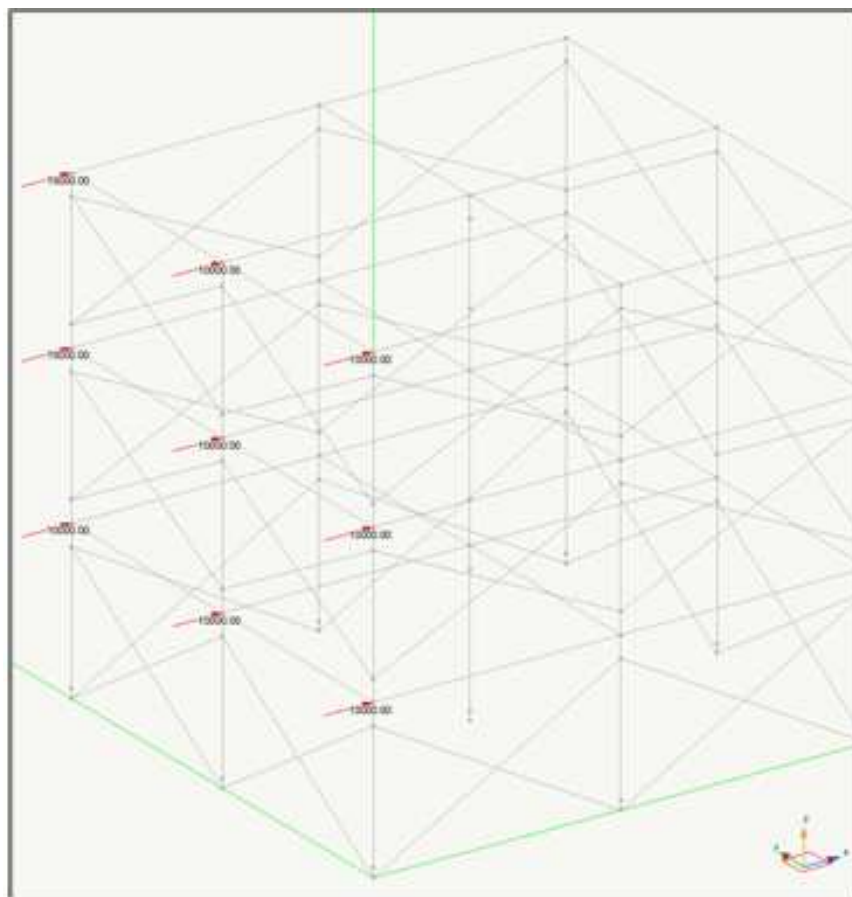


Fig.42: Distribuzioni forze analisi pushover

## Risultati

Dalle analisi eseguite per i due modelli, si riscontra una netta differenza di comportamento. Anzitutto osservando lo stato di plasticizzazione dei due modelli, si riscontra che in quello privo di tamponature le plasticizzazioni sono più o meno omogeneamente distribuite tra i vari elementi ai vari piani;

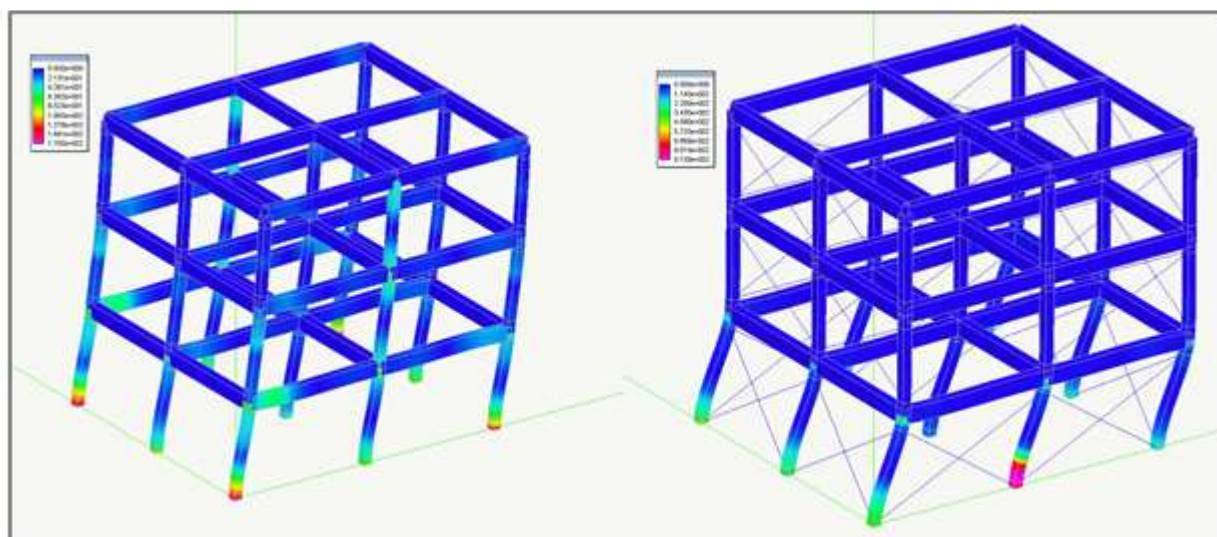
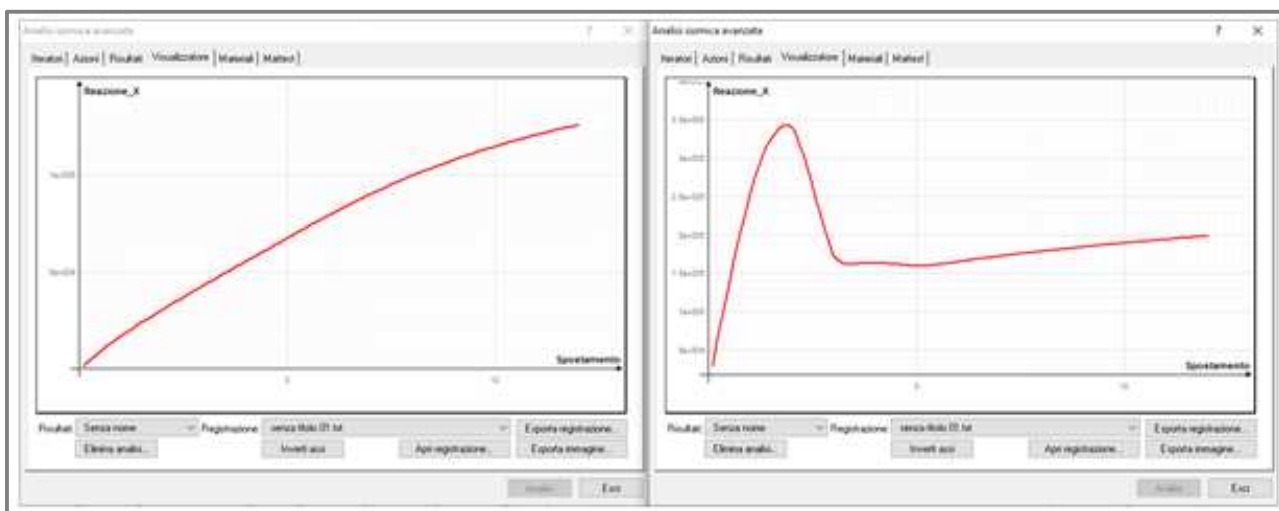


Fig.43: Analisi Pushover – Stato Plastico

in quello con le tamponature, ai piani superiori, dove l'effetto delle forze orizzontali è minore, lo stato di danneggiamento dei pilastri e delle travi è praticamente nullo, grazie all'effetto di irrigidimento esercitato dalle bielle equivalenti, mentre al piano terra dove le forze sismiche sono rilevanti, dato che le bielle equivalenti hanno raggiunto il loro stato di rottura si riscontra la manifestazione delle cerniere plastiche in tutti i pilastri:

### **Confronto risultati analisi non Lineare**

Analizzando le curve di capacità ottenute dall'analisi delle due strutture, si riscontra il seguente comportamento (vedi fig.44):



*Fig.44: Analisi Pushover – Confronto struttura nuda e con tamponature*

dal modello privo di tamponature, si ottiene una curva di capacità avente il classico andamento, mentre il modello con le tamponature presenta una curva di capacità con andamento "anomalo", infatti il tratto elastico mostra una rigidezza elevata, (che rispecchia il comportamento riscontrato nell'analisi modale), tale ramo elastico cresce ad un valore di forza elevato, precisamente è pari a oltre il doppio del valore di forza massima ottenuta nell'analisi del modello privo di tamponature.

Questo è dovuto al fatto inizialmente le tamponature reagiscono insieme alla struttura, fino al raggiungimento di un valore delle forze orizzontali che inducono la rottura dei compagni, successivamente al raggiungimento di tale valore, le forze iniziano a diminuire, dato che secondo il comportamento del modello di Panagiotakos-Fardis, si ha un ramo discendente dove lo spostamento aumenta e le forze diminuiscono. Raggiunto lo spostamento in corrispondenza del quale la tamponatura collassa del tutto. La curva di capacità dopo un tratto di riassetamento, riprende il suo andamento ordinario. Da queste analisi si evince quindi l'effetto che le tamponature inducono sul comportamento globale della struttura.

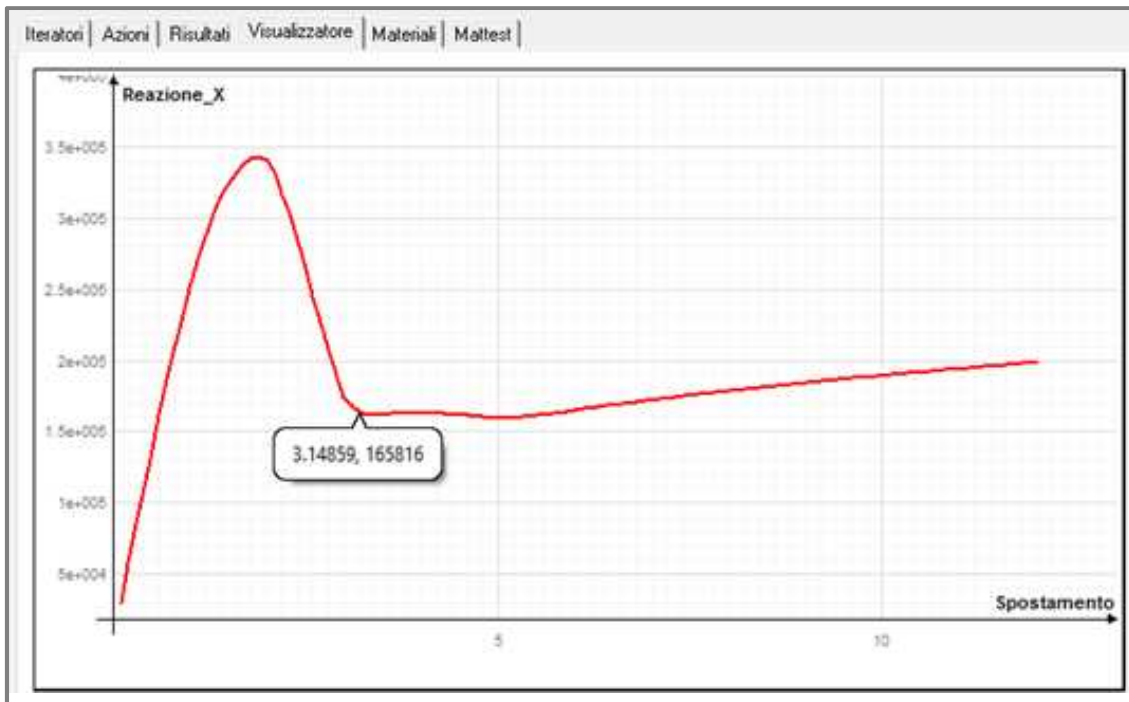


Fig.45: Analisi Pushover – Curva di Capacità

### Analisi Non Lineare 2

In questa seconda fase andremo ad analizzare lo stesso modello del caso precedente ma apportando una modifica alla disposizione degli elementi di tamponatura posti al piano terra, in cui saranno eliminate le bielle equivalenti da tre dei quattro lati dell'edificio (vedi fig.46).

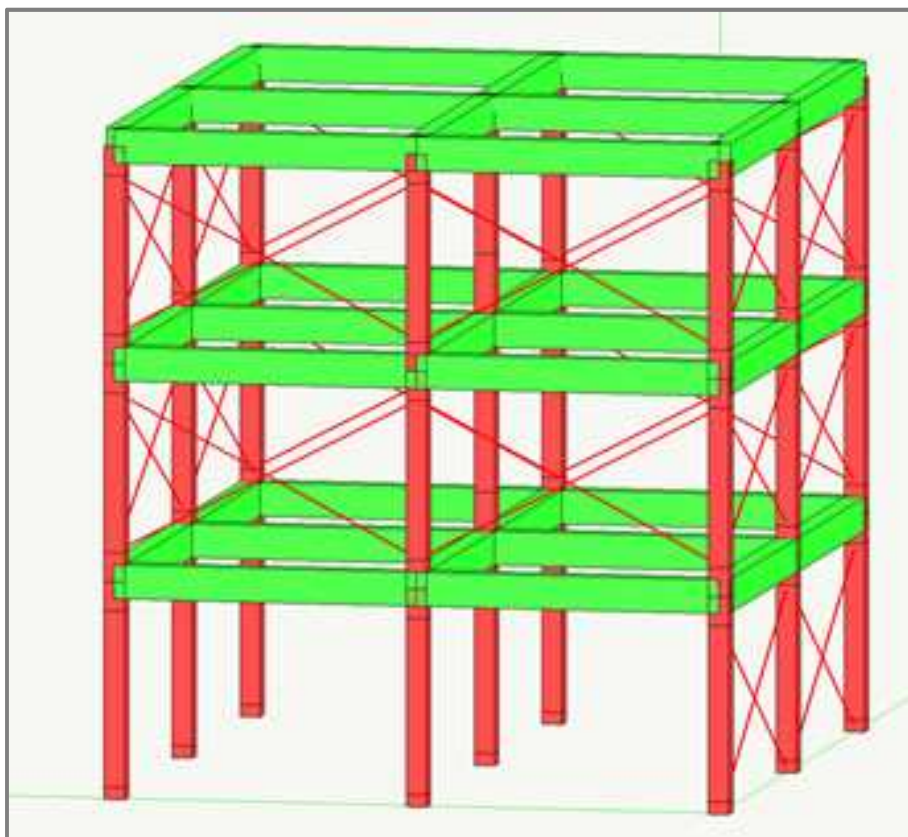
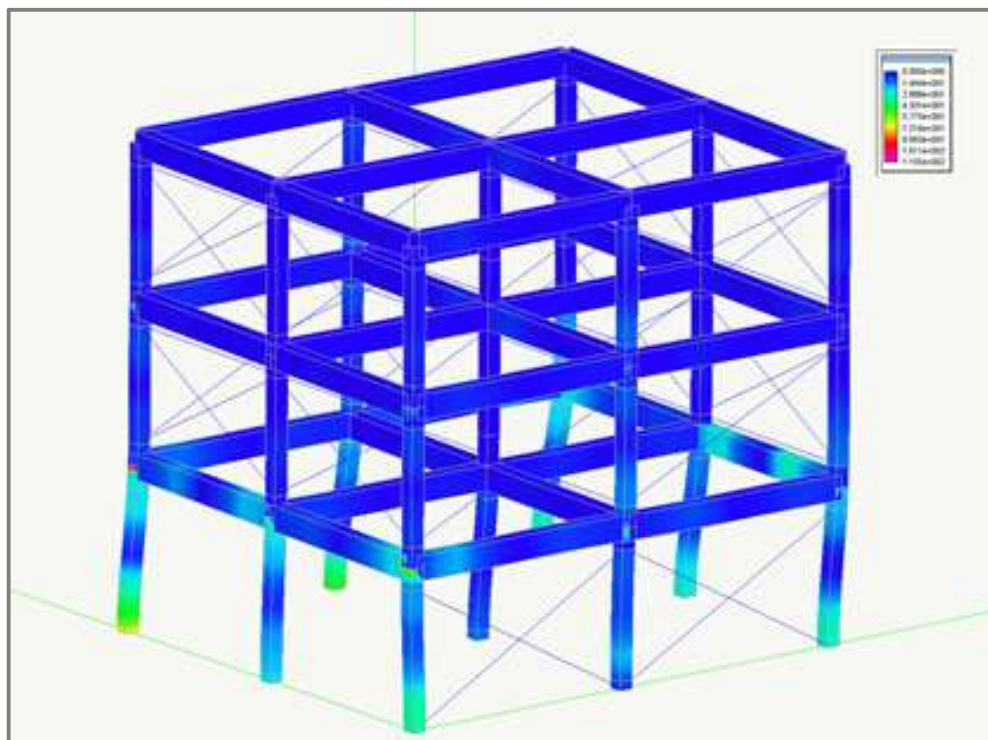


Fig.46: Modello di calcolo



Saranno lasciate le bielle, esclusivamente sul lato a destra in direzione X (vedi fig.48). In questo caso si evince un altro effetto le cui conseguenze sono rilevanti, ossia l'effetto di deformabilità torsionale. Esaminando lo stato plastico e di deformazione della struttura durante l'evoluzione dell'analisi, si possono rilevare due tipi di comportamento; il primo raggiunge il suo apice a circa un terzo dei passi di analisi, ed è un attimo prima che la tamponatura raggiunga il punto di fessurazione diagonale. Infatti fino a questo momento, le bielle presenti sul lato destro reagivano insieme alle maglie del telaio, facendo sì che il comportamento globale fosse molto influenzato dalla componente torsionale, come si nota nell'immagine seguente (fig.47):



*Fig.47: Analisi Pushover dir X- Stato Plastico (fessurazione tamponature)*

Successivamente a tale punto, la tamponatura che entra sempre più in stato di danneggiamento, contribuisce sempre meno a rispondere alle forze orizzontali, e quindi il comportamento della struttura si regolarizza, infatti proseguendo nell'analisi si nota che la deformata al momento del collasso dei telai in c.a è quella riportata in fig.48. Va sottolineato tuttavia, che in questo caso la plasticizzazione degli elementi non è distribuita in modo omogeneo, diversamente da quanto avveniva nel caso precedente, ma si concentra sui pilastri della maglia che ha interagito con i tompagni, nel particolare nel pilastro centrale. Questo è dovuto all'effetto di concentrazione degli sforzi esercitato dalle bielle equivalenti, poste in posizione eccentrica rispetto ai nodi della maglia.

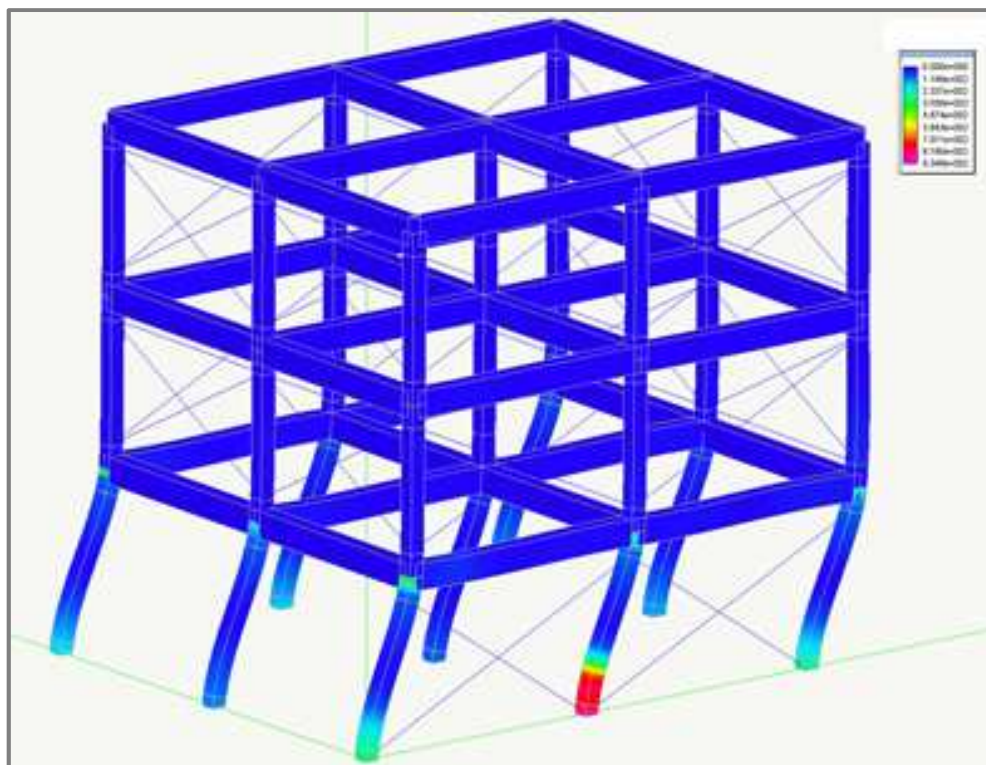


Fig.48: Analisi Pushover dir X- Stato Plastico (collasso)

Analizzando la curva di capacità ottenuta in questo caso si ha il seguente andamento (vedi fig.49): in cui si riscontra sempre un comportamento affine a quello del caso precedente, ma va notato che anzitutto in questo caso la struttura è molto meno rigida, e la forza in cui si ottiene il collasso della tamponatura è meno della metà rispetto al caso mostrato prima; anche il collasso della struttura si ottiene per un valore della forza ultima che risulta minore rispetto al modello con le tamponature presenti in tutte le maglie.

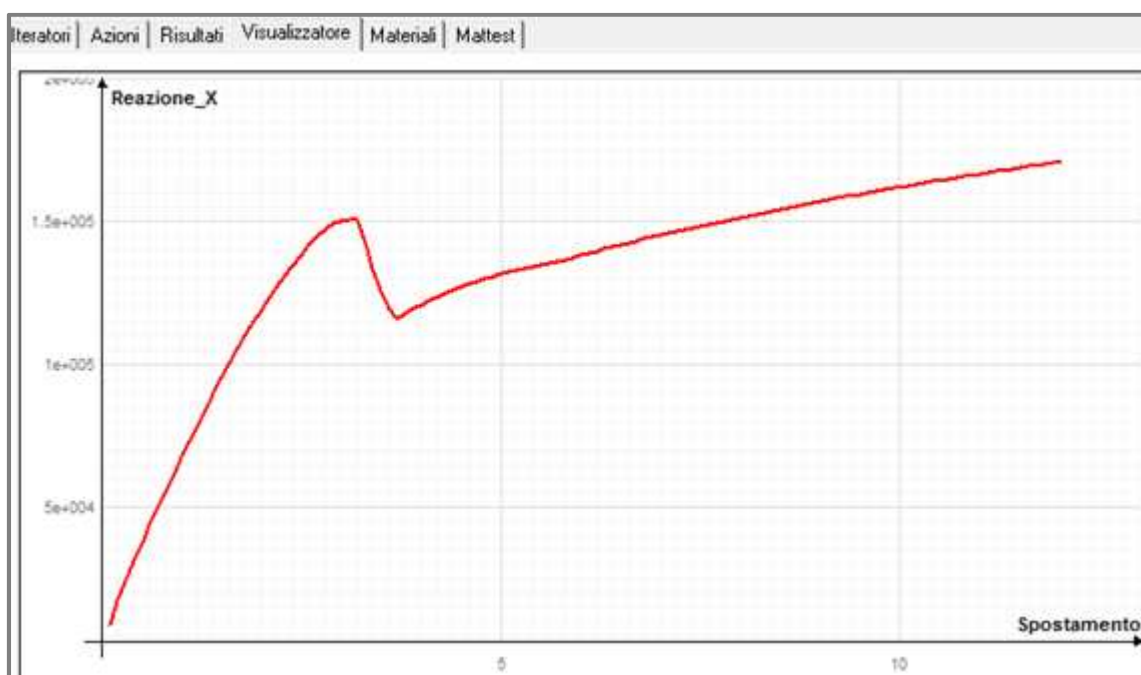
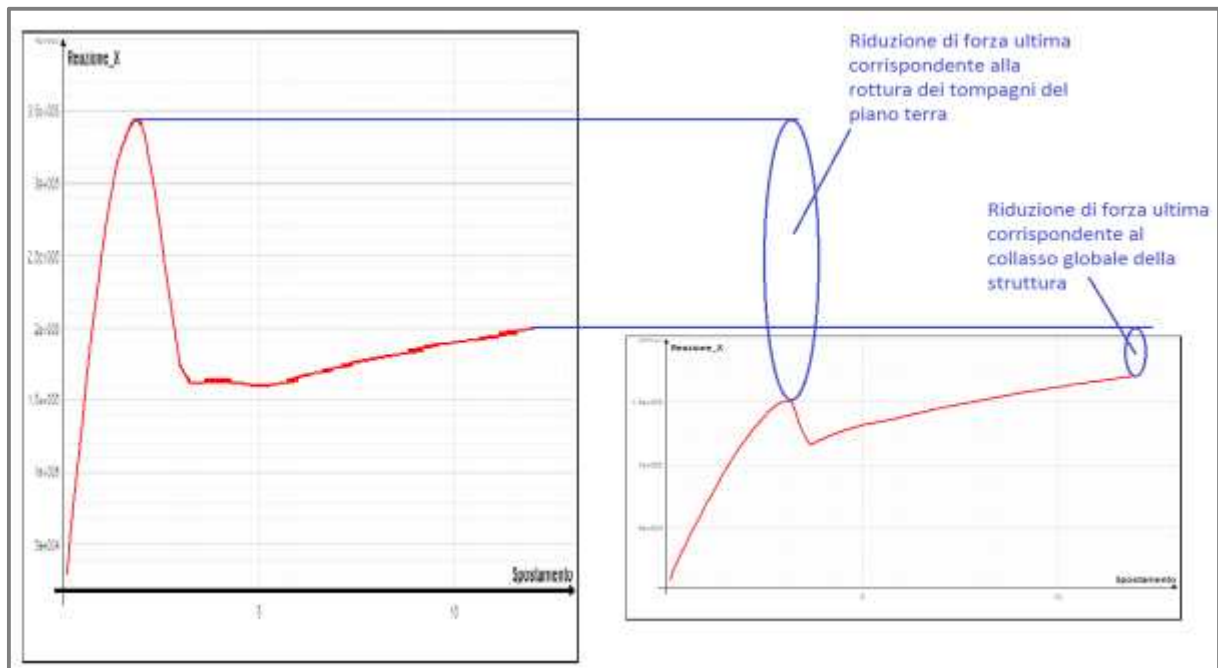


Fig.49: Analisi Pushover dir X- Curva di Capacità

Volendo fare un confronto diretto si possono affiancare e scalare le due curve di capacità e confrontarne i valori (vedi fig.50):



*Fig.50: Raffronto curve di capacità per i due modelli*

Da questa analisi risulta evidente l'effetto di riduzione delle capacità di una struttura dovuta alla presenza di tamponature disposte in maniera irregolare.

## 6.2 MODELLO PANAGIOTAKOS-FARDIS -MULTIBIELLA (3)

Procediamo ora ad illustrare un esempio in cui si modellerà una struttura inserendo gli elementi di tamponatura secondo il modello di Panagiotakos-Fardis ma con il metodo della simulazione tramite tre bielle. Nell'esempio prenderemo in esame la seguente struttura (vedi fig.51):

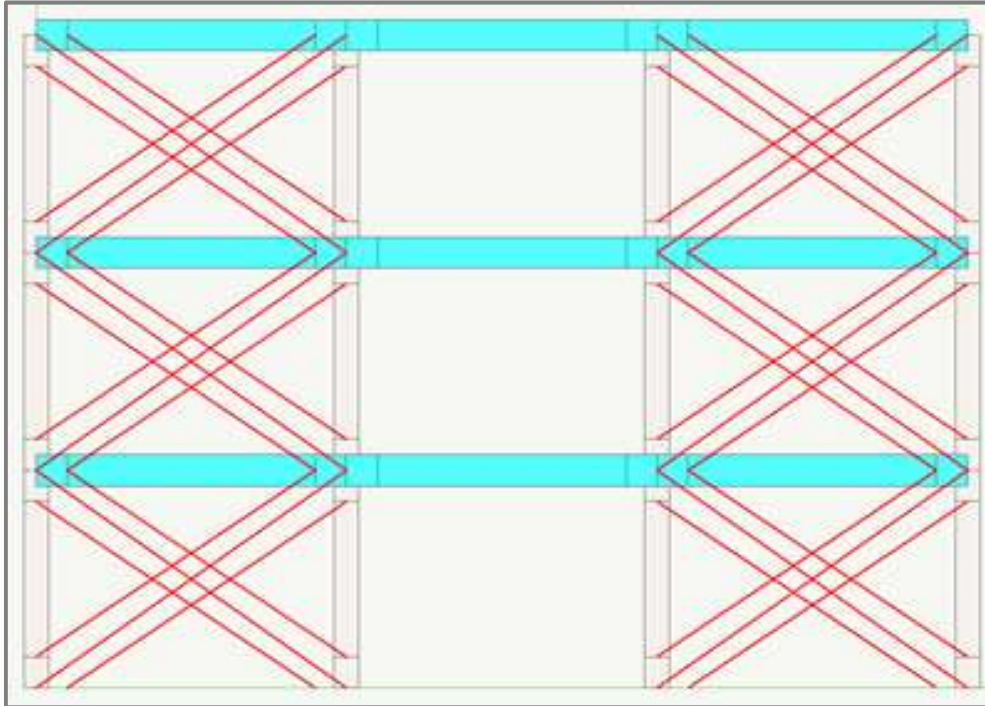


Figura 51. Modello strutturale FEM

La struttura è un telaio piano in c.a., come nel caso precedente sono stati inseriti degli elementi Boundary per modellare la presenza dei pompagni. Come spiegato precedentemente, in questo caso la ripartizione delle capacità di resistenza e delle caratteristiche di deformabilità del pompagno, sono ripartite in questo modo tra i tre elementi che simulano il puntone equivalente (vedi fig.52):

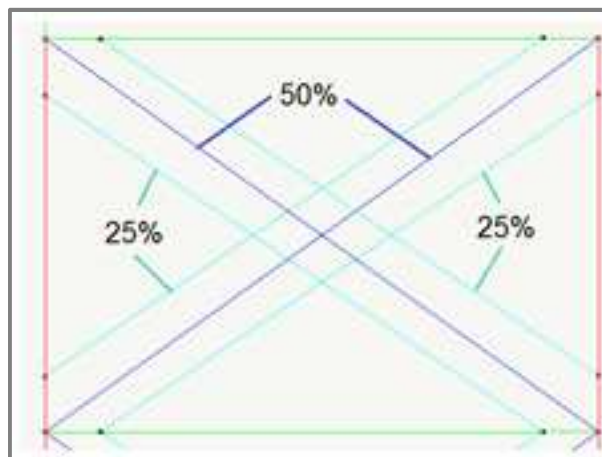


Figura 52. Particolare Modello FEM maglia telaio

Come nel caso precedente, gli elementi in c.a. sono travi a sezione rettangolare alle quali è stato assegnato successivamente il materiale a comportamento non lineare, “Sezione fibre” (vedi fig.53):

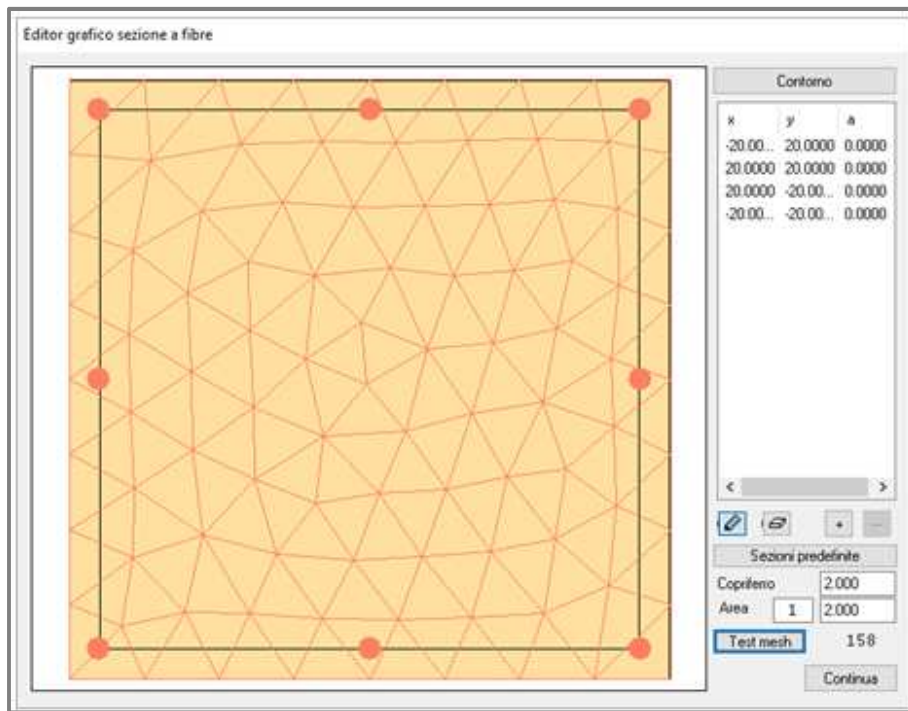


Figura 53. Definizione del modello beam (sezione a fibre)

Le tamponature sono modellate con l'elemento finito “Boundary” al quale come caratteristica lineare è stato assegnato un comportamento esclusivamente a sforzo normale, e nello specifico la rigidità assegnata al Boundary è calcolata moltiplicando il modulo elastico che caratterizza la muratura che costituisce la tamponatura per l'area della biella equivalente divisa la sua lunghezza:

$$K_{elBiellaeq} = E_w \times t_w \times b_w / l_w$$

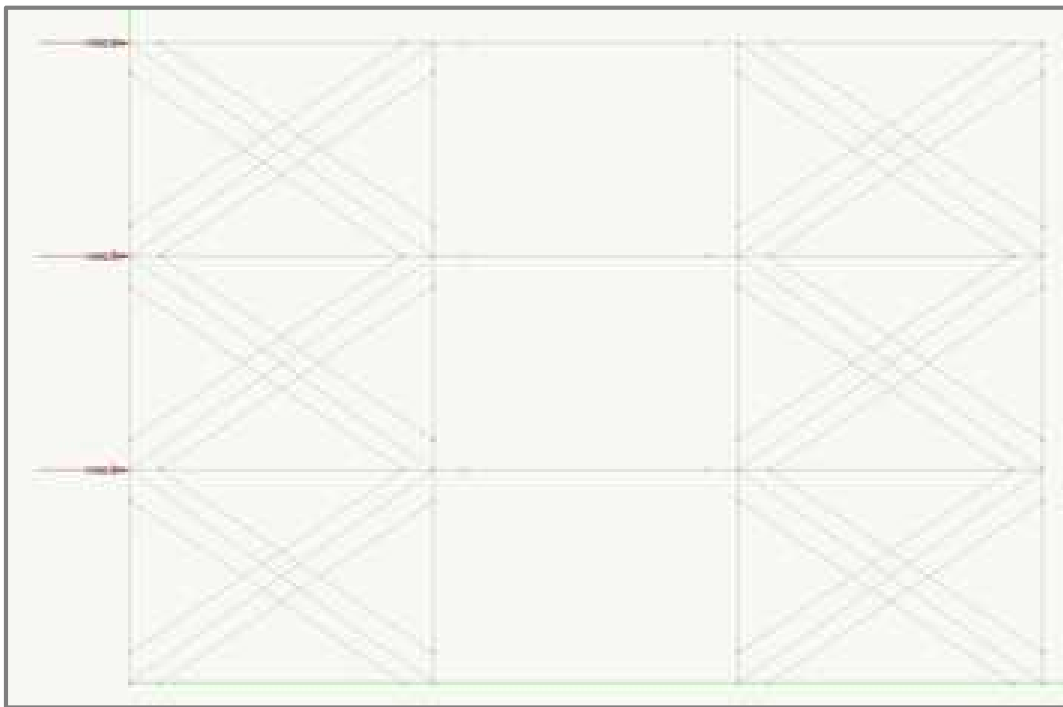


Figura 54: Definizione dei puntoni equivalenti con assegnazioni ad elementi boundary (NLINK)

Per quanto riguarda l'assegnazione delle proprietà non lineari degli elementi Boundary che simulano la tamponatura è stato utilizzato il materiale "Unione serie", all'interno del quale sono inseriti il No-Tension ed il materiale con legame Isteretico, che porta sempre ad avere un comportamento descritto da quattro rami.

### **Analisi Non Lineare 1**

Si procede ora ad eseguire una analisi Non lineare, sul telaio in questione., da cui oltre alla curva di capacità che descrive il comportamento inelastico della struttura, in questo caso andremo a monitorare anche l'andamento delle deformazioni assiali rapportate allo sforzo normale, di ciascuna biella posta ai vari livelli del telaio. L'analisi è eseguita considerando anche in questo caso una distribuzione di forze corrispondente al tipo **2-a** secondo le prescrizioni di Norma (vedi fig.55).



*Fig.55: Distribuzioni forze analisi pushover*

### **Risultati**

Dall'esecuzione dell'analisi del modello, monitorando tutti i passi, riscontriamo che al collasso della struttura si ha la seguente situazione:

come si evince dalla deformata riportata sotto (vedi fig.56), che mostra in concomitanza la mappatura dello stato di plasticizzazione delle varie sezioni degli elementi della struttura, si riscontra che ai piani alti ne' i pilastri ne' le travi subiscono danneggiamenti significativi, mentre la maggior parte dello spostamento è subita al piano terra, con evidente formazione di cerniere plastiche alle estremità dei pilastri.

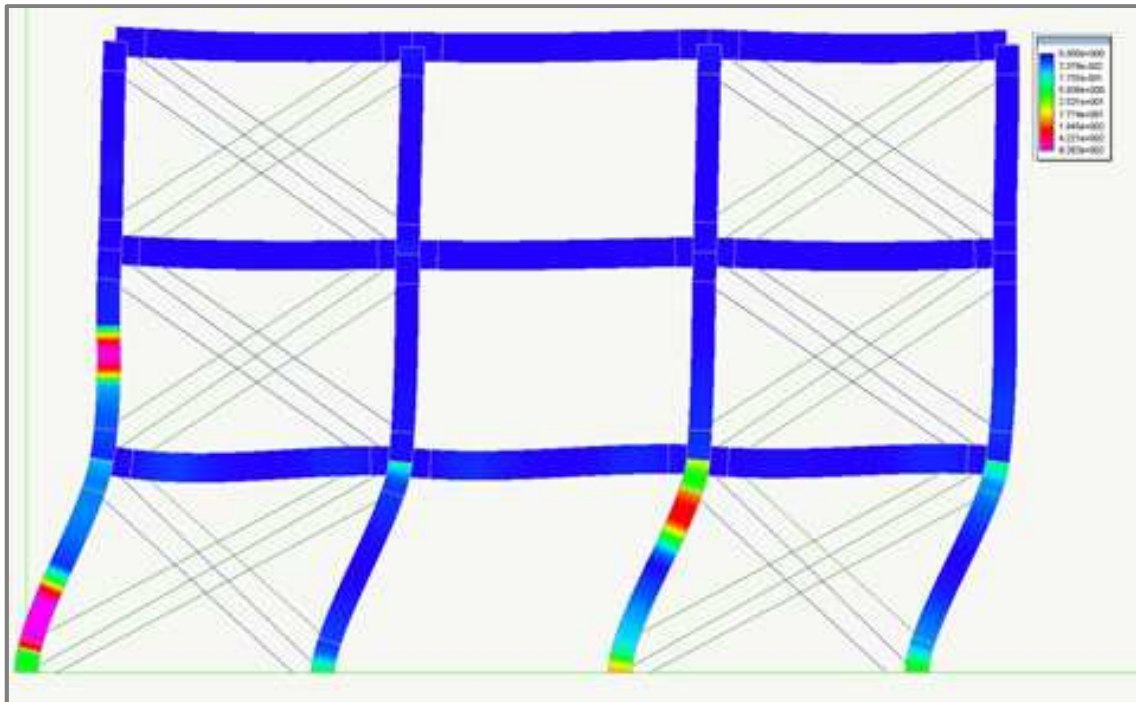


Fig.56: Stato Plastico al collasso

Tale comportamento è dovuto alla presenza dei tompagni, si spiega nel seguente modo. La presenza delle tamponature, fin quando queste non vengono danneggiate, irrigidisce e rende molto più resistente il telaio, ed infatti, ai livelli superiori, dove i tagli di piano sono minori, gli elementi non subiscono danneggiamenti, proprio per la collaborazione che si instaura con i puntoni equivalenti.

L'unico elemento che subisce un danneggiamento, è il primo pilastro a sinistra, nel primo piano. La zona plasticizzata che mostra tale elemento, è posta a metà della sua altezza, e ciò è interpretabile nel seguente modo: essendo posta a metà altezza, la sezione plasticizzata non può essere soggetta ad un momento rilevante, ma, essendo le forze orizzontali orientate verso destra, su tale elemento inducono una sollecitazione di trazione, tale trazione manifesta maggiormente i suoi effetti nella zona centrale, poiché avvicinandosi ai nodi della maglia, l'attacco con la biella eccentrica, tende a mitigare tale effetto.

Quello che succede al piano terra invece, è un classico comportamento di piano soffice, dovuto al fatto che, a tale livello, essendo massimo il taglio di piano, le azioni agenti sulle tamponature sono cresciute oltre il valore di collasso di tali elementi, che quindi essendo danneggiati, da un certo passo di analisi in poi è come se non ci fossero, pertanto la struttura risulterà essere un edificio su pilotis, molto rigido ai piani alti e molto vulnerabile al piano terra.

Andando ad esaminare l'andamento del diagramma  $\varepsilon_x-N_x$  per le bielle poste ai vari livelli, per le bielle dei piani superiori abbiamo il seguente stato (fig.57):

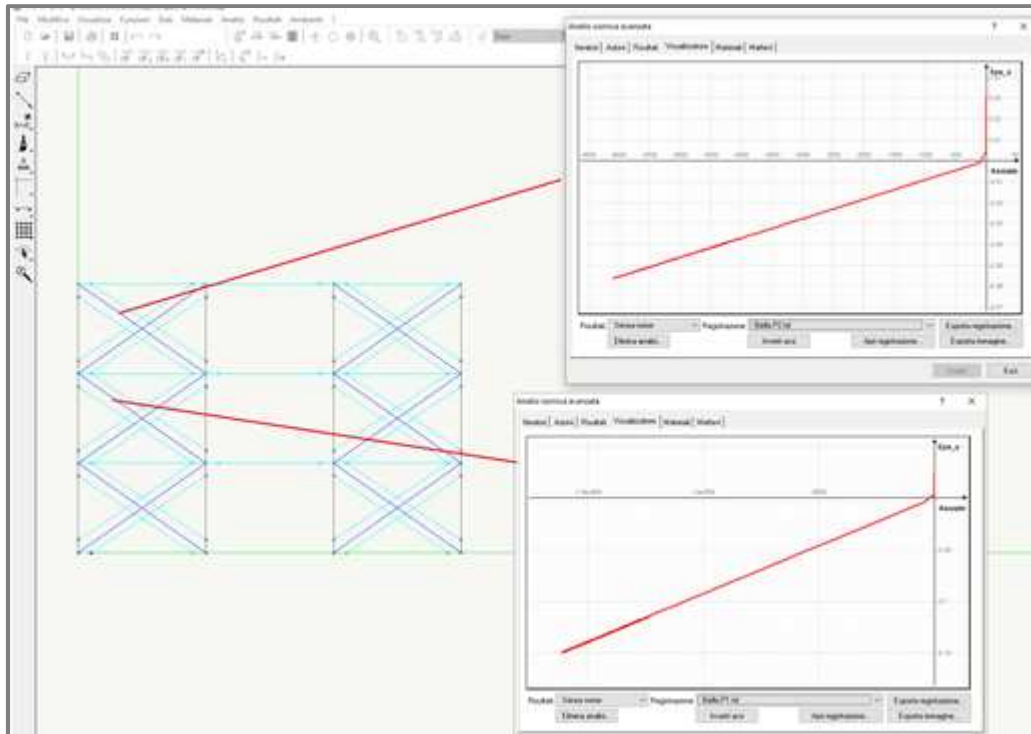


Fig.57: Stato di sforzo nelle tamponature evidenziate ai piani II e III (bielle)

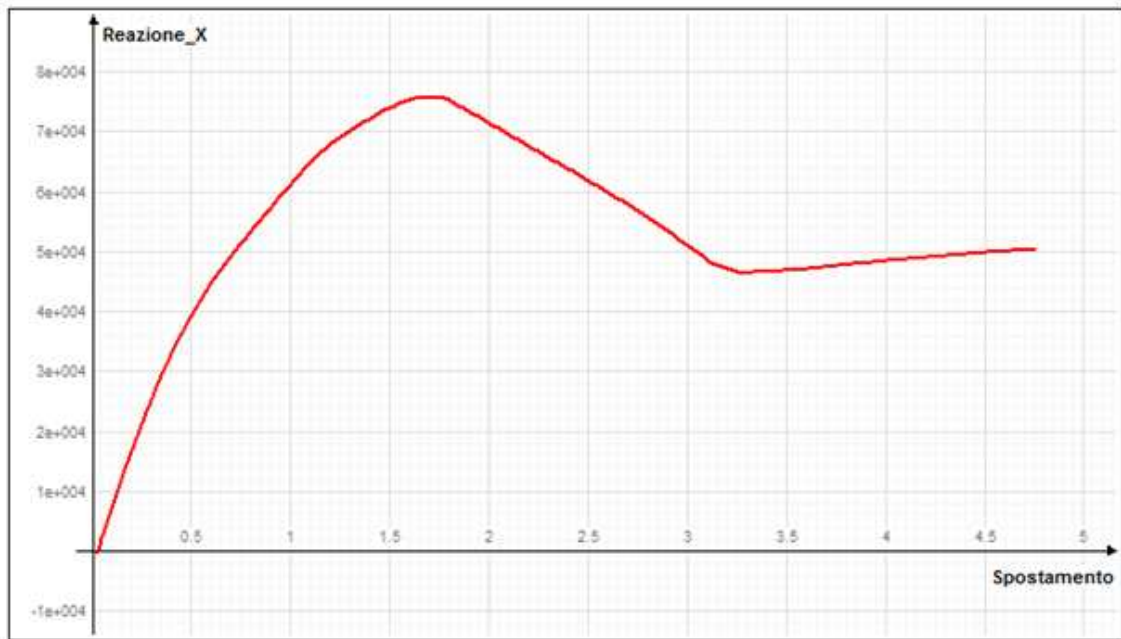
Dai grafici sopra si evince che le tamponature ai piani superiori rimangono tutte nel tratto elastico, dato che non si riscontra neanche una variazione di pendenza nel diagramma, analizzando invece quanto registrato per la biella del piano terra (fig.58) abbiamo:



Fig.58: Stato di sforzo nelle tamponature al piano terra (bielle)

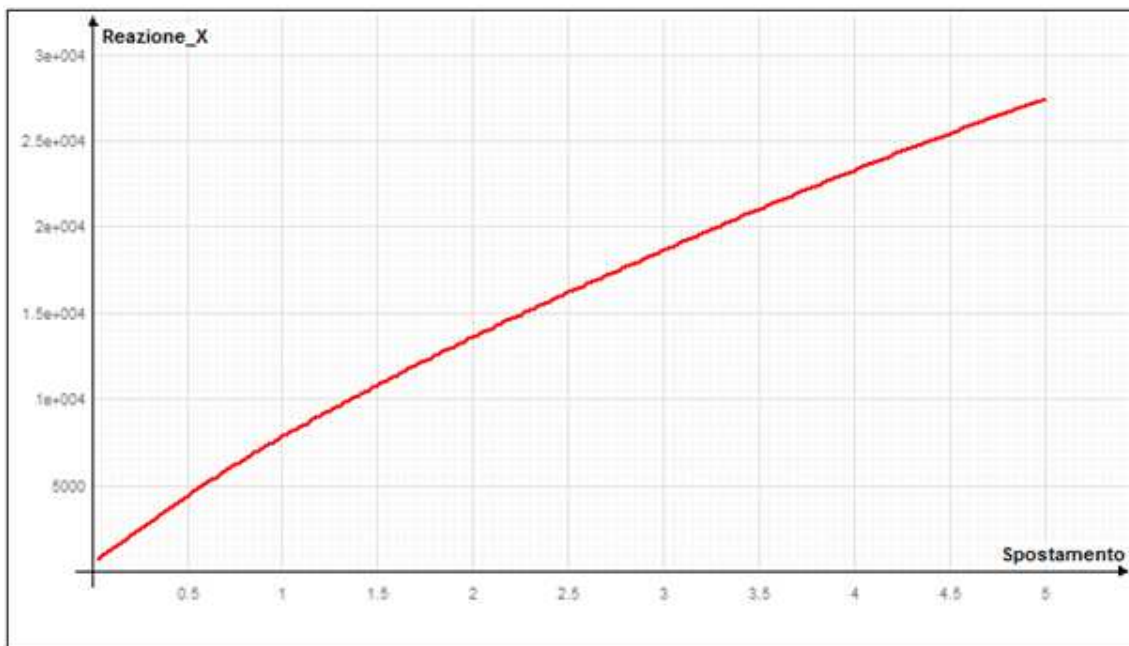
In questo caso il puntone equivalente, subisce azioni assiali che lo portano a raggiungere il quarto stato di danneggiamento, in cui è presente solo una minima resistenza residua, e lo spostamento può crescere indefinitamente. A questo punto analizzando la curva di capacità ottenuta dall'analisi del telaio, si ha (vedi fig.59):





*Fig.59: Analisi Pushover dir X- Curva di Capacità*

che come per la struttura precedente presenta l'andamento anomalo con una gobba iniziale, che denuncia una rigidità maggiore di quella che avrebbe il telaio, privato degli elementi di tamponatura. Il punto di picco rappresenta il momento in cui si ha la rottura dei tompagni, il tratto di softening rappresenta la riduzione di resistenza dovuta ad una sempre maggiore danneggiamento delle tamponature, fino al punto in cui queste collassano del tutto, e la curva riprende l'andamento naturale della struttura in c.a. Eseguendo una analisi sul modello senza le tamponature(fig.60), l'andamento della curva di pushover che otterremmo sarebbe il seguente:



*Fig.60: Analisi Pushover dir X- Curva di Capacità senza tamponature*

Con una distribuzione delle cerniere plastica molto più diffusa, ed un drift di piano paragonabile tra i vari impalcati (vedi fig.61):

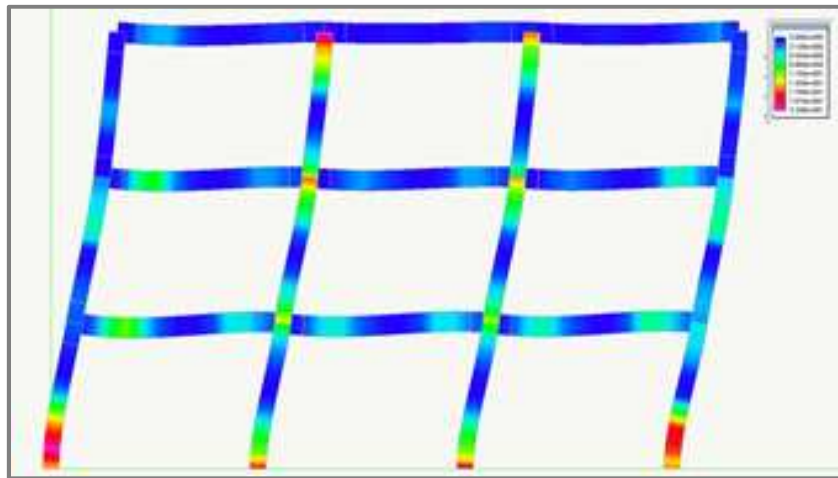


Fig.61: Stato Plastico al collasso

Ponendo a confronto le due curve abbiamo (fig.62):

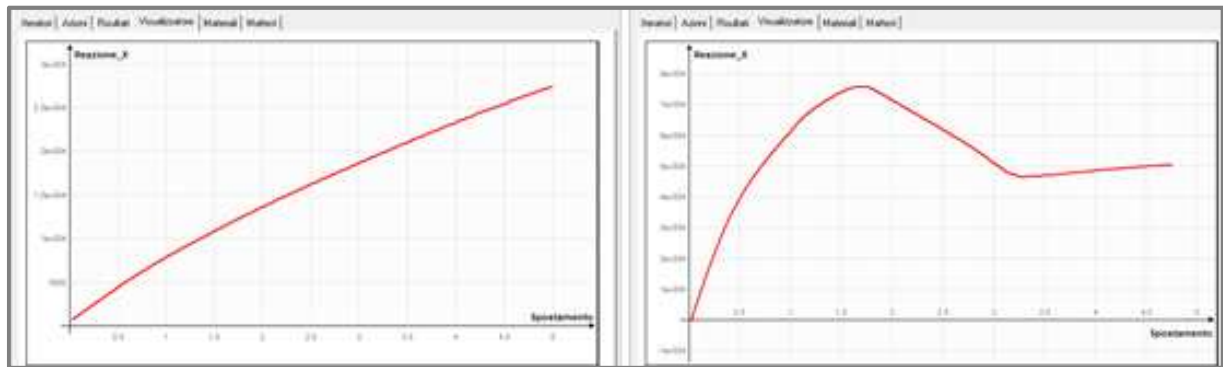


Fig.62: Raffronto curve di capacita per i due modelli

Se nella curva del modello con le tamponature, ignorassimo la “gobba” dovuta alle bielle equivalenti, e tracciassimo intuitivamente l’andamento della curva di pushover del telaio atterremmo un andamento simile (fig.63):

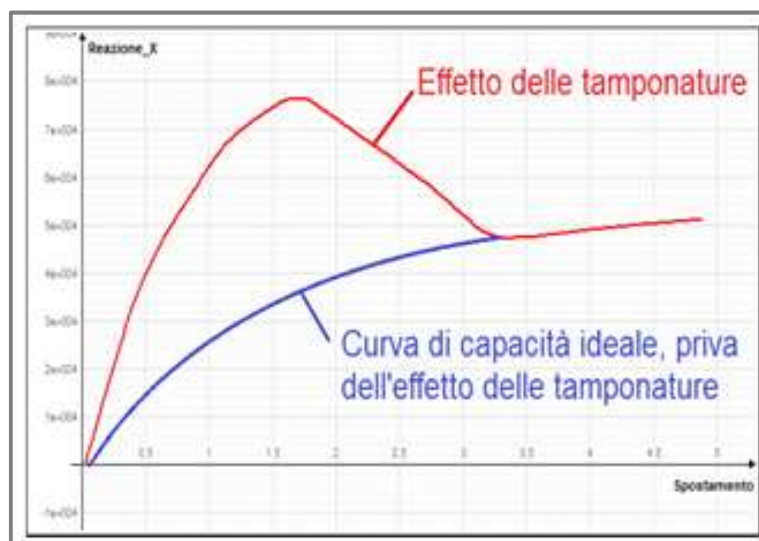


Fig.63: Raffronto curve di capacita per i due modelli( sovrapposizione ideale)

Se invece andiamo ad eseguire la sovrapposizione effettiva tra le due curve, notiamo la seguente discrepanza:



Fig.64: Raffronto curve di capacità per i due modelli( sovrapposizione reale)

In cui risulta evidente allo stato di collasso, la riduzione della forza ultima dovuta all'effetto dei tompagni, nel particolare tale riduzione è dovuta alla presenza delle bielle poste eccentricamente rispetto ai nodi della maglia, il che induce una concentrazione di sforzo localizzata, nelle sezioni delle travi e nei pilastri prossima al nodo, che la danneggia di più rispetto ad una situazione di struttura "nuda", e questo comporta una riduzione della forza ultima. Se a questo punto andassimo ad applicare il metodo prescritto dalla normativa per la verifica secondo il metodo dell'analisi statica non lineare (metodo N2 dell'Eurocodice), riscontriamo che applicando la rettifica della curva relativa al modello con i tompagni, otterremo una bilineare di questo tipo (fig.65):

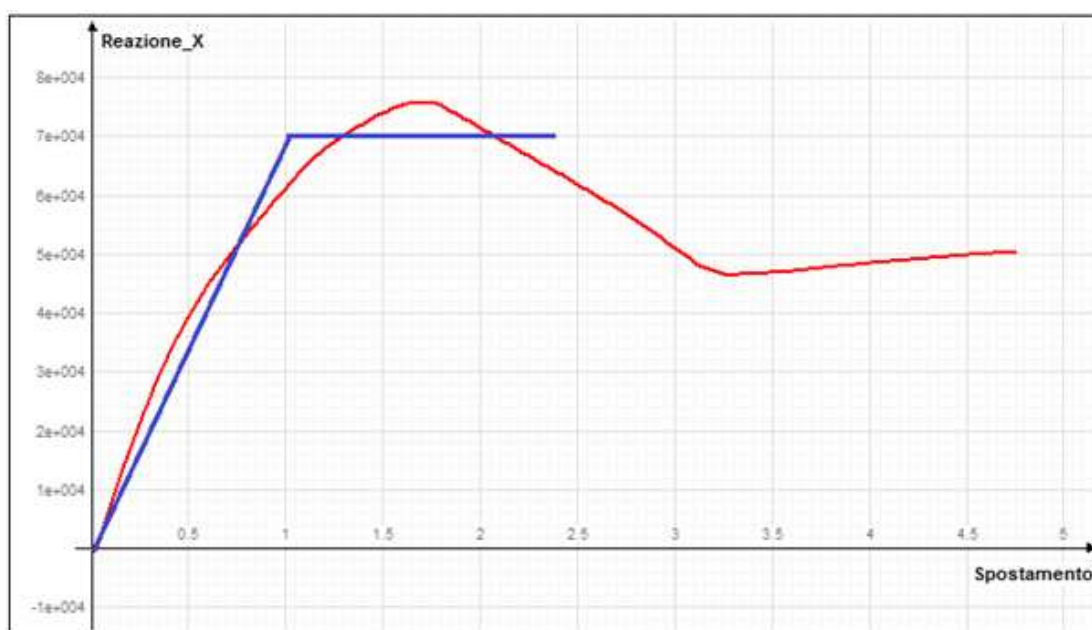


Fig.65: Bilineare Equivalente secondo metodo N2

La differenza di comportamento: Anzitutto osservando lo stato di plasticizzazione dei due modelli, si riscontra che in quello privo di tamponature le plasticizzazioni sono più o meno omogeneamente distribuite tra i vari elementi ai vari piani; in quello con le tamponature, ai piani superiori, dove l'effetto delle forze orizzontali è minore, lo stato di danneggiamento dei pilastri e delle travi è praticamente nullo, grazie all'effetto di irrigidimento esercitato dalle stesse. Si riscontra per tale elemento il passaggio per tutti e 4 gli stati

Da questo semplice passaggio risulta evidente che il metodo N2 ordinario, in tali casi cade in difetto, e si dovrebbe procedere invece con il metodo della "quadri-lineare" proposto da vari autori, e descritto precedentemente (fig.66).

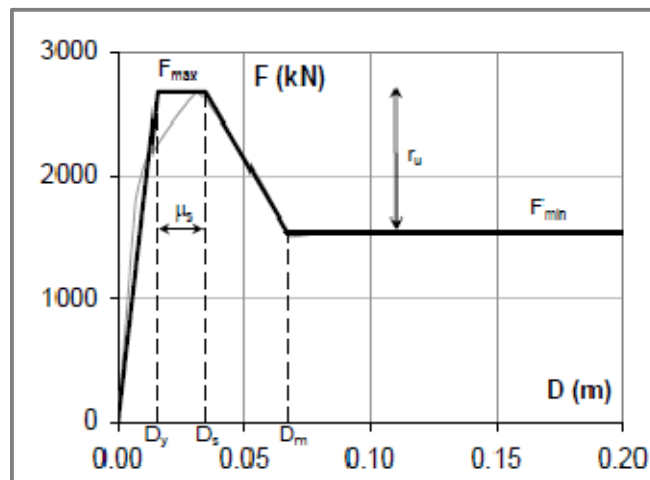


Fig.66: Linearizzazione sistema equivalente a 4 rami

Con tale sistema sarebbe rispettato il principio dell'uguaglianza energetica, e si potrebbe sfruttare maggiormente le capacità di prestazione della struttura, garantite dagli elementi che interagiscono con questa.

## BIBLIOGRAFIA

- Nòlian All-in One : Manuale Teorico e Manuale EE – EWS 43 (Softing. Srl- Roma);
- Biondi S., Colangelo F., Nuti C., 2000. La risposta sismica dei telai con tamponature murarie. CNR – Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti – Roma.
- Biskinis, D.E., Roupakias, G.K., Fardis, M.N., 2004. Degradation of shear strength of reinforced concrete members with inelastic cyclic displacements. *ACI Structural Journal*, 101(6), 773-781.
- Brenni P., 1995. Il comportamento al taglio di una struttura a sezione mista in calcestruzzo a getti successivi. PhD Thesis, Zurigo.
- Crisafulli F.J., Carr A.J., Park R., 2000. Analytical modelling of infilled frames structures – a general review. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 33, 30-47.
- Dolšek M, Fajfar P., 2001. Soft storey effects in uniformly infilled reinforced concrete frames. *Journal of Earthquake Engineering*, 5(1), 1-12.
- Dolšek M., Fajfar P., 2004. Inelastic spectra for infilled reinforced concrete frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33, 1395-1416.
- 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 R.K., Seible F., Wilson E.L., 1998. Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members. *ACI Structural Journal*, 607-617.
- Fardis M.N., Panagiotakos T.B., 1997. Seismic design and response of bare and masonry-infilled reinforced concrete buildings Part II, infilled structures. *Journal of Earthquake Engineering*; 1(3), 475-503.
- Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804-1826.
- Mehrabi A.B., Shing P.B., Schuller M.P., Noland J.L., 1996. Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames. *Journal of Structural Engineering*, 122(3), 228-237.
- Panagiotakos T.B., Fardis M.N., 2001. Deformation of reinforced concrete members at yielding and ultimate. *ACI Structural Journal*, 98(2), 135-148.
- Shing P.B., Mehrabi A.B., 2002. Behaviour and analysis of masonry-infilled frames. *Prog. Struct. Enging. Mater.*, 4, 320-331.
- Takeda T., Sozen M.A., Nielsen N.N., 1970. Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of Structural Division, ASCE*, 96(12), 2557-2573.
- Bazzurro, P., Mollaioli, F., De Sortis, A., Bruno, S., 2006. Effects of masonry walls on the seismic risk of reinforced concrete frame buildings, *Proceedings of the 8th US National Conference on Earthquake Engineering and seismology*, paper 1449.
- Borzi, B., Crowley, H., Pinho, R., 2008. The influence of infill panels on vulnerability curves for RC buildings. *Proceedings of the 14th world conference on earthquake engineering*, paper n. 09-01-0111
- CEB Bulletin 231, 1996, RC frames under earthquake loading, T. Telford CEN - Comité Européen de Normalisation, European Standard EN 1998-1, (2003), Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels.
- CEN, Comité Européen de Normalisation, 2004, European Standard EN 1998-3: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, Brussels