



**UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE**

**FACOLTA' DI INGEGNERIA**

Corso di Laurea magistrale in Ingegneria Edile-Architettura

**Usi e limiti della modellazione a telaio equivalente per la  
valutazione della vulnerabilità sismica degli aggregati edilizi nei  
centri storici**

**Uses and limits of the equivalent frame modeling for the  
assessment of the seismic vulnerability of building aggregates  
in historic centers**

Relatore:

**Prof. Ing. Clementi Francesco**

Tesi di Laurea di:

**Rossi Stefano**

*A.A. 2022 / 2023*

# Indice

Introduzione.....	3
1 Principi Introduttivi.....	5
1.1 Vulnerabilità, stati limite e vita nominale.....	5
1.2 La muratura.....	8
1.2.1 Caratteristiche meccaniche.....	10
1.2.2 Meccanismi di danno.....	12
1.2.3 Meccanismi di rottura nel piano.....	16
1.2.4 Meccanismi fuori dal piano.....	20
1.3 Valutazione dell'azione sismica.....	23
1.4 Analisi.....	27
1.4.1 Analisi cinematica lineare.....	32
1.4.2 Analisi dinamica lineare.....	35
1.4.3 Analisi statica non lineare.....	38
1.4.4 Indice di rischio sismico.....	42
2 Caso di studio.....	45
2.1 Evoluzione storica.....	48
2.2 Rilievo.....	50
2.2.1 Rilievo geometrico.....	50
2.2.2 Rilievo materico e strutturale.....	66
2.2.3 Rilievo del quadro fessurativo.....	73
2.3 Analisi dei carichi e azioni di progetto.....	76
2.3.1 Analisi dei carichi.....	76
2.3.2 Azione sismica.....	81
2.3.3 Combinazione di carico.....	87

2.4 Modellazione.....	88
2.4.1 Modellazione MidasGEN.....	90
2.4.2 Modellazione 3Muri.....	100
2.4.3 Modellazione PCM.....	107
<b>3 Analisi.....</b>	<b>115</b>
3.1 Analisi cinematica lineare.....	116
3.1.1 Ribaltamento semplice.....	119
3.1.2 Ribaltamento composto.....	122
3.1.3 Ribaltamento del timpano.....	124
3.1.4 Flessione verticale.....	127
3.2 Analisi dinamica lineare.....	130
3.2.1 Analisi modale MidasGEN.....	130
3.2.2 Analisi modale 3Muri.....	133
3.2.3 Analisi modale Aedes.PCM.....	135
3.3 Analisi statica non lineare.....	139
3.3.1 Analisi pushover MidasGEN.....	141
3.3.2 Analisi pushover 3Muri.....	164
3.3.3 Analisi pushover Aedes.PCM.....	189
3.4 Confronto tra i modelli.....	214
<b>Conclusioni.....</b>	<b>228</b>
<b>Bibliografia.....</b>	<b>233</b>
<b>Riferimenti normativi.....</b>	<b>233</b>
<b>Sitografia.....</b>	<b>234</b>
<b>Ringraziamenti.....</b>	<b>235</b>

## Introduzione

L'Italia è caratterizzata da un parco edilizio vetusto, composto al 57% da edifici in muratura portante realizzati principalmente prima del 1970 (censimento ISTAT 2011), rappresentando, per molti aspetti, una problematica, in particolare per quello strutturale.

Un ulteriore fattore che contribuisce alla fragilità dei centri storici è costituito dall'elevato rischio sismico che coinvolge l'intero territorio nazionale, dovuto al continuo scontro tra le placche euroasiatica ed africana, che rende l'Italia uno dei territori a più elevato rischio sismico del Mediterraneo, come dimostrato dai vari eventi sismici che hanno coinvolto il centro Italia negli ultimi decenni e che hanno arrecato ingenti danni al patrimonio costruttivo, soprattutto agli edifici realizzati in muratura portante.

Pertanto, dinnanzi ad un tessuto urbano fragile e ad un elevata frequenza di fenomeni sismici di medio-alta intensità si rende necessario andare ad intervenire sul patrimonio edilizio, studiandone la vulnerabilità sismica ed intervenendo di conseguenza, volgendo particolare attenzione agli aggregati edilizi che costituiscono i centri storici.

Questo studio si incentra nel valutare il rischio sismico di una porzione di aggregato del centro storico di Camerino danneggiata dal sisma del 2016. Nella parte iniziale del lavoro si forniscono le informazioni di base, come le normative che sono state seguite e varie nozioni tecniche;

Successivamente si andrà nel dettaglio del caso di studio, fornendo una breve introduzione sull'evoluzione dell'aggregato e sull'analisi dei materiali e delle tipologie strutturali che lo costituiscono, per poi passare alla fase di modellazione compiuta su vari software secondo la tecnica del "telaio equivalente"; Per finire si svolgeranno le 3 analisi, modale, statica non lineare e cinematica, secondo due ipotesi differenti ovvero, una prima che rappresenta lo stato di fatto con solai deformabili ed una seconda che simula un intervento minimo ipotizzando i solai infinitamente rigidi. Il lavoro punta ad evidenziare le differenze che insistono tra i vari approcci di modellazione e calcolo dei software presi in esame, andando a confrontare i risultati ottenuti dai diversi programmi, e inoltre andare a valutare l'influenza di un intervento minimo eseguito sull'aggregato.

Per la redazione di questo studio sono state prese in considerazione le NTC 2018 e la circolare esplicativa alle NTC 2018 del 2019, mentre i programmi adoperati sono, MidasGen, 3Muri e Aedes.PCM.

# 1 Principi Introduttivi

## 1.1 Vulnerabilità, stati limite e vita nominale

Per vulnerabilità sismica si intende la tendenza di un edificio a danneggiarsi in seguito ad un'azione sismica attesa; Tale stima viene valutata tramite l'indice di rischio sismico, ovvero un valore ottenibile tramite due formule:

$$I_{r_{Tr\_SL}} = (Tr_{C\_SL} / Tr_{D\_SL})^{0.41}$$

$$I_{r_{ag\_SL}} = a_{g\_C} / a_{g\_D}$$

la prima in funzione del “Tempo di Ritorno  $Tr$ ” dell'azione sismica di riferimento, mentre la seconda in termini di PGA (peak ground acceleration), e che rappresentano un rapporto tra la capacità dell'edificio sotto analisi e quella di un edificio tipo idealmente posto nello stesso sito e sotto l'effetto delle stesse azioni.

Un'analisi di vulnerabilità sismica per edifici esistenti può essere ricondotta agli stati limite ultimi, come espresso dalle NTC 2018, secondo le quali la sicurezza e la prestazione di un'opera si valutano in relazione agli stati limite, delle condizioni che descrivono diverse fasi di danneggiamento che una costruzione può incontrare durante la sua vita nominale; Gli stati limite principali sono, stati limite di esercizio (operatività e danno) e stati limite ultimi (salvaguardia della vita e collasso), per i primi non superarli corrisponde a garantire le prestazioni in condizioni di esercizio e possono

assumere carattere reversibile o irreversibile, mentre per gli ultimi equivale a evitare crolli e dissesti gravi che possano compromettere l'incolumità di persone e beni ed hanno un carattere solo irreversibile.

La sicurezza strutturale s'impone sul metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego di coefficienti parziali (primo livello), per gli stati limite ultimi viene valutata confrontando la capacità di progetto  $R_d$  con la domanda di progetto  $E_d$ .

$$R_d \geq E_d \quad (2.2.1 - \text{cap.2.3 NTC 2018})$$

Andare a definire la capacità di progetto significa determinare le massime forze e deformazioni che la struttura è in grado di sopportare basandosi sulla natura geometrica e materica della costruzione, mentre definire la domanda equivale a valutare correttamente carichi ed azioni agenti valutandole in funzione della natura della costruzione e del sito in cui si erge.

Per calibrare le caratteristiche di una costruzione si fa riferimento al livello di conoscenza che si ha della stessa; La normativa individua 3 livelli di conoscenza che variano a seconda del numero e tipo di analisi condotte sull'edificio:

*livello 1*, rappresenta una conoscenza di base determinata dal semplice rilievo geometrico e da indagini visive degli elementi costruttivi;

*livello 2*, ovvero un livello intermedio, che oltre a quanto previsto dal primo va a considerare un numero minimo di indagini distruttive e non distruttive, per indagare dettagli costruttivi e caratteristiche meccaniche;

*livello 3*, il massimo raggiungibile, il quale prevede una campagna approfondita di indagini.

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(\*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Per ogni livello di conoscenza è comunque previsto un'analisi storico critica della costruzione, che porti a determinare l'epoca di costruzione, le fasi di sviluppo, accrescimento e modifica della struttura.

Invece, per calibrare le azioni da considerare come agenti sulla struttura si usa un sistema di classificazione basato sulla tipologia di opera che si deve analizzare e sull'attività che questa ospita, ciò avviene tramite dei coefficienti come la classe d'uso, la vita nominale e il periodo di riferimento:



“*classe d’uso Cu*”, si intende una distinzione dei fabbricati in funzione dell’attività che avviene all’interno e delle conseguenze di una interruzione della suddetta attività;

“*vita nominale Vn*”, ovvero il numero di anni per cui un’opera deve mantenere un determinato livello di prestazione a fronte della dovuta manutenzione;

“*periodo di riferimento Vr*”, necessario per determinare, insieme al tipo di terreno e alla pericolosità del sito, un periodo di ritorno per l’azione sismica di progetto e si ricava a partire dalla classe d’uso e dalla vita nominale tramite la formula,

$$V_r = V_n \times C_u \text{ (2.4.1 – cap.2.4.3 NTC 2018)}$$

Nel dettaglio del caso di studio ci si interfaccia con una struttura esistente in muratura per la quale si vuole valutare la sicurezza sotto l’azione sismica, pertanto, si farà riferimento alla Circolare 7 – NTC 2018 del 2019, in particolare al Capitolo 8.

## **1.2 La muratura**

Per muratura si intende un insieme molto ampio di possibili tecniche costruttive caratterizzate dall’uso di blocchi di natura e forma diversa assemblati secondo differenti tecniche con giunzioni e collegamenti di varia natura; Perciò, la muratura può essere classificata in diversi modi:

- Secondo la geometria degli elementi che la compongono (blocchi regolari, irregolari o sbozzati) e la loro natura (naturali o artificiali);
- Secondo la tessitura (a una testa, a due teste, a sacco);
- Secondo la tipologia di giunzione (a secco o con malta);
- Secondo la funzione strutturale (setti murari, pilastri, archi e volte).

Le costruzioni storiche non venivano realizzate seguendo una metodologia specifica, ma secondo la così detta “regola dell’arte”, ed in base ai materiali disponibili nel luogo.

Le opere realizzabili con tali tecniche sono caratterizzate da un’altezza limitata, dall’uso di murature molto spesse che si rastremano in altezza e da sistemi di solai e coperture in legno o voltati.

La natura di queste costruzioni le rende capaci di sopportare bene i carichi verticali ma di reagire in maniera più debole alle azioni orizzontali.

Lo sviluppo dei centri storici ha poi portato ad un’evoluzione del tessuto urbano basata sul riempimento dei vuoti tra le abitazioni, creando degli aggregati urbani caratterizzati da murature scarsamente ammorsate tra loro e dislivelli di piano che portano a debolezze intrinseche della struttura.

### **1.2.1 Caratteristiche meccaniche**

Data la natura disomogenea delle strutture in muratura, le caratteristiche meccaniche sono inevitabilmente dipendenti non solo dalla tipologia di blocchi che la compongono, ma anche dal metodo di assemblaggio e dalla malta usata, pertanto, la determinazione di tali parametri per edifici esistenti viene ricondotta al livello di conoscenza e relativo fattore di confidenza e sono quindi strettamente legate alla possibilità di effettuare indagini.

A seconda del livello di conoscenza si otterrà un relativo “fattore di confidenza FC” per calibrare i parametri meccanici individuati dalla Tab. C8.5.I del Capitolo 8 della Circolare Esplicativa alle NTC 2018.

Per i primi due livelli di conoscenza le caratteristiche meccaniche vengono riferite alla sopracitata Tab. C8.5.I del Capitolo 8 della Circolare Esplicativa alle NTC 2018, ovvero una tabella che riporta dei possibili intervalli di valori delle principali caratteristiche che descrivono una muratura, relativamente alle principali tipologie di muratura esistenti; Tali valori possono poi essere variati da coefficienti correttivi in funzioni di determinate caratteristiche della tessitura muraria, come qualità della malta, dimensione dei giunti, presenza di diatoni che collegano i paramenti etc., e permette inoltre di considerare diversi tipi di interventi migliorativi della qualità muraria.

Per il livello 3 di conoscenza le caratteristiche meccaniche vengo ottenute direttamente dalle analisi distruttive condotte in situ nella quantità prevista dalla normativa stessa, andando sempre a tener conto del fattore di confidenza relativo.

Tabella C8.5.1 -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a:  $f$  = resistenza media a compressione,  $\tau_0$  = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3),  $f_{v0}$  = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3),  $E$  = valore medio del modulo di elasticità normale,  $G$  = valore medio del modulo di elasticità tangenziale,  $w$  = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	$f$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{v0}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E$ (N/mm <sup>2</sup> )	$G$ (N/mm <sup>2</sup> )	$w$ (kN/m <sup>3</sup> )
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(\*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(\*\*) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione  $f_{pu}$  può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(\*\*\*) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

Tra i valori principali che caratterizzano la muratura troviamo:

- La resistenza a compressione  $f$ , il principale parametro per una muratura, dipendente dalla resistenza dei singoli blocchi, dalla malta usata e dalla tessitura; La resistenza del paramento sarà sempre inferiore alla resistenza dei singoli blocchi.

- La resistenza a trazione, parametro di scala molto inferiore rispetto alla compressione data la natura anisotropa della muratura, dipende dalle forze di adesione tra malata e mattoni, fortemente influenzata dai giunti e dalle caratteristiche della malta e del mattone e soprattutto dalla realizzazione della muratura.
- La resistenza a taglio  $\tau$ , la quale determina i principali meccanismi di rottura di un pannello murario per azioni lungo il piano dello stesso; Viene determinato dalla tessitura e dalla dimensione e qualità dei giunti.
- La deformabilità, dipendente dal modulo elastico del mattone e della malta, e dai carichi a cui la muratura è sollecitata.

### **1.2.2 Meccanismi di danno**

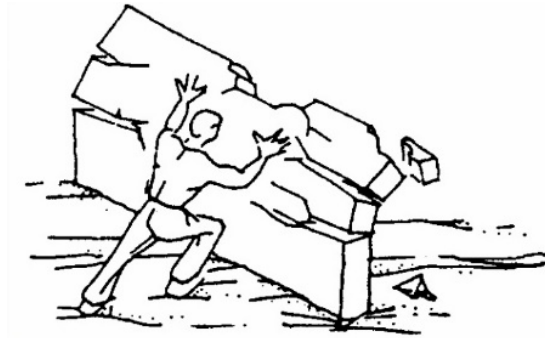
La risposta di una struttura in muratura dipende non solo dalla sua geometria e dalle caratteristiche dell'apparato murario, ma anche dalla qualità delle connessioni che insistono tra i vari elementi strutturali, come quelle tra le mura perimetrali e i muri di spina, tra la struttura muraria e i solai, o tra le pareti perimetrali adiacenti; In sostanza migliori sono le connessioni tra gli elementi strutturali migliore sarà la risposta alle sollecitazioni dell'edificio, perché si andrà ad instaurare un comportamento scatolare dove gli elementi lavorano insieme anziché individualmente.

Possiamo quindi andare a distinguere i meccanismi di danneggiamento di una struttura in muratura a seconda del comportamento della struttura in 3 gruppi:

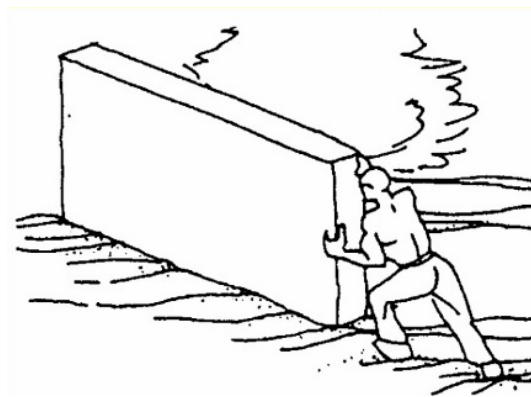
- Collasso della muratura, dovuto alla sua scarsa qualità sia in termini materici che di realizzazione; Se la muratura non è di buona qualità non si possono attivare altri meccanismi e si va incontro alla disgregazione delle murature;
- Meccanismi Locali, ovvero meccanismi che coinvolgono solo parti della costruzione per via della scarsa qualità delle connessioni tra gli elementi; Si attivano prima di quelli globali inficiando la risposta generale della struttura; Sono anche chiamati “cinematismi” e si innescano in seguito ad azioni ortogonali al piano delle murature coinvolte;
- Meccanismi Globali, ovvero meccanismi che interessano la struttura nel suo complesso, coinvolgendo maschi murari e fasce di piano con azioni nel proprio piano; Oltre che dalla qualità delle connessioni questi meccanismi sono favoriti dalla presenza di solai rigidi i quali ridistribuiscono le azioni sismiche alle pareti in funzione della rigidità delle stesse e della loro disposizione in pianta.

I meccanismi resistenti che si instaurano in una muratura sono quindi riconducibile a 2 macrogruppi a seconda del comportamento della struttura:

- Meccanismi di primo modo, ovvero i cinematismi che coinvolgono le singole pareti o porzioni più ampie di muratura fuori dal proprio piano;



- Meccanismi di secondo modo, ovvero i danneggiamenti che si verificano nelle pareti per azioni agenti nel proprio piano, tipicamente per flessione o taglio.



Un'importante semplificazione che è possibile fare per meglio comprendere il comportamento delle pareti in muratura è quella di

rappresentarle come composte dall'assemblaggio di pannelli orizzontali e verticali che collaborano mutualmente e classificabili secondo 3 elementi:

- Maschi Murari, elementi verticali che vanno da cielo a terra ed hanno funzione portante;
- Fasce di piano, elementi orizzontali posti al di sopra o al di sotto delle aperture che fungono da elementi di collegamento tra i vari maschi;
- Pannelli nodali, ovvero i punti di intersezione tra maschi e fasce.

Tale divisione è alla base del metodo del “telaio equivalente” e ci permette di analizzare i meccanismi che si sviluppano nel piano di ogni elemento.

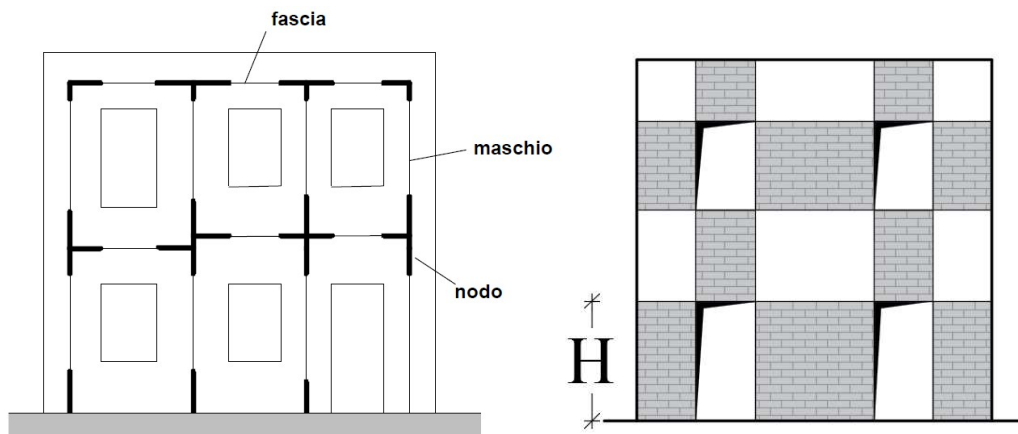


Figura 1, schema telaio equivalente



### 1.2.3 Meccanismi di rottura nel piano

Il comportamento di una muratura per azioni nel proprio piano può essere diverso a seconda della tipologia e della direzione delle azioni agenti sul pannello e alle caratteristiche del pannello stesso.

I principali meccanismi di rottura nel piano sono:

- Rottura per compressione, ovvero una rottura fragile con fenomeni espulsivi che si raggiunge mediante lo sviluppo di lesioni nei blocchi (collasso per trazione dei blocchi);
- Rottura a taglio per fessurazione diagonale, la quale avviene nei pannelli realizzati con malta di buona qualità in seguito allo sviluppo di una tensione diagonale al centro del pannello;

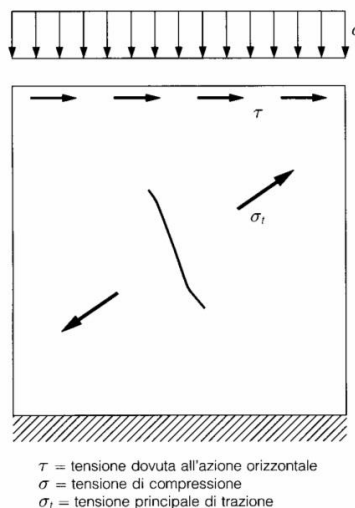


Figura 2

- Rottura a taglio per scorrimento dei giunti, la quale avviene nei pannelli realizzati con malta di scarsa qualità sottoposti a bassa/media compressione;

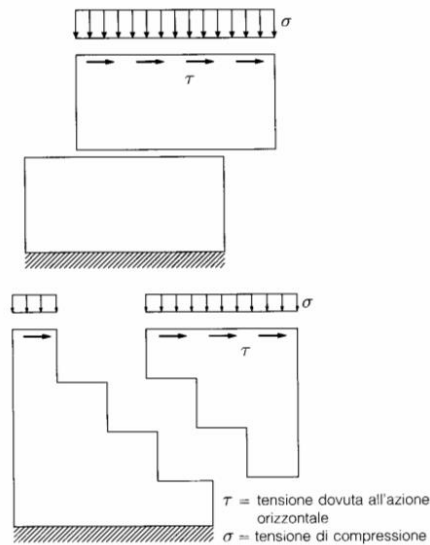


Figura 3

- Rottura a taglio per schiacciamento della muratura compressa, ovvero dovuta alla presso-flessione nei pannelli con scarsa resistenza a compressione, che porta alla parzializzazione di una porzione della sezione e al distacco di un'altra porzione in seguito alla tensione ed alla scarsa resistenza a trazione della muratura; Assume un andamento a scaletta nelle murature regolari, ed uno diagonale in quelle irregolari;

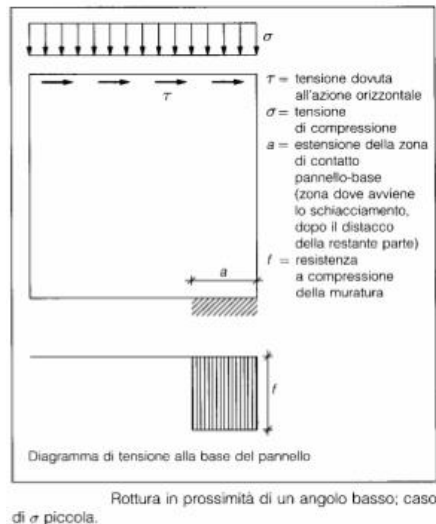


Figura 4

- Rottura delle fasce di piano, ovvero un meccanismo di rottura che si sviluppa nelle fasce di piano in due possibili modi, pressoflessione o fessurazione diagonale, a seconda se coinvolge la resistenza a trazione dei blocchi o lo scorrimento tra i giunti; L'azione di compressione nelle fasce agisce parallelamente ai letti di malta, maggiore è la compressione migliore sarà l'accoppiamento tra i maschi murari; Per determinare il dominio di resistenza delle fasce di piano può essere utilizzata anche la resistenza a trazione che si genera sulle sezioni di estremità della muratura per via dall'ingranamento con le altre porzioni di muratura.

Diverse prove sperimentali hanno osservato come il comportamento della muratura per rotture di taglio o presso-flessione sia altamente non lineare.

In particolare, osservando i risultati ottenuti dalle prove cicliche eseguite da *Anthoine e al. (1995)*, si osserva come sia per presso-flessione che per taglio la muratura inizia con un tratto lineare per poi proseguire con un tratto non lineare; Inoltre, si osserva come il comportamento a presso-flessione sia poco dissipativo per via del danno localizzato con perdita di aderenza tra le superfici (immagine superiore), mentre il comportamento a taglio è molto più dissipativo, mostrando cicli di isteresi frutto di una lacerazione progressiva del pannello (immagine inferiore).

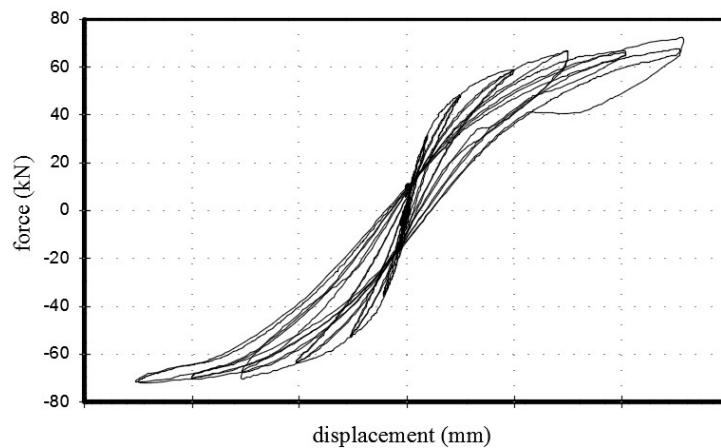


Figura 5, comportamento a presso-flessione

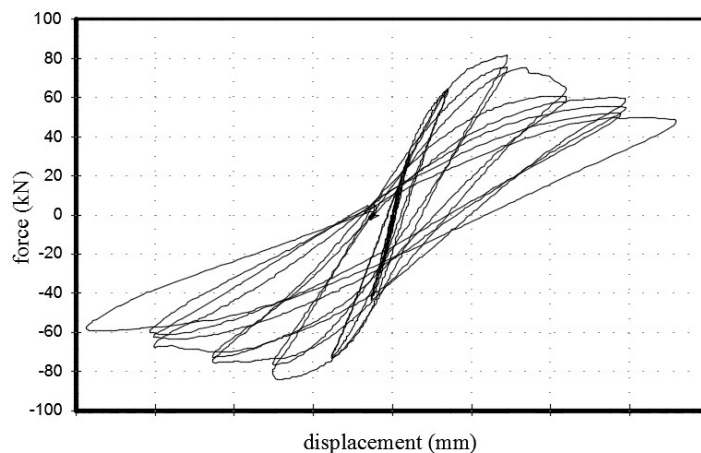


Figura 6, comportamento a taglio

## 1.2.4 Meccanismi fuori dal piano

Il comportamento della muratura nei confronti dei cinematicismi viene valutato considerando la formazione di cerniere cilindriche alla base dei pannelli che portano alla rotazione fuori dal piano degli elementi mal collegati.

L'azione di ribaltamento, oltre che dalle pessime connessioni tra gli elementi, può essere causata anche dalla presenza di elementi spingenti, come volte o coperture, che favoriscono l'attivazione del cinematicismo.

I principali cinematicismi che possono attivarsi nelle costruzioni sono:

- Ribaltamento semplice, meccanismo che si attiva per via della scarsa connessione della facciata che ribalta con le pareti e la copertura, può coinvolgere più piani insieme o soltanto alcuni di essi.

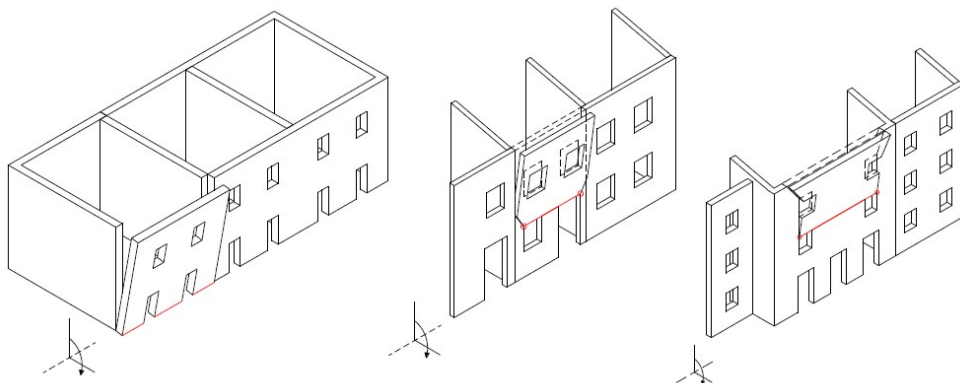


Figura 7

- Ribaltamento composto, meccanismo simile al ribaltamento semplice che si distingue da esso per la presenza di cunei di distacco, ovvero porzioni di murature adiacenti che vengono coinvolte nel cinematismo per via di un buon ammorsamento; La definizione del cuneo di distacco è molto complessa perché dipende dalla natura della muratura e dalla qualità della connessione.

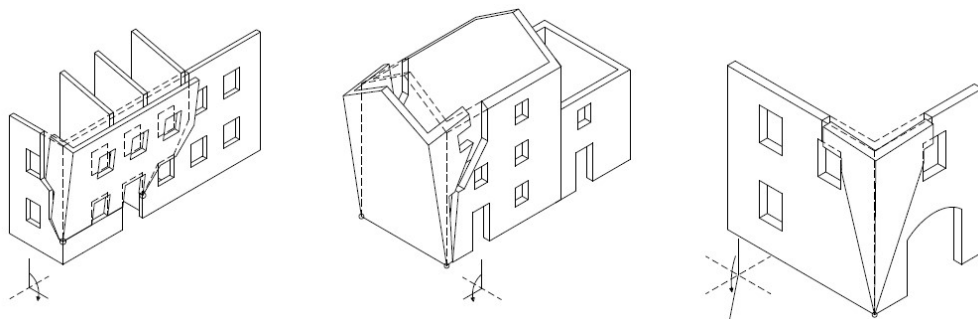


Figura 8

- Ribaltamento misto, meccanismo misto tra ribaltamento semplice e composto che sia attiva in murature ben confinate su un lato e alla base ma mal connesse sull'altro lato ed in sommità, è caratterizzato dallo sviluppo di una cerniera obliqua.

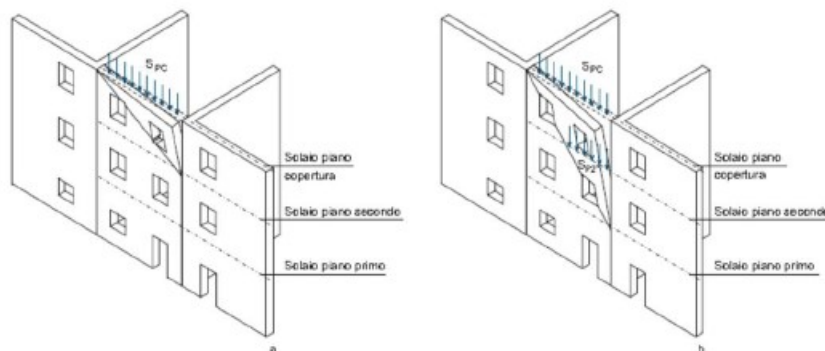


Figura 9

- Flessione verticale, meccanismo che si attiva in pareti snelle e con luce molto ampia, caratterizzato da una buona connessione alla base ed in sommità alla facciata; Il meccanismo viene favorito dalla presenza di solai sfalsati e mura a sacco.

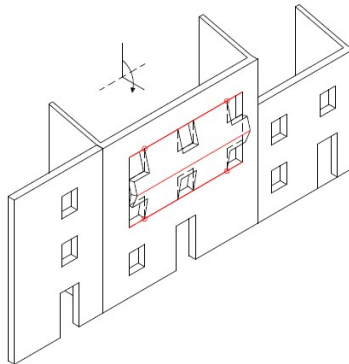


Figura 10

- Flessione orizzontale (confinata e non confinata), meccanismo che sia attiva in muri ben vincolati a terra e ben ammortati ai muri di spina, dove si genera un meccanismo ad arco all'interno della muro che resiste all'azione orizzontale; Il cinematismo si può presentare in due modalità, che le pareti laterali sia in grado di resistere all'azione orizzontale generando un adeguato confinamento ottenendo un fenomeno di schiacciamento della muratura, oppure che non riescano a resistere portando all'attivazione di un cinematismo a tre cerniere non allineate.

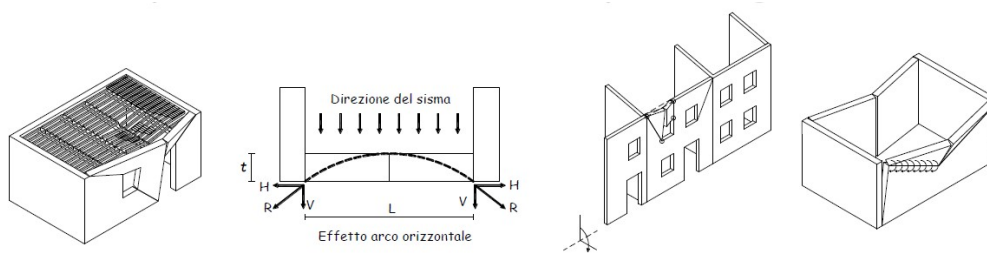


Figura 11

Esistono molteplici cinematici che si possono sviluppare nelle costruzioni in muratura, è però importante notare come ogni edificio sia diverso, con delle vulnerabilità e dei cinematici propri; Dall'osservazione diretta dei danni subiti da diverse strutture in seguito ai sismi verificatisi nel corso degli anni, è emerso come esistano sia cinematici che si ripetono su tutte le strutture, ma che presentano caratteristiche differenti a seconda della tipologia edilizia, che cinematici propri di specifici gruppi di strutture; A tale fine nel corso degli anni sono stati redatti degli abachi dei cinematici caratteristici di ogni organismo strutturale.

### 1.3 Valutazione dell'azione sismica

L'azione sismica di progetto viene valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito e dalle caratteristiche geomorfologiche dell'area, ed è espressa in termini di PGA "peak ground acceleration", ovvero la massima accelerazione al suolo.

Per "pericolosità sismica di base" si intende la probabilità che un evento sismico di intensità pari o superiore ad un livello prefissato avvenga nel sito di riferimento in un determinato periodo di tempo, e si esprime come



“l’accelerazione orizzontale massima  $a_g$ ” attesa in un determinato sito in condizioni di suolo rigido e superficie topografica orizzontale, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{Vr}$  nel periodo di riferimento  $V_r$ ; Il valore  $a_g$  è ottenibile grazie alla griglia di pericolosità sismica del territorio mappata dall’INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia), che classifica il territorio in funzione dell’intensità attesa del sisma con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

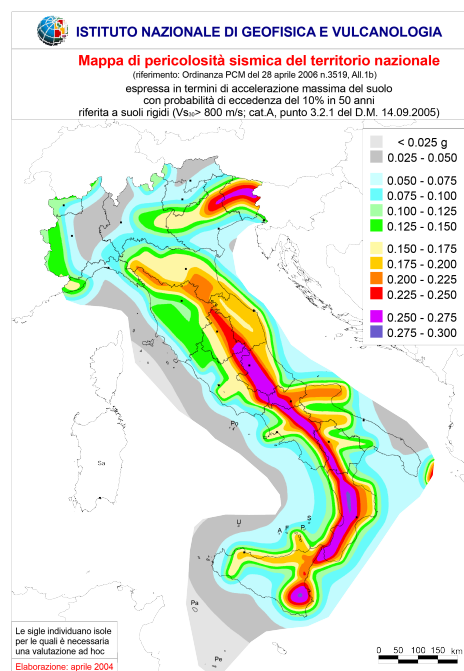


Figura 12

Dai valori  $a_g$  (accelerazione orizzontale massima al suolo),  $F_0$  (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale),  $T_c^*$  (valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione costante), si andrà a costituire lo spettro di risposta elastico in accelerazione, il quale è definito, per ogni periodo di riferimento  $V_r$  e probabilità di superamento  $P_{Vr}$ .

Per spettro di risposta elastico in accelerazione si intende una curva che riporta l'accelerazione massima al variare del "periodo proprio di vibrazione T" della struttura per un dato "smorzamento  $\xi$ " e per un dato accelerogramma, convenzionalmente è riferito ad uno smorzamento del 5%.

I valori  $F_0$  e  $T_c^*$ , per ogni punto del reticolo di riferimento e per ogni "periodo di ritorno  $T_r$ ", sono ottenibili imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica, condizione di minimo imposta operando ai minimi quadrati.

Risulta di fondamentale importanza la definizione dei rapporti tra  $V_r$ ,  $P_{V_r}$ , e  $T_r$ , questi parametri sono connessi in funzione dello stato limite che si vuole considerare, infatti ad ogni stato limite corrisponde un determinato  $P_{V_r}$ , come rappresentato dalla Tab.3.2.I delle NTC 2018.

**Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento  $P_{V_r}$  in funzione dello stato limite considerato**

Stati Limite	$P_{V_r}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Noto il  $P_{V_r}$  si ricava il relativo  $T_r$  secondo la formula 3.2.0 delle NTC 2018,

$$T_r = -V_r / \ln(1 - P_{V_r}) = -C_u V_n / \ln(1 - P_{V_r})$$

come indicato dalla Tab.3.2.I della Circolare alle NTC 2018 del 2019.

**Tabella C.3.2.I – Valori di  $T_R$  espressi in funzione di  $V_R$**

Stati Limite		Valori in anni del periodo di ritorno $T_R$ al variare del periodo di riferimento $V_R$
Stati Limite di Esercizio (SLE)	SLO	$(^1)30 \text{ anni} \leq T_R = 0,60 \cdot V_R$
	SLD	$T_R = V_R$
Stati Limite	SLV	$T_R = 9,50 \cdot V_R$
Ultimi (SLU)	SLC	$T_R = 19,50 \cdot V_R \leq 2475 \text{ anni } (^1)$

<sup>1</sup>I limiti inferiore e superiore di  $T_R$  fissati nell'allegato A al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 pubblicato nel S.O. alla Gazzetta ufficiale del 4 febbraio 2008 ed eventuali successivi aggiornamenti sono dovuti all'intervallo di riferimento della pericolosità sismica oggi disponibile; per opere speciali possono considerarsi azioni sismiche riferite a  $T_R$  più elevati.

Per meglio caratterizzare l'azione sismica sarà poi necessario variare lo spettro di risposta elastico in funzione delle condizioni stratigrafiche e topografiche del sito dove sorge l'opera, essendo questi dei parametri che modificano le onde di taglio  $V_s$  che arrivano alla struttura, andando così a definire lo spettro di risposta elastico di progetto.

La valutazione dell'azione sismica va inoltre distinta a seconda della direzione considerata, ovvero si distinguono le azioni orizzontali, lungo X e Y intese come giacenti sulla superficie di riferimento, e quelle verticali lungo Z intese come perpendicolari alla superficie.

Un'ulteriore considerazione riguardante la valutazione dell'azione sismica è come questa possa essere ricavata anche in funzione di una "storia temporale del moto del terreno" registrata specificatamente nel sito dove sorge l'opera, processo che esclude l'uso della mappa di pericolosità.

## 1.4 Analisi

Per valutare la vulnerabilità sismica di un edificio esistente sarà dunque necessario eseguire una serie di analisi che determinino la duttilità della struttura e i meccanismi che si possono attivare.

Le analisi previste dalla normativa sono 4:

- Analisi statica lineare, considerata obsoleta ed applicabile solo in limitate circostanze, si basa sull'applicare un sistema di forze statiche orizzontali distribuite linearmente lungo l'altezza dell'edificio applicate in corrispondenza degli orizzontamenti di piano e di intensità pari all'ordinata dello spettro di progetto relativamente al primo modo di vibrare.

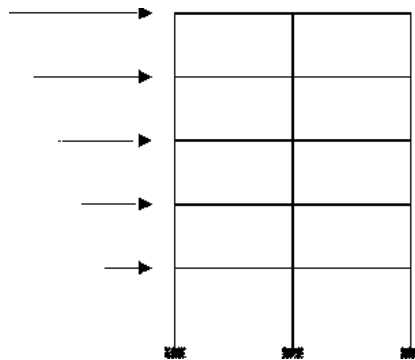


Figura 13

- Analisi dinamica lineare, metodo principale per la definizione delle azioni di progetto, consiste nella risoluzione delle equazioni del moto della struttura considerata elastica, senza forzante e senza smorzante, portando all'individuazione dei modi propri di vibrare della struttura, al calcolo degli effetti dell'azione sismica, intesa

come spettro di risposta elastico di progetto, per ogni modo di vibrare individuato, e nella combinazione di questi effetti.

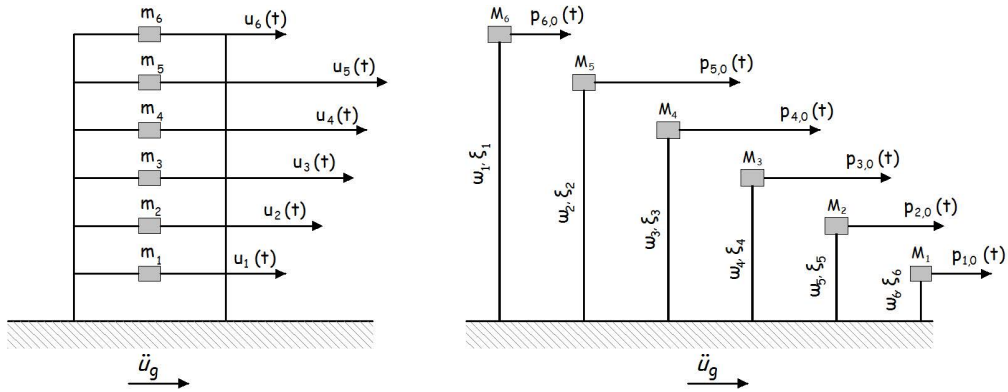


Figura 14

- Analisi statica non lineare, utilizzata per valutare la duttilità di una struttura, ovvero valutare il suo comportamento in campo post-elastico, si basa sull'applicare ad una struttura un sistema di carichi gravitazionali e un sistema di forze orizzontali proporzionali alle forze d'inerzia con risultante pari al taglio alla base  $F_b$ , applicate in corrispondenza dei solai di piano e crescenti fino al raggiungimento del collasso.

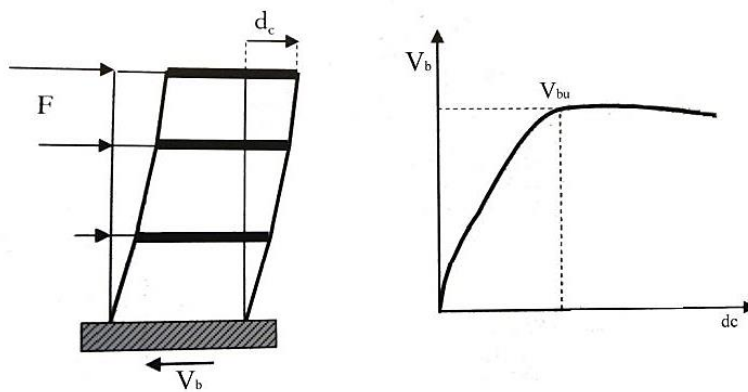


Figura 15

- Analisi dinamica non lineare, la migliore da un punto di vista teorico, ma anche molto complessa e lunga da eseguire, valuta la risposta dell'edificio attraverso l'integrazione dell'equazione non lineare del moto; Mentre nell'analisi statica il sistema incrementale di forze che sollecitano la struttura è noto per direzione e verso, qui la struttura è soggetta a input sismici che simulano il sisma reale tramite l'uso di accelerogrammi che sottopongono la struttura ad azioni cicliche.

Queste analisi possono essere svolte tramite l'utilizzo di modelli tridimensionali interpretativi della struttura; Tra i principali metodi di modellazione troviamo:

- Telaio equivalente

Tecnica di rappresentazione tridimensionale che interpreta la struttura come assemblata da tre elementi strutturali macroscopici, ovvero, maschi murari, fasce di piano e nodi rigidi, le caratteristiche di resistenza degli elementi saranno date dalle caratteristiche meccaniche dei materiali assegnati ad ogni elemento e dalle loro caratteristiche geometriche; Esistono diversi metodi di modellazione che si basano su differenti criteri per la determinazione dei nodi rigidi e delle dimensioni da considerare per ogni elemento (Metodo dolce, metodo 3muri, ...).

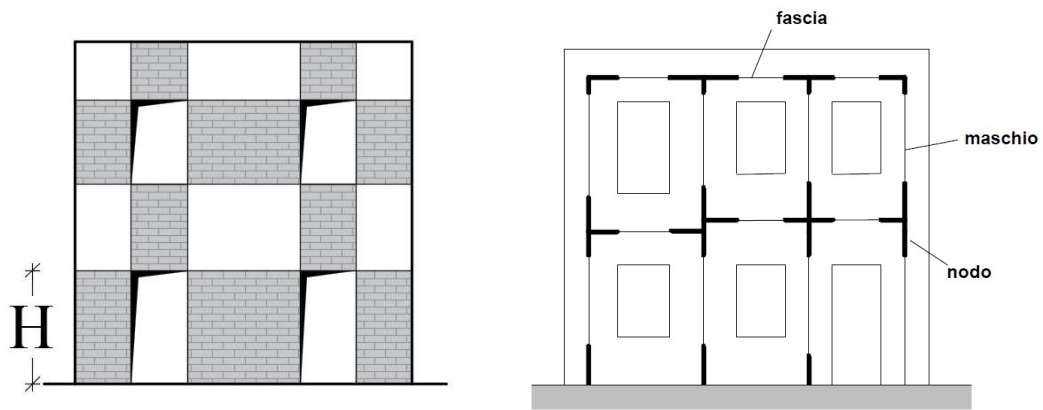


Figura 16

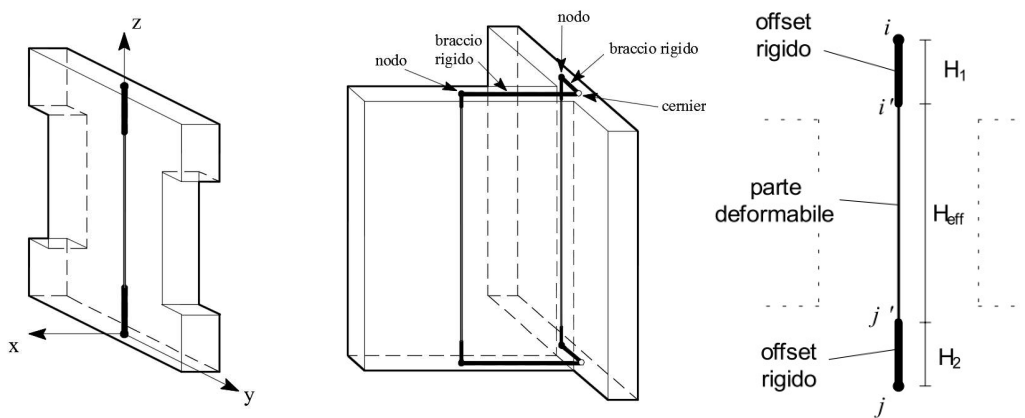


Figura 17

- Elementi finiti

Tecnica che si basa sulla rappresentazione tridimensionale di ogni elemento costituente la muratura rappresentando la muratura come un materiale eterogeneo; Può essere affrontata a diverse scale di dettaglio degli elementi che si vogliono rappresentare, andando a dividersi in: micro-modellazione dettagliata (mattoni e letto di malta distinti), micro-modellazione semplificata (blocco unico per mattoni e malta) e macroelementi (materiale omogeneo, modellazione con

mesh continua di elementi finiti 2d\_shell o 3d\_solid, distinzione tra maschi e fasce).

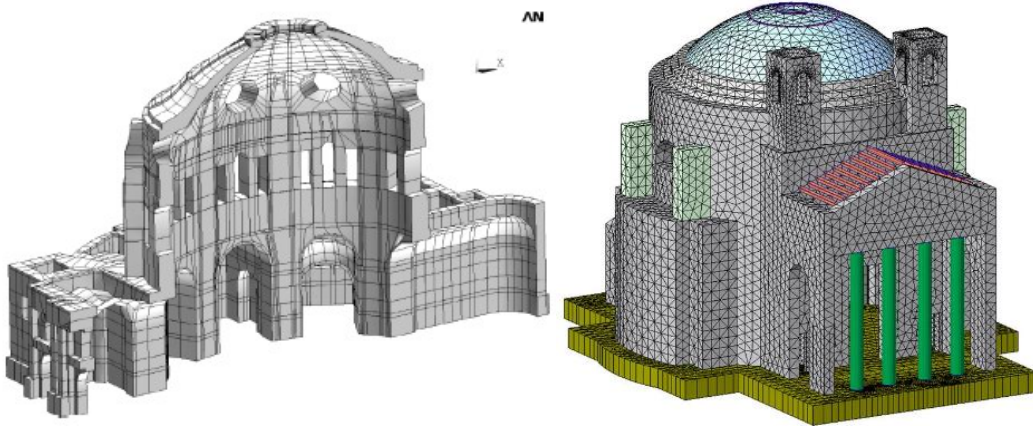


Figura 18

Sta al progettista scegliere quale modello adoperare e quali analisi perseguire.

Nel caso dell'opera oggetto di questo studio si è optato per la rappresentazione a telaio equivalente e le analisi svolte sono:

- Analisi cinematica lineare, per la valutazione dei possibili cinatismi che si possono attivare;
- Analisi dinamica lineare (modale), per la determinazione dei modi propri di vibrare della struttura;
- Analisi statica non lineare (pushover), per la determinazione della duttilità dei materiali della struttura e dei meccanismi globali che vanno ad attivarsi e della loro evoluzione nel tempo.



Importante ricordare come tali analisi non possano essere svolte in presenza di una muratura soggetta a disgregazione.

### **1.4.1 Analisi cinematica lineare**

L'analisi cinematica lineare serve a valutare la possibilità di attivazione dei meccanismi locali che interessano la struttura, essa si basa sul rappresentare il sistema come un cinematismo di corpi rigidi una volta labile, in cui il collasso avviene per perdita di equilibrio dipendente dalla geometria degli elementi e dai vincoli.

L'analisi viene condotta su un limitato numero di meccanismi individuati come i più probabili per la struttura in esame a seguito, o di un riscontro diretto di danneggiamenti sulla struttura, o per uno studio delle possibili vulnerabilità tipiche e specifiche.

Il processo dell'analisi cinematica si basa su 4 ipotesi:

- Muratura intesa come assemblaggio di corpi rigidi
- Resistenza a trazione nulla
- Resistenza a compressione infinita
- Assenza di scorrimento

A partire da queste ipotesi il processo di analisi si articola in diverse fasi:

- Individuazione dei corpi rigidi, definiti da piani di frattura in grado di ruotare fra loro, e scelta del cinematismo di collasso;
- Applicazione di un sistema di forze ai corpi rigidi che comprendono sia forze verticali, come il peso proprio dei corpi e i carichi verticali portati, sia forze orizzontali, quali le spinte orizzontali di archi e volte e le forze orizzontali ottenute moltiplicando pesi e carichi verticali portati per il coefficiente  $\alpha$  che rappresenta il moltiplicatore dei carichi verticali responsabile dell'attivazione del meccanismo, queste azioni orizzontali non sono altro che le forze di inerzia attivate dal sisma e sono proporzionali alle masse investite dall'azione sismica;
- Assegnazione di una rotazione virtuale unitaria  $\theta$  e determinazione degli spostamenti virtuali orizzontali e verticali dei punti di applicazione dei carichi in funzione della rotazione e della geometria del corpo;
- Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi  $\alpha_0$  che comporta l'attivazione del meccanismo, ricavato dall'uso del "principio dei lavori virtuali PLV" con la formula  $L_{fe}=L_{fi}$  ovvero, eguagliando il lavoro delle forze esterne (destabilizzanti) con quello delle forze interne (stabilizzanti).

- Determinazione della curva  $\alpha$ -dc (dc inteso come spostamento di un punto di controllo della catena cinematica) fino all'annullamento della forza sismica orizzontale.
- Trasformazione della curva ottenuta nella curva di capacità che esprime l'accelerazione spettrale in funzione dello spostamento spettrale di un oscillatore non lineare equivalente ad un grado di libertà.
- Esecuzione della verifica di sicurezza.

Per la normativa la verifica dei meccanismi analizzati con l'analisi cinematica lineare viene eseguita in termini di accelerazione, tramite il confronto tra  $\alpha_z$  e  $\alpha_g$ , dove  $\alpha_z$  è la capacità della struttura intesa come l'accelerazione che attiva il meccanismo e può essere valutata sia per verifiche allo SLD, tramite la formula C8.7.1.8 del capitolo 8 della circolare alle NTC 2018, che per quelle allo SLV moltiplicando la formula C8.7.1.8 per il "fattore di comportamento q".

$$a_{Z,SLD} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad [C8.7.1.8]$$

Formula che tiene conto del moltiplicatore di attivazione  $\alpha_0$ , dell'accelerazione gravitazionale  $g$ , della massa partecipante  $e^*$ , e del fattore di confidenza  $FC$ , mentre  $\alpha_g$  rappresenta la domanda, intesa come massima accelerazione attesa nel sito, ovvero l'accelerazione di

riferimento al suolo valutata per la probabilità di superamento corrispondete allo stato limite.

### **1.4.2 Analisi dinamica lineare**

L'analisi dinamica lineare, come detto in precedenza, è il metodo principale per la determinazione dei modi propri di vibrare della struttura.

Quest'analisi viene definita dinamica, perché tratta l'equilibrio in maniera dinamica e non statica, e lineare perché valuta la struttura nel solo campo elastico.

Come espresso dal capitolo 7.3.3.1 delle NTC 2018, l'analisi modale consiste:

- nel determinare i modi di vibrare della costruzione;
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro elastico di risposta di progetto, per ciascun modo di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

L'analisi consiste nella risoluzione delle equazioni del moto della struttura, la quale viene considerata elastica, senza forzante e priva di smorzamento, consistendo in sostanza di un problema agli autovalori che porta all'individuazione di particolari configurazioni deformate che

rappresentano i modi propri di vibrare della costruzione, espressi in autovalori, ovvero i periodi di oscillazione della struttura  $T$ , e autovettori che rappresentano delle forme.

Il sistema, così individuato, è caratterizzato da  $N$  equazioni accoppiate rappresentate da un sistema ad  $N$  gradi di libertà, pertanto, il passo successivo è quello di trasformare il sistema in  $N$  equazioni disaccoppiate, rappresentanti singoli modi di vibrare in singoli sistemi, ad un solo grado di libertà.

Successivamente ad ogni modo di vibrare viene associato uno smorzamento  $\xi$  che può essere convenzionalmente considerato uguale al 5% per tutti i modi, salvo condizioni particolari definite dalla normativa quali, ad esempio, le strutture isolate alla base.

Ogni modo proprio di vibrare della struttura è inoltre associato ad una determinata “massa partecipante  $\Gamma$ ” che viene coinvolta nella deformata, questo parametro è molto importante, infatti la normativa puntualizza come devono essere considerati tutti i modi di vibrare con una massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi con massa partecipante totale superiore all’85%.

A partire dai risultati ottenuti dall’analisi modale si procede con la determinazione della domanda andando a ricavare, a partire dallo spettro elastico di risposta di progetto, la risposta massima associata ad ogni periodo proprio di vibrazione della struttura, a cui può essere associato un

sistema di forze statiche equivalente che una volta applicato alla costruzione determina la sollecitazione massima attesa per i singoli modi.

L'ultimo passaggio consiste nella sovrapposizione degli effetti, ovvero, dato che durante il sisma gli effetti di ogni singolo modo non si verificheranno nello stesso istante in cui sono massimi quelli di un altro modo, tali effetti non possono essere sovrapposti da una semplice somma, ma si procederà con due possibili metodi probabilistici di combinazione che tengono conto dello sfasamento temporale degli effetti, ovvero,

- SRSS, radice quadrata della somma dei quadrati, usata quando i principali modi di vibrare sono ben distinti tra loro;

$$E = \sqrt{(\sum_j E_j^2)}$$

- CQC, combinazione quadratica completa, usata quando i periodi propri di vibrare differiscono per meno del 10%, data la possibilità che questi siano correlati tra loro;

$$E = \sqrt{(\sum_{i,j} \rho_{ij} E_i E_j)}$$

### 1.4.3 Analisi statica non lineare

L'analisi statica non lineare rappresenta il miglior compromesso tra accuratezza e complessità per la determinazione della capacità post-elastica delle costruzioni.

Viene definita statica, perché per simulare l'azione sismica viene usato un sistema di forze statiche equivalenti che variano nel tempo, mentre viene detta non lineare, perché tiene conto delle non linearità geometriche e meccaniche della struttura.

Come definito dalle NTC 2018, nell'analisi "pushover" si associa allo schema strutturale reale uno schema strutturale equivalente, di natura tridimensionale, non lineare e ad un grado di libertà a cui vengono imposti i carichi gravitazionali; A tale sistema si vanno ad applicare, per la direzione del sisma considerata, un sistema di forze orizzontali proporzionali alle forze d'inerzia con risultante pari al "taglio alla base  $F_b$ " e posizionate in corrispondenza dei solai di ogni piano; il sistema di forze viene scalato in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa, lo "spostamento  $d_c$ " di un punto di controllo della struttura, generalmente posto sull'ultima elevazione, fino al raggiungimento del collasso.

L'andamento delle forze e dello spostamento viene monitorato, andando a realizzare un diagramma  $F_b-d_c$  detto curva di capacità.

La normativa va inoltre a specificare la necessità di considerare due distribuzioni di forze d'inerzia, una principale, definita a partire dalle proprietà dinamiche della struttura con l'obbiettivo di riprodurre la risposta per effetto di terremoti di bassa intensità, e che può essere scelta tra una distribuzione proporzionale alle forze statiche o una corrispondente alle forze di piano ottenute da un'analisi dinamica lineare, e una secondaria il cui fine è quello di descrivere l'evoluzione delle caratteristiche di una struttura in presenza di diffuse deformazioni plastiche, e che viene scelta tra una distribuzione di andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione, una distribuzione adattiva che cambia in funzione della plasticizzazione della struttura o una distribuzione multimodale.

Come già detto, per ogni gruppo di analisi si otterrà una curva di capacità  $F_b-dc$  riferita ad un sistema ad  $N$  gradi di libertà; Le curve di capacità ottenute variano a seconda dello stato limite per cui vengono calcolate, ad esempio, per la verifica allo SLV per gli edifici in muratura, la curva di capacità si ferma quando il "taglio alla base  $F_b$ " subisce una diminuzione del 20% dal suo massimo, in quanto per ulteriori punti non si può far affidamento ai risultati ottenuti.

La verifica per l'analisi pushover viene eseguita in termini di spostamento, confrontando lo spostamento ultimo ottenuto dalla curva di capacità con lo spostamento di domanda ottenuto dallo spettro elastico di risposta; Per eseguire un confronto tra la domanda, rappresentata dallo spettro elastico sia in termini di spostamento che di accelerazione, e la capacità, intesa

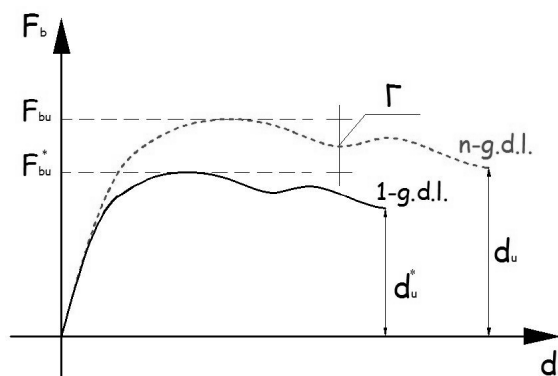


come la curva di capacità, risulta necessario trasformare la curva di capacità.

La trasformazione della curva di capacità e la valutazione della domanda in termini di spostamento avvengono tramite una serie di passaggi:

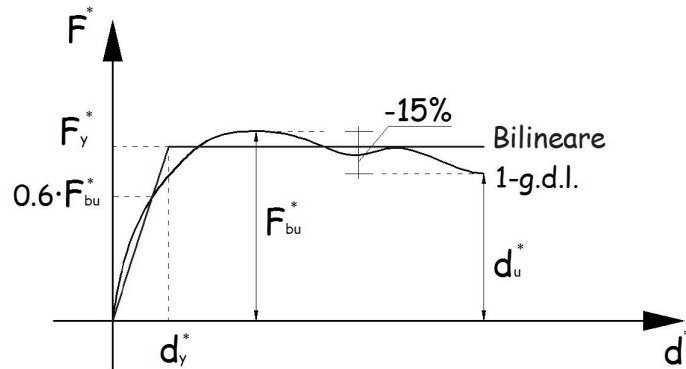
- Passaggio della curva di capacità da un sistema ad N gradi di libertà ( $F_b-d_c$ ) ad un sistema equivalente ad un solo grado di libertà ( $F^*-d^*$ ), scalando ascisse ed ordinate per il fattore di partecipazione modale  $\Gamma$ ;

$$F^* = F_b / \Gamma \quad d^* = d_c / \Gamma$$



- La curva così scalata viene poi bilinearizzata, ovvero rappresentata da una curva composta da un tratto elastico lineare ed un tratto perfettamente plastico; Questo passaggio avviene, come indicato da normativa, tramite un'eguaglianza dell'energia dissipata, imponendo il passaggio del tratto elastico per il punto  $0.7 F_{bu}^*$ , individuando la resistenza al limite elastico  $F_y^*$  tramite l'eguaglianza tra le aree sottese dalle due curve per lo stesso

spostamento ultimo  $d_u^*$  individuato per una riduzione del 15% (20% per le murature) di  $F_{bu}^*$ , e valutando la rigidezza elastica  $k^*$  come il rapporto tra  $F_y^*$  e lo spostamento associato  $d_y^*$ ;

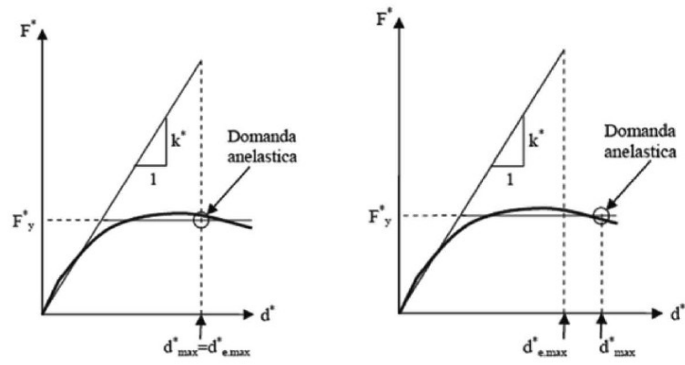


- La domanda in termini di spostamento viene valutata tramite le formule C7.3.7 e C7.3.8 del capitolo 7 della circolare alle NTC 2018 del 2019, a seconda se il “periodo elastico del sistema bilineare  $T^*$ ” sia maggiore o minore  $T_c$ .

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad [C7.3.6]$$

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*) \quad [C7.3.7]$$

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q} \left[ 1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^* \quad [C7.3.8]$$



- Noto quindi sia lo spostamento ultimo  $d^*u$  della curva di capacità che lo spostamento di domanda  $d^*_{max}$ , la verifica risulterà positiva se,

$$d^*u \geq d^*_{max}$$

#### 1.4.4 Indice di rischio sismico

Come detto all'inizio del capitolo 1, la determinazione della vulnerabilità sismica di una struttura esistente avviene per mezzo dell'indice di rischio sismico  $I_r$ .

L' $I_r$  è un indice che si può esprimere in due modi:

- $I_{rag\_SL}$ , in termini di PGA (peak ground acceleration), ovvero l'accelerazione massima di picco al suolo, e si ricava come rapporto tra l'accelerazione massima al suolo di domanda  $a_{g\_SL}$  ottenuta dallo spettro elastico di risposta in accelerazione e l'accelerazione massima al suolo di capacità  $a_{g\_C}$ ; Questo rapporto rappresenta una scala di percezione del rischio.

$$I_{r_{ag\_SL}} = a_{g\_C} / a_{g\_SL}$$

- $I_{r_{Tr\_SL}}$ , in termini di tempo di ritorno  $Tr$ , ottenuto dal rapporto tra il tempo di ritorno di domanda  $Tr_D$  e il tempo di ritorno di capacità  $Tr_C$ , che genera una scala del rischio diversa da quella in termini di PGA, ma è comunque possibile ricondurla ad una scala del rischio simile elevando per un coefficiente di 0.41 ottenuto dall'analisi statistica sulle curve di pericolosità condotta a livello nazionale.

$$I_{r_{Tr\_SL}} = ( Tr_C / Tr_D ) ^{0.41}$$

L' $I_r$  può assumere valori molto diversi, ma in generale individuiamo come,

- $I_r > 1$ , le prestazioni dell'edificio analizzato sono superiori a quelle previste dalla normativa per edifici di nuova realizzazione;
- $I_r = 1$ , le prestazioni sono allo stesso livello di quelle previste dalla normativa;
- $0.8 < I_r < 1$ , le prestazioni sono inferiori a quelle previste da normativa, ma comunque soddisfacenti per specifici casi;
- $I_r < 0.8$ , le prestazioni sono scadenti e c'è la necessità di eseguire interventi.

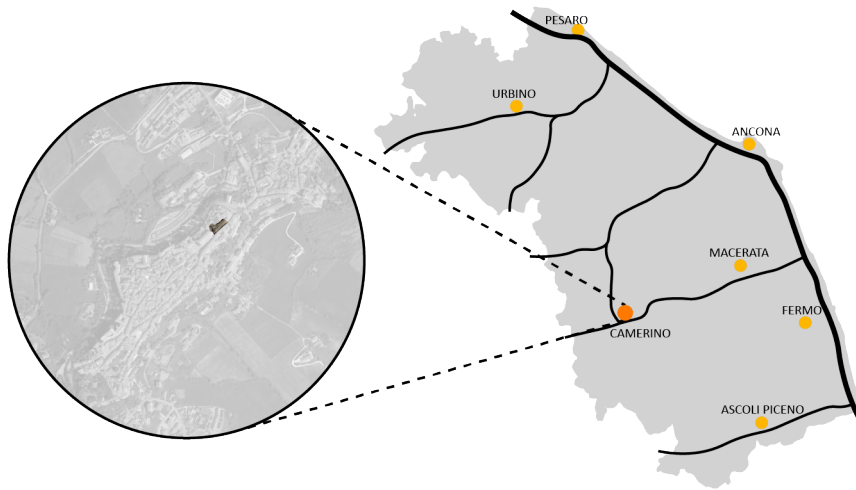
L'indice di rischio sismico può essere usato anche per valutare l'effetto che gli interventi hanno sulla costruzione, andando a valutare quanto vada a migliorare nella condizione post-intervento.

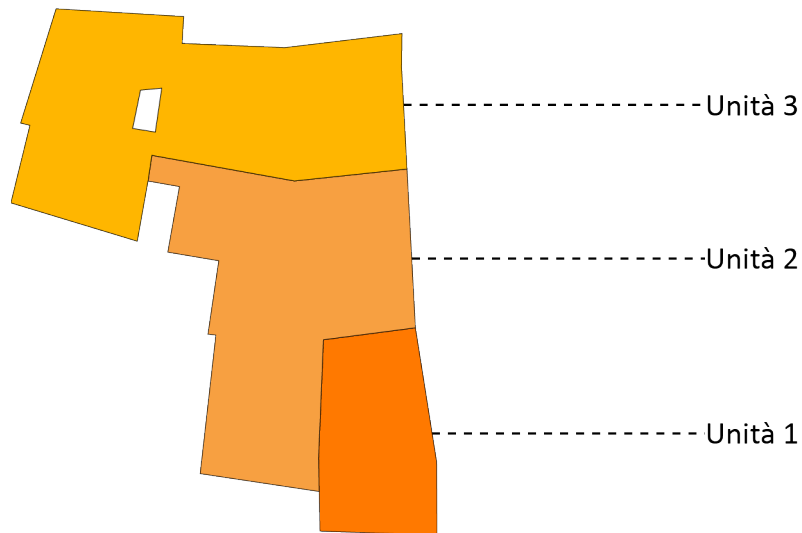
## **2 Caso di studio**

La struttura oggetto di questo studio è una porzione di aggregato edilizio del centro storico della città di Camerino in provincia di Macerata; L'aggregato sorge vicino alla Cattedrale di Santa Maria Annunziata, all'incrocio tra Via Fabio Filzi e Via Roma, affacciato sul Largo Sossanta, nel cuore del centro storico, e si compone di diverse unità strutturali, la più antica delle quali risalente al XV° secolo, e vincolata come bene tutelato.

Come già menzionato, lo studio si focalizza soltanto su una porzione dell'aggregato, ovvero, su 3 unità strutturali che si affacciano su Via Roma, Via Fabio Filzi e su Vicolo Sossanta, e che comprendono un edificio di testa, il quale rappresenta la porzione più antica dell'aggregato risalente al XV° secolo, e due unità intercluse, frutto del processo di accrescimento ed intasamento del tessuto urbano, già presenti nelle cartografie del Catasto Gregoriano del 1835.

# Inquadramento





L'intero aggregato è stato fortemente danneggiato dallo sciame sismico che ha colpito il centro Italia nel 2016, e tutt'ora le unità rimangono disabitate e puntellate; L'aggregato è compreso tra gli edifici indicati come prioritari dal "programma straordinario di ricostruzione" della città di Camerino redatto nel 2021, in particolare sull'edificio di testa vige un vincolo di bene tutelato e la sua posizione a ridosso di una delle vie di accesso principali alla città lo rendono di primaria importanza per la ricostruzione.



## 2.1 Evoluzione storica

Come indicato dalla normativa, un aspetto fondamentale dello studio di un aggregato risiede nell'analisi dei processi evolutivi che quest'ultimo ha subito nel corso degli anni, per meglio individuare il grado di connessione tra le murature delle varie unità.

Per quanto riguarda il processo evolutivo dell'aggregato, sono disponibili poche fonti che non permettono di definire concretamente i processi di mutazione che la struttura ha subito nel corso degli anni.

A partire dai dati individuati, è possibile identificare come periodo di prima realizzazione dell'aggregato la prima metà del XV° secolo, in particolare questa data rappresenta il periodo di realizzazione della prima unità strutturale ed è ottenuto dalla scheda del MIBAC che lo identifica come bene strutturale tutelato; Proseguendo lo studio dell'evoluzione dell'aggregato si riscontra, come unico dato certo, la sua rappresentazione nel "Catasto Gregoriano" del 1835, dove viene rappresentato nella sua interezza a livello planimetrico, inclusa una porzione in quello che oggi è un cortile interno, che porta ad individuare una possibile demolizione e ricostruzione; Il processo di accrescimento che ha portato dal XV° secolo al 1835 alla formazione completa dell'aggregato rimangono ignote, come sono ignoti i possibili danneggiamenti, crolli e modificazioni che le strutture hanno subito in questo lasso temporale.



Figura 19, immagine di Camerino dal Catasto Gregoriano



Figura 20, ingrandimento dell'aggregato d'interesse

Altre informazioni sul processo evolutivo delle unità strutturali in analisi sono difficili da individuare, le uniche certezze possono essere riscontrate dal studio visivo delle costruzioni, che portano a identificare modifiche ed

aggiunte avvenute in tempi più recenti, in particolare, si nota come nelle unità alcuni solai di piano lignei siano stati sostituiti da solai in laterocemento e come siano stati eseguiti degli ampliamenti nelle coperture.

## **2.2 Rilievo**

La parte fondamentale su cui si basa ogni processo di analisi di un fabbricato esistente è certamente il rilievo geometrico, materico e dei carichi che insistono sulla struttura, i quali possono essere definiti a diverse scale di precisione andando ad influenzare il livello di conoscenza e relativo fattore di confidenza della struttura.

### **2.2.1 Rilievo geometrico**

Il rilievo geometrico delle tre unità strutturali oggetto di analisi è stato eseguito tramite una campagna di rilievo con laser scanner, che ha portato a mappare con dettaglio quasi tutto l'aggregato, lasciando incognite solo alcune aree inaccessibili.

Il rilievo tramite laser scanner ha quindi portato alla realizzazione di una nuvola di punti dell'intero aggregato, da cui poi sono state elaborate le piante, i prospetti e le sezioni della struttura; Questa tecnica di rilievo consente non solo di rappresentare gli edifici con elevato livello di accuratezza geometrica, ma anche di avere sempre a disposizione uno strumento che permette di entrare all'interno della costruzione e di

muoversi a 360° in ogni ambiente, avendo quindi un'importate riferimento per lo studio della struttura.



Figura 21, vista dell'intera nuvola di punti acquisita da laser scanner

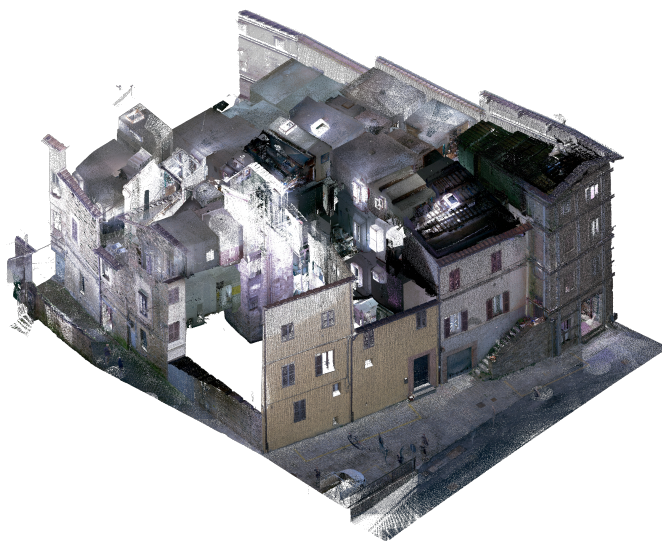


Figura 22, vista dell'intera nuvola di punti acquisita da laser scanner

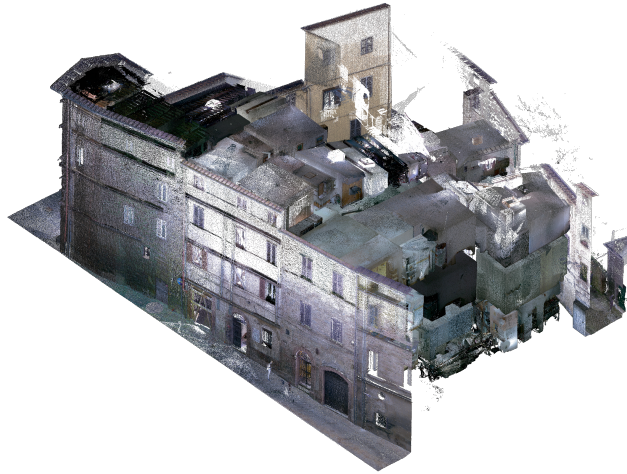


Figura 23, vista dell'intera nuvola di punti acquisita da laser scanner



Figura 24, prospetto Via Roma dalla nuvola di punti



Figura 25, prospetto Via Filzi dalla nuvola di punti

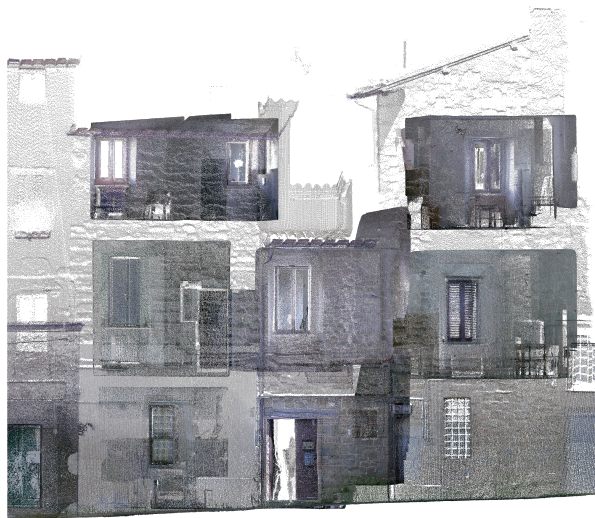


Figura 26, prospetto Vicolo Sossanta dalla nuvola di punti

La struttura è posizionata su un declivio, con l'edificio di testa posto sul punto di alto di quest'ultimo, rendendo le unità costituenti l'aggregato sfalsate in altezza tra di loro.

Ogni unità ha caratteristiche geometriche, sia a livello planimetrico che in elevazione, differenti, nel dettaglio abbiamo:

- Unità 1

L'unità 1 è quella di testa, posta sul punto più alto del declivio, ed è costituita da un profilo quasi scatolare, con tre lati quasi perfettamente ortogonali tra loro ed il quarto inclinato, articolato su quattro piano fuori terra, un seminterrato ed un sottotetto, che la rendono la struttura più alta con un'altezza totale dalle fondazioni al colmo di 15,80 m; La struttura tutt'ora è inagibile per via dei danni subiti dal sisma del 2016, ma prima ospitava al piano terra un

negozio dotato di un ingresso separato che affaccia su via Fabio Filzi, mentre i piani superiori erano ad uso residenziale con ingresso laterale tramite un scala di accesso che ridà sul Largo Sossanta; La planimetria generale si compone di una scala di servizio dei vari piani nella facciata principale, che dà accesso ad un ambiente unico diviso in due da un muro divisorio; Il semiterrato è adibito a magazzino con ingresso separato lateralmente, mentre il sottotetto è ispezionabile ed accessibile tramite botola all'ultimo piano.

- Unità 2

La seconda unità è costituita da un volume con una forma ad L che circonda la prima unità, le cui facciate ridanno una su Via Roma, una su Largo Sossanta e un'altra su di una corte interna privata su cui si affaccia anche la terza unità; La struttura si articola su quattro livelli, che risultano però lievemente sfalsati tra i due volumi, con un'altezza massima dell'edificio di 14 m; Le due facciate principali risultano diverse tra loro, la facciata principale è quella di Via Roma che si caratterizza dal portone d'ingresso che ridà sul corridoio condominiale che permette l'accesso alla scale, alla corte interna e ai garage, mentre la facciate su Largo Sossanta è intonacata e caratterizzata da una copertura spiovente più bassa e dalla presenza al piano terra di un unico garage; L'edificio si divide in garage e portone d'ingresso al piano terra ed abitazioni negli altri piani, compreso il sottotetto che è parzialmente abitabile.

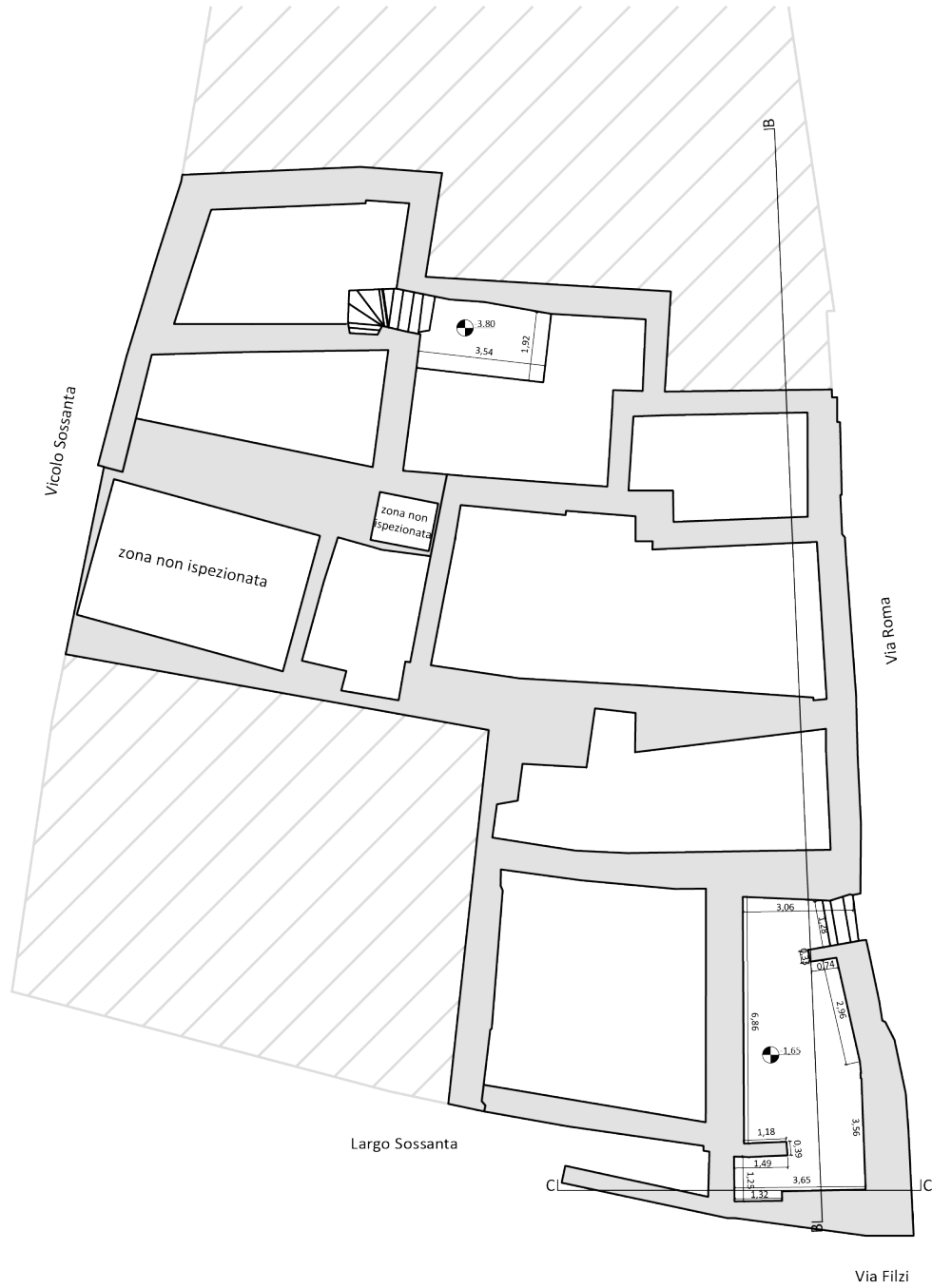
- Unità 3

La terza ed ultima unità si compone da tre volumi uniti da un corpo scala centrale che attraversano l'aggregato affacciandosi sia su Via Roma che su Vicolo Sossanta; I tre volumi hanno forma, dimensioni ed altezza diversa e sono collegati da una corte interna che fa da accesso tramite un piccolo corpo scala; Il volume più grande ed alto si accosta all'unità due, è caratterizzato da una forma scatolare divisa in tre piani adibiti ad abitazione ed un sottotetto non accessibile con un'altezza totale di 13.15 m, e presenta due facciate, la principale ridà su Via Roma ed è caratterizzata da un garage e da un ingresso privato dell'abitazione al piano terra, mentre l'altra facciata ridà sulla corte interna condivisa con gli altri volumi ed anch'essa presenta un ingresso privato per l'abitazione al piano terra; Il secondo volume è scatolare ed articolato su tre livelli adibiti ad abitazione più un sottotetto non ispezionabile, inoltre è caratterizzato da tre facciate, una che ridà sulla corte interna dell'unità due, una che si affaccia sulla corte interna condivisa con gli altri volumi a cui si addossa il corpo scale condiviso, e infine la facciata principale su Vicolo Sossanta che presenta la porta d'ingresso alla corte interna, che funge da elemento di distribuzione per i tre volumi, e che si caratterizza da tre altezze diverse per via delle differenze tra i volumi che costituiscono l'unità; Infine il terzo volume è il più piccolo dei tre e si articola su tre piani adibiti ad abitazione a cui sia accede dalla corte interna o dal blocco scale tramite un corridoio a ponte che lo collega agli altri volumi, inoltre



presenta un piccolo sottotetto accessibile aggiunto in epoca più recente che modifica la sagoma della copertura.

# Pianta Interrato



scala 1:200



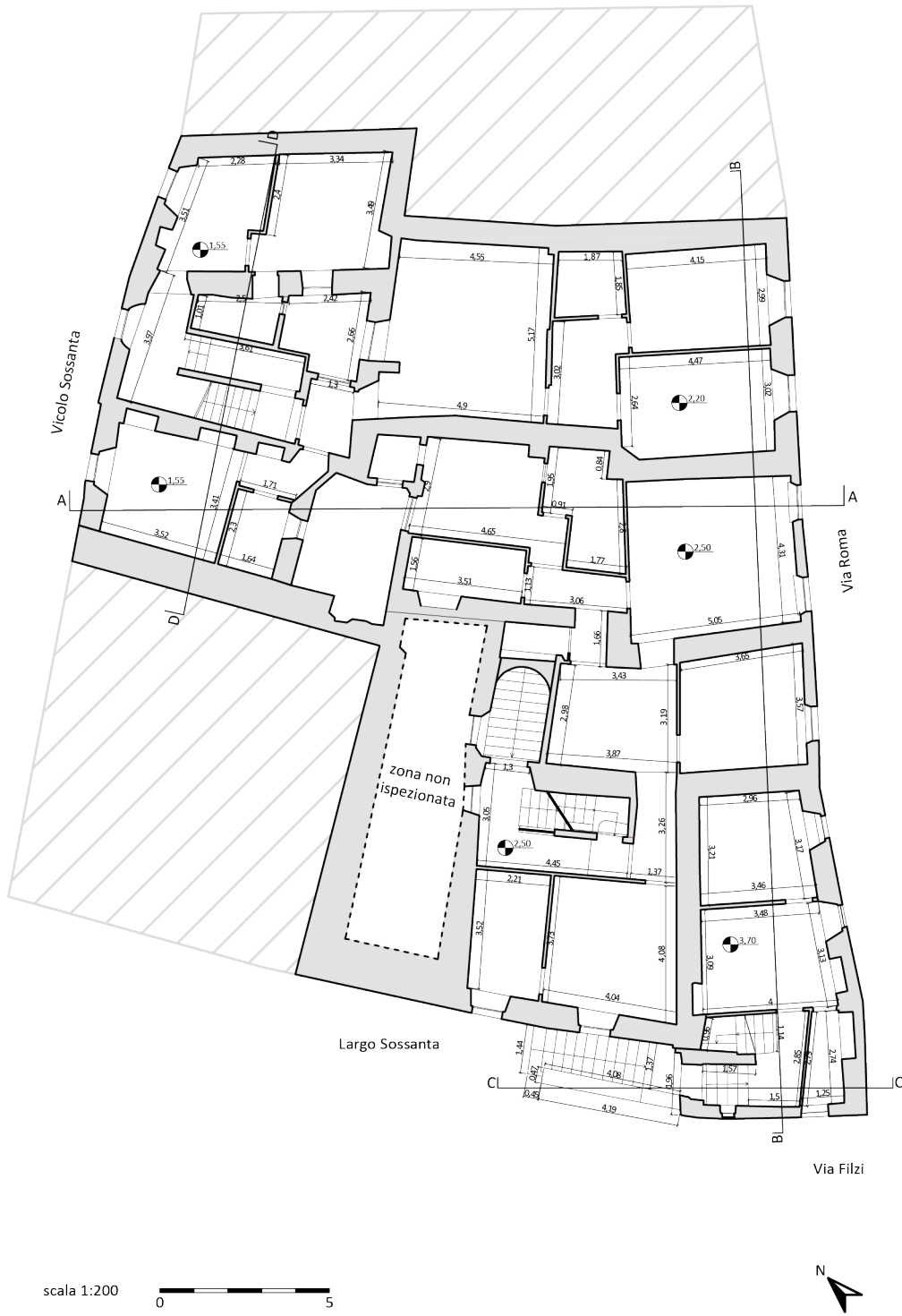
# Pianta Piano Terra



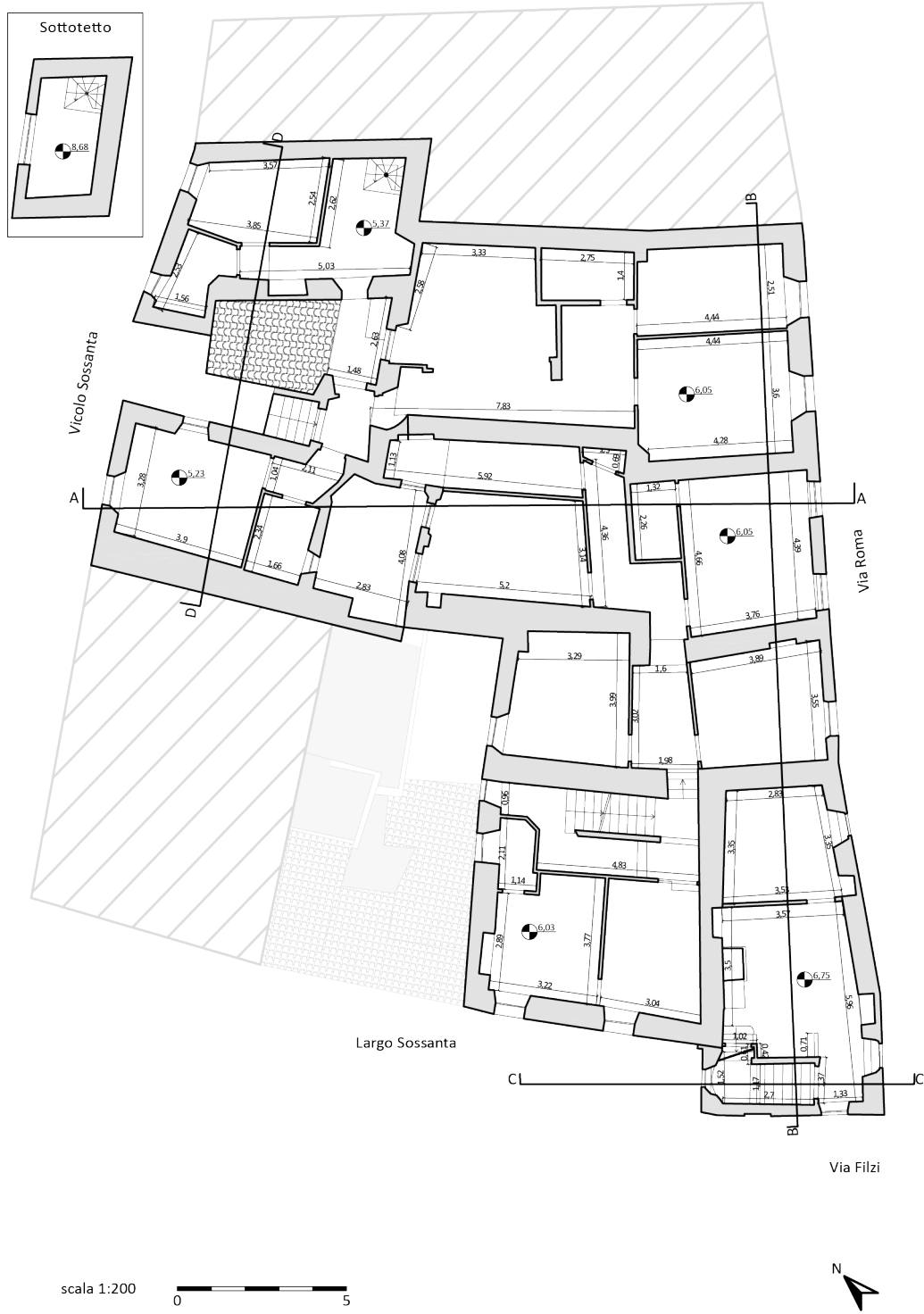
scala 1:200



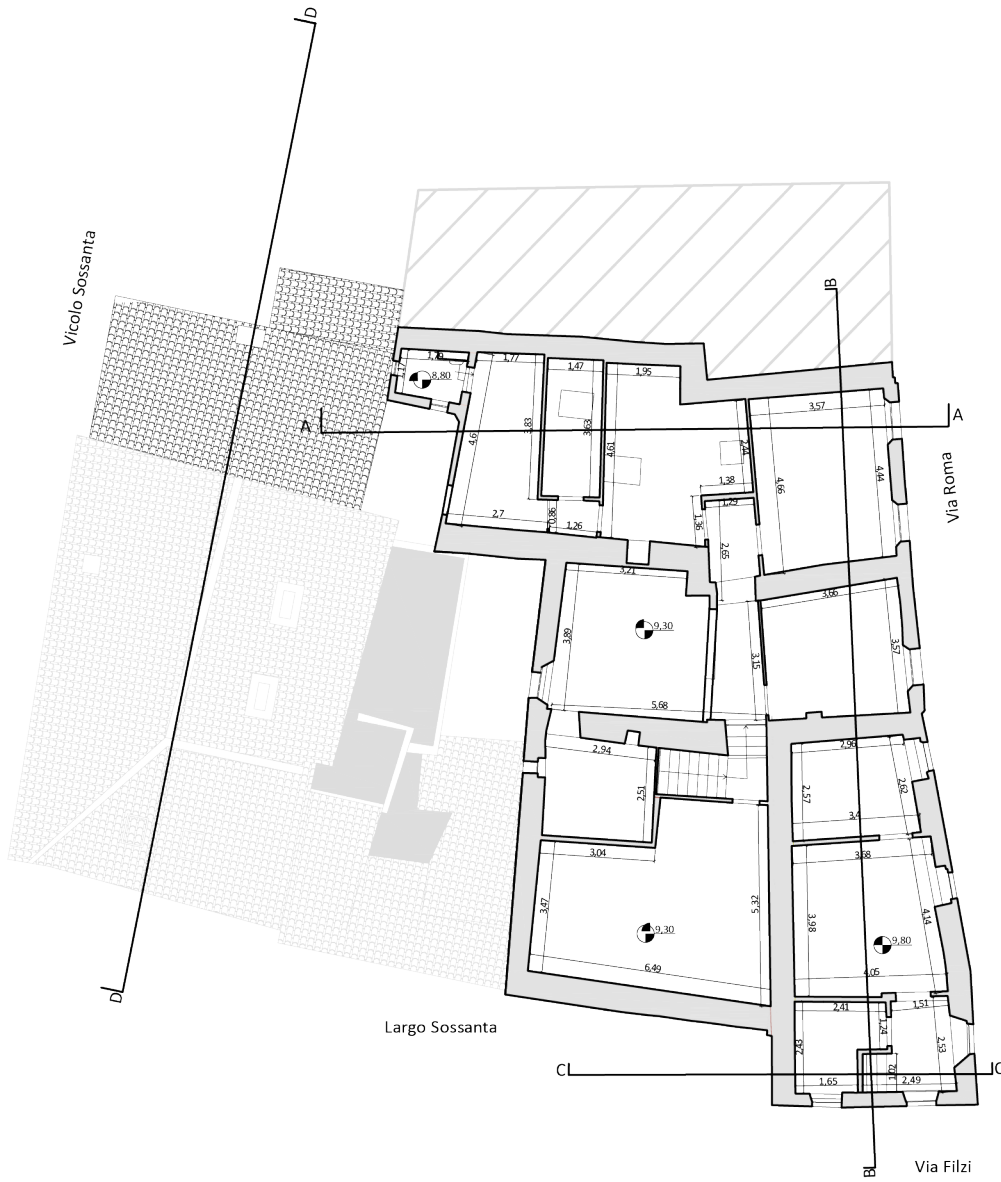
## Pianta Piano Primo



# Pianta Piano Secondo



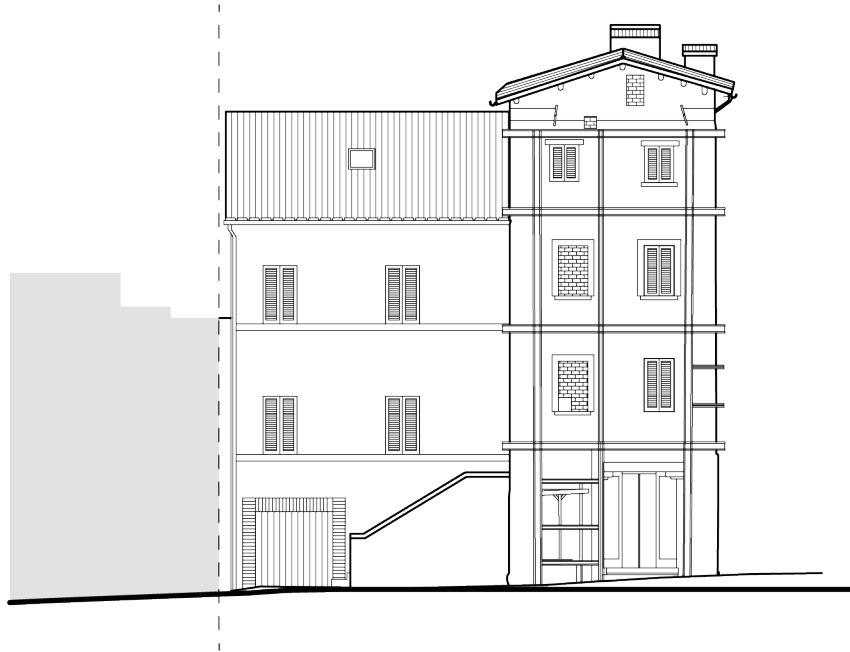
# Pianta Piano Terzo



scala 1:200



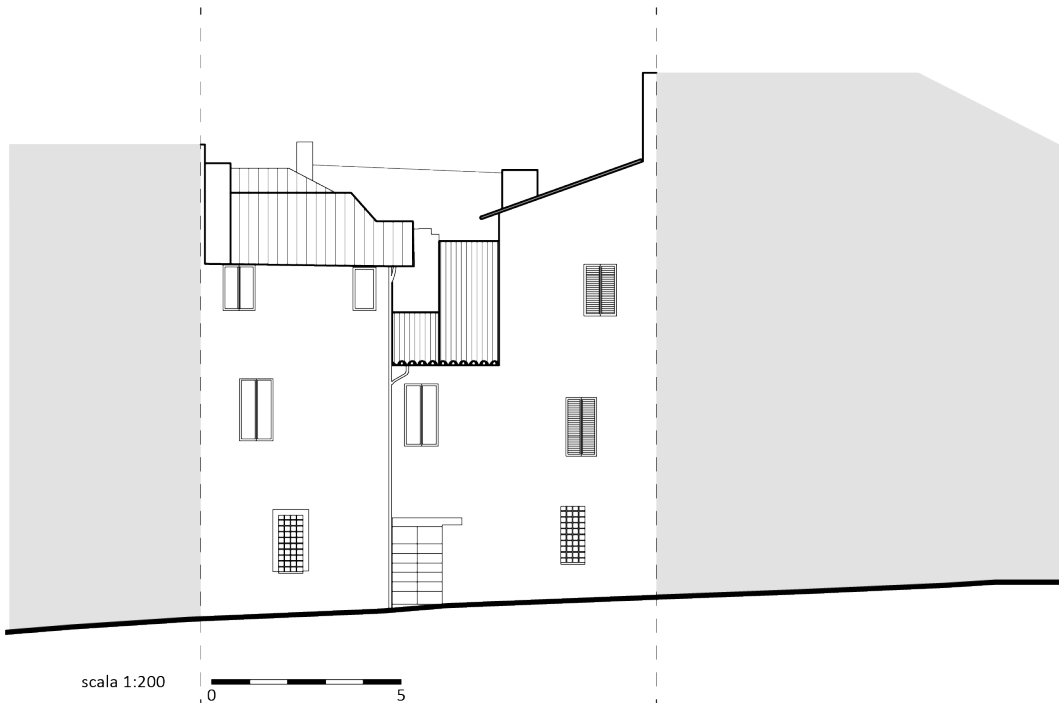
Prospetto Via Filzi



scala 1:200



Prospetto Vicolo Sossanta



scala 1:200



Prospetto Via Roma

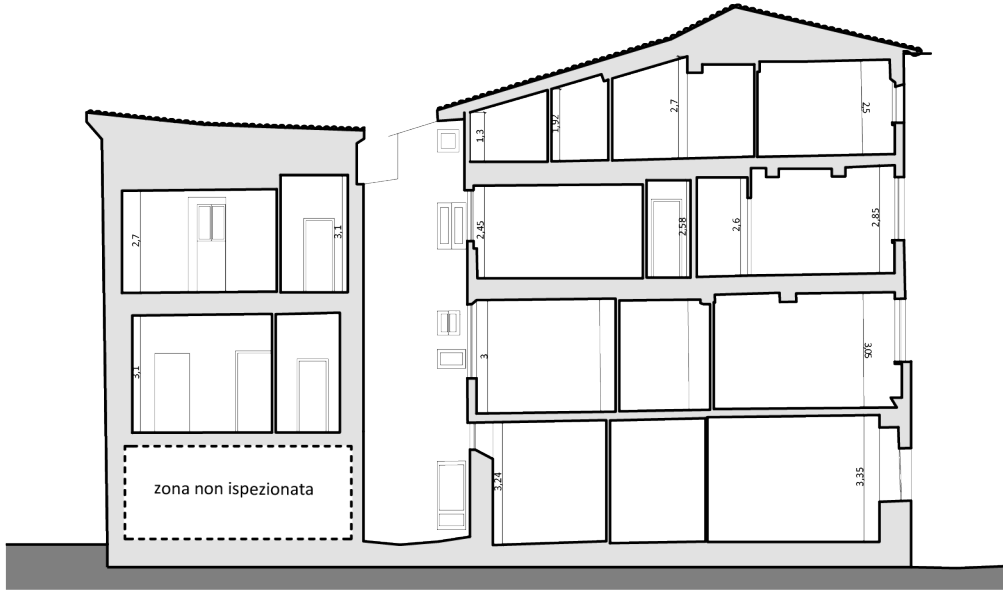


scala 1:200





### Sezione A-A



scala 1:200



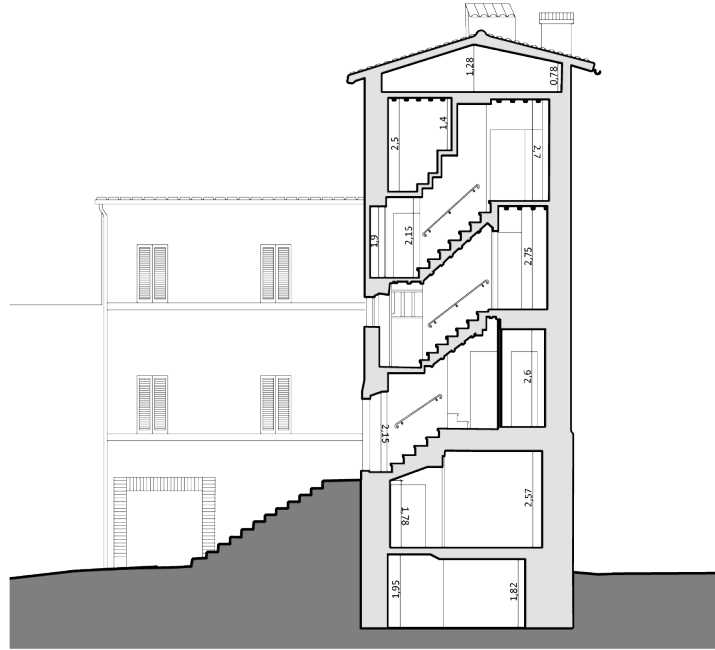
### Sezione B-B



scala 1:200



### Sezione C-C



scala 1:200



### Sezione D-D



scala 1:200



## 2.2.2 Rilievo materico e strutturale

La struttura è caratterizzata da un'apparecchiatura muraria caotica, frutto di continui interventi di modifica della struttura che hanno lasciato segni e cicatrici sulla muratura delle aperture e delle nicchie che sono state eliminate o modificate negli anni.

A livello di muratura portante, la definizione delle tipologia muraria, usata come riferimento per la determinazione delle caratteristiche meccaniche, si basa solamente sull'osservazione diretta delle parti non intonacate della struttura, senza quindi l'uso di prove di caratterizzazione meccanica o indagini distruttive o indagini non distruttive, pertanto le caratteristiche meccaniche sono state determinate dalla Tab. 8.5.I delle NTC 2018; Dall'osservazione dei vari paramenti murari ne risulta che le principali tipologie presenti in tutto l'aggregato sono:

- Muratura lapidea a conci sbozzati con paramenti di spessore disomogeneo.

Tipologia di muratura	f (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{v0}$ (N/mm <sup>2</sup> )	E (N/mm <sup>2</sup> )	G (N/mm <sup>2</sup> )	w (kN/m <sup>3</sup> )
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20

	f N/cm <sup>2</sup>	$\tau_0$ N/cm <sup>2</sup>	$f_{v0}$	E N/mm <sup>2</sup>	G N/mm <sup>2</sup>	W kN/m <sup>3</sup>
Valori generali	200	3,5-5,1		1020-1440	340-480	20

Valori scelti	200	5,1		1230	410	20
Coefficiente correttivo	1,5	1,5				
Valori Finali	300	7,65		1230	410	20

Vengono presi i valori medi per i moduli elastici, mentre per le resistenze si assumono i valori massimi, che saranno poi incrementati considerando la qualità della malta come buona e valutando la presenza di collegamenti trasversali nelle murature.

- Muratura in mattoni pieni e malta di calce.

Tipologia di muratura	f (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{v0}$ (N/mm <sup>2</sup> )	E (N/mm <sup>2</sup> )	G (N/mm <sup>2</sup> )	w (kN/m <sup>3</sup> )
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18

	f N/cm <sup>2</sup>	$\tau_0$ N/cm <sup>2</sup>	$f_{v0}$	E N/mm <sup>2</sup>	G N/mm <sup>2</sup>	W kN/m <sup>3</sup>
Valori generali	260-430	5-13		1200-1800	400-600	18
Valori scelti	430	13		1500	500	18
Coefficiente correttivo	1,3	1,3				
Valori Finali	559	16,9		1500	500	18

Vengo presi i valori medi per i moduli elastici, mentre si considerano come massimi le resistenze, che verranno poi incrementate considerando la qualità della malta come buona e valutando la presenza di collegamenti trasversali nelle murature.

Tabella C8.5.II -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei quadrati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

(\*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

(\*\*) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. >70 cm).

(\*\*\*) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione  $f_m$  superiore a 2 N/mm<sup>2</sup>. In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a  $f_m^{0,35}$  ( $f_m$  in N/mm<sup>2</sup>).

(\*\*\*\*) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

Le murature, inoltre, sono caratterizzate dalla presenza di bucaure chiuse nel corso degli anni ed incavi scavati in vari paramenti, che sono stati valutati, nei modelli tridimensionali per le analisi, in modo diverso a seconda dell'entità dello scavo o del livello di connessione osservato.

Per quanto riguarda invece i solai di piano e di copertura, sono state individuate quattro principali tipologie strutturali, le quali tendono a variare lievemente la loro composizione all'interno dell'aggregato, ovvero:

- Solaio ligneo a doppia orditura e tavelle in cotto, con uso occasionale di controsoffitto in cannucciato.

#### Solaio in Legno

Strato - Descrizione	Spessore [m]	Peso Specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	Carico [kN/m <sup>2</sup> ]
S4 - Trave	0,25	4,00	1,00
S5 - Travetti	0,08	4,00	0,32
S6 - Pianella	0,03	18,00	0,54
S7 - Massetto	0,08	15,00	1,20
S8 - Pavimento in Gress	0,02	/	0,40
S4.1 - Cannucciato	0,005	4,00	0,02
S4.2 - Intonaco	0,02	12,00	0,24

Le travi principali e secondarie hanno una sezione grezza e non rifinita; La sezione degli elementi è la stessa per tutto l'aggregato, mentre il cannucciato si riscontra solo in parte delle unità 2 e 3.

L'essenza del legno non è stata definita con precisione, pertanto, si è optato per un generico legno C20 preso dalla normativa.

- Solaio in laterocemento gettato in opera, privo di intonaco di rifinitura.

#### Solaio in Laterocemento

Strato - Descrizione	Spessore [m]	Peso Specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	Carico [kN/m <sup>2</sup> ]
S1 - Solaio 16+4 cm	0,20	/	2,80
S2 - Massetto	0,08	15,00	1,20
S3 - Pavimento in Gress	0,02	/	0,40

Questo solaio è presente solo in due parti della struttura, al piano terra dell'unità 1 e al piano primo di una porzione dell'unità 2.

- Solaio a voltine in laterizio e putrelle in acciaio.

#### Solaio a voltine

Strato - Descrizione	Spessore [m]	Peso Specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	Carico [kN/m <sup>2</sup> ]
S20 - Solaio a voltine	0,2	/	1,20
S2 - Massetto	0,08	15,00	1,20
S3 - Pavimento in Gress	0,02	/	0,40

La dimensione degli elementi è stata valutata, come per il resto della struttura, dall'osservazione diretta, mentre i carichi e le caratteristiche materiche sono state valutate arbitrariamente da strutture simili realizzate in passato, e analisi dei carichi di vecchi manuali.

Questo solaio è presente nella porzione sospesa del corridoio di collegamento tra le scale dell'unità 3 e uno dei volumi, oltre al corridoio ospita anche un piccolo bagno.

- Solaio di copertura ligneo con trave di colmo, travi, travetti, tavelle in cotto e coppi.

#### Solaio in Legno - Copertura

Strato - Descrizione	Spessore [m]	Peso Specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	Carico [kN/m <sup>2</sup> ]
S9 - Trave	0,25	4,00	1,00
S10 - Travetti	0,08	4,00	0,32
S11 - Pianella	0,03	18,00	0,54
S12 - Massetto	0,03	15,00	0,45
S13 - Impermeabilizzante	/	/	0,35
S14 - Coppi	/	/	0,60

Questa tipologia strutturale è impiegata su tutto l'aggregato ed è costituita da elementi di dimensioni simili a quanto visto nei solai di piano; Per le analisi non è stato considerato spingente, ma è stato valutato l'effetto della trave di colmo dell'unità 1 nell'analisi cinematica.

La struttura presenta inoltre tre distinte rampe di scale, di cui però, è stato possibile analizzare la composizione strutturale solo di uno di questi, pertanto la stratigrafia delle rampe di scale è stata valutata uguale per



tutte, facendo riferimento a quella osservata nell'unità 1, la quale è costituita da travetti in legno e tavole in cotto con un rivestimento dei gradini in pietra.

<b>Scale</b>			
<b>Strato - Descrizione</b>	<b>Spessore [m]</b>	<b>Peso Specifico [kN/m<sup>3</sup>]</b>	<b>Carico [kN/m<sup>2</sup>]</b>
S15 - Travetti	0,08	4,00	0,32
S16 - Pianella	0,03	18,00	0,54
S17 - Sagomatura alzata e pedata	0.20-0.00	24,00	2,4
S18 - Colletta alzata e pedata	0,01	18,00	0,30
S19 - Rivestimento in marmo alzata e pedata	0,02	/	0,80

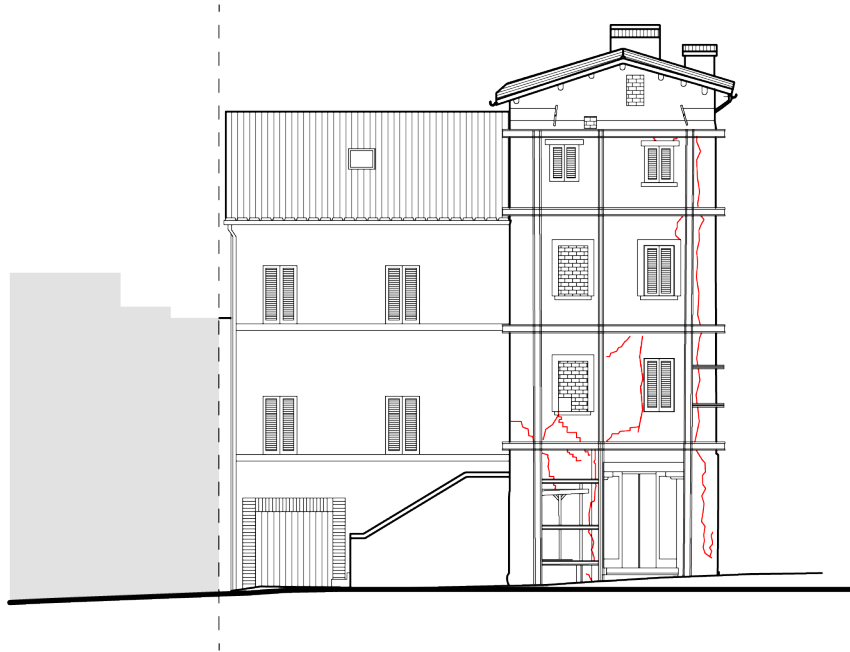
### **2.2.3 Rilievo del quadro fessurativo**

Come già detto all'inizio di questo capitolo, l'aggregato in esame è stato fortemente danneggiato dallo sciame sismico che ha colpito il centro Italia nel 2016, portando alla formazione di diverse fessure e crepe sia nelle facciate che nei muri interni.

Gli edifici sono tutt'ora assicurati da una serie presidi che evitano ulteriori crolli o danneggiamenti, nella forma cerchiature metalliche esterne, catene e puntelli.

Il quadro fessurativo che si è attivato in seguito al sisma porta anche a meglio comprendere il grado di connessione tra gli elementi e i possibili cinematismi che interessano le varie unità.

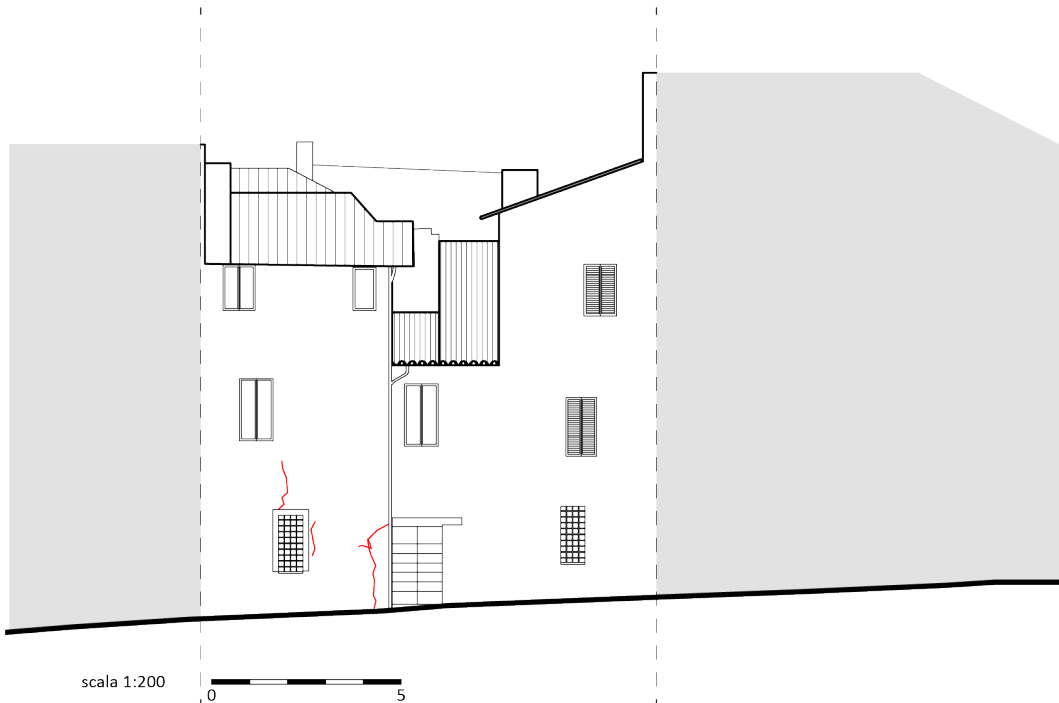
Prospetto Via Filzi



scala 1:200



Prospetto Vicolo Sossanta



scala 1:200



Prospetto Via Roma



scala 1:200



## **2.3 Analisi dei carichi e azioni di progetto**

Dopo aver determinato con accuratezza le caratteristiche del fabbricato oggetto di studio, un altro passaggio fondamentale è la determinazione dei carichi da applicare al modello tridimensionale e la valutazione delle azioni di progetto che agiscono sulla struttura.

### **2.3.1 Analisi dei carichi**

Partendo dalle tabelle dei carichi viste nel precedente capitolo, andiamo adesso ad analizzare nel dettaglio i carichi che sono stati utilizzati nell'analisi.

Secondo quanto definito dalle NTC 2018, le azioni si dividono in:

- Permanenti G, ovvero azioni che agiscono durante tutta la vita della costruzione che subiscono minime variazioni nel tempo; Ulteriormente divisibili in, “permanente strutturale G1”, “permanente non strutturale G2”, “pretensione o precompressione P”;
- Variabili Q, azioni agenti sulla struttura o sugli elementi strutturali con valori istantanei che possono variare nel tempo; Vengono anche divisi in, “sovraccarichi” legati alla destinazione d’uso, “azioni del vento”, “azioni della neve”, “azioni della temperatura”;
- Eccezionali A, ovvero azioni che si verificano solo eccezionalmente sulla struttura (esplosioni, incendi,.....);

- Sismica E, ovvero derivanti dai terremoti.

Nei modelli strutturali usati per le analisi sono stati inseriti i carichi agenti sulle murature considerando il comportamento dei solai lignei come monodirezionali, quindi tali carichi sono distribuiti sulle murature in funzione dell'orditura dei solai, mentre il peso proprio degli elementi murari viene automaticamente considerato dalla modellazione degli elementi eseguita nei vari software.

Per quanto riguarda i carichi permanenti strutturali G1 e permanenti non strutturali G2, si fa riferimento alla valutazione dei carichi vista precedentemente e riassunta, per ogni tipologia strutturale presente, nelle seguenti tabelle;

#### Solaio in laterocemento

Tipologia carichi	Sommatoria	Carichi finali [kN/m <sup>2</sup> ]
G1 (Carichi permanenti)	S1	2,80
G2 (Carichi permanenti non strutturali)	S2+S3	1,60

#### Solaio ligneo

Tipologia carichi	Sommatoria	Carichi finali [kN/m <sup>2</sup> ]
G1 (Carichi permanenti)	S4+S5+S6	1,86
G2 (Carichi permanenti non strutturali)	S7+S8	1,60

Se nel solaio ligneo è presente il controsoffitto in cannucciato, G2 cambia e diventa,

G2 (Carichi permanenti non strutturali)	S7+S8+S4.1+S4.2	1,88
---	-----------------	------

#### Solaio a voltine in laterizio e putrelle

Tipologia carichi	Sommatoria	Carichi finali [kN/m <sup>2</sup> ]
G1 (Carichi permanenti)	S20	1,20
G2 (Carichi permanenti non strutturali)	S2+S3	1,60

#### Solaio di copertura

Tipologia carichi	Sommatoria	Carichi finali [kN/m <sup>2</sup> ]
G1 (Carichi permanenti)	S9+S10+S11	1,86
G2 (Carichi permanenti non strutturali)	S12+S13+S14	1,40

#### Pianerottolo scala

Tipologia carichi	Sommatoria	Carichi finali [kN/m <sup>2</sup> ]
G1 (Carichi permanenti)	S4+S5+S6	1,86
G2 (Carichi permanenti non strutturali)	S7+S8	1,60

Tipologia carichi	Scala	Carichi finali [kN/m <sup>2</sup> ]
	Sommatoria	
G1 (Carichi permanenti)	S15+S16	0,86
G2 (Carichi permanenti non strutturali)	S17+S18+S19	3,50

Per quanto riguarda invece le azioni variabili andiamo a considerare per i “sovraccarichi” da destinazione d’uso, secondo la Tab.3.1.II del capitolo 3.1.4 delle NTC 2018:

- Ambienti ad uso residenziale Cat. A

$q_k = 2 \text{ kN/m}^2$  per le stanze

$q_k = 4 \text{ kN/m}^2$  per le scale

- Ambienti ad uso commerciale Cat. D1

$q_k = 4 \text{ kN/m}^2$  per le stanze

- Coperture accessibili per sola manutenzione Cat. H

$q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$  per le stanze



Per “l’azione da neve  $q_s$ ” si fa riferimento alle indicazioni del capitolo 3.4 delle NTC 2018, secondo cui tale azione si valuta con la formula 3.4.1 :

$$q_s = q_{sk} \times \mu_i \times C_e \times C_t$$

dove,

- $q_{sk}$ , valore di riferimento del carico da neve al suolo, ottenuto a seconda della quota altimetrica del sito in cui sorge la costruzione; Il territorio Italiano è infatti suddiviso in “zone climatiche” a cui viene affidato un determinato valore di  $q_{sk}$  in funzione della quota; Per Camerino consideriamo la “Zona II” e una quota  $a_s = 680$  m, quindi,

$$q_{sk} = 0,85 ( 1 + ( a_s / 481 )^2 ) = 2,14 \text{ kN/m}^2$$

- $\mu_i$ , coefficiente di forma della copertura, che viene valutato in assenza di maggiori dettagli dalla Tab. 3.4.II; Tale coefficiente è stato considerato  $\mu_i = 0,8$ .

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

- $C_e$ , coefficiente di esposizione, che tiene conto delle specifiche dell’area in cui sorge l’opera e viene scelto in funzione della

Tab.3.4.I dalla quale è stato scelto il valore  $C_e = 1,1$  per via di porzioni della costruzione molto più basse degli edifici intorno.

Tab. 3.4.I – Valori di  $C_e$  per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	$C_e$
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

- $C_t$ , coefficiente termico, dipendente dalle proprietà di isolamento termico della copertura, viene valutato pari a  $C_t = 1$ , in mancanza di studi dettagliati.

Pertanto l'azione da neve viene valutata come  $q_s = 2,24 \text{ kN/m}^2$ .

### 2.3.2 Azione sismica

Come espresso nei capitoli precedenti, la valutazione dell'azione sismica viene condotta attraverso gli spettri elastici di risposta, che rappresentano l'andamento di un determinato parametro (accelerazione, spostamento, velocità) al variare del periodo di vibrazione  $T$ , fissato un dato smorzamento  $\xi$ .

Tale spettro viene quindi determinato a partire dalla "pericolosità sismica di base" per poi essere dettagliato dalle caratteristiche del sito dove si erge il fabbricato.

Lo spettro di risposta adoperato è stato scelto tramite il foglio di calcolo “Spettri NTC”, fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, dal quale è possibile ricavare lo spettro elastico di risposta per qualsiasi zona del territorio Italiano.

Di seguito vengono riportati i passi seguiti, a partire dalla determinazione della zona dove si erge la costruzione, ovvero Camerino.



Figura 27, cattura del foglio di calcolo “Spettri-NTC”

Poi si impostano la vita nominale  $V_n$ , e la classe d'uso  $C_u$ , valutate rispettivamente  $V_n = 50$  e  $C_u = 1$ .



Figura 28, cattura del foglio di calcolo "Spettri-NTC"

	<b>Tr (anni)</b>	<b><math>a_g</math> (g)</b>	<b>Fo (-)</b>	<b>Tc* (s)</b>
<b>SLO</b>	30	0,066	2,435	0,276
<b>SLD</b>	50	0,082	2,441	0,287
<b>SLV</b>	475	0,193	2,515	0,327
<b>SLC</b>	975	0,245	2,567	0,337

### Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

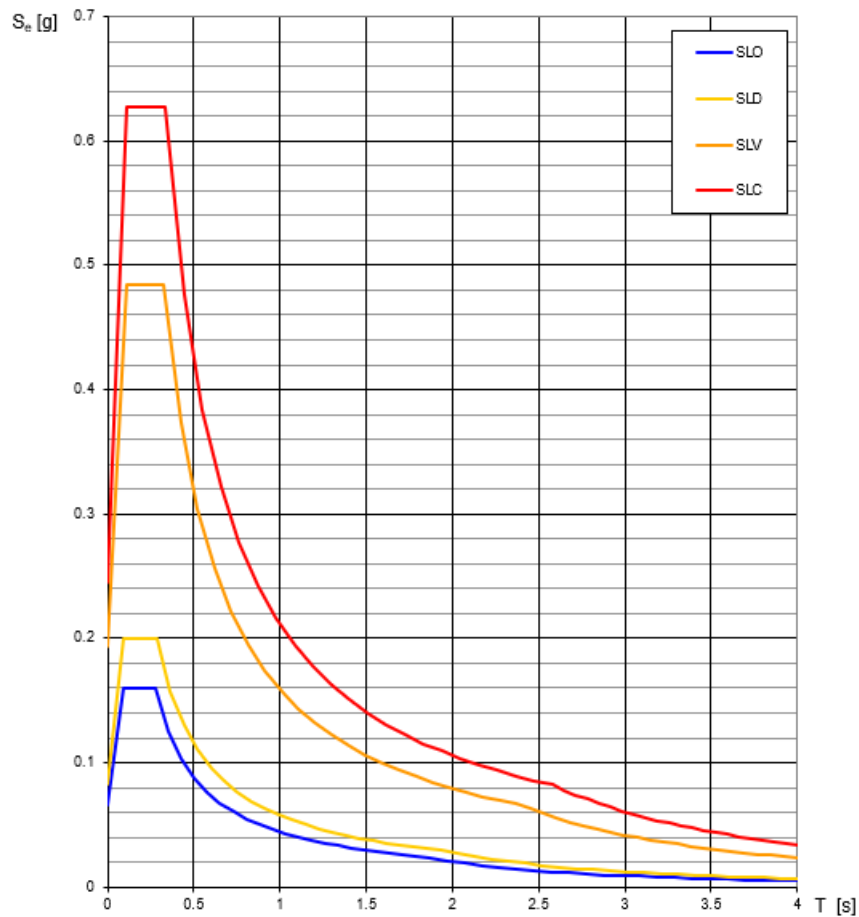


Figura 29, cattura del foglio di calcolo “Spettri-NTC”

Il passaggio successivo si basa sul determinare la risposta sismica locale andando a determinare la “categoria topografica T”, viene presa la T2, la “categoria di sottosuolo”, viene scelta la C, determinando lo stato limite da considerare, è stato selezionato lo SLV, valutando poi il fattore di comportamento  $q_0$ , considerato  $q_0 = 1$ , e definendo la regolarità della struttura, che risulta irregolare in altezza.

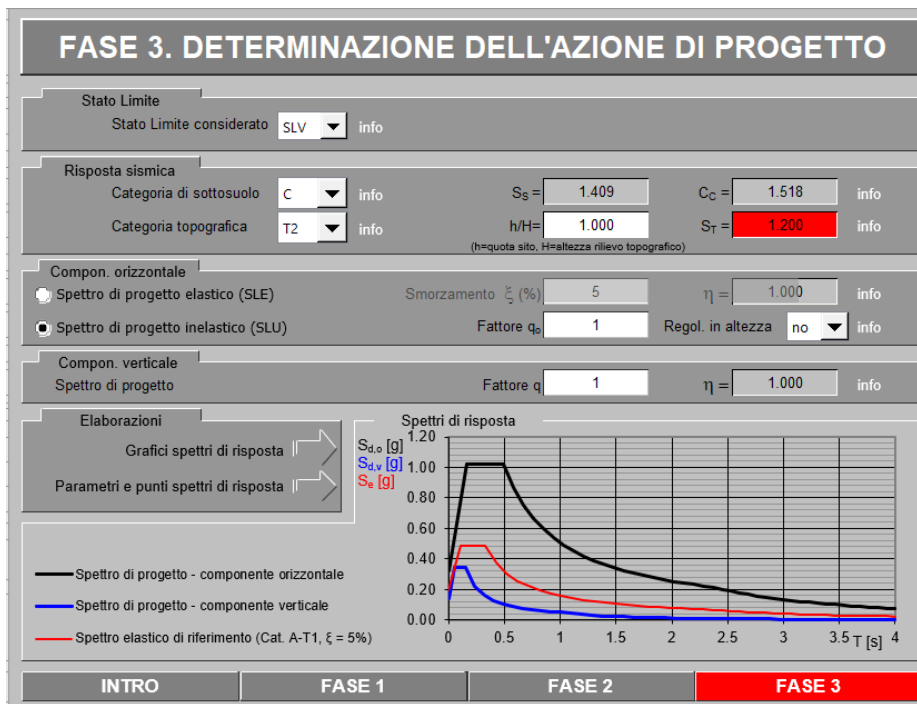


Figura 30, cattura del foglio di calcolo “Spettri-NTC”

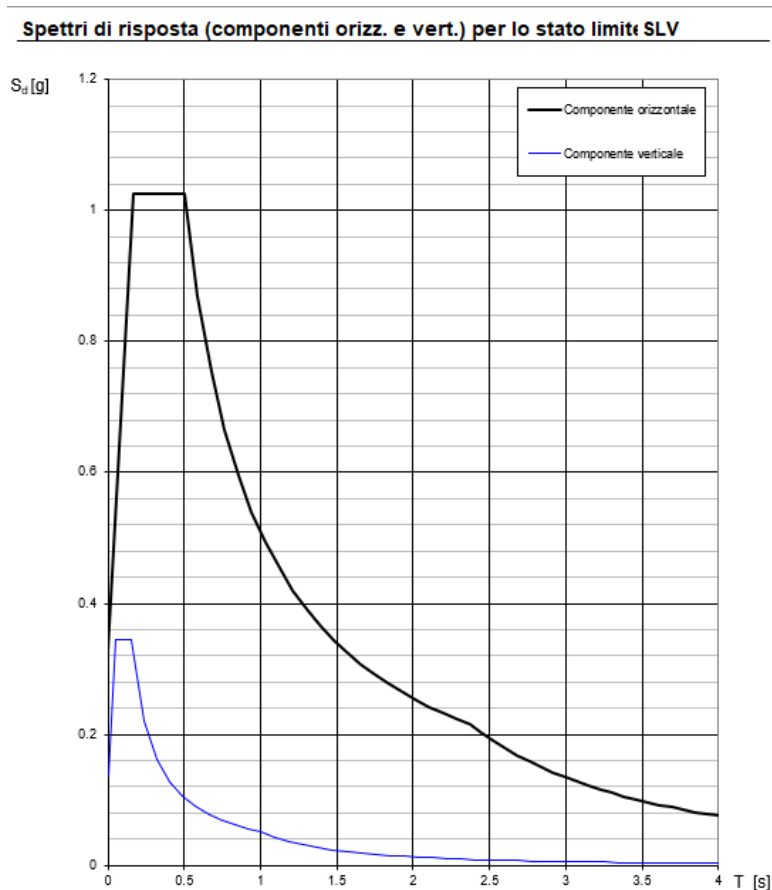


Figura 31, cattura del foglio di calcolo “Spettri-NTC”

Lo spettro elastico di risposta calcolato risulterà avere i seguenti dati,

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_d$	0.193 g
$F_{0^*}$	2.515
$T_C$	0.327 s
$S_S$	1.409
$C_C$	1.518
$S_T$	1.200
$q$	0.800

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.326
$T_v$ ←	0.166	1.025
$T_c$ ←	0.497	1.025
	0.596	0.869
	0.675	0.754
	0.765	0.666
	0.854	0.596
	0.943	0.540
	1.032	0.493
	1.122	0.454
	1.211	0.421
	1.300	0.392
	1.389	0.366
	1.479	0.344
	1.568	0.325
	1.657	0.307
	1.746	0.292
	1.836	0.277
	1.925	0.265
	2.014	0.253
	2.104	0.242
	2.193	0.232
	2.282	0.223
$T_c$ ←	2.371	0.215
	2.449	0.201
	2.526	0.189
	2.604	0.178
	2.682	0.168
	2.759	0.159
	2.837	0.150
	2.914	0.142
	2.992	0.135
	3.069	0.128
	3.147	0.122
	3.224	0.116
	3.302	0.111
	3.380	0.106
	3.457	0.101
	3.535	0.097
	3.612	0.093
	3.690	0.089
	3.767	0.085
	3.845	0.082
	3.922	0.078
	4.000	0.075

Figura 32, parametri e punti dello spettro elastico di risposta allo SLV

### 2.3.3 Combinazione di carico

La valutazione di sicurezza per gli edifici esistenti può essere calcolata facendo riferimento al solo “stato limite ultimo SLU”, come indicato dalle NTC 2018, in particolar modo la valutazione nei confronti dell’azione sismica può essere condotta nei confronti dello “stato limite di salvaguardia della vita SLV”, o in alcuni casi anche nei confronti dello “stato limite di collasso SLC”.

Pertanto ai fini della verifica nei confronti dello SLV, vengo prese in considerazione le seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione Fondamentale, impiegata per gli SLU

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione Sismica, impiegata per gli stati limite connessi all’azione sismica

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$



## 2.4 Modellazione

Il criterio di modellazione scelto per questo studio è quello del “telaio equivalente”, che come spiegato in precedenza, si basa sul realizzare un modello tridimensionale della struttura, rappresentandola come una composizione di macroelementi, caratterizzati in maniera differente a seconda della funzione che svolgono nella struttura.

Gli elementi che si vanno ad utilizzare sono quindi:

- maschi murari
- fasce di piano
- nodi rigidi

Per ogni tipologia di macroelemento, maschi murari, fasce di piano e nodi rigidi, vengono assegnate le proprietà meccaniche a seconda del materiale che li costituiscono e della funzione che svolgono nella struttura.

Il modello di analisi, così rappresentato, è costituito da elementi, che rappresentano i dati di ingresso per la struttura, da nodi, che definiscono la posizione di tali elementi, e dalle condizioni di contorno, che determinano lo stato delle connessioni tra la struttura e le strutture vicine, come ad esempio le fondazioni.

Il modello, viene definito “modello di analisi numerica”, e rappresenta quindi un’insieme di dati che verranno utilizzati per le simulazioni matematiche.

Per questo studio, sono stati usati tre differenti programmi, che si caratterizzano sia per un differente metodo per la realizzazione del telaio equivalente, sia per differenze nelle impostazioni che si possono scegliere per svolgere le analisi, che anche per i risolutori adottati e quindi i risultati individuati.

I programmi scelti sono:

- MidasGEN, un programma dove per la rappresentazione del telaio bisogna andare a modellare singolarmente ogni elemento, lasciando quindi ampia libertà al progettista di valutare la struttura come meglio crede; Mentre per gli altri programmi si possono valutare sia analisi modale, analisi pushover e analisi cinematica, il MidasGEN non permette di eseguire analisi cinematiche;
- 3Muri, un programma dove la modellazione avviene per livelli, andando di piano in piano a riportare le murature costituenti la struttura, le quali vengono trasformate nel telaio equivalente dal meshatore del software che utilizza un particolare metodo di discretizzazione degli elementi; Questo approccio risulta molto più semplificato e speditivo rispetto al MidasGEN, ma al contempo è più limitato nella modellazione ed interpretazione della struttura;

- PCM, un programma che similmente a quanto osservato con il 3Muri, basa la sua modellazione sulla rappresentazione per livelli delle murature che costituiscono la struttura, le quali vengono poi convertite nel telaio equivalente dal meshatore, permettendo però di tenere d'occhio costantemente la discretizzazione in elementi che il software adopera, dando quindi la possibilità di intervenire in qualsiasi momento; La capacità del programma di modellare risultata, sotto alcuni punti di vista, più agile rispetto al 3Muri, ma sotto altri aspetti, come la definizione delle falde, risulta meno pratico e più limitato; Le analisi vengono impostate con un'ampia varietà di possibilità, rendendolo capace di meglio interpretare una più ampia casistica.

### **2.4.1 Modellazione MidasGEN**

La modellazione della struttura tramite il MidasGEN, è basata sull'uso di elementi "*beam*" tridimensionali, prismatici/non-prismatici, basati sulla teoria della "trave Timoshenko", che considera gli effetti di rigidezza delle deformazioni di tensione/compressione, a taglio, flessionali e di torsione.

Gli elementi beam sono elementi lineari idealizzati, definiti da due nodi agli estremi, ognuno dei quali è dotato di sei gradi di libertà, i quali rappresentano la rigidezza assiale, torsionale e a taglio dell'elemento; La loro natura di elementi lineari idealizzati fa sì che la sezione trasversale è assunta adimensionale e che le proprietà della sezione trasversale sono concentrate sull'asse neutro che connette i nodi terminali, pertanto gli

effetti nelle zone nodali d'intersezione non sono considerati, salvo intervenire con opzioni di compensazione o vincoli geometrici.

Le caratteristiche di rigidità degli elementi sono quindi l'aspetto fondamentale che si andrà a determinare per ogni elemento, attraverso l'assegnazione di un materiale e di una sezione per ogni elemento beam realizzato.

In realtà, quindi, la rappresentazione tridimensionale della struttura è più che altro un ausilio grafico per il progettista, data la natura lineare degli elementi.

La realizzazione della struttura si basa quindi sulla definizione della posizione dei nodi nello spazio tridimensionale, sulla determinazione degli elementi beam da inserire tra i nodi e sulla realizzazione di elementi beam di collegamento, caratterizzati da una sezione molto piccola e una rigidità molto grande.

La modellazione del telaio equivalente è quindi un processo che parte dallo studio della struttura in esame, la quale deve essere attentamente valutata prima di arrivare nella fase di modellazione vera e propria; Infatti sta al progettista rielaborare la struttura nello schema del telaio equivalente, andando perciò a definire ogni elemento ed ogni nodo del telaio, prima di modellarli nel software.

Una volta definita la schematizzazione a telaio equivalente che si vuole realizzare, si passa alla modellazione all'interno del programma, che si articola nelle seguenti fasi:

- Definizione delle sezioni che caratterizzano gli elementi usati nel modello; Per la struttura in esame sono state definite 531 sezioni.

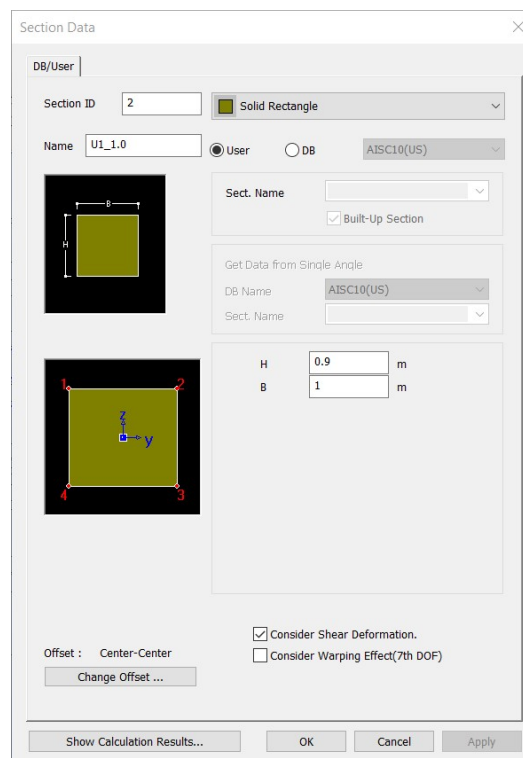



Figura 33, scheda di una sezione tipo del modello MidasGEN

- Definizione dei materiali usati nel modello; Per il caso di studio sono stati definiti tre materiali:
  - Muratura lapidea a conci sbozzati, usata per la maggior parte della struttura;
  - Muratura in mattoni pieni, usata per alcune porzioni di costruzione

- Legno C20, usato per le travi che sorreggono le porzioni in falso della muratura;

Material Data

General  
Material ID: 1 Name: Muratura Maschio

Elasticity Data  
Type of Design: User Defined  
User Defined: Standard: None, DB: , Product: , Concrete: Standard: , Code: , DB: 

Type of Material:  Isotropic  Orthotropic

User Defined  
Modulus of Elasticity: 1.2300e+06 kN/m<sup>2</sup>  
Poisson's Ratio: 0.4  
Thermal Coefficient: 0.0000e+00 1/[F]  
Weight Density: 20 kN/m<sup>3</sup>  
 Use Mass Density: 0 kN/m<sup>3</sup>/g

Concrete  
Modulus of Elasticity: 0.0000e+00 kN/m<sup>2</sup>  
Poisson's Ratio: 0  
Thermal Coefficient: 0.0000e+00 1/[F]  
Weight Density: 0 kN/m<sup>3</sup>  
 Use Mass Density: 0 kN/m<sup>3</sup>/g

Plasticity Data  
Plastic Material Name: NONE


Inelastic Material Properties for Fiber Model & Non-dissipative element  
Concrete: None Steel: None

Thermal Transfer  
Specific Heat: 0 Btu/kN\*[F]  
Heat Conduction: 0 Btu/m\*hr\*[F]  
Damping Ratio: 0.05

OK Cancel Apply

Material Data

General  
Material ID: 4 Name: Mattoni Maschio

Elasticity Data  
Type of Design: User Defined  
User Defined: Standard: None, DB: , Product: , Concrete: Standard: , Code: , DB: 

Type of Material:  Isotropic  Orthotropic

User Defined  
Modulus of Elasticity: 1.5000e+06 kN/m<sup>2</sup>  
Poisson's Ratio: 0.4  
Thermal Coefficient: 0.0000e+00 1/[F]  
Weight Density: 18 kN/m<sup>3</sup>  
 Use Mass Density: 0 kN/m<sup>3</sup>/g

Concrete  
Modulus of Elasticity: 0.0000e+00 kN/m<sup>2</sup>  
Poisson's Ratio: 0  
Thermal Coefficient: 0.0000e+00 1/[F]  
Weight Density: 0 kN/m<sup>3</sup>  
 Use Mass Density: 0 kN/m<sup>3</sup>/g

Plasticity Data  
Plastic Material Name: NONE


Inelastic Material Properties for Fiber Model & Non-dissipative element  
Concrete: None Steel: None

Thermal Transfer  
Specific Heat: 0 Btu/kN\*[F]  
Heat Conduction: 0 Btu/m\*hr\*[F]  
Damping Ratio: 0.05

OK Cancel Apply

Material Data

General  
Material ID: 7 Name: Legno C20

Elasticity Data  
Type of Design: User Defined  
User Defined: Standard: None, DB: , Product: , Concrete: Standard: , Code: , DB: 

Type of Material:  Isotropic  Orthotropic

User Defined  
Modulus of Elasticity: 9.5000e+06 kN/m<sup>2</sup>  
Poisson's Ratio: 0  
Thermal Coefficient: 0.0000e+00 1/[F]  
Weight Density: 4 kN/m<sup>3</sup>  
 Use Mass Density: 0 kN/m<sup>3</sup>/g

Concrete  
Modulus of Elasticity: 0.0000e+00 kN/m<sup>2</sup>  
Poisson's Ratio: 0  
Thermal Coefficient: 0.0000e+00 1/[F]  
Weight Density: 0 kN/m<sup>3</sup>  
 Use Mass Density: 0 kN/m<sup>3</sup>/g

Plasticity Data  
Plastic Material Name: NONE

Inelastic Material Properties for Fiber Model & Non-dissipative element  
Concrete: None Steel: None

Thermal Transfer  
Specific Heat: 0 Btu/kN\*[F]  
Heat Conduction: 0 Btu/m\*hr\*[F]  
Damping Ratio: 0.05

OK Cancel Apply

Figura 34, schede materiali MidasGEN

- Posizionamento dei nodi nello spazio tridimensionale; Sono stati usati 2315 nodi;
- Disegno degli elementi beam, andando a scegliere la sezione e il materiale, e selezionando i due nodi che lo delimitano; Bisogna porre grande attenzione nel disegnare gli elementi, facendo sì che l'asse locale di ogni elemento sia posto nel modo corretto per determinare una giusta interpretazione delle forze; Sono stati realizzati 2686 elementi beam.
- Definizione dei vincoli in fondazione, andando a bloccare i gradi di libertà dei nodi alla base della struttura, simulando un incastro; Per il modello non si è andati a studiare nel dettaglio le fondazioni pertanto si adoperava questa soluzione come approssimazione.
- Definizione dei carichi agenti sulla struttura; I solai sono stati valutati in due modi, infinitamente deformabili, determinando una distribuzione dei carichi solo lungo la direzione principale, andando quindi a valutare i carichi come lineari agenti direttamente sulle porzioni di muratura interessate, e infinitamente rigidi, considerando i solai come un corpo piano rigido parallelo al terreno che collega i nodi, vincolando lo spostamento dei nodi che determinano il perimetro di un solaio a un "master node" che mantiene costante la distanza tra ogni punto attraverso la funzione "rigid plane connection";

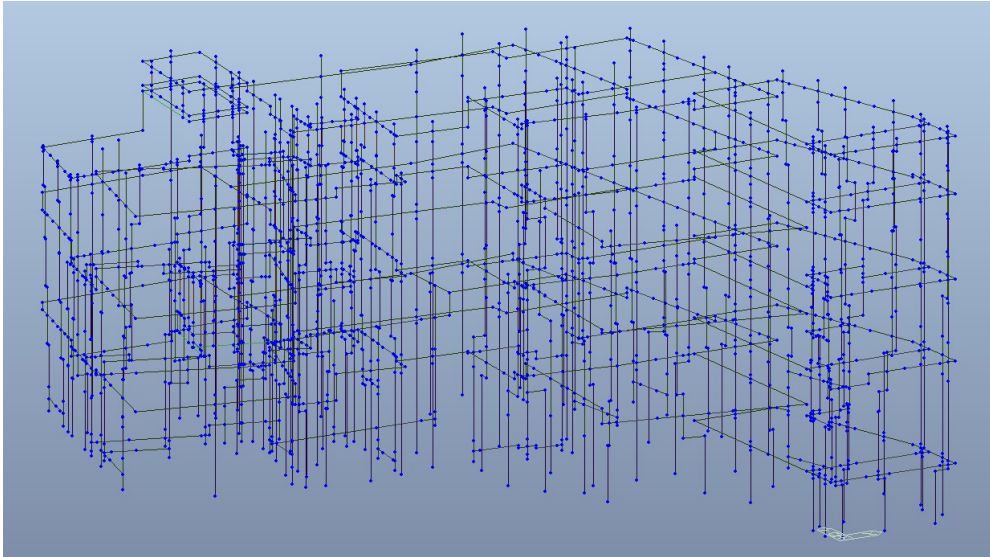


Figura 35, modello wireframe

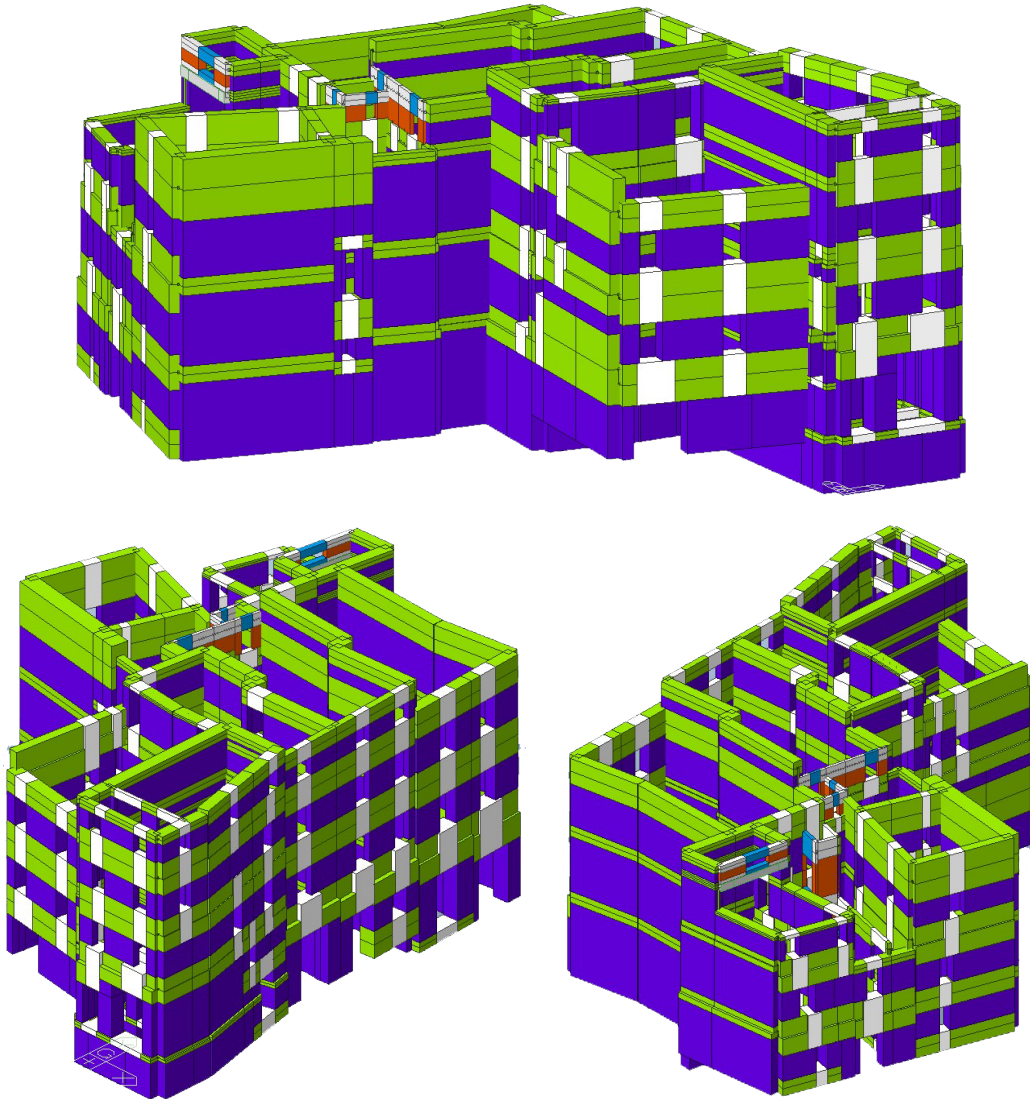


Figura 36, modello tridimensionale MidasGEN



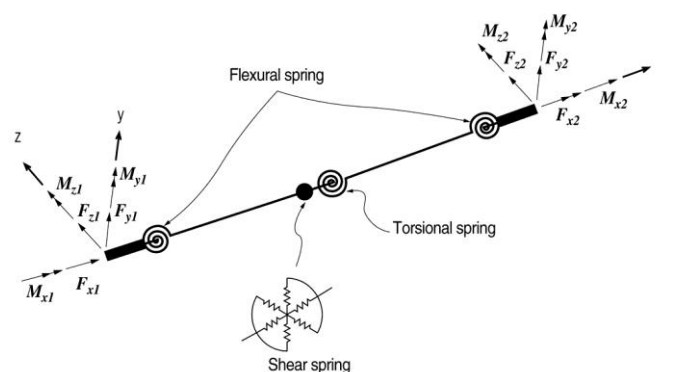
Un dettaglio inerente il criterio di modellazione scelto riguarda la copertura degli edifici, la quale non è stata modellata, ma è stata valutata solo come carico lineare applicato alle murature.

Una volta definita la struttura, si andranno ad impostare i parametri delle analisi modale e pushover, per poter determinare i risultati finali del comportamento della struttura.

Per la modale basta definire la combinazione dei carichi di cui tenere conto, ed eseguirla.

Per l'analisi pushover, invece, vanno eseguiti degli step ulteriori che servono ad individuare il comportamento non lineare della struttura.

Il MidasGEN, nell'analisi pushover, va a valutare gli elementi "2D beam" come rappresentati da forze nodali e spostamenti che simulano gli effetti di momenti biassiali in uno spazio tridimensionale.



$$\{P\}^T = \{F_{x1}, M_{x1}, F_{y1}, M_{y1}, F_{z1}, M_{z1}, F_{x2}, M_{x2}, F_{y2}, M_{y2}, F_{z2}, M_{z2}\}$$

$$\{u\}^T = \{u_{x1}, \theta_{x1}, v_{y1}, \theta_{y1}, v_{z1}, \theta_{z1}, u_{x2}, \theta_{x2}, v_{y2}, \theta_{y2}, v_{z2}, \theta_{z2}\}$$

Figura 37, forze nodali e spostamenti per un elemento beam 2d

In questa rappresentazione le molle vanno semplicemente a rappresentare dove si concentra la plasticizzazione e in che modo si attiva.

Per riportare queste condizioni all'interno del modello si vanno a definire delle cerniere plastiche flessionali, le quali descrivono specifici meccanismi di plasticizzazione che si possono attivare, e che andranno assegnate ad ogni elemento a seconda della funzione che esso svolge nel modello, facendo quindi distinzione tra maschi murari e fasce di piano; La tipologia di cerniera utilizzata si basa sulla cerniera FEMA, caratterizzata da un comportamento elasto-plastico con una riduzione della capacità.

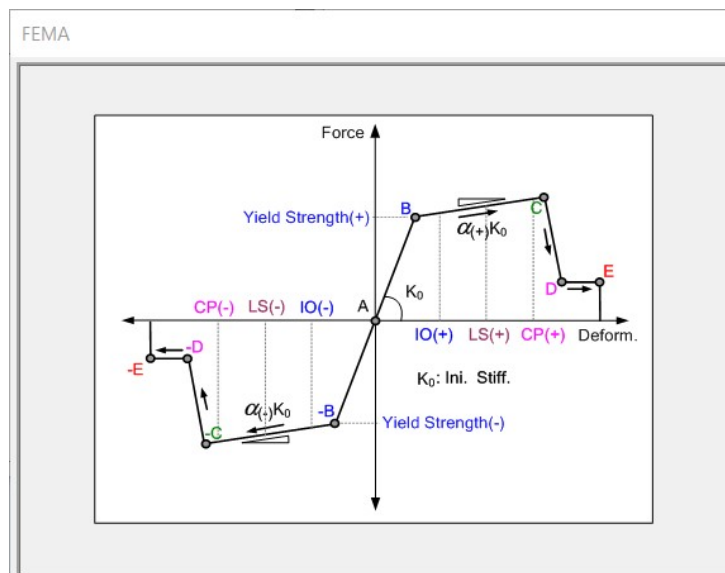


Figura 38, cerniera FEMA

Per il caso di studio sono state definite, due cerniere per i maschi murari, una per tipologia di materiale usato, che vanno a tener conto della fessurazione che si sviluppa nel materiale andando a dimezzare la resistenza a compressione, invece per le fasce di piano, sono state realizzate 129 cerniere, ovvero una per ogni fascia, essendo le caratteristiche di resistenza delle fasce dipendenti dalla geometria della fascia e dal materiale impiegato, sempre considerando lo sviluppo di fessurazione (dimezzare resistenza materiale considerato).

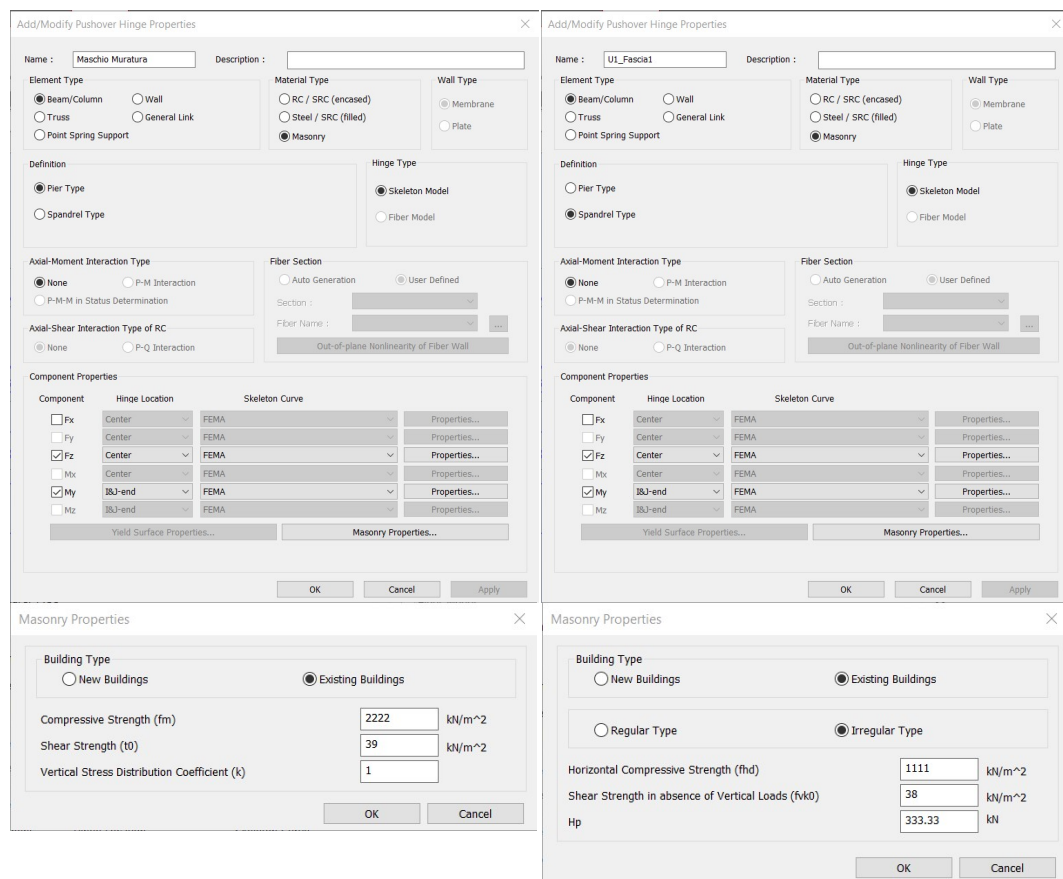


Figura 39, due esempi di cerniera usati nel programma (maschio a sinistra, fascia a destra)

L'ultimo passaggio prima di eseguire le prove consiste nell'impostare l'azione sismica di riferimento, che nel caso di studio è stata valutata a partire dal foglio di calcolo "SPETTRI-NTC", e importata all'interno del software.

Una volta terminato tutto il processo di preparazione si va ad impostare l'analisi, la quale, per il caso in esame, è stata eseguita in controllo di spostamento, andando prima a determinare la precisione degli step incrementali per la determinazione della curva e poi selezionando un nodo di controllo, lo spostamento da considerare, la direzione da analizzare e il gruppo di carico da usare.

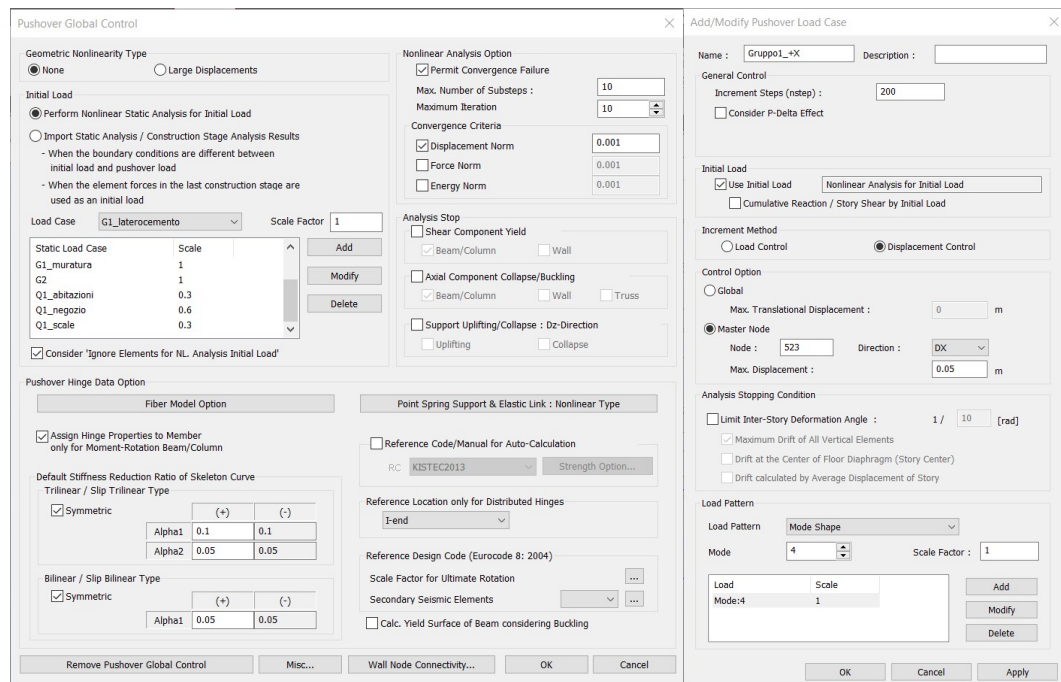


Figura 40, impostazione della pushover

## 2.4.2 Modellazione 3Muri

Il programma 3Muri opera secondo il metodo “FME frame by macroelement”, ovvero un metodo che schematizza la struttura in un telaio costituito da macro-elementi, semplificando l’analisi in quanto va ridurre il numero di gradi di libertà della struttura rispetto ad altri schemi, come ad esempio gli elementi finiti.

Il programma si basa sull’uso di un elemento finito a comportamento non lineare cosiddetto a “sandwich”; L’elemento “sandwich” è rappresentato da un pannello di larghezza  $b$  e spessore  $s$  diviso in tre parti, le parti esterne

- sono di spessore infinitesimo ed infinitamente rigidi ad azioni taglianti, rappresentano il punto dove si concentrano le deformabilità assiali dell’elemento, la parte centrale invece è indeformabile assialmente e flessionalmente, ma è dove si concentrano le deformabilità tangenziale.

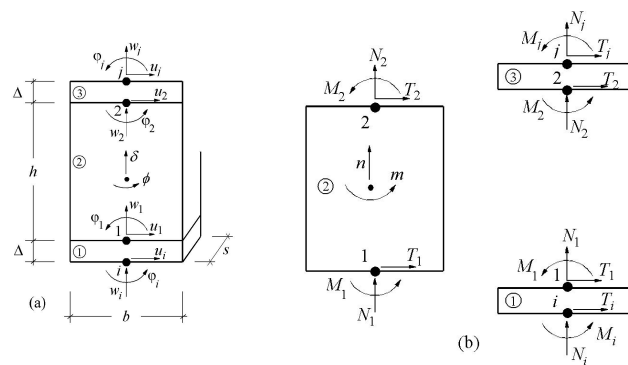


Figura 41, schema pannello “sandwich” del 3Muri

Il modello cinematico completo così rappresentato contempla tre gradi di libertà per i nodi esterni  $i$  e  $j$  e tre gradi di libertà per i nodi all’interfaccia 1 e 2.

Il legame è completato dall'inserimento di un meccanismo di collasso, coerente con le normative, per deformabilità massime accettabili del pannello per azioni di taglio e pressoflessione; Una volta raggiunto i valori limite il pannello non è più in grado di sopportare azioni orizzontali, quindi vengono ridotte o annullate le sue capacità resistenti, venendo sostituito da una biella in grado ancora di trasmettere forze normali.

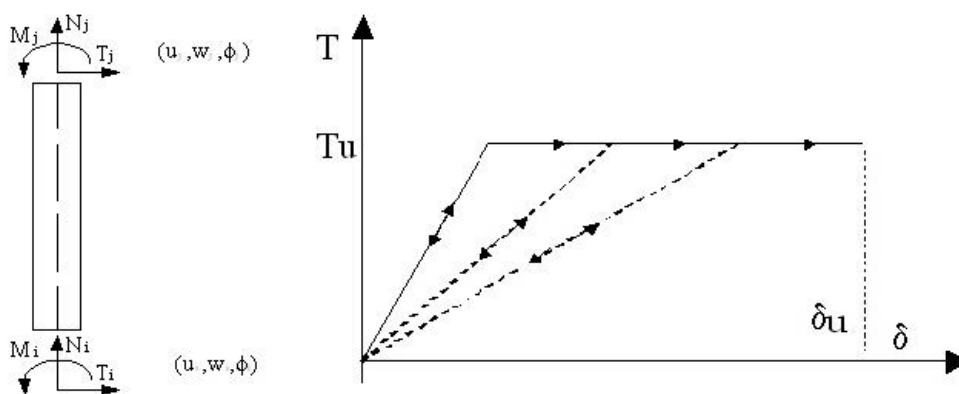


Figura 42, modello di decadimento considerato dal 3Muri

Maschi e fasce sono quindi modellate con macroelementi finiti bidimensionali, rappresentativi di pannelli murari, a due nodi con tre gradi di libertà per nodo ( $u_x, u_z, \text{rot}_y$ ), mentre le restanti porzioni di muratura vengono considerate come nodi rigidi bidimensionali di dimensioni finite a cui sono connessi i macroelementi, i quali trasmettono ad ogni nodo incidente, le azioni e i tre gradi di libertà del piano; I nodi, nella descrizione della singola parete, sono individuati da una coppia di coordinate ( $x, z$ ) nel piano della parete e disporranno dei soli gradi di libertà  $u_x, u_z, \text{rot}_y$  (nodi bidimensionali).

La modellazione nel programma 3Muri si basa sul rappresentare la struttura in livelli a partire dalle piante progettuali che vengono importate all'interno del software, dalle quali si va poi a rappresentare le murature che si vogliono considerare per la struttura, tenendo di volta in volta in considerazione il materiale da utilizzare; Una volta rappresentate le murature con i rispettivi materiali, si andranno a disegnare le bucatore ed in seguito a rappresentare anche i solai con i rispettivi carichi e le rigidzze che si vogliono considerare.

Una volta ultimata la modellazione tridimensionale della struttura, il software andrà in automatico a generare una divisione in elementi finiti grazie all'algoritmo meshatore proprietario, il quale individuerà nella struttura le altezze efficaci degli elementi e le zone rigide secondo il metodo proposto dal professore Sergio Lagomarsino nel 2013, il quale è attualmente usato nel software.

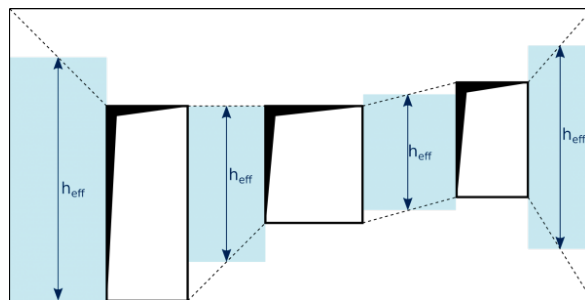


Figura 43, Lagomarsino 2013

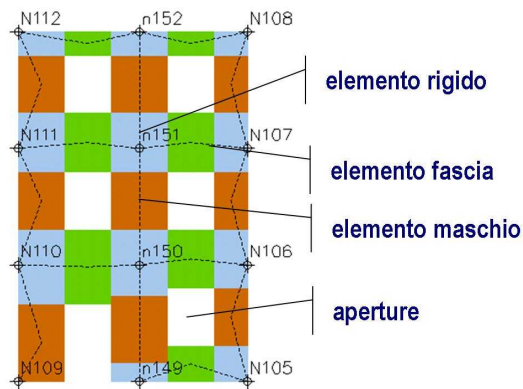


Figura 44, schematizzazione tipo del software 3Muri

Per riassumere le fasi di modellazione seguite sono:

- Preparazione preliminare nel CAD per la rappresentazione a livelli della struttura;
- Preparazione nel software dei livelli che si useranno, per il caso di studio la struttura è stata divisa in 6 Livelli;
- Import nel programma 3Muri dei file DXF su cui basare la costruzione geometrica;
- Modellazione tridimensionale delle murature per ogni livello;
- Definizione dei materiali da assegnare alle pareti; come già detto sono stati usati tre materiali diversi;



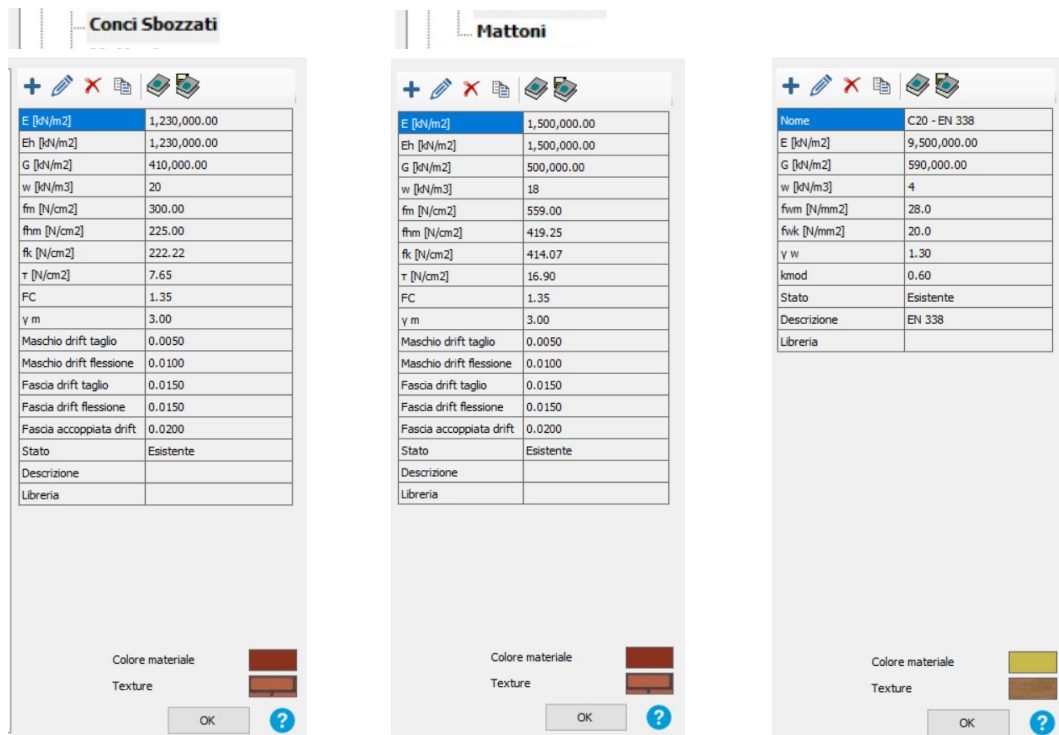


Figura 45, scheda dei tre materiali adoperati nel 3muri (conci, mattoni, legno)

- Realizzazione delle aperture;
- Posizionamento dei solai di piano e delle coperture, le quali sono state disegnate interamente per valutarne il carico, ma escluse nella fase di analisi; Come per il Midas sono state valutate sia la configurazione deformabile che rigida dei solai;
- Avvio dell'algoritmo meshatore e realizzazione del telaio equivalente.

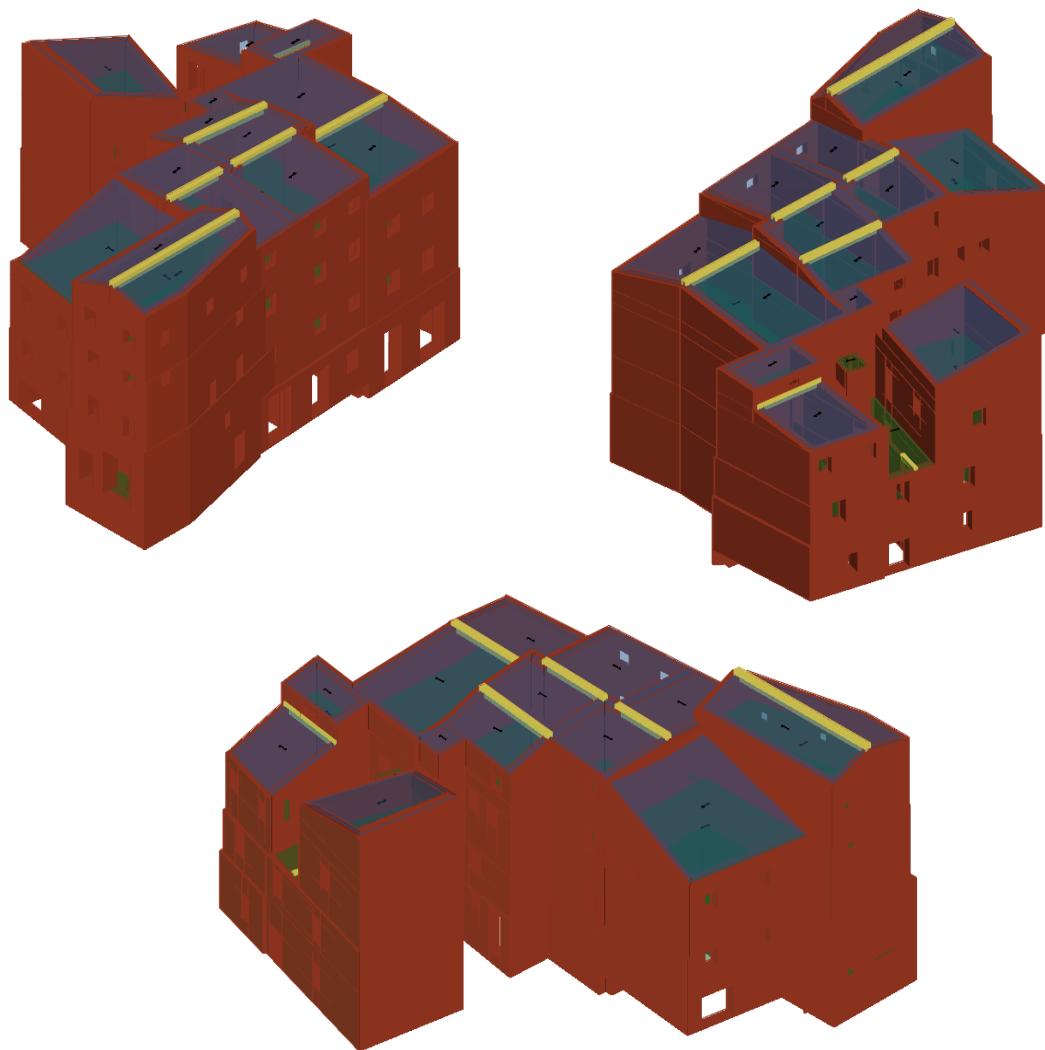
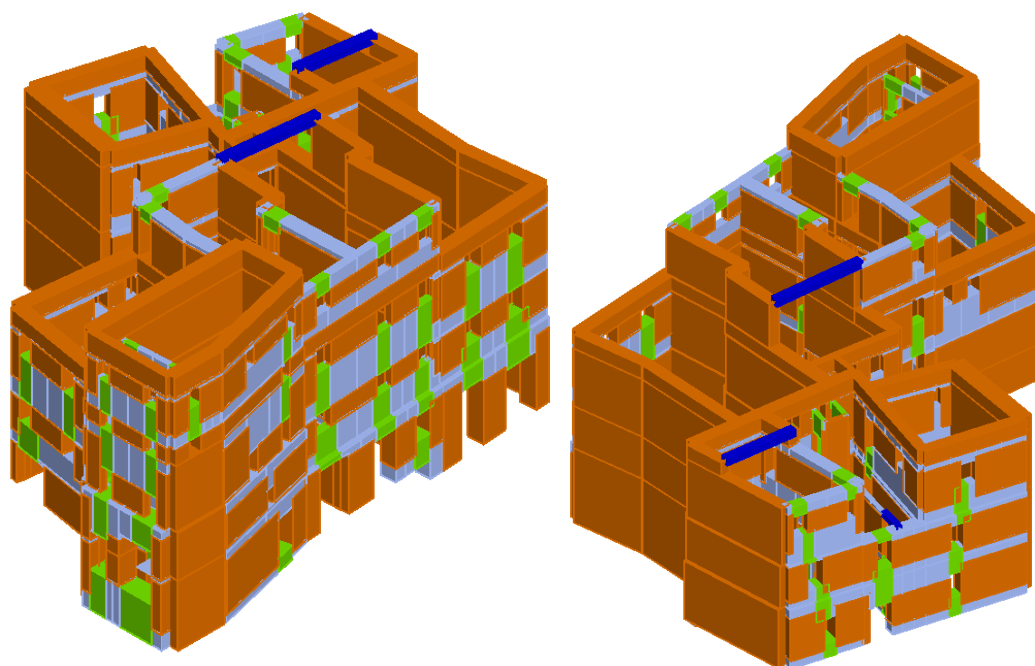


Figura 46, modello architettonico 3Muri



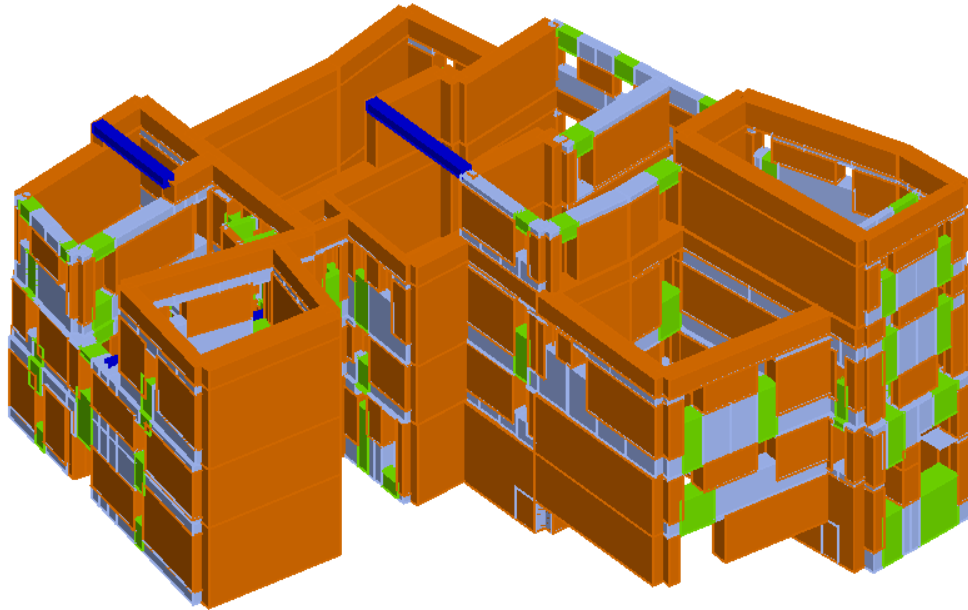


Figura 47, telaio equivalente 3Muri

Da questo punto in poi si passa alla fase di analisi, dove andiamo semplicemente a definire l'azione sismica dall'apposita scheda, per poi procedere ad avviare, prima l'analisi modale, per scegliere quale i modi di vibrare da tenere in considerazione per il gruppo 1 dell'analisi statica non lineare, e poi l'analisi pushover, selezionando le direzioni da considerare, il nodo di controllo e lo spostamento da valutare.

Un'ulteriore funzione offerta dal programma è la valutazione delle analisi cinematiche lineari, che ci permettono di analizzare anche i meccanismi locali della struttura direttamente dal modello tridimensionale realizzato.

### 2.4.3 Modellazione PCM

Il programma PCM, come il 3Muri, basa il suo metodo di modellazione sulla divisione in livelli della struttura e sulla seguente schematizzazione in telaio equivalente, ma anziché usare elementi bidimensionali, il programma si basa sull'uso di elementi monodimensionali di tipo beam.

Come già visto più volte in precedenza il metodo a telaio equivalente si basa sullo schematizzare della struttura in un telaio composto da aste monodimensionali a comportamento non lineare connesse da nodi che riducono i gradi di libertà complessivi della struttura semplificando il calcolo rispetto a metodi più complessi che tengono conto del comportamento tridimensionale degli elementi; Il comportamento in campo plastico viene poi valutato andando a considerare un degrado della capacità degli elementi, i quali, superato il valore limite secondo normativa (drift massimo), non saranno più in grado di resistere a sollecitazioni orizzontali, e saranno degradati a bielle, con la sola funzione di trasferimento dello sforzo normale.

Nello specifico il programma Aedes.PCM è stato sviluppato come generico programma ad elementi finiti monodimensionali (aste), ovvero basato sulla rappresentazione a telaio equivalente pura basata su elementi monodimensionali di tipo beam, lasciando all'utente piena libertà nel decidere il vincolamento interno ed esterno delle aste; Nella generazione del modello strutturale il software, posiziona le aste del telaio equivalente in corrispondenza di muri, travi e colonne definiti nel modello

architettonico, le quali verranno poi collegate per mezzo di link rigidi che rappresentano il comportamento d'insieme della struttura, e sui quali si può intervenire liberamente.

La schematizzazione in telaio equivalente avviene in automatico tramite l'algoritmo del programma, il quale può essere indirizzato secondo diversi schemi di schematizzazione, ovvero, il "metodo Dolce 1989" (considerando angoli a  $30^\circ$  per la definizione dell'altezza efficace dei maschi), il "metodo H/3" (dove l'altezza delle zone rigide viene limitata ad  $1/3$  di quella del maschio) e il "metodo intersezione" (dove le zone rigide sono determinate direttamente dall'intersezione tra maschi e fasce), quest'ultimo è quello adoperato nel caso di studio; Inoltre il programma permette anche di modificare la struttura del telaio equivalente nella fase di modellazione architettonica, consentendo di spezzare porzioni di muratura al fine di meglio schematizzare il numero e la disposizione dei maschi e delle fasce.

Gli elementi, in analisi statica non lineare, saranno governati da una legge di comportamento trilineare (forza  $V$ -spostamento  $\delta$ ), che all'interno del software viene individuata da tre punti,  $\delta_1$  corrispondente alla prima fessurazione,  $\delta_e$  corrispondente alla plasticizzazione per superamento della resistenza a taglio o pressoflessione,  $\delta_u$  spostamento ultimo oltre il quale il pannello esaurisce la sua capacità di resistere alle azioni orizzontali.

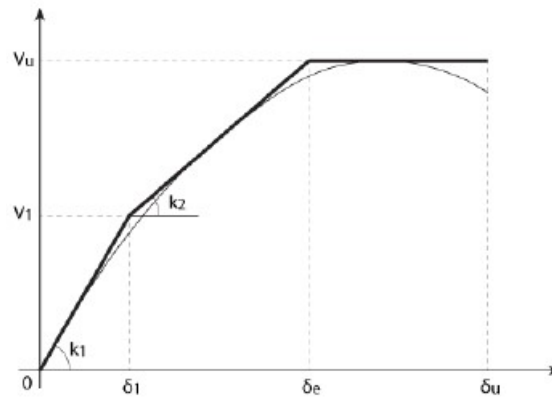


Figura 48, curva caratteristica pannello murario

All'interno del programma l'analisi pushover viene condotta per incrementi di forza, in particolare il collasso di un pannello porta all'interruzione della sottocurva corrente e alla ripartenza con una nuova sottocurva condotta a partire da uno schema strutturale che tenga conto dei collassi avvenuti fino a quel momento.

Il solutore del software Aedes.PCM si compone di due parti, una realizzata direttamente da Aedes Software, che provvede alla creazione della matrice di rigidezza ed è capace di interpretare anche alcuni aspetti non considerati da altri solutori (deformabilità al taglio, rigidezza fessurata, gradi di incastro interno, .....), ed è inoltre basata sugli algoritmi analoghi alle procedure SAP (Berkeley, California) reperibili in formato open source, e una seconda parte costituita dal solutore numerico NMath prodotto da Centersapce Software, usato per la risoluzione dei sistemi lineari, con la tecnica delle matrici sparse, e per la soluzione del problema agli autovalori, con il metodo Lanczos.

I passaggi seguiti per la modellazione nel software sono:

- Preparazione file DXF da importare per la modellazione;
- Preparazione dei livelli che si andranno ad usare nel programma;
- Import dei file DXF;
- Impostazione dei materiali adoperati;

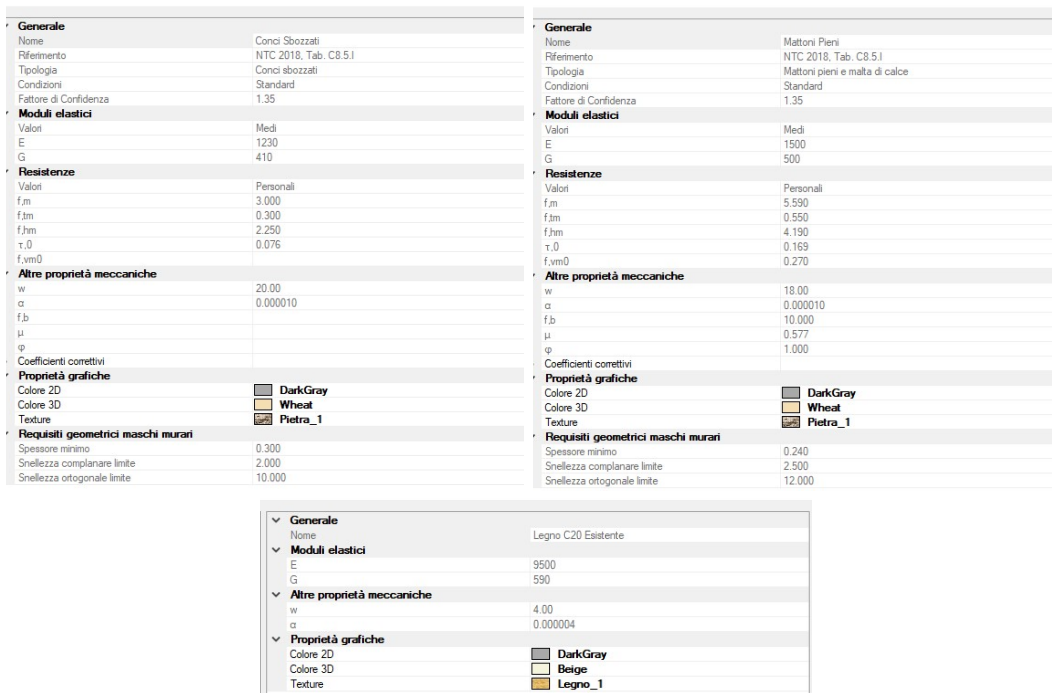


Figura 49, materiali impostati nel programma PCM

- Modellazione delle murature di interesse per ogni piano, assegnando il giusto materiale; La struttura viene divisa in 6 livelli;

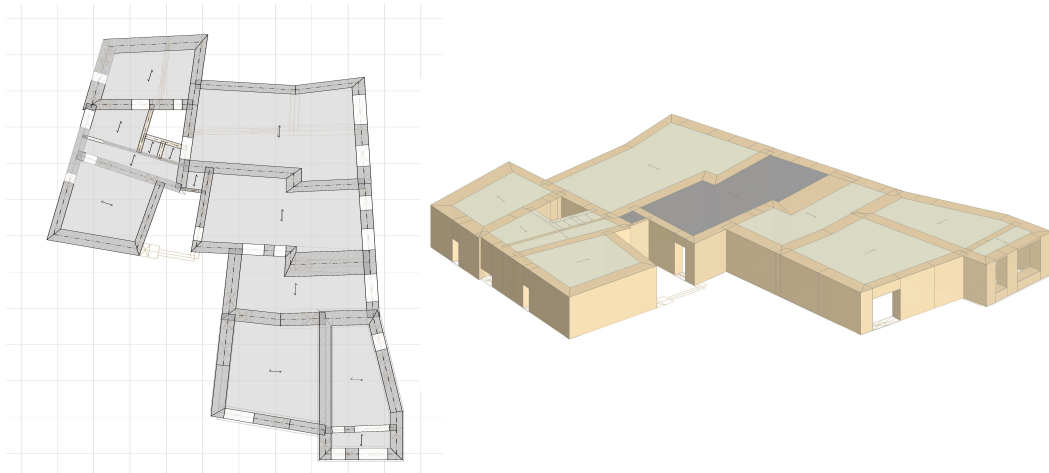


Figura 50, modellazione di un livello nel PCM (pianta, prospetto)

- Definizione delle aperture nelle murature;
- Definizione dei solai di piano, valutandone i carichi e le rigidzze;  
Come per gli altri modelli sono stati considerati una volta deformabili ed una volta infinitamente rigidi;
- Disegno delle travi di fondazione; Il programma impone il disegno delle fondazioni per poter passare alla fase di schematizzazione a telaio, ma queste ultime sono state escluse dalle verifiche effettuate ed approssimate ad incastro;
- Scelta del parametro di schematizzazione e successivi interventi di modifica del numero e della posizione dei maschi da considerare;
- Passaggio dal modello architettonico a quello strutturale;



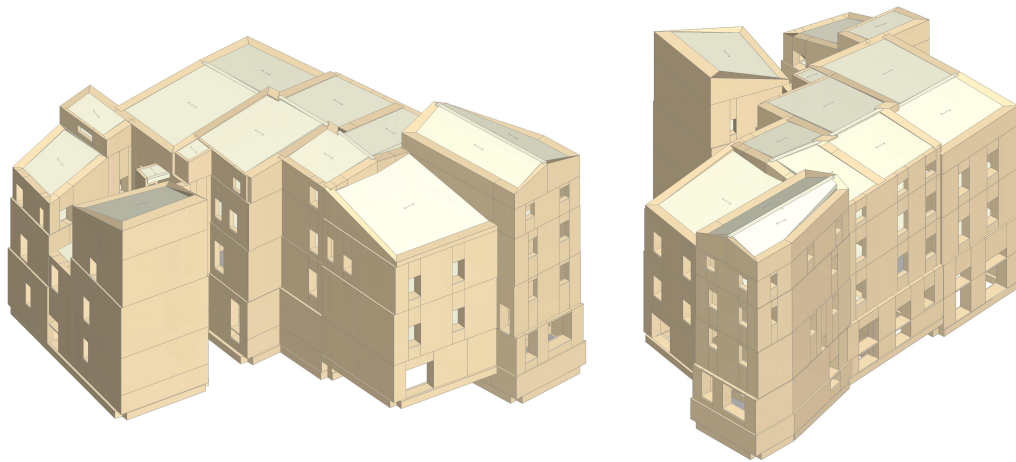


Figura 51, modello architettonico PCM

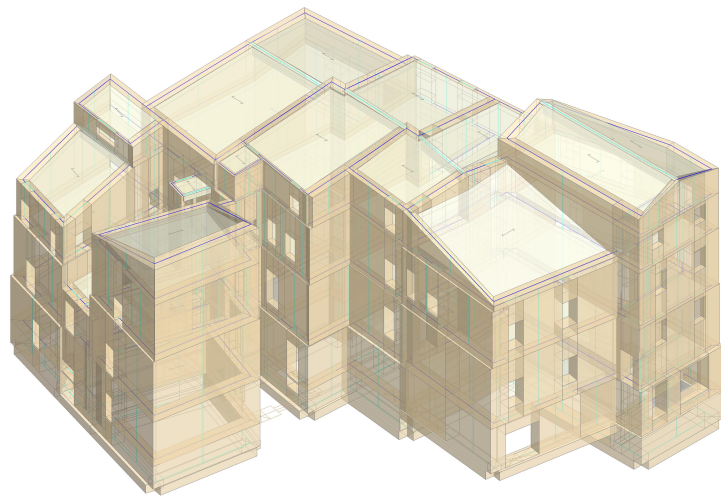


Figura 52, anteprima della schematizzazione a telaio equivalente

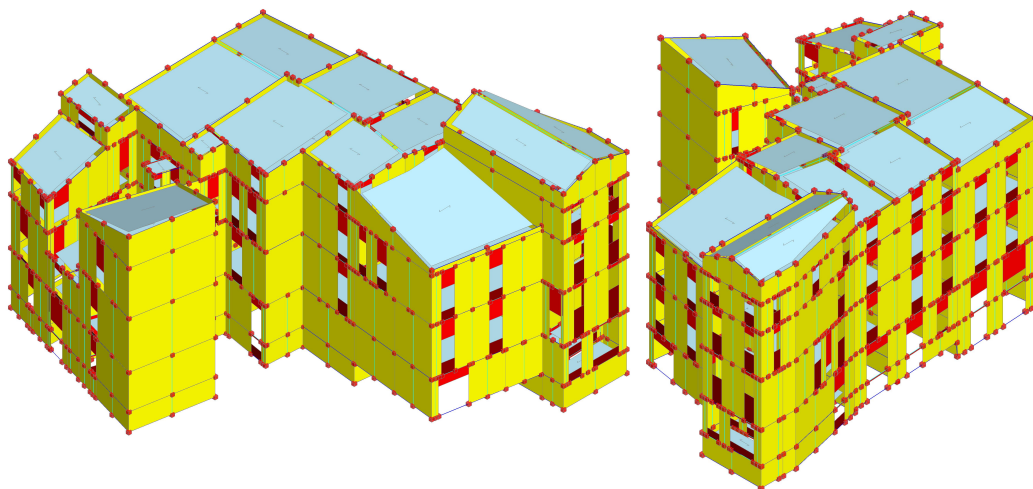


Figura 53, telai equivalente nel programma PCM

Una volta terminata la fase di modellazione vera e propria si procede a modificare le impostazioni degli elementi nel modello strutturale al fine di meglio valutare il comportamento dell'edificio; Di seguito si riportano le modifiche apportate.

- Le fasce di piano vengono considerate tutte come non collaboranti;
- Tutti gli elementi in muratura vengono considerati come fessurati, diminuendo la propria resistenza del 50%;
- I link rigidi che connettono gli sbalzi delle travi di fondazione vengono esclusi dalle analisi;
- Viene esclusa la verifica degli elementi in fondazione;
- Le travi che sorreggono pareti in falso sono considerate infinitamente rigide al fine di evitare eventuali deformazioni eccessive delle stesse;
- I vincoli delle travi di colmo vengono considerati come “cerniera-cerniera”;
- Le porzioni di muratura di piccole dimensioni disegnate con il solo scopo di delimitare il solaio delle coperture vengono esclusi dall'analisi.

Terminata la fase di preparazione del modello strutturale si passa ad impostare l'azione sismica dall'apposita finestra, per poi passare alla definizione dei vari parametri di definizione delle analisi; In particolare si vanno ad impostare, i modi di vibrare da considerare, il metodo di combinazione (CQC), i gruppi da usare per la pushover (unimodale e uniforme), le direzioni dell'azione da considerare, il punto di controllo scelto ed infine il valore di incremento del taglio per la determinazione della curva.

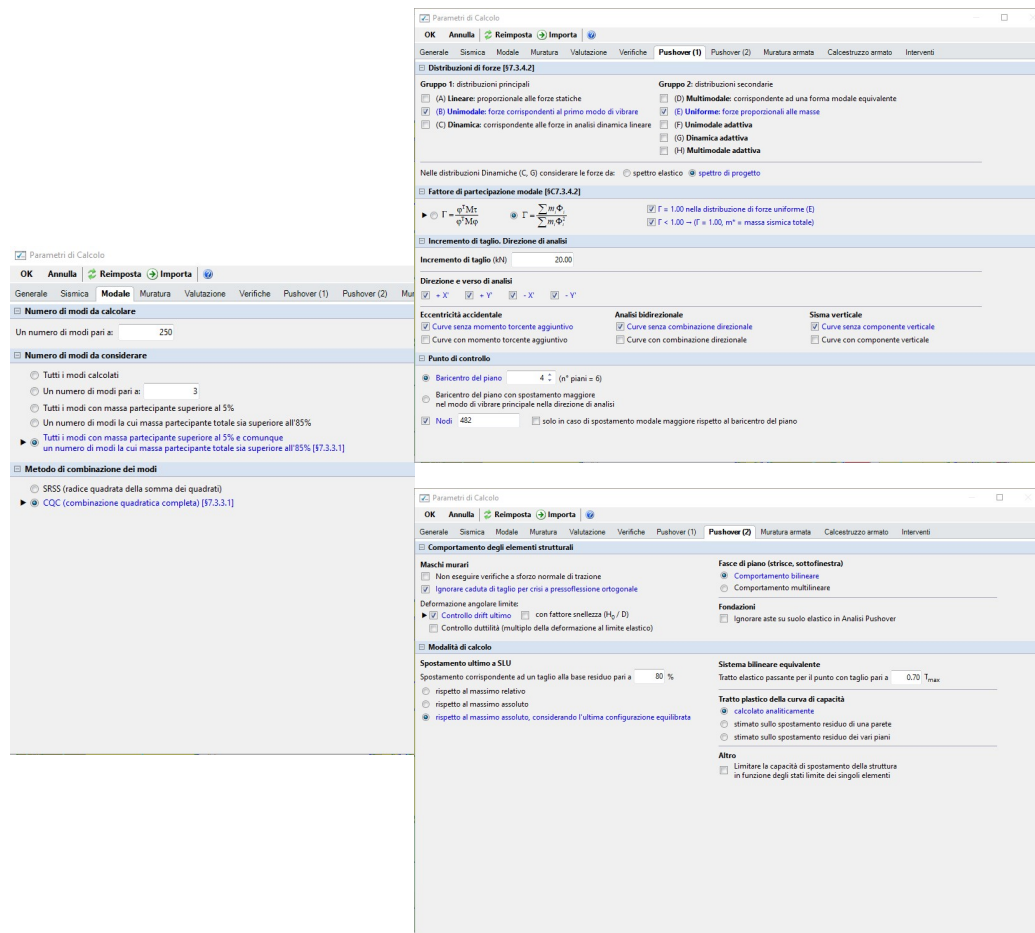


Figura 54, schede di impostazione per analisi modale e pushover

### 3 Analisi

Terminata la presentazione del caso di studio e dopo aver valutato gli aspetti di modellazione impiegati nei vari software, si passa ora alle analisi condotte e i risultati che ne derivano.

Le analisi che sono state eseguite sono:

- Analisi cinematica lineare, per studiare i meccanismi locali che interessano l'aggregato;
- Analisi modale, per valutare i modi propri di vibrare della struttura;
- Analisi statica non lineare, per valutare la capacità in campo plastico della costruzione nei confronti dell'azione sismica.

Le analisi modale e pushover, sono state condotte su tutti i programmi presi in esame, mentre l'analisi cinematica lineare, è stata condotta sui programmi Aedes.PCM e 3Muri, essendo entrambi i software dotati di tale capacità, e sul foglio di calcolo "CINE\_meccanismi" realizzato da Ing. Lucia Milano e Prof. Ing. Giovanni C. Beolchinial, il quale si sostituisce al MidasGEN non disponendo quest'ultimo di tale funzione di analisi.

### 3.1 Analisi cinematica lineare

L'analisi cinematica lineare ha l'obiettivo di valutare il comportamento della muratura per azioni fuori dal proprio piano, ovvero i meccanismi di danneggiamento di primo modo che interessano l'attivazione di meccanismi locali, e che spesso nelle strutture storiche rappresentano i primi metodi di danneggiamento che coinvolgono il fabbricato.

La valutazione di tali meccanismi di danno è quindi di fondamentale importanza, dato che la presenza di meccanismi locali con un basso indice di rischio determina l'incapacità della struttura a lavorare globalmente, rendendo inefficace lo studio del comportamento globale dell'aggregato.

Lo studio dei meccanismi locali per il caso di studio si è concentrato sull'edificio di testa, ovvero quello più danneggiato dal sisma e per cui si osserva la possibile attivazione di alcuni cinematismi; Nello specifico i meccanismi valutati sono:

- Ribaltamento semplice, analizzato sulla facciata principale dell'edificio di testa;
- Ribaltamento composto, valutato sempre nella stessa facciata e ad anche nella facciata laterale contraddistinta da un netto cambio di pendenza;

- Ribaltamento del timpano, valutato nella stessa facciata, cercando di considerare la possibile interazione con la trave di colmo;
- Flessione verticale, della facciata interclusa dell'unità 2, anch'essa interessata in modo particolare da fenomeni fessurativi;

Lo studio dei cinematismi è basato sul metodo delle catene cinematiche e del problema dei lavori virtuali, tali analisi sono state condotte seguendo quanto espresso dalle NTC 2018 per la valutazione dei coefficienti  $\alpha$  (capacità e domanda) e per la valutazione dell'indice di rischio; In particolare si specifica che i coefficienti  $\alpha$  adoperati derivano dal metodo di verifica allo SLV semplificato espresso nel C8.7.1.2 della Circolare 7/2019 alle NTC 2018, il quale va a valutare  $\alpha$  a partire dai valori ottenuti dalle verifiche allo SLD moltiplicati per il "fattore di comportamento q", assunto pari a  $q=2$ .

### Capacità

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{k=1}^N P_k \delta_{P_{y,k}} - \sum_{k=1}^m F_k \delta_{F_k} + L_i}{\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{P_{Q_{x,k}}}}$$

$\alpha_0$  = moltiplicatore di attivazione del meccanismo

$$e^* = \frac{[\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{P_{Q_{x,k}}}]^2}{\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \cdot \sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{P_{Q_{x,k}}}^2}$$

$e^*$  = frazione di massa partecipante

$$a_{Z,SLD} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC}$$

$$a_{Z,SLV} = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC} \cdot q$$

$\alpha_Z$  = accelerazione spettrale allo SLD (sinistra) e allo SLV (destra)

## Domanda

$$a_z(z = 0) = S_{e,SLV}(T = 0) = a_{g,SLV} \cdot S$$

valutazione per la cerniera posizionata a terra

$a_z(z)$  = accelerazione massima alla quota z

$$\max(a_z(z = 0); a_z(z))$$

valutazione per la cerniera posizionata in quota

$$a_z(z) = S_{e,SLV}(T_1, \xi_1) \cdot |\gamma_1 \cdot \Psi_1(z)| \cdot \sqrt{1 + 0.0004 \cdot \xi_1^2}$$

accelerazione massima di piano riferita al solo primo modo di vibrare

$$\gamma_1 = \frac{3n}{2n + 1}$$

$$\psi_1(z) = \frac{z}{H}$$

$$T_1 = 0.05 \cdot H^{3/4}$$

$\gamma_1$  = coefficiente di partecipazione modale semplificato

$\psi_1$  = componente della prima forma modale

$T_1$  = primo modo di vibrare semplificato

n = numero di piani z = quota del meccanismo H = altezza edificio

Le analisi cinematiche sono state svolte con i software Aedes.PCM e 3Muri, e con il foglio di calcolo "CINE\_meccanismi", adoperato in sostituzione del MidasGEN che non possiede la capacità di valutare questi meccanismi.

### 3.1.1 Ribaltamento semplice

Il ribaltamento semplice è un meccanismo che si attiva in presenza di scarse connessioni tra la parte in esame, le pareti adiacenti e quelle di spina; Questo meccanismo si attiva andando a creare una cerniera cilindrica orizzontale alla base dell'elemento che rappresenta la capacità di ruotare fuori dal proprio piano della parete.

L'analisi è stata condotta sulla facciata principale dell'unità 1, già fortemente danneggiata a seguito del sisma del 2016, non considerando i presidi tutt'ora installati; Si considera lo sviluppo del meccanismo valutando diverse possibilità a seconda del numero di piani coinvolti.

Momento stabilizzante

$$M_S = \sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i$$

Momento ribaltante

$$M_R = \lambda \cdot \left[ \sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i \right] + \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} + P_H \cdot h_i$$

Calcolo moltiplicatore di attivazione  
( $\lambda = \alpha 0$ )

$$\lambda = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} - P_H \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i}$$

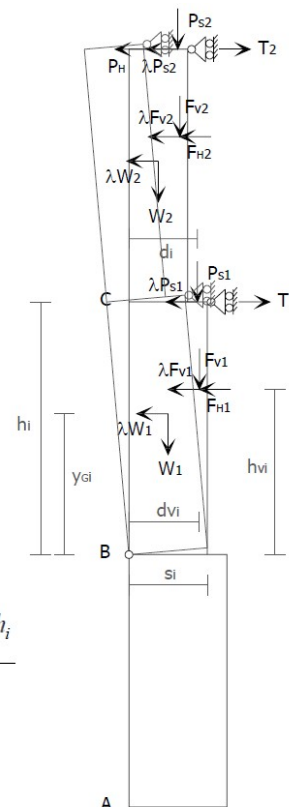
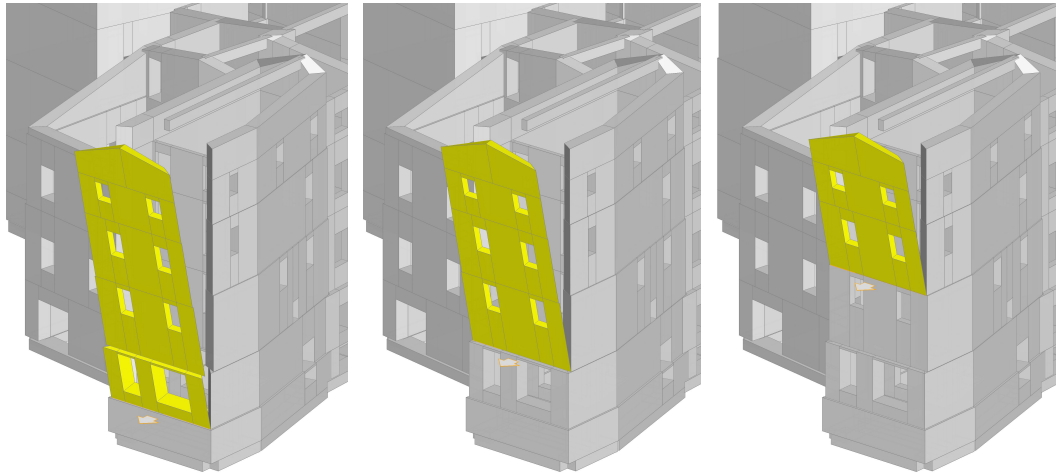


Figura 55, schema cinematismo flessione semplice

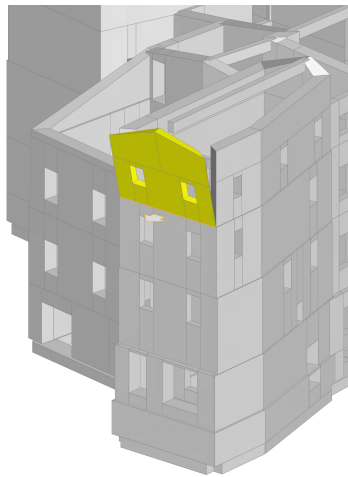




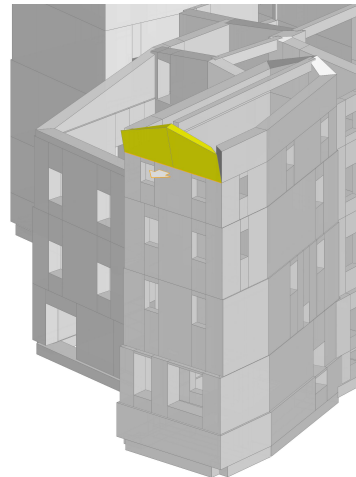
5-4-3-2-1

4-3-2-1

3-2-1



2-1



1

Schema dei meccanismi di ribaltamento semplice studiati

Tabelle dei risultati di calcolo del cinematicismo per ogni programma.

	5-4-3-2-1				4-3-2-1				3-2-1			
	$\alpha_0$	$\alpha_z,SLV$	$\alpha_z(z)$	$I_r$	$\alpha_0$	$\alpha_z,SLV$	$\alpha_z(z)$	$I_r$	$\alpha_0$	$\alpha_z,SLV$	$\alpha_z(z)$	$I_r$
<b>PCM</b>	0,06	1,20	3,19	<b>0,38</b>	0,03	0,62	4,68	<b>0,13</b>	0,05	0,92	7,24	<b>0,13</b>
<b>3M</b>	0,08	1,67	3,19	<b>0,52</b>	0,04	0,82	4,68	<b>0,18</b>	0,06	1,18	7,24	<b>0,16</b>
<b>CINE</b>	0,15	3,66	3,19	<b>1,15</b>	0,04	0,78	4,68	<b>0,17</b>	0,07	1,18	7,24	<b>0,16</b>

	2-1				1			
	$\alpha_0$	$\alpha_z,SLV$	$\alpha_z(z)$	$I_r$	$\alpha_0$	$\alpha_z,SLV$	$\alpha_z(z)$	$I_r$
<b>PCM</b>	0,09	1,59	8,36	<b>0,19</b>	0,23	3,54	10,36	<b>0,34</b>
<b>3M</b>	0,09	1,80	8,36	<b>0,22</b>	0,20	3,58	10,36	<b>0,35</b>
<b>CINE</b>	0,18	2,65	8,36	<b>0,32</b>	0,13	2,15	10,36	<b>0,21</b>

Dall'analisi condotta per il cinematicismo del semplice ribaltamento della facciata principale dell'unità 1 allo stato di fatto (escludendo i presidi installati a seguito del sisma), risulta come il meccanismo si vada ad attivare per ogni ipotesi considerata, avendo valori dell'indice di rischio  $I_r$  molto al di sotto della soglia di sicurezza; Tali valori andranno poi confrontati con quelli dell'analisi globale per verificare quale danneggiamento si inneschi prima.

Dai dati ottenuti è anche possibile apprezzare un raffronto tra le analisi condotte sui vari programmi, osservando una differenza marcata tra i

valori ottenuti solo nel caso del ribaltamento completo della facciata (5-4-3-2-1).

### **3.1.2 Ribaltamento composto**

Il meccanismo di ribaltamento composto è caratterizzato dalla rotazione della facciata, o di una sua porzione, attorno ad una criniera cilindrica orizzontale e dal trascinarsi di una porzione delle murature ortogonali.

Il cinematismo si valuta in presenza di un buon grado di ammorsamento con le pareti ortogonali coinvolte, che a seconda della qualità dell'apparecchiatura muraria e del grado di collegamento determina la formazione di un cuneo di distacco più o meno grande.

Per il caso di studio, tale cinematismo è stato analizzato per due facciate dell'unità 1, valutando la formazione di un cuneo di distacco caratterizzato da un angolo di  $30^\circ$  e influenzato dalla presenza delle bucatore e dalla forma dell'aggregato; Nel dettaglio il meccanismo è stato considerato per la facciata principale dell'unità 1, e per una porzione della facciata laterale, caratterizzata da un netto cambio di pendenza che potrebbe influire sul comportamento della stessa, inoltre entrambe le facciate sono state considerate per il ribaltamento nella loro interezza e sono stati esclusi i presidi tutt'ora presenti.

Momento stabilizzante

$$M_S = \sum_i W_i \frac{S_i}{2} + \sum_i F_{Vi} d_{Vi} + \sum_i W_{oi} x_{Goi} + \sum_i P_{Si} d_i + \sum_i P_{Soi} d_{oi} + \sum_i T_i h_i$$

Momento ribaltante

$$M_R = \lambda \left[ \sum_i W_i y_{Gi} + \sum_i W_{oi} y_{Goi} + \sum_i F_{Vi} h_{Vi} + \sum_i P_{Si} h_i + \sum_i P_{Soi} h_i \right] + \sum_i F_{Hi} h_{Vi} + P_H h$$

Calcolo moltiplicatore di attivazione  
( $\lambda = \alpha 0$ )

$$\lambda = \frac{\sum_i W_i \frac{S_i}{2} + \sum_i F_{Vi} d_{Vi} + \sum_i W_{oi} x_{Goi} + \sum_i P_{Si} d_i + \sum_i P_{Soi} d_{oi} + \sum_i T_i h_i - \sum_i F_{Hi} h_{Vi} - P_H h_i}{\sum_i W_i y_{Gi} + \sum_i W_{oi} y_{Goi} + \sum_i F_{Vi} h_{Vi} + \sum_i P_{Si} h_i + \sum_i P_{Soi} h_i}$$

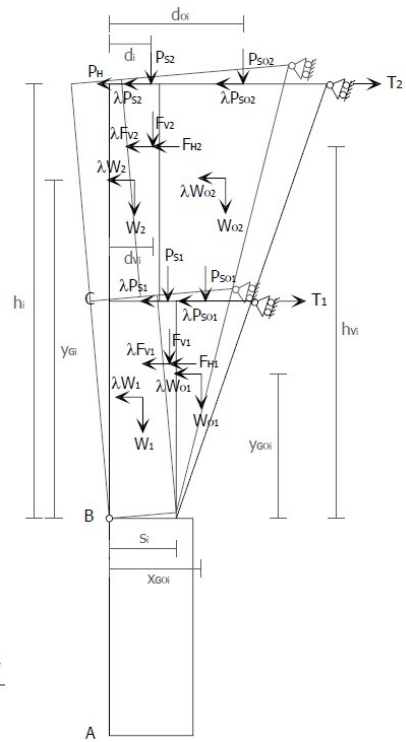
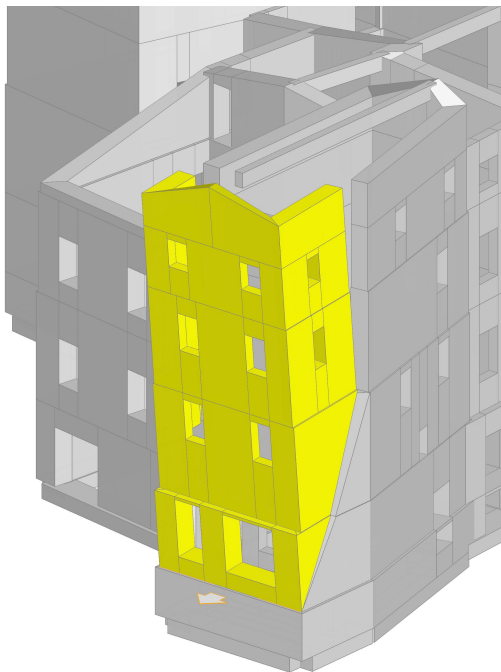
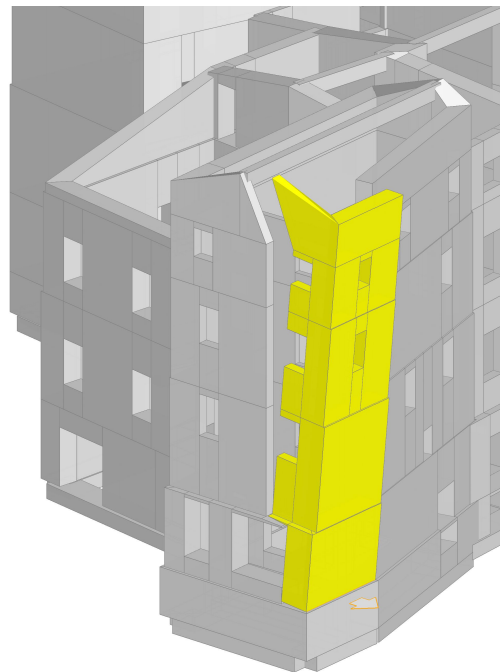


Figura 56, schema cinematico flessione composta



facciata principale



angolo

Schema dei meccanismi di ribaltamento composto studiati

Tabella dei risultati delle due configurazioni del cinematismo per ogni programma.

	facciata principale				angolo			
	$\alpha_0$	$\alpha_{z,SLV}$	$\alpha_z(z)$	Ir	$\alpha_0$	$\alpha_{z,SLV}$	$\alpha_z(z)$	Ir
<b>PCM</b>	0,13	2,37	3,19	<b>0,74</b>	0,08	1,65	3,19	<b>0,52</b>
<b>3M</b>	0,21	3,78	3,19	<b>1,18</b>	0,12	2,48	3,19	<b>0,78</b>
<b>CINE</b>	0,08	1,61	3,19	<b>0,50</b>	0,07	1,35	3,19	<b>0,42</b>

Dai risultati ottenuti si evidenzia come anche questo meccanismo non risulti verificato, ma con un maggiore margine di sicurezza rispetto a quanto visto per il ribaltamento semplice; Come per il ribaltamento semplice, risulta fondamentale un confronto con l'indice di rischio globale, per determinare quale comportamento assume la struttura.

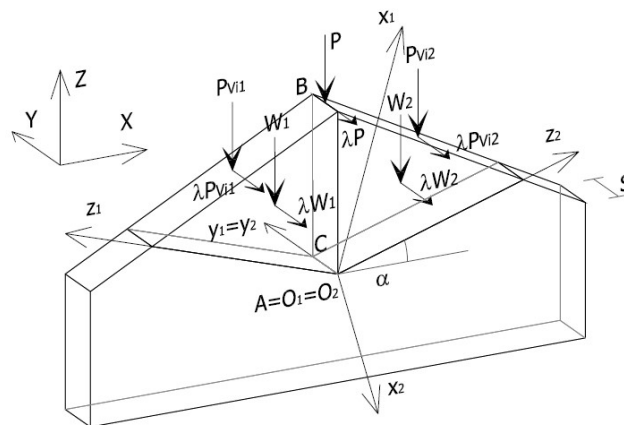
Il confronto tra i risultati ottenuti nei vari programmi mostra un certo grado di incertezza dei valori ottenuti, soprattutto nel software 3Muri, il quale mostra il margine di differenza maggiore tra i valori in esame.

### 3.1.3 Ribaltamento del timpano

Lo sfondamento della parete del timpano attiva un meccanismo di flessione orizzontale caratterizzato dalla formazione di cerniere cilindriche oblique attorno a cui ruotano macroelementi cuneiformi.

Questo meccanismo è legato allo scarso collegamento tra la parete e la copertura che si appoggia su di essa, in particolare dalla trave di colmo che effettua una azione ciclica di martellamento sulla parete stessa.

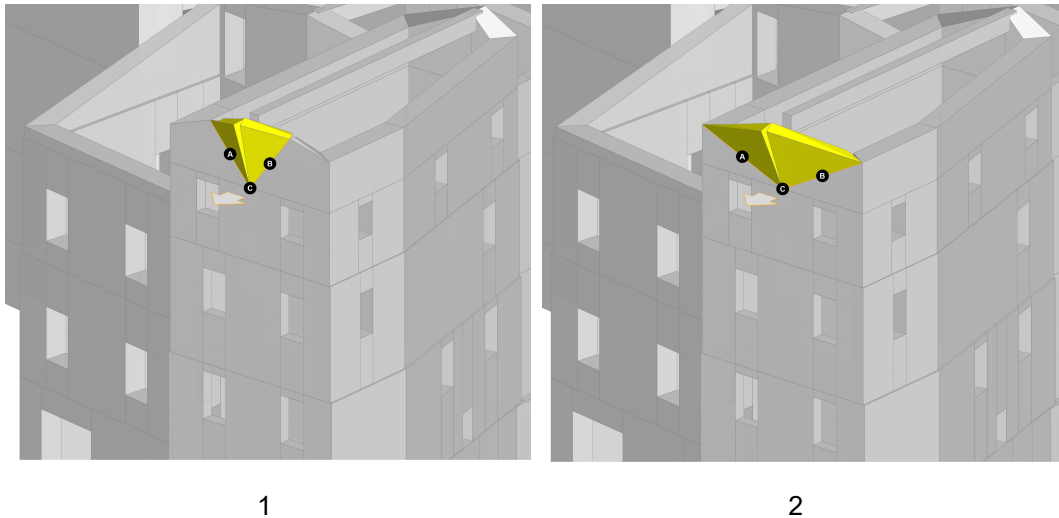
L'analisi del meccanismo nel caso di studio è stata condotta sulla facciata principale dell'unità 1, andando ad ipotizzare due possibili modalità di formazione del cuneo di distacco; Inoltre si puntualizza come questo meccanismo non è stato valutato nel programma 3Muri dato che il software non dispone della capacità di valutare tali meccanismi.



Calcolo moltiplicatore di attivazione  
( $\lambda = \alpha 0$ )

$$\lambda = \frac{(W_1 + W_2) \left( \frac{S}{2} \cos \alpha + w \right) + P(d_P \cos \alpha + w) + \sum_{i,j} P_{Vij} (d_{ij} \cos \alpha + w)}{W_1 x_{G1} + W_2 x_{G2} + P x_P + \sum_{i,j} P_{Vij} x_{PVij}}$$

Figura 57, schema cinematico flessione timpano



Schema dei meccanismi di ribaltamento del timpano studiati

Tabella dei risultati delle due configurazioni del cinematismo per il programma PCM e il foglio di calcolo “CINE\_meccanismi”.

	1				2			
	$\alpha_0$	$\alpha_{z,SLV}$	$\alpha_z(z)$	$l_r$	$\alpha_0$	$\alpha_{z,SLV}$	$\alpha_z(z)$	$l_r$
PCM	0,37	5,34	10,36	<b>0,52</b>	0,35	5,13	10,36	<b>0,50</b>
3M	non analizzabile nel 3Muri				non analizzabile nel 3Muri			
CINE	1,00	98,67	10,36	<b>9,52</b>	0,53	22,97	10,36	<b>2,22</b>

I risultati dell’analisi del meccanismo sono estremamente diversi tra il PCM e il foglio di calcolo, portando a due risultati opposti; Considerando l’opzione più conservativa e a vantaggio di sicurezza possiamo valutare il risultato del PCM come quello di riferimento, portandoci a valutare la possibilità che questo cinematismo, in entrambe le opzioni di formazione

dei cunei, si possa attivare, risulta quindi fondamentale il confronto con l'indice di rischio globale.

### 3.1.4 Flessione verticale

Il cinematismo della flessione verticale si caratterizza dalla formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la facciata in due blocchi rigidi che ruotano attorno ad essa; La combinazione di azioni verticali e orizzontali agenti sulla stessa parete porta alla formazione di un effetto ad arco verticale nella parete, che scarica le forze orizzontali agli estremi della muratura, le quali una volta superato un determinato valore conducono all'attivazione del cinematismo.

Il meccanismo in esame è stato valutato per la parete interclusa dell'unità 2, la quale è caratterizzata da una rastremazione della muratura, dalla presenza di un solaio in laterocemento alla prima elevazione e da fessure evidenti causate dallo sciame sismico del 2016; Per l'analisi vengono esclusi i presidi tutt'ora presenti.

Calcolo moltiplicatore di attivazione  
( $\lambda = \alpha 0$ )

$$\lambda = 2 \frac{(\mu - 1)(N d + P_s a + F_v d_v - F_H h_v) + s(W + N + P_s + F_v)}{(\mu - 1)(W h / \mu + 2 F_v h_v)}$$

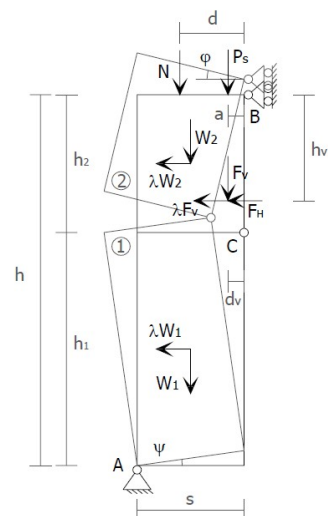
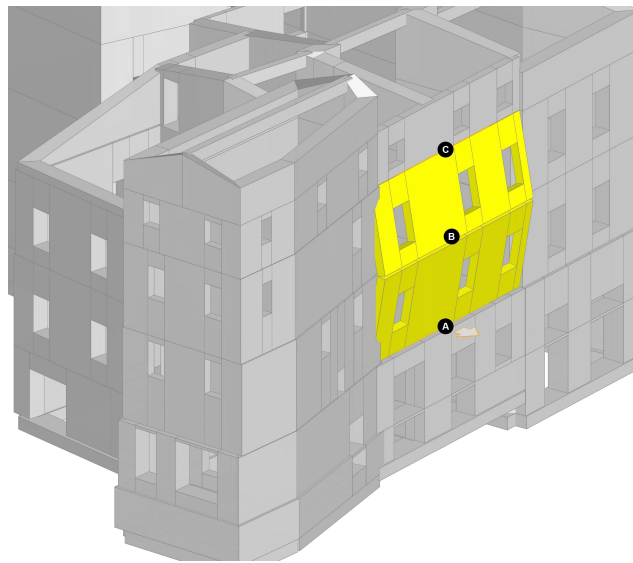


Figura 58, schema cinematismo flessione verticale



Per il meccanismo di flessione verticale è importante considerare come il moltiplicatore di attivazione possa variare a seconda della posizione della cerniera lungo la parete, che porta quindi a valutare porzioni di muratura differenti ed una distribuzione delle forze diverse; Dalla formula sopraindicata si può valutare come cambia il moltiplicatore, andando poi a considerare la configurazione peggiore.



Schema del meccanismo di flessione verticale studiato

Tabella dei risultati del cinematismo per ogni programma.

	Flessione verticale			
	$\alpha_0$	$\alpha_{z,SLV}$	$\alpha_z(z)$	$I_r$
<b>PCM</b>	0,19	2,85	6,46	<b>0,44</b>
<b>3M</b>	0,16	3,09	6,46	<b>0,48</b>
<b>CINE</b>	0,64	10,49	6,46	<b>1,62</b>

Dai risultati ottenuti si osserva come anche questo meccanismo sia caratterizzato da un basso indice di rischio e quindi da un'elevata probabilità che il meccanismo si possa attivare, rendendo ancora una volta fondamentale il confronto con l'indice di rischio globale.

Confrontando i risultati dei vari programmi si osserva un raffronto tra i dati ottenuti dai due programmi, e una netta differenza con il foglio di calcolo.

## **3.2 Analisi dinamica lineare**

L'analisi dinamica lineare consiste nel determinare i modi propri di vibrare della costruzione e nella valutazione delle sollecitazioni derivanti da ogni modo e nella combinazione di tali effetti.

Per la valutazione corretta dell'analisi modale è obbligatorio riferirsi ad ogni modo avente massa partecipante superiore al 5% e comunque bisogna valutare un numero di modi minimo con una massa partecipante totale non inferiore al 85%.

La determinazione della massa partecipante interessata da ogni modo risulterà poi fondamentale anche per l'analisi statica non lineare, in particolare per la determinazione dei gruppi di carico da considerare.

L'analisi è stata condotta all'interno dei tre software oggetto di studio, PCM, 3Muri, MidasGEN, e per entrambe le configurazioni dei solai, deformabili e rigidi.

### **3.2.1 Analisi modale MidasGEN**

In questo paragrafo vengono riportati i risultati dell'analisi modale condotta all'interno del programma MidaGEN in configurazione deformabile e rigida, valutando solo i modi principali di vibrare per le direzioni principali.

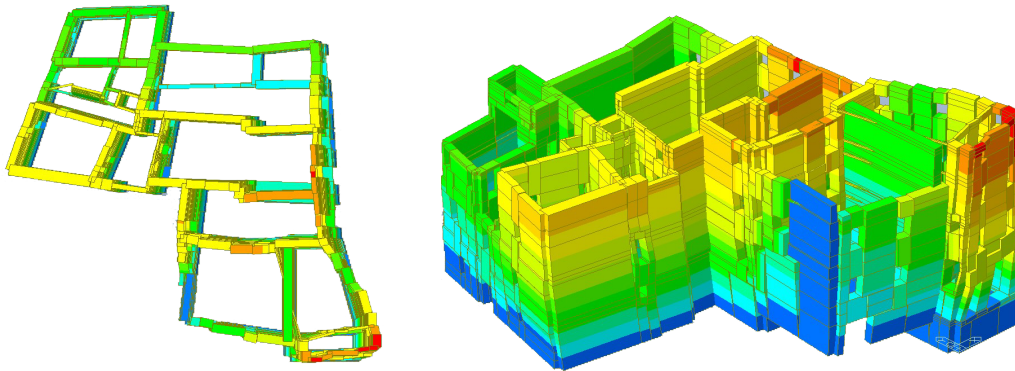
- Deformabile

L'analisi modale è stata condotta valutando un numero di modi di vibrare pari a 50, andando così a considerare un valore di massa partecipante superiore all'85% per ogni direzione.

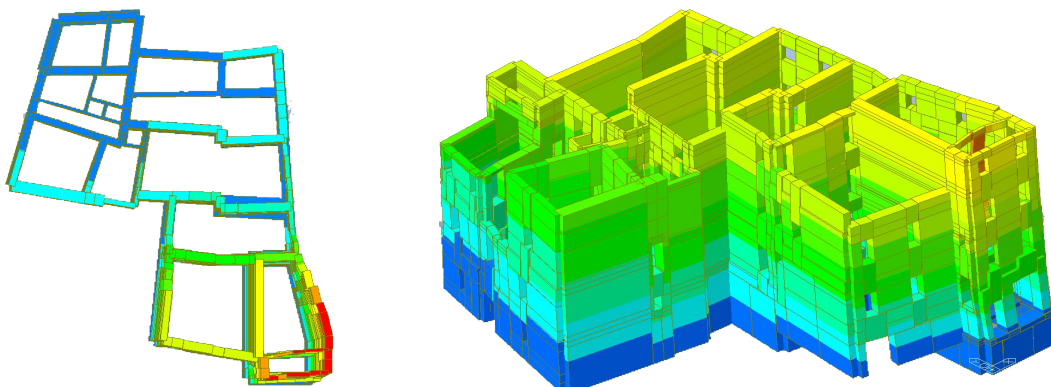
Dai risultati si osserva che il modo principale per la direzione X è il 4, mentre per la direzione Y è il 2.

	Periodo (sec)	Massa Partecipante (%)
Direzione X	0,1768	39,97
Direzione Y	0,2172	74,81

Deformata in direzione X, modo di vibrare 4



Deformata in direzione Y, modo di vibrare 2



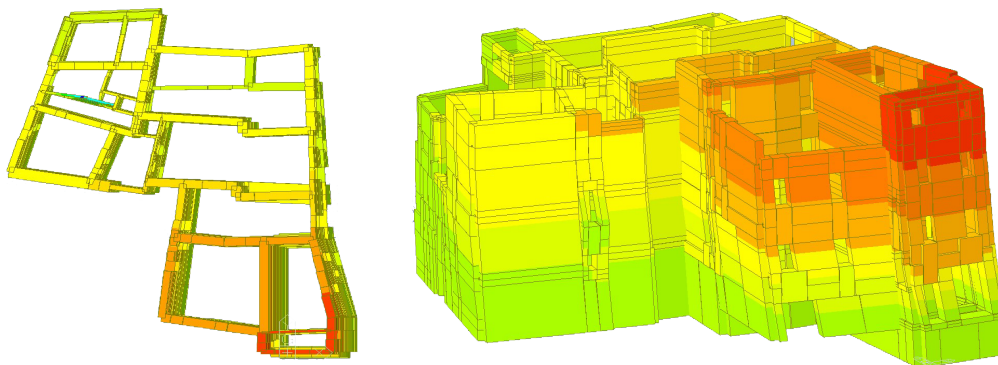
- Rigido

L'analisi modale è stata condotta valutando un numero di modi di vibrare pari a 50, andando così a considerare un valore di massa partecipante superiore all'85% per ogni direzione.

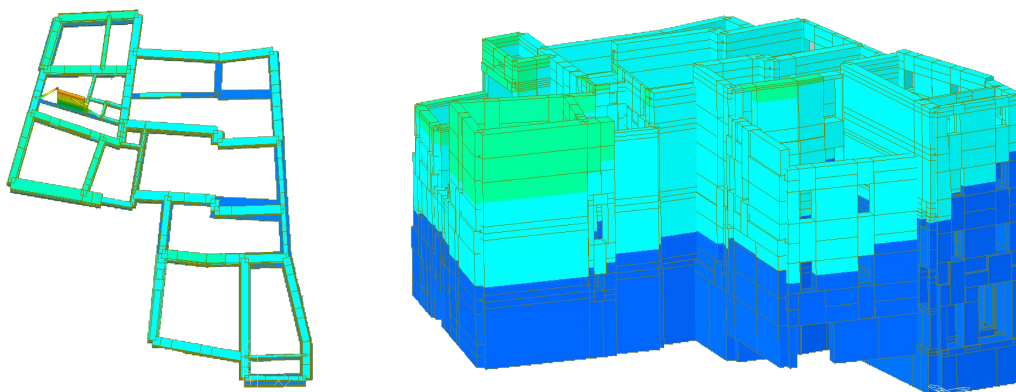
Dai risultati si osserva che il modo principale per la direzione X è il 2, mentre per la direzione Y è il 2.

	Periodo (sec)	Massa Partecipante (%)
Direzione X	0,1973	29,55
Direzione Y	0,1973	43,39

Deformata in direzione X, modo di vibrare 2



Deformata in direzione Y, modo di vibrare 2



La differenza tra le due configurazioni si manifesta non solo nei valori di massa partecipante dei modi principali, ma anche nel numero di modi necessari per raggiungere l'85% totale; Per la configurazione deformabile troviamo infatti un modo principale elevato per ogni direzione, ma per raggiungere l'85% totale per ogni direzione c'è bisogno di valutare un numero di modi di vibrare elevato, essendoci una maggiore dispersione rispetto alla configurazione rigida, per la quale bastano solo quattro modi di vibrare per raggiungere l'85%.

### **3.2.2 Analisi modale 3Muri**

In questo paragrafo vengono riportati i risultati dell'analisi modale condotta all'interno del programma 3Muri in configurazione deformabile e rigida, valutando solo i modi principali di vibrare per le direzioni principali.

- Deformabile

L'analisi modale è stata condotta valutando un numero di modi di vibrare pari a 250, andando così a considerare un valore di massa partecipante superiore all'85% per ogni direzione.

Risulta necessario un numero così elevato di modi da considerare per via dell'elevata dispersione della massa partecipante necessaria per raggiungere l'85%.

Dai risultati si osserva che il modo principale per la direzione X è il 7, mentre per la direzione Y è il 6.

	Periodo (sec)	Massa Partecipante (%)
Direzione X	0,278	27,37
Direzione Y	0,298	39,68

- Rigido

L'analisi modale è stata condotta valutando un numero di modi di vibrare pari a 30, andando così a considerare un valore di massa partecipante superiore all'85% per ogni direzione.

Anche qui si riscontra una dispersione della massa partecipante per i modi di vibrare, ma in misura più contenuta.

Dai risultati si osserva che il modo principale per la direzione X è il 7, mentre per la direzione Y è il 6.

	Periodo (sec)	Massa Partecipante (%)
Direzione X	0,346	21,04
Direzione Y	0,289	30,98

### 3.2.3 Analisi modale Aedes.PCM

In questo paragrafo vengono riportati i risultati dell'analisi modale condotta all'interno del programma Aedes.PCM in configurazione deformabile e rigida, valutando solo i modi principali di vibrare per le direzioni principali.

- Deformabile

L'analisi modale è stata condotta valutando un numero di modi di vibrare pari a 68, andando così a considerare un valore di massa partecipante superiore all'85% per ogni direzione.

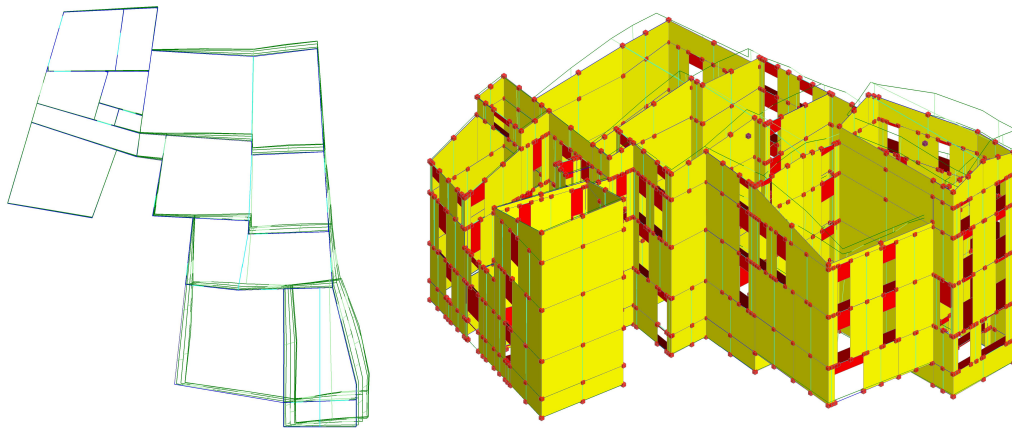
Anche qui si riscontra una dispersione della massa partecipante per i modi di vibrare, inoltre il numero di modi necessario per la determinazione della massa partecipante dell'85% viene automaticamente valutato dal programma.

Dai risultati si osserva che il modo principale per la direzione X è il 1, mentre per la direzione Y è il 2.

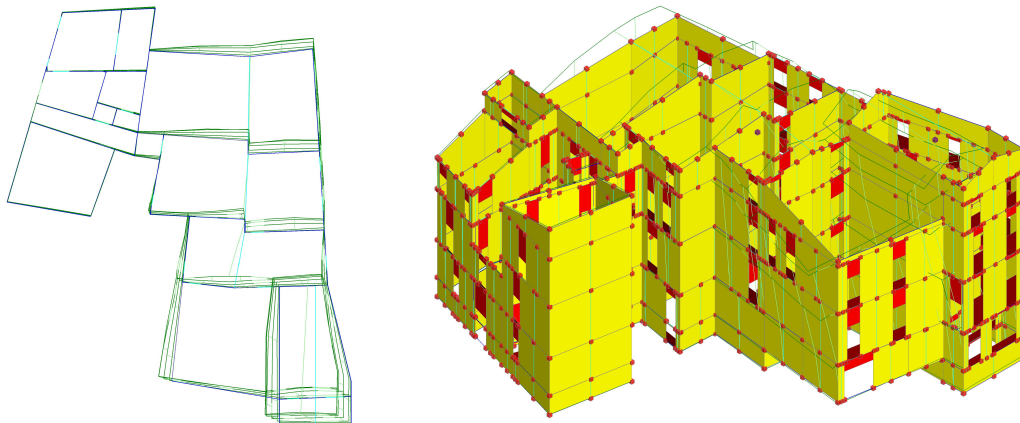
	Periodo (sec)	Massa Partecipante (%)
Direzione X	0,537	16,449
Direzione Y	0,478	27,256



Deformata in direzione X, modo di vibrare 1



Deformata in direzione Y, modo di vibrare 2



- Rigido

L'analisi modale è stata condotta valutando un numero di modi di vibrare pari a 9, andando così a considerare un valore di massa partecipante superiore all'85% per ogni direzione.

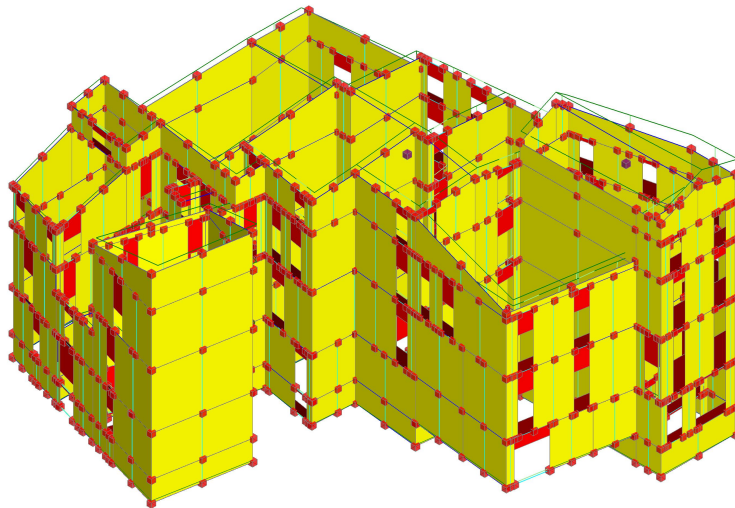
Il numero di modi necessario per la determinazione della massa partecipante dell'85% viene automaticamente valutato dal

programma, in questo caso ne sono bastati solo 9, osservando una dispersione molto bassa dei valori rispetto alla configurazione deformabile.

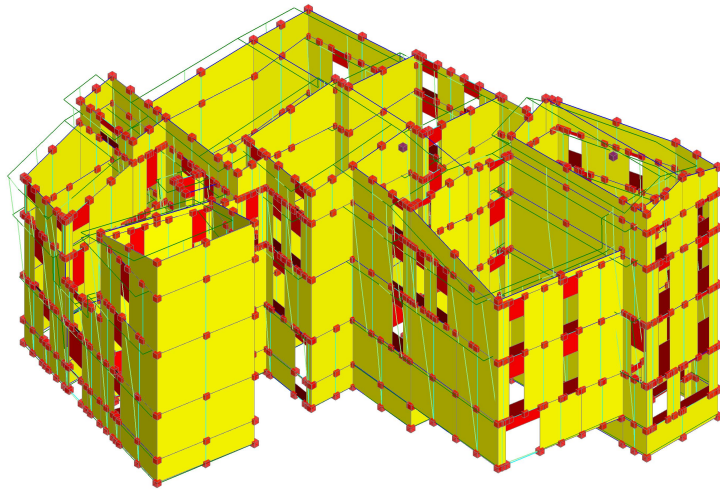
Dai risultati si osserva che il modo principale per la direzione X è il 1, mentre per la direzione Y è il 2.

	Periodo (sec)	Massa Partecipante (%)
Direzione X	0,367	29,859
Direzione Y	0,3	41,402

Deformabile in direzione X, modo di vibrare 1



Deformabile in direzione Y, modo di vibrare 2



Terminando con quest'ultimo caso le analisi modali condotte, si osserva che in generale i dati ottenuti presentano una ampia dispersione della massa partecipante, dovuta a movimenti localizzati legati a singoli elementi strutturali con bassa massa partecipante; Inoltre non si individua alcun tipo di riscontro tra le analisi condotte tra i diversi programmi, tranne che per l'elevato numero di modi da dover considerare.

### 3.3 Analisi statica non lineare

L'analisi statica non lineare, detta anche Pushover, rappresenta l'analisi fondamentale per valutare il comportamento in campo plastico della costruzione e quindi consentirci anche di valutare la fragilità della struttura.

L'analisi si basa sul considerare la struttura come caricata dai soli carichi gravitazionali, per poi applicare una distribuzione di forze orizzontali, con risultante pari al "taglio alla base  $F_b$ " e concentrate sul centro delle masse di ogni piano, valutata per ogni direzione e considerata con intensità crescente fino al raggiungimento della condizione di collasso della struttura, ottenuta al raggiungimento dello "spostamento ultimo  $u_d$ " di un punto di controllo convenzionalmente preso all'ultimo impalcato della struttura; Ciò che ne deriva è la capacità della struttura in campo non lineare, rappresentato da una curva detta "curva di capacità" data dal rapporto  $F_b-d$ .

Per eseguire correttamente un'analisi pushover di una struttura, bisogna valutare diverse distribuzioni di carico considerate per diverse direzioni, infatti la normativa precisa che bisogna considerare almeno due gruppi di distribuzione, detti Gruppo 1 (pushmodo) e Gruppo 2 (pushmassa), i quali possono essere valutati in diverso modo; Nel dettaglio del caso di studio, per il Gruppo 1, è stata considerata la distribuzione unimodale, anche se data la presenza di modi di vibrare con poca massa partecipante questa scelta non è l'ideale, mentre per il Gruppo 2, è stata scelta la distribuzione di

forze uniforme, che all'interno di questo studio rappresenterà un parametro di confronto migliore.

La curva di capacità così ottenuta, sarà rappresentativa di un sistema MDOF (Multi-degree of freedom), il quale deve quindi essere trasformato in un sistema SDOF (single degree of freedom) per consentire un confronto con lo spettro elastico di domanda, arrivando quindi alla valutazione dell'indice di rischio sismico, valutato a seconda del programma in base al "tempo di ritorno  $T_r$ " o alla "accelerazione massima al suolo PGA"; Questa trasformazione viene eseguita tramite il processo detto N2, il quale si divide in varie fasi, prima si scala la curva in funzione del fattore  $\Gamma$ , poi si bilinearizza la curva ottenuta imponendo il passaggio per il punto  $0,7F_b^*$  e imponendo l'eguaglianza delle aree tra le due curve, sempre mantenendo lo spostamento ultimo  $d_u^*$ , in seguito la curva bilinearizzata viene riportata nel piano ADRS in pseudo-accelerazione spettrale e spostamento relativo spettrale scalando i valori di forza  $F^*$  per la massa partecipante  $m^*$ , riuscendo così a confrontare domanda e capacità nello stesso grafico ed individuando i valori di PGA e  $T_r$  necessari.

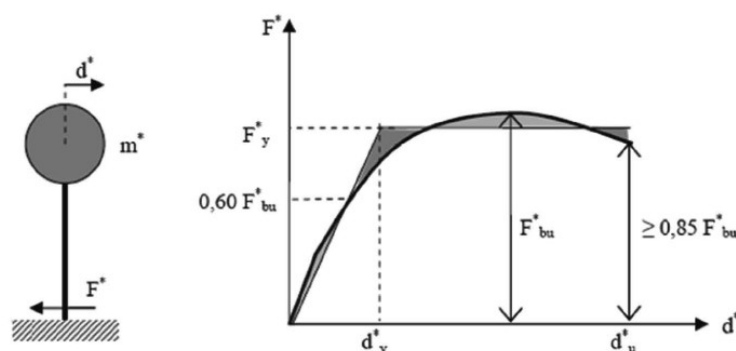


Figura 59, sistema e diagramma bilineare equivalente

Le analisi pushover per il caso di studio, sono state eseguite nei tre programmi, MidasGEN, 3Muri e Aedes.PCM, per entrambe le configurazioni, solaio deformabile e solaio rigido, andando a valutare 6 punti di controllo in tutta la struttura, selezionati in posizioni simili o coincidenti per ogni software.

### **3.3.1 Analisi pushover MidasGEN**

Le analisi statiche non lineari all'interno del MidasGEN vengono svolte scegliendo come Gruppo 1, la distribuzione unimodale, e come Gruppo 2, la distribuzione uniforme, valutando l'azione nelle direzioni positive e negative sia lungo X che lungo Y, ottenendo così 8 curve di capacità per ogni punto, per un totale di 48 curve di capacità per modello.

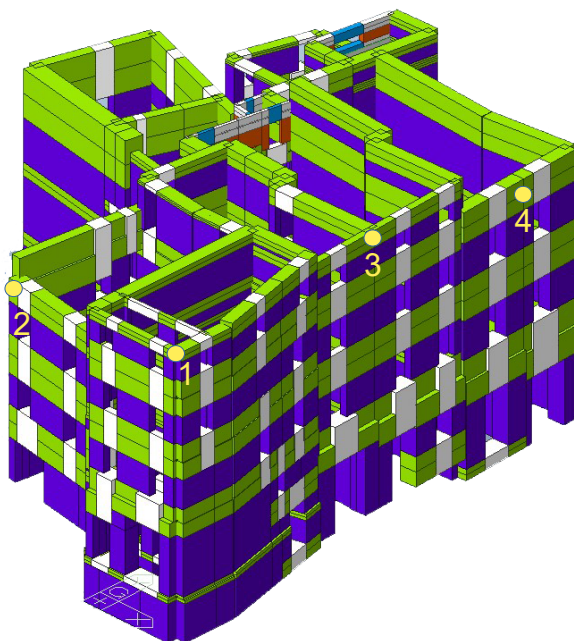
La valutazione dell'indice di rischio  $I_r$  va a tener conto del valore più basso ottenuto per ogni punto di controllo considerato, e viene valutato in funzione del tempo di ritorno  $Tr$ , secondo la seguente formula.

$$I_{r_{Tr\_SL}} = (Tr_{C\_SL} / Tr_{D\_SL})^{0.41}$$

La valutazione del comportamento non lineare della struttura all'interno del programma MidasGEN, avviene secondo il modello a plasticizzazione concentrata, dove per l'appunto, il comportamento plastico degli elementi viene considerato come concentrato in punti specifici dell'elemento tramite l'impostazione di cerniere plastiche che descrivono il legame costitutivo degli elementi.

All'interno del MidasGEN sono state impostate due tipologia di cerniere, a pressoflessione e a taglio, basati sulla cerniera FEMA, che esprime il legame, momento-rotazione o forza-spostamento, con un comportamento elasto-plastico fragile con limite di deformazione.

Di seguito si riportano i risultati ottenuti per ogni punto in entrambe le configurazioni ed il confronto tra i risultati delle due configurazioni.



Lista dei punti di controllo:

#### **Unità 1**

punto 1 = nodo 89

#### **Unità 2**

punto 2 = nodo 877

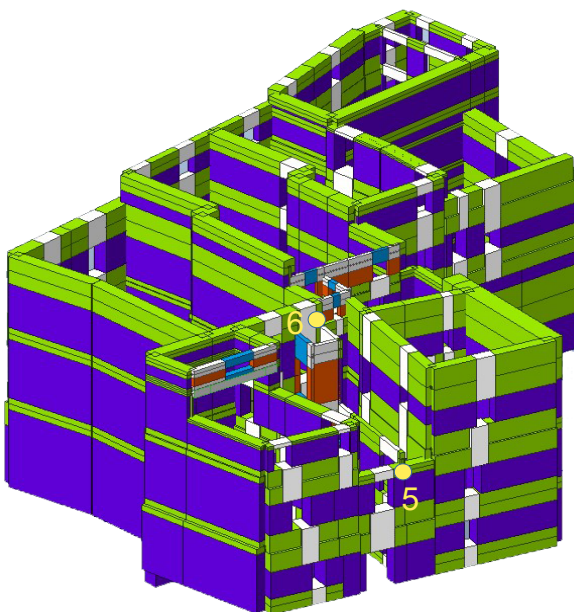
punto 3 = nodo 732

#### **Unità 3**

punto 4 = nodo 816

punto 5 = nodo 1825

punto 6 = nodo 1618

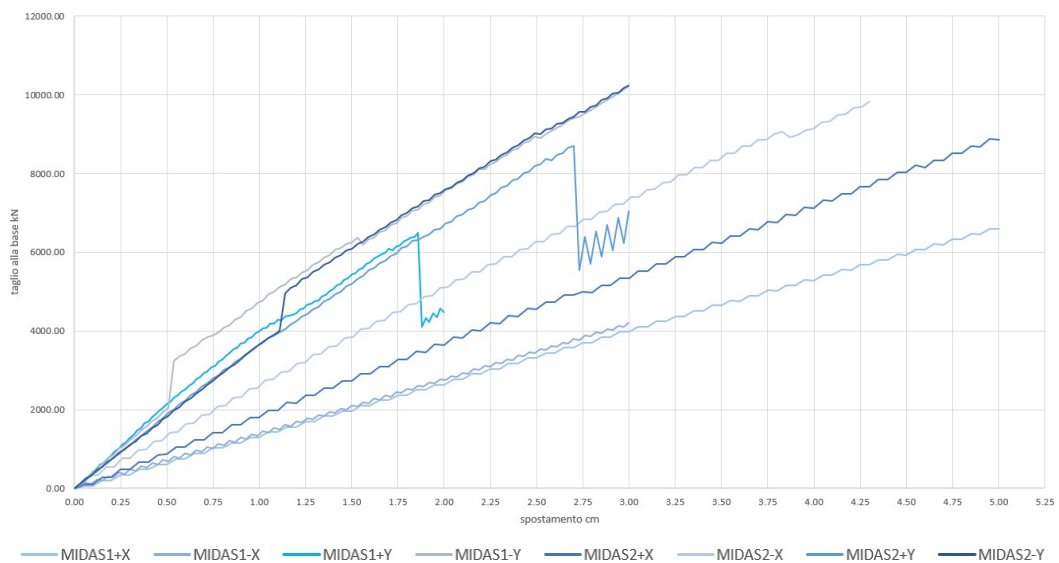


- Solai infinitamente deformabili

Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti per ogni curva di capacità della configurazione dei solai deformabili.

- Punto 1

Confronto completo delle curve del punto 1



Dalle curve di capacità del punto 1 si osserva un comportamento elastico lineare per tutte le curve con alcune, caratterizzate da un comportamento scalettato dato dalla plasticizzazione degli elementi nel modello e dalla complessità dello stesso, ed altre che invece riescono ad arrivare ad un crollo netto della capacità strutturale; In generale si osserva un valore del taglio massimo che varia da circa 4100 kN ai 10100 kN a seconda della curva analizzata, ed uno spostamento che va da 1,85 cm a 5 cm.

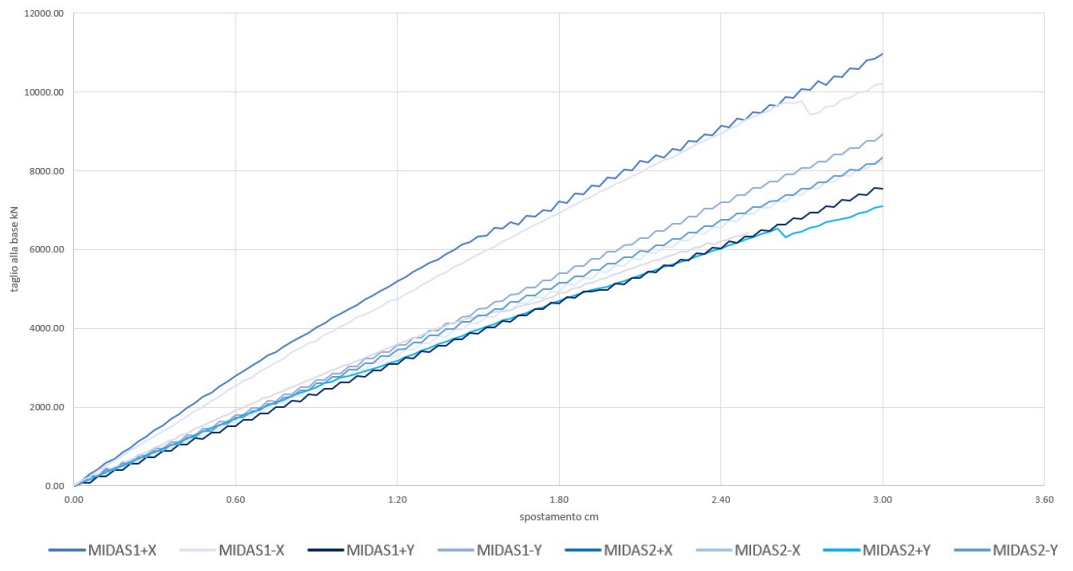


	step p.p.	TR curva	TR SLV	Ir (tr_SLV)	q*SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	97	150	475	<b>0,62</b>	1,08
<b>Gruppo 1-x</b>	97	50	475	<b>0,40</b>	1,07
<b>Gruppo 1+y</b>	83	30	475	<b>0,32</b>	1,17
<b>Gruppo 1-y</b>	94	100	475	<b>0,53</b>	1,33
<b>Gruppo 2+x</b>	92	100	475	<b>0,53</b>	0,95
<b>Gruppo 2-x</b>	91	100	475	<b>0,53</b>	1,05
<b>Gruppo 2+y</b>	81	50	475	<b>0,40</b>	1,03
<b>Gruppo 2-y</b>	90	75	475	<b>0,47</b>	1,27

L'indice di rischio che viene preso in considerazione per questo punto è il più basso tra i vari ottenuti, ovvero  $I_r = 0,32$  , determinando una scarsa capacità della struttura di resistere ad azioni sismiche, con un tempo di ritorno  $T_r = 30$  anni.

- Punto 2

Confronto completo delle curve del punto 2



	step p.p.	TR curva	TR SLV	Ir (tr)	q* SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	93	475	475	<b>1,00</b>	1,03
<b>Gruppo 1-x</b>	89	475	475	<b>1,00</b>	0,97
<b>Gruppo 1+y</b>	97	50	475	<b>0,40</b>	1,28
<b>Gruppo 1-y</b>	86	50	475	<b>0,40</b>	1,02
<b>Gruppo 2+x</b>	94	50	475	<b>0,40</b>	1,06
<b>Gruppo 2-x</b>	89	50	475	<b>0,40</b>	1,04
<b>Gruppo 2+y</b>	89	75	475	<b>0,47</b>	1,1
<b>Gruppo 2-y</b>	92	75	475	<b>0,47</b>	1,11

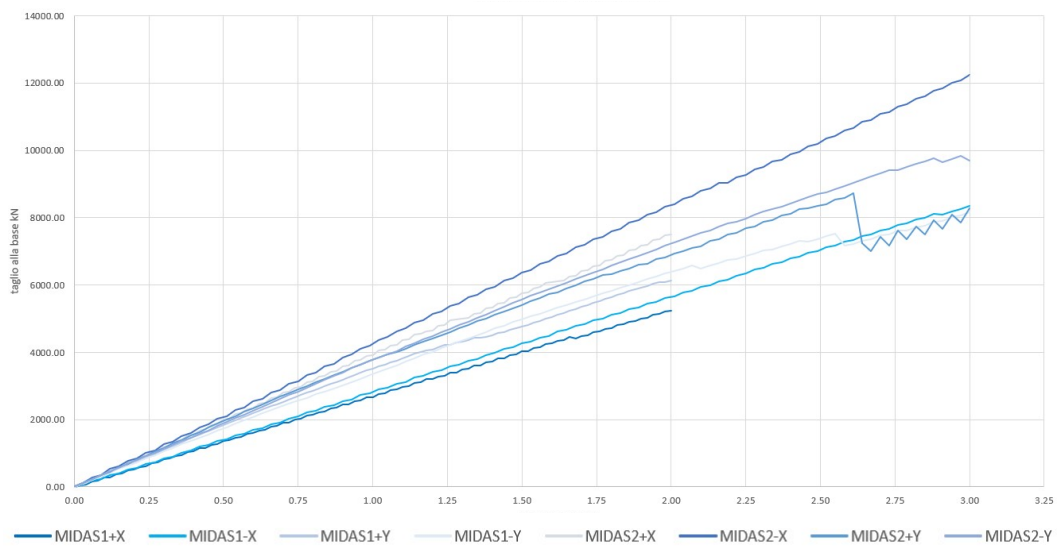
Anche per questo punto si osserva un comportamento elastico lineare caratterizzato da un andamento scalettato, anche se meno

pronunciato, ed alcune con un crollo delle capacità; I valori di taglio variano da un minimo di 7100 kN a un massimo 11000 kN, mentre lo spostamento ultimo rimane intorno ai 3 cm.

L'indice di rischio sismico è scelto come il minore osservato tra i vari gruppi, ovvero,  $I_r = 0,40$  con un tempo di ritorno  $T_r = 50$  anni, quasi in continuità con quanto visto nel punto 1.

- Punto 3

Confronto completo delle curve del punto 3



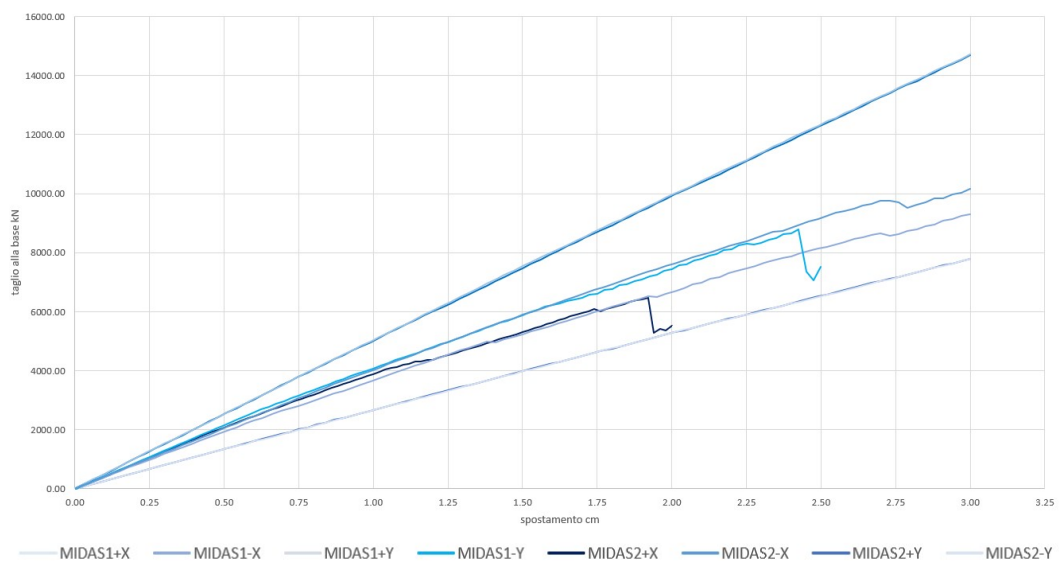
Per il punto 3 valgono le considerazioni fatte fin ora, ma con un'ulteriore attenuazione dell'andamento scalettato, mentre i valori osservati sono, per il taglio, una variazione che va da un minimo di 5100 kN ad un massimo di 12200 kN, mentre lo spostamento varia dai 2 cm ai 3 cm.

	step p.p.	TR curva	TR SLV	Ir (tr)	q*SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	91	50	475	<b>0,40</b>	1,01
<b>Gruppo1-x</b>	90	150	475	<b>0,62</b>	0,96
<b>Gruppo 1+y</b>	95	30	475	<b>0,32</b>	1,23
<b>Gruppo 1-y</b>	84	50	475	<b>0,40</b>	1,15
<b>Gruppo 2+x</b>	88	30	475	<b>0,32</b>	1,06
<b>Gruppo 2-x</b>	100	100	475	<b>0,53</b>	1,14
<b>Gruppo 2+y</b>	79	50	475	<b>0,40</b>	1,06
<b>Gruppo 2-y</b>	95	75	475	<b>0,47</b>	1,15

Per l'indice di rischio si prende a riferimento  $I_r = 0,32$  con  $T_r = 30$  anni.

- Punto 4

Confronto completo delle curve del punto 4



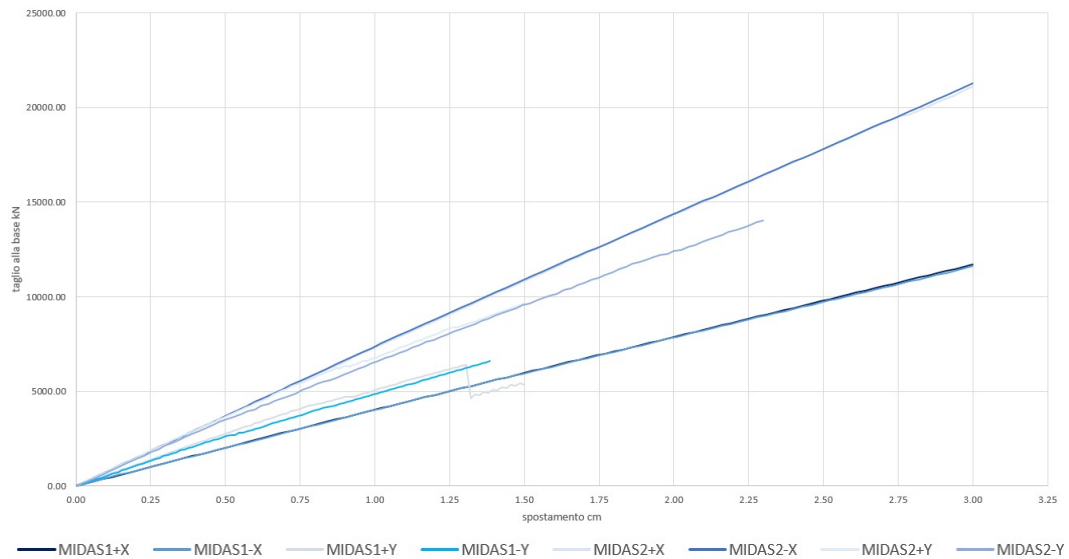
	step p.p.	TR curva	TR SLV	Ir (tr)	q*SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	99	200	475	<b>0,70</b>	1,06
<b>Gruppo1-x</b>	99	200	475	<b>0,70</b>	1,07
<b>Gruppo 1+y</b>	92	30	475	<b>0,32</b>	1,24
<b>Gruppo 1-y</b>	84	50	475	<b>0,40</b>	0,99
<b>Gruppo 2+x</b>	92	100	475	<b>0,53</b>	0,98
<b>Gruppo 2-x</b>	92	100	475	<b>0,53</b>	0,99
<b>Gruppo 2+y</b>	91	50	475	<b>0,40</b>	1,11
<b>Gruppo 2-y</b>	92	75	475	<b>0,47</b>	1,14

Per il punto 4 valgono le stesse considerazioni fatte fin ora, con valori del taglio compresi tra 6500 kN e 14700 kN, e lo spostamento compreso tra 1,90 cm e 3 cm.

Il valore dell'indice di rischio viene considerato  $I_r = 0,32$  con  $T_r = 30$  anni.

- Punto 5

Confronto completo delle curve del punto 5



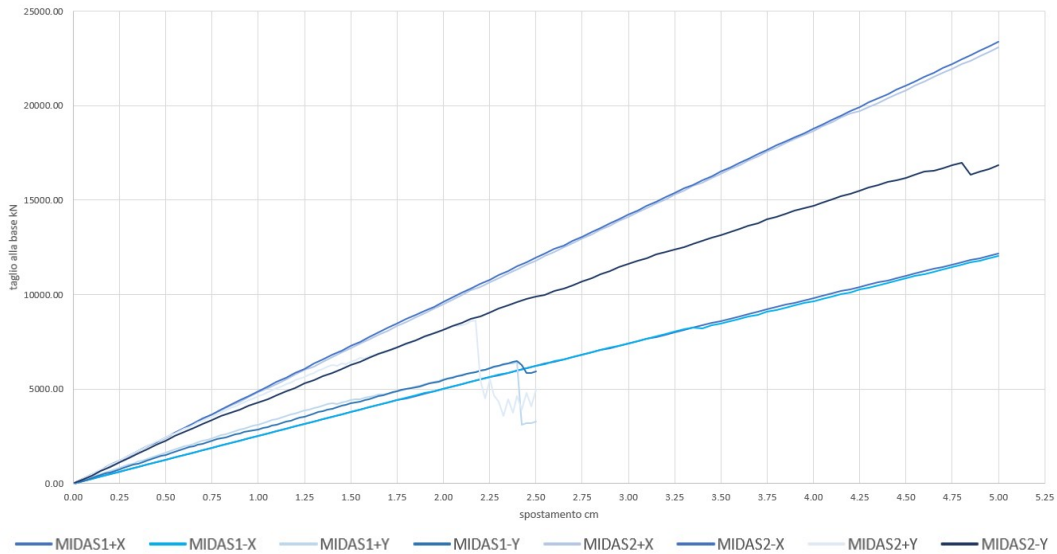
	step p.p.	TR curva	TR SLV	Ir (tr)	q*SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	93	475	475	<b>1,00</b>	0,97
<b>Gruppo1-x</b>	93	475	475	<b>1,00</b>	0,98
<b>Gruppo 1+y</b>	80	50	475	<b>0,40</b>	1,15
<b>Gruppo 1-y</b>	90	50	475	<b>0,40</b>	1,01
<b>Gruppo 2+x</b>	95	250	475	<b>0,77</b>	1,01
<b>Gruppo 2-x</b>	94	250	475	<b>0,77</b>	0,99
<b>Gruppo 2+y</b>	81	30	475	<b>0,32</b>	1,03
<b>Gruppo 2-y</b>	88	75	475	<b>0,47</b>	0,96

Per il punto 5 valgono le stesse considerazioni fatte fin ora, con valori del taglio compresi tra 6500 kN 22000 kN, e lo spostamento compreso tra 1,30 cm e 3 cm.

L'indice di rischio viene considerato pari a  $I_r = 0,32$  con  $T_r = 30$  anni.

- Punto 6

Confronto completo delle curve del punto 6



	step p.p.	TR curva	TR SLV	$I_r$ (tr)	$q^*SLV$
<b>Gruppo 1+x</b>	89	475	475	<b>1,00</b>	0,92
<b>Gruppo 1-x</b>	89	475	475	<b>1,00</b>	0,99
<b>Gruppo 1+y</b>	81	30	475	<b>0,32</b>	1,11
<b>Gruppo 1-y</b>	85	30	475	<b>0,32</b>	0,99
<b>Gruppo 2+x</b>	89	300	475	<b>0,83</b>	0,94
<b>Gruppo 2-x</b>	88	300	475	<b>0,83</b>	0,91
<b>Gruppo 2+y</b>	85	50	475	<b>0,40</b>	1,25
<b>Gruppo 2-y</b>	91	250	475	<b>0,77</b>	1,1

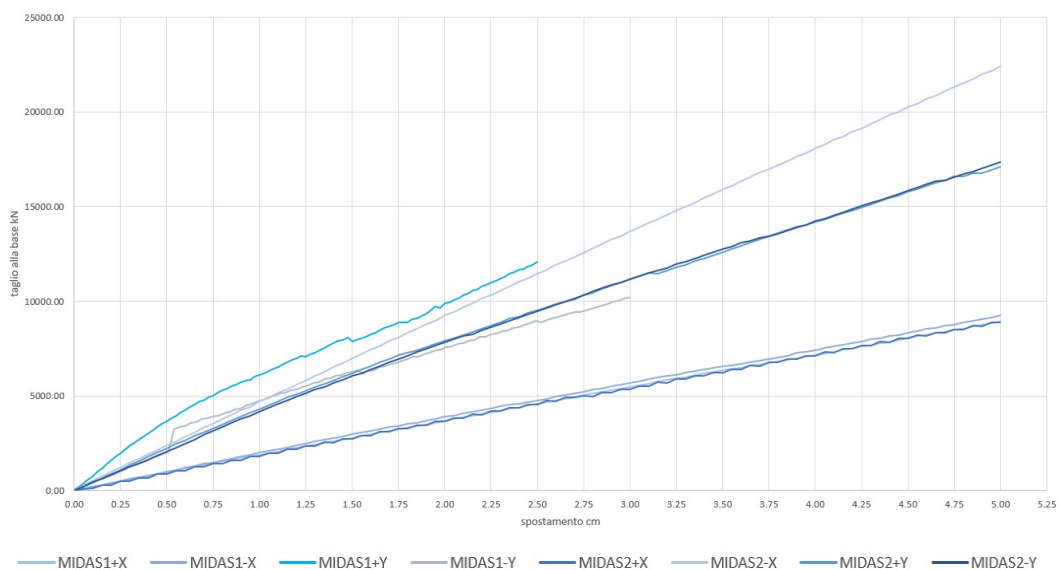
Per il punto 6 valgono le stesse considerazioni fatte fin ora, con valori del taglio compresi tra 6500 kN 23000 kN, e lo spostamento compreso tra 2,15 cm e 5 cm.

L'indice di rischi viene assunto pari a  $I_r = 0,32$  con  $T_r = 30$  anni.

- Solai infinitamente rigidi

- Punto 1

Confronto completo delle curve del punto 6



Per le curve del punto 1 analizzate considerando i solai come infinitamente rigidi, si osserva sempre un andamento elastico lineare per la maggior parte delle curve, ma si differenzia dalla configurazione a solai deformabili, sia per l'andamento scalettato, il quale risulta molto più attenuato in configurazione rigida, che per i



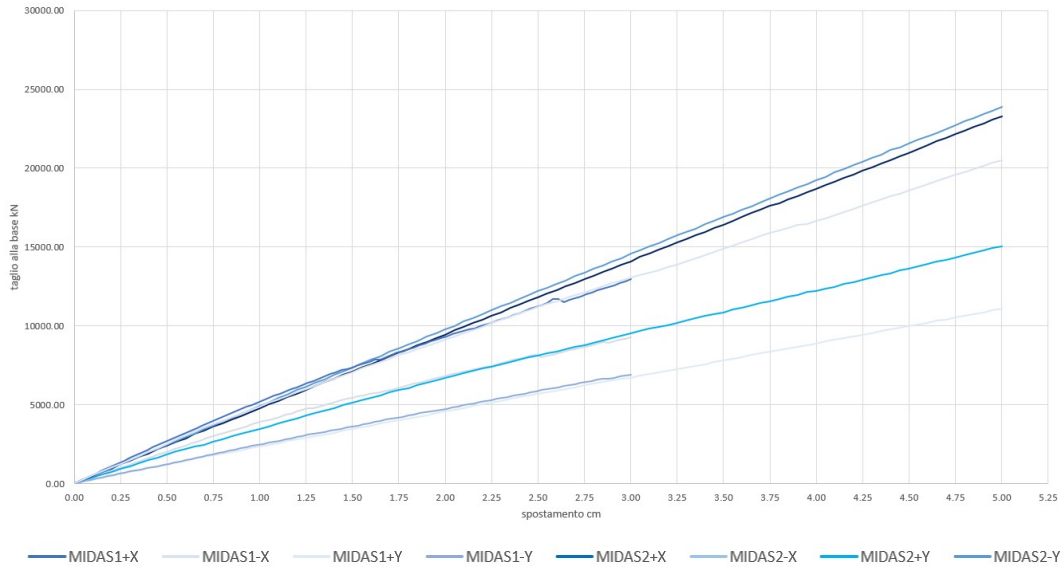
valori di spostamento, taglio e indice di rischio ottenuti; In particolare si osserva come i valori del taglio adesso varino in un intervallo compreso tra 9000 kN e 22000 kN, mentre lo spostamento varia tra 2,50 cm e 5,00 cm.

	step p.p.	TR curva	TR SLV	Ir (tr_SLV)	q*SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	89	475	475	<b>1,00</b>	0,96
<b>Gruppo 1-x</b>	87	475	475	<b>1,00</b>	0,93
<b>Gruppo 1+y</b>	86	475	475	<b>1,00</b>	1,07
<b>Gruppo 1-y</b>	75	475	475	<b>1,00</b>	0,87
<b>Gruppo 2+x</b>	89	250	475	<b>0,77</b>	0,95
<b>Gruppo 2-x</b>	85	250	475	<b>0,77</b>	0,87
<b>Gruppo 2+y</b>	93	250	475	<b>0,77</b>	1,05
<b>Gruppo 2-y</b>	93	250	475	<b>0,77</b>	1,08

L'indice di rischio viene sempre considerato come il minore tra quelli ottenuti dai vari gruppi di carico, pertanto sarà pari a  $I_r = 0,77$  con  $T_r = 250$  anni, rappresentando, almeno per il punto 1, un netto miglioramento delle capacità dell'edificio.

- Punto 2

Confronto completo delle curve del punto 2



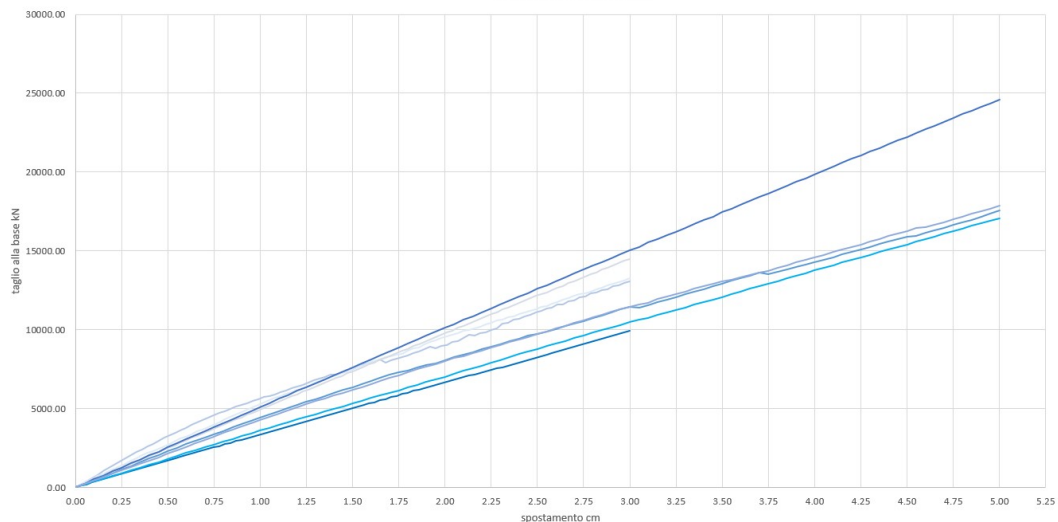
	step p.p.	TR curva	TR SLV	Ir (tr)	q* SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	71	475	475	<b>1,00</b>	0,75
<b>Gruppo 1-x</b>	86	200	475	<b>0,70</b>	0,95
<b>Gruppo 1+y</b>	86	200	475	<b>0,70</b>	1,09
<b>Gruppo 1-y</b>	74	475	475	<b>1,00</b>	0,82
<b>Gruppo 2+x</b>	89	300	475	<b>0,83</b>	0,93
<b>Gruppo 2-x</b>	87	300	475	<b>0,83</b>	0,92
<b>Gruppo 2+y</b>	93	100	475	<b>0,53</b>	1,14
<b>Gruppo 2-y</b>	95	300	475	<b>0,83</b>	1,05

Per il punto 2 valgono le stesse considerazioni fatte per il punto 1, con i valori di taglio che variano tra 7000 kN e 24000 kN, e lo spostamento tra 3 cm e 5 cm.

Per l'indice di rischio viene considerato  $I_r = 0,53$  con  $T_r = 100$  anni, determinando anche qui un miglioramento delle capacità dell'aggregato, ma minore rispetto a quanto visto per il punto 1.

- - Punto 3

### Confronto completo delle curve del punto 3



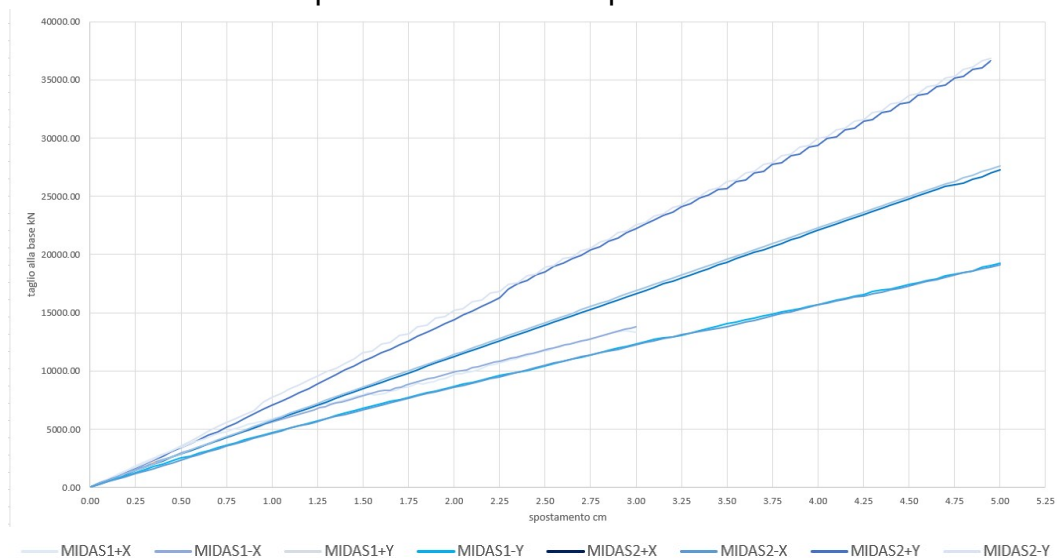
Per il punto 3 valgono le stesse considerazioni fatte precedentemente, con i valori di taglio che variano tra 10000 kN e 25000 kN, e lo spostamento tra 3 cm e 5 cm.

	step p.p.	TR curva	TR SLV	Ir (tr)	q*SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	82	475	475	<b>1,00</b>	0,87
<b>Gruppo1-x</b>	47	475	475	<b>1,00</b>	0,51
<b>Gruppo 1+y</b>	81	475	475	<b>1,00</b>	1
<b>Gruppo 1-y</b>	81	475	475	<b>1,00</b>	1
<b>Gruppo 2+x</b>	82	75	475	<b>0,47</b>	0,85
<b>Gruppo 2-x</b>	86	300	475	<b>0,83</b>	0,91
<b>Gruppo 2+y</b>	76	150	475	<b>0,62</b>	0,88
<b>Gruppo 2-y</b>	75	150	475	<b>0,62</b>	0,87

L'indice di rischio viene preso pari a  $I_r = 0,47$  con  $T_r = 75$  anni, mantenendo le stesse considerazioni viste prima.

- Punto 4

Confronto completo delle curve del punto 4



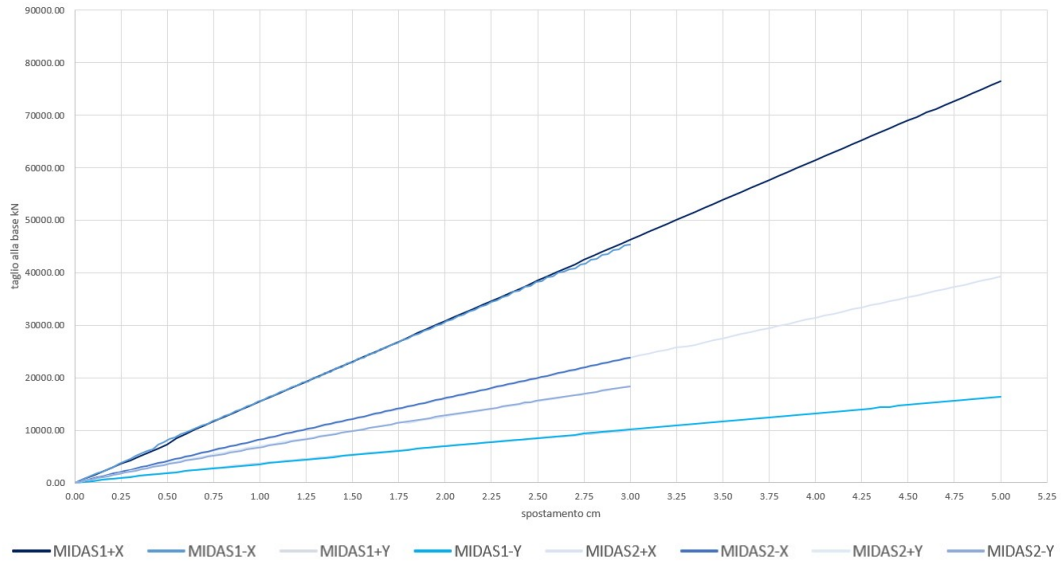
	step p.p.	TR curva	TR SLV	Ir (tr)	q*SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	22	475	475	<b>1,00</b>	0,25
<b>Gruppo 1-x</b>	22	475	475	<b>1,00</b>	0,23
<b>Gruppo 1+y</b>	76	475	475	<b>1,00</b>	0,97
<b>Gruppo 1-y</b>	78	475	475	<b>1,00</b>	0,96
<b>Gruppo 2+x</b>	90	475	475	<b>1,00</b>	0,94
<b>Gruppo 2-x</b>	89	475	475	<b>1,00</b>	0,92
<b>Gruppo 2+y</b>	89	250	475	<b>0,77</b>	1
<b>Gruppo 2-y</b>	89	250	475	<b>0,77</b>	1,04

Per il punto 4 valgono le stesse considerazioni fatte precedentemente, con i valori di taglio che variano tra 13500 kN e 36500 kN, e lo spostamento tra 3 cm e 5 cm.

L'indice di rischio viene considerato  $I_r = 0,77$  con  $T_r = 250$  anni.

- Punto 5

Confronto completo delle curve del punto 5



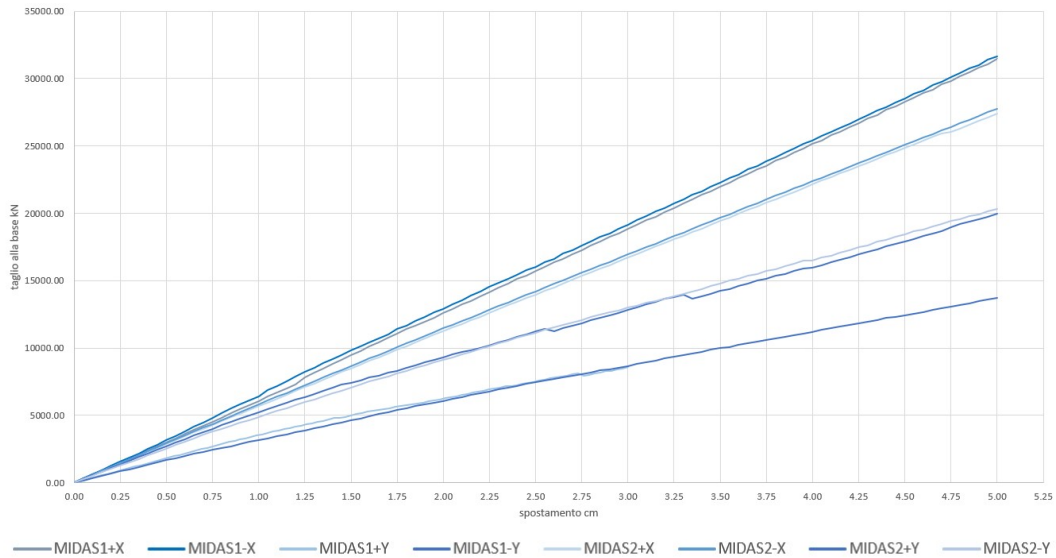
	step p.p.	TR curva	TR SLV	Ir (tr)	q*SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	11	475	475	<b>1,00</b>	0,11
<b>Gruppo 1-x</b>	18	475	475	<b>1,00</b>	0,19
<b>Gruppo 1+y</b>	83	200	475	<b>0,70</b>	0,94
<b>Gruppo 1-y</b>	69	475	475	<b>1,00</b>	0,74
<b>Gruppo 2+x</b>	63	475	475	<b>1,00</b>	0,66
<b>Gruppo 2-x</b>	84	250	475	<b>0,77</b>	0,87
<b>Gruppo 2+y</b>	97	200	475	<b>0,70</b>	1,09
<b>Gruppo 2-y</b>	97	200	475	<b>0,70</b>	1,11

Per il punto 5 valgono le stesse considerazioni fatte precedentemente, con i valori di taglio che variano tra 17000 kN e 76500 kN, e lo spostamento tra 3 cm e 5 cm.

L'indice di rischio viene considerato  $I_r = 0,70$  con  $T_r = 200$  anni.

- Punto 6

Confronto completo delle curve del punto 6



	step p.p.	TR curva	TR SLV	$I_r$ (tr)	$q^*SLV$
<b>Gruppo 1+x</b>	26	475	475	<b>1,00</b>	0,26
<b>Gruppo 1-x</b>	26	475	475	<b>1,00</b>	0,26
<b>Gruppo 1+y</b>	83	150	475	<b>0,62</b>	1,06
<b>Gruppo 1-y</b>	81	475	475	<b>1,00</b>	0,91
<b>Gruppo 2+x</b>	90	475	475	<b>1,00</b>	0,94
<b>Gruppo 2-x</b>	88	475	475	<b>1,00</b>	0,92
<b>Gruppo 2+y</b>	80	200	475	<b>0,70</b>	0,88
<b>Gruppo 2-y</b>	80	200	475	<b>0,70</b>	0,92

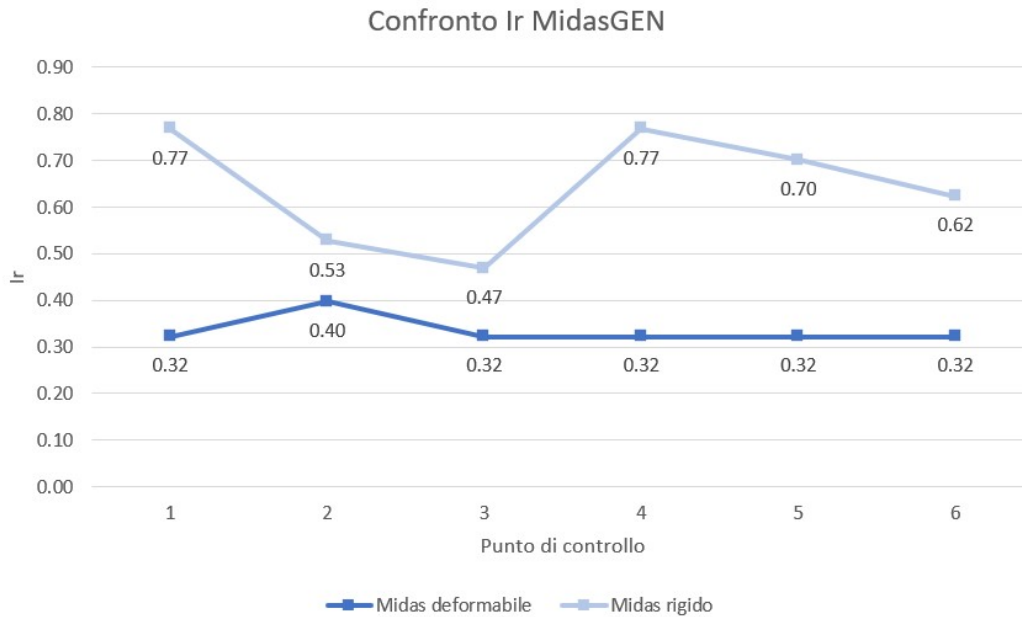
Per il punto 6 valgono le stesse considerazioni fatte precedentemente, con i valori di taglio che variano tra 14000 kN e 32000 kN, e lo spostamento pari a 5 cm.

L'indice di rischio viene considerato  $I_r = 0,62$  con  $T_r = 150$  anni.

- Confronto tra i risultati delle due configurazioni

Andando a valutare nel complesso i risultati ottenuti per entrambe le configurazioni dei solai considerate, si osserva che il comportamento delle curve, rimane elastico lineare con un andamento a tratti scalettato, caratteristica legata alla complessità del modello e al numero di elementi che si plasticizzano, con però valori di taglio massimo e spostamento ultimo che aumentano, per alcuni punti anche in modo considerevole, andando quindi a determinare un miglioramento generale del comportamento della struttura, valutato secondo l'indice di rischio sismico, ma senza mai raggiungere pienamente il valore di adeguamento sismico pari a  $I_r = 0,8$ .





Andando nel dettaglio, si osserva come, per la configurazione deformabile, l'indice di rischio risulta costante per tutto l'aggregato, mentre per la configurazione rigida, l'indice varia molto; Si osserva inoltre, come l'unità 1, ovvero quella di testa dell'aggregato risenta maggiormente dell'effetto positivo dato dai solai rigidi, mentre l'unità 2 sia quella affetta in misura minore.

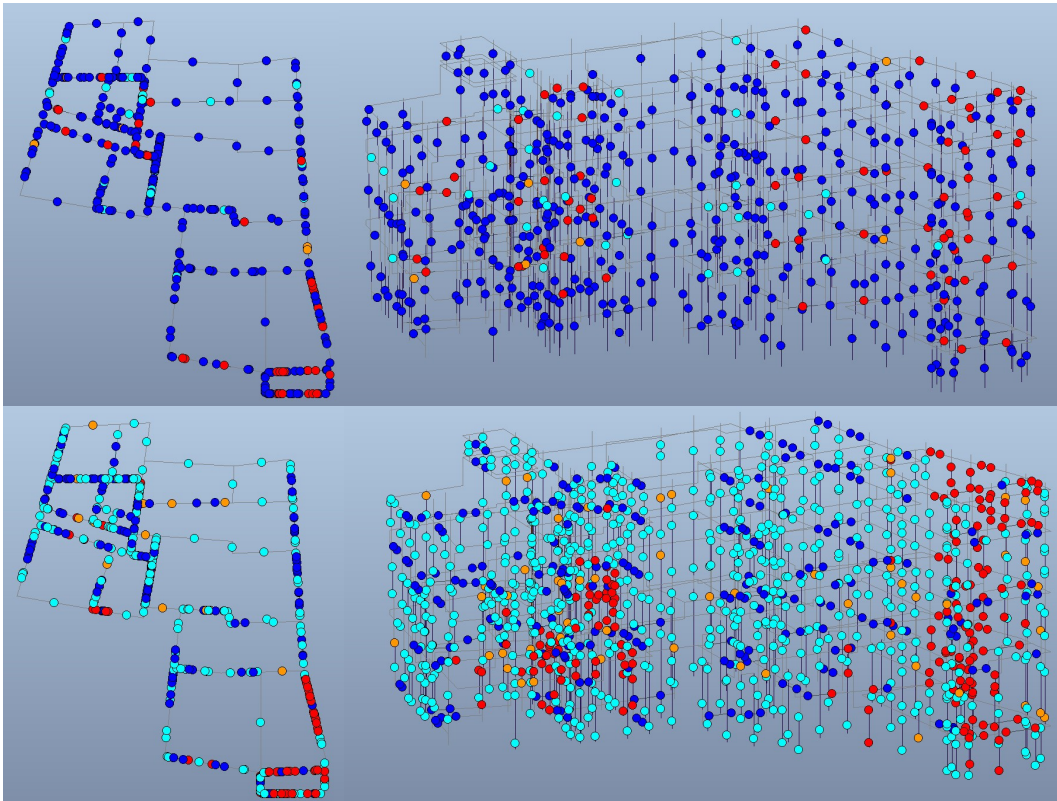
Andando poi a considerare l'ipotesi di solai deformabili come rappresentativa dello stato di fatto, emerge come nella struttura di testa, si vadano ad attivare prima i meccanismi locali del ribaltamento semplice della facciata piuttosto che quelli globali, avendo un indice di rischio ( $I_r = 0,19$ ) minore del globale ( $I_r = 0,32$ ).

		Unità1	Unità 2		Unità 3		
		Punto 1	Punto 2	Punto 3	Punto 4	Punto 5	Punto 6
<b>Gruppo 1+X</b>	deformabile	0,62	1,00	0,40	0,70	1,00	1,00
	rigido	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Gruppo 1-X</b>	deformabile	0,40	1,00	0,62	0,70	1,00	1,00
	rigido	1,00	0,70	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Gruppo 1+Y</b>	deformabile	0,32	0,40	0,32	0,32	0,40	0,32
	rigido	1,00	0,70	1,00	1,00	0,70	0,62
<b>Gruppo 1-Y</b>	deformabile	0,53	0,40	0,40	0,40	0,40	0,32
	rigido	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>Gruppo 2+X</b>	deformabile	0,53	0,40	0,32	0,53	0,77	0,83
	rigido	0,77	0,83	0,47	1,00	1,00	1,00
<b>Gruppo 2-X</b>	deformabile	0,53	0,40	0,53	0,53	0,77	0,83
	rigido	0,77	0,83	0,83	1,00	0,77	1,00
<b>Gruppo 2+Y</b>	deformabile	0,40	0,47	0,40	0,40	0,32	0,40
	rigido	0,77	0,53	0,62	0,77	0,70	0,70
<b>Gruppo 2-Y</b>	deformabile	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,77
	rigido	0,77	0,83	0,62	0,77	0,70	0,70
<b>Risultati finali (minimo)</b>	deformabile	<b>0,32</b>	<b>0,40</b>	<b>0,32</b>	<b>0,32</b>	<b>0,32</b>	<b>0,32</b>
	rigido	<b>0,77</b>	<b>0,53</b>	<b>0,47</b>	<b>0,77</b>	<b>0,70</b>	<b>0,62</b>

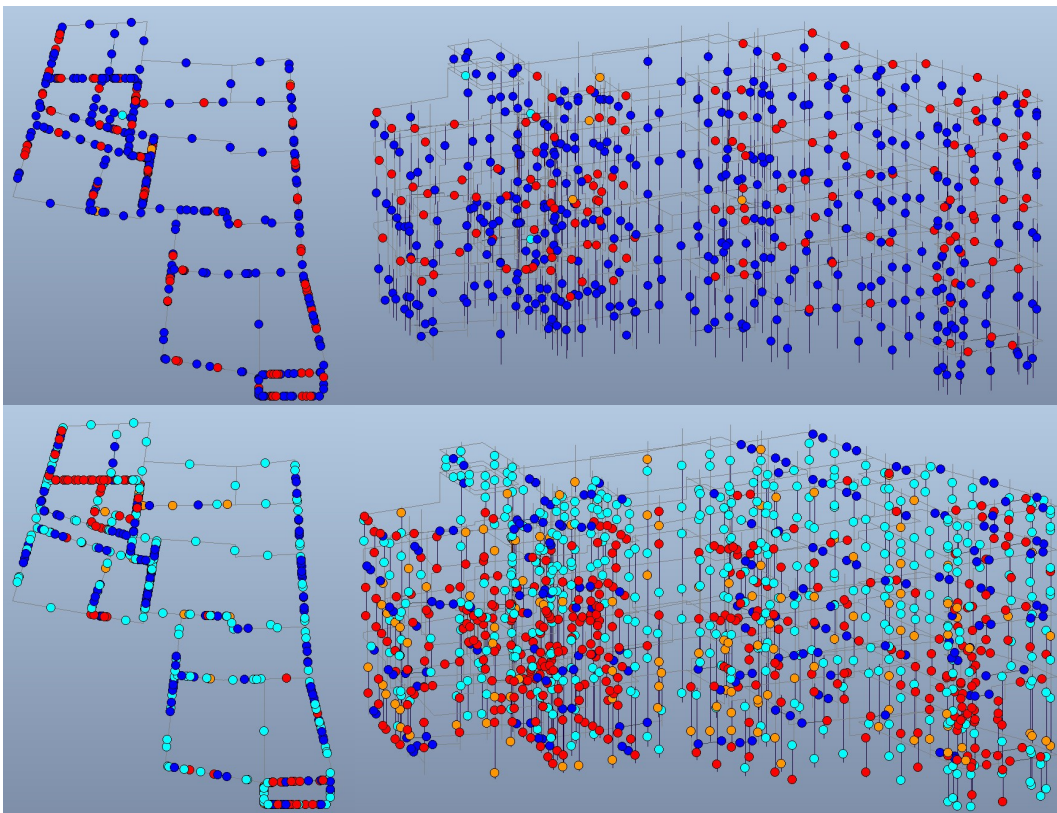
Andando nello specifico a valutare lo sviluppo del danneggiamento della struttura, si osserva come la plasticizzazione degli elementi parta allo stesso modo sia in condizione deformabile che in condizione rigida, andando cioè a coinvolgere le stesse porzioni di muratura alla stessa maniera; La differenza maggiore si osserva nel numero di elementi che si plasticizzano, caratteristica legata alla maggiore capacità della struttura con solai rigidi di far collaborare gli elementi strutturali e quindi di danneggiare un maggior numero di elementi; Si nota anche un cambio del danneggiamento in alcune porzioni di edificio, ovvero la facciata laterale dell'unità 1 risulta meno danneggiata, per quanto riguarda i maschi murari, nell'ipotesi di solai rigidi, dimostrando quindi un miglioramento generale del comportamento dell'unità 1.

Dall'analisi del danneggiamento della struttura risulta quindi come le parti maggiormente coinvolte in fenomeni di plasticizzazione siano, per l'ipotesi di solai deformabili, l'unità 1 nella sua interezza, il corpo scala dell'unità 3 e le fasce di piano della facciata dell'unità 2, mentre per l'ipotesi di solai rigidi, un danneggiamento generale delle fasce di piano in ogni facciata e un danneggiamento dei maschi murari più concentrato sulla porzione di aggregato che si affaccia sul Largo Sossanta, della facciata dell'unità 2 che ridà sulla corte interna e della porzione più piccola dell'unità 3 con relativo blocco scale.

Cerniere plastiche in configurazione deformabile alla fine della curva



Cerniere plastiche in configurazione rigida alla fine della curva



### 3.3.2 Analisi pushover 3Muri

Le analisi statiche non lineari all'interno del 3Muri vengono svolte scegliendo come Gruppo 1, la distribuzione unimodale, e come Gruppo 2, la distribuzione uniforme, valutando l'azione nelle direzioni positive e negative sia lungo X che lungo Y, ottenendo così 8 curve di capacità per ogni punto, per un totale di 48 curve di capacità per modello.

La valutazione dell'indice di rischio  $I_r$  va a tener conto del valore più basso ottenuto per ogni punto di controllo considerato, e viene valutato in funzione dell'accelerazione di picco al suolo PGA secondo la seguente formula.

$$I_{r_{ag\_SL}} = a_{g\_C} / a_{g\_D}$$

La valutazione del comportamento non lineare della struttura all'interno del programma 3Muri, avviene andando a valutare, la capacità a pressoflessione agli elementi di estremità del pannello "sandwich" e la capacità a taglio nell'elemento centrale del pannello; Nel dettaglio l'elemento implementato nel software 3Muri è caratterizzato da, rigidezza iniziale secondo le caratteristiche elastiche fessurate del materiale, comportamento bilineare con valori massi coerenti con quelli dello stato limite ultimo, redistribuzione delle sollecitazioni interne all'elemento tali da garantire l'equilibrio, settaggio dello stato di danno secondo i parametri globali e locali, degradazione della rigidezza nel ramo plastico, controllo di duttilità mediante la definizione del drift massimo ed eliminazione

dell'elemento al raggiungimento dello SLU senza interruzione dell'analisi;  
 Questi aspetti permettono di cogliere i meccanismi di collasso tipici della muratura con una formulazione non lineare che tiene conto del danneggiamento del legame costitutivo e del degrado di resistenza e rigidità.

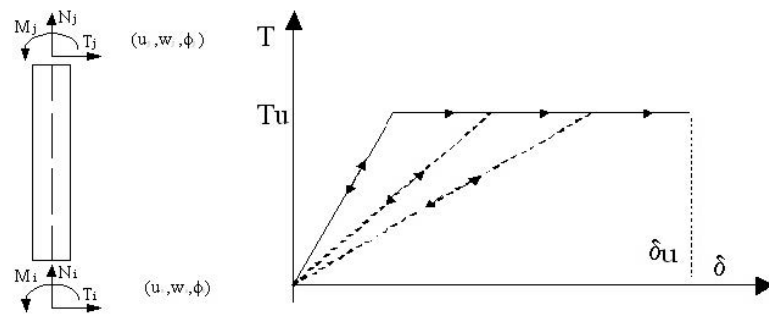
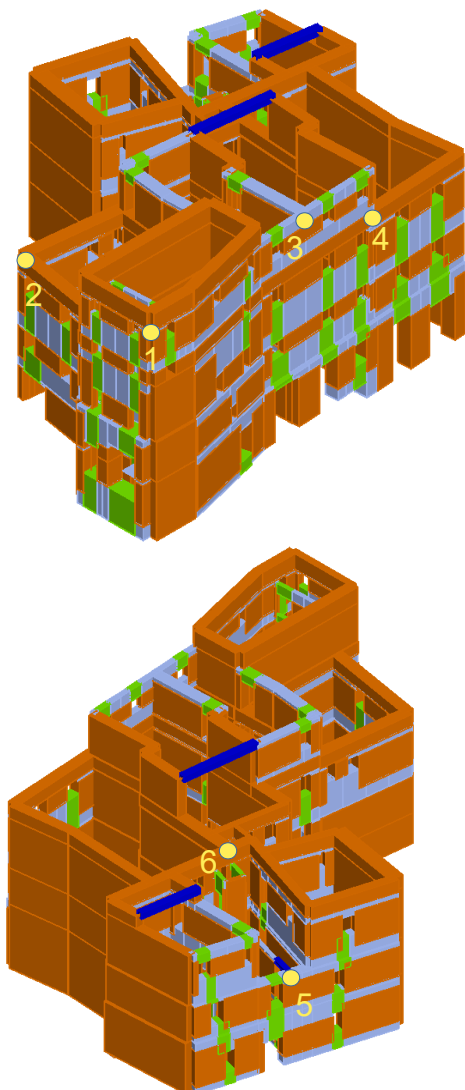


Figura 60, comportamento di degradazione dell'elemento non lineare



Lista dei punti di controllo:

### Unità 1

punto 1 = nodo 6

### Unità 2

punto 2 = nodo 32

punto 3 = nodo 166

### Unità 3

punto 4 = nodo 177

punto 5 = nodo 137

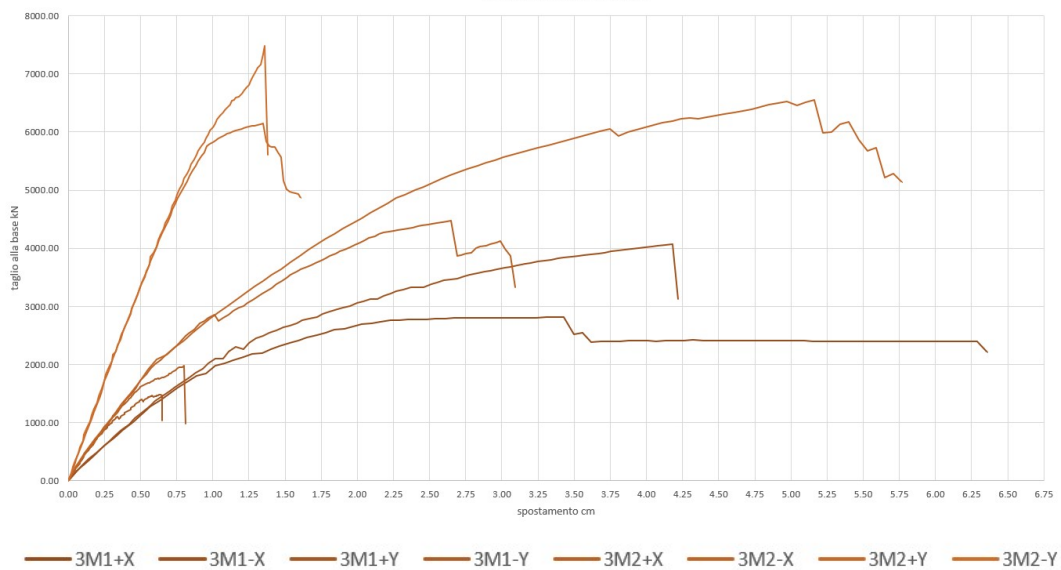
punto 6 = nodo 142

- Solai infinitamente deformabili

Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti per ogni curva di capacità della configurazione dei solai deformabili.

- Punto 1

Confronto completo delle curve del punto 1



Dalle curve di capacità del punto 1 si osserva, un comportamento tendenzialmente elastico fragile per tutte le curve nella direzione Y, indipendentemente dal verso e dal gruppo considerato, fino al raggiungimento di un netto decadimento nel grafico, mentre si nota un comportamento elasto-plastico più regolare per le curve nella direzione X, caratterizzate da un pianerottolo plastico molto allungato; Questa differenza di comportamento porta anche a una differenza per gli spostamenti massimi raggiunti da ogni curva,

definendo per il punto 1 una variazione della taglio massimo da un minimo di 1500 kN ad un massimo di 7500 kN, mentre lo spostamento varia da un minimo di 0,63 cm ad un massimo di 6,35 cm.

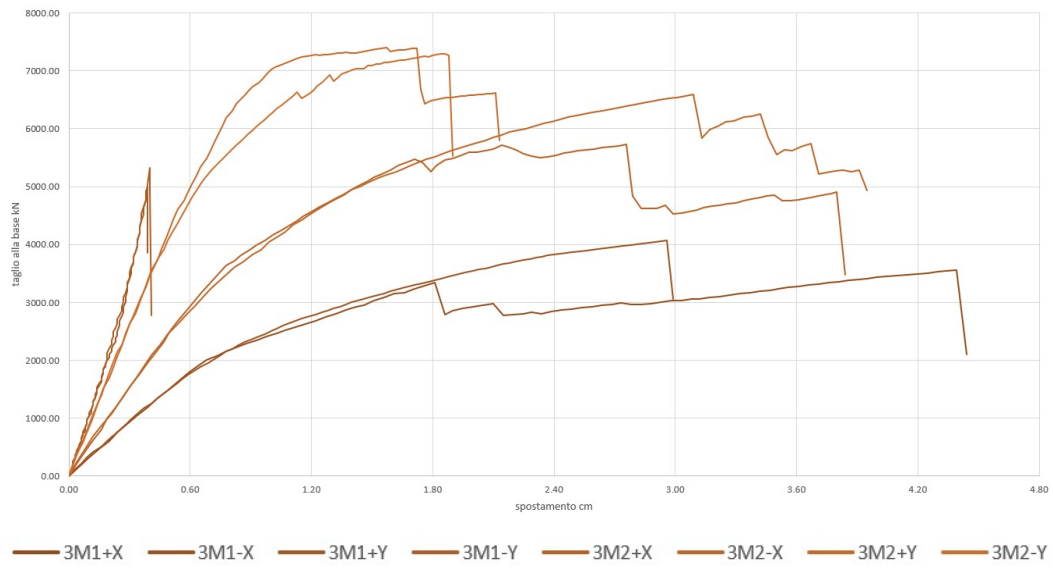
	ag,c_SLV	ag,d	TR SLV	Ir SLV	q*SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	0,8212	1,8884	49	<b>0,43</b>	6,9
<b>Gruppo 1-x</b>	0,5537	1,8884	29	<b>0,29</b>	4,45
<b>Gruppo 1+y</b>	0,3098	1,8884	10	<b>0,16</b>	6,96
<b>Gruppo 1-y</b>	1,0398	1,8884	87	<b>0,55</b>	1,69
<b>Gruppo 2+x</b>	0,5795	1,8884	26	<b>0,31</b>	3,96
<b>Gruppo 2-x</b>	0,9749	1,8884	80	<b>0,52</b>	2,79
<b>Gruppo 2+y</b>	1,3762	1,8884	179	<b>0,73</b>	1,71
<b>Gruppo 2-y</b>	1,272	1,8884	145	<b>0,67</b>	1,44

Dalla valutazione dell'indice di rischio si riscontra quanto visto nelle curve di capacità, ovvero una netta differenza nel comportamento della struttura a seconda della direzione delle azioni considerata, dove la direzione Y rappresenta il comportamento più fragile; L'indice di rischio viene sempre valutato in funzione del minimo valore individuato, ovvero,  $I_r = 0,16$  con  $T_r = 10$  anni, è importante però specificare come l'individuazione del  $T_r$  sia stata eseguita in automatico dal software, secondo quanto espresso dalla normativa sull'uso di spettri con un  $T_r$  inferiore a 30 anni.



- Punto 2

Confronto completo delle curve del punto 2



	ag,c_SLV	ag,d	TR SLV	Ir SLV	q*SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	0,3831	1,8884	10	<b>0,20</b>	5,29
<b>Gruppo1-x</b>	0,3889	1,8884	10	<b>0,21</b>	4,37
<b>Gruppo 1+y</b>	0,6733	1,8884	33	<b>0,36</b>	2,1
<b>Gruppo 1-y</b>	0,8878	1,8884	62	<b>0,47</b>	1,95
<b>Gruppo 2+x</b>	0,5311	1,8884	20	<b>0,28</b>	2,92
<b>Gruppo 2-x</b>	0,5959	1,8884	26	<b>0,32</b>	2,75
<b>Gruppo 2+y</b>	2,1166	1,8884	724	<b>1,12</b>	1,4
<b>Gruppo 2-y</b>	2,515	1,8884	1417	<b>1,33</b>	1,43

Dall'analisi delle curve di capacità del punto 2, emerge un quadro in continuità con quanto osservato al punto 1, cioè una differenza tra il

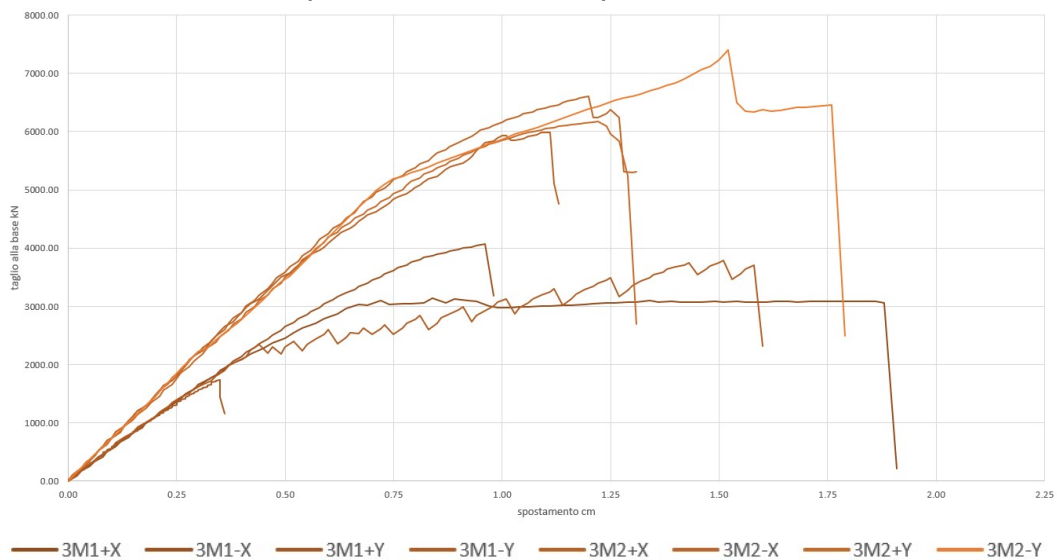
comportamento della struttura in funzione della direzione valutata per le forze orizzontali applicate, individuando la direzione Y come la più fragile, comportamento che però viene osservato solo in funzione del Gruppo 1 di carico e non nel Gruppo 2, il quale assume un carattere elasto-plastico più regolare per tutte le direzioni considerate.

I valori del taglio massimo variano da 3500 kN a 7500 kN e lo spostamento varia da 0,40 cm a 4,40 cm.

Per l'indice di rischio consideriamo  $I_r = 0,20$  con  $T_r = 10$  anni.

- Punto 3

Confronto completo delle curve del punto 3



Per l'analisi delle curve di capacità valgono le stesse considerazioni già fatte nei punti precedenti, individuando una variazione del taglio

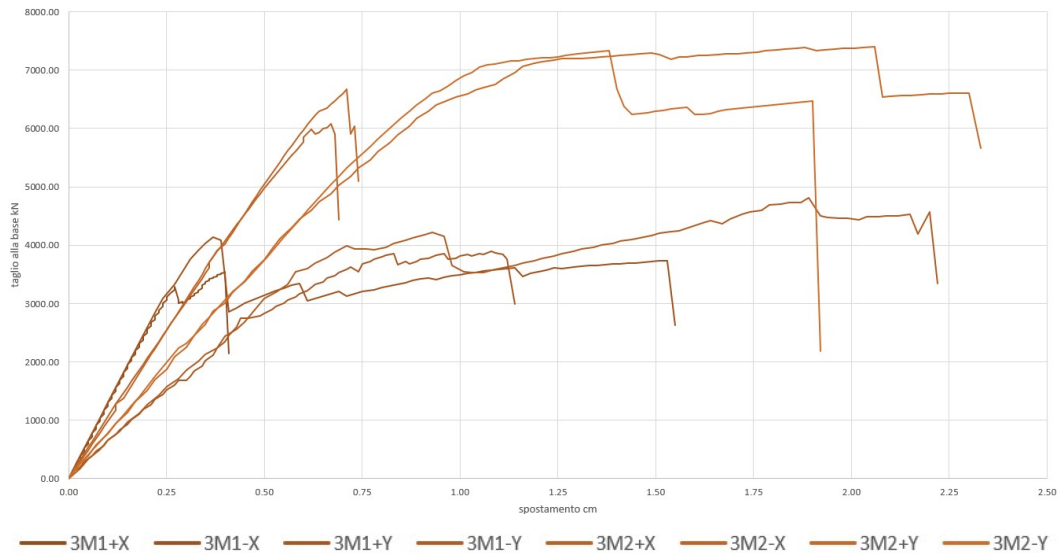
compreso tra 1800 kN e 7000 kN, con lo spostamento che varia tra 0,35 cm e 1,80 cm.

	ag,c_SLV	ag,d	TR SLV	Ir SLV	q*SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	0,6564	1,8884	33	<b>0,35</b>	5,73
<b>Gruppo 1-x</b>	0,4042	1,8884	10	<b>0,21</b>	4,48
<b>Gruppo 1+y</b>	0,2772	1,8884	10	<b>0,15</b>	5,7
<b>Gruppo 1-y</b>	0,8258	1,8884	51	<b>0,44</b>	2,66
<b>Gruppo 2+x</b>	0,6123	1,8884	28	<b>0,32</b>	3,02
<b>Gruppo 2-x</b>	0,7154	1,8884	37	<b>0,38</b>	2,84
<b>Gruppo 2+y</b>	1,2351	1,8884	136	<b>0,65</b>	1,69
<b>Gruppo 2-y</b>	1,5873	1,8884	275	<b>0,84</b>	1,53

L'indice di rischio viene considerato pari a  $I_r = 0,15$  con  $T_r = 10$  anni.

- Punto 4

Confronto completo delle curve del punto 4



	ag,c_SLV	ag,d	TR SLV	Ir SLV	q*SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	0,3841	1,8884	10	<b>0,20</b>	5,34
<b>Gruppo 1-x</b>	1,0515	1,8884	97	<b>0,56</b>	4,37
<b>Gruppo 1+y</b>	0,9221	1,8884	68	<b>0,49</b>	2,74
<b>Gruppo 1-y</b>	1,6331	1,8884	307	<b>0,86</b>	2,35
<b>Gruppo 2+x</b>	0,5567	1,8884	22	<b>0,29</b>	2,98
<b>Gruppo 2-x</b>	0,5973	1,8884	27	<b>0,32</b>	2,78
<b>Gruppo 2+y</b>	2,0744	1,8884	669	<b>1,10</b>	1,38
<b>Gruppo 2-y</b>	1,8148	1,8884	417	<b>0,96</b>	1,46

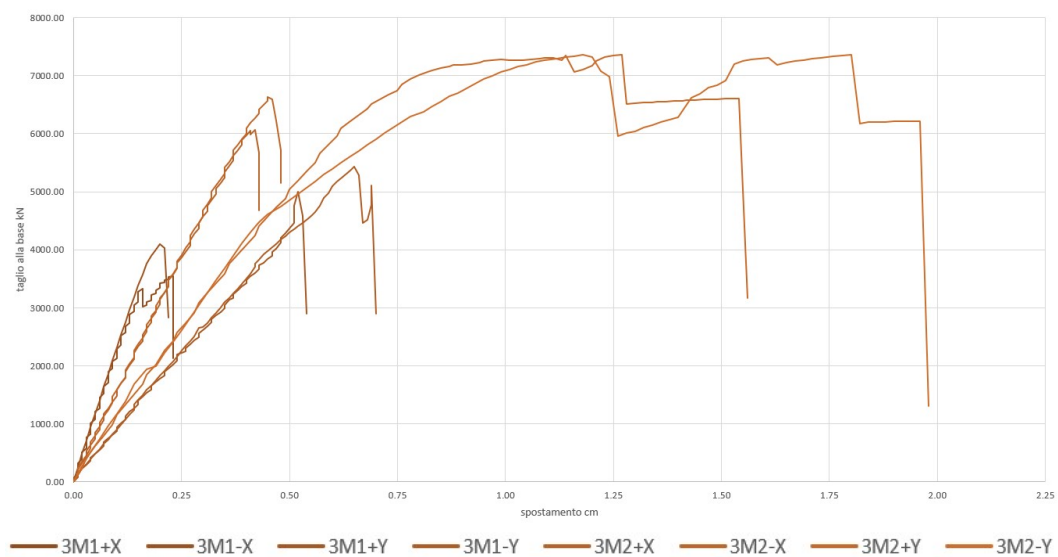
Dall'analisi delle curve di capacità del punto 4, emerge una tendenza opposta rispetto a quanto visto fin ora, ovvero, si nota

sempre un comportamento distinto a seconda della direzione delle azioni orizzontali considerate, ma a differenza degli altri punti, la direzione con caratteristiche più fragili che governa la risposta della struttura è la direzione X, andando quindi a individuare dei valori per il taglio che variano tra 3250 kN e 7500 kN, e per lo spostamento da 0,35 cm a 2,05 cm.

Per l'indice di rischio troviamo invece un valore di  $I_r = 0,20$  con  $T_r = 10$  anni.

- Punto 5

Confronto completo delle curve del punto 5



Dall'analisi delle curve di capacità si osserva come tutte le curve, ad esclusione di quelle del Gruppo 2 direzione Y, siano caratterizzate da un comportamento elastico fragile in parte

scalettato, andando ad influenzare in negativo il comportamento della struttura.

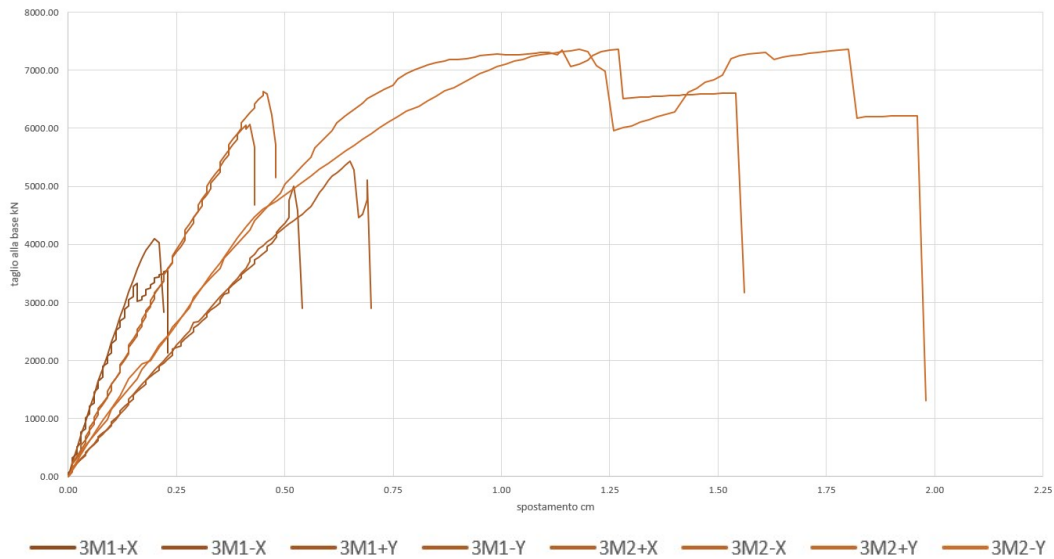
I valori di taglio vanno da 3250 kN a 7300 kN, mentre gli spostamenti vanno da 0,15 cm a 1,25 cm.

	ag,c_SLV	ag,d	TR SLV	Ir SLV	q*SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	0,3831	1,8884	10	<b>0,20</b>	5,29
<b>Gruppo 1-x</b>	0,3889	1,8884	10	<b>0,21</b>	4,37
<b>Gruppo 1+y</b>	0,6733	1,8884	33	<b>0,36</b>	2,1
<b>Gruppo 1-y</b>	0,8878	1,8884	62	<b>0,47</b>	1,95
<b>Gruppo 2+x</b>	0,5311	1,8884	20	<b>0,28</b>	2,92
<b>Gruppo 2-x</b>	0,5959	1,8884	26	<b>0,32</b>	2,75
<b>Gruppo 2+y</b>	2,1166	1,8884	724	<b>1,12</b>	1,4
<b>Gruppo 2-y</b>	2,515	1,8884	1417	<b>1,33</b>	1,43

Per l'indice di rischio troviamo invece un valore di  $I_r = 0,20$  con  $T_r = 10$  anni, ovvero altamente non verificata.

- Punto 6

Confronto completo delle curve del punto 6



Dall'analisi delle curve di capacità si nota un comportamento in continuità con quanto osservato nel punto 5 ed in parte anche nel punto 4, andando quindi a determinare come questo comportamento fragile per tutte le curve del Gruppo 1 sia proprio dell'unità 3, in particolare della porzione di unità che si affaccia sul Vicolo Sossanta, ed è probabilmente attribuibile al blocco scale di tale unità.

Il valore del taglio varia da 3500 kN a 7500 kN, mentre lo spostamento va da 0,20 cm a 1,75 cm.

	ag,c_SLV	ag,d	TR SLV	Ir SLV	q*SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	0,3588	1,8884	10	<b>0,19</b>	5,26
<b>Gruppo1-x</b>	0,3581	1,8884	10	<b>0,19</b>	4,37
<b>Gruppo 1+y</b>	0,7052	1,8884	34	<b>0,37</b>	2,15
<b>Gruppo 1-y</b>	0,6584	1,8884	34	<b>0,35</b>	2,15
<b>Gruppo 2+x</b>	0,54	1,8884	21	<b>0,29</b>	2,99
<b>Gruppo 2-x</b>	0,589	1,8884	26	<b>0,31</b>	2,74
<b>Gruppo 2+y</b>	2,1914	1,8884	798	<b>1,16</b>	1,4
<b>Gruppo 2-y</b>	2,0054	1,8884	591	<b>1,06</b>	1,45

L'indice di rischio considerato è pari a  $I_r = 0,19$  con  $T_r = 10$  anni.

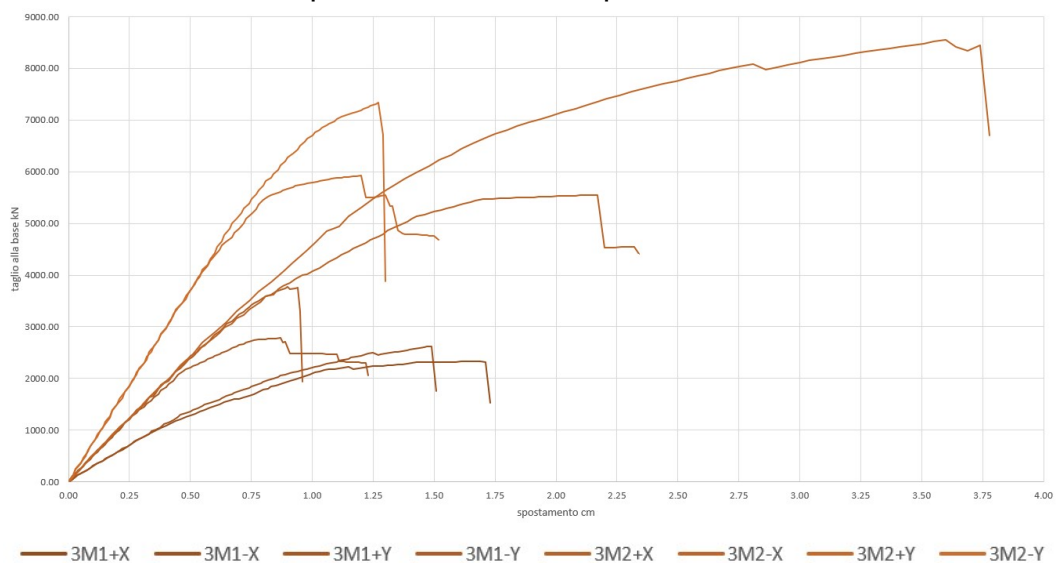


- Solai infinitamente rigidi

Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti per ogni curva di capacità della configurazione dei solai rigidi.

- Punto 1

Confronto completo delle curve del punto 1



Dall'analisi delle curve di capacità risulta come il comportamento elastico fragile osservati nella configurazione deformabile sia ancora presente, ma in maniera attenuata; Le curve sono quindi caratterizzate principalmente da un comportamento elasto-plastico, ma alcune presentano un andamento più elastico fragile che limita la capacità della struttura.

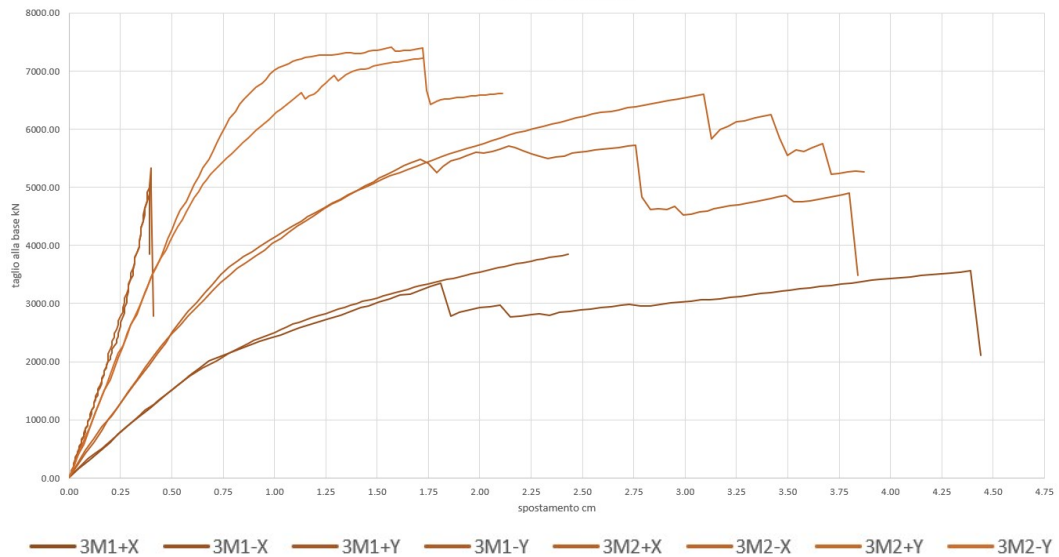
I valori del taglio individuati vanno da un minimo di 2300 kN a un massimo di 8500 kN, con spostamenti che vanno da 0,95 cm a 3,75 cm.

	ag,c_SLV	ag,d	TR SLV	Ir SLV	q*SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	0,2946	1,8884	36	<b>0,16</b>	7,89
<b>Gruppo 1-x</b>	0,2785	1,8884	43	<b>0,15</b>	7,29
<b>Gruppo 1+y</b>	0,7185	1,8884	39	<b>0,38</b>	3,99
<b>Gruppo 1-y</b>	0,6301	1,8884	30	<b>0,33</b>	2,78
<b>Gruppo 2+x</b>	0,6816	1,8884	33	<b>0,36</b>	3,48
<b>Gruppo 2-x</b>	1,0742	1,8884	97	<b>0,57</b>	2,3
<b>Gruppo 2+y</b>	1,3505	1,8884	173	<b>0,72</b>	1,86
<b>Gruppo 2-y</b>	1,309	1,8884	157	<b>0,69</b>	1,48

L'indice di rischio individuato è pari a  $I_r = 0,15$  con un  $T_r = 43$  anni, risultando uguale a quanto visto in condizione di solai deformabili, determinando quindi un miglioramento per alcune curve ma un peggioramento di altre, lasciando quindi invariato il risultato.

- Punto 2

Confronto completo delle curve del punto 2



	ag,c_SLV	ag,d	TR SLV	Ir SLV	q* SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	1,0698	1,8884	100	<b>0,57</b>	3,55
<b>Gruppo 1-x</b>	1,3222	1,8884	169	<b>0,70</b>	3,13
<b>Gruppo 1+y</b>	2,1764	1,8884	777	<b>1,15</b>	1,5
<b>Gruppo 1-y</b>	1,9433	1,8884	531	<b>1,03</b>	1,51
<b>Gruppo 2+x</b>	1,4311	1,8884	203	<b>0,76</b>	2,53
<b>Gruppo 2-x</b>	1,9671	1,8884	549	<b>1,04</b>	2,33
<b>Gruppo 2+y</b>	2,0946	1,8884	693	<b>1,11</b>	1,41
<b>Gruppo 2-y</b>	2,414	1,8884	1184	<b>1,28</b>	1,38

Dalle osservazioni condotte sulle curve si osserva come rimane il comportamento elastico fragile per le due curve del Gruppo 1 in

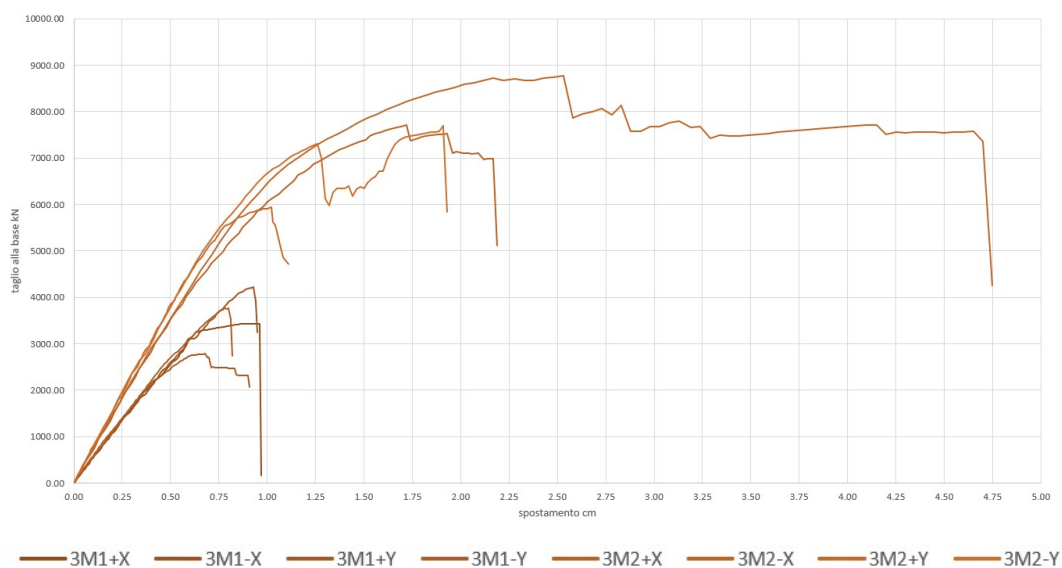
direzione Y, mentre ogni altra curva assume un comportamento elasto-plastico con un miglioramento generale delle capacità.

I valori del taglio individuati vanno da 3600 kn a 7400 kn, mentre lo spostamento a valori che vanno da 0,40 cm a 4,40 cm.

L'indice di rischio viene individuato pari a  $I_r = 0,57$  con  $T_r = 100$  anni, segnando un miglioramento delle prestazioni.

- Punti 3

Confronto completo delle curve del punto 3



Dall'osservazione delle curve di capacità si riscontra ancora un volta un comportamento elastico fragile per alcune curve, però di carattere più attenuato rispetto a quanto visto nella configurazione deformabile; In generale le curve sono caratterizzate da un comportamento elasto-plastico, dove il passaggio da solai

deformabili a rigidi ha determinato il miglioramento delle prestazioni di alcune curve ed il peggioramento per altre.

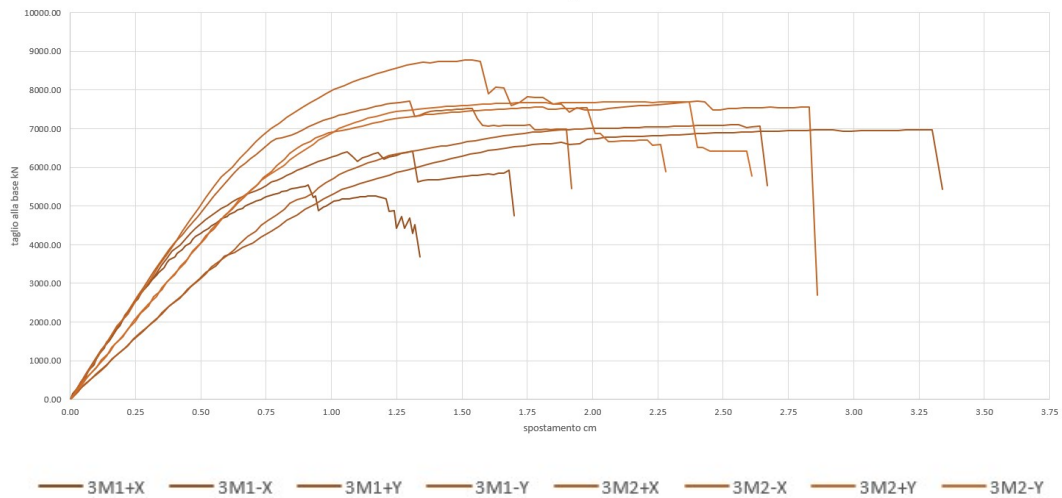
I valori del taglio individuati vanno da 2800 kN a 8800 kN, mentre lo spostamento va da 0,70 cm a 2,50 cm.

	ag,c_SLV	ag,d	TR SLV	Ir SLV	q*SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	0,3711	1,8884	10	<b>0,20</b>	5,38
<b>Gruppo 1-x</b>	0,3712	1,8884	10	<b>0,20</b>	4,49
<b>Gruppo 1+y</b>	0,6319	1,8884	33	<b>0,33</b>	3,99
<b>Gruppo 1-y</b>	0,6106	1,8884	28	<b>0,32</b>	2,78
<b>Gruppo 2+x</b>	0,9472	1,8884	73	<b>0,50</b>	2,51
<b>Gruppo 2-x</b>	1,7976	1,8884	403	<b>0,95</b>	2,33
<b>Gruppo 2+y</b>	1,1204	1,8884	105	<b>0,59</b>	1,82
<b>Gruppo 2-y</b>	1,717	1,8884	347	<b>0,91</b>	1,47

L'indice di rischio è, ancora una volta, influenzato dalle curve a comportamento fragile che portano a valutarlo pari a  $I_r = 0,20$  con  $T_r = 10$  anni.

- Punto 4

Confronto completo delle curve del punto 4



	ag,c_SLV	ag,d	TR SLV	Ir SLV	q*SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	0,7821	1,8884	47	<b>0,41</b>	3,53
<b>Gruppo 1-x</b>	0,9763	1,8884	81	<b>0,52</b>	3,1
<b>Gruppo 1+y</b>	2,2339	1,8884	860	<b>1,18</b>	1,5
<b>Gruppo 1-y</b>	1,972	1,8884	554	<b>1,04</b>	1,49
<b>Gruppo 2+x</b>	1,1519	1,8884	117	<b>0,61</b>	2,54
<b>Gruppo 2-x</b>	1,6125	1,8884	297	<b>0,85</b>	2,33
<b>Gruppo 2+y</b>	2,0715	1,8884	664	<b>1,10</b>	1,41
<b>Gruppo 2-y</b>	2,3183	1,8884	997	<b>1,23</b>	1,37

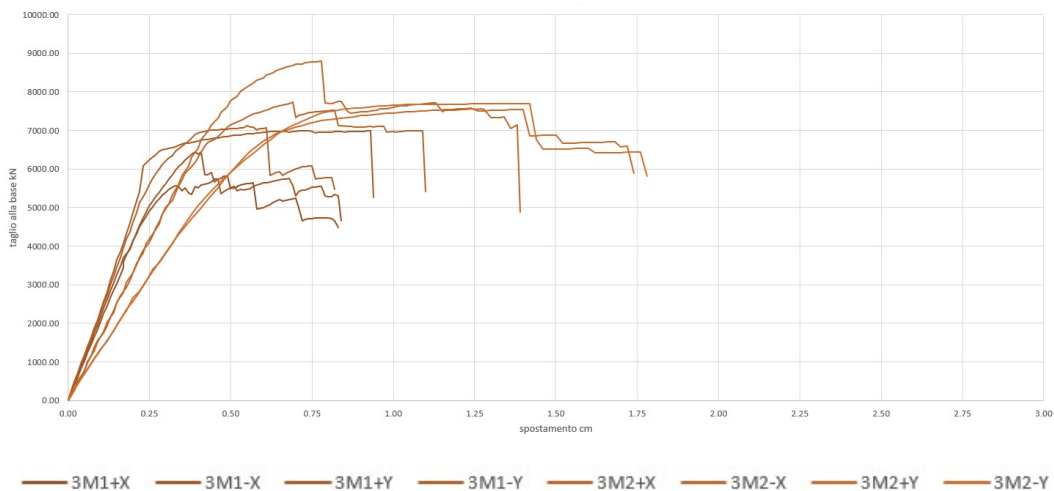
Al contrario di quanto visto fin ora, per le curve di capacità del punto 4, si osserva un miglioramento generale delle prestazioni, ed un comportamento elasto-plastico per ogni curva.

I valori del taglio ottenuti vanno da 5500 kn a 8700 kn, mentre lo spostamento va da 0,90 cm a 3,30 cm.

L'indice di rischio viene considerato pari a  $I_r = 0,41$  con  $T_r = 47$  anni, rappresentando un miglioramento delle prestazioni della struttura, la quale però rimane comunque non verificata.

- Punto 5

Confronto completo delle curve del punto 5



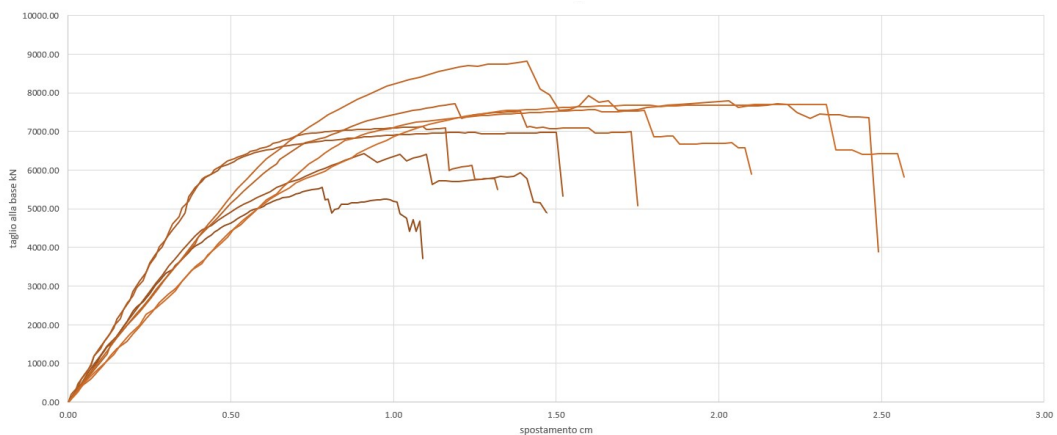
Per le curve di capacità del punto 5 valgono le considerazioni viste per il punto 4; I valori del taglio vanno da 5500 kN a 8700 kN, mentre lo spostamento va da 0,35 cm a 1,40 cm.

	ag,c_SLV	ag,d	TR SLV	Ir SLV	q*SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	0,9532	1,8884	77	<b>0,50</b>	3,49
<b>Gruppo1-x</b>	1,0052	1,8884	87	<b>0,53</b>	3,26
<b>Gruppo 1+y</b>	2,2755	1,8884	917	<b>1,20</b>	1,48
<b>Gruppo 1-y</b>	1,9722	1,8884	554	<b>1,04</b>	1,57
<b>Gruppo 2+x</b>	1,1362	1,8884	114	<b>0,60</b>	2,55
<b>Gruppo 2-x</b>	1,3917	1,8884	187	<b>0,74</b>	2,36
<b>Gruppo 2+y</b>	2,5146	1,8884	1417	<b>1,33</b>	1,41
<b>Gruppo 2-y</b>	2,6002	1,8884	1651	<b>1,38</b>	1,41

L'indice di rischio preso in considerazione è  $I_r = 0,50$  con  $T_r = 77$  anni.

- Punto 6

Confronto completo delle curve del punto 6





Per le curve di capacità del punto 6 valgono le stesse considerazioni fatte per i punti 4 e 5; I valori del taglio vanno da 5500 kN a 8800 kN, mentre lo spostamento va da 0,75 cm a 2,45 cm.

	ag,c_SLV	ag,d	TR SLV	Ir SLV	q*SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	0,7352	1,8884	41	<b>0,39</b>	3,54
<b>Gruppo 1-x</b>	0,9571	1,8884	77	<b>0,51</b>	3,11
<b>Gruppo 1+y</b>	2,1266	1,8884	737	<b>1,13</b>	1,49
<b>Gruppo 1-y</b>	1,9505	1,8884	535	<b>1,03</b>	1,52
<b>Gruppo 2+x</b>	1,508	1,8884	239	<b>0,80</b>	2,33
<b>Gruppo 2-x</b>	1,1193	1,8884	111	<b>0,59</b>	2,54
<b>Gruppo 2+y</b>	2,1027	1,8884	705	<b>1,11</b>	1,41
<b>Gruppo 2-y</b>	2,4481	1,8884	1264	<b>1,30</b>	1,38

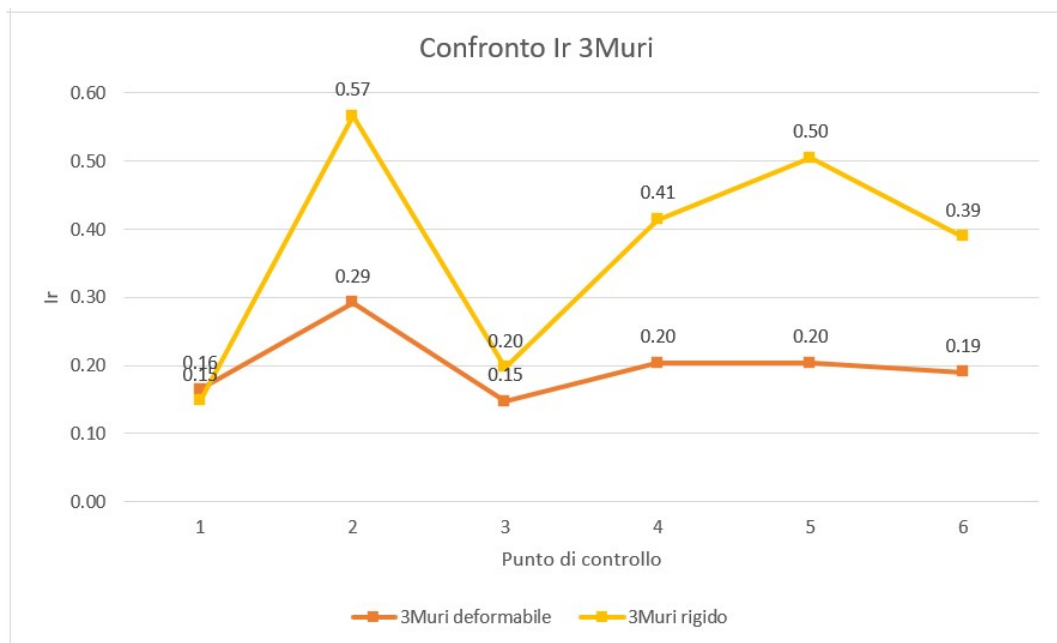
L'indice di rischio viene assunto pari a  $I_r = 0,39$  con  $T_r = 41$  anni.

- Confronto tra i risultati delle due configurazioni

Andando a valutare nel complesso i risultati ottenuti per entrambe le configurazioni dei solai considerate, si osserva che il comportamento delle curve dei punti 1, 2 e 3, caratterizzate da un andamento elastico fragile, rimane anche nella configurazione rigida, che anziché migliorare il comportamento di queste ultime, va a peggiorare il comportamento di altre curve, mitigando gli effetti

migliorativi nel complesso; Questo invece non è valido per le curve dei punti 4, 5 e 6, le quali assumono tutte un carattere elastoplastico con formazione di un pianerottolo plastico, andando quindi a decretare un miglioramento complessivo della capacità.

Tutto ciò ci porta quindi a vedere come, per la modellazione all'interno del 3Muri, le unità 1 e 2 rappresentate dai punti 1, 2 e 3, non godono di alcun effetto migliorativo dovuto all'uso di impalcati rigidi, mantenendo quindi un  $I_r$  compreso tra 0,15 e 0,57, che rende le due unità ancora altamente suscettibili alle azioni sismiche e all'attivazione dei meccanismi locali; Invece per l'unità 3 caratterizzata dai punti 4, 5 e 6, osserviamo un miglioramento delle capacità per la configurazione a solai rigidi, portando l'indice di rischio tra lo 0,39 e lo 0,50 rappresentando un netto miglioramento, però non ancora sufficiente per raggiungere l'adeguamento.

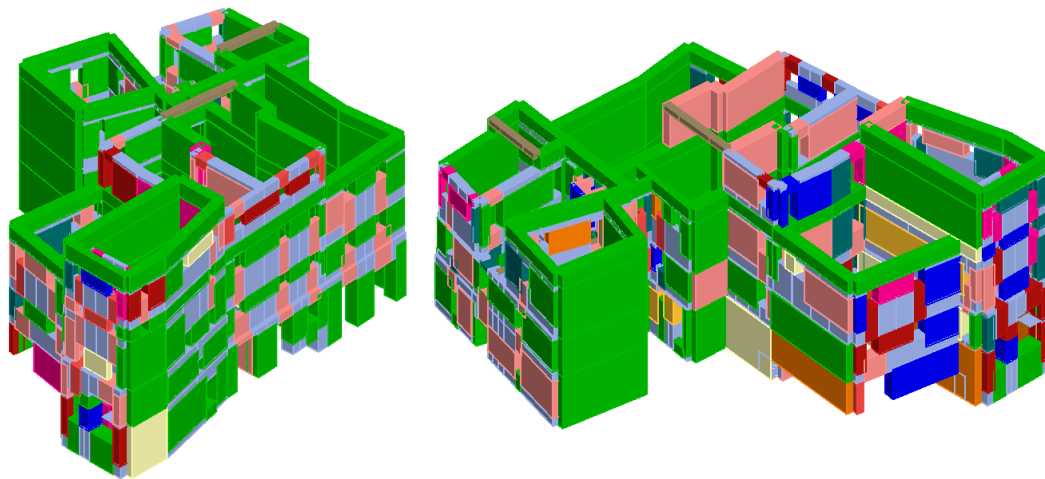


		<b>Unità1</b>	<b>Unità 2</b>		<b>Unità 3</b>		
		<b>Punto 1</b>	<b>Punto 2</b>	<b>Punto 3</b>	<b>Punto 4</b>	<b>Punto 5</b>	<b>Punto 6</b>
<b>Gruppo 1+X</b>	deformabile	0,43	0,45	0,35	0,20	0,20	0,19
	rigido	0,16	0,57	0,20	0,41	0,50	0,39
<b>Gruppo 1-X</b>	deformabile	0,29	0,29	0,21	0,56	0,21	0,19
	rigido	0,15	0,70	0,20	0,52	0,53	0,51
<b>Gruppo 1+Y</b>	deformabile	0,16	0,34	0,15	0,49	0,36	0,37
	rigido	0,38	1,15	0,33	1,18	1,20	1,13
<b>Gruppo 1-Y</b>	deformabile	0,55	0,36	0,44	0,86	0,47	0,35
	rigido	0,33	1,03	0,32	1,04	1,04	1,03
<b>Gruppo 2+X</b>	deformabile	0,31	0,60	0,32	0,29	0,28	0,29
	rigido	0,36	0,76	0,50	0,61	0,60	0,80
<b>Gruppo 2-X</b>	deformabile	0,52	0,57	0,38	0,32	0,32	0,31
	rigido	0,57	1,04	0,95	0,85	0,74	0,59
<b>Gruppo 2+Y</b>	deformabile	0,73	1,12	0,65	1,10	1,12	1,16
	rigido	0,72	1,11	0,59	1,10	1,33	1,11
<b>Gruppo 2-Y</b>	deformabile	0,67	0,98	0,84	0,96	1,33	1,06
	rigido	0,69	1,28	0,91	1,23	1,38	1,30
<b>Risultati finali (minimo)</b>	deformabile	<b>0,16</b>	<b>0,29</b>	<b>0,15</b>	<b>0,20</b>	<b>0,20</b>	<b>0,19</b>
	rigido	<b>0,15</b>	<b>0,57</b>	<b>0,20</b>	<b>0,41</b>	<b>0,50</b>	<b>0,39</b>

Andando ad analizzare nel dettaglio le modalità di danneggiamento della struttura, si osserva come le porzioni di muratura interessate da fenomeni di plasticizzazione siano le stesse sia in configurazione deformabile che rigida dei solai, l'unica sostanziale differenza è rappresentata dal numero di elementi che vanno a danneggiarsi, essendo quest'ultimi maggiori nella configurazione rigida, e dall'entità del danneggiamento che sarà maggiore nella configurazione rigida.

I fenomeni fessurativi vanno a svilupparsi a partire dalle fasce di piano, per poi espandersi principalmente nell'unità 1, ovvero quella di testa, nella facciata dell'unità 2 che ridà su Via Roma, in parte delle mura interne dell'unità 2 e nel blocco scale dell'unità 3.

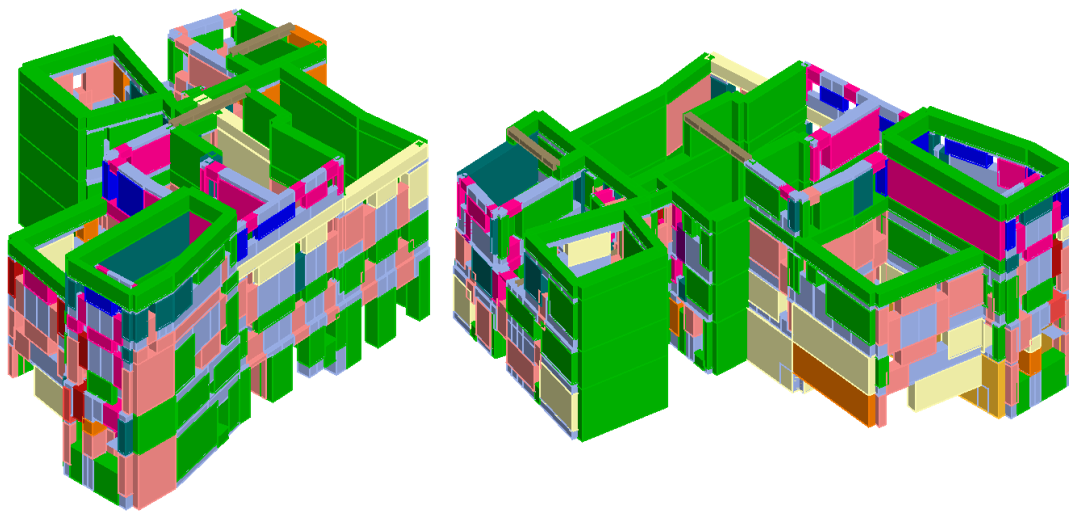
Stato di danneggiamento degli elementi in configurazione deformabile



1+X

1-Y

Stato di danneggiamento degli elementi in configurazione rigida



1+X

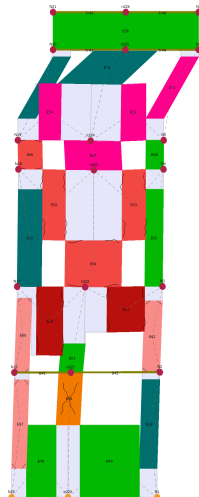
1-Y

Legenda

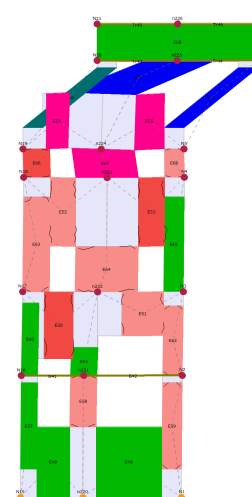


Danno parete facciata unità 1 - 2+x

Deformabile



Rigido



### 3.3.3 Analisi pushover Aedes.PCM

Le analisi statiche non lineari all'interno del Aedes.PCM vengono svolte scegliendo come Gruppo 1, la distribuzione unimodale, e come Gruppo 2, la distribuzione uniforme, valutando l'azione nelle direzioni positive e negative sia lungo X che lungo Y, ottenendo così 8 curve di capacità per ogni punto, per un totale di 48 curve di capacità per modello.

La valutazione dell'indice di rischio  $I_r$  va a tener conto del valore più basso ottenuto per ogni punto di controllo considerato, e viene valutato in funzione dell'accelerazione di picco al suolo PGA secondo la seguente formula.

$$I_{r_{ag\_SL}} = a_{g\_C} / a_{g\_D}$$

La valutazione del comportamento non lineare all'interno del programma Aedes.PCM avviene tramite una legge di comportamento trilineare definita dal rapporto  $V-\delta$ , dove  $V$  rappresenta una forza orizzontale che va a sollecitare in sommità il pannello murario incastrato alla base, e  $\delta$  rappresenta lo spostamento della sezione in sommità rispetto alla sezione di base; La legge trilineare che si genera è individuata da tre punti,  $\delta_1$  corrispondente alla prima fessurazione,  $\delta_e$  corrispondente alla plasticizzazione per superamento della capacità a taglio o a pressoflessione,  $\delta_u$  spostamento ultimo oltre il quale il pannello termina la propria capacità di resistenza ad azioni orizzontali; Il primo tratto è caratterizzato dalla rigidezza  $k_1$  pari a quella del pannello non fessurato, il secondo tratto è caratterizzato dalla rigidezza  $k_2$  del pannello fessurato

(50% di quella iniziale) e il terzo tratto introduce cerniere plastiche che annullano la rigidità tangenziale del pannello il quale continua a sopportare il taglio ultimo  $V_u$  fino al collasso per raggiungimento del  $\delta_u$ , definito in funzione del criterio di collasso scelto (taglio o pressoflessione).

La legge di comportamento così descritta permette di tenere conto della degradazione delle capacità del pannello murario nel tempo e di considerare le diverse modalità di collasso per fasce e maschi ( taglio come multilineare elasto-plastica a limite di rigidità e pressoflessione come bilineare elasto-plastica); Una volta che l'elemento arriva al collasso viene trasformato in una biella capace solo di trasmettere sforzo normale.

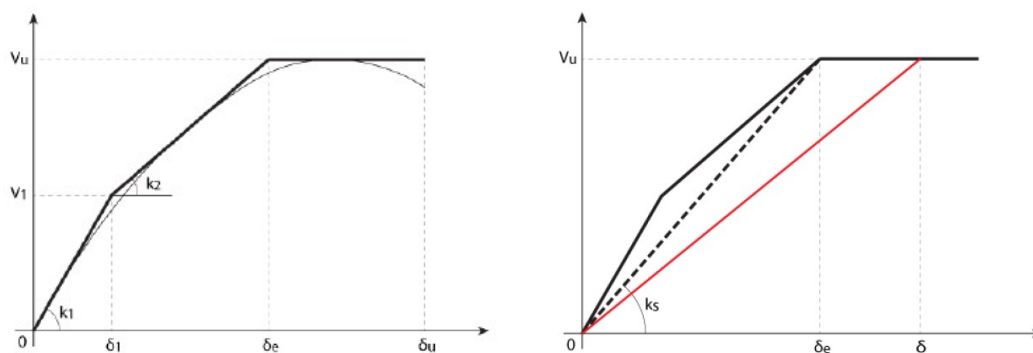
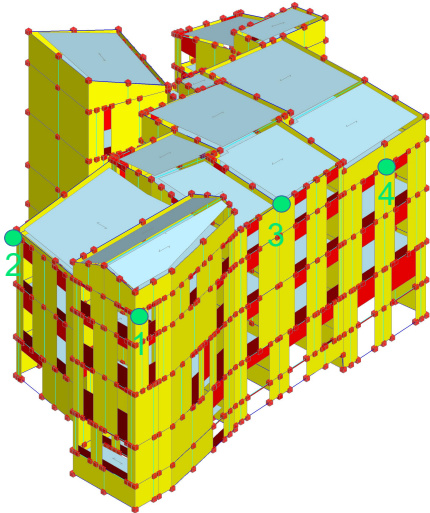


Figura 61, schema del comportamento trilineare del pannello

A differenza di quanto visto nei due software precedenti, l'analisi statica non lineare nel Aedes.PCM viene eseguita ad incrementi di forza.



Lista dei punti di controllo:

**Unità 1**

punto 1 = nodo 443

**Unità 2**

punto 2 = nodo 415

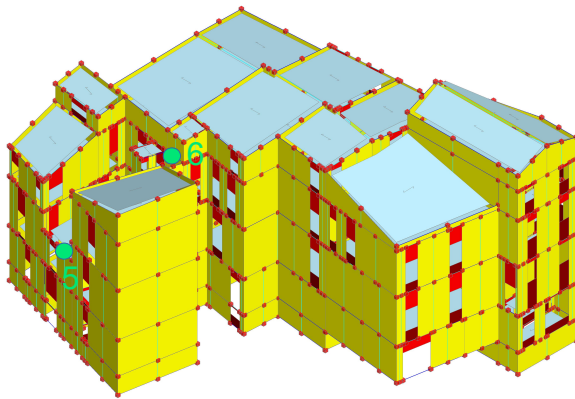
punto 3 = nodo 947

**Unità 3**

punto 4 = nodo 496

punto 5 = nodo 308

punto 6 = nodo 393



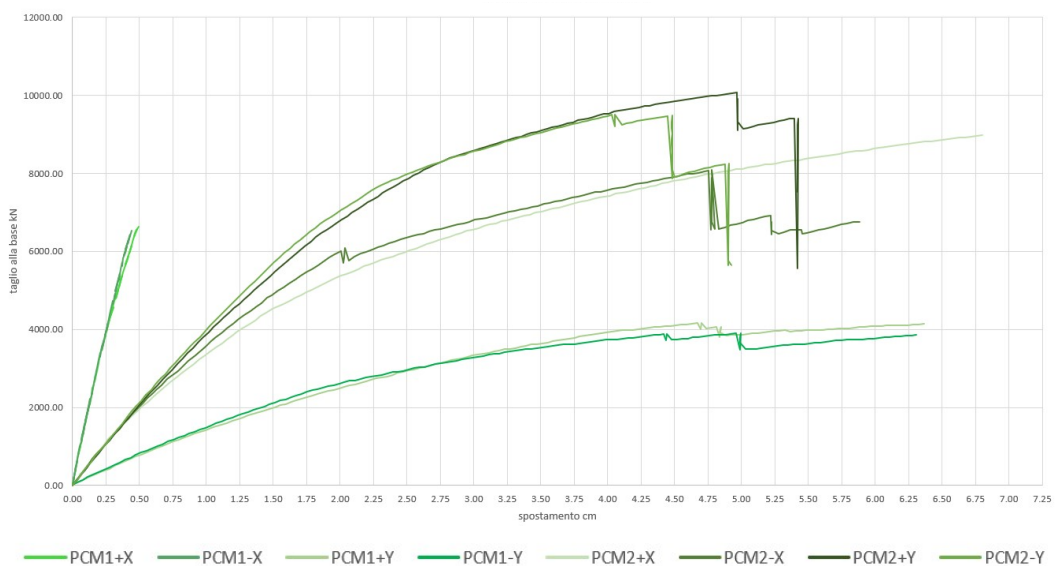


- Solai infinitamente deformabili

Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti per ogni curva di capacità della configurazione dei solai deformabili.

- Punto 1

Confronto completo delle curve del punto 1



Dall'osservazione delle curve di capacità si nota un comportamento elastico fragile per le curve del Gruppo 1 nella direzione X, mentre ogni altra curva presenta un comportamento elasto-plastico, più o meno rigido, fino al raggiungimento dello spostamento ultimo.

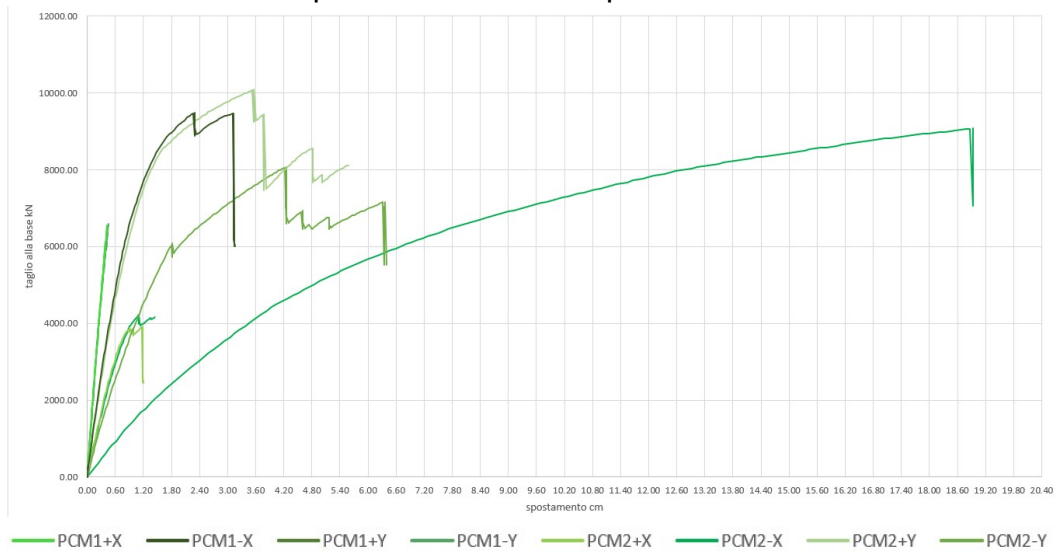
I valori di taglio alla base osservati variano da un minimo di 4000 kN a un massimo di 10000 kN, mentre lo spostamento varia da 0,50 cm a 6,75 cm.

	ag,c_SLV	ag,d	TR SLV	Ir SLV	q*SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	0,095	0,326	19	<b>0,29</b>	0,83
<b>Gruppo1-x</b>	0,092	0,326	16	<b>0,28</b>	0,79
<b>Gruppo 1+y</b>	0,209	0,326	118	<b>0,64</b>	2,27
<b>Gruppo 1-y</b>	0,211	0,326	121	<b>0,65</b>	1,68
<b>Gruppo 2+x</b>	0,245	0,326	179	<b>0,75</b>	1,37
<b>Gruppo 2-x</b>	0,284	0,326	290	<b>0,87</b>	2,36
<b>Gruppo 2+y</b>	0,23	0,326	153	<b>0,71</b>	1,42
<b>Gruppo 2-y</b>	0,221	0,326	135	<b>0,68</b>	1,5

L'indice di rischio viene considerato come il minore tra quelli ottenuti da ogni gruppo, in questo caso viene quindi considerato come  $I_r = 0,28$  con  $T_r = 16$  anni, si precisa come la valutazione di spettri di risposta con  $T_r$  inferiore a 30 anni viene svolta in automatico dal programma secondo le indicazioni della normativa.

- Punto 2

Confronto completo delle curve del punto 2



	ag,c_SLV	ag,d	TR SLV	Ir SLV	q*SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	0,095	0,326	18	<b>0,29</b>	0,83
<b>Gruppo 1-x</b>	0,09	0,326	16	<b>0,28</b>	0,79
<b>Gruppo 1+y</b>	0,113	0,326	27	<b>0,35</b>	1,28
<b>Gruppo 1-y</b>	0,099	0,326	20	<b>0,30</b>	1,2
<b>Gruppo 2+x</b>	0,23	0,326	153	<b>0,71</b>	1,38
<b>Gruppo 2-x</b>	0,269	0,326	237	<b>0,83</b>	2,32
<b>Gruppo 2+y</b>	0,329	0,326	493	<b>1,01</b>	2,8
<b>Gruppo 2-y</b>	0,216	0,326	129	<b>0,66</b>	1,73

Le curve di capacità del punto 2 mostrano due tipologie di comportamento differenti, ovvero, elastico fragile per le curve del

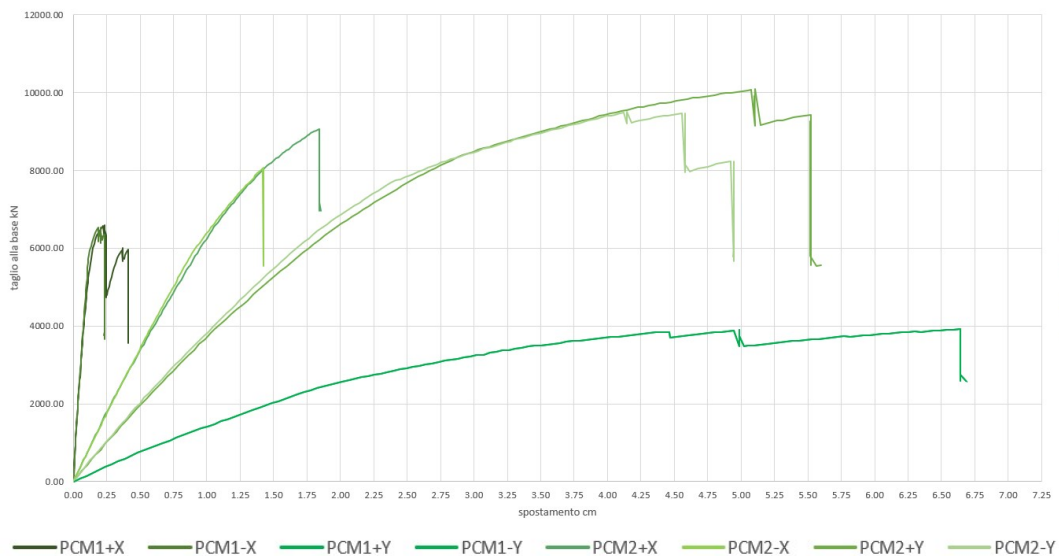
Gruppo 1 nella direzione X, ed elasto-plastico per ogni altra curva, individuando però valori di taglio massimo e spostamento ultimo inferiori per le distribuzioni del Gruppo 1, e maggiori per tutte le curve del Gruppo 2.

I valori di taglio variano da 4000 kN a 10000 kN, mentre lo spostamento va 0,40 cm a 19,00 cm.

L'indice di rischio viene valutato pari a  $I_r = 0,28$  e  $T_r = 16$  anni, in continuità con quanto osservato per il punto 1, essendo entrambi dominati dal comportamento del Gruppo 1 nella direzione X, che rappresenta quindi una differenza del comportamento della struttura in funzione della direzione valutata per le azioni orizzontali.

- Punto 3

### Confronto completo delle curve del punto 3



Per le curve di capacità del punto 3 valgono le stesse considerazioni fatte per i due punti precedenti, osservando però come la differenza del comportamento delle curve nella direzione X si estenda anche a quelle del Gruppo 2.

I valori di taglio massimo che variano da 4000 kN a 10000 kN, mentre lo spostamento va da 0,25 cm a 6,65 cm.

	ag,c_SLV	ag,d	TR SLV	Ir SLV	q*SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	0,169	0,326	68	<b>0,52</b>	1,42
<b>Gruppo 1-x</b>	0,144	0,326	47	<b>0,44</b>	1,12
<b>Gruppo 1+y</b>	0,203	0,326	110	<b>0,62</b>	1,42
<b>Gruppo 1-y</b>	0,209	0,326	115	<b>0,64</b>	1,65
<b>Gruppo 2+x</b>	0,119	0,326	30	<b>0,37</b>	0,99
<b>Gruppo 2-x</b>	0,097	0,326	19	<b>0,30</b>	0,93
<b>Gruppo 2+y</b>	0,23	0,326	153	<b>0,71</b>	1,4
<b>Gruppo 2-y</b>	0,22	0,326	132	<b>0,67</b>	1,45

L'indice di rischio viene considerato pari a  $I_r = 0,30$  con  $T_r = 19$  anni.

- Punto 4

Confronto completo delle curve del punto 4



	ag,c_SLV	ag,d	TR SLV	Ir SLV	q*SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	0,169	0,326	69	<b>0,52</b>	1,09
<b>Gruppo 1-x</b>	0,182	0,326	81	<b>0,56</b>	1,15
<b>Gruppo 1+y</b>	0,196	0,326	98	<b>0,60</b>	1,47
<b>Gruppo 1-y</b>	0,202	0,326	105	<b>0,62</b>	1,7
<b>Gruppo 2+x</b>	0,095	0,326	19	<b>0,29</b>	0,81
<b>Gruppo 2-x</b>	0,086	0,326	14	<b>0,26</b>	0,81
<b>Gruppo 2+y</b>	0,227	0,326	144	<b>0,70</b>	1,46
<b>Gruppo 2-y</b>	0,216	0,326	129	<b>0,66</b>	1,56

Per le curve di capacità del punto 4 valgono le stesse considerazioni fatte per i punti precedenti, osservando però come il

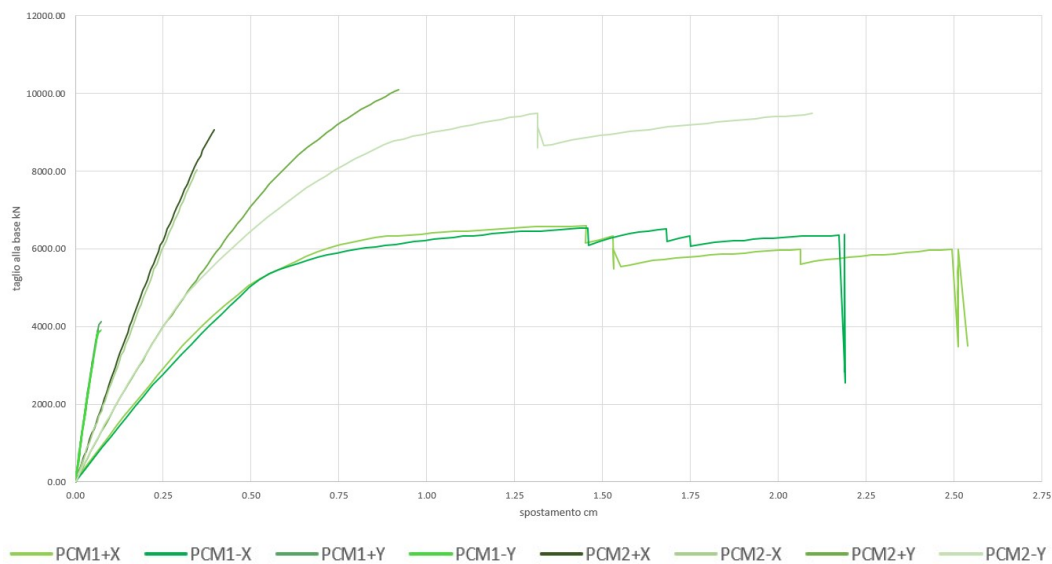
comportamento elastico fragile caratterizzati solo le curve del Gruppo 2 in direzione X.

I valori di taglio massimo che vanno da 4000 kN a 10000 kN, mentre lo spostamento va da 0,90 cm a 5,90 cm.

L'indice di rischio individuato è pari a  $I_r = 0,26$  con  $T_r = 14$  anni.

- Punto 5

Confronto completo delle curve del punto 5



Dalle curve di capacità si osserva un comportamento diverso da quanto osservato fin ora, infatti il comportamento elastico fragile viene assunto dalle curve del Gruppo 1 nella direzione Y, quindi diversa da quanto visto prima, e dalle curve del Gruppo 2 nella direzione positiva, rappresentando quindi un comportamento diverso rispetto agli altri punti analizzati.

I valori di taglio massimo osservati vanno da 4000 kN a 10000 kN,  
mentre lo spostamento va da 0,10 cm a 2,50 cm.

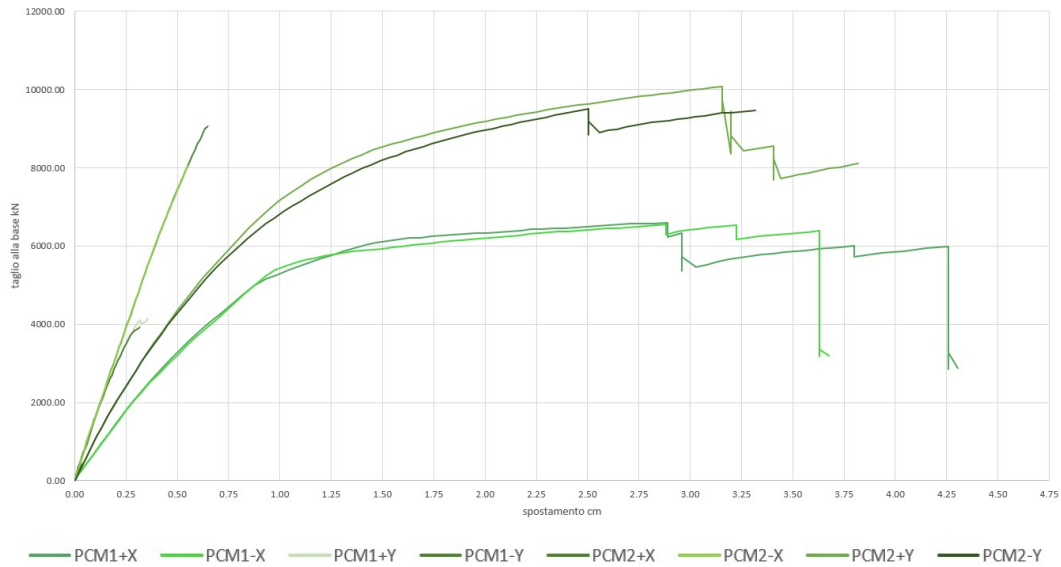
	ag,c_SLV	ag,d	TR SLV	Ir SLV	q* SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	0,238	0,326	166	<b>0,73</b>	2,23
<b>Gruppo 1-x</b>	0,214	0,326	127	<b>0,66</b>	1,96
<b>Gruppo 1+y</b>	0,101	0,326	21	<b>0,31</b>	0,93
<b>Gruppo 1-y</b>	0,088	0,326	15	<b>0,27</b>	0,84
<b>Gruppo 2+x</b>	0,101	0,326	21	<b>0,31</b>	0,83
<b>Gruppo 2-x</b>	0,086	0,326	15	<b>0,26</b>	0,8
<b>Gruppo 2+y</b>	0,135	0,326	40	<b>0,41</b>	1
<b>Gruppo 2-y</b>	0,221	0,326	138	<b>0,68</b>	1,76

L'indice di rischio considerato è pari a  $I_r = 0,26$  con  $T_r = 15$  anni.



- Punto 6

Confronto completo delle curve del punto 6



	ag,c_SLV	ag,d	TR SLV	Ir SLV	q*SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	0,263	0,326	224	<b>0,81</b>	2,49
<b>Gruppo 1-x</b>	0,234	0,326	156	<b>0,72</b>	2,11
<b>Gruppo 1+y</b>	0,086	0,326	15	<b>0,26</b>	0,98
<b>Gruppo 1-y</b>	0,076	0,326	10	<b>0,23</b>	0,88
<b>Gruppo 2+x</b>	0,101	0,326	21	<b>0,31</b>	0,84
<b>Gruppo 2-x</b>	0,088	0,326	15	<b>0,27</b>	0,82
<b>Gruppo 2+y</b>	0,257	0,326	203	<b>0,79</b>	2,07
<b>Gruppo 2-y</b>	0,225	0,326	141	<b>0,69</b>	1,79

Dalle curve di capacità si osserva un comportamento simile a quello del punto 5, ovvero caratterizzato da un comportamento

elastico fragile per le curve del Gruppo 1 in direzione Y e per le curve del Gruppo 2 in direzione X, segnando quindi una differenza rispetto ai primi 4 punti osservati.

I valori di taglio massimo alla base variano da 4000 kN a 10000 kN, mentre lo spostamento ultimo va da 0,30 cm a 4,25 cm.

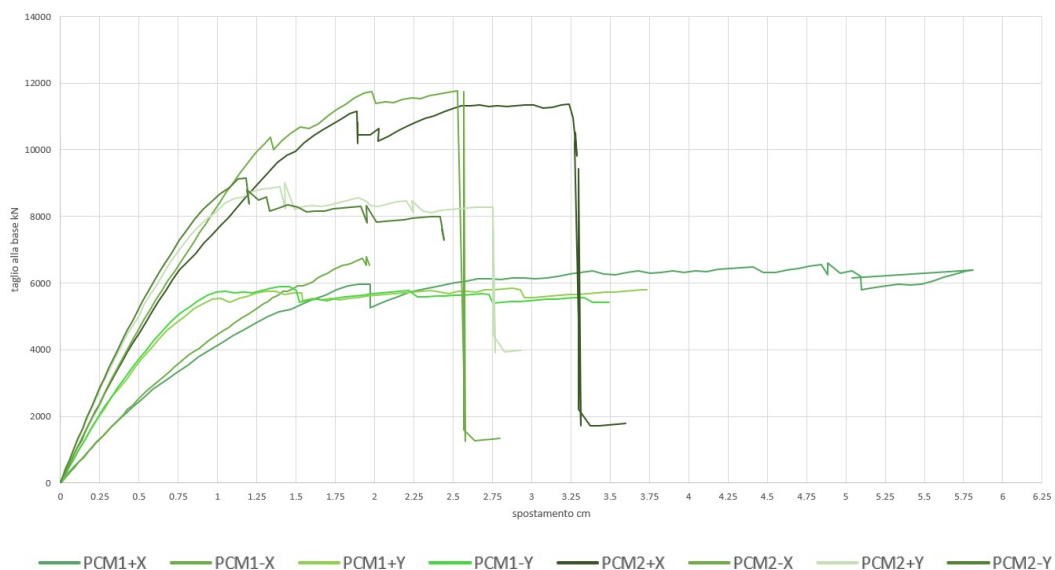
L'indice di rischio individuato è pari a  $I_r = 0,23$  con  $T_r = 10$  anni, rimanendo in continuità con quello trovato per gli altri punti analizzati.

- Solai infinitamente rigidi

Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti per ogni curva di capacità della configurazione dei solai rigidi.

- Punto 1

Confronto completo delle curve del punto 1



Dall'osservazione delle curve di capacità si nota un miglioramento del comportamento delle curve del Gruppo 1 nella direzione X, e allo stesso tempo un lieve peggioramento di tutte le altre, portando però a un generale miglioramento del comportamento della struttura.

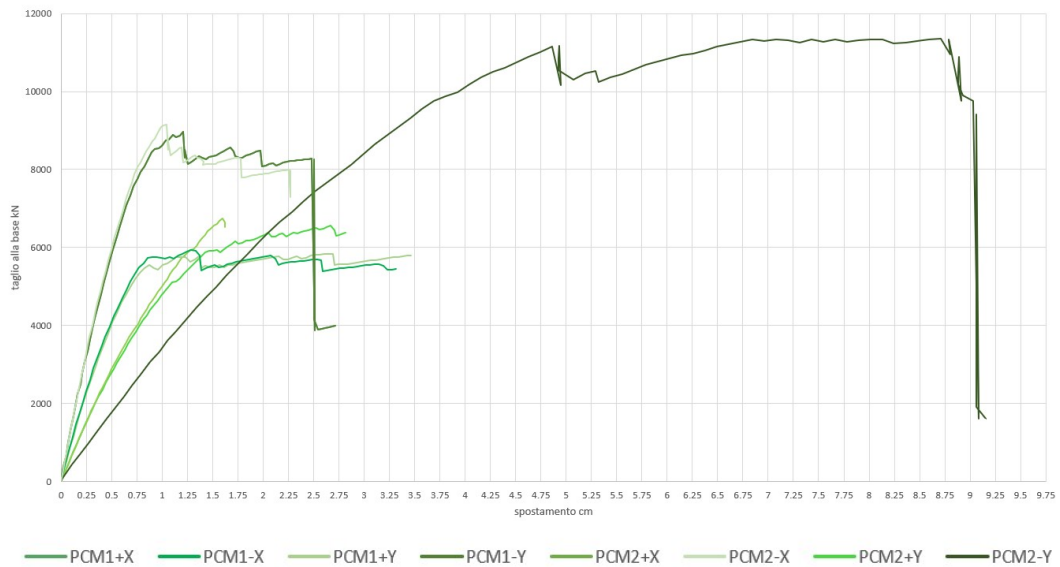
I valori di taglio massimo alla base vanno da 6000 kN a 12000 kN, mentre lo spostamento ultimo va da 2 cm a 5,75 cm.

	ag,c_SLV	ag,d	TR SLV	Ir SLV	q*SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	0,295	0,326	327	<b>0,90</b>	2,49
<b>Gruppo 1-x</b>	0,126	0,326	34	<b>0,39</b>	0,95
<b>Gruppo 1+y</b>	0,266	0,326	233	<b>0,82</b>	2,56
<b>Gruppo 1-y</b>	0,26	0,326	211	<b>0,80</b>	2,49
<b>Gruppo 2+x</b>	0,236	0,326	161	<b>0,72</b>	1,55
<b>Gruppo 2-x</b>	0,209	0,326	115	<b>0,64</b>	1,34
<b>Gruppo 2+y</b>	0,229	0,326	150	<b>0,70</b>	2
<b>Gruppo 2-y</b>	0,212	0,326	123	<b>0,65</b>	1,86

L'indice di rischio individuato è pari a  $I_r = 0,39$  con  $T_r = 34$  anni, segnando un miglioramento delle capacità della struttura, ma ancora non sufficiente per l'adeguamento.

- Punto 2

Confronto completo delle curve del punto 2



	ag,c_SLV	ag,d	TR SLV	Ir SLV	q*SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	0,185	0,326	87	<b>0,57</b>	1,5
<b>Gruppo 1-x</b>	0,121	0,326	32	<b>0,37</b>	0,92
<b>Gruppo 1+y</b>	0,269	0,326	242	<b>0,83</b>	2,58
<b>Gruppo 1-y</b>	0,263	0,326	224	<b>0,81</b>	2,55
<b>Gruppo 2+x</b>	0,238	0,326	166	<b>0,73</b>	1,57
<b>Gruppo 2-x</b>	0,209	0,326	115	<b>0,64</b>	1,33
<b>Gruppo 2+y</b>	0,234	0,326	159	<b>0,72</b>	2,03
<b>Gruppo 2-y</b>	0,221	0,326	135	<b>0,68</b>	1,93

Dall'osservazione delle curve di capacità si nota un comportamento simile a quanto visto nel punto precedente, con un miglioramento

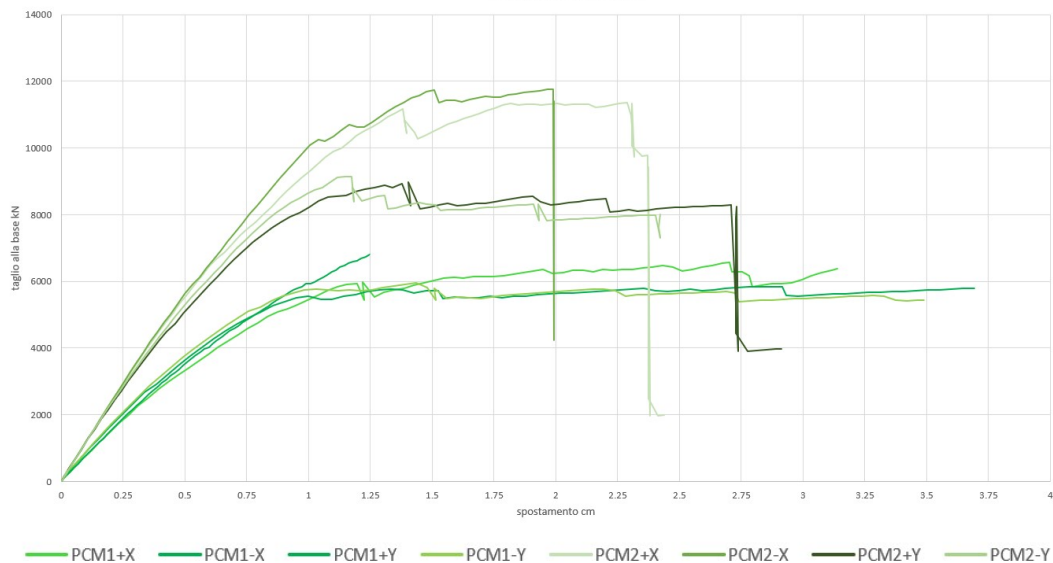
del comportamento delle curve del Gruppo 1 e un lieve peggioramento del comportamento delle curve del Gruppo 2, segnando però un generale miglioramento del comportamento della struttura.

I valori di taglio massimo alla base vanno da 6000 kN a 11500 kN, mentre lo spostamento ultimo va da 1,60 cm a 8,75 cm.

L'indice di rischio individuato è pari a  $I_r = 0,37$  con  $T_r = 32$  anni.

- Punto 3

### Confronto completo delle curve del punto 3



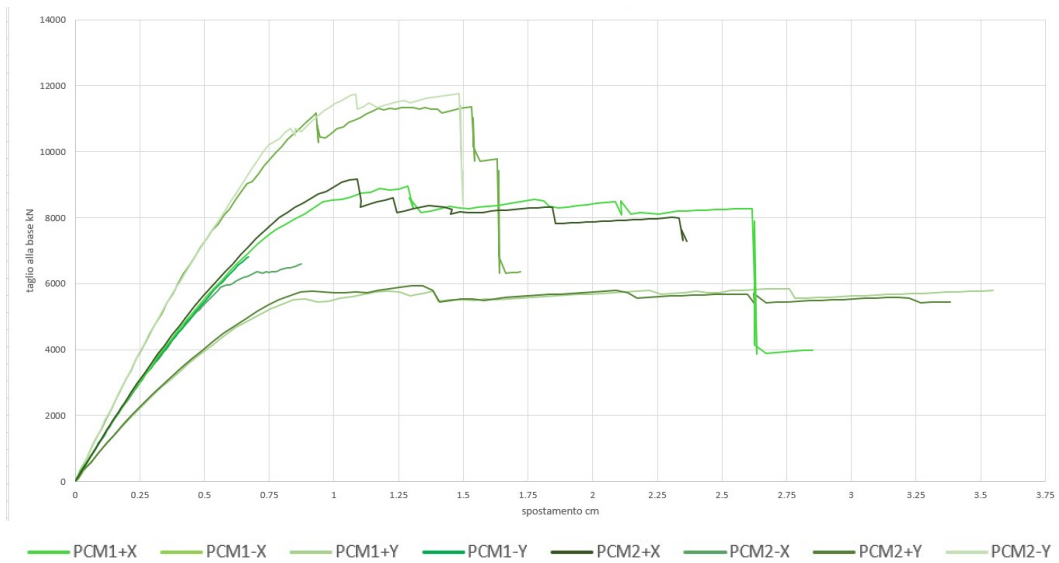
Dall'osservazione delle curve di capacità si nota un miglioramento generale del comportamento delle curve, dove solo una rimane con un andamento elastico fragile.

	ag,c_SLV	ag,d	TR SLV	Ir SLV	q*SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	0,23	0,326	153	<b>0,71</b>	1,92
<b>Gruppo1-x</b>	0,119	0,326	30	<b>0,37</b>	0,9
<b>Gruppo 1+y</b>	0,266	0,326	233	<b>0,82</b>	2,56
<b>Gruppo 1-y</b>	0,26	0,326	211	<b>0,80</b>	2,49
<b>Gruppo 2+x</b>	0,216	0,326	129	<b>0,66</b>	1,42
<b>Gruppo 2-x</b>	0,2	0,326	102	<b>0,61</b>	1,26
<b>Gruppo 2+y</b>	0,229	0,326	150	<b>0,70</b>	2
<b>Gruppo 2-y</b>	0,214	0,326	124	<b>0,66</b>	1,88

L'indice di rischio viene assunto pari a  $I_r = 0,37$  con  $T_r = 30$  anni.

- Punto 4

Confronto completo delle curve del punto 4



Dall'osservazione delle curve di capacità si nota un miglioramento delle curve che nella configurazione deformabile avevano un carattere elastico fragile, e un peggioramento, almeno per quanto riguarda lo spostamento ultimo, per ogni altra curva.

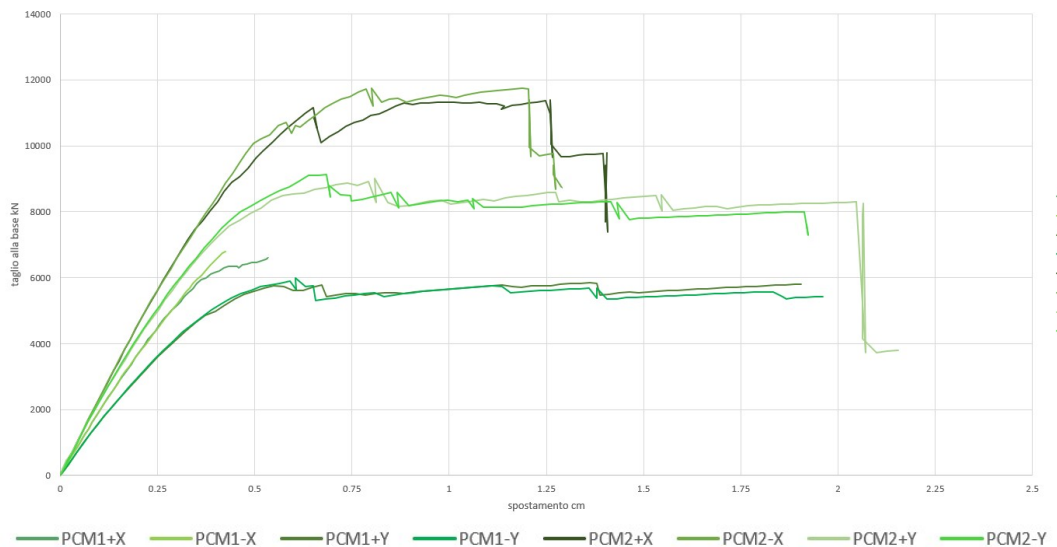
I valori del taglio osservati vanno da 6000 kN a 12000 kN, mentre lo spostamento va da 0,65 cm a 2,60 cm.

	ag,c_SLV	ag,d	TR SLV	Ir SLV	q*SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	0,135	0,326	40	<b>0,41</b>	1,07
<b>Gruppo 1-x</b>	0,11	0,326	25	<b>0,34</b>	0,79
<b>Gruppo 1+y</b>	0,273	0,326	251	<b>0,84</b>	2,61
<b>Gruppo 1-y</b>	0,263	0,326	224	<b>0,81</b>	2,55
<b>Gruppo 2+x</b>	0,203	0,326	110	<b>0,62</b>	1,35
<b>Gruppo 2-x</b>	0,196	0,326	98	<b>0,60</b>	1,23
<b>Gruppo 2+y</b>	0,234	0,326	159	<b>0,72</b>	2,03
<b>Gruppo 2-y</b>	0,216	0,326	129	<b>0,66</b>	1,9

L'indice di rischi viene considerato pari a  $I_r = 0,34$  con  $T_r = 25$  anni.

- Punto 5

Confronto completo delle curve del punto 5



	ag,c_SLV	ag,d	TR SLV	Ir SLV	q* SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	0,13	0,326	37	<b>0,40</b>	1,05
<b>Gruppo 1-x</b>	0,11	0,326	25	<b>0,34</b>	0,79
<b>Gruppo 1+y</b>	0,227	0,326	144	<b>0,70</b>	2,15
<b>Gruppo 1-y</b>	0,23	0,326	153	<b>0,71</b>	2,24
<b>Gruppo 2+x</b>	0,225	0,326	144	<b>0,69</b>	1,51
<b>Gruppo 2-x</b>	0,214	0,326	127	<b>0,66</b>	1,4
<b>Gruppo 2+y</b>	0,26	0,326	211	<b>0,80</b>	2,29
<b>Gruppo 2-y</b>	0,246	0,326	182	<b>0,75</b>	2,2

Dall'osservazione delle curve di capacità si nota un miglioramento del comportamento di alcune curve ed il peggioramento di altre,

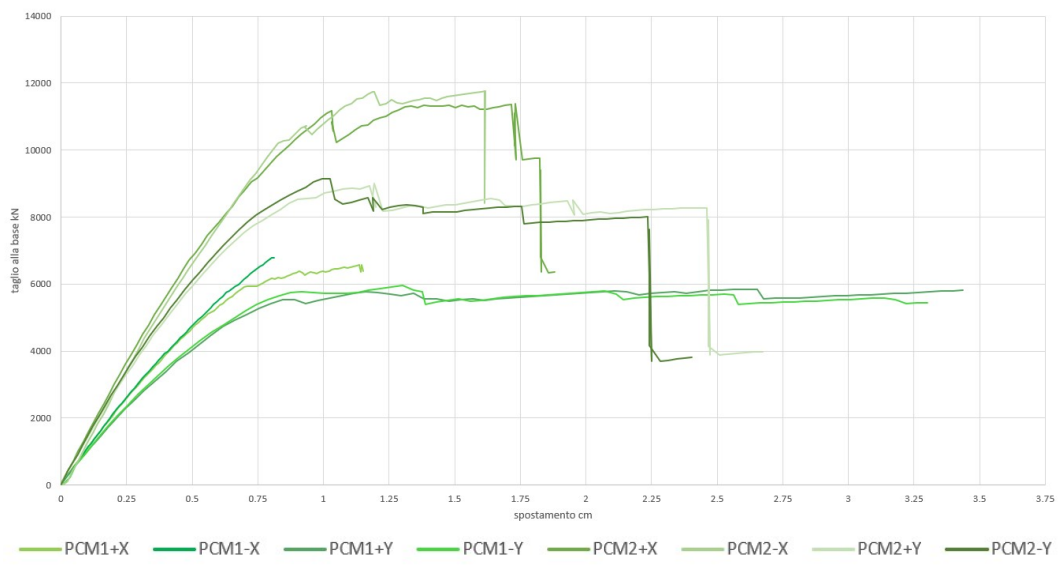


ottenendo dei valori di taglio che vanno da 6000 kN a 12000 kN, mentre lo spostamento va da 0,40 cm a 2 cm.

L'indice di rischio viene assunto pari a  $I_r = 0,34$  con  $T_r = 25$  anni.

- Punto 6

### Confronto completo delle curve del punto 6



Dall'osservazione delle curve di capacità si nota sempre il miglioramento del comportamento di alcune curve, con però il peggioramento del comportamento di altre, portando quindi a un generale miglioramento di piccola entità.

I valori del taglio variano da 6000 kn a 12000 kn, con lo spostamento che va da 0,80 cm a 2,50 cm.

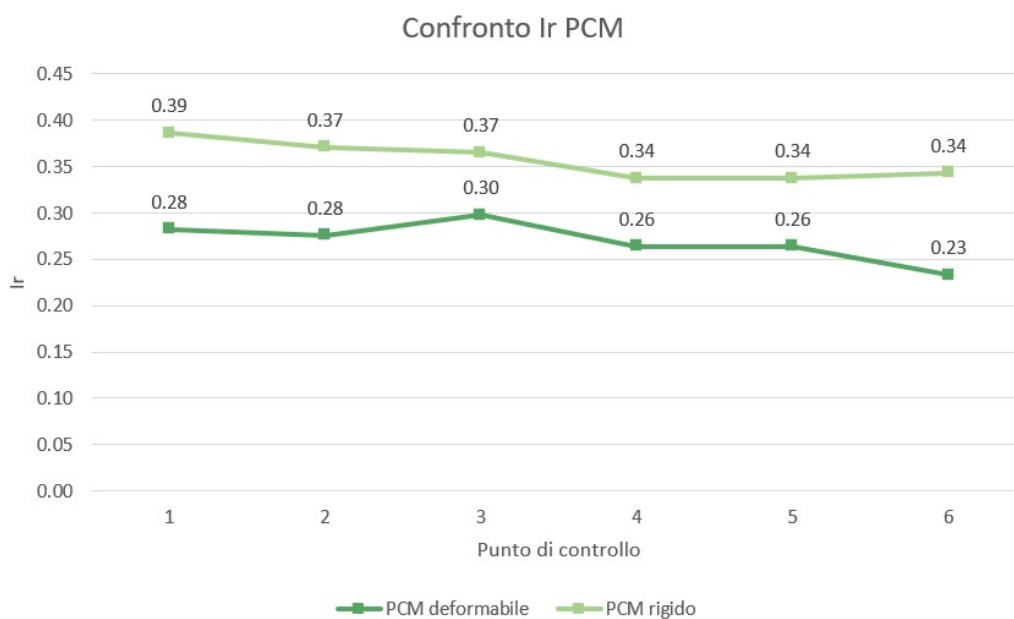
	ag,c_SLV	ag,d	TR SLV	Ir SLV	q*SLV
<b>Gruppo 1+x</b>	0,146	0,326	48	<b>0,45</b>	1,18
<b>Gruppo1-x</b>	0,112	0,326	27	<b>0,34</b>	0,84
<b>Gruppo 1+y</b>	0,269	0,326	237	<b>0,83</b>	2,56
<b>Gruppo 1-y</b>	0,263	0,326	224	<b>0,81</b>	2,55
<b>Gruppo 2+x</b>	0,209	0,326	118	<b>0,64</b>	1,39
<b>Gruppo 2-x</b>	0,198	0,326	100	<b>0,61</b>	1,26
<b>Gruppo 2+y</b>	0,234	0,326	159	<b>0,72</b>	2,03
<b>Gruppo 2-y</b>	0,221	0,326	135	<b>0,68</b>	1,93

L'indice di rischio viene assunto pari a  $I_r = 0,34$  con  $T_r = 27$  anni, rappresentativo del lieve miglioramento della capacità della struttura che si osserva in tutti gli altri punti analizzati, ma che rende comunque la struttura ancora inadeguata e suscettibile all'attivazione dei meccanismi locali che presentano un  $I_r$  minore di quello globale.

- Confronto tra i risultati delle due configurazioni

Andando a valutare nel complesso i risultati ottenuti per entrambe le configurazioni dei solai considerate, si osserva come la struttura nella maggior parte dei punti considerati per la configurazione deformata, mostri una differenza di comportamento a seconda della direzione considerata per le azioni orizzontali, che porta a delle curve di capacità caratterizzate da un andamento elastico fragile

che influisce negativamente sulla risposta strutturale; Questo comportamento viene attenuato nella configurazione rigida, dove le curve a comportamento elastico fragile quasi scompaiono, migliorando quindi la capacità di queste ultime, ma allo stesso tempo, peggiorando il comportamento delle altre curve, portando quindi soltanto a un lieve miglioramento della risposta dell'aggregato, ed andando a rendere la risposta più uniforme per ogni gruppo nei punti analizzati; Un ulteriore aspetto che si evince dall'osservazione degli indici di rischio è come questi valori rimangano costanti su tutta la struttura, sia in configurazione deformabile che rigida, andando quindi a differenziarsi di molto poco tra di loro; Infine si osserva come ancora una volta il danneggiamento dominante è dato dai meccanismi locali del ribaltamento semplice della facciata dell'unità 1 che si attiveranno per primi per via del basso indice di rischio.



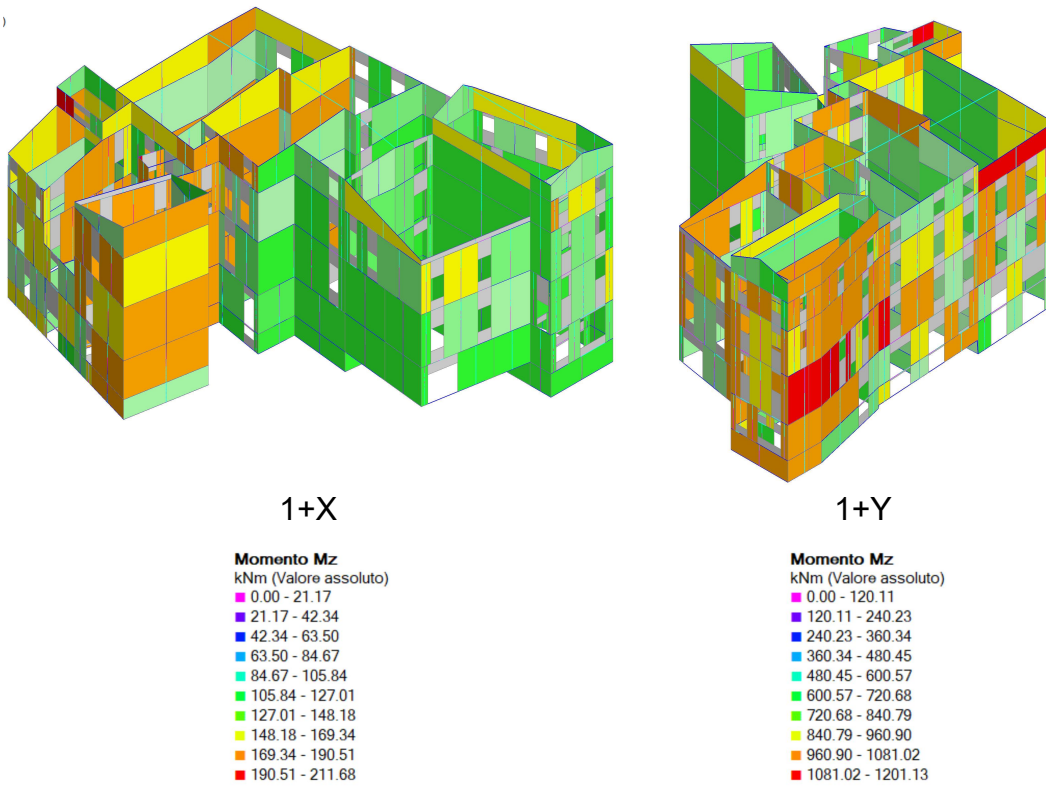
		Unità1	Unità 2		Unità 3		
		Punto 1	Punto 2	Punto 3	Punto 4	Punto 5	Punto 6
<b>Gruppo 1+X</b>	deformabile	0,29	0,29	0,52	0,52	0,73	0,81
	rigido	0,90	0,57	0,71	0,41	0,40	0,45
<b>Gruppo 1-X</b>	deformabile	0,28	0,28	0,44	0,56	0,66	0,72
	rigido	0,39	0,37	0,37	0,34	0,34	0,34
<b>Gruppo 1+Y</b>	deformabile	0,64	0,35	0,62	0,60	0,31	0,26
	rigido	0,82	0,83	0,82	0,84	0,70	0,83
<b>Gruppo 1-Y</b>	deformabile	0,65	0,30	0,64	0,62	0,27	0,23
	rigido	0,80	0,81	0,80	0,81	0,71	0,81
<b>Gruppo 2+X</b>	deformabile	0,75	0,71	0,37	0,29	0,31	0,31
	rigido	0,72	0,73	0,66	0,62	0,69	0,64
<b>Gruppo 2-X</b>	deformabile	0,87	0,83	0,30	0,26	0,26	0,27
	rigido	0,64	0,64	0,61	0,60	0,66	0,61
<b>Gruppo 2+Y</b>	deformabile	0,71	1,01	0,71	0,70	0,41	0,79
	rigido	0,70	0,72	0,70	0,72	0,80	0,72
<b>Gruppo 2-Y</b>	deformabile	0,68	0,66	0,67	0,66	0,68	0,69
	rigido	0,65	0,68	0,66	0,66	0,75	0,68
<b>Risultati finali (minimo)</b>	deformabile	<b>0,28</b>	<b>0,28</b>	<b>0,30</b>	<b>0,26</b>	<b>0,26</b>	<b>0,23</b>
	rigido	<b>0,39</b>	<b>0,37</b>	<b>0,37</b>	<b>0,34</b>	<b>0,34</b>	<b>0,34</b>

Dall'osservazione dell'evoluzione dei danneggiamenti che interessano la struttura si nota come, dal passaggio dalla configurazione a solai deformabili alla configurazione a solai rigidi, avvenga un mutamento nella distribuzione delle plasticizzazioni, che similmente a quanto osservato negli altri programmi, vanno ad interessare un maggior numero di elementi, ridistribuendo quindi le sollecitazioni su tutta la struttura.

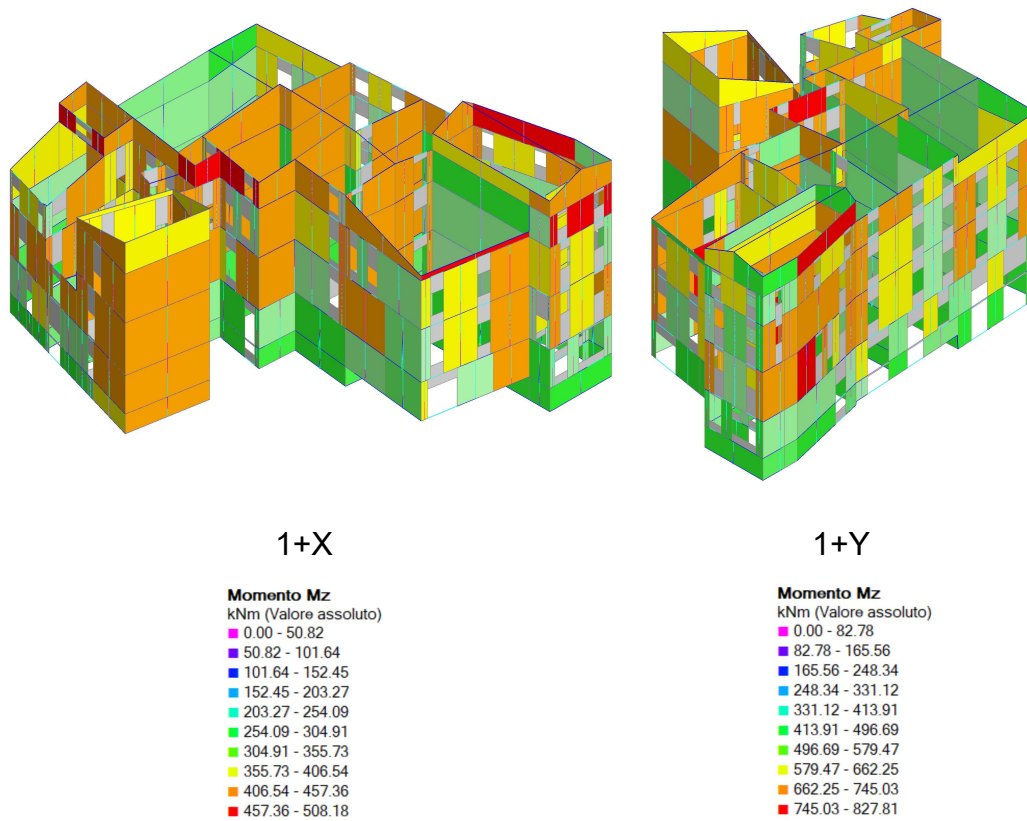
Andando nello specifico, nella configurazione deformabile, le fessurazioni vanno ad interessare porzioni differenti della costruzione a seconda della direzione di azione considerata per le forze orizzontali, nel dettaglio si nota come, per i gruppi di carico nella direzione X risulta più sollecitata la porzione dell'unità 3 che si affaccia sul Vicolo Sossanta, mentre per i gruppi di carico nella direzione Y risulta più sollecitata l'unità 1 e la porzione di unità 2 che si affaccia sul Largo Sossanta; Questa differenza nel comportamento è rappresentativa di quanto osservato nelle curve di capacità.

Per quanto riguarda la configurazione rigida invece, si nota come l'intera struttura diventa sollecitata, andando a coinvolgere quasi tutte le murature, osservando anche come i valori massimi dei momenti agenti su ogni elemento aumentano o diminuiscono rispetto a quelli misurati nella configurazione deformabile, portando a un lieve miglioramento generale del comportamento dell'aggregato.

## Stato di danneggiamento degli elementi in configurazione deformabile



## Stato di danneggiamento degli elementi in configurazione rigida



### 3.4 Confronto tra i modelli

Si passa ora a confrontare i risultati ottenuti per ogni configurazione in ogni programma adoperato in questo studio.

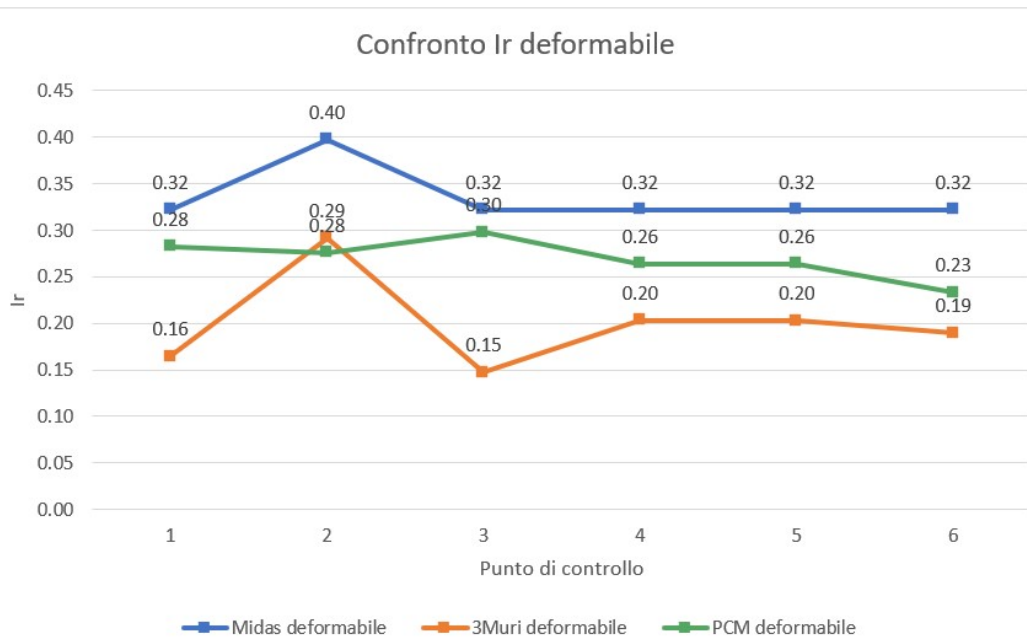
Partendo dai meccanismi locali, già osservati nell'apposito capitolo, si evince come la valutazione di ogni meccanismo non sia la stessa per i due programmi, 3Muri e PCM, e il foglio di calcolo considerati; Si vede infatti come ci sia una somiglianza nei valori di  $I_r$  ottenuti solo per il ribaltamento semplice, mentre nel ribaltamento composto i valori ottenuti risultano molto più dispersi, con una somiglianza solo tra PCM e il foglio di calcolo, situazione che si inverte nel caso della flessione verticale, dove la congruenza dei dati avviene solo tra PCM e 3Muri, e il foglio di calcolo invece produce dei risultati molto diversi, situazione riscontrata anche per il ribaltamento del timpano, dove insiste una differenza molto netta tra i risultati del PCM e quelli del foglio di calcolo, mentre per il 3Muri purtroppo non è stato possibile valutare tale cinematismo; La differenza data dai programmi nella valutazione del ribaltamento composto è probabilmente imputabile al metodo usato per valutare il cuneo di distacco.

Andando invece a valutare i risultati dell'analisi dinamica lineare, si evidenzia come non ci sia alcuna corrispondenza tra i risultati ottenuti nei vari programmi, probabilmente per via del differente metodo di rappresentazione e schematizzazione usato dai vari software, e dal metodo di calcolo adoperato dai vari solutori.

Passando all'analisi statica non lineare, la questione diventa più complessa; Andando a considerare solo l'indice di rischio ottenuto al termine dell'analisi, si osserva una distinzione tra i risultati ottenuti per la configurazione deformabile e quella rigida.

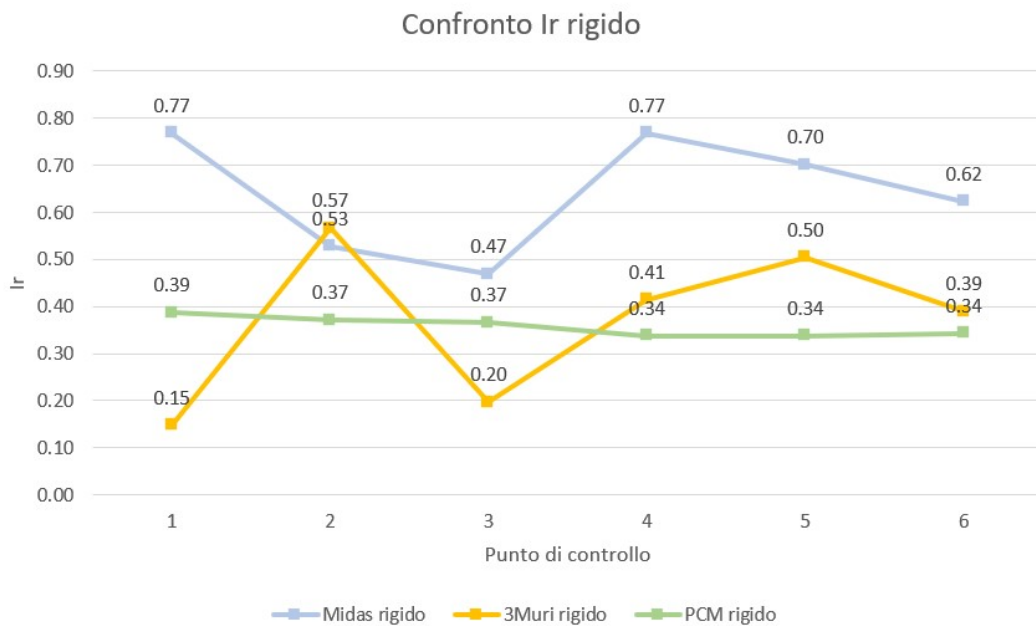
La valutazione per lo stato deformabile ha portato ad individuare valori dell'indice di rischio simili tra loro nei vari programmi; Si osserva come il MidaGEN abbia portato a valori dell'Ir maggiori rispetto agli altri software, mostrando però un andamento molto simile al 3Muri; Il programma 3Muri, pur mostrando lo stesso andamento del MidaGEN, riporta i valori più bassi dell'indice di rischio; Ed infine il PCM si attesta a metà strada tra i due, con un andamento molto regolare per tutta la struttura; In generale però, tutti i programmi valutano la struttura in questa configurazione come molto fragile alle azioni sismiche, ma le variazioni del valore ottenuto portano a considerazioni differenti su quale meccanismo sia quello dominante tra quelli locali e quello globale; In modo particolare, si evidenzia come per la valutazione del 3Muri, risulta dominante il meccanismo globale, che si innesca prima di quelli locali, mentre per gli altri programmi la situazione si inverte, ed i meccanismi locali diventano i primi ad attivarsi.



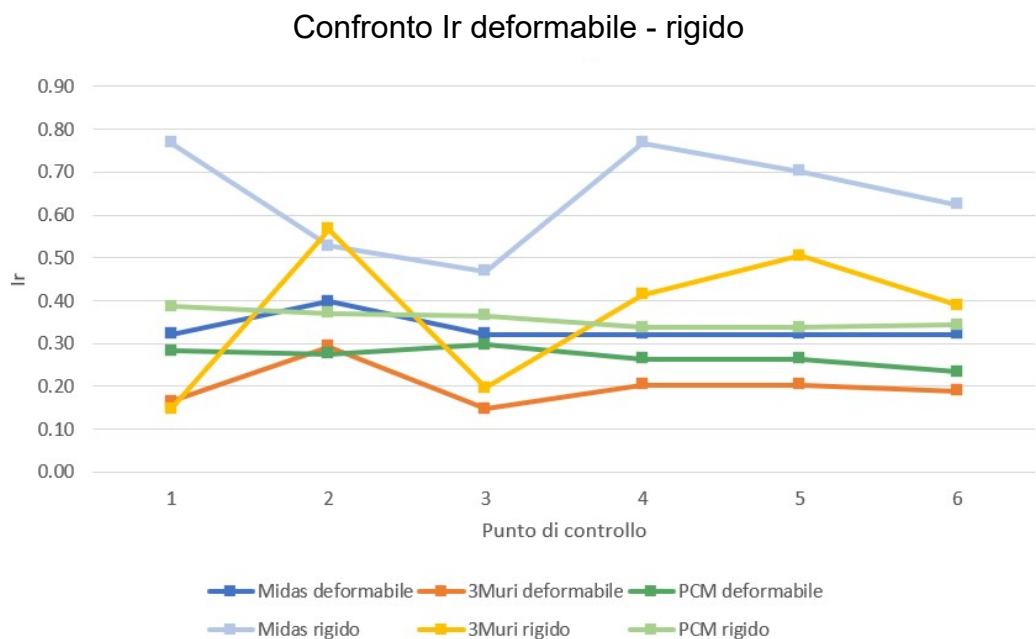


La valutazione della configurazione rigida porta a risultati molto differenti, si osserva infatti che per il punto 1, rappresentativo dell'unità 1, si riscontra una netta differenza tra i valori individuati, per i punti 2 e 3, rappresentativi dell'unità 2, troviamo risultati molto vicini tra loro per il PCM e il MidasGEN, mentre i risultati del 3Muri sono variabili, con il punto 2 che quasi si sovrappone con il MidasGEN e il punto 3 che si allontana molto, infine per i punti 4, 5 e 6, rappresentativi dell'unità 3, osserviamo una vicinanza tra i valori del PCM e del 3Muri, mentre i risultati del MidasGEN si discostano molto; In generale osserviamo che, per il Midas il comportamento della struttura risulta migliorato, individuando nell'unità 2 la componente più debole dell'aggregato; Il 3Muri invece presenta un andamento molto altalenante per tutta la struttura, individuando nell'unità 1 la componente più fragile; Infine per il PCM si osserva una distribuzione

regolare dei valori per tutte la struttura, osservando una lieve flessione nell'unità 3.



Andando a vedere i dati sull'indice di rischio nel loro insieme, si apprezzano maggiormente gli incrementi dati dalla configurazione a solai rigidi per ogni programma preso in considerazione, notando come i valori del Midas e del 3Muri subiscano grandi variazioni, mentre quelli del PCM risultano molto più contenuti.



Andando a valutare nel dettaglio le curve di capacità ottenute dai vari modelli, si osserva un quadro molto diverso tra i comportamenti delle stesse curve all'interno di ogni programma.

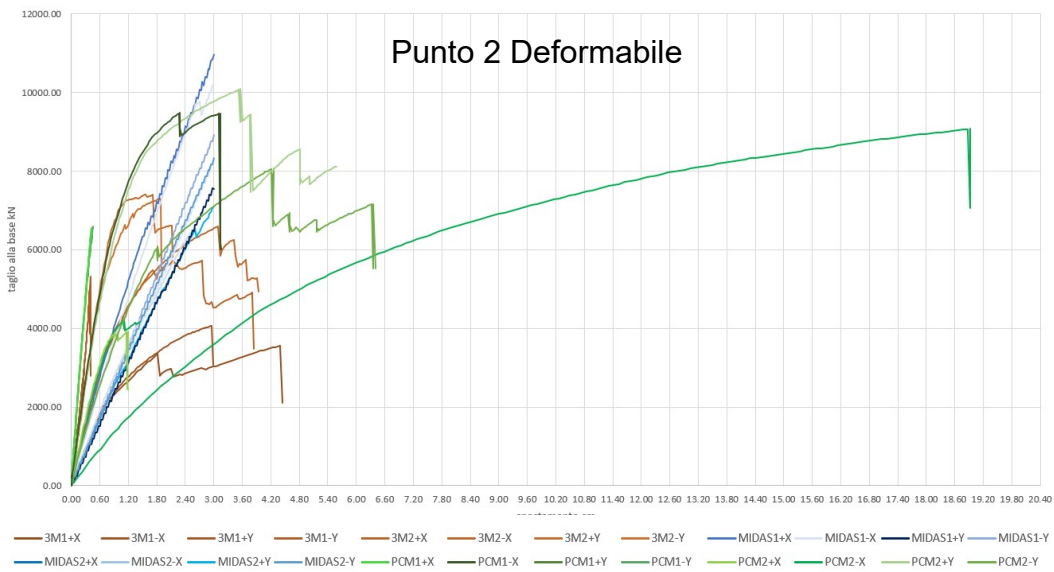
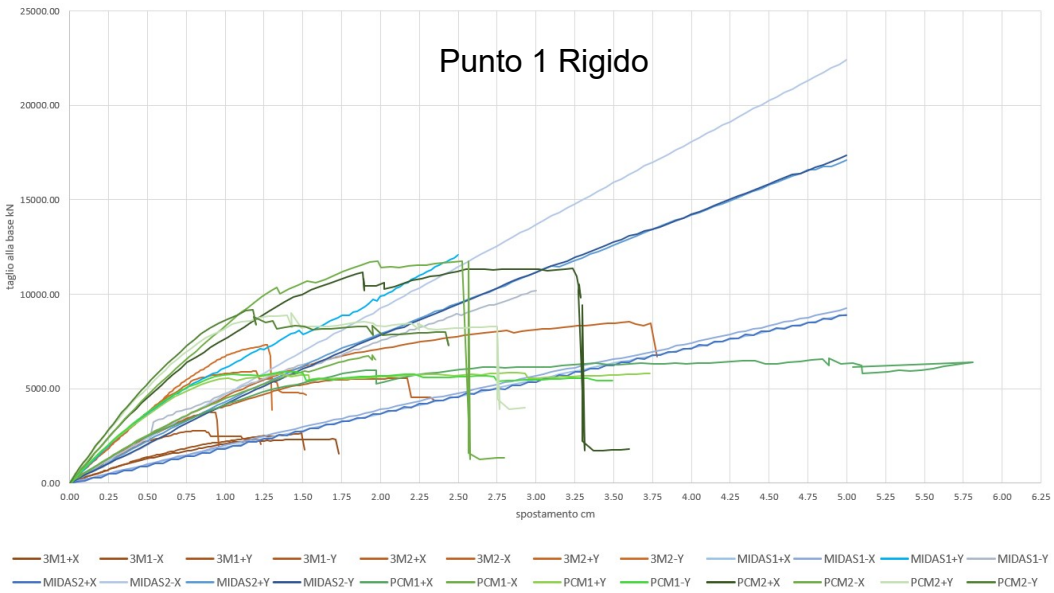
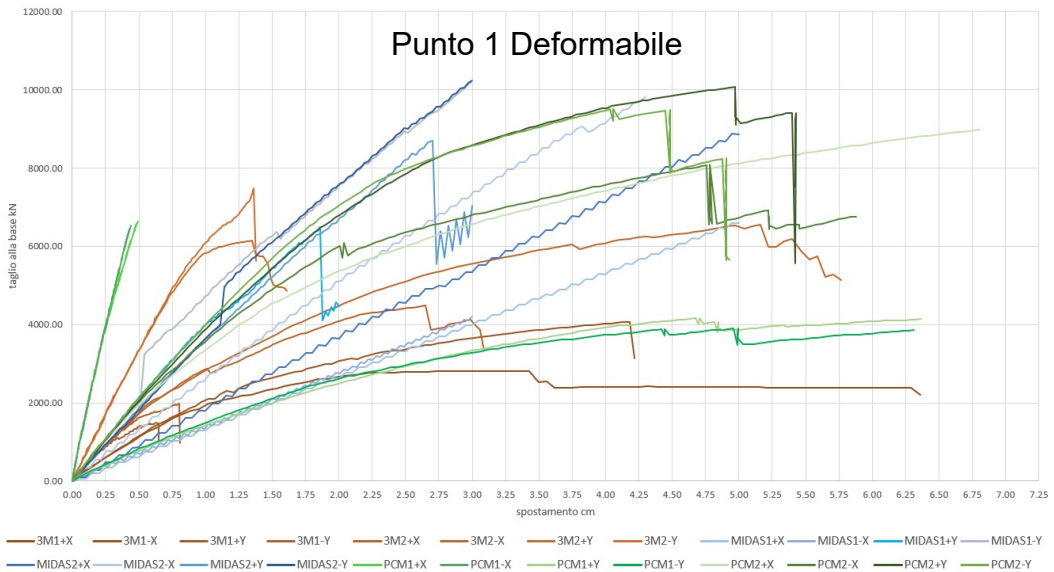
Partendo dalle curve del MidasGEN, si nota come queste abbiano tutte un comportamento elastico lineare, che assume una forma scalettata per la configurazione deformata, ed una più lineare nella configurazione rigida; Inoltre sono caratterizzate da una rigidità elevata, e da valori del taglio massimo alla base e dello spostamento ultimo molto più grandi rispetto alle stesse curve valutate negli altri programmi, dando origine così a valori elevati dell'indice di rischio.

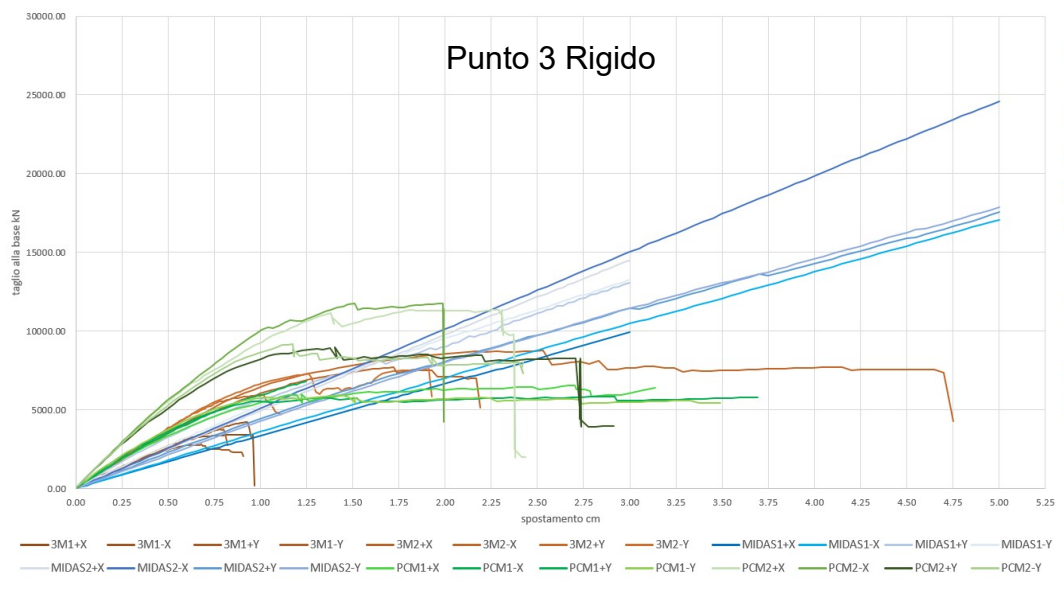
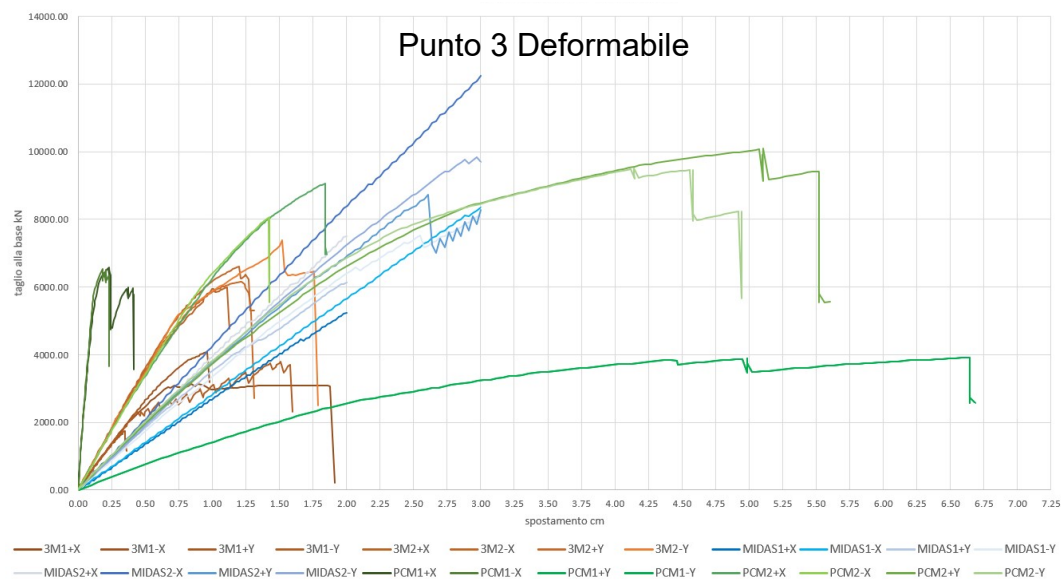
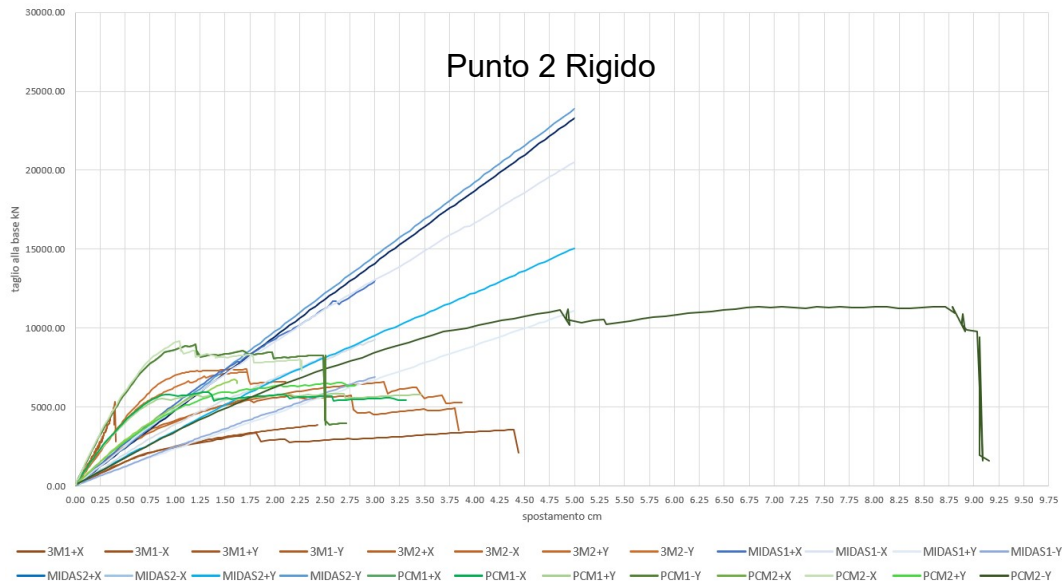
Passando alle curve di capacità generate dagli altri programmi, si osserva un riscontro per i valori dello spostamento ultimo e del taglio massimo alla base; Questa similitudine tra i valori individuati dai due software si esprime in parte anche nell'andamento delle varie curve, le quali hanno tendenzialmente un comportamento elasto-plastico con formazione di un pianerottolo plastico, e solo alcune assumono un andamento elastico fragile che determina una differenza del comportamento della struttura a seconda della direzione di azione delle forze orizzontali considerate; Questa similitudine del comportamento delle curve perde però di efficacia quando si nota che le curve a comportamento elastico fragile appartengono a direzioni diverse per i due programmi, ovvero, queste curve nel 3Muri sono appartenenti alla direzione Y, mentre per il PCM appartengono alla direzione X, quindi anche se osserviamo un comportamento simile tra i due programmi, la direzione di applicazione

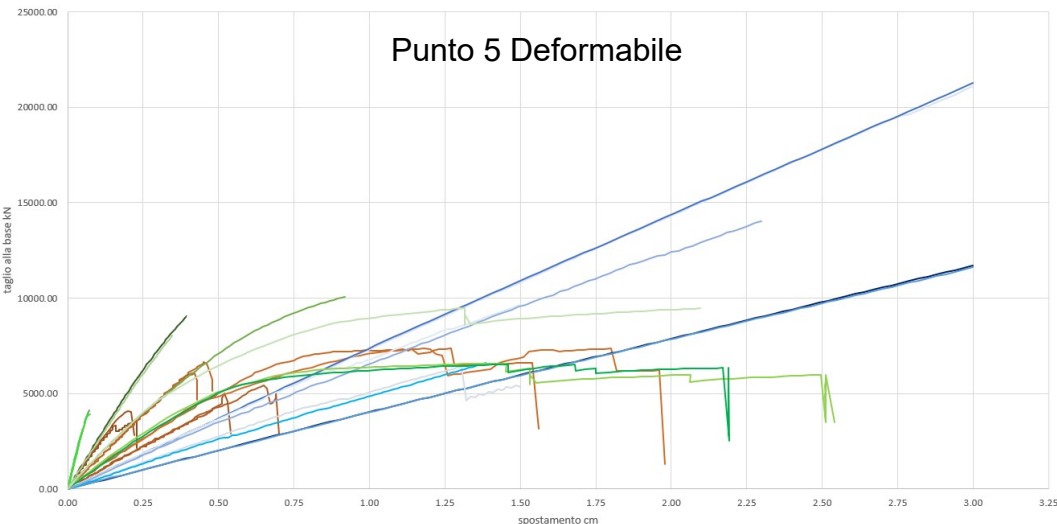
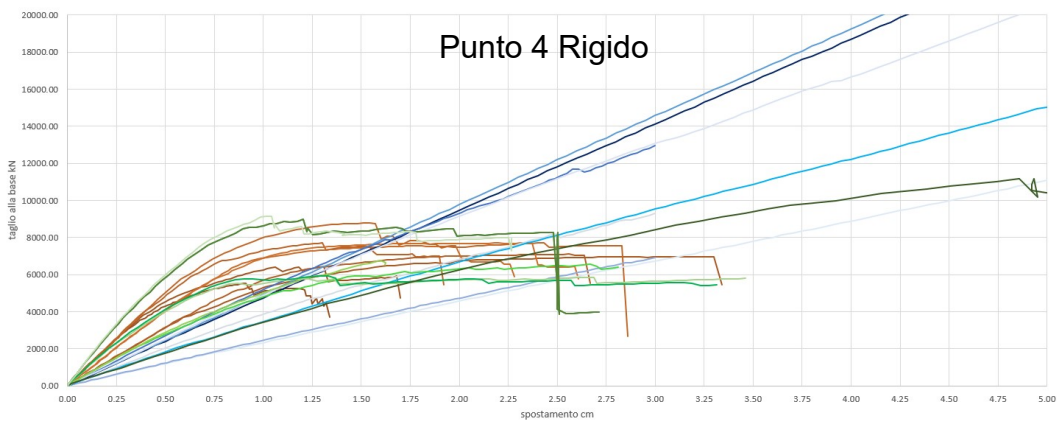
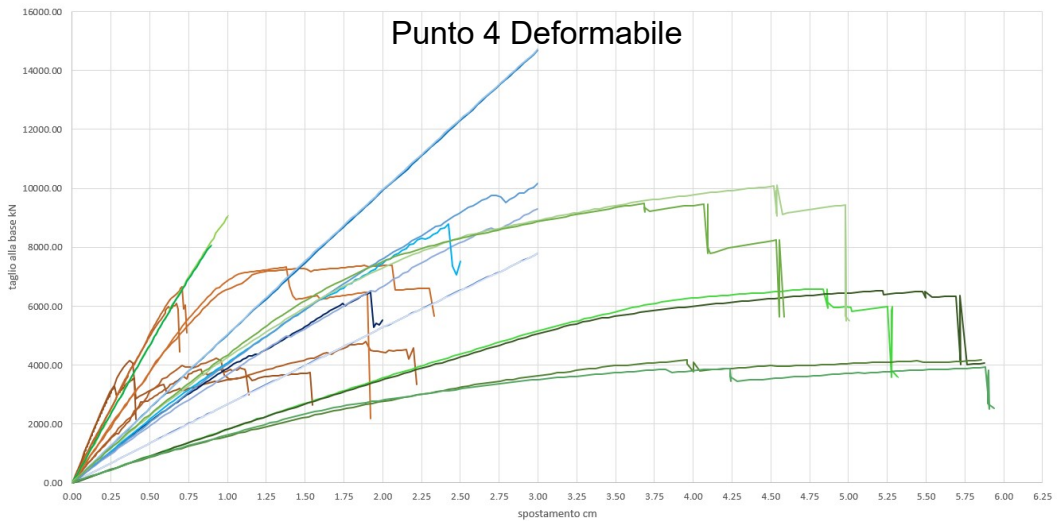
delle forze per cui la struttura risulta più fragile è diversa; La differenza nella direzione di fragilità dell'aggregato che insite tra i due programmi , potrebbe essere legata al modo che ogni programma ha di intendere il sistema di riferimento degli elementi, il quale non può essere controllato dal progettista per 3Muri e PCM, a differenza del MidasGEN, dove l'opportuna scelta del sistema di riferimento (local axis) di ogni elemento gioca un ruolo fondamentale per la corretta valutazione del modello.

Oltre alle differenze appena evidenziate, un ulteriore discrepanza risulta dal comportamento generale nella configurazione rigida, dove le curve di capacità valutate dal PCM, vanno a descrivere un miglior comportamento della struttura, abbandonando quasi del tutto la tendenza ad un comportamento elastico fragile, cosa non altrettanto vera per le stesse curve esaminate dal 3Muri.

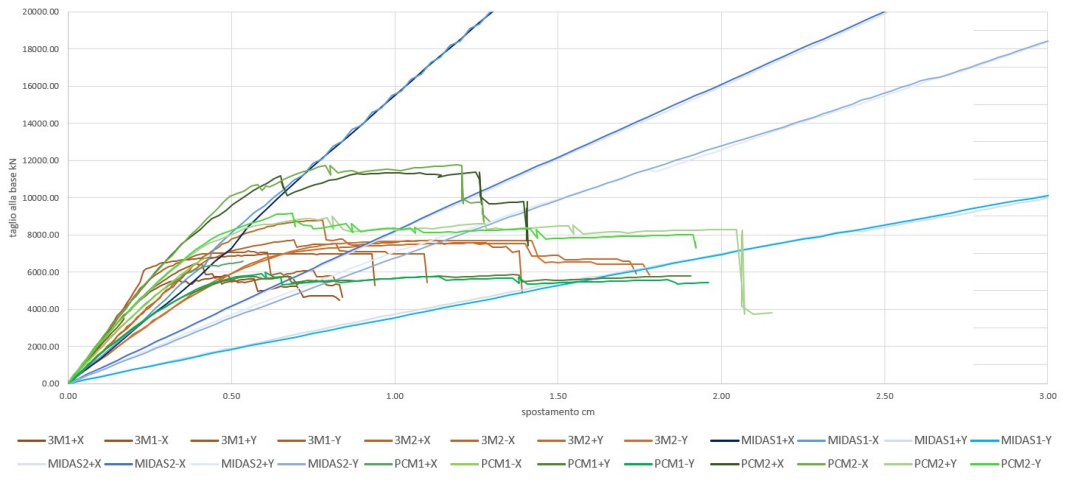
Di seguito vengono riportate tutte le curve di capacità analizzate per ogni programma, per mostrare il rapporto tra i risultati ottenuti dai vari software.



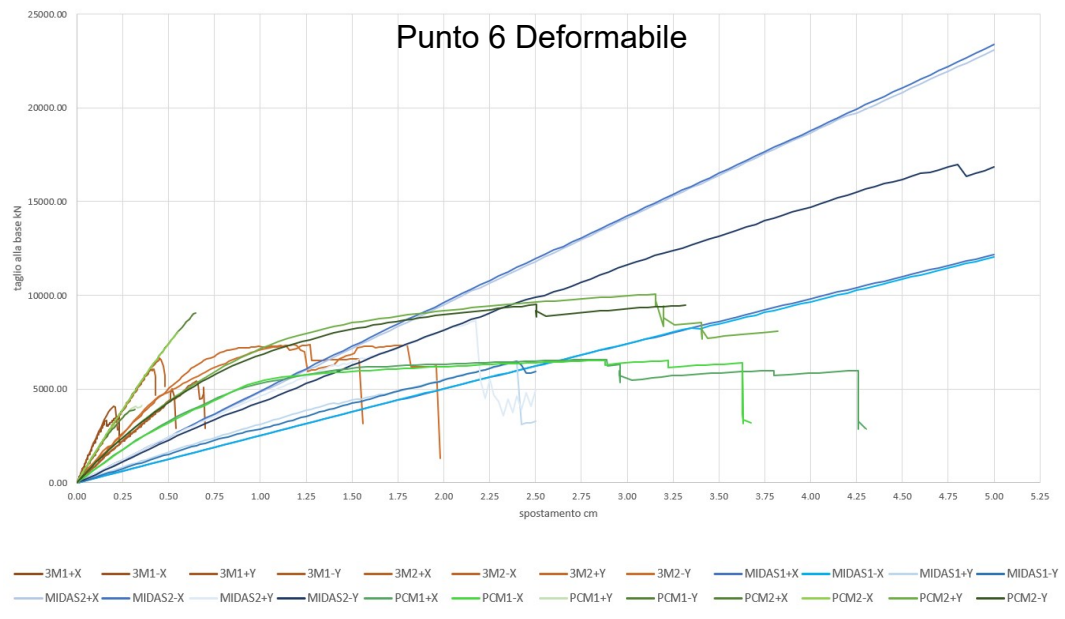




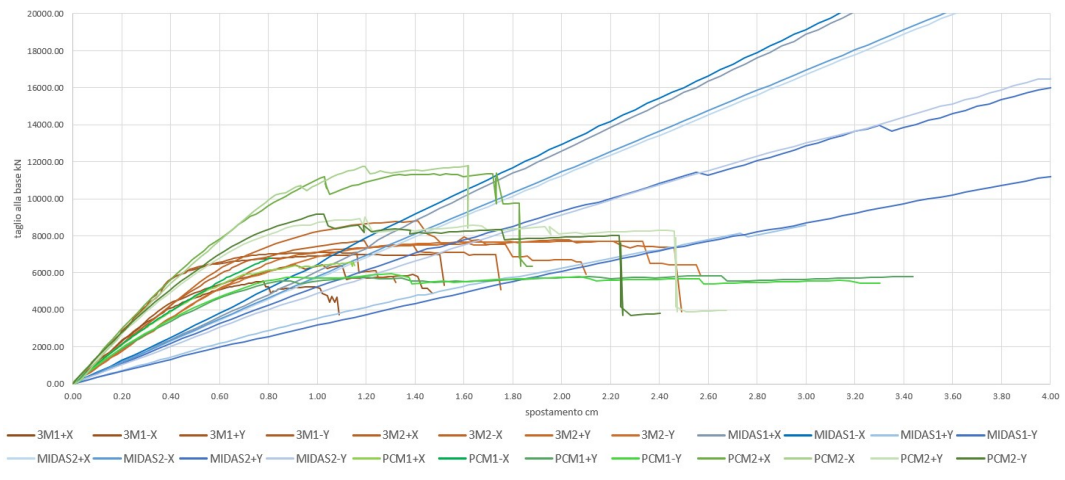
### Punto 5 Rigido



### Punto 6 Deformabile



### Punto 6 Rigido





Dall'analisi diretta del confronto tra le curve di capacità di ogni punto e per ogni programma, si evidenzia ancora di più quanto detto in precedenza, ovvero si apprezza meglio come le curve del MidasGEN siano caratterizzate da un andamento elastico lineare con valori di taglio e spostamento maggiori rispetto agli altri software, e come le curve del PCM e del 3Muri abbiano un andamento molto simile, con valori di taglio e spostamento equiparabili, ma anche come le curve del PCM mostrino un comportamento migliore in configurazione rigida rispetto al 3Muri.

L'ultimo aspetto che è possibile valutare è lo sviluppo del danneggiamento nei vari modelli.

Dal confronto della fessurazione valutata da ogni software, si osserva una similarità tra le aree maggiormente danneggiate sia in configurazione con solai deformabili che in configurazione a solai rigidi, ed inoltre si osserva la stessa tendenza a ridistribuire la plasticizzazione a tutta la struttura, sintomo dell'effetto di redistribuzione dei solai rigidi, migliorando quindi le prestazioni dell'aggregato.

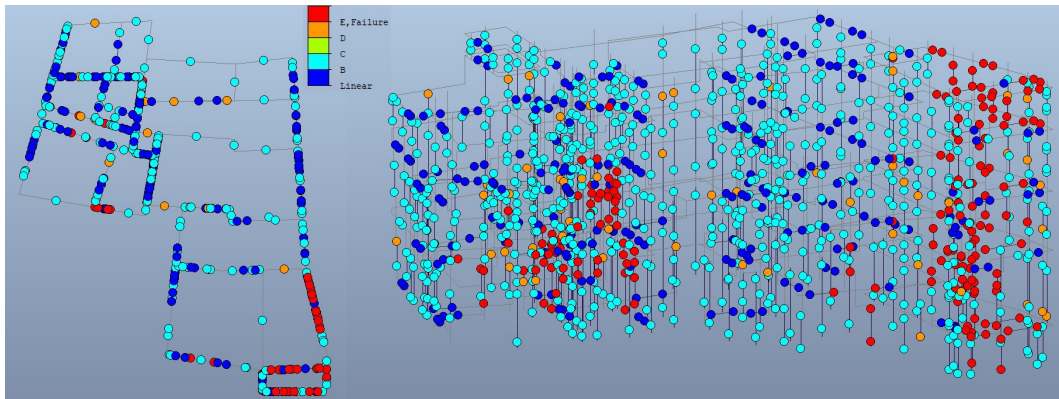
Nel dettaglio, per la configurazione deformabile, si nota una maggiore similitudine tra i risultati ottenuti dai due programmi 3Muri e Aedes.PCM, i quali mostrano danneggiamenti in aree molto simili, ovvero, nell'unità 1, nei prospetti delle unità 2 e 3 che si affacciano su Via Roma e nel cortile centrale, con relativo blocco scale, dell'unità 3, ma mostrando un'entità del danneggiamento diversa, ossia, un danno più esteso nel 3Muri rispetto al PCM; Il MidasGEN invece mostra anche lui danneggiamenti in aree simili,

ma più concentrarti nell'unità 1 e nella corte interna, con relativo blocco scale, dell'unità 3.

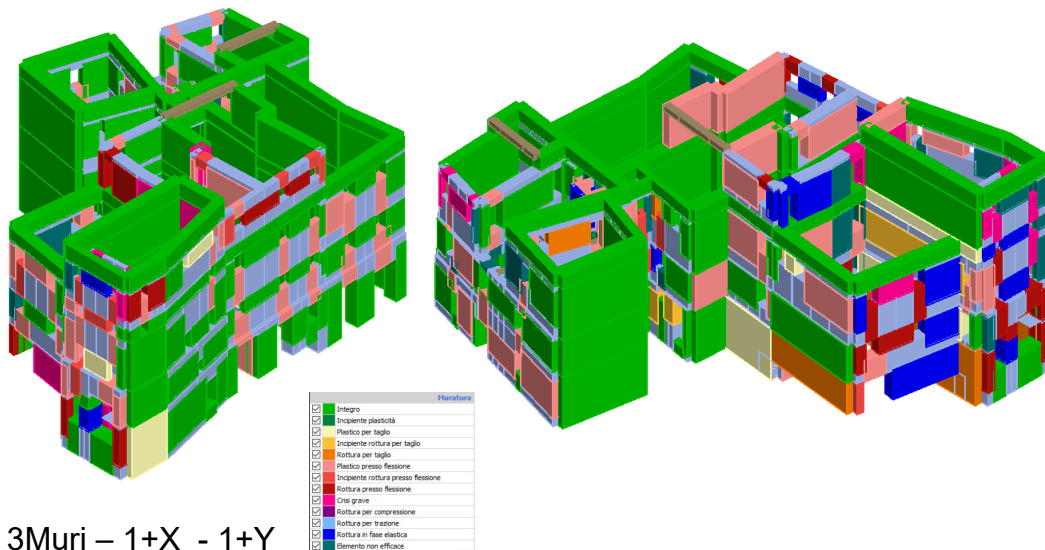
Anche per la configurazione rigida si osserva una maggiore similitudine tra lo stato di danno individuato dai due software 3Muri e Aedes.PCM, andando a coinvolgere la struttura quasi nella sua interezza; In maniera leggermente diversa il MidasGEN anche va a considerare una porzione più ampia della struttura, coinvolgendo quindi più elementi, ma allo stesso tempo rimanendo comunque più concentrato in alcune zone, ossia, l'unità 1, la porzione dell'unità 3 che si affaccia sul Vicolo Sossanta, le facciate dell'unità 2, su Via Roma e su Largo Sossanta, e la corte interna dell'unità 2.

In generale quindi si apprezza una similitudine dei danneggiamenti tra tutti i programmi, con una somiglianza maggiore tra il 3Muri e l'Aedes.PCM, i quali mostrano anche una differenza delle porzioni dell'aggregato danneggiate in funzione della direzione di azione delle forze orizzontali applicate, mentre nel MidasGEN, il danneggiamento è più concentrato e costante per ogni direzione; Un'ultima differenza individuabile risiede nell'entità dei danneggiamenti degli elementi, la quale risulta maggiore per il 3Muri.

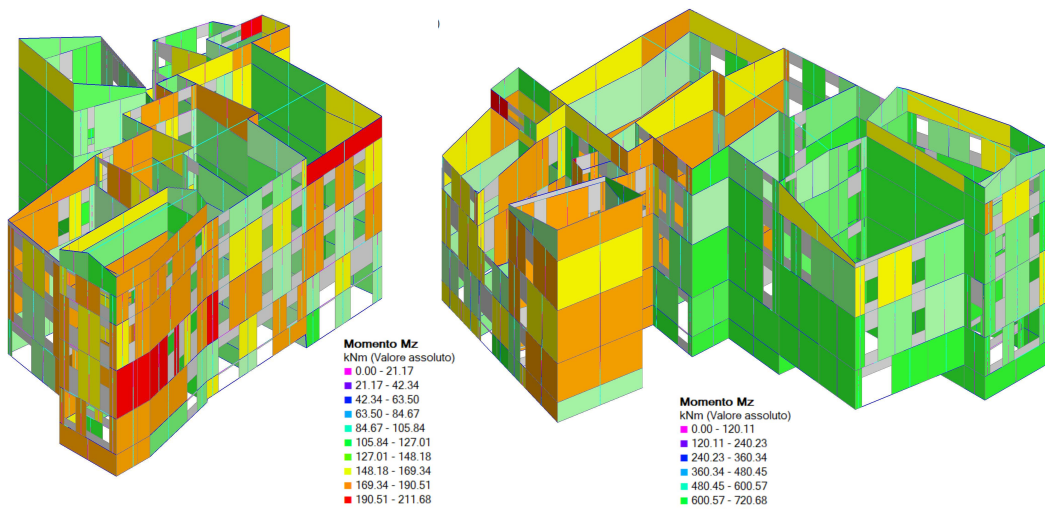
Stato dei danneggiamenti per la configurazione deformabile per ogni programma



MidasGEN - 1+X

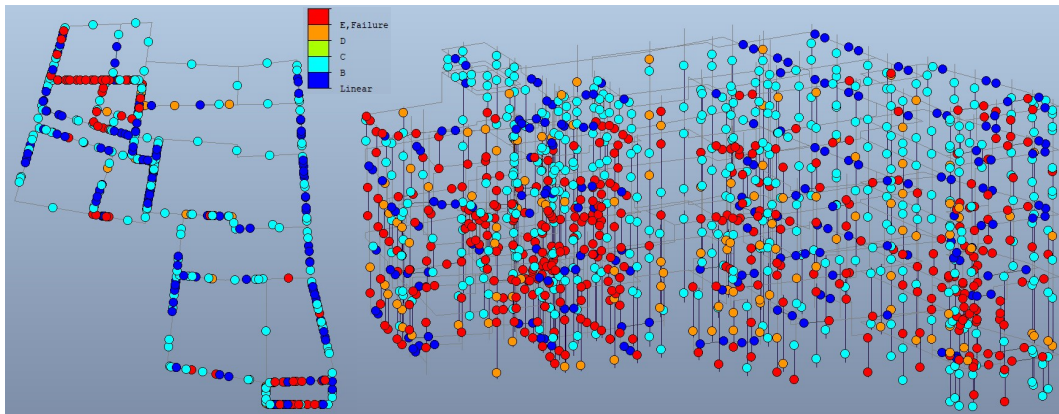


3Muri - 1+X - 1+Y

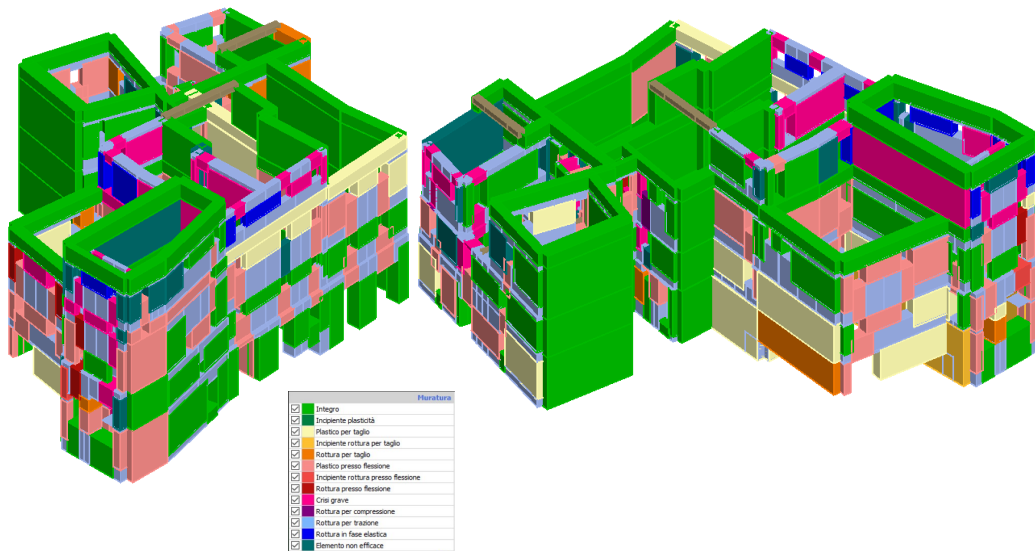


Aedes.PCM - 1+X - 1+Y

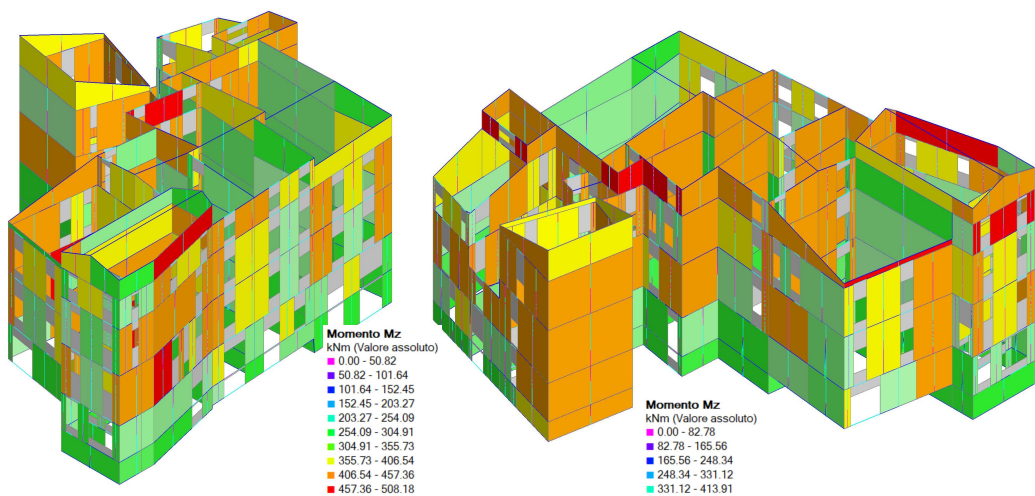
## Stato dei danneggiamenti per la configurazione rigida per ogni programma



### MidasGEN – 1+X



### 3Muri – 1+X – 1+Y



### Aedes.PCM – 1+X – 1+Y

## Conclusioni

L'obiettivo di questo studio è quello di valutare la vulnerabilità sismica, sia a livello locale che globale, di una porzione di aggregato del centro storico di Camerino, danneggiata dallo sciame sismico del 2016, tramite l'utilizzo di tre diversi programmi, MidasGEN, 3Muri e Aedes.PCM.

La valutazione è inoltre stata eseguita per due ipotesi, la prima va a considerare i solai come infinitamente deformabili, rappresentativi dello stato di fatto, mentre la seconda va a valutare i solai come infinitamente rigidi, rappresentativi di un ipotetico intervento minimo di miglioramento del comportamento scatolare dell'aggregato.

Prima di condurre le analisi, è stato eseguito uno studio delle caratteristiche geometriche, materiche e strutturali dell'aggregato, che hanno portato a meglio identificare il grado di connessione degli elementi strutturali e a individuare le murature portanti da valutare nell'analisi globale.

L'analisi locale è stata condotta per un limitato numero di cinematismi ipotizzati per l'unità 1 a partire dal quadro fessurativo formatosi a seguito del sisma del 2016; Tali cinematismi sono stati valutati all'interno dei programmi 3Muri e Aedes.PCM, mentre al posto del MidasGEN, che non dispone della capacità di analizzare i meccanismi locali, è stato adoperato il foglio di calcolo "CINE\_meccanismi" dell'Ing. Lucia Milano e Prof. Ing. Giovanni C. Beolchinial; La valutazione dei cinematismi è stata condotta

non considerando i presidi installati nell'edificio a seguito dei danni riportati dal sisma del 2016, che ha reso la struttura inagibile, inoltre è stato considerato l'indice di rischio minore tra quelli individuati dai diversi programmi.

Dall'analisi dei cinematismi valutati emerge come ogni meccanismo non sia verificato, in maniera particolare il ribaltamento semplice della facciata principale dell'unità 1, il quale mostra un indice di rischio che va da un minimo di  $I_r = 0,13$ , considerando la cerniera come posizionata alla base del primo piano fuori terra, ad un massimo di  $I_r = 0,38$ , riferito al ribaltamento dell'intera parete; I meccanismi successivamente analizzati, hanno anch'essi dato dei valori dell'indice di rischio molto bassi, nello specifico si osserva, per il ribaltamento composto  $I_r = 0,42$ , per il ribaltamento del timpano  $I_r = 0,50$ , e per la flessione verticale  $I_r = 0,44$ .

Confrontando i risultati ottenuti dai tre metodi di analisi, si osserva una somiglianza dei risultati per il ribaltamento semplice e delle discrepanze nei meccanismi più complessi, nel dettaglio però, si nota una similitudine maggiore tra i risultati ottenuti dai due programmi, nei quali la differenza maggiore è data dalla valutazione del ribaltamento composto, probabilmente a causa del differente metodo di valutazione del cuneo di distacco.

In generale risulta come il foglio di calcolo sia più macchinoso e complesso da usare, mentre entrambi i software si dimostrano molto utili nella determinazione dei cinematismi, andando però a evidenziare come

meccanismi più complessi che coinvolgo la determinazione di cerniere oblique non posso essere analizzati dal 3Muri, limitando la sua capacità di analisi.

Per la determinazione dell'indice di rischio globale, sono state eseguite prima l'analisi dinamica lineare, per la determinazione dei modi di vibrare della struttura, e poi l'analisi statica non lineare, per determinare la capacità in campo non lineare della struttura ed ottenere l'indice di rischio.

L'analisi pushover è stata condotta su sei punti di controllo scelti nella struttura, nello specifico uno per l'unità 1, due per l'unità 2 e tre per l'unità 3, e per entrambe le configurazioni.

Per la configurazione a solai deformabili, l'analisi pushover ha generato un indice di rischio pari a  $I_r = 0,32$  per il MidasGEN,  $I_r = 0,15$  per il 3Muri e  $I_r = 0,23$  per il PCM; I valori ottenuti da ogni software in questa configurazione indicano come la struttura sia molto fragile, e come per tutti i modelli il meccanismo di danno dominante è quello locale del ribaltamento semplice, mentre valutando gli altri meccanismi locali, si determina come il comportamento globale sia quello dominante.

Valutando invece la configurazione a solai rigidi, si ottengono degli incrementi dei valori dell'indice di rischio, indicando un miglioramento della capacità della struttura per tutti i modelli, nello specifico si ottiene  $I_r = 0,47$  per il MidasGEN, con un miglioramento del 46,88 %,  $I_r = 0,15$  per il 3Muri, penalizzato dal punto di controllo 1 che rimane invariato rispetto alla

configurazione a solai deformabili, e  $I_r = 0,34$  per il PCM, con un miglioramento del 47,83 %.

Confrontando le curve di capacità di ogni programma si nota un comportamento molto diverso, soprattutto per il MidasGEN, le cui curve assumono un andamento elastico lineare fragile, con grandi valori di forza e spostamento, mentre le curve del 3Muri e PCM, mostrano un andamento prevalentemente elasto-plastico, con alcune eccezioni date da gruppi di curve in specifiche direzioni che assumono un comportamento elastico fragile, individuando una direzione di maggiore fragilità della struttura, situazione che tende a migliorare nella configurazione rigida.

Infine dal confronto dei danneggiamenti che si sviluppano in ogni modello, si nota come vengano coinvolte le stesse aree della struttura in ogni programma, con una maggiore similitudine tra PCM e 3Muri, ed inoltre si osserva anche come nel passaggio alla configurazione rigida, tutti i modelli tendono a coinvolgere un numero di elementi maggiore, portando quindi ad una redistribuzione delle sollecitazioni.

Ricapitolando, per la configurazione deformabile tutti i programmi ottengono come risultato una grande fragilità della struttura nei confronti dell'azione sismica, con una distribuzione dei danneggiamenti nella struttura paragonabile; Mentre nella configurazione a solai rigidi, nonostante un miglioramento del 47 % per Midas e PCM, nessun modello arriva alla condizione di miglioramento o adeguamento, mostrando come il



solo irrigidimento dei solai non sia sufficiente per strutture così complesse e fragili.

In conclusione si dimostra come il patrimonio edilizio che costituisce gran parte dei centri storici italiani sia altamente fragile alle azioni sismiche; In particolare come i meccanismi locali rappresentino spesso il primo modo di danneggiarsi della struttura e come semplici interventi di irrigidimento del solaio non siano sufficienti a garantire la sicurezza degli aggregati.

Inoltre si osserva come ogni software di analisi adoperato in questo studio arrivi ad ottenere una valutazione della capacità dell'aggregato e dei possibili danneggiamenti degli elementi strutturali simile, ma ottenendo valori dell'indice di rischio differenti, in particolare per la configurazione rigida; Si riscontra anche una maggiore somiglianza tra i valori di taglio alla base e spostamento ultimo tra i programmi 3Muri e Aedes.PCM, i quali sono anche capaci di eseguire analisi dei meccanismi locali, mentre il MidasGEN individua curve di capacità e valori molto diversi.

La differenza di approccio alla schematizzazione, l'uso di elementi strutturali diversi, e differenti algoritmi solutori, porta quindi ad individuare risultati diversi ma in parte confrontabili, dimostrando come una corretta schematizzazione ed interpretazione della struttura sia fondamentale per la valutazione dell'indice di rischio sismico.

## **Bibliografia**

- S.T.A. Data srl. *Manuale d'uso 13.9.0*
  
- S.T.A Data srl. *Versione 13 (2022)*
  
- MidasGEN. *Analysis Manual*
  
- Aedes.PCM. *Manuale d'uso (2023)*
  
- Aedes.PCM. *Teoria (2017)*
  
- Regione Marche, CNR, Università degli studi dell'Aquila. *“Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura” (2007)*
  
- Comune di Camerino. *Programma straordinario di ricostruzione (2021)*
  
- ISTAT. *Censimento della popolazione delle abitazioni (2011)*

## **Riferimenti normativi**

- D.M. 17/01/2018 “Norme tecniche per le costruzioni”
  
- CIRCOLARE n.7 21/01/2019 “Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento alle norme tecniche per le costruzioni”

## Sitografia

- [vincoliinrete.beniculturali.it](http://vincoliinrete.beniculturali.it)
- [zonesismiche.mi.ingv.it](http://zonesismiche.mi.ingv.it)
- <https://imagoarchiviodistatoroma.cultura.gov.it>
- <https://www.comune.camerino.mc.it>
- <https://www.aedes.it>
- <https://www.stadata.com>

## Ringraziamenti

Arrivato alla conclusione di questo lungo lavoro vorrei ringraziare tutte le persone che mi hanno aiutato e sostenuto in tutti questi anni di università.

Un grandissimo e doveroso ringraziamento va al mio relatore Francesco Clementi, che mi ha aiutato pazientemente per tutti questi mesi, mostrandosi sempre disponibile quando ne avevo bisogno e guidandomi durante tutto il percorso di questa tesi.

Comincio ringraziando la mia famiglia.

I miei genitori che sono sempre stati presenti per incoraggiarmi e sostenermi nelle scelte prese in tutti questi anni, incitandomi quando ne avevo bisogno e cercando in ogni modo di aiutarmi nel raggiungere i miei obiettivi, facendosi in quattro per cercare di tirarmi su di morale nei momenti più difficili; Grazie per esserci sempre e per avermi permesso di arrivare dove sono ora, grazie per l'affetto e l'amore che mi dimostrate ogni giorno, non penso che riuscirò mai a esprimere a parole quanto vi voglio bene.

Grazie a mia sorella Claudia, per esserci sempre e per tutto l'affetto che ho sempre ricevuto; Grazie per spingermi sempre a provare cose nuove e a divertirmi, e soprattutto grazie per sostenermi sempre nelle scelte che faccio e nell'aiutarmi quando ne ho più bisogno, con una sorella come te mi sento il fratello più fortunato al mondo.

Grazie ai miei zii e cugini, per esserci sempre sin da quando eri piccolo, per tutto l'affetto che mi date e per esserci sempre nel momento del bisogno.

Grazie ai miei amici di Ascoli: Simone, Andrea, Giada, Massimo, Chiara, Gaia, Tarquini, Iole, Giulia e tutto quanto il gruppo; Grazie per aver sopportato tutte le volte in cui sparivo per settimane senza dire niente, per tutti gli splendidi momenti passati insieme che mi liberavano la testa dai pensieri e dallo stress, per l'affetto che mi dimostrate e le risate fatte insieme.

Grazie ai miei amici Gianluca e Leonardo, per tutto il tempo passato insieme, per le serate e le feste passate a divertirci, e per sopportare il mio continuo essere in ritardo.

Grazie alla mia amica Francesca, che nonostante la lontananza e il vederci solo un paio di volte l'anno, resta sempre un'amica su cui posso fare affidamento e che mi sostiene sempre.

Infine un ringraziamento speciale va a tutti gli amici che ho incontrato in questi, ormai, sei anni di università, Michela, Sara, Luigi, Ilaria, Fabio, Emma, Sofia e tutte le persone che ho avuto la fortuna di conoscere nel periodo passato all'università, senza di voi questa parte della mia vita non sarebbe stata la stessa cosa, avete reso questi anni veramente speciali; Voglio ringraziarvi per ogni momento passato assieme, durante le lezioni, durante i progetti, tutte le nottate passate insieme, sia a divertirci che a

faticare con le consegne; Sono convinto che senza il vostro aiuto non sarei dove sono ora, come sono convinto che non sarei la persona che sono ora; Grazie per questi fantastici anni, grazie per tutto l'aiuto che mi avete dato e continuate a darmi, per le esperienze che abbiamo vissuto insieme, per tutto l'affetto che mi avete sempre dimostrato e per tutte le risate fatte insieme.

Grazie davvero a tutti quanti per l'aiuto, l'affetto e la pazienza che mi avete dato.