UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE

Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile – Architettura

TESI DI LAUREA

ANALISI NUMERICA DELL'INFLUENZA DELLA CONFIGURAZIONE DELLA FACCIATA SUL COMPORTAMENTO SISMICO FUORI PIANO DI EDIFICI IN MURATURA

Relatore:
Chiar.ma Prof.ssa MARIA ROSA VALLUZZI

Laureando:
KUSHTRIM VEHAPI
matr.: 1152102

Correlatori:
Dott. Ing. LUCA SBROGIÒ
Ing. YLENIA SARETTA

ANNO ACCADEMICO 2021-2022

Sommario

INTRODUZIONE I
1. IL COMPORTAMENTO SISMICO DI EDIFICI IN MURATURA 1
1.1 Il rischio sismico 1
1.1.1 La classificazione del territorio 1
1.1.2 Pericolosità dell'area umbro-marchigiana 3
1.1.3 La sequenza simica del 2016 6
2. VULNERABILITA' DEGLI EDIFICI IN MURATURA 9
2.1. La qualità muraria 9
2.1.1 La regola dell'arte 10
2.1.2 Caratteristiche meccaniche della muratura 12
2.2. Il comportamento sismico degli edifici in muratura 14
2.2.1 Abaco dei meccanismi di danno 15
2.2.2 Modo zero 17
2.2.3 Meccanismi di primo modo 18
2.2.4 Meccanismi di secondo modo 19
2.3 Gli aggregati e le schiere 21
3. METODOLOGIA E ABACO DI CONFIGURAZIONE GEOMETRICA DELLE FACCIATE 27
3.1 Danno osservato in seguito al sisma 2016 27
3.2 Scopo e metodologia del lavoro 30
3.3 Abaco delle configurazioni geometriche di facciata 32
4. PRESENTAZIONE DI UN EDIFICIO TIPO 37
4.1 Localizzazione geografica 37
4.2 Inquadramento sismico 40
4.3. Studio di un edificio tipo 42
4.3.1 Rilievo costruttivo-strutturale 42
4.3.1.1 Strutture verticali 46
4.3.2 Strutture orizzontali 47
4.3.3 Analisi dei carichi 49
4.4 Variazione della configurazione geometrica 51
5. MODELLAZIONE NUMERICA 57
5.1 Analisi statica 58
5.2 Analisi modale 63
5.2.1 Approccio 1 63
5.2.2 Approccio 2 67
5.2.3 Approccio 3 71

6. ANALISI NUMERICA DELLE CONFIGURAZIONI DI FACCIATA 73
6.1 Analisi numerica di 16 configurazioni geometriche 74
6.2. Confronto dei modelli 83
6.2.1 Parametri dinamici 83
6.2.2 Parametri geometrici 85
6.2.3 Parametro di danneggiamento 87
6.3 Ulteriori analisi sul grado di vincolo tra elementi strutturali 107
6.4 Confronto tra comportamento analitico e reale 117
CONCLUSIONI 125
BIBLIOGRAFIA 129
SITOGRAFIA 134
DECRETI LEGGE E ORDINANZE 135
ALLEGATI 137

INTRODUZIONE

Lo scenario di danno emerso dopo la sequenza sismica che ha colpito la zona umbro-marchigiana nel 2016 consente di riflettere sul ruolo della conoscenza per mettere in atto strategie di prevenzione e ridurre il rischio sismico. In questo territorio, come in molti altri della penisola italiana, infatti, il dibattito sulla mitigazione del rischio sismico è sempre attuale.
Da questi scenari è emerso che il comportamento degli edifici in muratura è stato influenzato, in primo luogo, dalla qualità muraria e dagli interventi pregressi, pertanto dai materiali che compongono la struttura resistente e, in secondo luogo, dalla disposizione delle aperture in facciata, quindi dall'organizzazione del sistema resistente (maschi murari). Quest'ultima, inoltre, ha influito sulla forma assunta dal meccanismo di collasso fuori piano (meccanismi di primo modo), ma anche nel piano (secondo modo).

Il presente lavoro di tesi si inserisce nel grande tema della valutazione analitica del comportamento sismico di edifici in muratura ed intende proseguire una precedente ricerca di tesi, in cui era proposto un abaco di soluzioni geometriche riscontrate nel cratere del recente evento sismico, poi indagate analiticamente nel loro comportamento sismico mediante una valutazione nel piano. A partire da questo abaco di configurazioni geometriche di facciata, l'obiettivo della tesi è quello di dimostrare, attraverso l'analisi numerica, come la configurazione delle facciate e, di conseguenza, del sistema resistente, influisca sul comportamento sismico fuori piano degli edifici in muratura. Inoltre, il confronto con alcuni esempi reali ha consentito di dare validità al risultato.

A tal fine, si propone una metodologia che prevede la sistematizzazione di alcune configurazioni altimetriche di facciata ricorrenti nell'area colpita dal terremoto Centro Italia 2016, poi valutate analiticamente. La metodologia di lavoro è così organizzata:

1) Identificazione di un edificio tipo in muratura, rappresentativo del costruito nell'area colpita dal sisma 2016;
2) Analisi numerica dell'edificio mediante l'approccio ad elementi finiti (*finite element model*, FEM) con proposta di differenti tecniche di modellazione, al fine di trovare la strategia ottimale che più rispecchia il comportamento dell'edificio. L'analisi numerica viene svolta in ambiente Straus7 2.4, attraverso analisi modali come prescritte da MIT (2018, 2019);

3) Parametrizzazione dell'edificio tipo per simulare 64 configurazioni geometriche di facciata, in funzione del numero di piani, della disposizione delle aperture e del grado di vincolo tra elementi strutturali;
4) Valutazione analitica delle diverse configurazioni secondo l'approccio di modellazione definito al punto 2 e confronto dei risultati con il comportamento reale di alcuni edifici con la stessa soluzione di facciata dei modelli parametrizzati;
5) Definizione di alcuni parametri geometrici che identificano l'area di aperture, maschi murari o del cinematismo rispetto all'area totale di facciata e confronto di questi con i parametri dinamici ottenuti dai modelli.

Dopo una panoramica generale sul rischio sismico, con particolare riferimento al cratere del terremoto del 2016 (Capitolo 1), e sul comportamento degli edifici in muratura (Capitolo 2), l'elaborato presenta al Capitolo 3 l'abaco delle soluzioni di facciata scelte per valutarne il comportamento fuori piano, sulla base di quanto discusso in un precedente lavoro di tesi.
Il Capitolo 4 descrive l'edificio tipo utilizzato come configurazione base per l'analisi parametrica: un edificio sito in Pievebovigliana, in provincia di Macerata, realizzato con murature in pietrame e orizzontamenti lignei. La sua organizzazione plano-altimetrica è semplice: si eleva per due piani fuori terra e presenta tre file di aperture tra loro allineate.
Le differenti tecniche di modellazione mirate alla simulazione del comportamento dell'edificio mediante l'analisi modale sono esplorate e comparate tra loro al Capitolo 5. Questo confronto ha permesso di determinare la tecnica ottimale, poi adottata sulle configurazioni parametriche presentate al Capitolo 6. In quest'ultima parte, inoltre, viene illustrato il comportamento di ciascun modello e vengono confrontati i parametri dinamici, geometrici e di danneggiamento che descrivono i modi di vibrare significativi per ciascuna configurazione, concludendo con un confronto con edifici reali.

1. IL COMPORTAMENTO SISMICO DI EDIFICI IN MURATURA

1.1 Il rischio sismico

Il rischio sismico (R) è la «stima del danno che ci si può attendere in una certa area e in un certo intervallo di tempo a causa del terremoto» (INGV, 2020) e dipende da tre fattori:

- Pericolosità simica (P);
- Vulnerabilità (V);
- Esposizione (E).

Il rischio sismico è calcolabile attraverso l'equazione [1.1]:

$$R = P \times V \times E \qquad [1.1]$$

P rappresenta la pericolosità, ossia il livello di sismicità di un territorio, definita come la «probabilità che in una data area in un certo intervallo di tempo si verifichi un terremoto che superi una soglia di intensità o PGA (*Peak Ground Acceleration)* di nostro interesse» (Dipartimento della Protezione Civile, 2021).

La vulnerabilità (*V*) di un edificio è la sua propensione a subire un danno a seguito di un evento sismico. Infine, l'esposizione (*E*) è legata all'aspetto economico e alla perdita di vite umane: esprime consistenza e valore dei beni e delle attività presenti sul territorio che possono essere danneggiati dal terremoto, come ad esempio edifici di civile abitazione, attività produttive, infrastrutture, edifici di valenza storico-culturale.

La riduzione del rischio sismico passa attraverso lo studio dei tre fattori appena citati. Tuttavia, dal momento che non è possibile alterare la pericolosità di un sito, è necessario intervenire sui due fattori rimanenti, in particolar modo sulla vulnerabilità.

L'individuazione delle caratteristiche di un edificio consente di valutare le idonee soluzioni per ridurne la vulnerabilità e dunque limitare i danni, tramite la successiva realizzazione di interventi ad hoc in base alle caratteristiche rilevate di un data struttura (Munari, 2010).

1.1.1 La classificazione del territorio

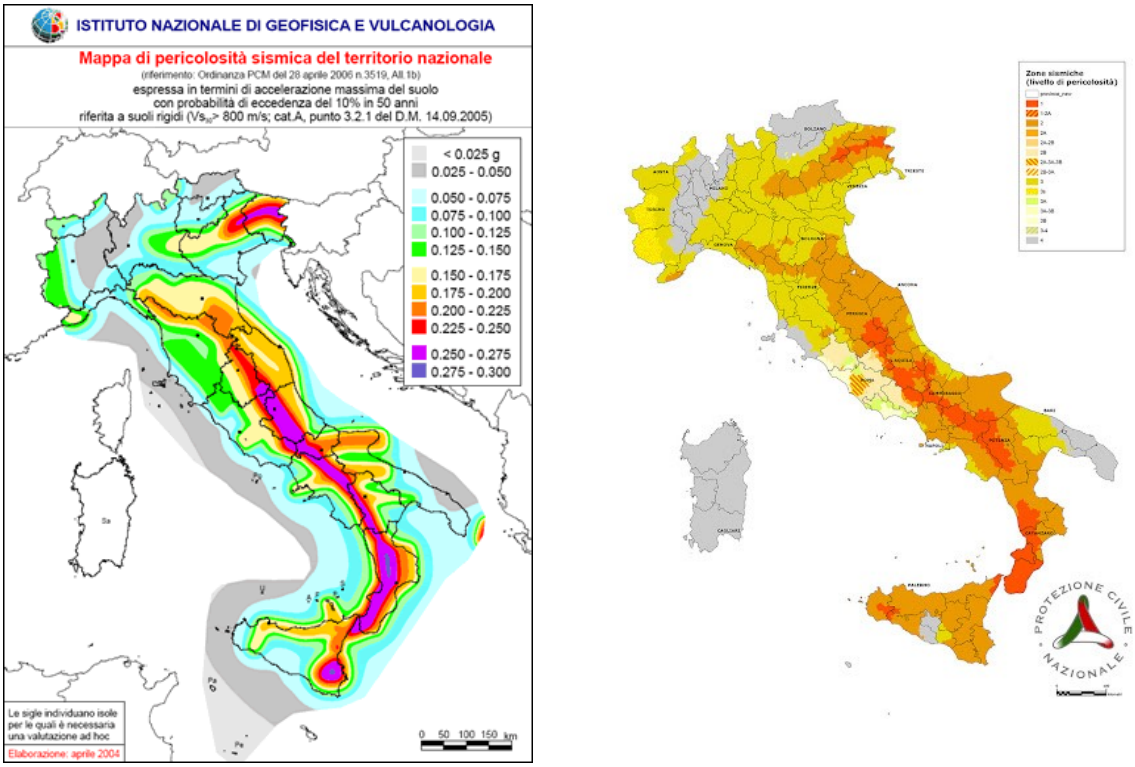
Il territorio italiano viene classificato in funzione alla pericolosità sismica: per ogni zona sono definite le azioni di riferimento in base all'intensità e alla frequenza degli eventi sismici avvenuti in passato, indicandone il livello di pericolosità sismica e stimando la probabilità che una data zona venga interessata da un terremoto che superi una certa soglia di intensità in un

intervallo temporale pari a 50 anni; ogni zona è associata ad un valore di azione sismica, espresso in PGA.

L'attuale classificazione si basa sui criteri emanati dall'ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003, che suddivide il territorio in quattro categorie principali in base al valore di azione sismica. Tali categorie in ordine di pericolosità decrescente e ciascuna zona è caratterizzata da un valore di azione sismica espresso in PGA:

- Zona 1 (sismicità alta, PGA oltre 0,25 g);
- Zona 2 (sismicità medio - alta, PGA fra 0,15 e 0,25 g);
- Zona 3 (sismicità medio - bassa, PGA fra 0,05 e 0,15 g);
- Zona 4 (sismicità bassa, PGA inferiore a 0,05 g).

In Fig. 1.1 sono rappresentate le mappe di pericolosità sismica del territorio italiano e la classificazione sismica.



a) *b)*

***Fig. 1.1**: a) Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale 2005 (INGV, 2009); b) Classificazione sismica del territorio nazionale 31 gennaio 2020 (Dipartimento della Protezione Civile, 2019)*

La possibilità di catalogare il rischio sismico degli edifici, definendo inoltre le modalità per verificare l'efficacia degli interventi atti al contenimento del rischio sismico viene concretizzata solamente nel 2017 mediante il D.M. n. 58 del 28 febbraio 2017, "Sisma bonus - Linee guida

per la classificazione di rischio sismico delle costruzioni nonché delle modalità per l'attestazione dell'efficacia degli interventi effettuati", successivamente modificato dal D.M. n. 24 del 9 gennaio 2020.

1.1.2 Pericolosità dell'area umbro-marchigiana

L'area Umbro-Marchigiana, in particolar modo l'area lungo la dorsale appenninica, è da sempre scenario di gravi terremoti, caratterizzata da periodi di frequenti attività simiche alternati a periodi con scarsa attività simica.

L'edificio caso studio, oggetto del presente lavoro di tesi, è sito in Pievebovigliana, frazione del comune diffuso di Valfornace e piccolo centro storico sito nella zona sud-occidentale delle Marche, lungo la dorsale appenninica e all'interno dell'area del Parco Nazionale dei Monti Sibillini. Il centro insiste su un'area in cui sono presenti fronti di sovrascorrimento che, confluendo verso i Monti Sibillini, hanno dato origine alla Piana di Santa Scolastica e al Piano di Castelluccio. Dal punto di vista stratigrafico, si caratterizza per la presenza di calcari, marne anche selcifere e argille (Favali et al, 1979).

All'area viene attribuito un elevato rischio sismico a causa dell'alta vulnerabilità legata alla presenza di edifici storici in muratura e all'elevata esposizione determinata dal patrimonio storico artistico del territorio.

La mappa in Fig. 1.2 rappresenta le scosse che hanno colpito, nel corso degli anni, l'area umbro-marchigiana con un valore di magnitudo pari o superiore ai 5 gradi della scala Richter. La stella al centro rappresenta il sisma del 30 ottobre 2016, di magnitudo Mw=6.5, ossia la scossa più forte che ha colpito il Centro Italia durante la sequenza sismica Amatrice-Visso-Norcia (INGV - Terremoti, 2016). Mentre il terremoto più datato risale al 4 aprile 1279, con tre scosse di magnitudo pari o superiore a 6.0, verificatosi tra Camerino (MC) e Nocera Umbra (PG), i quali vennero fortemente danneggiati ad altri di numerosi centri urbani vennero.

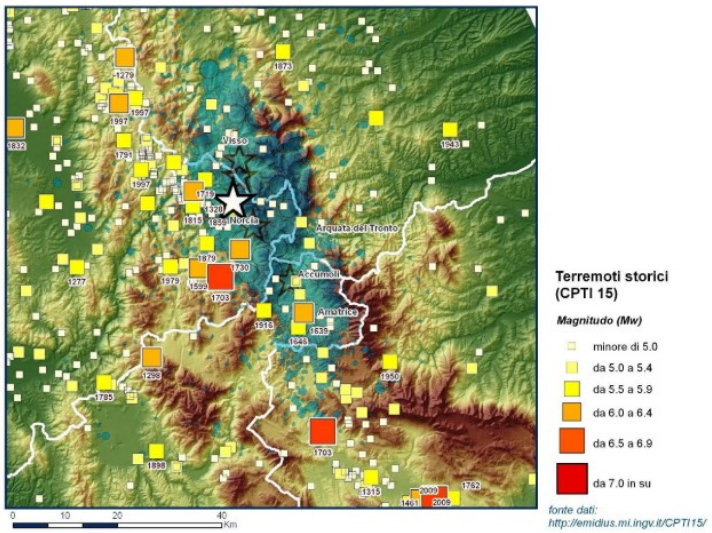


***Fig. 1.2**: Terremoti storici nell'area umbro-marchigiana di magnitudo (Mw) uguale o maggiore a 5* (INGV - Terremoti, 2016)

Tra il quattordicesimo ed il quindicesimo secolo eventi sismici di elevata intensità colpirono l'Alta Valtiberina, distruggendo o danneggiando gravemente molti edifici, mentre nei secoli successivi gli eventi sismici furono ridotti (Monachesi, 1987).

Nella prima metà del '700 svariati eventi sismici colpirono nuovamente la zona e il suo patrimonio architettonico. Le vittime furono circa diecimila. L'intensità massima registrata nelle zone maggiormente colpite secondo la scala MCS (*Mercalli Cancani Sieberg*) (Sieberg, 1930) fu di grado IX (Monachesi, 1987). L'area interessata fu molto vasta, coinvolse l'intero territorio delle Marche, gran parte dell'Umbria e alcune zone del Lazio e dell'Abruzzo.

Relativamente al secolo successivo, si ricorda la sequenza sismica del 22 agosto 1859, che colpì la Valnerina provocando danni molto gravi, metà degli edifici di Norcia crollarono e morirono circa un centinaio di persone. Vi furono repliche anche nell'anno successivo, con due forti scosse a novembre 1859 e maggio 1860 (Monachesi, 1987).

Nella seconda metà del '900 diversi eventi sismici colpirono nuovamente la stessa area, causando la morte di decine di persone, innumerevoli feriti e gravi danni a Norcia ed alle località limitrofe. Vennero inoltre colpiti molti edifici, che a causa di precedenti eventi sismici, erano in condizioni precarie. L'intensità rilevata è stata tra VIII e IX gradi della scala MCS nelle zone vicine all'epicentro (Favali, P.; Giovani, L.; Spadea, M.; Vecchi, 1979). In Fig. 1.3 è riportata la distribuzione degli effetti provocati dalla scossa del 19 settembre 1979, appena descritta.

Gli eventi simici del 1979 hanno provocato la rottura di due faglie e attivarono segmenti di faglie confinanti, dando origine ad una sequenza di migliaia di scosse che colpirono ripetutamente la zona alla fine degli anni '90 (INGV - Terremoti, 2017). L'area danneggiata fu molto estesa, come si evince dalla Fig. 1.4, circoscritta fra Marche, Umbria, Toscana ed Emilia-Romagna.

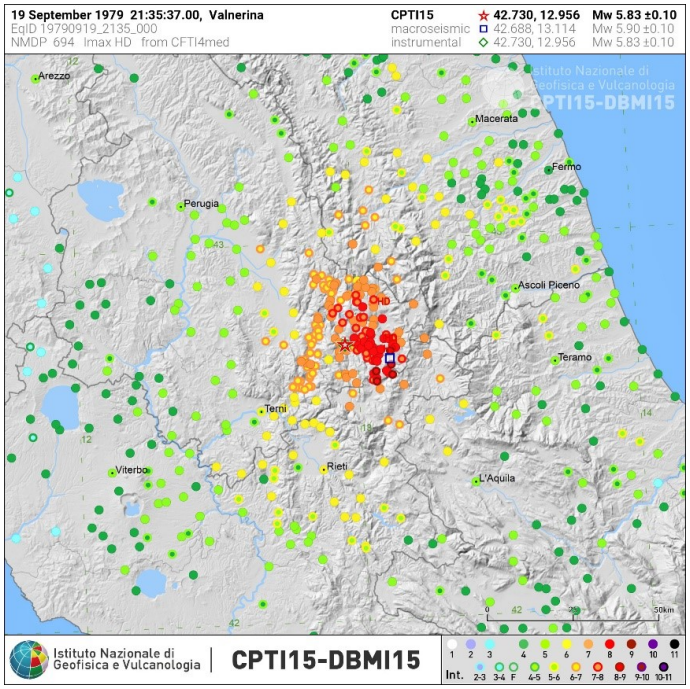


***Fig. 1.3**: Distribuzione degli effetti provocati dal terremoto del 19 settembre 1979* (Rovida et al., 2016)

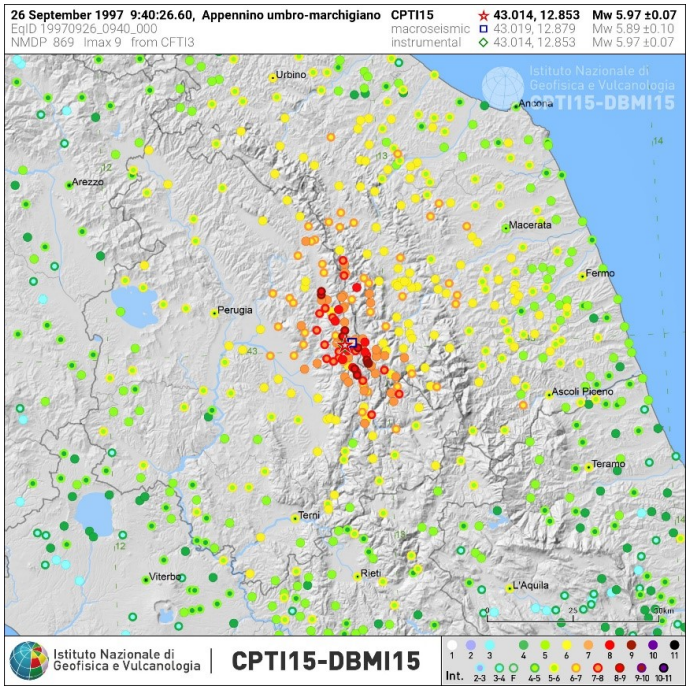


***Fig. 1.4**: Distribuzione degli effetti provocati dal terremoto del 26settembre 1997* (Rovida et al., 2016)

1.1.3 La sequenza simica del 2016

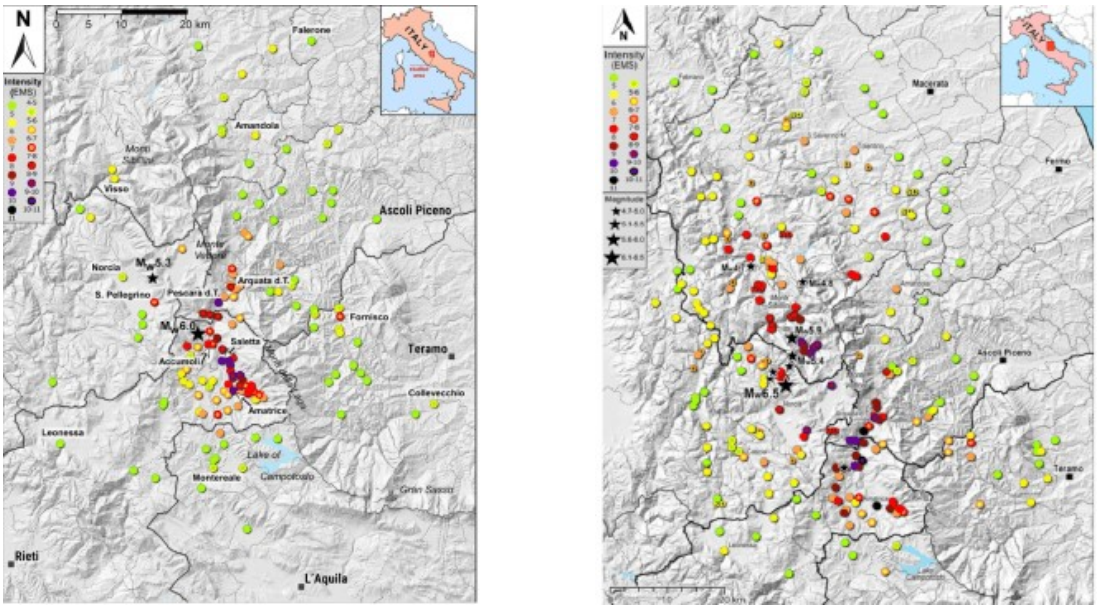
Nel 2016 uno sciame sismico molto intenso, meglio conosciuto come sequenza sismica di Amatrice, Norcia e Visso, ha colpito il centro Italia: la prima scossa fu avvertita il 24 agosto con magnitudo Mw=6.2 ed epicentro nelle vicinanze di Accumoli, nel Lazio, seguita poi dalla seconda scossa di magnitudo Mw=5.5 con epicentro Norcia (PG) mentre nei giorni successivi vennero registrate circa altre tremila scosse differenti (Galli et al., 2016).

La zona fu nuovamente colpita il 26 ottobre da due scosse rilevanti; la prima con magnitudo Mw=5.4 ed epicentro a Castelsantangelo sul Nera, mentre la seconda, con magnitudo Mw=5.9 ed epicentro nel comune di Ussita. In particolare, agli eventi simici che interessarono Castelsantangelo sul Nera, Visso, Ussita e Pieve Torina è stato attribuito un'intensità di grado 8 MCS ed EMS (European Macroseismic Scale 1998) (Grunthal, 1998) (Tertulliani&Azzaro, 2016).

Il 30 ottobre un'ulteriore scossa di Mw=6.5, causata dalla rottura della struttura sismogenetica responsabile della sequenza (Galli et al., 2017b), colpì nuovamente le provincie di Macerata, Perugia e Ascoli Piceno, con epicentro nei pressi di Norcia. Il sisma interessò anche i comuni di Castelsantangelo sul Nera, Visso, Pieve Torina e Muccia; in questa occasione sono stati evidenziati danni anche nella provincia di Macerata, pur essendo relativamente distante dall'epicentro. L'intensità MCS massima attribuita fu di grado 10, mentre secondo l'EMS si raggiunse il grado 9-10 (si veda la Fig. 1.5-a) (Tertulliani&Azzaro, 2016). Il terremoto del 30 ottobre, il più forte in Italia da quello dell'Irpinia del 1980, è quello che causò gli effetti più devastanti, in quanto colpì edifici già indeboliti dalle precedenti scosse danneggiandoli in maniera decisiva. I danneggiamenti furono stati così significativi che portarono ad un incremento sulla scala MCS di minimo uno a massimo cinque gradi: tale aumento può essere motivato secondo Bernardini&Tertulliani (2017) dalla variazione della direzionalità della sorgente sismica, dalla vulnerabilità sismica che contraddistingue gli edifici e dagli effetti di sito.

Un successivo evento, il 18 gennaio 2017, con magnitudo superiore a 5 ed epicentro a Capitignano (AQ), colpì gli edifici aggravandone la precaria integrità (Galli et al., 2017a).

Il numero totale di terremoti rilevati fra il 24 agosto 2016 e il 1° novembre 2017 è superiore a ventimila, fra i quali più di seicento di magnitudo compreso tra 3 e 4 e quaranta di magnitudo compresa tra 4 e 5. Nella Fig. 1.5-b sono rappresentati gli epicentri delle scosse principali riferite alla sequenza del 2016 rispetto alla mappa di pericolosità sismica di tale zona elaborata dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), in termini di accelerazione di picco del suolo con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.



a) b)

Fig. 1.5*: Mappe che mostrano la distribuzione dell'intensità EMS-98 valutate: a) per le scosse del 24 agosto, b)26-30 ottobre 2016. Le stelle rappresentano gli eventi successivi al 26 ottobre con magnitudo superiore a 4.7* (INGV, 2017)

Nella mappa in Fig. 1.6 si può notare che la sequenza sismica del 2016-2017 si sviluppò in un'area compresa tra la zona teatro degli eventi del 1997 in Umbria e Marche a nord e quella della sequenza del 2009 in Abruzzo a sud (INGV Terremoti, 2017)**.**

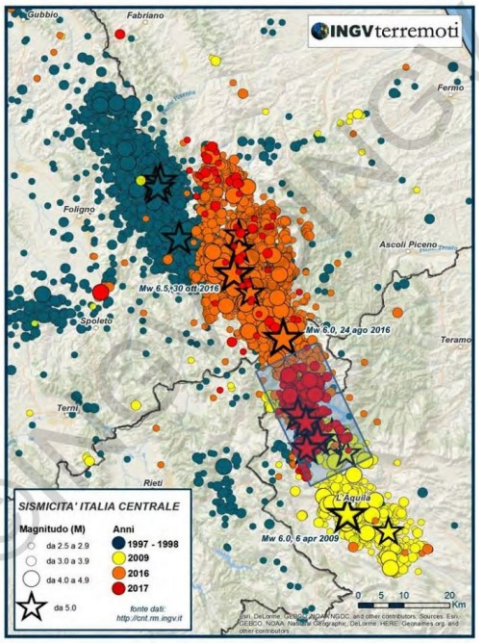


Fig. 1.6*: Mappa epicentrale delle sequenze sismiche in Italia centrale dal 1997 al 2017. I terremoti del 1997 sono rappresentati in blu. Le tre stelle blu in alto a sinistra corrispondono agli epicentri dei terremoti del 26 settembre e del 14 ottobre 1997. In giallo la sequenza dell'Aquila del 2009, in arancione e rosso la sismicità del 2016-2017 (INGV Terremoti, 2016).*

2. VULNERABILITA' DEGLI EDIFICI IN MURATURA

La vulnerabilità degli edifici in muratura può dipendere da diversi aspetti, tra i quali la qualità muraria, la conformazione geometrica dell'edificio, la tipologia di solai da cui è costituito, la presenza di interventi applicati nel corso del tempo (Canofeni, 2000) (Munari, 2010).

La sequenza sismica del 2016 che ha colpito l'Umbria e le Marche ripropone ancora una volta il tema della vulnerabilità sismica dei centri abitati in quanto per molti casi il danneggiamento ha raggiunto livelli prossimi al crollo.

Il danno subito dagli edifici è da legarsi ad una errata progettazione in cui vengono considerati solamente i carichi gravitazionali senza considerare l'azione sismica. Nel passato gran parte degli edifici era progettata con tali criteri che risultano quindi privi di connessioni efficaci tra pareti ortogonali e tra pareti e solai, quest'ultimi molte volte con flessibilità eccessiva. Il modo di costruire, infatti, veniva tramandato da molte generazioni e la formazione delle maestranze avveniva attraverso la pratica senza uno studio della regola dell'arte che, se rispettata, permetterebbe di avere come risultato una muratura molto più resistente e monolitica. La qualità muraria ha quindi un ruolo fondamentale in un edificio, sia per quanto riguarda la sua resistenza alla compressione quindi alla sua reazione ai carichi verticali, che alla sua resistenza alle azioni orizzontali dovute al vento e soprattutto al sisma (Bovo et al., 2020).

2.1. La qualità muraria

Con il passare del tempo, la muratura ha assunto caratteristiche differenti, spesso legate a idee statiche molto diverse, alle esigenze locali e alla disponibilità di materiali (Giuffrè, 1996). I dissesti provocati dal terremoto negli edifici in muratura tradizionale possono essere generalmente spiegati intuendo la direzione e la provenienza delle spinte, parallele o perpendicolari, che hanno sollecitato le pareti dove il danno si è verificato.
Vi sono numerosi strumenti per poter studiare ed approfondire la conoscenza di una costruzione in muratura, tra questi l'analisi della qualità muraria secondo il metodo dell'Indice di Qualità Muraria (IQM) (Borri et al., 2019).
Ciò che condiziona il comportamento strutturale è la tessitura, che nel caso di murature in pietra può essere di vario tipo: tessitura regolare in pietra squadrata, tessitura con corsi sub-orizzontali, tessitura con corsi irregolari, tessitura irregolare. Non è inoltre raro trovare sezioni irregolari, materiali eterogenei (pietre di varia natura, malte di diverso tipo, presenza di vuoti), che

influenzano il comportamento strutturale e la scelta degli interventi di consolidamento e dei materiali di apporto. Altro fattore importante da analizzare è la costituzione interna delle murature, che possono essere monolitiche o multistrato, a due o tre paramenti murari (Giuffrè, 1993).

2.1.1 La regola dell'arte

La regola dell'arte è l'insieme di tutti quegli accorgimenti costruttivi che, se eseguiti durante la costruzione di un muro, ne garantiscono un buon comportamento e ne assicurano la compattezza ed il monolitismo. Tale metodo deriva da una pratica costruttiva millenaria e dall'osservazione diretta del comportamento delle murature sia in fase statica che sotto l'azione del sisma.
Il metodo dell'IQM si basa sulla valutazione empirica di sette parametri alla base del buon costruire. È richiesto di qualificare, anche direttamente in sito, se tali parametri sono rispettati, parzialmente rispettati o non rispettati (Borri & de Maria, 2015).
Oggetto di studio è il pannello murario considerato isolato ed omogeneo, di forma parallelepipeda, sottoposto ad azioni sollecitanti secondo tre direzioni, poiché i parametri influiscono in maniera diversa sulla diversa risposta del muro a seconda del tipo di sollecitazione esercitata sul pannello: azioni verticali, azioni orizzontali nel piano ed azioni orizzontali fuori piano.

I sette parametri della regola dell'arte, di seguito elencati, vanno giudicati con R., PR o NR, i quali stanno rispettivamente per parametro rispettato, parzialmente rispettato e non rispettato:

- Qualità della malta (MA.): la malta regolarizza il contatto tra gli elementi resistenti (migliore distribuzione delle tensioni) e, se di buona qualità, assicura una certa resistenza di natura coesiva alla muratura (importante se mancano gli altri parametri della regola in grado di garantire la monoliticità del muro). Per quanto riguarda la malta, un altro fattore importante nella resa strutturale della muratura è rappresentato dalla presenza di zeppe, ossia di piccole pietre tali da sostituire porzioni di malta. Le zeppe comportano quindi delle riduzioni della quantità di malta necessaria e, conseguentemente, minori problemi legati al ritiro, riducendo così il pericolo di concentrazione delle tensioni per contatti localizzati tra le pietre. La presenza di zeppe non costituisce uno dei 7 parametri ma può essere inglobato nella valutazione nei parametri MA., F.EL., OR.

- Presenza dei diatoni (P.D.): ossia di elementi passanti attraverso tutto lo spessore della parete, questi impediscono la suddivisione della parete in più paramenti semplicemente costruiti l'uno a ridosso dell'altro, inoltre, permettono la distribuzione del carico su tutto lo spessore del muro anche in quei casi in cui c'è un carico gravante sul bordo della parete (es. eccentricità dovuta a un solaio poggiato solo sull'interno). Per avere un buon ingranamento trasversale è orientativamente indicato sufficiente un numero di cinque diatoni al mq.
- Forma degli elementi resistenti (F.EL.): la presenza di due facce orizzontali sufficientemente piane assicura la mobilitazione delle forze d'attrito cui si deve gran parte della capacità di una parete di resistere a sollecitazioni orizzontali ad essa complanari, e consente di avere un buon ingranamento. Anche in questo caso, per i muri irregolari, ZE. ha effetto positivo.
- Dimensione degli elementi resistenti (D.EL.): elementi di grande dimensione rispetto allo spessore del muro assicurano, come i diatoni, un buon grado di monoliticità della parete.
- Sfalsamento dei giunti verticali (S.G.): tale condizione, insieme alla forma squadrata delle pietre, permette "l'effetto catena" (resistenza a movimenti reciproci tra gli elementi) che contribuisce ad una certa resistenza a trazione della muratura. Inoltre, anche se le pietre non sono squadrate, se si hanno giunti regolarmente sfalsati si mobilita un'altra grande risorsa resistente delle murature cioè l'ingranamento fra gli elementi resistenti. In generale è migliore anche la distribuzione di un carico concentrato in quanto coinvolge un maggior numero di elementi. Lo sfalsamento dei giunti verticali permette dunque un buon ingranamento nel piano.
- Presenza di filari orizzontali (OR.): tale requisito induce una buona distribuzione dei carichi verticali in quanto si ottiene un vincolo d'appoggio regolare. L'orizzontalità dei filari assume importanza anche in presenza delle azioni sismiche poiché consente l'oscillazione attorno a cerniere cilindriche orizzontali senza danneggiare la muratura. In caso contrario la muratura tende ad inarcarsi e a formare una molteplicità di fessurazioni orizzontali, meccanismo più facile da attivare e dunque da scongiurare
- Resistenza degli elementi (RE.EL) è il parametro principale e tiene conto della natura e dello stato di conservazione degli elementi resistenti. Aspetti che influenzano negativamente questo parametro sono: presenza di elementi intrinsecamente deboli (es. adobe o mattoni fortemente forati) e/o degradati (per interazione con l'ambiente o per condizioni statiche).

Un muro di scarsa qualità, ad esempio con pochi diatoni come osservabile nel caso specifico in Fig. 2.1, non è in grado di offrire una resistenza sufficiente al taglio e giunge dunque al collasso per un moltiplicatore dei carichi più basso.

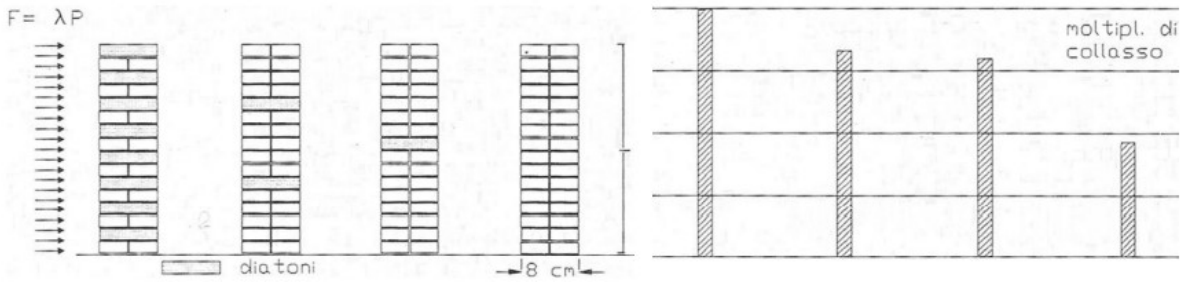


Fig. 2.1*: Confronto del differente comportamento tra la muratura e quello dei suoi componenti* (Binda et al, 1999)

2.1.2 Caratteristiche meccaniche della muratura

La muratura è un materiale composito i cui elementi costituenti hanno caratteristiche meccaniche molto diverse tra loro. È ragionevole attendersi che le caratteristiche della muratura siano intermedie fra quelle dei suoi costituenti. Essendo quindi un insieme di diversi elementi resistenti legati tra loro risulta un materiale discontinuo e le sue proprietà finali sono dipendono dalle proprietà dei singoli elementi (Francis et al., 1971) (Giuffrè, 1993).

La muratura, quindi, risulta essere fortemente anisotropo: ha scarsa resistenza a trazione ed invece una buona resistenza a compressione. La resistenza è fortemente influenzata dalla forma e dalle dimensioni degli elementi e dalla tessitura.

La malta ha lo scopo di assemblare gli elementi resistenti e tenerli uniti nel solido murario; avendo però un'elasticità molto maggiore rispetto agli elementi resistenti stessi, il comportamento strutturale finale delle murature risulta essere di difficile comprensione. Esistono varie tecniche costruttive per le murature, che cambiano di paese in paese a seconda dei materiali disponibili e delle tecniche costruttive che si sono sviluppate (Cangi, 2012).

Il comportamento finale dell'intero blocco murario può essere valutato studiando il comportamento dei singoli elementi attraverso tecniche di omogeneizzazione. Le prove che generalmente vengono eseguite hanno come ricerca la resistenza a compressione dei singoli campioni. La Fig. 2.2 mostra un esempio del differente comportamento dei due materiali.

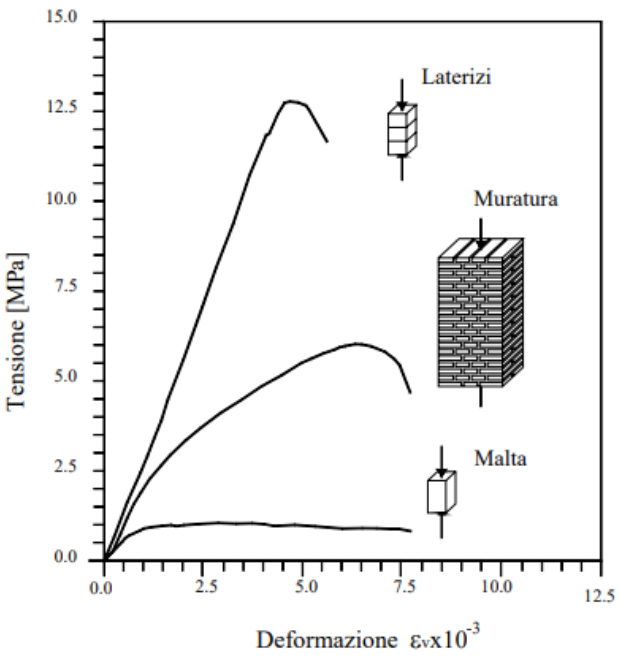


***Fig. 2.2**: Confronto del differente comportamento tra la muratura e quello dei suoi componenti* (Binda et al, 1999)

è possibile notare la differente resistenza dei due elementi: elasto-fragile per i blocchi mentre elasto-plastico per la malta.

2.2. Il comportamento sismico degli edifici in muratura

Per conoscere il comportamento sismico di un edificio è necessario eseguire un rilievo critico che ha come scopo la conoscenza delle caratteristiche geometriche, la modalità aggregativa, le trasformazioni storiche, le tipologie edilizie e strutturali e le tecniche costruttive (Borri et al., 2015).

La concezione strutturale ideale prevede che l'edificio si comporti come un sistema scatolare (Fig. 2.3) in cui tutti gli elementi strutturali della fabbrica collaborano e ove le forze orizzontali sono assorbite dalle pareti nel proprio piano. Perché questo avvenga è necessario che la costruzione sia regolare dal punto di vista geometrico, abbia una buona qualità della muratura abbia un collegamento adeguato tra le pareti, tra pareti e orizzontamenti e gli orizzontamenti siano sufficientemente rigidi. Tale aspetto risulta di fondamentale importanza in quanto i carichi orizzontali possono agire nel piano o nel fuori piano (Fig. 2.4) della parete producendo quindi effetti distinti. La muratura, infatti, è un materiale anisotropo che manifesta proprietà differenti in funzione della direzione di applicazione del carico a causa dei piani di debolezza costituiti dai giunti di malta (Borri et al., 2020). D'altro canto, essa risulta essere molto più efficace come elemento di controventamento in quanto se sollecitata nel proprio piano è molto più rigida e ha una resistenza maggiore.

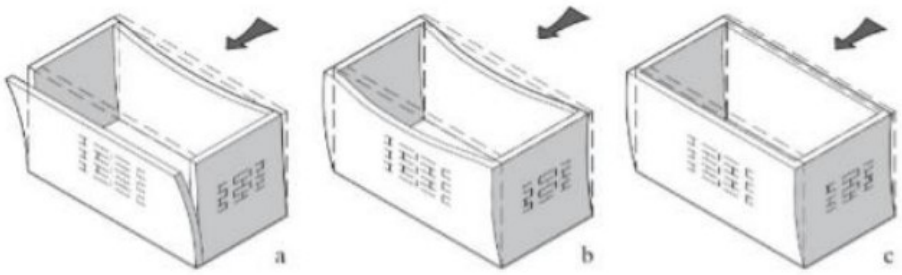


Fig. 2.3*: Comportamento scatolare: a) scatola muraria con pareti non collegate all'orizzontamento non ammorsate tra loro; b) scatola muraria con pareti ben ammorsate tra loro e collegate ad un orizzontamento flessibile; c) scatola muraria con pareti ben ammorsate tra loro e collegate ad un orizzontamento rigido* (Vinci, 2012)

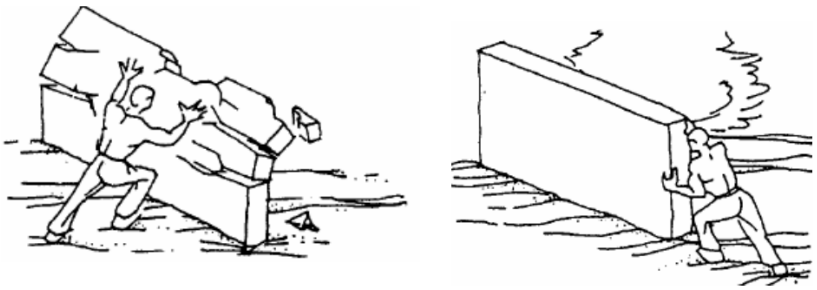


Fig. 2.4*: Rappresentazione in maniera schematica del comportamento della muratura a) se sollecitata nel piano e nel fuori piano* (Touliatos, 1996)

Affinché vi sia un buon comportamento dell'edificio, risulta fondamentale il rispetto della gerarchia delle resistenze che prevede connessioni efficaci tra pareti ortogonali, solai sufficientemente rigidi e ben collegati alla muratura, presenza di presidi, di ammorsamenti validi e la regolarità tridimensionale della fabbrica (Bovo et al., 2020).
Se si rispettano queste cose si può supporre di avere un buon comportamento scatolare; inoltre, se la distribuzione delle aperture in facciata è regolare si possono individuare maschi murari e fasce di piano. Per la gerarchia delle resistenze, infatti, è necessario indirizzare le rotture sulle fasce di piano rinforzando i maschi murari ed evitando un loro possibile collasso.

2.2.1 Abaco dei meccanismi di danno

Le costruzioni in muratura, in generale, hanno tre differenti modalità di rispondere all'effetto del terremoto:

- modo 0: (§ 2.2.2.) dipende sostanzialmente dalla qualità muraria e si manifesta con sgretolamento e separazioni dei paramenti della muratura che non riesce a mantenere la coesione sotto l'effetto delle sollecitazioni;
- modo 1: (§ 2.2.3.) è indotto da azioni fuori piano e coinvolge una resistenza connessa alla geometria dell'edificio; si esplica attraverso il ribaltamento di parti strutturali fuori dal piano;
- modo 2: (§ 2.2.4.) è indotto da azioni nel piano al pannello sollecitato; coinvolge la resistenza del materiale e si rileva attraverso lesioni diagonali incrociate.

Su edifici che hanno una simile qualità muraria ed una simile configurazione geometrica, il danno risulta essere molto simile, perché una tipologia di caratteristiche intrinseche dell'edificio produce un certo tipo di danno. Questo aspetto è molto importante in quanto permette di agire su specifiche e note vulnerabilità dell'edifico per ridurre od addirittura eliminare gravi livelli di danno e migliorare così la risposta sismica dell'organismo edilizio.

In occasione del terremoto del 1997 è stato dimostrato che i metodi POR e VET non sono in grado di rappresentare il comportamento degli edifici in modo aderente a quello realmente manifestato (Munari, 2010) (Valluzzi & Sbrogiò, 2018).
In seguito, sono stati quindi elaborati nuovi metodi basati sull'analisi cinematica di macroelementi e blocchi rigidi. Il termine macro-blocchi da (Cardani et al., 2009) viene utilizzato per gli edifici civili e si riferisce a porzioni di edificio alle quali vengono associati i possibili meccanismi di collasso. Il loro collegamento ha un ruolo importante in quanto se non

eseguito correttamente è luogo di concentrazione di debolezze che portano all'attivazione dei cinematismi.

La Fig. 2.5 riporta l'abaco dei meccanismi di danno. Sono di rilevante importanza la qualità muraria, i dettagli costruttivi e la concezione strutturale in quanto influenzano i meccanismi di danno che si sviluppano in seguito al sisma (Lourenço et al., 2019). Se la qualità muraria è soddisfacente, è escluso lo sviluppo di meccanismi di modo 0, a favore di meccanismi di modo 1 e 2; il primo modo di collasso implica il ribaltamento fuori piano della muratura, mentre il secondo provoca la rottura per taglio del muro nel suo piano.
Meccanismi di risposta di modo 0 e modo 1 devono essere opportunamente considerati nella definizione di un modello in quanto sono generalmente meno resistenti e meno duttili di quelli che coinvolgono la risposta d'insieme del fabbricato. L'aspetto principale dell'analisi riguarda dunque il riconoscimento delle condizioni che predispongono all'attivazione di meccanismi locali di danno e collasso, attraverso la ricerca di sconnessioni presenti o che si possono formare nella compagine muraria a causa delle azioni sismiche (Milani, 2016).

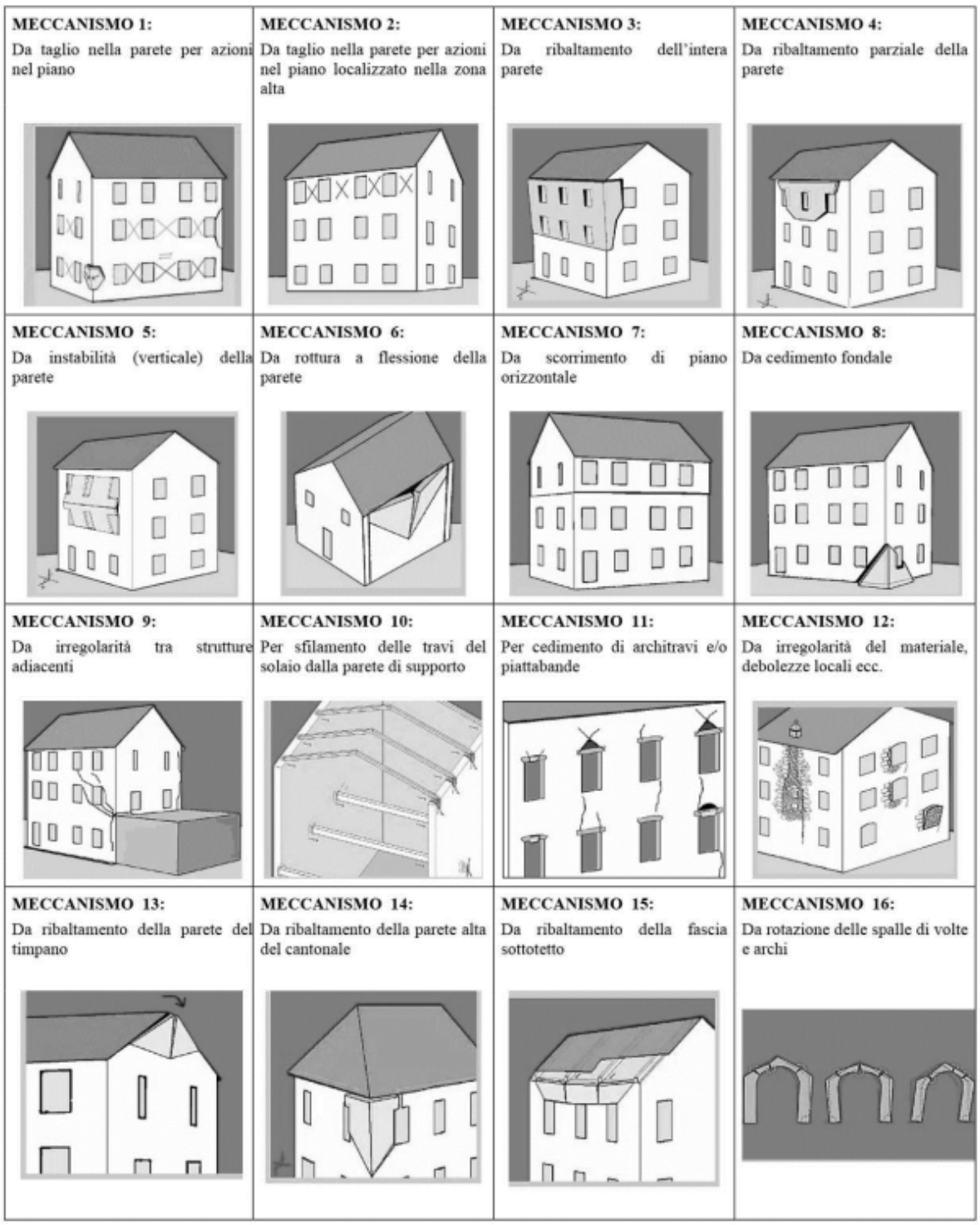


***Fig. 2.5**: Abaco dei meccanismi di collasso* (Cifani et al. 2007)

2.2.2 Modo zero

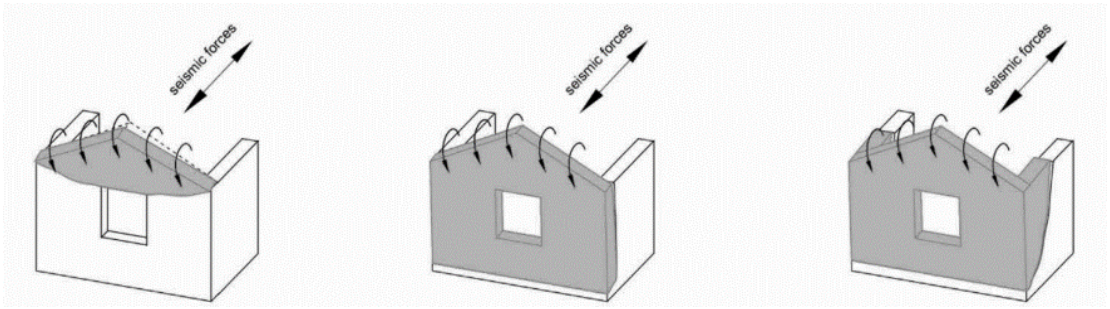
La monoliticità dei pannelli murari è fondamentale per evitare l'attivazione dei meccanismi di modo zero come definiti da (Valluzzi & Sbrogiò, 2017) ossia la disgregazione della muratura dovuta alla scarsa qualità della stessa, che impedisce l'attivazione dei macro-blocchi e delle catene cinematiche (Giuffrè, 1993). In particolare, questo può avvenire se non viene rispettata

l'orizzontalità dei filari se la malta è degradata e non svolge il suo ruolo di legante o se vi è una mancanza di diatoni.

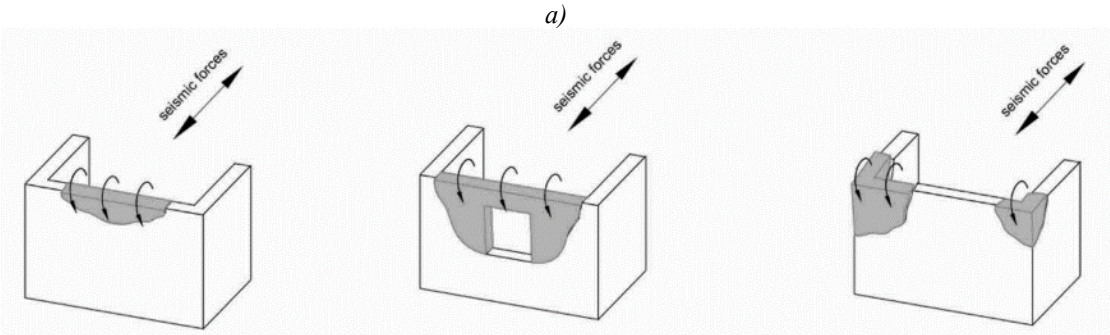
2.2.3 Meccanismi di primo modo

Nel caso in cui non sia garantito il comportamento scatolare di un edificio in muratura, in occasione di azione sismica si sviluppano meccanismi di fuori piano delle pareti. Il meccanismo di primo modo (Giuffrè, 1993) viene spesso seguito dallo sfilamento delle travi dal loro appoggio e quindi anche dal crollo dei solai.

L'area di parete interessata da tale meccanismo dipende molto dal collegamento tra pareti ortogonali in quanto influenza la tipologia di meccanismo che si può creare. Come illustrato in Fig. 2.6-a, la cerniera cilindrica può formarsi in quota causando il ribaltamento di una sola porzione della parete, oppure alla base e quindi interessare tutta la parete. Nel caso in cui le parti siano perfettamente connesse, la rotazione avviene alla base della parete, ma viene trascinato anche il cantonale e parte della muratura ad esso collegata. La Fig. 2.6-b mostra come nel caso in cui le pareti ortogonali siano ammorsate tra loro, la cerniera cilindrica si sviluppi in direzione inclinata seguendo la linea diagonale debole; si originano quindi meccanismi di flessione orizzontale o di ribaltamento del cantonale in sommità.



a)



b)

***Fig. 2.6**: Rappresentazione schematica dei meccanismi di primo modo per a) pareti scollegate, o b) pareti collegate* (Lourenço et al., 2019)

2.2.4 Meccanismi di secondo modo

Se la struttura presenta un buon comportamento scatolare, allora i meccanismi che si sviluppano più frequentemente sono quelli nel piano definiti da (Giuffrè, 1993) come meccanismo di secondo modo. In questo caso, con le pareti sollecitate nel loro piano, il collasso è causato dalla mancata resistenza della muratura a trazione (Cifani et al, 2006).

Nel caso di tale comportamento globale, l'edificio può essere schematizzato come un telaio equivalente composto da (Vinci, 2019):

- maschi murari, ossia elementi verticali portanti;
- fasce di piano, ossia tutte quelle fasce orizzontali intercluse tra un maschio e il successivo o tra le finestre;
- nodi rigidi ossia i punti di intersezione ed unione tra maschi murari e fasce di piano.

Le lesioni che si verificano sono principalmente per taglio o pressoflessione e possono interessare sia i maschi murari (Fig. 2.7) e le fasce di paino. I meccanismi di secondo modo risultano meno pericolosi dei meccanismi di primo modo in quanto si verificano per moltiplicatori di collasso più elevati e arrivano quindi al collasso con più difficoltà.

***Fig. 2.7**: Muratura in blocchi di tufo di un edificio a Norcia, Italia: si può notare che il danno da taglio causato dal terremoto del 2016 ha interessato i maschi murari in tutta la loro altezza* (Borri et al., 2020)

È importante notare che, nell'attivazione della tipologia di meccanismo influiscono molto anche l'ammorsamento tra pareti ortogonali e i collegamenti tra quelle parallele; in alcuni casi i meccanismi a taglio possono interagire con i meccanismi di primo modo, portando a situazioni favorevoli per lo sviluppo di meccanismi fuori dal piano, come ad esempio il ribaltamento dell'angolata oppure di tutta la parete come riportato in Fig. 2.8.

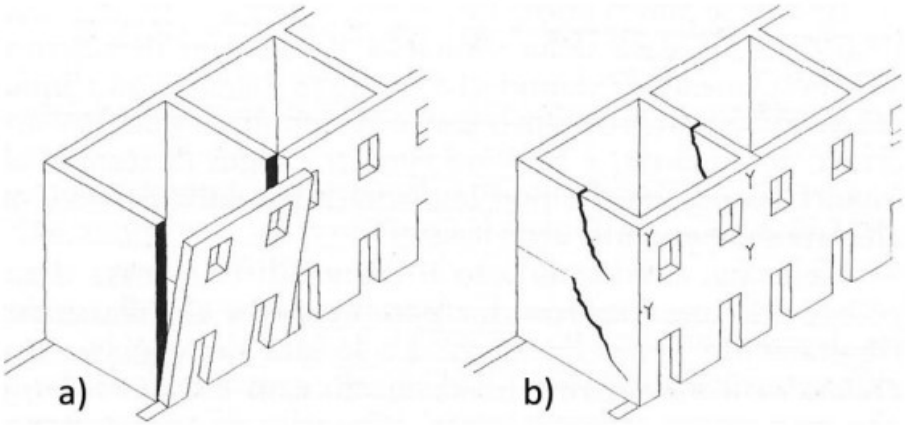


Fig. 2.8*: Modifica del meccanismo di collasso dal primo modo "a" al secondo modo "b" nel caso di collegamento tra pareti (si noti la presenza dei tiranti nel caso b)* (Giuffrè, 1996)

2.3 Gli aggregati e le schiere

I centri storici italiani sono costituiti da organismi isolati, fabbricati in muratura, su cui si sono addossate altre costruzioni dando origine così ad aggregati complessi. Le aggiunte venivano eseguite frequentemente senza ammorsamenti con la parte esistente (Doglioni, 2000) e molto spesso anche con materiali differenti. L'unica cellula che presenta le pareti perimetrali costruite nello stesso periodo e solitamente ben ammorsate tra loro è la cellula originaria.

È di fondamentale importanza, ai fini di una valutazione di vulnerabilità, individuare le unità strutturali che compongono un aggregato, nonché della disposizione delle forometrie e dell'allineamento delle facciate (Valluzzi et al., 2006).

Il comportamento simico degli aggregati è molto complesso in quanto, rispetto a quello di semplici edifici isolati, risente dai vincoli opposti dalle unità contigue (Da Porto et al., 2013). Attraverso le indagini storiche e l'osservazione critica del quadro fessurativo, all'interno di una schiera o di un aggregato, è possibile individuare in funzione della modalità di accrescimento della schiera, le cellule originarie, le cellule di accrescimento e le cellule di intasamento (Fig. 2.9). Le cellule originarie presentano generalmente murature perimetrali coeve e collegate. Le cellule di accrescimento costruite in una fase successiva rispetto a quella di costruzione primaria, sono caratterizzate da tre pareti addossate su un lato a quelle delle cellule originarie sul muro in comune tra la cellula di accrescimento e quella originaria possono crearsi linee preferenziali di rottura lungo le quali non si ha alcun trattenimento nei confronti delle azioni orizzontali. Le cellule di intasamento invece, colmano lo spazio tra due costruzioni preesistenti e sono le più vulnerabili, in quanto le facciate si configurano come muri isolati non vincolati ai lati quindi, la resistenza al ribaltamento è funzione delle sole caratteristiche fisiche e geometriche della parete.

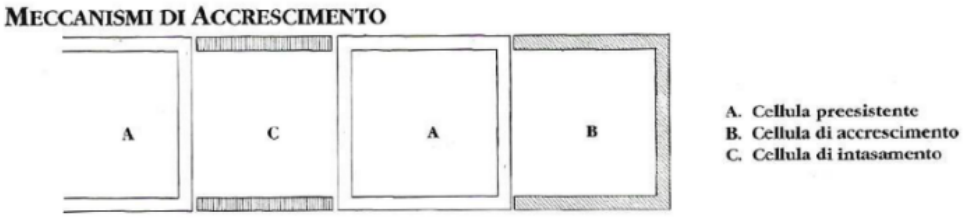


***Fig. 2.9**: Meccanismi di accrescimento di una schiera* (Giuffrè, 1993)

Le schiere sono caratterizzate da meccanismi ricorrenti di modo 1 e 2. A causa del mancato ammorsamento tra pareti ortogonali possono attivarsi meccanismi fuori dal piano di ribaltamento parziale o globale delle facciate e flessioni verticali o orizzontali. Nelle facciate di edifici a schiera si riscontra un quadro fessurativo tipico con lesioni inclinate verso la base

estrema concentrate soprattutto in corrispondenza delle testate: esse solitamente risultano la porzione più vulnerabile dell'aggregato in quanto, quando mettono in atto il meccanismo resistente, ricevono la spinta dall'unità vicina ma non hanno modo di contrastarla (Fig. 2.10). Le facciate delle cellule intercluse infatti resistono alle azioni sismiche nel piano della facciata proprio perché le cellule contigue si comportano come contrafforti (Beolchini et al., 2007).

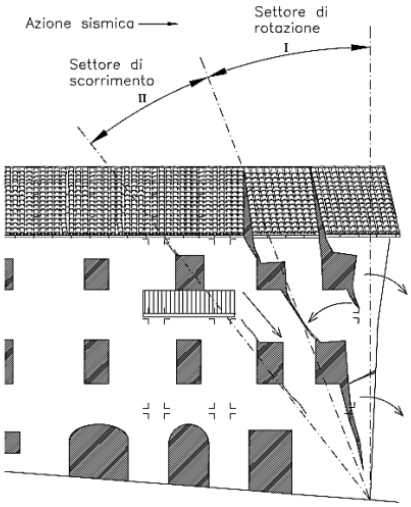


***Fig. 2.10**: Meccanismi di danno di testata di una schiera* (Cangi, 2012)

La schiera quindi, se composta di unità di uguale rigidezza, attiva un meccanismo resistente in cui le facciate delle diverse unità che la compongono si sostengono l'una con l'altra migliorando il comportamento di ogni singola unità. Per azioni sismiche complanari alla facciata si identificano due linee critiche che delimitano due settori, uno di rotazione e un di taglio, mentre la porzione di muratura sottesa a queste linee è considerata sicura, cioè zona in cui è improbabile avere lesioni (Fig. 2.11). Cangi (2012) descrive l'effetto piramide come una configurazione di sicurezza che la muratura assume all'arrivo dell'azione sismica, tende ad eliminare tutti gli elementi non collaboranti e/o non vincolati alla struttura che si trovano all'esterno della zona sicura sottesa dalle due linee critiche.

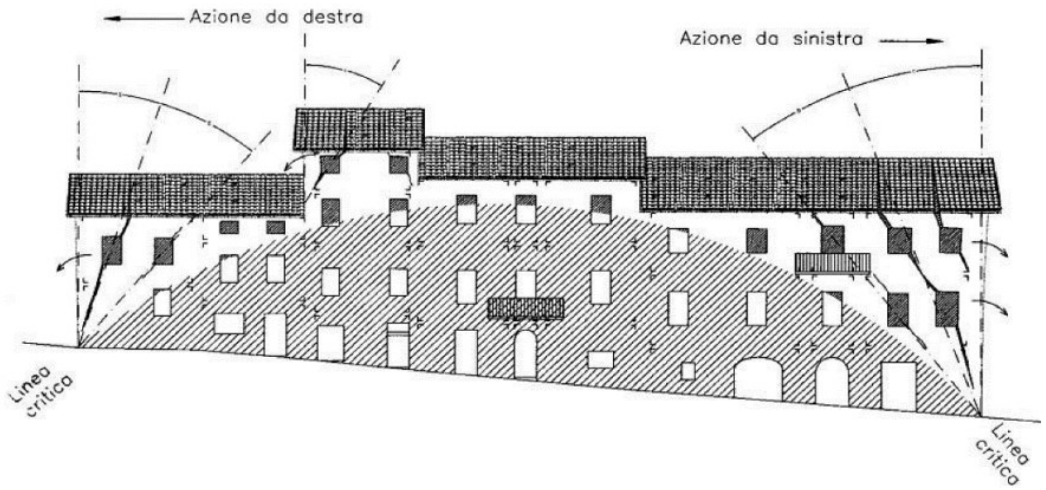


Fig. 2.11*: Scenario di danno atteso sulla facciata di una schiera sottoposta ad azioni sismiche parallele ad essa*
(Cangi, 2012)

I cinematismi di modo 1, ovvero meccanismi di ribaltamento fuori piano di una porzione o di tutta la parete, si possono attivare per azioni trasversali alla facciata; a ciascun meccanismo corrisponde un differente moltiplicatore di collasso, che in genere cresce in modo inversamente proporzionale al numero di piani che ribaltano. Per azioni ortogonali alle facciate lo scenario di danno è simile a quello tipico dei fabbricati isolati. Mentre esso cambia per azioni nel piano delle facciate, dove ogni cellula assorbe le azioni trasmesse dalla struttura che la precede e scarica gli sforzi sulla cellula che segue. Ha quindi rilevante importanza l'allineamento dei prospetti affinché si sviluppi un contributo stabilizzante tra cellule adiacenti, poiché altrimenti si ripresenterebbe uno scenario tipico di una parete con estremità libera.
Sono ulteriori fattori di vulnerabilità tipici degli aggregati e delle schiere (Fig 2.12 e 2.13) lo sfalsamento degli orizzontamenti tra edifici contigui e la presenza di volte al piano terra, in quanto creano spinte non contrastate che possono generare dissesti e crolli localizzati tra le pareti intermedie delle cellule e quelle di testata.
La dimensione e la complessità dell'aggregato limitano la possibilità di elaborare modelli complessivi, mentre le analisi di singoli elementi sono subordinati ad una valutazione qualitativa circa il sistema di ripartizione dei carichi in base a fattori quali l'orditura e la deformabilità dei solai, la rigidezza delle pareti verticali e la qualità delle connessioni.

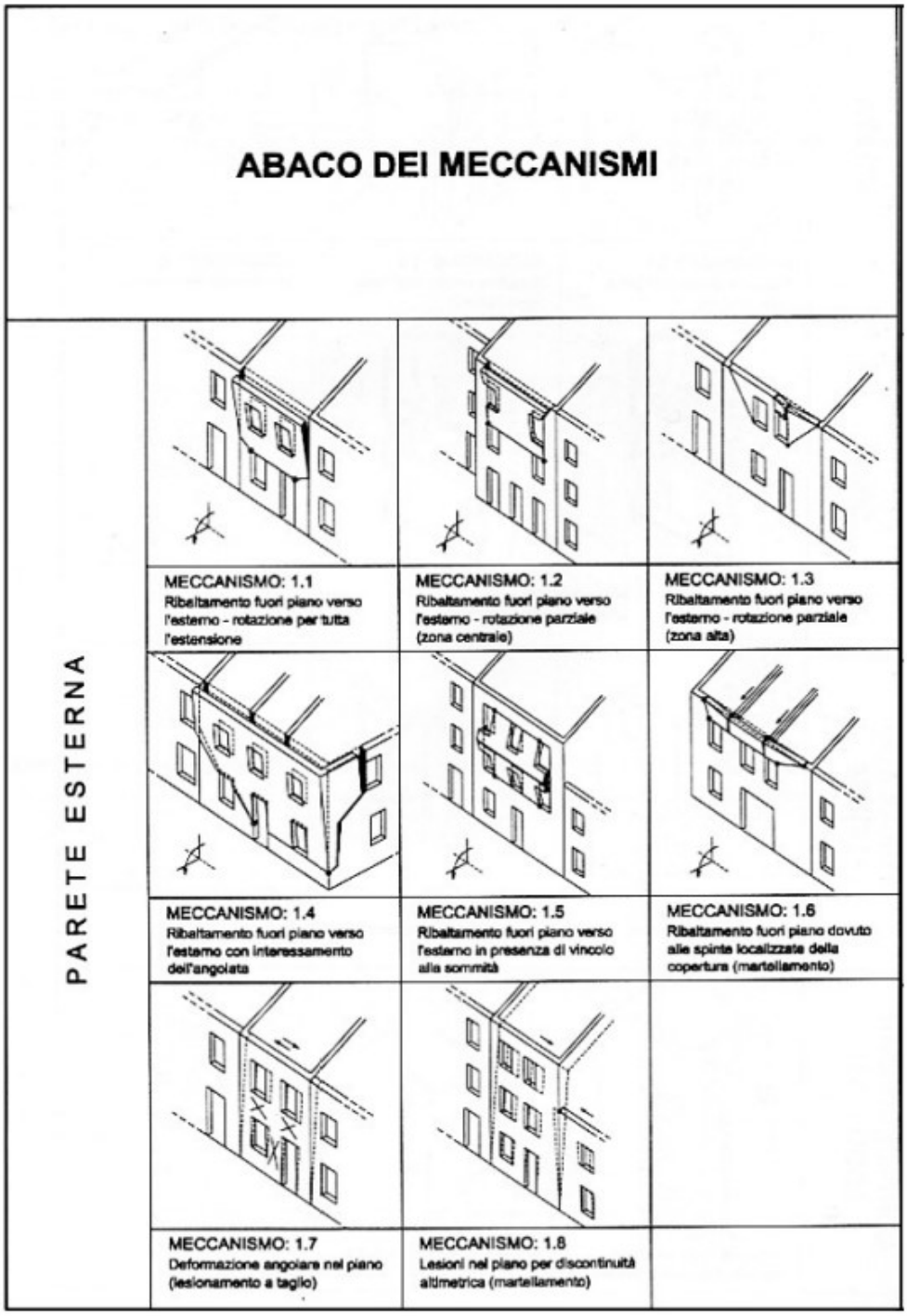


***Fig. 2.12**: Abaco dei meccanismi di collasso di un aggregato edilizio, pt. 1 con meccanismi relativi al macroelemento parete esterna* (Cifani et al, 2007)

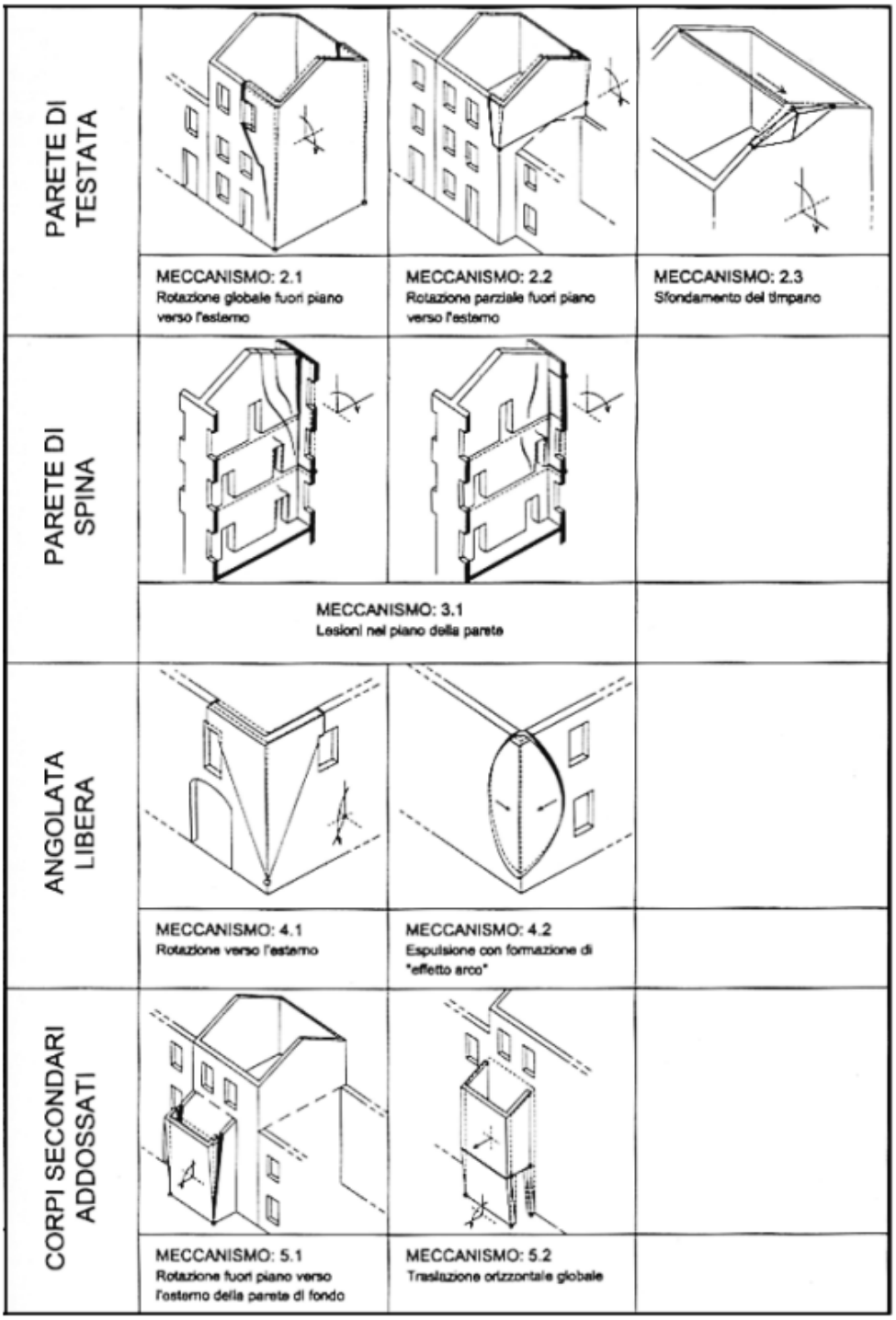


Fig. 2.13*: Abaco dei meccanismi di collasso di un aggregato edilizio, pt. 2 con meccanismi relativi ai macroelementi parete di testata, parete di spina, angolata libera, corpi secondari addossati* (Cifani et al, 2007)

3. METODOLOGIA E ABACO DI CONFIGURAZIONE GEOMETRICA DELLE FACCIATE

Dopo una panoramica sul comportamento sismico delle strutture murarie, il presente capitolo si concentra sulla risposta sismica degli edifici in relazione alla configurazione geometrica delle facciate. Le osservazioni raccolte sul campo in seguito al terremoto Centro Italia 2016 hanno mostrato che i meccanismi di danno sono stati influenzati, in primo luogo, dalla qualità muraria e dagli interventi pregressi, pertanto dai materiali che compongono la struttura resistente (Saretta et al., 2021), in secondo luogo dalla forometria di facciata e, infine, dall'organizzazione del sistema resistente (maschi murari) (§3.1). Sono presentati, quindi, la metodologia e il flusso del lavoro (§3.2), soffermandosi poi sulle configurazioni geometriche di cui si intende indagare il comportamento fuori piano (§3.3).

3.1 Danno osservato in seguito al sisma 2016

Gli scenari di danno emersi in seguito al sisma Centro Italia 2016 consentono di osservare il comportamento manifestato dagli edifici in muratura. Anche in relazione ai fattori di vulnerabilità su esposti, si osserva che la configurazione geometrica delle facciate ha influito notevolmente sulle forme dei cinematismi attivatisi.

Vengono, quindi, di seguito riportati alcuni esempi di edifici osservati dal gruppo di ricerca della Prof.ssa Valluzzi in occasione dei sopralluoghi svolti nel cratere sismico. Di questi, vengono descritti la configurazione delle facciate ed i meccanismi di danno sviluppatisi:

- Edificio sito in Camerino, MC (Fig. 3.1-a): l'edificio si sviluppa per 3 piani fuori terra e presenta un'apertura unica al piano terra, allineata con quelle dei piani superiori, in cui si aggiunge un'altra apertura. La porta del piano terra è piuttosto ampia; pertanto, il maschio murario allo spigolo risulta snello. Il meccanismo sviluppato in questo caso è di primo modo, con flessione orizzontale che coinvolge il secondo piano e parte del primo.
- Edificio sito in Camerino, MC (Fig. 3.1-b): l'edificio di 3 piani presenta l'apertura del piano terra sfalsata rispetto a quelle dei piani superiori e questo comporta l'interruzione del maschio murario al centro della facciata. Il meccanismo osservato è un ribaltamento dell'ultimo livello per flessione orizzontale.

a) *b)*

***Fig. 3.1**: Edifici danneggiati dalla sequenza sismica del 2016 a Camerino (MC): a) edificio con maschio murario d'angolo snello; b) edificio con maschio murario interrotto al centro della facciata.*

- Edificio sito in Pieve Torina, MC (Fig. 3.2-a): in questo caso, l'edificio di 2 piani presenta aperture allineate tra i diversi livelli e maschi murari efficaci. Si può osservare il collasso di una porzione di parete che coinvolge entrambi i piani indotto da un fenomeno di instabilità verticale della parete.
- Edificio sito in Castelsantangelo sul Nera, MC (Fig. 3.2-b): l'edificio si sviluppa su 3 piani fuori terra con aperture allineate e maschi murari efficaci. In questo caso si è attivato un meccanismo di ribaltamento per instabilità verticale della parete.

a) *b)*

***Fig. 3.2**: Edifici danneggiati dalla sequenza sismica del 2016, entrambi con maschi murari efficaci: a) Pieve Torina (MC), b) Castelsantangelo sul Nera (MC)*

- Edificio sito in Pieve Torina, MC (Fig. 3.3-a): l'edificio di 2 piani presenta aperture allineate tra i diversi livelli e maschi murari snelli agli spigoli. Il meccanismo sviluppato in questo caso è di primo modo, con flessione orizzontale che coinvolge il secondo piano.
- Edificio sito in Pieve Torina, MC (Fig. 3.3-b): l'edificio si sviluppa su 3 piani fuori terra con aperture sfalsate e maschio murario snello allo spigolo sinistro e un maschio murario interrotto al centro della facciata. In questo caso si è attivato un meccanismo di ribaltamento della fascia sotto gronda.

a) *b)*

***Fig. 3.3**: Edifici danneggiati dalla sequenza sismica del 2016 a Pieve Torina (MC): a) edificio con maschio murario d'angolo snello; b) edificio con maschio murario interrotto al centro della facciata.*

Il danno osservato sottolinea che i meccanismi di danno si modificano in relazione all'organizzazione delle facciate e dei volumi che compongono l'edificio. Al fine di poter prevedere il comportamento sismico degli edifici, emerge la necessità di valutare come la configurazione geometrica di un edificio influisca sulla sua risposta sismica. Il lavoro riprende, quindi, un abaco (Bernardinello, 2021) che riassume le caratteristiche plano - altimetriche ricorrenti nell'organizzazione del tessuto edilizio dei centri storici del cratere del sisma 2016 La combinazione di tali caratteri dà origine a numerose configurazioni parametrizzabili, ognuna caratterizzata da una propria risposta sismica e da specifiche vulnerabilità.

3.2 Scopo e metodologia del lavoro

Lo scopo del presente lavoro di tesi è la valutazione della risposta fuori piano di un edificio parametrizzato nella sua configurazione geometrica di facciata, adottando le caratteristiche proposte nell'abaco, mediante l'analisi modale prescritta da MIT (2018).

L'obiettivo è quello di trovare quali fattori geometrici influenzano maggiormente la risposta sismica di un edificio, anche in funzione dell'organizzazione strutturale per maschi e fasce che ne deriva, e una possibile correlazione tra i parametri geometrici della facciata ed i parametri di danno ottenuti dall'analisi numerica.

La valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio in funzione delle caratteristiche geometriche viene analizzata già a partire dal 1984 ad opera di Benetti & Petrini. Inoltre in letteratura è noto che gli edifici in muratura sono notevolmente vulnerabili ai meccanismi fuori piano (Valluzzi et al., 2006) e che la percentuale di aperture in prospetto influenza in modo significativo la risposta simica della facciata, in quanto condizionano la dimensione dei maschi murari Chieffo et al., (2019).

Si propone, quindi, una metodologia semplificata e schematica per la valutazione della vulnerabilità delle facciate che possa essere estesa ad un numero rilevante di edifici o configurazioni altimetriche

Lo scopo è quello di valutare, attraverso l'analisi numerica, l'influenza della configurazione geometrica e del grado di vincolo della facciata in relazione al comportamento sismico fuori piano di edifici in muratura, attraverso l'analisi numerica. In particolare, a partire da un edificio tipo reale in muratura identificato come unità di base per l'analisi, è proposta una parametrizzazione della sua configurazione di facciata, alterandone il reale aspetto, sulla base dell'abaco di Bernardinello (2021). Quest'ultimo lavoro, a differenza del presente, ha indagato per via numerica il comportamento delle facciate nel piano.

In particolare, le modifiche interessano i seguenti fattori:

- Il numero di piani: 2 o 3
- La relazione tra le aperture: numero di aperture, allineate o sfalsate, distribuite o concentrate

Quest'ultimo aspetto si traduce in una specifica organizzazione del sistema resistente, ossia dei maschi murari: aperture sfalsate o concentrate causano la snellezza dei maschi murari (larghezza inferiore ad 1 metro) tra porte e finestre, e la eventuale formazione di maschi tozzi nelle porzioni in cui non sono presenti aperture. La larghezza delle facciate viene mantenuta costante, ciò che cambia è l'organizzazione interna e l'altezza.

Questo consente di disporre di 16 differenti *layout*, di cui 8 con due piani e 8 con tre piani, che si traducono in modelli numerici tra loro confrontabili nella risposta sismica. Il flusso di lavoro prevede:

1) Identificazione di un edificio tipo reale in muratura, rappresentativo del costruito nell'area colpita dal sisma 2016
2) Analisi numerica dell'edificio mediante l'approccio ad elementi finiti (*finite element model,* FEM) con proposta di differenti tecniche di modellazione, al fine di trovare la strategia ottimale che più rispecchia il comportamento dell'edificio. L'analisi numerica viene svolta in ambiente Straus7 2.4, attraverso analisi modali che permettono una rapida valutazione del comportamento sismico (Bovo et al., 2020)
3) Parametrizzazione dell'edificio tipo per simulare le 16 configurazioni geometriche di facciata
4) Analisi numerica dei 16 modelli secondo l'approccio di modellazione definito la punto 2; confronto dei risultati con alcuni casi reali, che si caratterizzano per la medesima configurazione, in termini di meccanismo di danno attivato
5) Confronto dei parametri dinamici dei modelli con i parametri geometrici.

Il presente lavoro di tesi si conclude con un ulteriore approfondimento legato ad altri due fattori che influenzano in modo rilevante la vulnerabilità delle facciate (Bovo et al., 2020):

- L'ammorsamento della facciata con le pareti ortogonali, ossia il grado di vincolo che le pareti di spina generano sulla facciata, prima in un angolata solo, poi in entrambe;
- L'ammorsamento della facciata con gli orizzontamenti.

Nel primo caso ci si concentra sulla definizione del grado di vincolo tra la facciata principale e le pareti ad essa ortogonali, simulando dapprima l'ammorsamento di una sola delle due angolate, poi di entrambe.

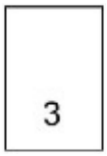
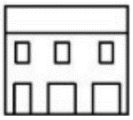
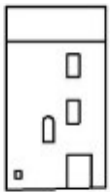
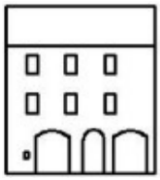
Per tale approfondimento, ci si sofferma solo sullo studio e sul confronto dei soli parametri dinamici, tralasciando la relazione con quelli geometrici.

3.3 Abaco delle configurazioni geometriche di facciata

A partire dall'abaco proposto da Bernardinello (2021) e dai fattori geometrici su esposti, la Tab. 3.1 riporta le configurazioni geometriche individuate tra gli edifici del cratere sismico che presentano una specifica configurazione da indagare per via numerica. Da queste caratteristiche deriva una precisa organizzazione dei maschi murari:

- Resistenti: se le aperture sono distribuite sulla facciata e allineate tra un piano e l'altro i maschi presentano una dimensione superiore ad 1 metro di larghezza e possono pertanto essere considerati resistenti in fase di sollecitazione sismica (Fig 3.4-a, b). Maschi murari resistenti si osservano anche nel caso di aperture concentrate, in corrispondenza della parte di facciata priva di aperture (Fig. 3.4-c).
- Snelli: se le aperture sono invece o porte e finestre risultano disallineate, i maschi murai presentano una larghezza inferiore a 1 metro (Fig. 3.4-c, d). Anche aperture in prossimità degli spigoli possono causare maschi snelli ed inefficaci, nonostante esse siano allineate e distribuite (Fig. 3.4-a). Nel peggiore dei casi i maschi possono risultate interrotti al di sopra di una apertura; pertanto, non garantiscono che il flusso dei carichi provenienti dalla copertura e dalle porzioni più alte dell'edificio siano convogliati alla base.

***Tab. 3.1**: Fattori geometrici dii nteresse nella configurazione delle facciate (elaborazione da Bernardinello, 2021).*

ORGANIZZAZIONE DEL PROSPETTO			
Altezza	Numero di piani		
Caratteristiche forometriche	Distribuzione aperture	 Distribuite sulla facciata	 Concentrate sulla facciata
	Allineamento aperture	Allineate tra un piano e l'altro	 Sfalsate tra un piano e l'altro

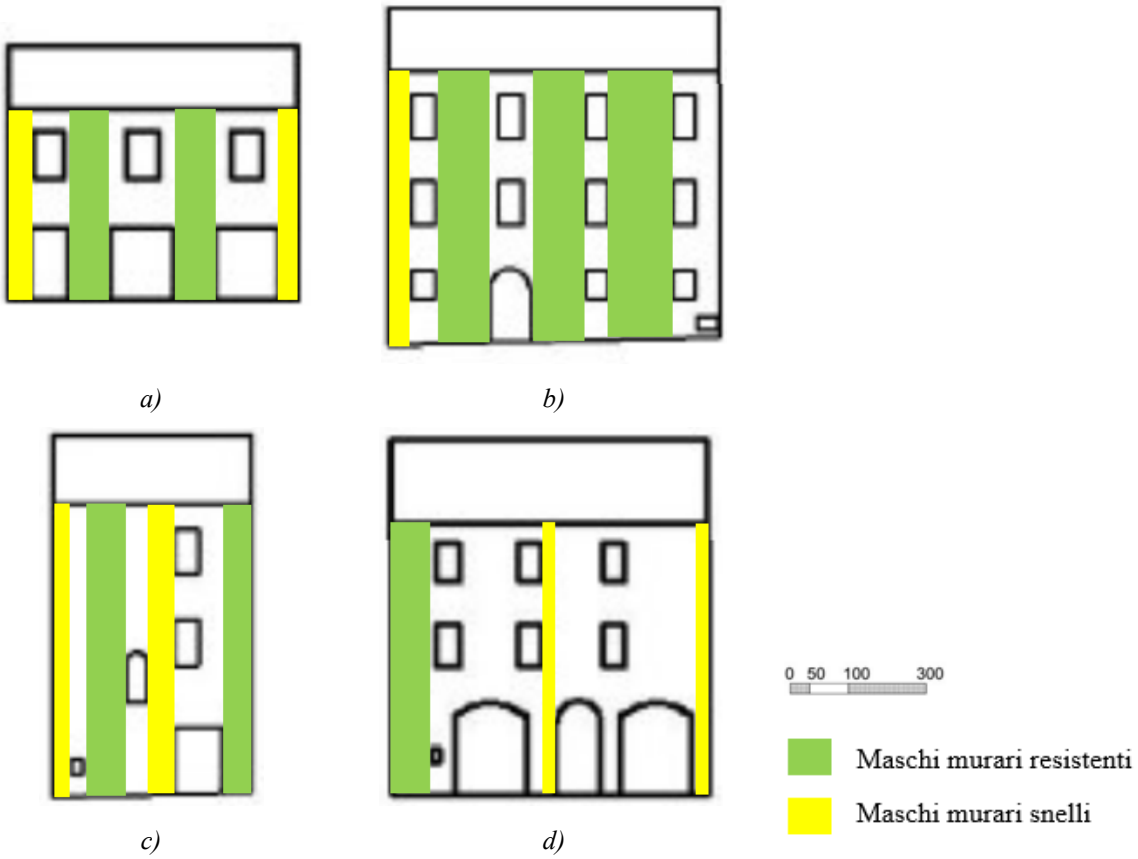
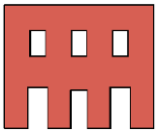
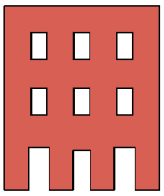
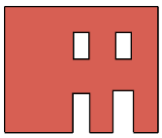
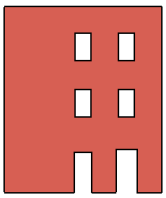
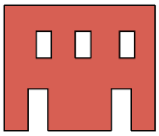
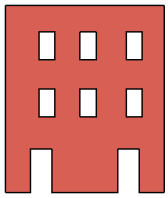
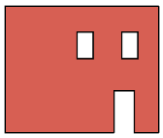
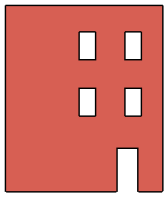
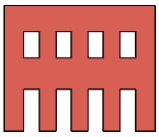
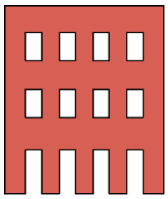
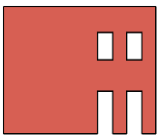
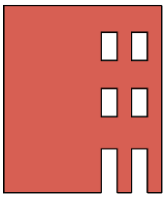
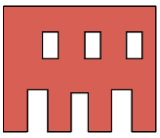
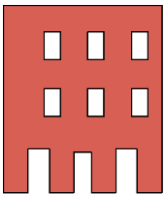
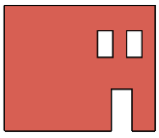
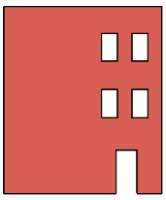


Fig. 3.4*: Individuazione dei maschi murari: a) aperture allineate (maschi murari resistenti) b) aperture allineate (maschi murari resistenti), c) aperture concentrate (machi murari resistenti) d) aperture sfalsate (maschi murari snelli).*

L'applicazione di tali fattori geometrici ad un edificio tipo (presentato nel dettaglio al §4.3), variandone parametricamente la configurazione di facciata, dà origine ad un abaco di 16 differenti soluzioni geometriche di facciata riportate in Tab 3.2.

In Tab. 3.3, tali configurazioni sono confrontate con casi realmente osservati nel cratere del sisma 2016.

***Tab. 3.2**: Abaco delle 16 soluzioni di organizzazione del prospetto.*

NOME MODELLO	CARATTERISTICHE MODELLO	FACCIATE	
2.1 (2 piani) 3.1 (3 piani)	3 finestre allineate e distribuite (maschi murari efficaci)		
2.2 (2 piani) 3.2 (3 piani)	2 finestre allineate e concentrate (maschi murari efficaci)		
2.3 (2 piani) 3.3 (3 piani)	3 finestre sfalsate e distribuite (maschi murari efficaci)		
2.4 (2 piani) 3.4 (3 piani)	2 finestre sfalsate e concentrate (maschi murari efficaci)		
2.5 (2 piani) 3.5 (3 piani)	4 finestre allineate ravvicinate e distribuite (maschi murari snelli)		
2.6 (2 piani) 3.6 (3 piani)	2 finestre allineate ravvicinate e concentrate (maschi murari snelli)		
2.7 (2 piani) 3.7 (3 piani)	3 finestre sfalsate e distribuite (maschi murari snelli)		
2.8 (2 piani) 3.8 (3 piani)	2 finestre sfalsate, ravvicinate e concentrate (maschi murari snelli e interrotti)		

***Tab. 3.3**: Immagini esemplificative di alcune delle configurazioni proposte (edifici osservati nel cratere del sisma 2016 dal gruppo di ricerca della Prof.ssa Valluzzi)*

NOME MODELLO	CARATTERISTICHE MODELLO	FACCIATE	
2.1 (2 piani) 3.1 (3 piani)	3 finestre allineate e distribuite (maschi murari efficaci)		
2.2 (2 piani) 3.2 (3 piani)	2 finestre allineate e concentrate (maschi murari efficaci)		
2.3 (2 piani) 3.3 (3 piani)	3 finestre sfalsate e distribuite (maschi murari efficaci)		
2.4 (2 piani) 3.4 (3 piani)	2 finestre sfalsate e concentrate (maschi murari efficaci)		Non presente
2.5 (2 piani) 3.5 (3 piani)	4 finestre allineate ravvicinate e distribuite (maschi murari snelli)	Non presente	
2.6 (2 piani) 3.6 (3 piani)	2 finestre allineate ravvicinate e concentrate (maschi murari snelli)	Non presente	
2.7 (2 piani) 3.7 (3 piani)	3 finestre sfalsate e distribuite (maschi murari snelli)	Non presente	
2.8 (2 piani) 3.8 (3 piani)	2 finestre sfalsate, ravvicinate e concentrate (maschi murari snelli e interrotti)	Non presente	

4. PRESENTAZIONE DI UN EDIFICIO TIPO

Il capitolo presenta un edificio tipo scelto come esempio per la definizione delle caratteristiche meccaniche delle configurazioni presenti nell'abaco delle facciate §3. Viene quindi contestualizzato l'edificio rispetto al centro storico di Pievebovigliana, piccolo borgo dell'entroterra marchigiano, sito nella provincia di Macerata, nel quale si colloca. Partendo dalla sua localizzazione geografica (§4.1), dove viene descritto in generale il territorio, al §4.2 il borgo viene inquadrato in funzione della sismicità dell'area.

Nel §4.3 viene poi presentata la schiera di cui fa parte l'edificio tipo considerato, sita in Piazza Vittorio Veneto.

4.1 Localizzazione geografica

Pievebovigliana è un paese delle Marche, in provincia di Macerata (Fig. 4.1), situato ai piedi del Parco Nazionale dei Monti Sibillini, il quale si estende per più di 70.000 ettari tra l'Umbria e le Marche e comprende 16 comuni appartenenti alle province di Ascoli Piceno, Fermo, Macerata e Perugia (Parco Nazionale dei Monti Sibillini, 2018).

Il piccolo borgo conta 845 abitanti e si trova ad un'altitudine di 414 metri sul livello del mare. Con l'unione del 1° gennaio 2017 dei comuni di Pievebovigliana e Fiordimonte nasce il nuovo comune sparso di Valfornace, che ha come frazioni: Alfi, Campi, Colle San Benedetto, Cupa, Fiano, Frontillo, Isola, Lago Di Polverina, Nemi, Roccamaia, San Giusto, Taro, Valle e Castello, Vico Di Sopra e Villanova Di Sopra (Comune di Valfornace, 2020). Il nuovo comune (Fig. 4.2), nonostante conti soltanto 981 abitanti, arriva ad avere una superficie di 48,61 km^2.

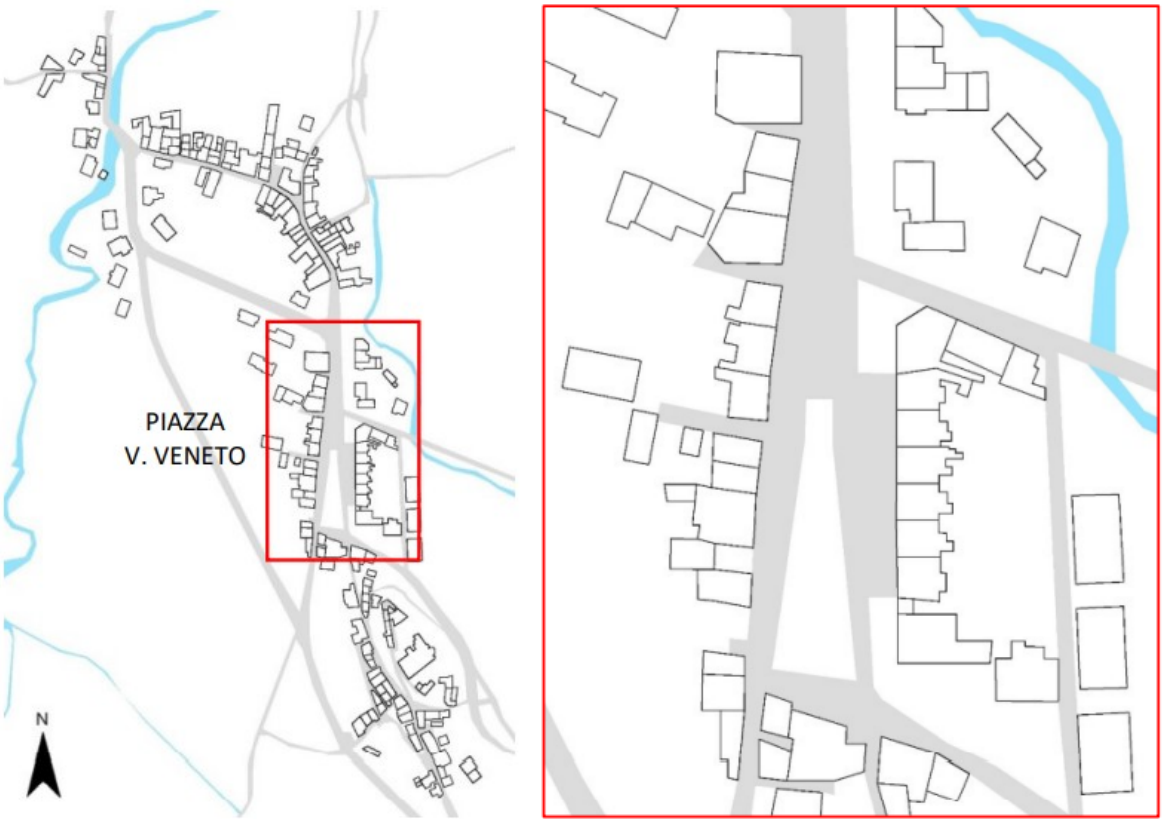
***Fig. 4.1**: La regione Marche con evidenziata la provincia di Macerata (Comune di Valfornace, n. d.).*

***Fig. 4.2**: Il comune di Valfornace (Comune di Valfornace, n. d.).*

Pievebovigliana si sviluppa in direzione nord-sud dal Torrente Fornace alla collina del Castello, noto come il nucleo più antico, sorto forse già in epoca romana, come documentano i numerosi reperti ed insediamenti nella zona. Il resto del paese si sviluppa ai piedi del piccolo rilievo, in una zona pianeggiante; le abitazioni si snodano con una conformazione perlopiù a schiera lungo Via Roma (Fig. 4.3-a). Il raccordo tra le due zone è costituito da Piazza Vittorio Veneto, sulla quale si affacciano altri edifici a schiera di più recente edificazione (Calafati, 2007) (Fig. 4.3-b).

Gli edifici della cittadina sono per lo più adibiti a civile abitazione (Fig. 4.4), alcuni edifici in Piazza Vittorio Veneto, nelle schiere posizionate ad est, al piano terreno hanno funzione commerciale. Sono costruzioni di tipo semplice, con altezze uniformi, solitamente di due piani fuori terra.

L'economia della cittadina era basata principalmente sull'agricoltura, come dimostrano le numerose case rurali e dal turismo estivo.



a) *b)*

***Fig. 4.3**: Mappa di Pievebovigliana: a) centro storico; la porzione a sud coincide con il nucleo più antico, sopra ad un rilievo. b) Zoom su Piazza Vittorio Veneto.*

***Fig. 4.4**: Foto di Piazza Vittorio Veneto (Fabris, 2020).*

4.2 Inquadramento sismico

Pievebovigliana, sita lungo la dorsale Appenninica, ha risentito più volte degli effetti del terremoto. Ad oggi si trova in zona sismica 2, ovvero un'area a pericolosità sismica media in cui l'accelerazione massima al suolo ricade in un intervallo compresa tra 0,200-0,225 a_g (INGV, 2017), come dimostrato dalla Fig. 4.5 che riporta la zonazione sismica. La sequenza sismica Amatrice – Visso – Norcia del 2016 ha colpito anche la piccola cittadina, in particolare in occasione dell'evento del 26 ottobre 2016 con epicentro a Visso, a pochi km di distanza, come riporta la mappa di scuotimento (*shakemap*) in Fig. 4.6. Per tale scossa, di magnitudo pari a 5.9 Mw (Rossi et al. 2019), è stata registrata un'accelerazione di picco al suolo[1] (PGA) pari a 0,309[1] ed è stata attribuita un'intensità di VII-VIII secondo la scala europea di riferimento, ossia la Scala Macrosismica Europea (EMS-98), (Grunthal, 1998) (Tertulliani & Azzarro, 2016).

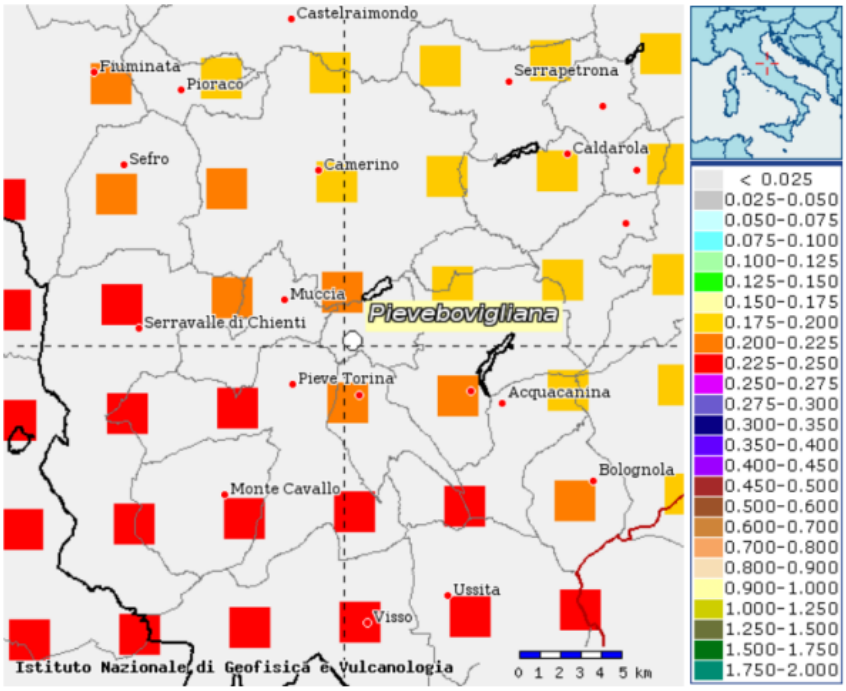


***Fig. 4.5**: Mappa di pericolosità sismica di Pievebovigliana e comuni limitrofi (INGV, 2017).*

[1] https://itaca.mi.ingv.it/ItacaNet_32/

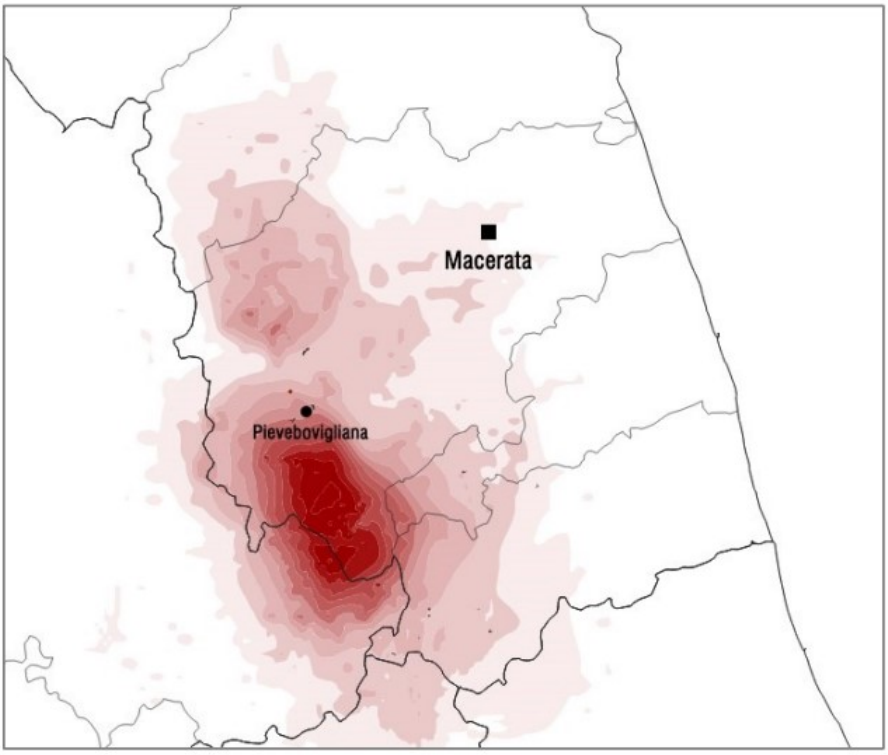


***Fig. 4.6**: Shake map del sisma del 26 ottobre 2016 realizzata in ambiente GIS (Bernardinello, 2021)*

I danni causati da questo terremoto hanno profondamente segnato la cittadina. Circa il 70% degli edifici è stato dichiarato inagibile, quasi tutti gli abitanti sono stati sfollati, fortunatamente non sono state registrate perdite umane. Quasi tutto il paese è stato perimetrato come zona rossa fino al 2019, fatto che, secondo Bazzoli & Lello (2019), ha causato lo spopolamento del paese. Ad oggi la ricostruzione procede, anche se lentamente, e, grazie alla messa in sicurezza esterna degli edifici, le vie del paese sono percorribili.

4.3. Studio di un edificio tipo

La conoscenza del costruito locale ha un ruolo di primaria importanza per capire la risposta sismica degli organismi edilizi e per la progettazione futura di un intervento che rispetti la conservazione dell'edilizia storica. L'analisi dei caratteri costruttivi di questo borgo può essere supportata dalla consultazione del programma di recupero (Marucci & Orselli, 1999) redatto in seguito al terremoto Umbria-Marche 1997 e dall'analisi della qualità muraria di alcuni paramenti murari affrontata in precedenti lavori di tesi (cfr. Fabris, 2020; Bernardinello, 2021) utilizzando il metodo dell'IQM (§ 2.1.1).

La determinazione del comportamento di un edificio in funzione della configurazione geometrica della sua facciata, obiettivo del presente lavoro di tesi, si avvale di un'analisi numerica che valuta il comportamento fuori piano del modello. Per scegliere la tecnica di modellazione più opportuna, si individua un edificio tipo, di impianto semplice e realizzato secondo le tecniche costruttive locali, sul quale saranno, in seguito, apportate delle variazioni parametriche nella configurazione altimetrica. Di seguito ci si concentra, quindi, sulle caratteristiche costruttivo-strutturali dell'edificio tipo.

4.3.1 Rilievo costruttivo-strutturale

L'edificio tipo scelto si colloca in Piazza Vittorio Veneto in Pievebovigliana e si tratta di una cella interclusa in una schiera (Fig. 4.7-a, 4.7-b, 4.8, 4.9-a, 4.9-b).

Le strutture verticali dell'intera schiera sono realizzate in pietra arenaria e malta di calce, con elementi sbozzati. Gli orizzontamenti sono lignei e la copertura a due falde di tipo spingente.

In Fig. (4.10, 4.11, 4.12) è riportata la restituzione geometrica di piante, prospetti e sezioni dell'edificio tipo, elaborati da Bernardinello (2021). La pianta dell'edificio ha una geometria piuttosto semplice: si tratta di una pianta rettangolare, di dimensioni pari a 9,98 m per 10,52 m, con una sporgenza sul retro in corrispondenza del vano scale. L'edificio si sviluppa per due piani fuori terra ed un sottotetto non praticabile, l'altezza in facciata del sotto gronda risulta pari a 7,75 m, le aperture in facciata sono piuttosto regolari con tre aperture al piano terra e tre aperture al piano primo allineate tra loro.

a)

b)

***Fig. 4.7**: La schiera che delimita Piazza V. Veneto ad est: a) prospetto frontale; b) retrostante; è costituita da sei unità strutturali a due piani e racchiusa alle estremità da due edifici più alti (Bernardinello, 2021).*

***Fig. 4.8**: Fronte della schiera che delimita Piazza Vittorio Veneto (Bernardinello, 2021).*

a) *b)*

***Fig. 4.9**: Edificio tipo: a) Individuazione in rosso della cella all'interno della schiera. b) Foto della facciata (Bernardinello, 2021).*

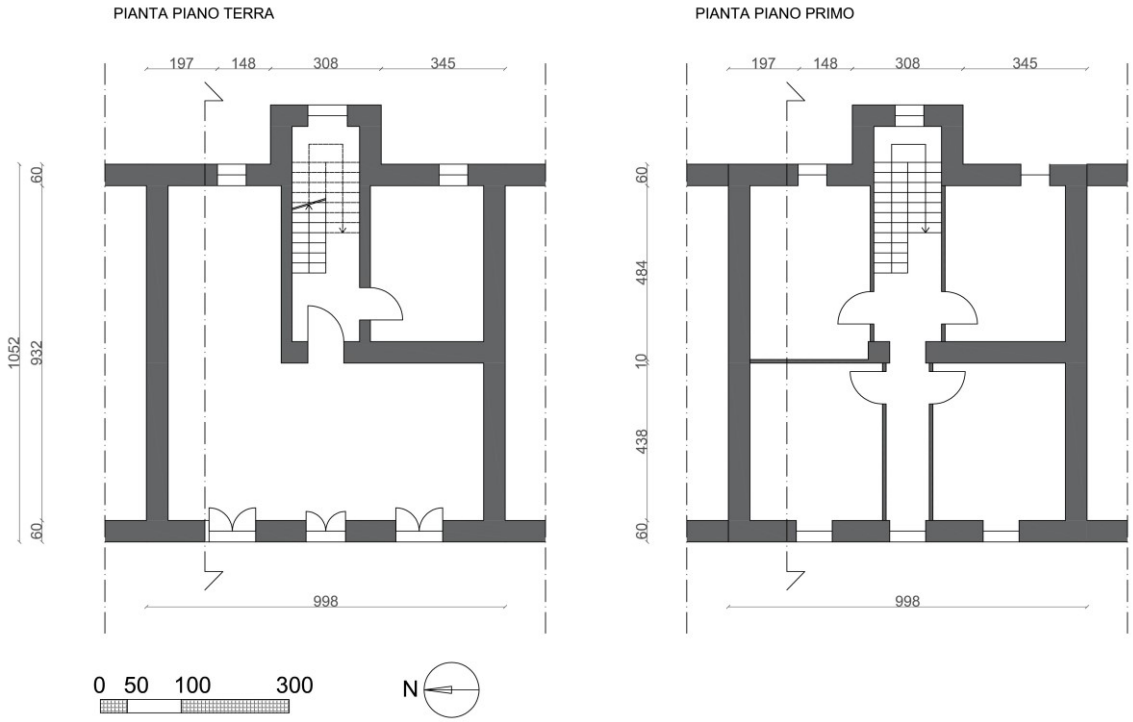


***Fig. 4.10**: Pianta del piano terra e del piano primo dell'edificio tipo (Bernardinello, 2021).*

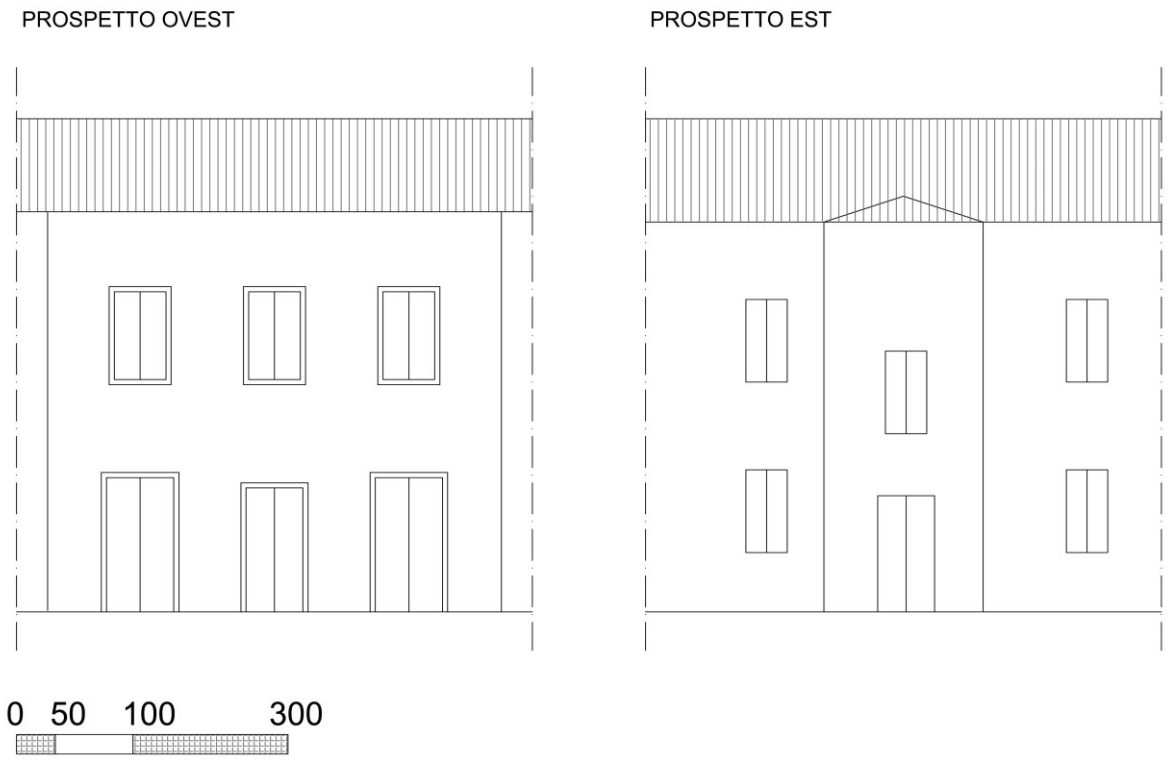


Fig. 4.11*: Prospetto ovest ed est dell'edificio tipo (Bernardinello, 2021).*

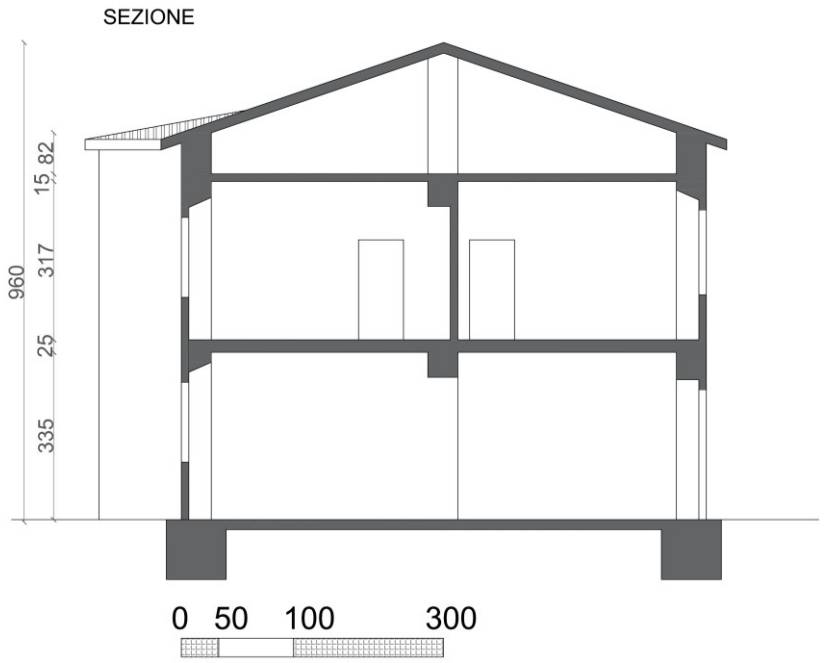


Fig. 4.12*: Sezione dell'edificio tipo (si veda la Fig. 4.8 per il riferimento alla linea di sezione), (Bernardinello. 2021).*

4.3.1.1 Strutture verticali

L'edificio tipo si presenta intonacato: non disponendo di un pannello murario analizzabile, si è utilizzata l'analisi della qualità muraria di Pievebovigliana svolta da Bernardinello (2021) attraverso il metodo IQM allineato a MIT (2018, 2019) (Borri & De Maria, 2019) su un campione di 9 pannelli rilevati nel centro storico. In particolare, sono stati considerati i soli pannelli del tipo murario ricorrente, riscontrabile anche nell'edificio tipo, caratterizzato dall'uso di conci di pietra arenaria semplicemente sbozzati di media dimensione legati con malta di calce. In Fig. 4.13 vengono riportati alcuni dei pannelli analizzati.

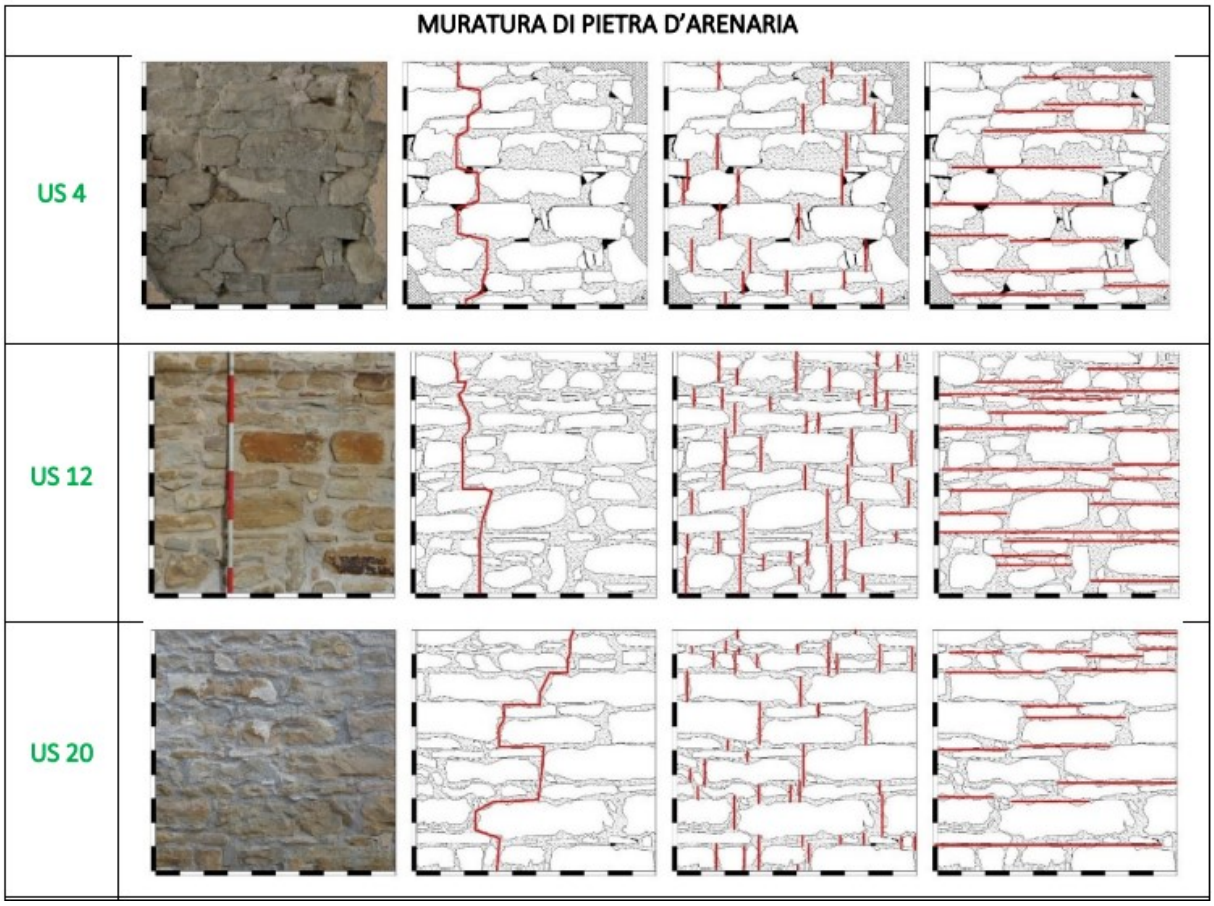


***Fig. 4.13**: Foto dei campioni di muratura e restituzione geometrica della tessitura muraria (1mx 1m) in pietra d'arenaria in prospetto con relativa linea di minimo tracciato LMT, sfasamento dei giunti e orizzontalità dei filari (Bernardinello, 2021).*

Dall'analisi risulta che, generalmente, la qualità muraria degli edifici presenti a Pievebovigliana è di qualità scarsa, sebbene non pessima. La valutazione ha consentito di stimare i parametri meccanici medi dei pannelli, riportati in Tab. 4.1.

***Tab. 4.1**: Parametri meccanici della muratura (Bernardinello, 2021).*

Tipo murario	f_m [N/ mm^2]	f_{v_0} [N/ mm^2]	G [N/ mm^2]	E [N/ mm^2]	τ_0 [N/ mm^2]	w [kN/m^3]
Muratura in pietra arenaria	2,05	0,11	377,04	1157,54	0,05	20

I valori secondo MIT (2019) si riferiscono a:

- *fm = resistenza media a compressione;*
- *fv0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali;*
- *E = valore medio del modulo di elasticità normale;*
- *G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale;*
- τ_0 *= resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali;*
- *w = peso specifico medio.*

Secondo la tabella C8.5.I di MIT (2019), il tipo murario che meglio rappresenta i parametri della tipologia di muratura di Pievebovigliana e dell'edificio tipo è "Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo" (Tab. 4.2).

***Tab. 4.2**: Caratteristiche meccaniche secondo MIT (2019) del tipo murario che meglio rappresenta le murature di Pievebovigliana e dell'edificio tipo.*

Tipo murario	f_m [N/ mm^2]	f_{v_0} [N/ mm^2]	G [N/ mm^2]	E [N/ mm^2]	τ_0 [N/ mm^2]	w [kN/m^3]
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	2	-	340-480	1020-1440	0,035-0,051	20

4.3.2 Strutture orizzontali

Le strutture orizzontali più diffuse in tale contesto architettonico sono solai in legno a doppia orditura (travi e travetti) con tavolato ligneo e mezzane in cotto, come mostra il particolare assonometrico in Fig. 4.14. Le coperture sono a due falde inclinate spingenti sulle pareti (Ciuffoni et al, 2021) e presentano sporti di gronda realizzati con mensole in legno.

Gli orizzontamenti sono orditi perpendicolarmente alla facciata.

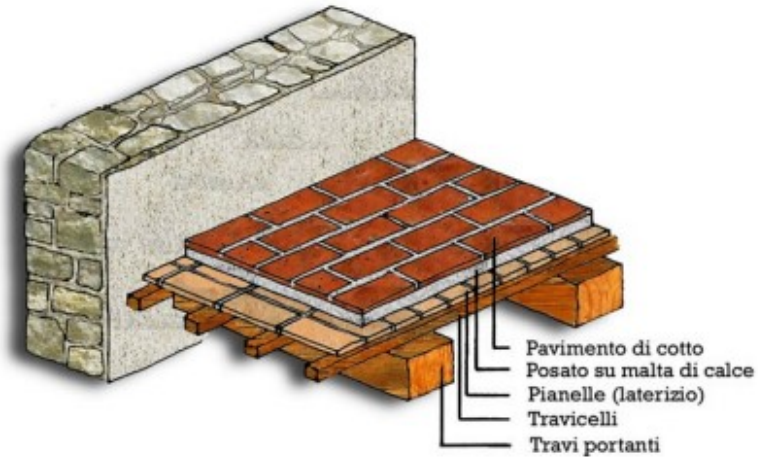


***Fig. 4.14**: Schema della tipologia di orizzontamento maggiormente diffuso a Pievebovigliana: solaio in legno con mezzane in cotto (Marucci & Orselli, 1999).*

In Tab. 4.3 sono riportate i parametri meccanici assegnati agli orizzontamenti (Bernardinello, 2021), e conformi con quanto espresso da MIT (2019).

***Tab. 4.3**: Parametri meccanici degli orizzontamenti (Bernardinello, 2021).*

Orizzontamento	Modulo Elastico E (dir. orditura) [N/mm^2]	Modulo Elastico E (dir. opposta) [N/ mm^2]	Coefficiente di Poisson v [kN/ m^3]	Modulo di Taglio G [N/ m^3]
1°	10080	100,8	0,2	410
2°	10080	100,8	0,2	410
3°	6588,8	65,88	0,2	410

In Fig. 4.15 viene riportato uno schema riepilogative delle componenti strutturali dell'edificio esaminato.

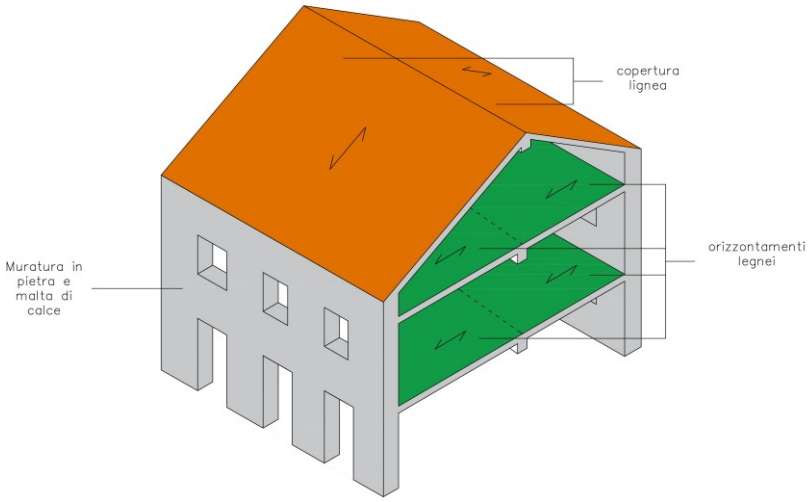


***Fig. 4.15**: Schema riepilogativo delle componenti strutturali dell'edificio tipo.*

4.3.3 Analisi dei carichi

Nelle Tab. (4.4, 4.5, 4.6, 4.7) vengono riassunti i pesi e le caratteristiche geometriche delle strutture verticali e degli elementi che compongono la stratigrafia degli orizzontamenti; gli spessori dei componenti sono ripresi da Fabris (2020).

***Tab. 4.4**: Caratteristiche geometriche e pesi delle murature.*

	spessore medio [m]	lunghezza [m]	altezza [m]	densità [kg/m^3]	massa [kg]
Pareti piano terra.	0,6	57,9	3,65	2000	253602
Pareti piano primo.	0,6	48	3,37	2000	194112
Pareti sottotetto	0,6	43,7	1,2	2000	62928

***Tab. 4.5**: Caratteristiche geometriche e pesi degli elementi che compongono il primo orizzontamento.*

	altezza [cm]	base [cm]	interasse [cm]	densità [kg/m^3]	carico superficiale [kg/m^2]
Travi in legno	16	20	40	600	38
Tavolato	4	-	-	450	18
Allettamento	4	-	-	1600	64
Parquet	2	-	-	450	9
Sovraccarico accidentale	-	-	-	-	200

***Tab. 4.6**: Caratteristiche geometriche e pesi degli elementi che compongono il secondo orizzontamento.*

	altezza [cm]	base [cm]	interasse [cm]	densità [kg/m^3]	carico superficiale [kg/m^2]
Travi in legno	14	14	50	600	24
Tavolato	3	-	-	450	14
Sovraccarico accidentale	-	-	-	-	50

***Tab. 4.7**: Caratteristiche geometriche e pesi degli elementi che compongono la copertura.*

	altezza [cm]	base [cm]	lunghezza [cm]	interasse [cm]	densità [kg/m^3]	carico superficiale [kg/m^2]
Catena	18	18	930	200	600	10,0
Puntoni	18	22	950	200	600	12
Monaco	18	20	160	200	600	2,2
Arcarecci	10	10		60	600	10
Tavolato	3	-	-	-	450	14
Allettamento	4	-	-	-	1600	64
Coppi in laterizio in doppia	-	-	-	-	-	60
Sovraccarico accidentale	-	-	-	-	-	50

La combinazione sismica E dei carichi viene condotta come da relazione [4.1], secondo quanto prescritto da MIT (2018), in cui G_1 rappresenta il peso proprio degli elementi strutturali, G_2 il peso proprio degli elementi non strutturali, Q_{kj} le azioni variabili (sovraccarichi, azioni del vento e della neve) e ψ_{2j} i relativi coefficienti di combinazione. I pesi propri possono essere calcolati in funzione delle caratteristiche geometriche degli elementi e della relativa densità di cui alle Tab. 4.3-4.6.

$$E=G_1 +G_2 +\sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \qquad [4.1]$$

Relativamente ai sovraccarichi accidentali, il primo orizzontamento si rifà alla Categoria A di cui in MIT (2018), "Ambienti ad uso residenziale", per i quali è previsto un sovraccarico Q_{k1} pari a 200 kg/m^2, mentre il secondo orizzontamento e la copertura alla categoria H, "Coperture accessibili per sola manutenzione", con Q_{k2} pari a 50 kg/m^2. A questi corrisponde un coefficiente di combinazione ψ_{2j} rispettivamente pari a 0,3 e 0,0. Anche per il carico della neve il coefficiente di combinazione risulta nullo (ψ_{2j}=0,0) poiché Pievebovigliana sorge ad un'altezza sul medio mare pari a 441 m, quindi con un'altitudine inferiore a 1000 m (MIT, 2018).

Inserendo i valori dei coefficienti nella relazione [4.1], si ottengono le formulazioni equazione [4.2] per il primo orizzontamento e [4.3] per il secondo orizzontamento e per la copertura.

$$E=G_1 +G_2 +0{,}3Q_{k1} \qquad [4.2]$$

$$E=G_1 +G_2 \qquad [4.3]$$

I risultati dell'analisi dei carichi sono quindi riportati in Tab. 4.8.

***Tab 4.8**: Pesi propri, carichi accidentali e combinazione sismica per i tre orizzontamenti dell'edificio tipo.*

Orizzontamento	G_1 [kg/m^2]	G_2 [kg/m^2]	Q_{k1} [kg/m^2]	Q_{k2} [kg/m^2]	E [kg/m^2]
1°	38	91	200	-	189
2°	24	14	-	50	53
3°	34	138	-	50	172

4.4 Variazione della configurazione geometrica

Il primo passo del lavoro qui presentato è stato sviluppare un modello (2.1, Fig. 4.16-a) simula l'edificio tipo scelto come configurazione base (Fig. 4.16-b): si sviluppa per 2 piani fuori terra e presenta delle aperture allineate e distribuite in facciata. I maschi murari in questo caso risultano essere efficaci in quanto hanno una larghezza minima di 1,40 m.

a) *b)*

***Fig. 4.16**: Edificio base: a) configurazione in facciata del modello 2.1; b) edificio reale.*

Al fine di ottenere le configurazioni di facciata dell'abaco presentato al §3.3, sono state effettuate alcune variazioni altimetriche dell'edificio tipo, modificando il numero di piani e le caratteristiche della forometria.

Alla configurazione base dell'edificio tipo viene aggiunto un livello, ottenendo così il modello 3.1 (Fig. 4.17).

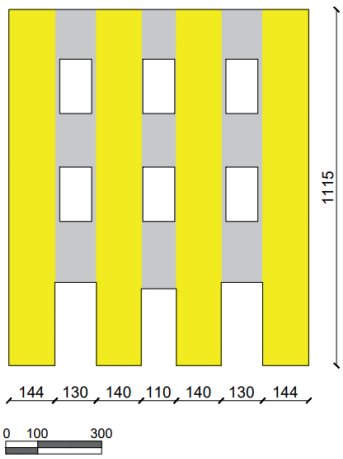
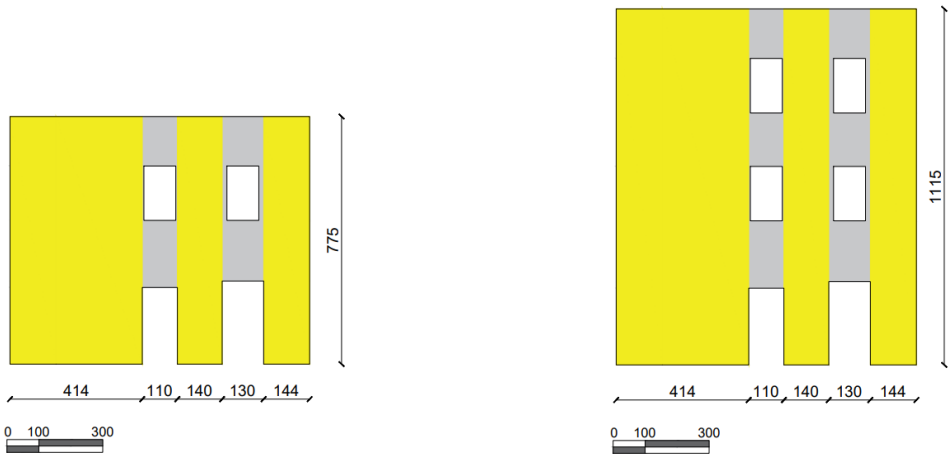


***Fig. 4.17**: Configurazione in facciata del modello 3.1.*

Il modello 2.2 (Fig. 4.18-a) deriva dall'eliminazione delle aperture a sinistra del modello base, mentre quelle di destra risultano allineate ma concentrate su una porzione della facciata,

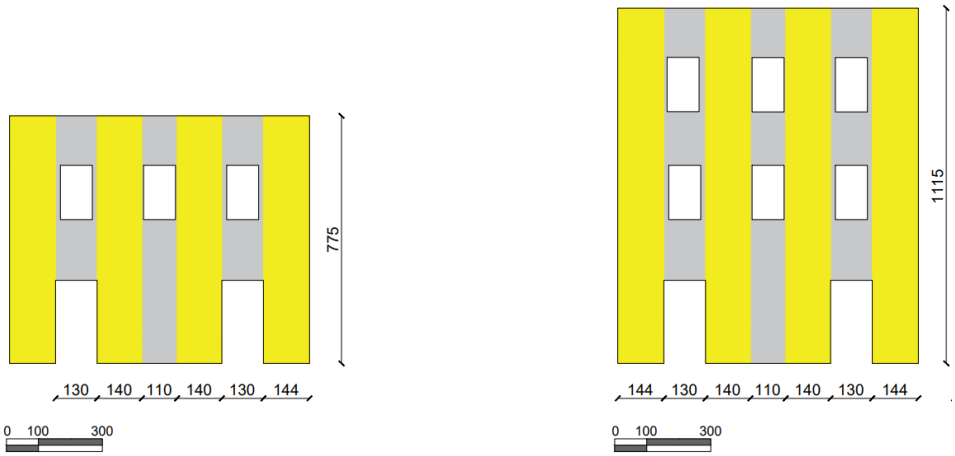
ottenendo così maschi murari efficaci, di cui uno più tozzo con larghezza pari a 4.14 m. Aggiungendo, invece, un piano in altezza a quest'ultima configurazione si ottiene il modello 3.2 (Fig. 4.18-b).



a) *b)*

***Fig. 4.18**: Configurazione facciata: a) modello 2.2, b) modello 3.2.*

Nella configurazione successiva, ovvero il modello 2.3, al modello base viene eliminata l'apertura centrale del piano terra: ne risulta una fascia di piano tozza al centro della facciata (Fig. 4.19-a). I maschi murari in questo caso risultano essere efficaci per entrambe le configurazioni, sia quella a due piani che quella a tre piani (modello 3.3, Fig. 4.19-b).

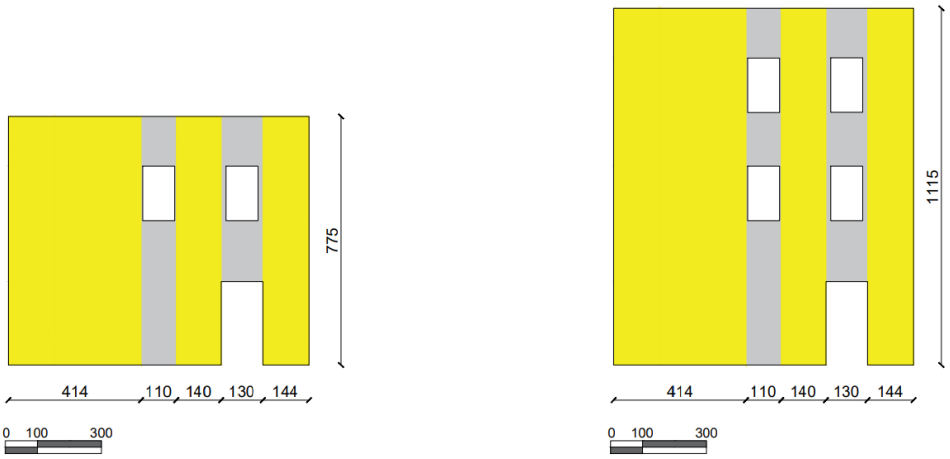


a) *b)*

***Fig. 4.19**: Configurazione facciata: a) modello 2.3, b) modello 3.3.*

La quarta configurazione (modello 2.4 e modello 3.4), rifacendosi al modello 2.2, prevede l'eliminazione dell'apertura a sinistra del piano terra, originando una fascia di piano tozza e

aumentando, quindi, l'area di muratura al piano terra, mentre ai piani successivi vengono mantenute le due aperture allineate nei diversi livelli come riportato in Fig. 4.20-a e b.

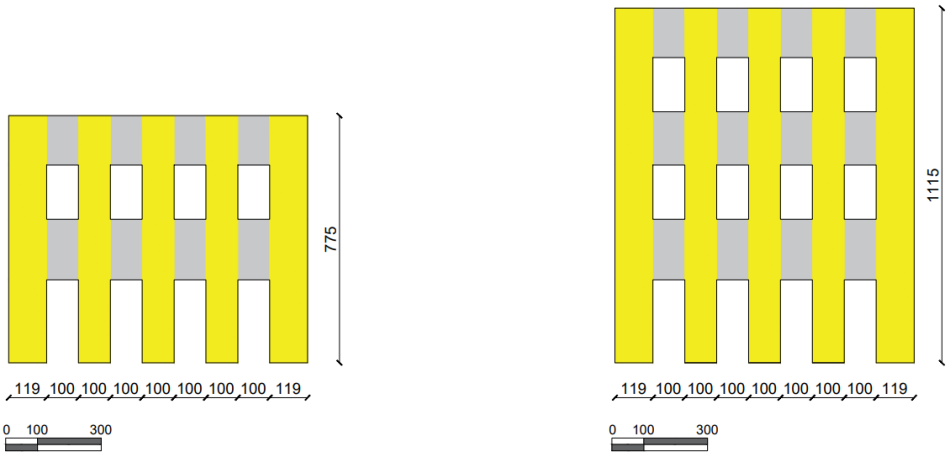


a) *b)*

***Fig. 4.20**: Configurazione facciata: a) modello 2.4, b) modello 3.4.*

Alla configurazione 2.5 viene aumentato il numero di aperture rispetto al modello base, che diventano 4 per ciascun piano e sono allineate tra loro e distribuite in facciata (Fig. 4.21-a). I maschi murari risultano snelli, con larghezza di 1 m.

Il modello 3.5 si ottiene aggiungendo un piano al precedente, mantenendo le stesse caratteristiche geometriche del piano primo (Fig. 4.21-b).

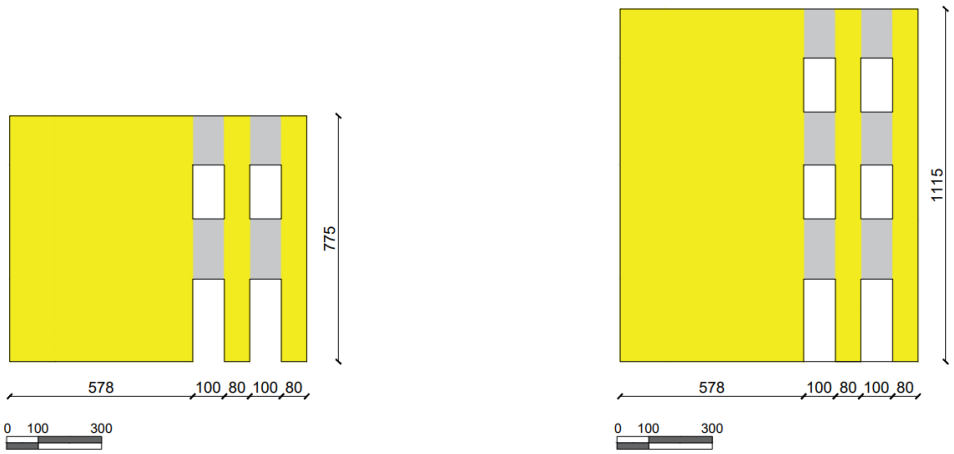


a) *b)*

***Fig. 4.21**: Configurazione facciata: a) modello 2.5, b) modello 3.5.*

La sesta configurazione (2.6) deriva del modello 2.2, al quale sono state spostate le aperture di 0,80 m a destra, in modo tale da avere aperture concentrate ma allineate su una parte della

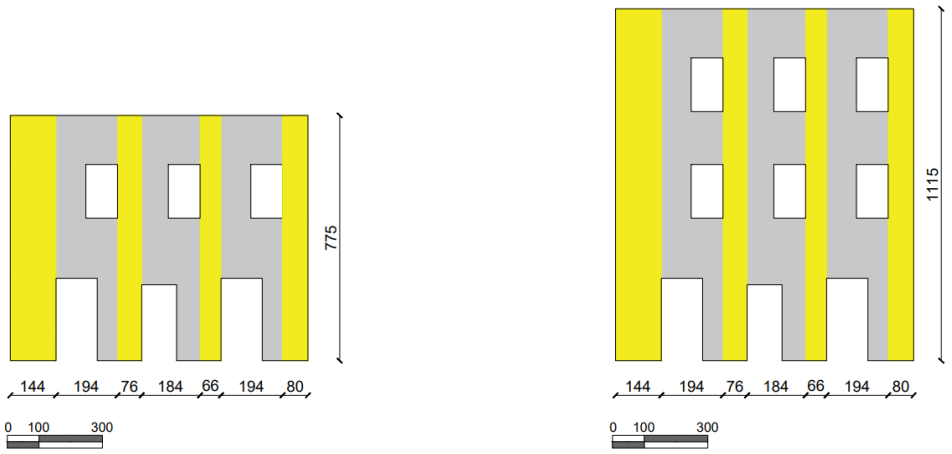
facciata ed ottenere tra queste dei maschi murari snelli (larghezza 0,80 m), mentre a sinistra si origina un maschio murario tozzo di 5,78 m come riportato in Fig. 4.22-a.
Il 3.6 si ottiene aggiungendo un piano sovrastante, variando così la caratteristica volumetrica dell'edificio (Fig. 4.22-b).



a) *b)*

***Fig. 4.22**: Configurazione facciata: a) modello 2.6, b) modello 3.6.*

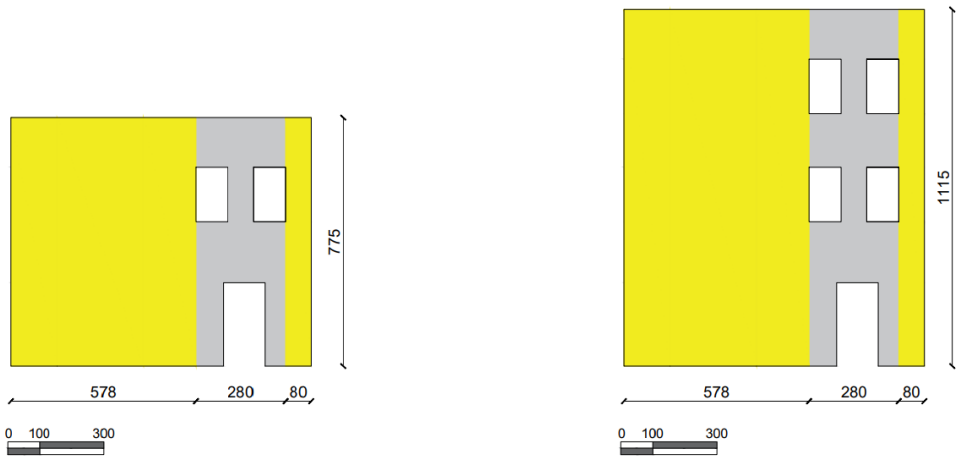
La configurazione 2.7 prevede che il numero di aperture in prospetto siano uguali a quelle dell'edificio base, pertanto distribuite, però quelle del primo piano sono sfalsate rispetto a quelle del piano terra di 0,80 m (Fig. 4.23-a). Si ottengono così dei maschi murari che risultano inefficaci nell'estremità destra della facciata (larghezza variabile tra 0,66 e 0,80 m) ed uno efficace all'estremità sinistra, di larghezza pari a 1,44 m.
Aumentando di un piano il 2.7 si ottiene la configurazione 3.7 (Fig. 4.23-b).



a) *b)*

***Fig. 4.23**: Configurazione facciata: a) modello 2.7, b) modello 3.7.*

L'ultima configurazione della facciata, la 2.8, riportata in Fig. 4.24-a, riprende dalla 2.4 e prevede che le aperture del piano primo vengano sfalsate rispetto all'apertura del piano terra. Si ottiene così un maschio murario tozzo di larghezza 5,78 m a sinistra, mentre a destra si ha un maschio snello di larghezza 0,80 m. Il maschio tra le due aperture risulta interrotto.
La Fig. 4.24-b riporta la configurazione della facciata dell'ultimo modello a 3 piani, il 3.8.



a) *b)*

***Fig. 4.24**: Configurazione facciata: a) modello 2.8, b) modello 3.8.*

Alla definizione della geometria delle 16 configurazioni di facciata, segue l'analisi numerica in ambiente Straus7 2.4.

5. MODELLAZIONE NUMERICA

La risposta fuori dal piano di elementi in muratura, come facciate, frontoni, parapetti, è spesso l'aspetto più critico in fase di analisi delle prestazioni sismiche degli edifici in muratura esistente (AlShawa et al., 2017).

Il metodo FEM (*Finite Element Method*) è una tecnica che discretizza il continuo, ossia un sistema ad infiniti gradi di libertà, con un insieme di elementi di dimensioni finite interconnessi tra loro in punti predefiniti, permettendo di risolvere equazioni differenziali alle derivate parziali (Galano & Vignoli, 2011). È importante precisare che si tratta di un metodo numerico e pertanto approssimato. La modellazione in ambiente Straus7 è possibile sulla base di un modello 3D della geometria dell'edificio realizzabile in ambiente CAD. Questo permette di definire le relative forometrie del corpo di fabbrica così da creare la *mesh*.

Il modello FEM dell'edificio tipo è costituito da *plate elements* di forma quadrangolare scelti a quattro nodi in modo da formare elementi i cui lati sono espressi come funzione lineare; gli elementi *plate* che costituiscono il modello FEM creato hanno dunque tutti confini individuabili come frazioni lineari di una retta (Straus7 2.4). La scelta di questi elementi è definita dal comportamento che permettono gli elementi *plate/shell*, essi infatti consentono spostamenti fuori piano e nel piano associati a comportamenti di flessione. Tali elementi vengono quindi considerati adatti sia alle pareti in muratura che agli orizzontamenti. Nel corso del presente capitolo viene eseguita un'analisi statica (§5.1) al fine di verificare la resistenza a compressione alla base del maschio murario della facciata. Nel §5.2, con lo scopo finale di scegliere il metodo di modellazione più opportuno da poter poi applicare all'abaco, viene modellato l'edificio base con differenti approcci.

5.1 Analisi statica

In prima istanza viene eseguita un'analisi statica, come prescritta da MIT (2019), al fine di verificarne la resistenza a compressione alla base del maschio murario.

Per l'analisi statica i carichi inseriti nel modello FEM sono:

- La densità della muratura definita come 2000 kg/mc.
- Per gli orizzontamenti non è stata definita alcuna densità. I carichi vengono assegnati come uniformi distribuiti differenti per ciascun livello, in accordo all'analisi dei carichi effettuata §4.3.3 riproposti in modo riassunto in Tab. 5.1.

***Tab. 5.1**: Pesi propri, carichi accidentali e combinazione sismica per i tre orizzontamenti dell'edificio tipo §4.3.3.*

Orizzontamento	G_1 [kg/m^2]	G_2 [kg/m^2]	Q_{k1} [kg/m^2]	Q_{k2} [kg/m^2]	E [kg/m^2]
1°	38	91	200	-	189
2°	24	14	-	50	53
3°	34	138	-	50	172

In Fig. 5.1 sono riportati i sopracitati carichi come definiti nel modello FEM. Si specifica che nelle diverse raffigurazioni i carichi non sono rappresentati in scala.

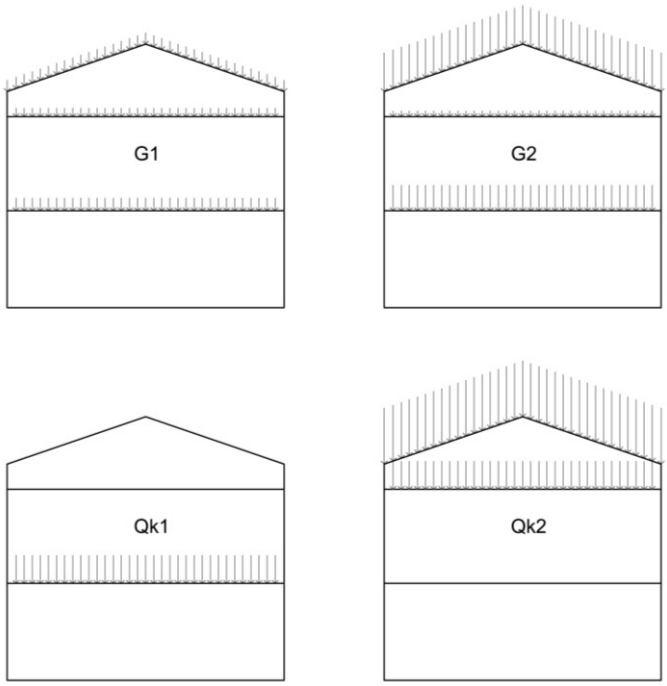


***Fig. 5.1**: Apllicazione delle pressioni, per G1, G2, Qk1 e Qk2 nei diversi orizzontamenti.*

Ai fini della verifica vi è la necessita di combinare i carichi secondo la combinazione fondamentale SLU condotta come da relazione [5.1], come prescritto da MIT (2018), in cui G_1 rappresenta il peso proprio degli elementi strutturali, G_2 il peso proprio degli elementi non strutturali, Q_{kj} le azioni variabili (sovraccarichi, azioni del vento e della neve), γ_{G_1} e γ_{Q_1} i coefficienti parziali di sicurezza e ψ_{Qj} i relativi coefficienti di combinazione. A tal proposito come previsto da MIT (2018), per quanto riguarda il carico della copertura, vengono analizzate due combinazioni di carico, nella prima (SLU1) secondo la relazione [5.2], l'azione principale è rappresentata dal sovraccarico accidentale legato alla destinazione d'uso della copertura stessa (Qcop), nella seconda (SLU2) secondo la relazione [5.3] l'azione principale è costituita dal carico neve (Qs).

$$SLU = \gamma_{G_1} G_1 + \gamma_{G_2} G_2 + \gamma_{Q_1} Q_{k_1} + \gamma_{Q_2} \psi_{Q2} Q_{k_2} \qquad [5.1]$$

$$SLU1 = 1{,}3G_1 + 1{,}5G_2 + 1{,}5Q_{\mathrm{res}} + 1{,}5Q_{\mathrm{cop}} + 0{,}75Q_s \qquad [5.2]$$

$$SLU2 = 1{,}3G_1 + 1{,}5G_2 + 1{,}5Q_{\mathrm{s}} + 1{,}5Q_{\mathrm{res}} \qquad [5.3]$$

Per entrambe le combinazioni, essendo il peso proprio della muratura parte di G1, lo stesso viene moltiplicato per un coefficiente parziale pari a 1,3. Viene dunque riportato, per la combinazione di carico più gravosa, lo SLU1, ossia il relativo stato di compressione della muratura come riportato in Fig. 5.2.

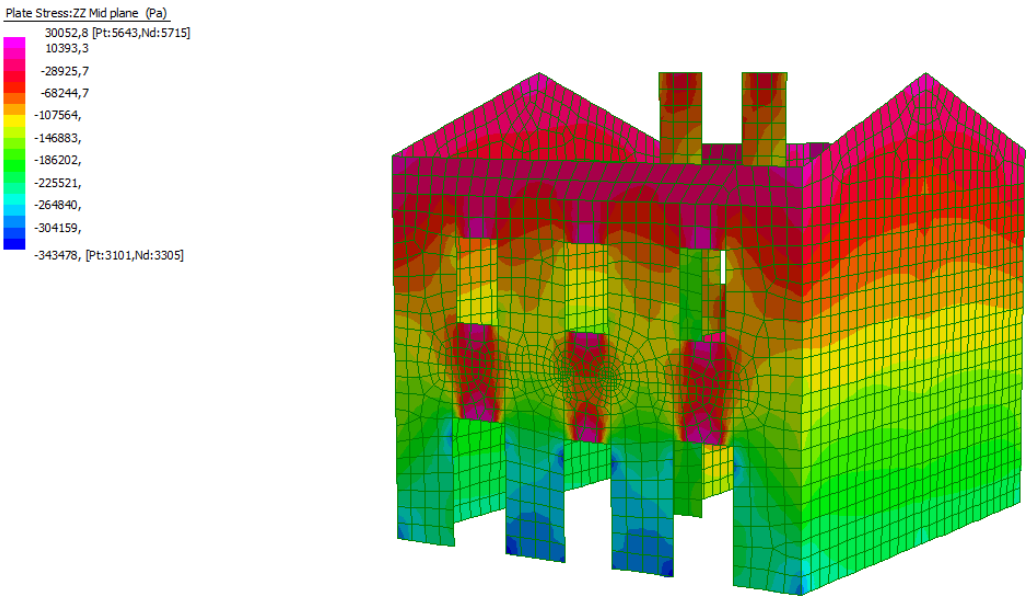


***Fig. 5.2**: Stato di compressione della muratura per lo SLU1.*

Per tale combinazione la muratura presenta uno stato di compressione alla base pari a circa 0,32 MPa. Sono presenti anche stati di compressione di maggior entità che si trovano in situazioni

localizzate, ossia alla base dei maschi murari più snelli. La sollecitazione di compressione alla base viene in prima analisi confrontato con la resistenza di progetto della muratura f_d determinata mediante l'espressione [5.4] prevista da MIT (2018):

$$f_d = \frac{fm}{FC * \gamma_m} = \frac{1{,}91}{1{,}35 * 3} = 0.47 \text{ Mpa} \qquad [5.4]$$

Dove f_m è la resistenza media a compressione della muratura §4.3.1, FC è il fattore di confidenza definito in base al livello di conoscenza LC secondo la tabella C8.5.IV (MIT, 2019) dove per l'analisi statica è pari a 1,35, mentre γ_m viene definito come coefficiente parziale di sicurezza.

Lo stato di compressione viene inoltre calcolato mediante un calcolo analitico in modo da poter comparare i due risultati.
Un'eventuale eccessiva differenza tra i due valori così determinati significherebbe che il modello numerico non è appropriato. Per fare ciò viene scelto uno dei due maschi murari centrali della facciata principale, ovvero quello a sinistra in quanto rappresenta uno dei maschi murari meglio definiti dal punto di vista geometrico e tra i più sollecitati dell'intero fabbricato, così come dimostrato dalla Fig. 5.3.

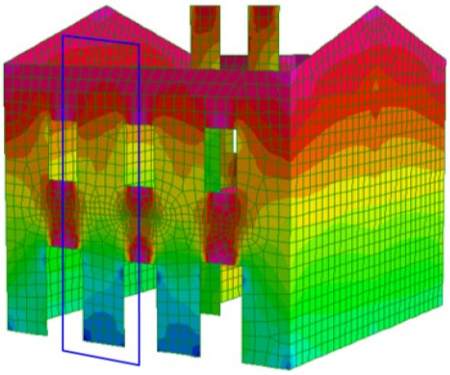


Fig. 5.3*: Individuazione del maschio murario scelto per la verifica.*

Viene di seguito riportata la procedura attuata per ricavare analiticamente la reazione vincolare alla base del maschio murario. Si ipotizza che i carichi gravanti sul maschio siano il peso della muratura del maschio murario, il peso corrispondente a metà delle fasce di piano adiacenti al maschio stesso ed i carichi relativi agli orizzontamenti gravanti su tali porzioni di muratura. I carichi definiti vengono quantificati sulla base delle rispettive aree d'influenza ricavate dall'apposito modello CAD realizzato per determinarle come riportato in Fig. 5.4 e Tab. 5.2.

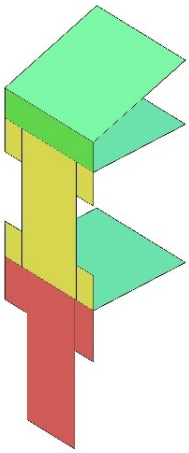


***Fig. 5.4**: Schema semplificativo generato in ambiente CAD che riporta le aree di influenza che scaricano nel maschio murario preso in esame.*

***Tab. 5.2**: Definizione dei carichi delle differenti aree di influenza.*

Orizz.	G1	G2	Qk1	Qk2	Area d'influenza	Massa	Massa allo SLU1	Massa allo SLU2
	[kg/m^2]	[kg/m^2]	[kg/m^2]	[kg/m^2]	[m^2]	[kg]	[kg]	[kg]
1°	38	91	200	-	2,8	921	1361	1361
2°	24	14	-	-	2,8	105	150	150
3°	34	138	-	50	3,2	711	952	1035
						Tot.	2462,94	2546

Muratura	Area d'influenza	Spessore	Volume	Peso Specifico	Massa	Massa allo SLU
	[m^2]	[m]	[m^3]	[kg/m^3]	[kg]	[kg]
	15,8	0,6	9,48	2000	18960	24648

Da ciò si determina il carico totale alla base del maschio, da cui, considerandone le dimensioni (1,4 x 0,60 m), viene calcolato il valore di compressione alla base del maschio, pari 0.29 MPa come da Tab. 5.3.

***Tab. 5.3**: Calcolo del valore di compressione alla base del maschio murario.*

Massa allo SLU	Area di base del maschio murario	Compressione assiale del maschio
[kg]	[m^2]	[MPa]
244342	0,84	0,29

Di conseguenza possiamo dire che lo stato di compressione risulta verificato.

Tale valore risulta in linea con lo stato di compressione massimo dell'edificio determinato graficamente tramite la tecnica FEM e rispetta il valore di progetto di resistenza a compressione della muratura. Dalla massa determinata alla base del maschio tramite il calcolo analitico, viene calcolata, per equilibrio, la reazione vincolare dello stesso, ottenuta semplicemente

moltiplicando la massa per l'accelerazione di gravità (g=9,81 m/s^2), pari a 244342 N. Il valore così trovato viene quindi confrontato con le reazioni vincolari fornite dal modello FEM, i cui risultati vengono raffigurati nel diagramma in Fig. 5.5. Successivamente, tramite la media aritmetica delle reazioni vincolari ai singoli nodi, si ottiene la reazione vincolare del maschio alla base, come riportato in Tab. 5.4.

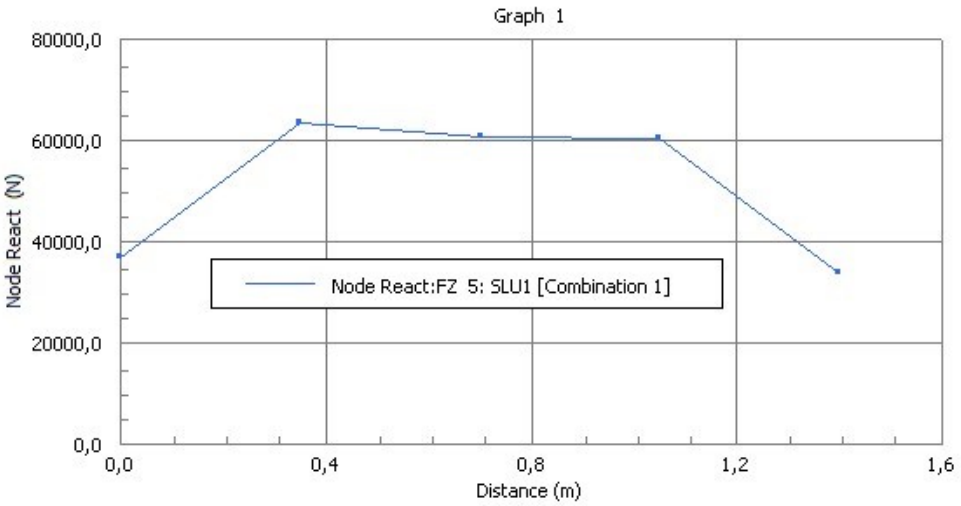


***Fig. 5.5**: Diagramma che mostra lo stato di compressione lungo la lunghezza del maschio murario, nei due differenti stati limiti.*

***Tab. 5.4**: Stato di compressione alla base del maschio murario ottenuto il primo attraverso l'approccio analitico, mentre l'altro attraverso la modellazione in ambiente Straus7.*

Calcolo analitico [kg]	FEM - SLU1 [kg]
244342	256635

La differenza, in percentuale, tra la reazione vincolare del maschio ottenuta dal modello analitico e quella ricavata dal modello FEM risulta inferiore al 5%, si desume di conseguenza che il modello FEM possa essere ritenuto validato e dunque utilizzabile per altre analisi quali quelle modali.

5.2 Analisi modale

Effettuata e validata l'analisi statica, si può procedere a compiere un'analisi modale come prescritto da MIT (2018 - 2019) sul modello FEM eseguito, ossia ad analizzarne la risposta dinamica dell'edificio. Al fine di compiere tale studio, è necessario trasformare i carichi agenti sugli orizzontamenti in masse: ciò può essere fatto mediante due diverse strategie descritte nell'approccio 1 e 2.

In prima fase l'edifico tipo viene modellato secondo tre approcci differenti, quali:

- Approccio 1: agli orizzontamenti viene assegnata la rispettiva massa sismica.
- Approccio 2: ai nodi di testa delle pareti vengono applicate delle masse concentrate equivalenti alle sollecitazioni dovute agli orizzontamenti dei quali viene considerata la relativa influenza.
- Approccio 3: viene modellata una parte dell'edificio, dove ai nodi di testa vengono applicate delle masse concentrate e vengono poi inserite lungo i muri laterali delle molle che simulano i vincoli dovute dalle pareti adiacenti.

In questa fase del lavoro si ha come scopo la scelta dell'approccio di modellazione più appropriata tale da poter poi applicare l'abaco delle facciate.
Si prosegue di conseguenza con la trattazione dell'analisi modale secondo le tre procedure sovra citate.

5.2.1 Approccio 1

Al fine di assegnare la rispettiva massa sismica ai diversi solai, è necessario determinarne una densità equivalente. Ricordando che tutti gli orizzontamenti sono stati modellati come elementi *plate* di spessore 0,04 m, ne consegue che le densità equivalenti e le proprietà meccaniche degli elementi orizzontamenti siano quelle riportate in Tab. 5.5.

***Tab 5.5**: Densità equivalente e proprietà meccaniche degli orizzontamenti.*

	Comb. Sismica E [kg/m^2]	Spessore *shell* solai [m]	densità [kg/m^3]	Modulo Elastico E MPa
1° orizz.	189	0,04	4725	10080
2° orizz.	53	0,04	1313	10080
Cop.	172	0,04	4305	10080

La Tab. 5.6 riporta le proprietà assegnate agli elementi *plate* raffiguranti la muratura.

***Tab 5.6**: Densità equivalente e proprietà meccaniche della muratura.*

	spessore medio [m]	densità [kg/m^3]	Modulo Elastico E MPa	Modulo di Poisson v
Muratura	0,6	2000	1230	0,2

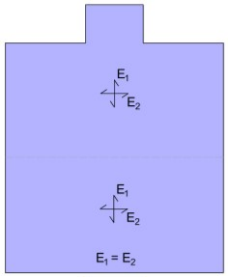
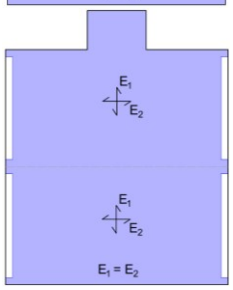
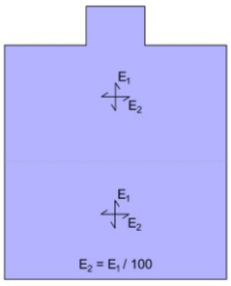
Con tale procedura l'analisi modale viene eseguita su tre modelli differenti le cui caratteristiche di seguito descritte vengono riportate a titolo esemplificativo in Tab 5.7.

- L'1_1 prevede la modellazione totale dell'edificio dando agli orizzontamenti proprietà isotropiche.

- L'1_2 prevede modellazione totale dell'edificio dove vengono svincolati i collegamenti tra le pareti e gli orizzontamenti che non hanno influenza sugli stessi eliminando le fasce esterne di *plate* degli orizzontamenti stessi. Ciò viene eseguito nei riguardi delle pareti parallele all'orditura degli orizzontamenti lignei (Fig. 5.6, pareti 5 – 6 – 7 – 8).

- L'1_3 prevede la modellazione totale con i *plate* degli orizzontamenti collegate alle pareti, ma a questi vengono date proprietà ortotropiche ossia rigidezza differente nelle due direzioni.

***Tab 5.7**: Modelli realizzati con l'approccio 1.*

Nome Modello	Tipo di Aproccio	Caratteristiche Modello	
1_1	1	*Plate* isotrope collegate	
1_2	1	*Plate* isotrope scollegate	
1_3	1	*Plate* ortotrope collegate	

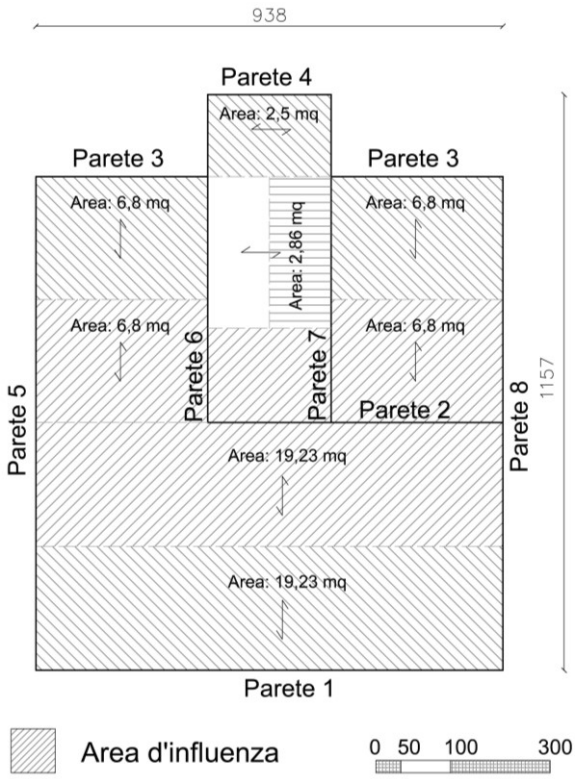
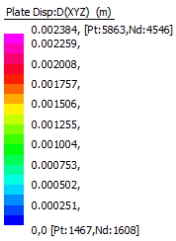
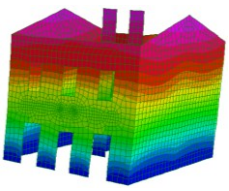
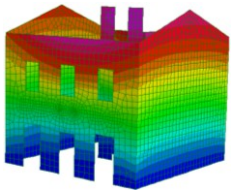
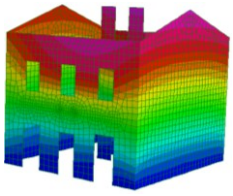


***Fig. 5.6**: Aree d'influenza gravanti nelle varie pareti.*

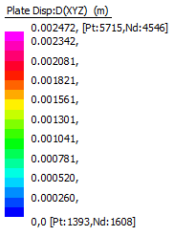
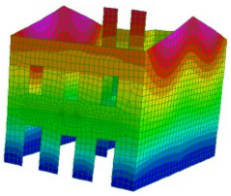
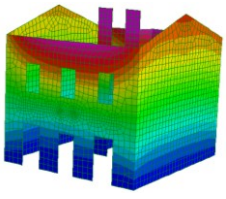
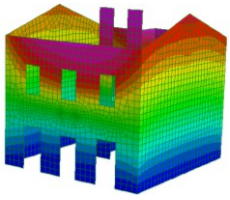
Per individuare modi di vibrare rilevanti della struttura, cioè modi con masse partecipanti considerevoli (maggiori del 5%) (MIT, 2018), risulta necessario determinare un numero piuttosto alto di modi, che nell'analisi effettuata è stato posto pari a 50.

Di seguito in Tab. (5.8, 5.9, 5.10) vengono riportati i modi di vibrare rilevanti dei modelli 1_1, 1_2 e 1_3.

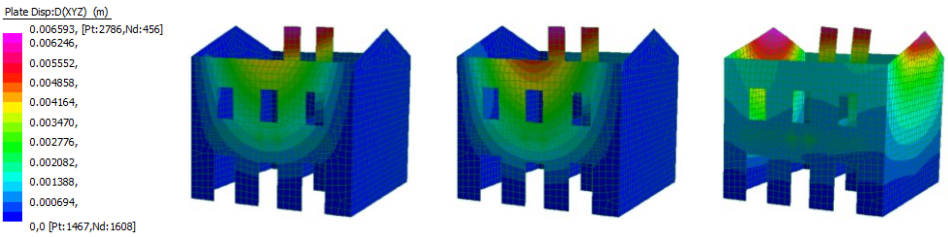
***Tab 5.8**: Modi di vibrare significativi del modello 1_1.*

MODO		20 - X	35 - Y	37 - Y
MASSA		74,23%	49,74%	13,19%
PERIODO		0,15 s	0,11 s	0,11 s
MECCANISMO SVILUPPATO		Ribaltamento del timpano	Ribaltamento fascia sottotetto	Flessione orizzontale ultimo livello
DEFORMATA				

***Tab 5.9**: Modi di vibrare significativi del modello 1_2.*

MODO		28 - X	44 - Y	47 - Y
MASSA		72,70%	43,96%	16,54%
PERIODO		0,16 s	0,12 s	0,11 s
MECCANISMO SVILUPPATO		Ribaltamento del timpano	Ribaltamento fascia sottotetto	Flessione orizzontale ultimo livello
DEFORMATA				

***Tab 5.10**: Modi di vibrare significativi del modello 1_3.*

MODO	65 - Y	71 - Y	85 - X
MASSA	3,69%	14,48%	48,03%
PERIODO	0,24 s	0,22 s	0,19 s
MECCANISMO SVILUPPATO	Ribaltamento fascia sottotetto	Ribaltamento fascia sottotetto	Ribaltamento del timpano
DEFORMATA			

Gli altri modi di vibrare determinati tramite la procedura FEM riguardano gli elementi plate degli orizzontamenti (ciò è dovuto per lo più allo spessore di tali elementi, pari a 0,04 m, i cui modi di vibrare non sono dunque da prendere in considerazione) oppure hanno incidenza sulla muratura molto localizzata.

Dai risultati ottenuti possiamo notare come il modo 20 del primo modello ed il modo 38 del secondo modello non ripecchino la realtà, questo perché essendo l'edificio inserito all'interno di una schiera la partecipazione delle masse in direzione X viene ostacolata in base al comportamento delle schiere adiacenti.

Per quanto riguarda invece il modo 35 del primo modello ed il modo 44 del secondo modello possiamo notare come questi descrivano una possibile attivazione di un meccanismo fuori piano della facciata principale in quanto essa riceve una spinta fuori dal piano dovuta alla copertura.

5.2.2 Approccio 2

La seconda procedura, utile ai fini dell'analisi modale nel modello FEM, richiede di assegnare delle masse puntuali ai nodi di testa delle pareti. Per determinare tali masse vengono calcolati i carichi dei solai agenti sulle diverse pareti tenendo conto dell'area d'influenza degli stessi (Fig. 5.7) divisi per il numero di nodi di testa delle pareti del modello FEM. In Tab. 5.11 vengono riportati i calcoli analitici necessari alla suddivisione delle masse in ciascun nodo.

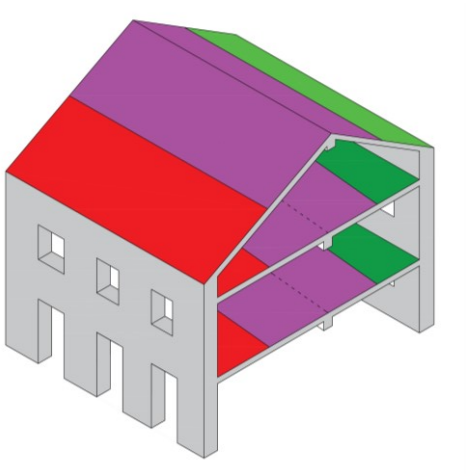


***Fig. 5.7**: Schema che evidenzia le aree di influenza degli orizzontamenti sulle diverse pareti (Per la visualizzazione in pianta, si rimanda alla Fig. 5.6).*

***Tab 5.11**: Calcolo delle masse puntuali da assegnare ai nodi di testa delle pareti (§Fig. 5.6).*

Orizz.		Area influenza [m^2]	(G1+G2) [kg/m^2]	0.3*Qk1 [kg/m^2]	Carico Tot. [kg/m^2]	n° nodi	Massa tot. [kg]
1°	Parete 1	19,23	2480,67	1153,80	3634,47	63,00	57,69
	Parete 2	32,83	1338,54	1969,80	3308,34	28,00	118,16
	Parete 3	13,60	1754,40	816,00	2570,40	20,00	128,52
	Parete 4	0,83	107,50	50,00	157,50	18,00	8,75
	Parete 5	-	-	-	-	-	-
	Parete 6	5,36	691,44	321,60	1013,04	20,00	50,65
	Parete 7	5,36	691,44	321,60	1013,04	20,00	50,65
	Parete 8	-	-	-	-	-	-
2°	Parete 1	19,23	721,13	0,00	721,13	28,00	25,75
	Parete 2	37,83	1418,63	0,00	1418,63	20,00	70,93
	Parete 3	18,60	697,50	0,00	697,50	28,00	24,91
	Parete 4	1,03	38,75	0,00	38,75	5,00	7,75
	Parete 5	-	-	-	-	-	-
	Parete 6	-	-	-	-	-	-
3°	Gronda	38,60	6646,92	0,00	6646,92	28,00	237,39
	Colmo	38,60	6646,92	0,00	6646,92	28,00	237,39

Vengono dunque applicate nel modello FEM delle masse non strutturali attraverso il comando *Translational Mass*. Svolta tale procedura, si ottiene un modello FEM come da Fig. 5.8.

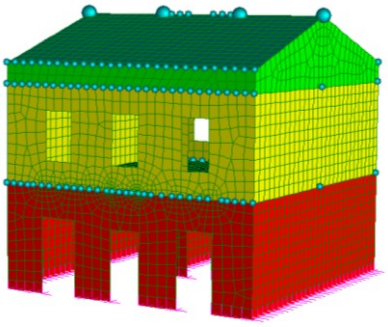


***Fig. 5.8**: Modello FEM con masse applicate.*

Con tale procedura vengono svolti due differenti modelli con diverse ipotesi, al fine di cercare il comportamento che rispecchia il più possibile la realtà:

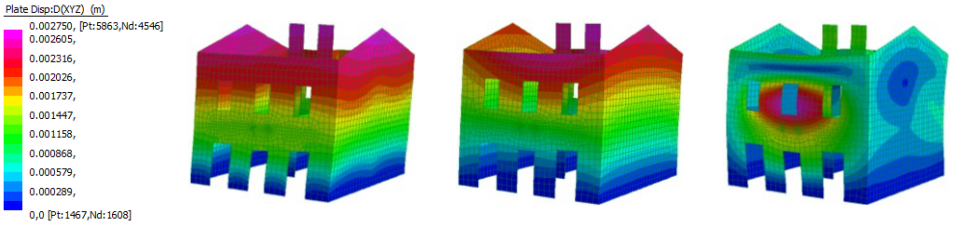
- Al primo modello, denominato 2_1, vengono assegnate le masse ai nodi, però vengono mantenuti anche gli orizzontamenti con le loro caratteristiche meccaniche e densità nulla, in quanto questa non deve influire nei carichi come riporta la Tab. 5.12;
- Il secondo modello, denominato 2_2, mantiene le stesse caratteristiche del precedente però vengono svincolati, in modo parziale, i collegamenti tra le pareti e gli orizzontamenti che non hanno influenza sugli stessi. Si eliminano le fasce esterne di *plate/shell* degli orizzontamenti, ma vengono mantenuti quelli in posizione delle travi in modo da considerare l'appoggio delle travi nella muratura. Ciò viene eseguito nei riguardi delle pareti parallele all'orditura degli orizzontamenti lignei (si rimanda alla Fig. 5.6 per l'individuazione delle pareti, mentre alla Tab. 5.7 modello 1_2 per la rappresentazione grafica).

***Tab 5.12**: Caratteristiche meccaniche assegnate ai vari orizzontamenti.*

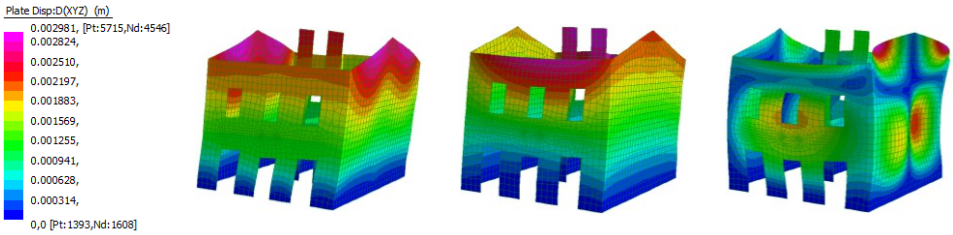
Orizzontamento	Sp. Shell solai [m]	densità [kg/m^3]	Modulo Elastico E MPa
1°	0,04	0	10080
2°	0,04	0	10080
3°	0,04	0	10080

Di seguito in Tab. (5.13, 5.14) vengono riportati i modi di vibrare rilevanti dei modelli 2_1 e 2_2.

***Tab 5.13**: Modi di vibrare significativi del modello 2_1.*

MODO	1 - X	2 - Y	5 - Y
MASSA	74,63%	65,95%	10,22%
PERIODO	0,15 s	0,06 s	0,05 s
MECCANISMO SVILUPPATO	Ribaltamento del timpano	Flessione orizzontale ultimo livello	Ribaltamento per instabilità verticale
DEFORMATA			

***Tab 5.14**: Modi di vibrare significativi del modello 2_1.*

MODO	1 - X	2 - Y	10 - Y
MASSA	72,87%	65,52%	6,49%
PERIODO	0,16 s	0,12 s	0,04 s
MECCANISMO SVILUPPATO	Ribaltamento del timpano	Ribaltamento fascia sottotetto	Ribaltamento per instabilità verticale
DEFORMATA			

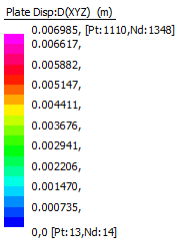
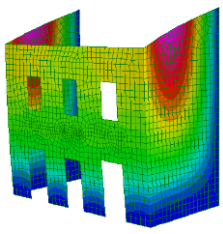
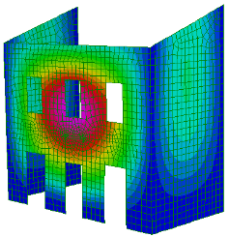
Possiamo notare come in entrambi i modelli abbiamo la maggior massa partecipante nei primi due modi di vibrare, contrario a quanto visto nei modelli eseguiti secondo l'approccio 1. Questo ci fa capire come la rigidezza degli orizzontamenti influisca sul comportamento d'insieme.
È importante notare che il primo modello non può essere ritenuto descrittivo della realtà, in quanto la rigidezza degli orizzontamenti non rispecchia le proprietà meccaniche di un solaio ligneo che caratterizza l'edificio tipo (§4.3.2). Il secondo modello invece, offre maggiore riscontro con la realtà e si presta ad una facile lettura dei risultati.

5.2.3 Approccio 3

In questa parte dello studio viene proposto un modello incompleto, eseguito secondo l'approccio 2, in particolare mantiene le caratteristiche del modello 2_1.

Essendo l'edificio tipo intercluso in una schiera di Piazza Vittorio di Pievebovigliana, risulta necessario considerare l'influenza che hanno le unità laterali sul comportamento dell'edificio preso in esame. Visto lo scopo del lavoro, il quale ha come obiettivo lo studio del comportamento delle facciate, si sviluppa un modello che propone solo la parte avanti dell'edificio, escludendo quindi quel comportamento d'insieme che ha l'edificio e andando quindi a studiare la fabbrica per parti. Di seguito in Tab. 5.15 vengono riportati i modi di vibrare rilevanti del modello eseguito secondo l'approccio 3.

***Tab 5.15**: Modi di vibrare significativi del modello 3_1.*

MODO	3 - X	4 - Y
MASSA	76,65%	27,53%
PERIODO	0,12 s	0,12 s
MECCANISMO SVILUPPATO	Flessione orizzontale parete laterale	Ribaltamento per instabilità verticale
DEFORMATA		 

Possiamo notare come per il primo modo significativo in direzione Y si sviluppi una flessione verticale, meccanismo che per l'approccio 2_1 si sviluppa con il secondo modo significativo.

Dai risultati emersi possiamo affermare che il modello 2_1 risulta quello che maggiormente riesce a descrivere il comportamento reale dell'edificio poichè tiene conto di tutti quei fattori che caratterizzano gli orizzontamenti lignei e si appresta ad un maggiore controllo in fase di modellazione dal momento che i carichi vengono distribuiti secondo una scomposizione analitica segue correttamente le regole di scienza delle costruzioni. Inoltre, i risultati ottenuti sono di facile lettura in quanto i modi significativi si ritrovano tra i primi modi di vibrare.

Il periodo di vibrazione (T_1) della struttura risulta coerente a quello calcolato con un approccio semplificato, come definito da MIT (2019), utilizzando l'eq. [5.5], in cui *Cc*, coefficiente funzione della categoria di sottosuolo, è pari a 0,05 per edifici in muratura ed *H* è pari all'altezza definita dal piano di fondazione alla quota del sotto gronda dell'edificio e risulta pari a 7,75 m.

$$T_1 = C_C \cdot H^{\frac{3}{4}} \qquad [5.5]$$

T_1 risulta quindi pari a 0.224 s.

Il confronto tra i vari T_1 dei differenti modelli viene riportato nell'istogramma in Fig.5.9, mentre il confronto delle masse partecipanti viene riportato nell'istogramma in Fig. 5.10.

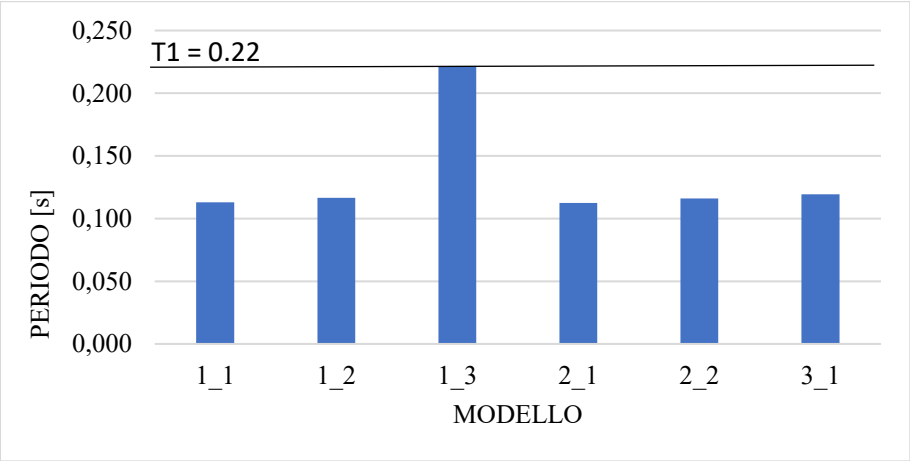


***Fig. 5.9**: Istogramma in cui vengono riportati i differenti periodi dei modelli.*

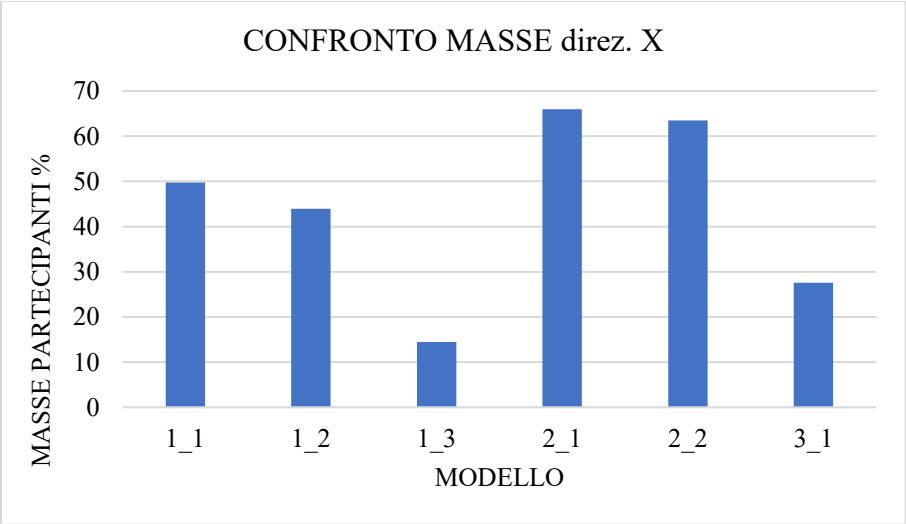


***Fig. 5.10**: Istogramma in cui vengono riportate le differenti masse partecipanti per il primo modo di vibrare significativo in direzione Y.*

6. ANALISI NUMERICA DELLE CONFIGURAZIONI DI FACCIATA

Il capitolo presenta i risultati dell'analisi numerica condotta sulle 16 configurazioni geometriche di facciata, applicando cioè l'abaco delle soluzioni altimetriche presentate al capitolo 4 (cfr. §4.4). I materiali sono rimasti inalterati rispetto alla configurazione base dell'edificio tipo, esplorata e descritta al §4.3, ciò che cambia è esclusivamente l'organizzazione di facciata: sono state così definite 16 configurazioni geometriche per lo stesso edificio, implementate in Straus7 2.4. Il comportamento sismico è stato valutato mediante l'approccio che prevede di assegnare delle masse puntuali ai nodi di testa delle pareti, definito al §5.2, il quale consente maggiore controllo del modello rispetto agli altri approcci valutati.

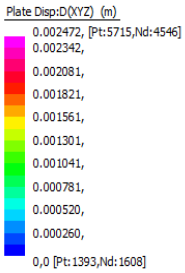
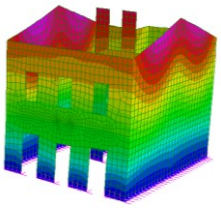
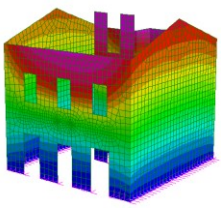
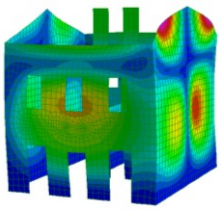
Con il presente capitolo si propongono le analisi numeriche delle differenti configurazioni di facciata al §6.1, mentre al §6.2 viene eseguito un confronto dei parametri dinamici, geometrici e di danneggiamento dei differenti modelli. Successivamente al §6.3 viene proposta un'analisi sulla concezione degli elementi strutturali modificando il grado di vincolo della facciata secondo differenti casistiche. Infine il §6.4, propone un confronto tra l'analisi analitica, eseguita nel presente lavoro di ricerca, ed il comportamento reale degli edifici.

6.1 Analisi numerica di 16 configurazioni geometriche

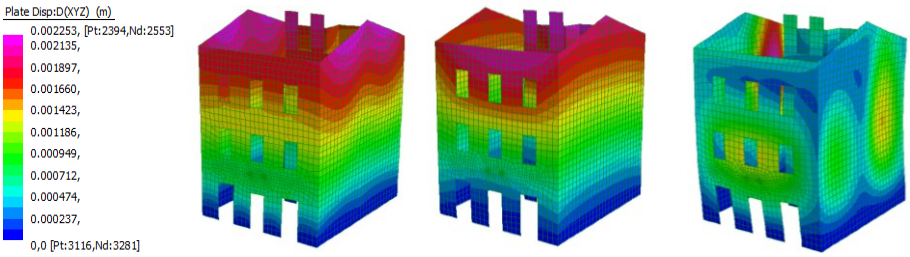
Sono di seguito descritti i risultati dell'analisi numerica delle 16 combinazioni. Per ciascun modello ed in funzione dei tre modi di vibrare significativi (uno in direzione X, ossia parallelamente alla facciata, e due nella direzione ortogonale), sono riportati la massa partecipante, il periodo, il principale meccanismo fuori piano sviluppatosi e l'immagine della deformata.

Considerando la deformazione lungo Y, ossia ortogonalmente alla facciata principale, nel caso della prima configurazione (modello 2.1, Tab. 6.1) si ha che per l'edificio a 2 piani il meccanismo coinvolge una porzione limitata dell'ultimo livello e si sviluppa fino a metà delle finestre, mentre nella configurazione a 3 piani (modello 3.1), le cui deformate ed i relativi modi di vibrare significativi in Tab. 6.2, il cinematismo per il modo 2 in Y interessa l'intera porzione di parete dell'ultimo piano coinvolgendo anche parte della fascia di piano.

***Tab. 6.1**: Modi di vibrare significativi nel modello 2.1.*

MODO	1 - X	2 - Y	10 - Y
MASSA	72,87%	63,52%	6,51%
PERIODO	0,16 s	0,12 s	0,06 s
MECCANISMO SVILUPPATO	Ribaltamento del timpano	Flessione orizzontale ultimo livello	Flessione verticale
DEFORMATA				

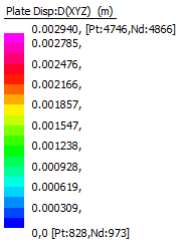
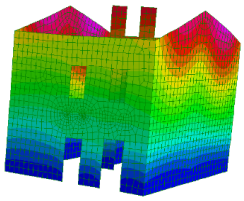
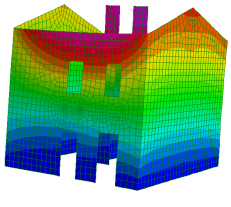
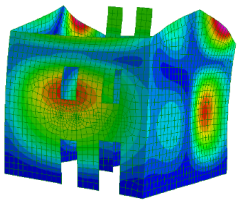
***Tab. 6.2**: Modi di vibrare significativi nel modello 3.1.*

MODO	1 - X	2 - Y	4 - X
MASSA	73,18%	64,82%	10,29%
PERIODO	0,23 s	0,18 s	0,09 s
MECCANISMO SVILUPPATO	Ribaltamento parete ultimo livello e timpano	Ribaltamento parete ultimo piano	Flessione verticale
DEFORMATA			

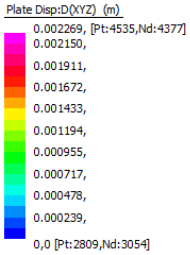
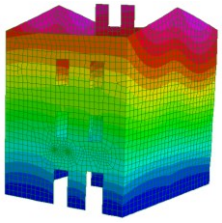
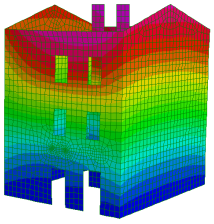
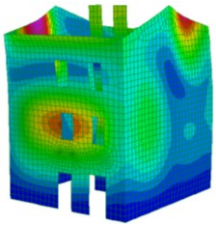
Nel secondo caso (modello 2.2) il numero delle aperture al piano terra e al piano primo passa da tre a due, ma rimangono sempre allineate in prospetto. I maschi murari sono efficaci sebbene la concentrazione di finestre sulla porzione destra del prospetto induca una maggior rigidezza nella zona di sinistra, priva di fori. Si osserva come, per il primo modo di vibrare significativo in direzione Y, la cerniera cilindrica risultante abbia maggiore inclinazione sulla porzione destra del prospetto in vicinanza delle finestre e si attivi dunque una flessione orizzontale al secondo piano. Diversamente, per il secondo modo significativo in direzione Y, si attiva una flessione verticale nella parete. I modi di vibrare significativi sono riportati in Tab. 6.3.

Nella configurazione a 3 piani (modello 3.2), il meccanismo del primo modo significativo in direzione Y, come nel caso precedente, interessa l'intera parete dell'ultimo piano. Nel secondo modo significativo in direzione Y, il meccanismo che si sviluppa è, di nuovo, una flessione verticale a livello del primo piano. I modi di vibrare significativi sono riportati in Tab. 6.4.

***Tab. 6.3**: Modi di vibrare significativi nel modello 2.2.*

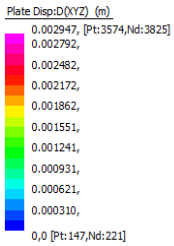
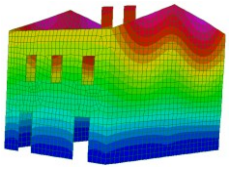
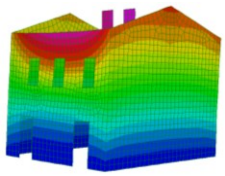
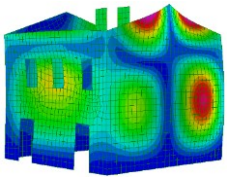
MODO	1 - X	2 - Y	10 - Y
MASSA	71,47%	62,71%	7,28%
PERIODO	0,15 s	0,12 s	0,06 s
MECCANISMO SVILUPPATO	Ribaltamento del timpano	Flessione orizzontale	Flessione verticale
DEFORMATA				

***Tab. 6.4**: Modi di vibrare significativi nel modello 3.2.*

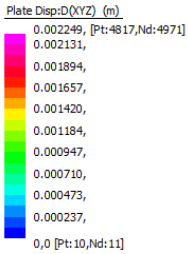
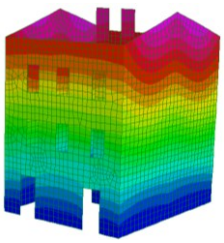
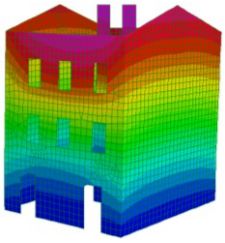
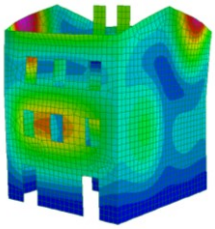
MODO	1 - X	2 - Y	10 - Y
MASSA	71,47%	62,71%	7,28%
PERIODO	0,15 s	0,12 s	0,06 s
MECCANISMO SVILUPPATO	Ribaltamento del timpano	Flessione orizzontale	Flessione verticale
DEFORMATA				

Nella terza configurazione i maschi murari sono efficaci. Le deformate ed i modi di vibrare significativi, riportate in Tab. 6.5, mostrano che, per il modello a 2 piani (2.3), nel primo modo significativo in direzione Y, il meccanismo sviluppato interessa la fascia del sottotetto, mentre nella configurazione a 3 piani questo coinvolge l'intera parete come riportato in Tab. 6.6.

***Tab. 6.5**: Modi di vibrare significativi nel modello 2.3.*

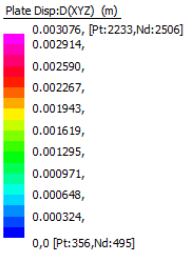
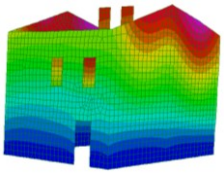
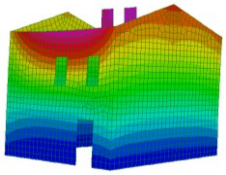
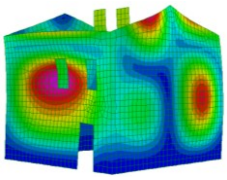
MODO		1 - X	2 - Y	10 - Y
MASSA		71,49%	63,27%	5,69%
PERIODO		0,15 s	0,12 s	0,06 s
MECCANISMO SVILUPPATO		Ribaltamento del timpano	Ribaltamento della fascia sottotetto	Ribaltamento da instabilità verticale
DEFORMATA				

***Tab. 6.6**: Modi di vibrare significativi nel modello 3.3.*

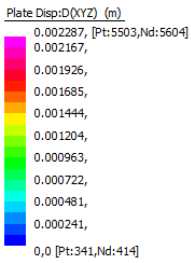
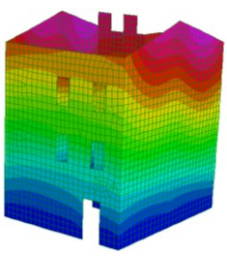
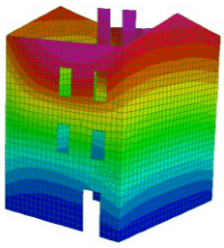
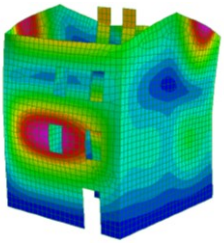
MODO		1 - X	2 - Y	8 - Y
MASSA		71,99%	64,34%	5,97%
PERIODO		0,24 s	0,18 s	0,07 s
MECCANISMO SVILUPPATO		Ribaltamento parete ultimo livello e timpano	Ribaltamento parete ultimo livello	Flessione verticale
DEFORMATA				

La quarta configurazione prevede che, nonostante le aperture siano sfalsate, i maschi murari siano efficaci. Anche in questo caso, come nella seconda configurazione, la porzione sinistra della facciata non presenta aperture, pertanto è più rigida dell'area di destra. Per la configurazione a 2 piani (modello 2.4) i meccanismi che si sviluppano sono il ribaltamento della fascia del sottotetto, per il primo modo significativo in direzione Y, mentre per il secondo modo si sviluppa una flessione verticale della parete ad altezza del primo piano (Tab. 6.7). Il meccanismo che si sviluppa per il primo modo nella configurazione a 3 piani (modello 3.4) è quello del ribaltamento della parete dell'ultimo piano, mentre per il secondo modo si sviluppa una flessione verticale ad altezza del primo piano (Tab. 6.8).

***Tab. 6.7**: Modi di vibrare significativi nel modello 2.4.*

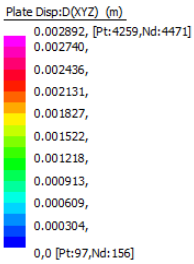
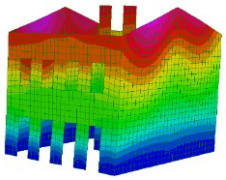
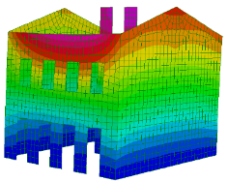
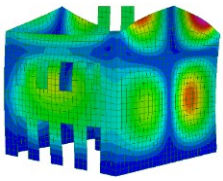
MODO		1 - X	2 - Y	10 - Y
MASSA		69,49%	62,77%	7,79%
PERIODO		0,15 s	0,12 s	0,06 s
MECCANISMO SVILUPPATO		Ribaltamento del timpano	Ribaltamento fascia sottotetto	Ribaltamento da instabilità verticale parete
DEFORMATA				

***Tab. 6.8**: Modi di vibrare significativi nel modello 3.4.*

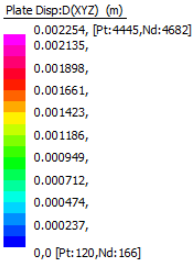
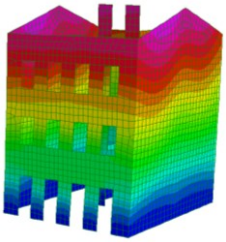
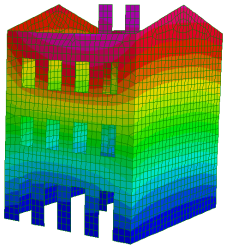
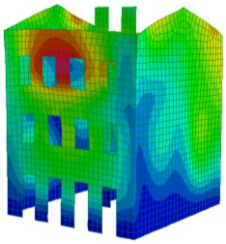
MODO		1 - X	2 - Y	8 - Y
MASSA		69,64%	64,26%	11,47%
PERIODO		0,21 s	0,18 s	0,07 s
MECCANISMO SVILUPPATO		Ribaltamento timpano	Ribaltamento parete ultimo piano	Flessione verticale
DEFORMATA				

Nella quinta configurazione i maschi murari risultano snelli. Nel modello a 2 piani (2.5), in direzione Y si sviluppa un ribaltamento della fascia del sottotetto (Tab. 6.9). L'area di parete interessata dal meccanismo aumenta nella configurazione a 3 piani (modello 3.5), dove per il primo modo significativo si sviluppa il ribaltamento dell'intera parete dell'ultimo piano, mentre per il secondo modo si sviluppa un ribaltamento per instabilità verticale della parete all'ultimo piano (Tab. 6.10).

***Tab. 6.9**: Modi di vibrare significativi nel modello 2.5.*

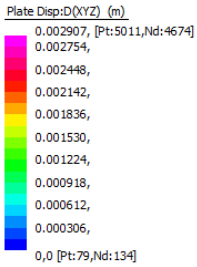
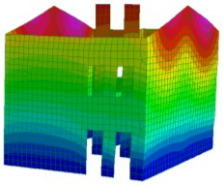
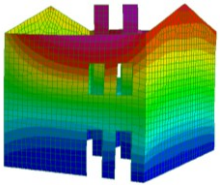
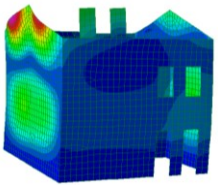
MODO		1 - X	2 - Y	10 - Y
MASSA		71,85%	62,58%	6,11%
PERIODO		0,16 s	0,12 s	0,06 s
MECCANISMO SVILUPPATO		Ribaltamento parete timpano	Ribaltamento fascia sottotetto	Ribaltamento localizzato parete
DEFORMATA				

***Tab. 6.10**: Modi di vibrare significativi nel modello 3.5.*

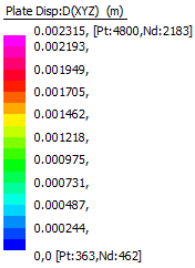
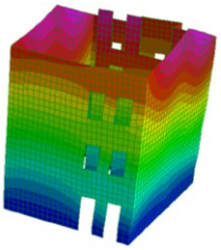
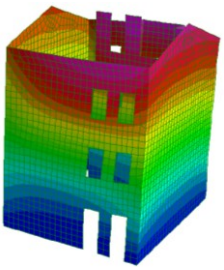
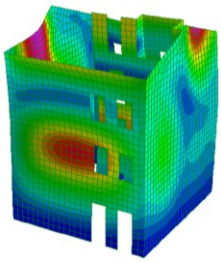
MODO		1 - X	2 - Y	8 - Y
MASSA		71,99%	64,34%	5,97%
PERIODO		0,24 s	0,18 s	0,07 s
MECCANISMO SVILUPPATO		Ribaltamento parete timpano	Ribaltamento parete	Ribaltamento da instabilità verticale parete
DEFORMATA				

Nella configurazione in cui le aperture sono concentrate ed i maschi murari snelli nella porzione destra della facciata, con conseguente zona a concentrazione di rigidezze sulla sinistra, per l'edificio a 2 piani (modello 2.6) si sviluppa un meccanismo di flessione orizzontale (Tab. 6.11); per quello a 3 piani (3.6), invece, si sviluppa un ribaltamento dell'intera parete dell'ultimo piano per il primo modo significativo in direzione Y ed un ribaltamento da instabilità verticale per il modo due a quota del primo piano (Tab. 6.12). In quest'ultimo caso, quindi, il danno più gravoso non si concentra sui maschi murari, bensì nella porzione più rigida della facciata, dove il maschio è più tozzo e non ci sono aperture.

***Tab. 6.11**: Modi di vibrare significativi nel modello 2.6.*

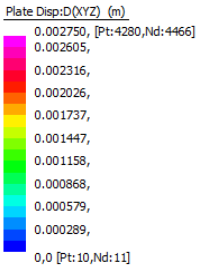
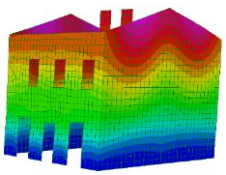
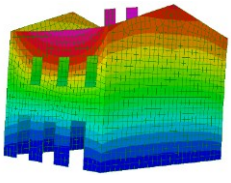
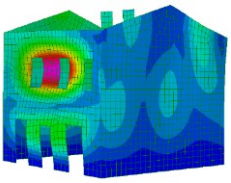
MODO		1 - X	2 - Y	10 - Y
MASSA		71,17%	62,33%	3,28%
PERIODO		0,15 s	0,12 s	0,06 s
MECCANISMO SVILUPPATO		Ribaltamento del timpano	Flessione orizzontale	Ribaltamento localizzato timpano
DEFORMATA				

***Tab. 6.12**: Modi di vibrare significativi nel modello 3.6.*

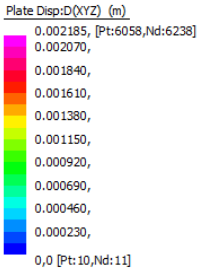
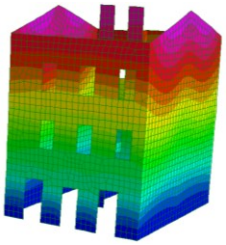
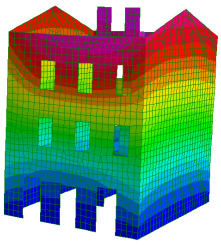
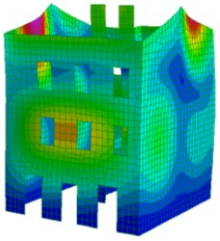
MODO		1 - X	2 - Y	4 - Y
MASSA		70,48%	63,74%	11,58%
PERIODO		0,22 s	0,18 s	0,09 s
MECCANISMO SVILUPPATO		Ribaltamento parete timpano	Ribaltamento parete ultimo piano	Ribaltamento da instabilità verticale
DEFORMATA				

La penultima configurazione prevede che le aperture tra il piano terra e il primo piano siano sfalsate, causando la formazione di maschi murari snelli tra le aperture e all'estremità destra. Nel modello a 2 piani (2.7), nel primo modo di vibrare significativo in direzione Y si sviluppa una flessione orizzontale, mentre per il secondo modo significativo vi è un ribaltamento da instabilità verticale della parete (Tab. 6.13). Nel caso in cui aumenti il numero dei piani (modello 3.7), il meccanismo per il primo modo significativo in direzione Y interessa l'intera parete dell'ultimo piano, mentre per il secondo modo significativo in direzione Y, a quota del primo piano si sviluppa un ribaltamento per instabilità verticale (Tab. 6.14).

***Tab. 6.13**: Modi di vibrare significativi nel modello 2.7.*

MODO		1 - X	2 - Y	16 - Y
MASSA		70,49%	63,97%	5,33%
PERIODO		0,16 s	0,12 s	0,05 s
MECCANISMO SVILUPPATO		Ribaltamento parete timpano	Ribaltamento flessione orizzontale	Ribaltamento da instabilità verticale parete
DEFORMATA				

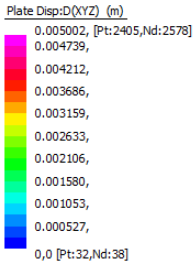
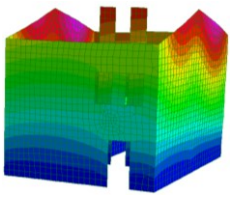
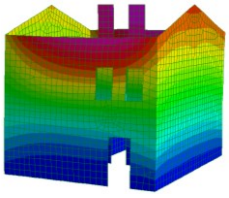
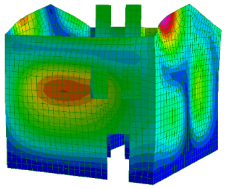
***Tab. 6.14**: Modi di vibrare significativi nel modello 3.7.*

MODO		1 - X	2 - Y	8 - Y
MASSA		72,72%	64,46%	9,44%
PERIODO		0,23 s	0,18 s	0,07 s
MECCANISMO SVILUPPATO		Ribaltamento parete timpano	Ribaltamento parete ultimi piani	Ribaltamento da instabilità verticale parete
DEFORMATA				

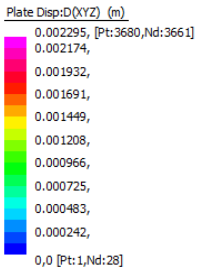
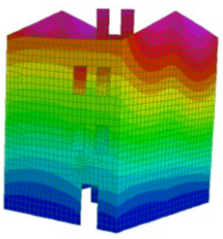
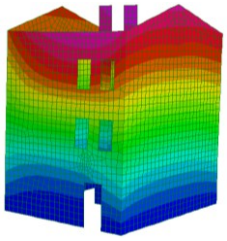
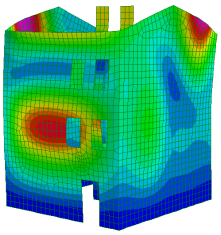
L'ultima configurazione prevede due aperture concentrate sulla destra della facciata, al primo piano, sfalsate rispetto alla porta. Il maschio murario tra le finestre risulta interrotto, snello quello all'estremità destra. Nel caso a 2 piani (modello 2.8) si sviluppano una flessione orizzontale per il primo modo di vibrare significativo in direzione Y, e un ribaltamento per instabilità verticale per il secondo modo, come riportato in Tab. 6.15. Nel caso in cui l'edificio sia sviluppi per 3 piani in altezza (modello 3.8), il meccanismo relativo al primo modo significativo in direzione Y interessa l'intera parete dell'ultimo piano, mentre quello relativo al

secondo modo di vibrare significativo, sempre in direzione Y, coinvolge la parete del primo piano per instabilità verticale, come riportato in Tab. 6.16.

***Tab. 6.15**: Modi di vibrare significativi nel modello 2.8.*

MODO		1 - X	2 - Y	10 - Y
MASSA		69,43%	62,46%	5,28%
PERIODO		0,15 s	0,12 s	0,06 s
MECCANISMO SVILUPPATO		Ribaltamento parete timpano	Flessione orizzontale	flessione verticale parete
DEFORMATA				

***Tab. 6.16**: Modi di vibrare significativi nel modello 3.8.*

MODO		1 - X	2 - Y	8 - Y
MASSA		69,43%	63,89%	10,09%
PERIODO		0,21 s	0,18 s	0,07 s
MECCANISMO SVILUPPATO		Ribaltamento parete timpano	Ribaltamento parete	Ribaltamento da instabilità verticale parete
DEFORMATA				

6.2. Confronto dei modelli

Nel presente paragrafo si confrontano i risultati dell'analisi numerica delle 16 configurazioni in termini di parametri dinamici e geometrici, descrittivi dei modi di vibrare.

6.2.1 Parametri dinamici

Il periodo proprio di vibrazione della struttura (T_1) è stato calcolato con un approccio semplificato, come definito da MIT (2019), utilizzando l'eq. [6.1], in cui *Cc*, coefficiente funzione della categoria di sottosuolo, è pari a 0,05 per edifici in muratura ed *H* è l'altezza definita dal piano di fondazione e dalla quota sotto gronda dell'edificio, pari a 7,75 m per i modelli a 2 piani (*n*=2) mentre per quelli a 3 piani (*n*=3) risulta pari a 11.15 m.

$$T_1 = C_C \cdot H^{\frac{3}{4}} \qquad [6.1]$$

T_1 *(n=2)* risulta quindi pari a 0.224 s per gli edifici a due piani, mentre T_1 *(n=3)* per gli edifici a tre piani risulta pari a 0,305 s, valore da considerarsi approssimativo in quanto i parametri utilizzati sono circoscritti ad una parete dell'edificio e non viene dunque considerato l'intero fabbricato. L'istogramma in Fig. 6.1 confronta il periodo calcolato secondo l'approccio di MIT (2019) con i periodi propri di vibrazione, con riferimento al modo di vibrare con la maggior massa partecipante, dei 16 modelli di configurazione geometrica. Il risultato ottenuto con il primo approccio si può ritenere conforme al periodo proprio dei modelli, dal momento che si tratta di un metodo semplificato.

Relativamente ai valori del periodo delle 16 configurazioni, si osserva una maggior variabilità nel caso dei modelli a tre piani, ossia per gli edifici più deformabili: tra questi, i valori più bassi del periodo si registrano per le configurazioni in cui sono presenti ampie campiture cieche di muratura che incrementano la rigidezza del sistema.

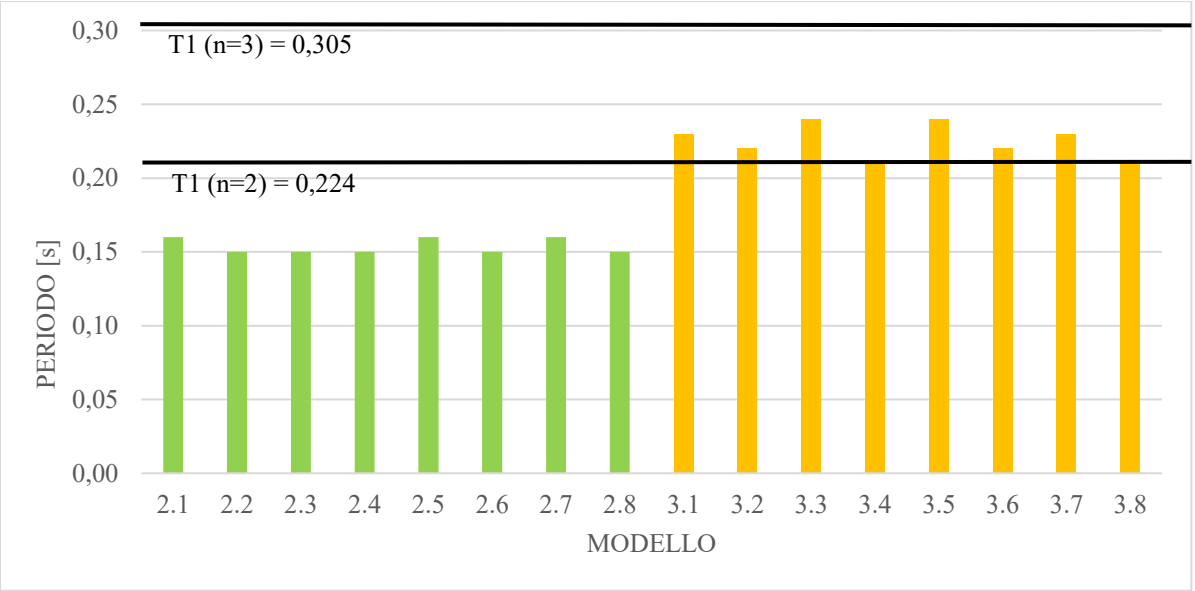


***Fig. 6.1**: Periodo del modo di vibrare significativo per i 16 modelli confrontato con il periodo dell'edificio calcolato secondo l'approccio semplificato di MIT (2019).*

Ulteriore confronto viene eseguito con le masse partecipanti relative al primo modo di vibrare significativo in direzione Y, come riportato in Fig. 6.2. La percentuale di massa partecipante varia tra il 62% ed il 65%; questo dimostra la ridotta significatività di tale parametro nel descrivere la risposta sismica dell'edificio.

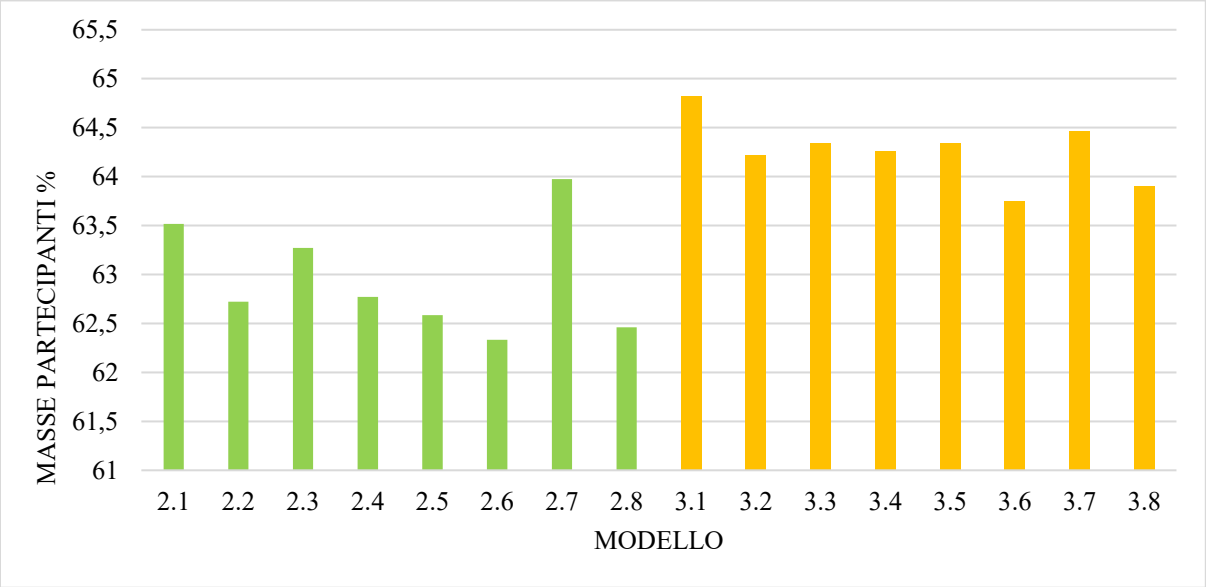


***Fig. 6.2**: Confronto tra le masse partecipanti dei modelli relative al primo modo di vibrare significativo in direzione Y.*

6.2.2 Parametri geometrici

Al fine di identificare ogni configurazione geometrica testata mediante l'analisi numerica, sono di seguito proposti alcuni parametri che possono descrivere l'organizzazione della facciata dell'edificio.

In primo luogo, per ognuna delle 16 configurazioni, vengono individuati i maschi murari, come evidenziato a titolo esemplificativo in Fig. 6.3 per i modelli 2.5 e 3.5, calcolandone la superficie totale in prospetto (A_m). Viene allora definito il parametro A_m^* come il rapporto tra la superficie totale dei maschi murari continui da cielo a terra e l'area totale della facciata (A_T), considerata vuoto per pieno [Eq. 6.2].

$$A_m^* = \frac{A_m}{A_T} \qquad [6.2]$$

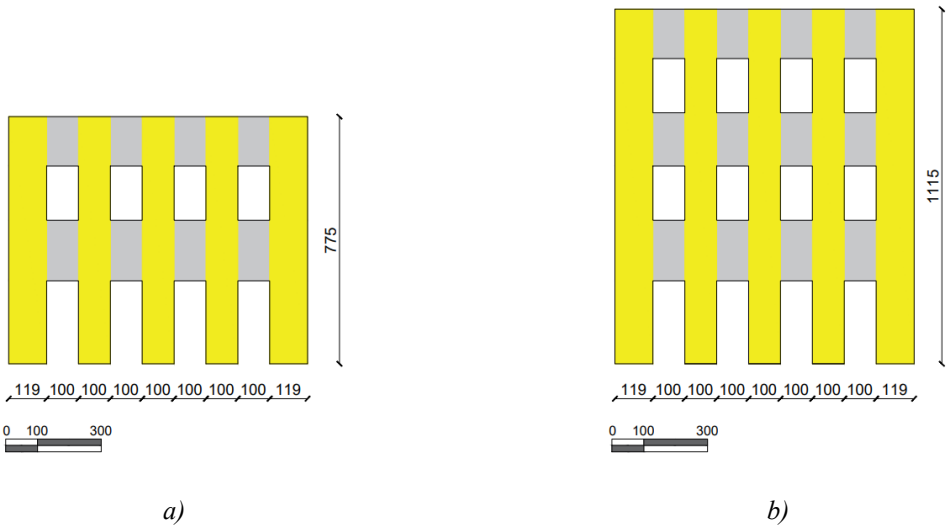


***Fig. 6.3**: Individuazione dei maschi murari per il calcolo di A_m: a) modello 2.5, b) modello 3.5.*

Il valore del parametro A_m^* per ciascuna configurazione è riportato in Tab. 6.17 e, graficamente, nell'istogramma in Fig. 6.4.

***Tab. 6.17**: Valore di A_m^* per i differenti modelli*

Modello	A_m^*	Modello	A_m^*
2.1	0,58	3.1	0,58
2.2	0,73	3.2	0,73
2.3	0,53	3.3	0,53
2.4	0,74	3.4	0,74
2.5	0,40	3.5	0,43
2.6	0,77	3.6	0,77
2.7	0,45	3.7	0,45
2.8	0,70	3.8	0,70

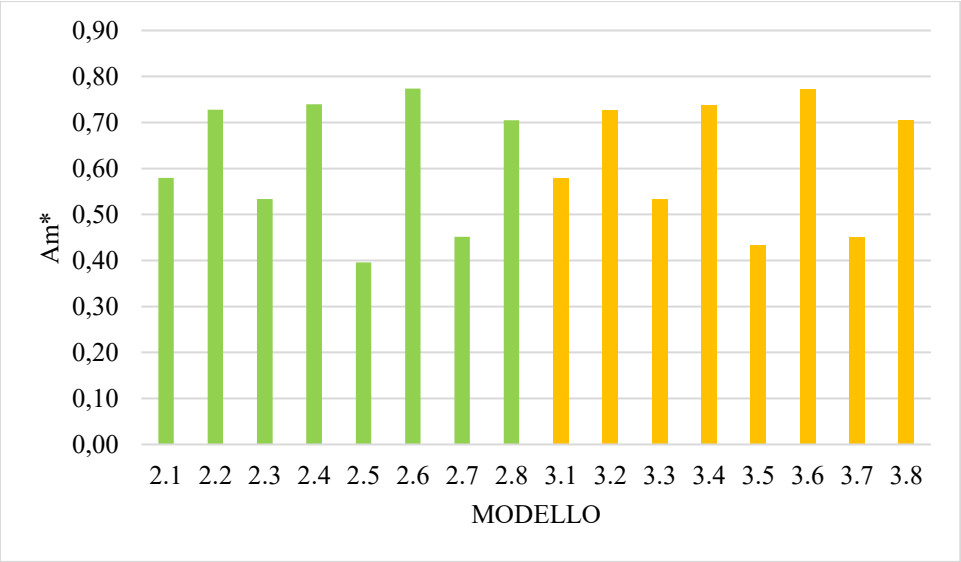
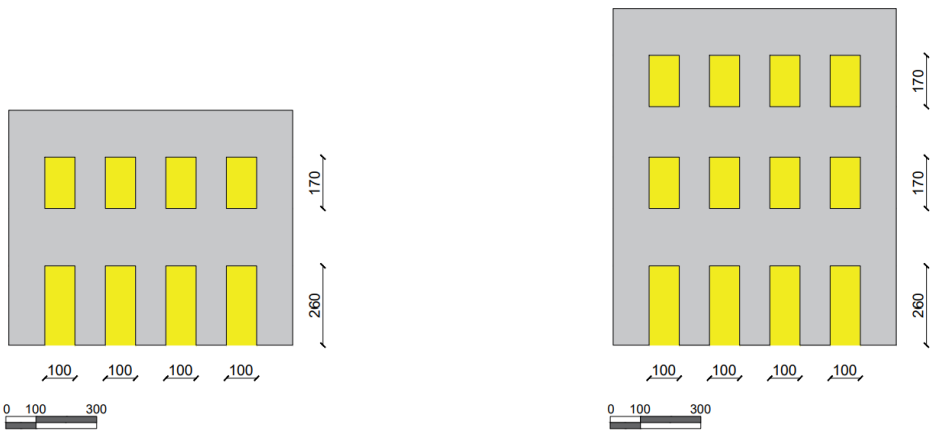


***Fig. 6.4**: Confronto tra i valori di A_m^*.*

Il secondo parametro proposto prevede la valutazione della percentuale di foratura del prospetto di ciascun modello. A_f^*, i cui valori sono riportati in Tab. 6.18, viene quindi definito come il rapporto tra l'area dei vuoti A_f (finestre e porte, si veda la Fig. 6.5) e l'area della facciata (A_T) [Eq. 6.3]. I valori dei parametri calcolati per ciascuna delle sedici configurazioni sono riportati graficamente nell'istogramma in Fig. 6.6.

$$A_f^* = \frac{A_f}{A_T} \tag{6.3}$$



a) *b)*

***Fig. 6.5**: Individuazione dei fori delle facciate: a) modello 2.5, b) modello 3.5.*

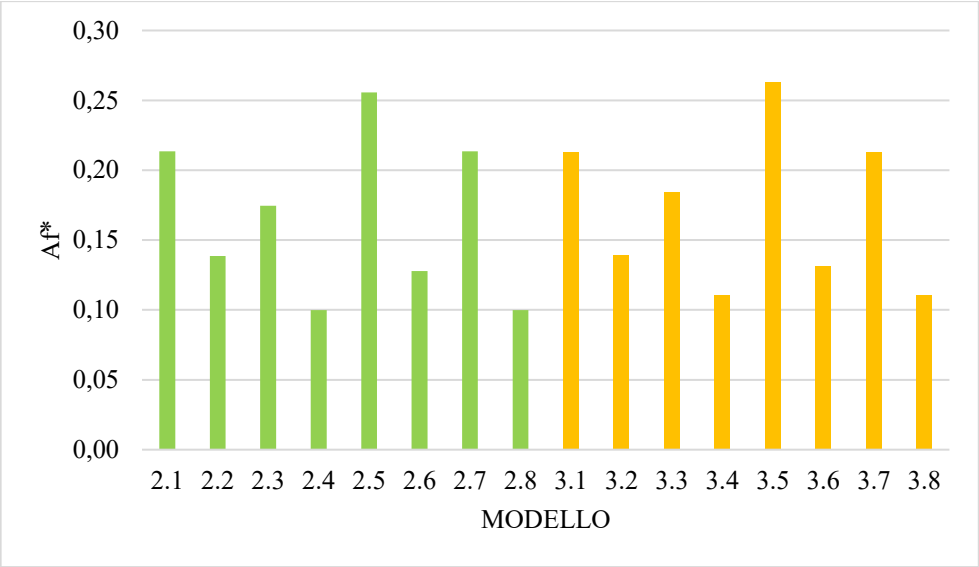


***Fig. 6.6**: Confronto tra i valori di A_f^* per i differenti modelli.*

***Tab. 6.18**: Valore di A_f^* per i differenti modelli*

Modello	A_f^*
2.1	0,21
2.2	0,14
2.3	0,17
2.4	0,10
2.5	0,26
2.6	0,13
2.7	0,21
2.8	0,10

Modello	A_f^*
3.1	0,21
3.2	0,14
3.3	0,18
3.4	0,11
3.5	0,26
3.6	0,13
3.7	0,21
3.8	0,11

Dai risultati emerge che il rapporto dell'area dei fori e quella dei maschi murari rispetto all'area totale della facciata rimane costante per i modelli a 2 piani e 3 piani. Il massimo per i valori di A_m^* lo si ha nei modelli 2.6 e 3.6 (modello con due finestre allineate ravvicinate e concentrate in prospetto, maschio murario snello all'angolo, cfr. §3.3), mentre il minimo nei modelli 2.5 e 3.5 (modello con 4 finestre distribuite sul prospetto ed allineate alle aperture del piano terra cfr §3.3). Per i valori di A_f^* invece, il massimo lo si ha nei modelli 2.5 e 3.5, mentre il minimo nei modello 2.8 e 3.8 (modello con 2 finestre sfalsate, ravvicinate e concentrate, maschi murari snelli e interrotti, cfr. §3.3).

6.2.3 Parametro di danneggiamento

Per confrontare i modelli in termini di spostamento modale, vengono indagate la posizione della cerniera cilindrica attorno alla quale si può sviluppare il cinematismo e l'entità della deformazione.

La posizione della cerniera cilindrica di ciascun modello, nel caso del primo modo di vibrare significativo in Y, coincide con l'ultima quota dell'altezza della facciata per la quale lo spostamento è nullo. Per le diverse quote del prospetto, immaginando di collocarsi in mezzeria alla facciata, viene rilevato lo spostamento relativo dei nodi ottenendo così la spostata relativa della facciata. Tale procedura viene applicata a ciascuno dei modi di vibrare significativi in direzione Y; in Fig. 6.7 si riportano le spostate di ciascun modello a 2 piani, mentre quelli in Fig. 6.8 le spostate dei modelli a 3 piani.

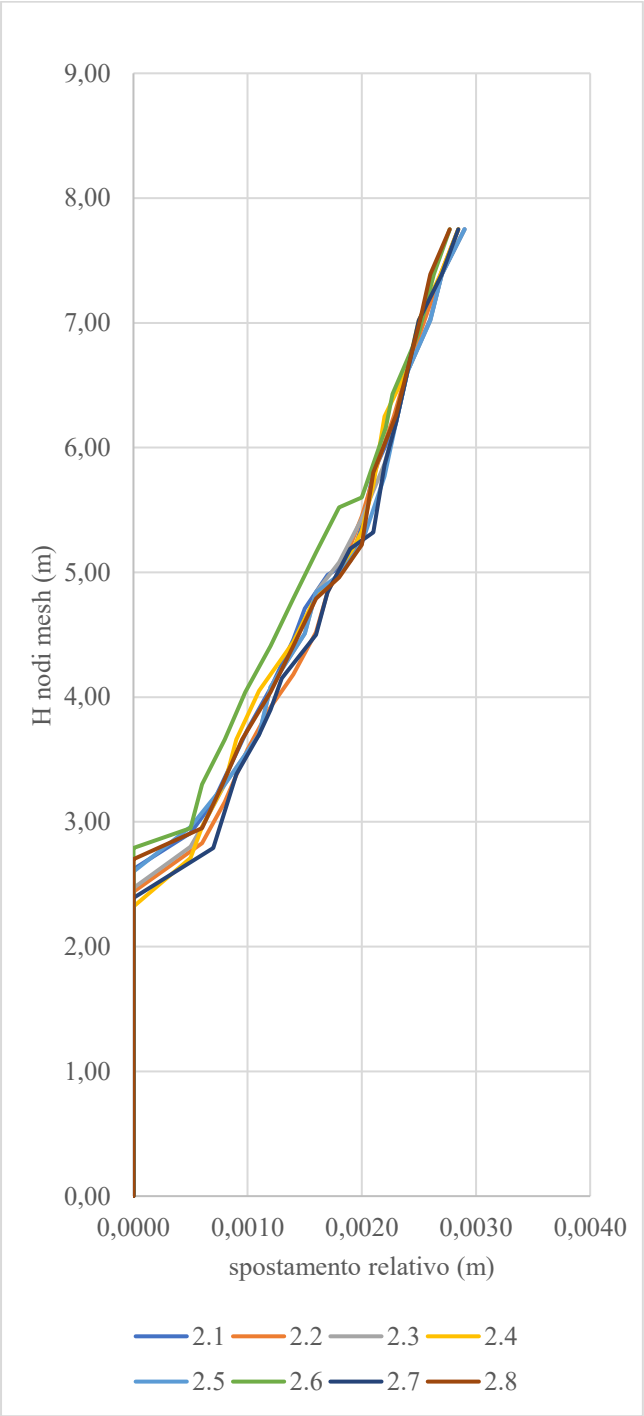


***Fig. 6.7**: Spostate dei modelli a 2 piani relative al primo modo significativo in Y.*

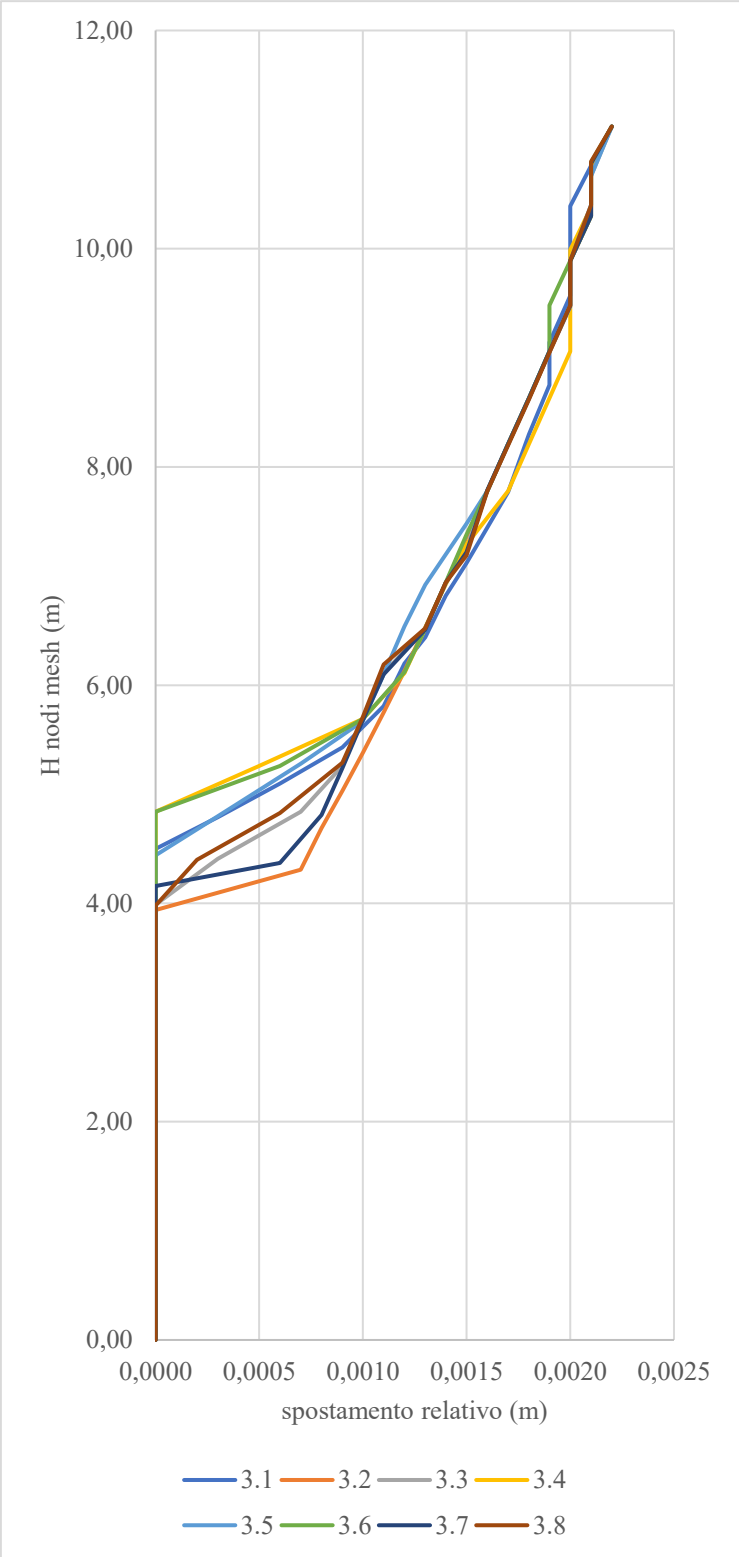


***Fig. 6.8**: Spostate dei modelli a 3 piani relative al primo modo significativo in Y.*

In Tab. 6.19 vengono riportate le altezze da terra delle cerniere cilindriche dei modelli a 2 e 3 piani.

***Fig. 6.19**: Altezze da terra (Hc), delle cerniere cilindriche dei modelli per il primo modo significativo.*

Modello	H cin. 1° Modo in Y [m]
2.1	2,91
2.2	2,83
2.3	2,80
2.4	2,71
2.5	2,93
2.6	2,96
2.7	2,79
2.8	2,95

Modello	H cin. 1° Modo in Y [m]
3.1	4,79
3.2	4,31
3.3	4,41
3.4	5,26
3.5	4,80
3.6	5,26
3.7	4,37
3.8	4,40

Per quanto riguarda l'altezza da terra della cerniera cilindrica, emerge che: per i modelli a 2 piani, la cerniera si crea ad una quota che varia da 2,71m per il modello 2.4 (maschi murari efficaci) a 2,96m (maschio murario snello all'angolo), mentre nei modelli a 3 piani invece, la quota della cerniera varia tra 4,26m (per i modelli con maschi murari efficaci, o comunque modelli con un maschio tozzo) a 5,26m (nei modelli in cui si hanno maschi snelli all'anogolo ed aperture concentrate su un lato del prospetto).

Nel caso del secondo modo significativo in direzione Y, si sono osservati meccanismi di flessione verticale, in cui si sviluppano due cerniere all'estremità superiore e inferiore della porzione di muratura interessata dal cinematismo. La posizione della cerniera coincide quindi con la quota dell'altezza della facciata per la quale lo spostamento relativo è nullo. Lo spostamento massimo coincide, invece, con la zona in cui si forma la lesione. La spostata relativa della facciata, anche in questo caso, viene rilevata in modo analogo a quanto fatto precedentemente.
In Fig. 6.9 si riportano le spostate relative per i modelli a 2 piani, mentre in Fig. 6.10 si riportano quelle relative ai modelli a 3 piani.

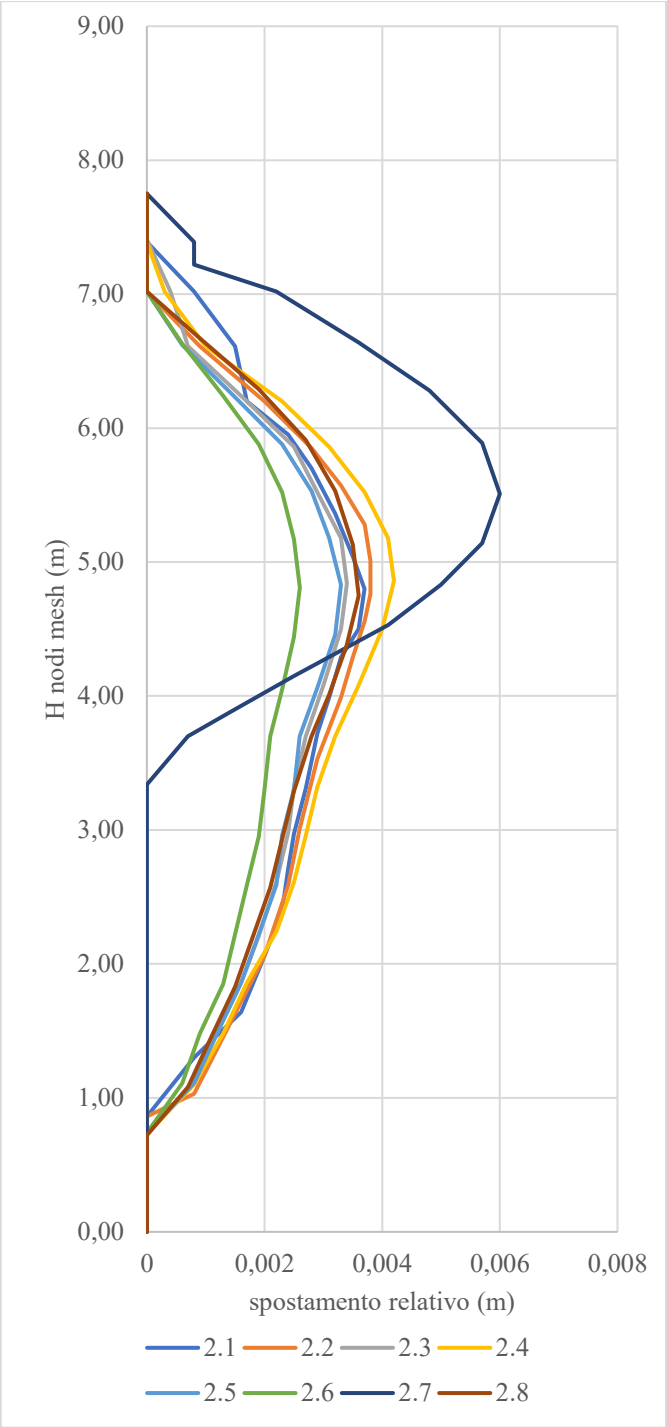


***Fig. 6.9**: Spostate dei modelli a 2 piani riferite al secondo modo di vibrare significativo in Y.*

Dal grafico si osserva che il modello 2.7, ossia quello con le aperture sfalsate e tutti i maschi murari snelli, ha un comportamento più flessibile e quindi una maggiore deformata nel secondo modo di vibrare significativo. Le altre configurazioni di facciata hanno una deformata dove il punto di massimo spostamento varia tra 0,0028m (modello 2.6, il quale ha in facciata 2 finestre allineate ravvicinate, concentrate e maschi murari snelli) a 0,0042m (modello 2.4 con finestre sfalsate e concentrate, i maschi murari sono efficaci).

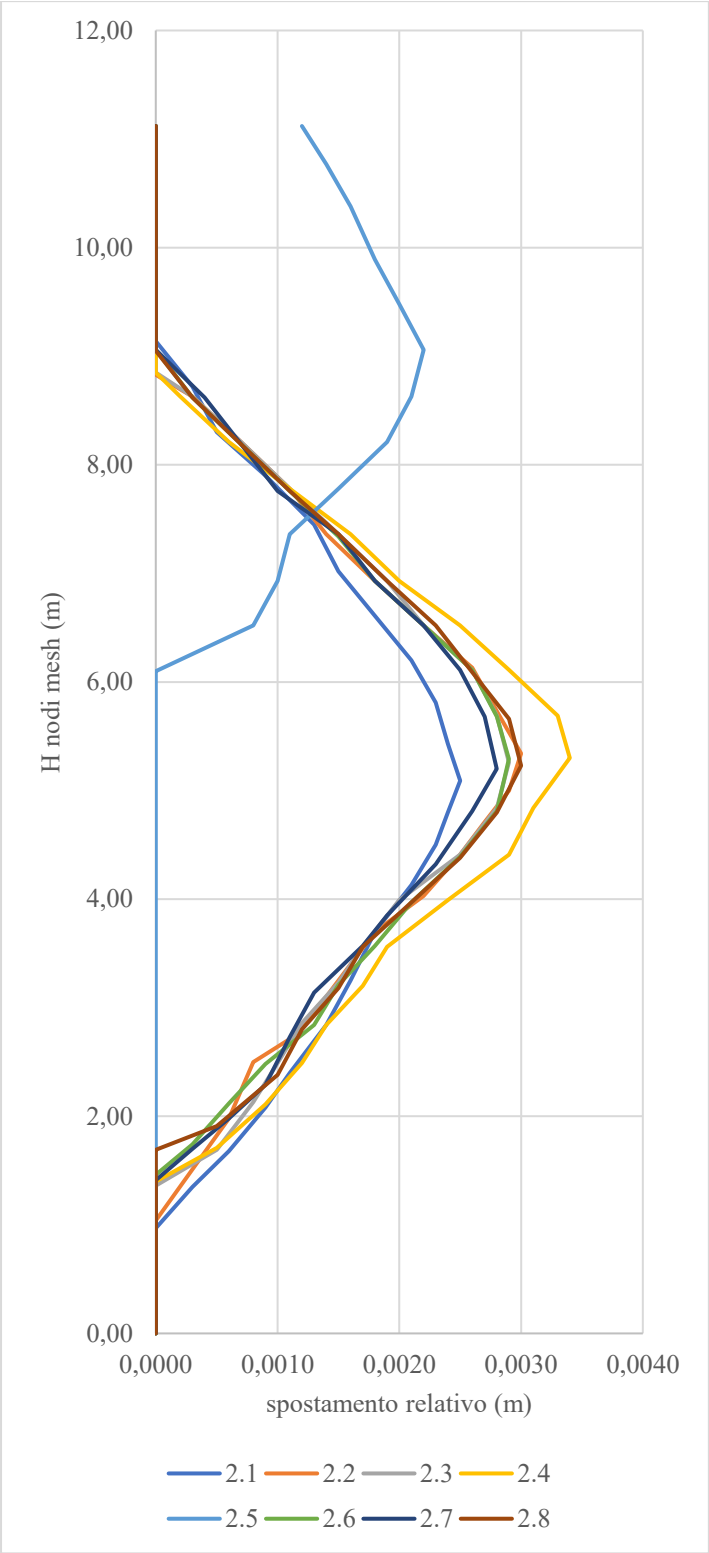


***Fig. 6.10**: Spostate relative dei modelli a 3 piani riferite al secondo modo di vibrare significativo in Y.*

Dal grafico sopra riportato emerge che i modelli a 3 piani abbiano una spostata relativa che viaggia tra 0,0025m (per i modelli con maschi murari efficaci) a 0,0035m, (per i modelli con maschi murari snelli). Il modello 3.5 (4 finestre distribuite in facciata e maschi murari snelli)

ha una deformata che coinvolge il terzo livello, contrariamente a quello che accade per gli altri modelli.

In Tab. 6.20 vengono riportate le altezze da terra delle cerniere cilindriche dei modelli a 2 e 3 piani.

***Tab. 6.20**: Altezze da terra (Hc), delle cerniere cilindriche dei modelli per il secondo modo significativo.*

Modello	H cin. 2° Modo in Y [m]
2.1	4,80
2.2	4,76
2.3	4,84
2.4	4,86
2.5	4,83
2.6	4,81
2.7	5,51
2.8	4,75

Modello	H cin. 2° Modo in Y [m]
3.1	5,09
3.2	5,34
3.3	5,26
3.4	5,30
3.5	9,06
3.6	5,29
3.7	5,20
3.8	5,23

Ricavate le altezze delle cerniere cilindriche H_c dei differenti modelli si procede con il calcolo del parametro H_c* (Tab. 6.21), definito come il rapporto tra H_c e l'altezza della facciata (H_T) secondo l'equazione [6.4]. I valori dei parametri calcolati, riferiti al primo modo di vibrare significativo in direzione Y, per ciascuna delle sedici configurazioni sono riportati graficamente nell'istogramma in Fig. 6.11, mentre in Fig. 6.12 e Tab. 6.22 vengono riportati i valori di H_c* riferiti al secondo modo di vibrare significativo.

$$H_C^* = \frac{H_c}{H_T} \qquad [6.4]$$

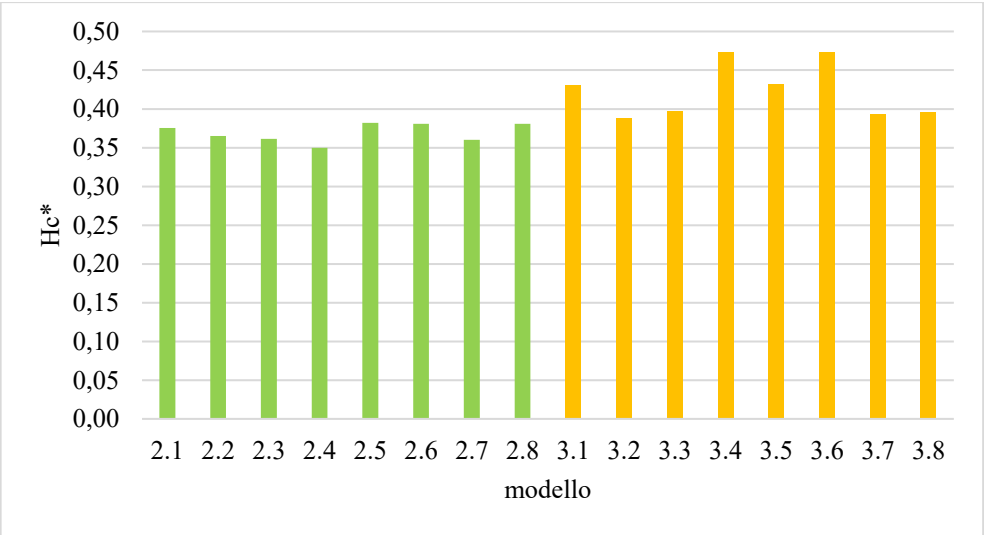


***Fig. 6.11**: Confronta tra i valori di Hc* dei differenti modelli per il primo modo significativo in direzione Y.*

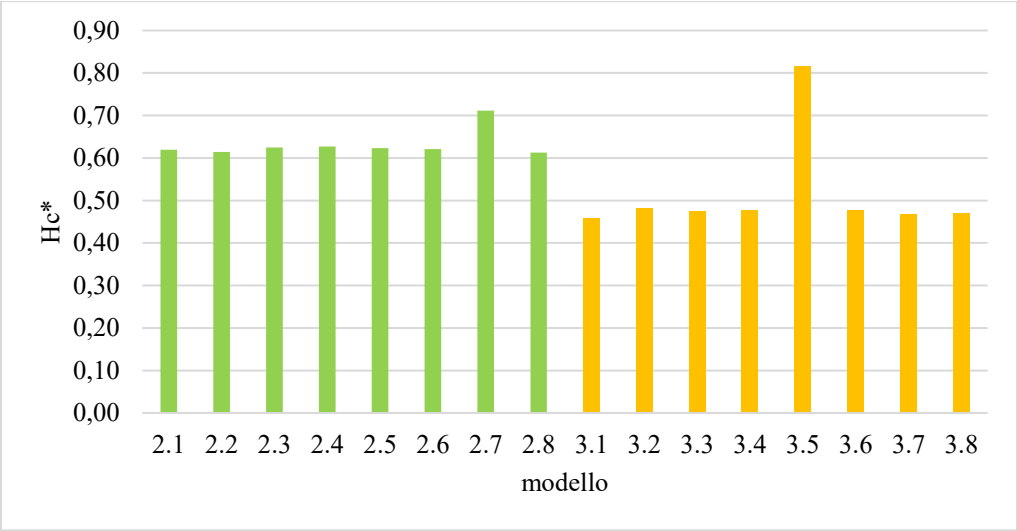


***Fig. 6.12**: Confronta tra i valori di Hc* dei differenti modelli per il secondo modo significativo in direzione Y.*

Dagli istogrammi emerge che: per il primo modo di vibrare significativo, l'altezza della cerniera per i modelli a a 2 piani abbia una quota pressoché costante, mentre per quelli a 3 piani ci sia una maggiore variabilità. Il valore di $Hc*$ risulta infatti più alto per i modelli con i maschi murari snelli mentre più basso per i modelli con maschi murari efficaci. Per il secondo modo di vibrare si noti come il valore di $Hc*$ del modello 3.5 si distingua dagli altri modelli, i quali, presentano valori quasi cosanti.

***Tab. 6.21**: Valori di Hc* per il primo modo significativo in direzione Y.*

Modello	*Hc**	Modello	*Hc**
2.1	0,38	3.1	0,43
2.2	0,37	3.2	0,39
2.3	0,36	3.3	0,40
2.4	0,35	3.4	0,47
2.5	0,38	3.5	0,43
2.6	0,38	3.6	0,47
2.7	0,36	3.7	0,39
2.8	0,38	3.8	0,40

***Tab. 6.22**: Valori di Hc* per il secondo modo significativo in direzione Y.*

Modello	*Hc**	Modello	*Hc**
2.1	0,62	3.1	0,46
2.2	0,61	3.2	0,48
2.3	0,62	3.3	0,47
2.4	0,63	3.4	0,48
2.5	0,62	3.5	0,81
2.6	0,62	3.6	0,48
2.7	0,71	3.7	0,47
2.8	0,61	3.8	0,47

Il secondo parametro di danneggiamento proposto prevede la valutazione della percentuale di area del prospetto interessata dal cinematismo, A_c, di ciascun modello.

L'area del cinematismo si ottiene rilevando lo spostamento relativo dei nodi. Una volta rilevato lo spostamento relativo dei nodi in alzato (si rimanda alle Fig. 6.7, 6.8, 6.9, 6.10 che riportano graficamente la spostata relativa in alzato della mezzeria della facciata), viene rilevato lo spostamento relativo dei nodi in direzione X. I limiti della polilinea, rilevata ad un'altezza pari all'altezza da terra della cerniera cilindrica, che descrive l'estensione del cinematismo lungo questa direzione sono definiti dai punti con uno spostamento differente da zero.

In Fig. 6.13, dove a titolo esemplificativo si riportano le spostate relative per i modelli a 2 piani, notiamo la deformata accentuata del modello 2.7 (3 finestre sfalsate in facciata, maschi murari snelli). Emerge che i modelli con i maschi murari tozzi (ad esempio il 2.6) abbiano una minore deformata. La deformata lungo l'asse X dei modelli a 3 piani viene riportata in Fig. 6.14, in questo caso notiamo emerge che i modelli con i maschi murari snelli abbiano una minore deformata (modello 3.5, spostamento relativo del nodo di picco di circa 0,0025m, mentre quelli con maschi murari efficaci (modello 3.4, il nodo di picco ha uno spostamento relativo pari a 0,0035m).

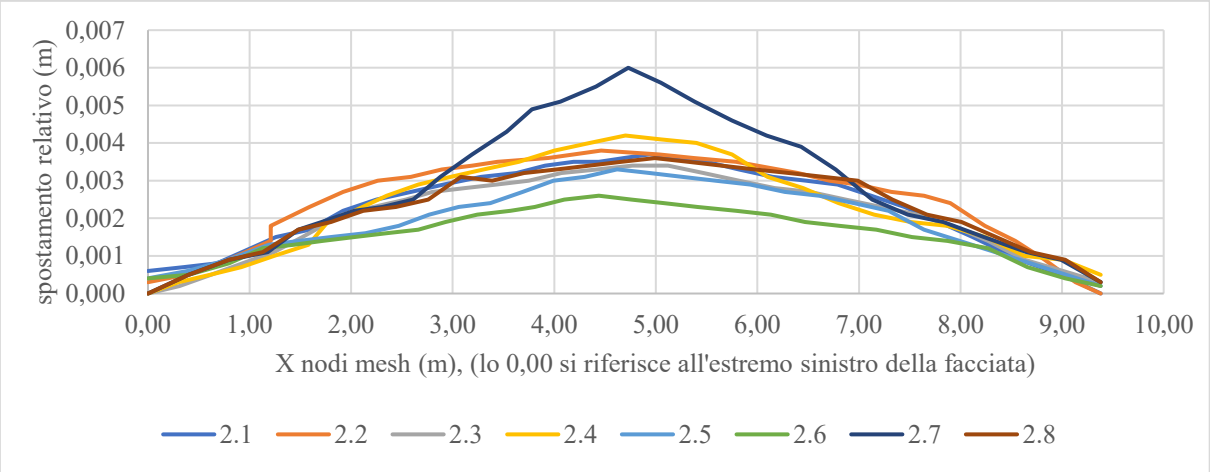


***Fig. 6.13**: Spostate dei modelli a 2 piani lungo la direzione X.*

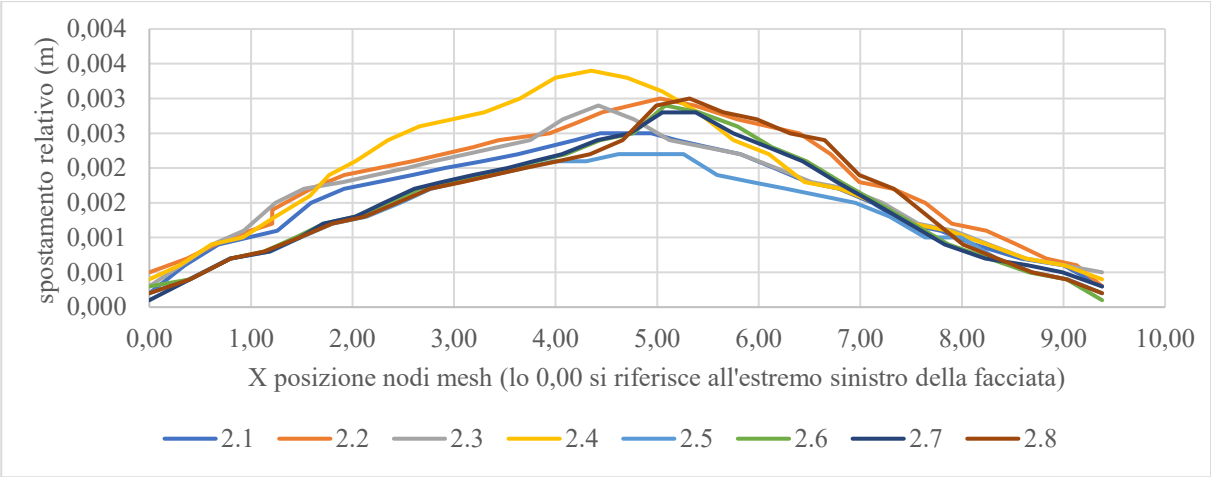


***Fig. 6.14**: Spostate dei modelli a 3 piani lungo la direzione X.*

Dopo aver definito i limiti di A_c per i primi modi di vibrare significativo in direzione Y, per ciascuna delle differenti configurazioni, si procede al calcolo di A_c^*.

A_c^* viene quindi definito come il rapporto tra l'area del cinematismo A_c (a titolo esemplificativo, si veda la Fig. 6.15) e l'area della facciata (A_T), secondo l'Eq. [6.5]. I valori dei parametri calcolati per ciascuna delle sedici configurazioni, riferite al primo modo di vibrare significativo in direzione Y, sono riportati graficamente nell'istogramma in Fig. 6.16 e Tab. 6.23, mentre quelli relativi al secondo modo, sono riportati nell'istogramma in Fig. 6.17 e Tab. 6.24.

$$A_c^* = \frac{A_c}{A_T} \qquad [6.5]$$

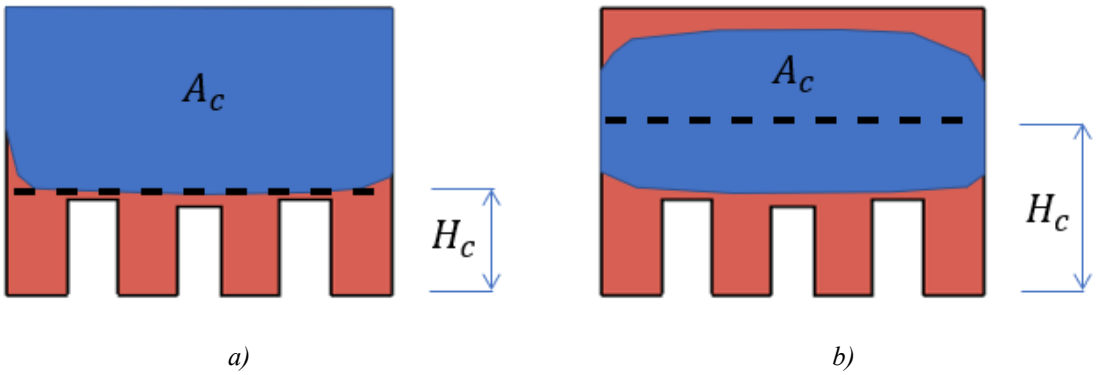


***Fig. 6.15**: Area del cinematismo A_c ed altezza da terra della cerniera H_c: a) primo modo significativo di vibrare, b) secondo modo significativo.*

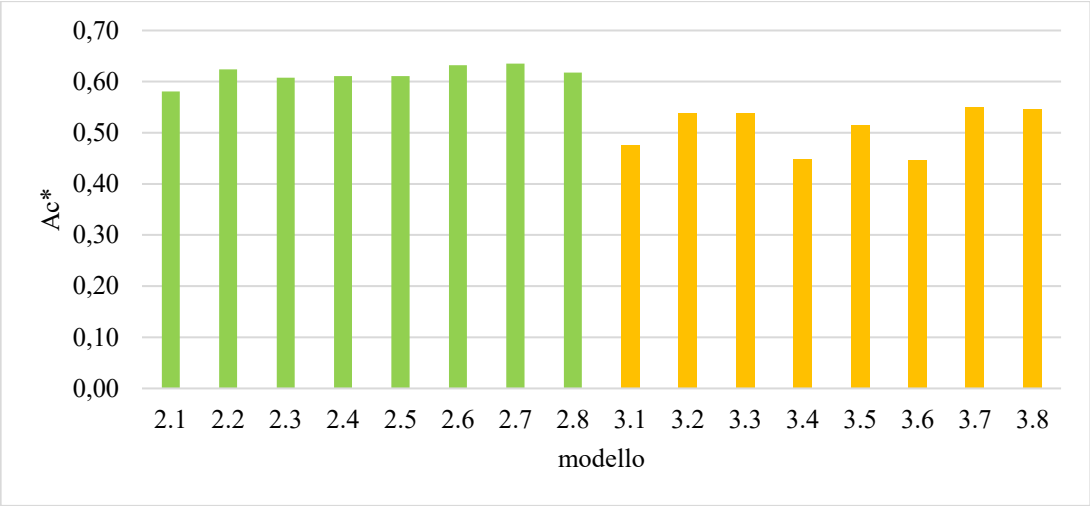


***Fig. 6.16**: Confronta tra i valori di A_c^* dei differenti modelli per il primo modo significativo in direzione Y.*

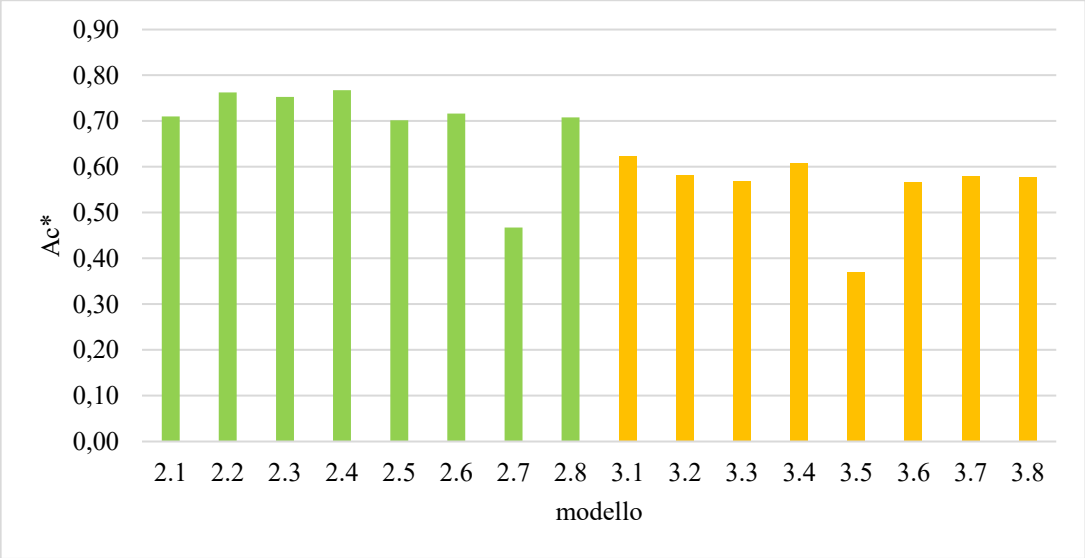


***Fig. 6.17**: Confronta tra i valori di A_c^* dei differenti modelli per il secondo modo significativo in direzione Y.*

Dal primo confronto di A_c^* emerge che i modelli a 2 piani abbiano una percentuale di massa partecipante relativamente costante nelle differenti casistiche, mentre per quelli a 3 piani vi sia una maggiore variabilità, e, la percentuale dell'area partecipante diminuisce rispetto ai modelli a 2 piani.

Per il secondo modo di vibrare significativo, notiamo come la percentuale dell'area interessata dal cinematismo diminuisca per i modelli con i maschi murari snelli (2.7 – 3.5), mentre i picchi massimi sono osservati nei modelli con i maschi murari efficaci (2.2 – 2.4).

***Tab. 6.23**: Valori di Ac* per il primo modo significativo in direzione Y.*

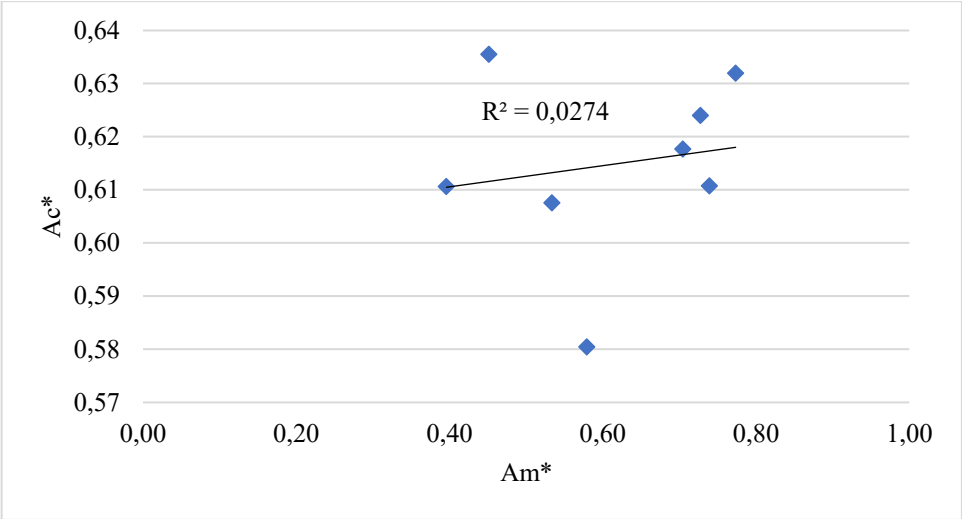
Modello	A_c^*	Modello	A_c^*
2.1	0,58	3.1	0,47
2.2	0,62	3.2	0,54
2.3	0,61	3.3	0,54
2.4	0,61	3.4	0,45
2.5	0,61	3.5	0,51
2.6	0,63	3.6	0,45
2.7	0,64	3.7	0,55
2.8	0,62	3.8	0,55

***Tab. 6.24**: Valori di Ac* per il secondo modo significativo in direzione Y.*

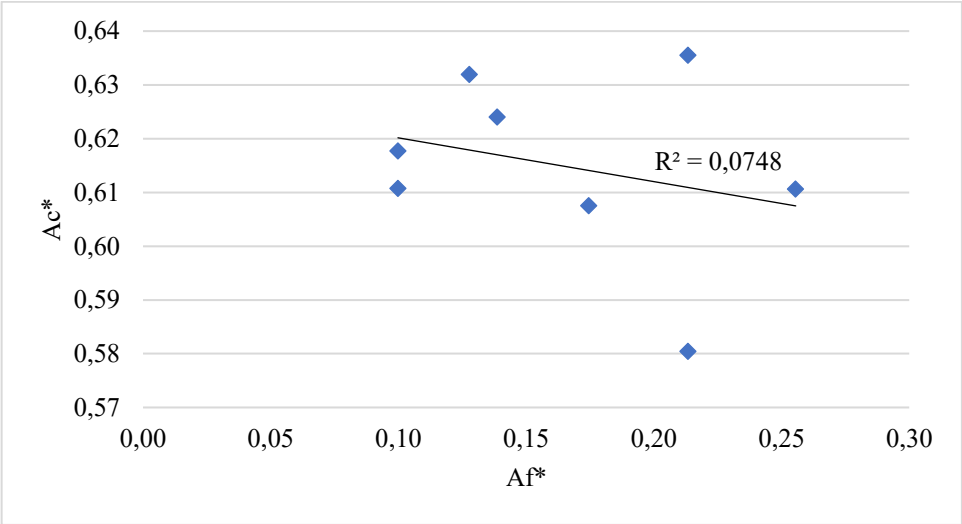
Modello	A_c^*	Modello	A_c^*
2.1	0,71	3.1	0,62
2.2	0,76	3.2	0,58
2.3	0,75	3.3	0,57
2.4	0,77	3.4	0,61
2.5	0,70	3.5	0,37
2.6	0,72	3.6	0,57
2.7	0,47	3.7	0,58
2.8	0,71	3.8	0,58

Di seguito vengono confrontati i parametri geometrici e di danno sopra esposti (A_m^*, A_f^*, H_c^* *e* A_c^*), cercando di stabilire se esista una correlazione tra i differenti parametri.

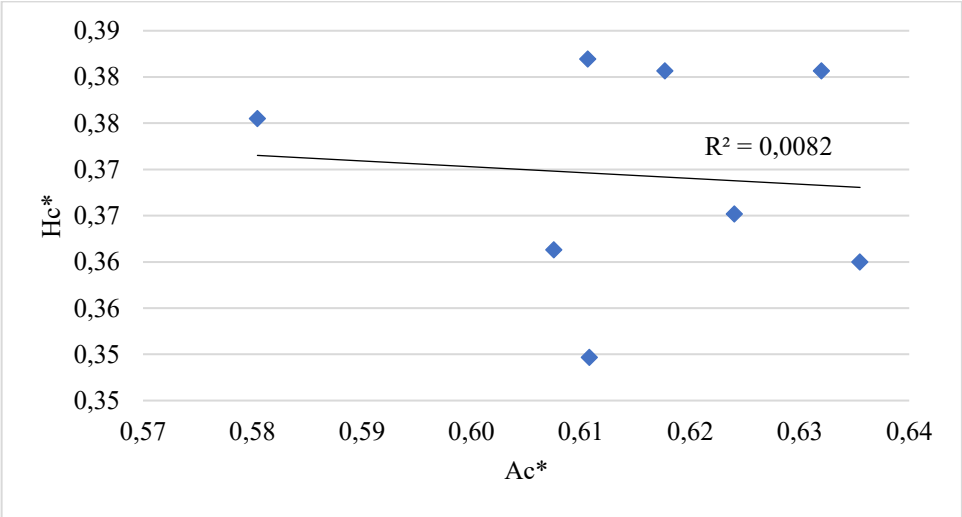
La Fig. 6.18-a mette in relazione i parametri A_c^* ed A_m^*, il grafico di *F*ig. 6.18-b correla i parametri A_c^* ed A_f^*, mentre la Fig. 6.18-c confronta i valori di H_c* con quelli di A_c^*. Tali parametri si riferiscono al primo modo di vibrare significativo in direzione Y per gli otto modelli a due piani.



a)



b)



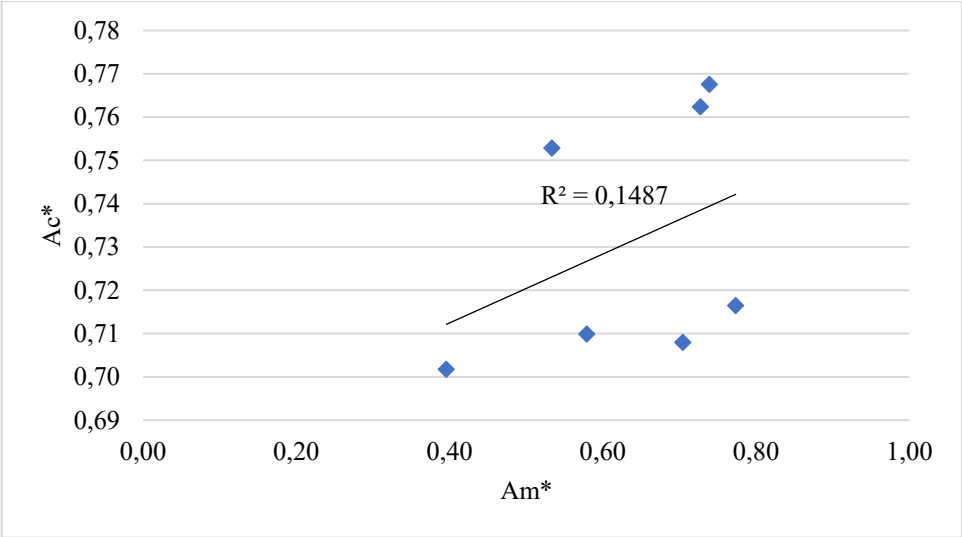
c)

Fig. 6.18: *Correlazione dei parametri: a) A_c^* e A_m^*, b) A_c^* ed A_f^*, c) H_c^* e A_c^*.*

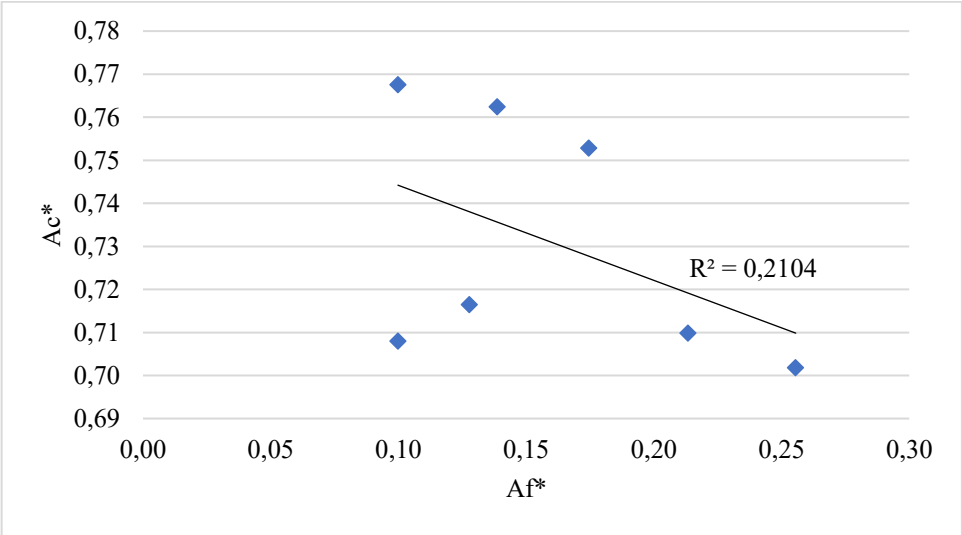
Dalla lettura dei grafici proposti, sebbene il coefficiente di determinazione (R^2) sia molto basso, è possibile notare che:

- Grafico *a):* all'aumentare di A_m^*, cioè della percentuale di area dei maschi murari in prospetto, aumenta anche A_c^*, cioè la percentuale di area della facciata interessata dal cinematismo.
- Grafica *b)*: all'aumentare di A_f^*, cioè alla percentuale di foratura in facciata, diminuisce la percentuale di area coinvolta dal cinematismo (A_c^*);
- Grafico *c):* all'aumentare di A_c^* diminuisce H_C^*, ossia l'altezza da terra della cerniera cilindrica.

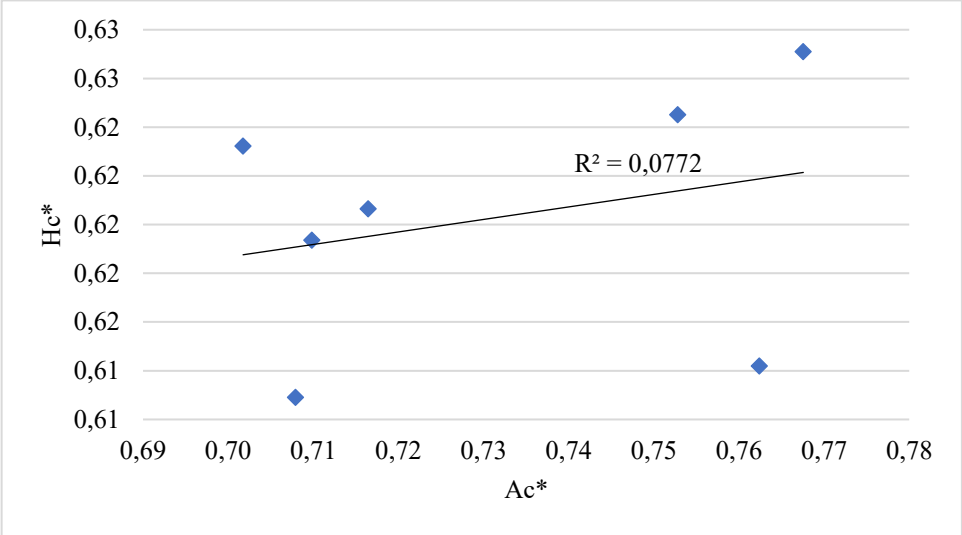
In Fig. (6.19-a, b, c) si riportano i grafici di confronto degli stessi parametri descrittivi, riferendosi però al secondo modo di vibrare significativo in direzione Y per i modelli a due piani.



a)



b)



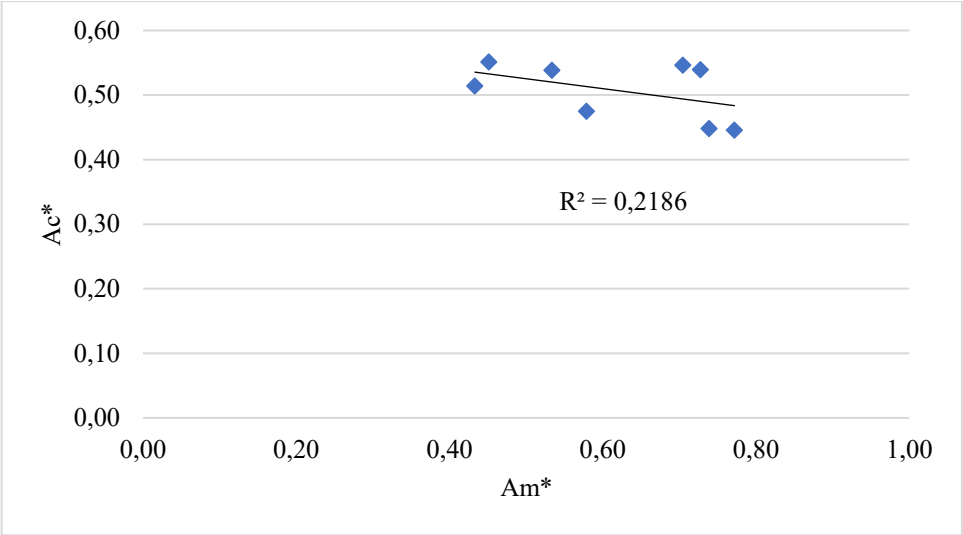
c)

Fig. 6.19: *Correlazione dei parametri: a) A_c^* e A_m^*, b) A_c^* ed A_f^*, c) H_c* e A_c^*.*

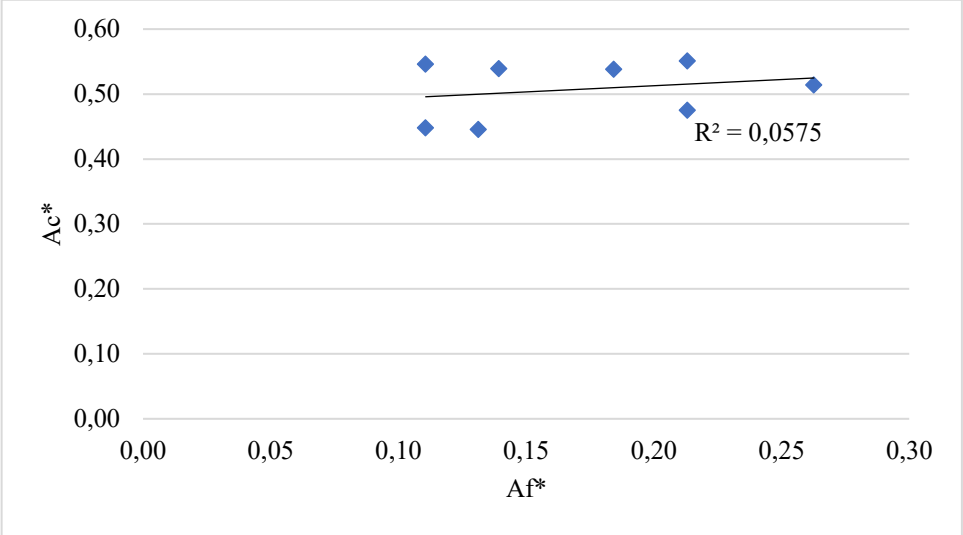
In questo caso il coefficiente di determinazione aumenta leggermente, ad indicare una miglior correlazione tra i parametri. I grafici riportati mostrano che:

- Grafico *a)*: all'aumentare di A_m^*, cioè della percentuale di area dei maschi murari, in prospetto, aumenta anche A_c^*;
- Grafica *b)*: come nel caso corrispondente per il primo modo di vibrare, all'aumentare di A_f^* diminuisce A_c^*;
- Grafico *c)*: anche per il secondo modo di vibrare significativo in Y, all'aumentare di A_c^* diminuisce H_C^*.

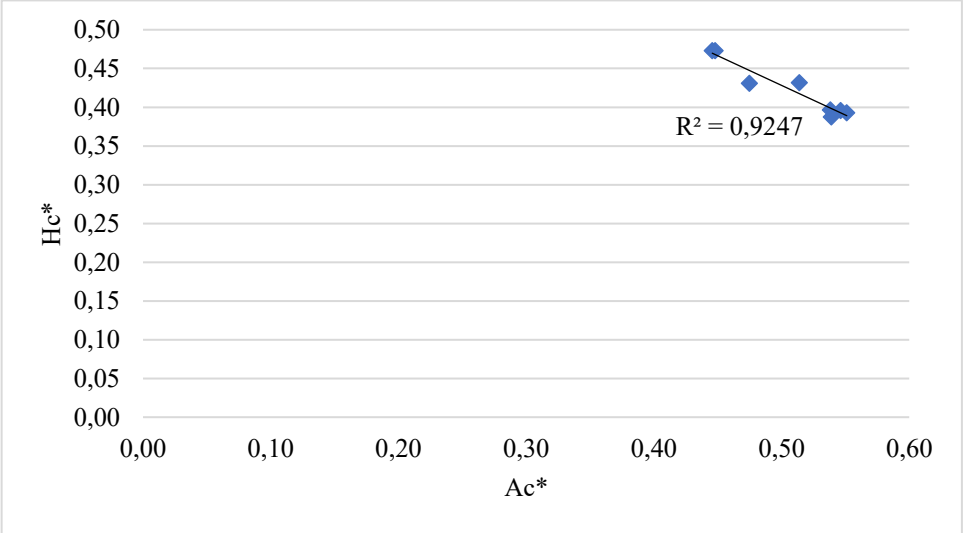
In Fig. (6.20-a, b, c) si riportano i grafici di confronto dei parametri descrittivi del primo modo di vibrare significativo in direzione Y riferiti ai modelli a tre piani.



a)



b)



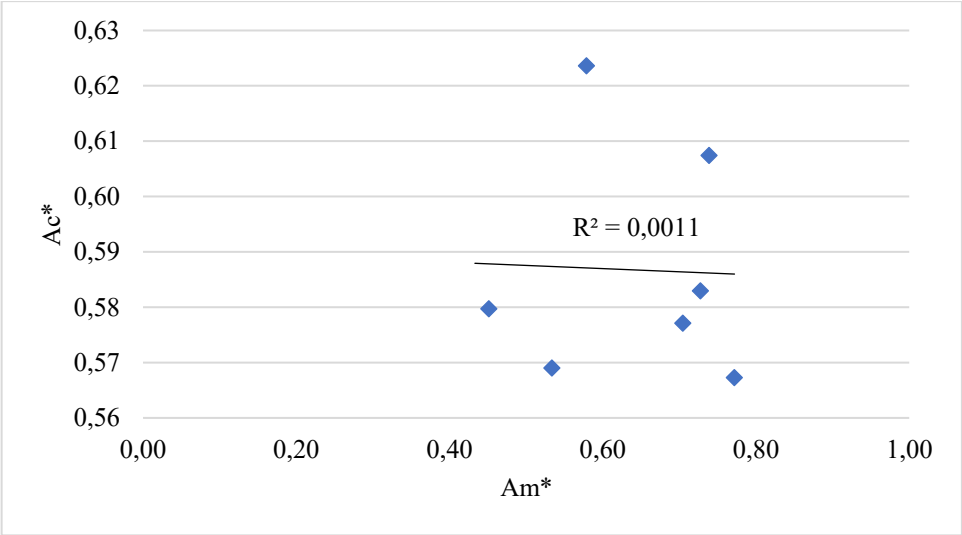
c)

Fig. 6.20: *Correlazione dei parametri: a) A_c^* e A_m^*, b) A_c^* ed A_f^*, c) H_c* e A_c^*.*

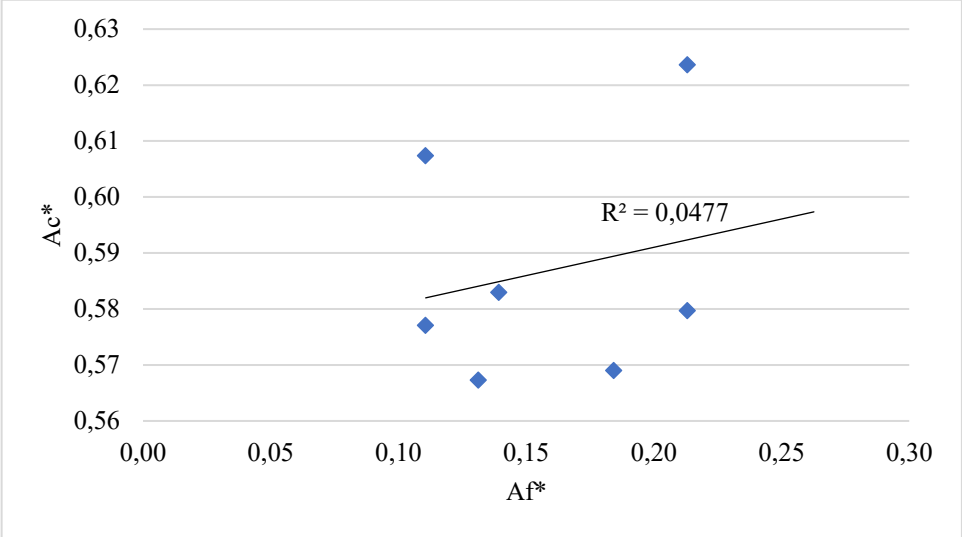
Contrariamente a quanto visto per i modelli a due piani, in questo caso la lettura dei grafici fa emergere che:

- Grafico *a):* all'aumentare di A_m^* diminuisce anche A_c^*;
- Grafica *b):* all'aumentare di A_f^* aumenta A_c^*, sebbene il coefficiente di determinazione sia quasi nullo;
- Grafico *c):* all'aumentare di A_c^* diminuisce H_C^*. In questo caso il coefficiente di determinazione è molto elevato (R^2=0,92)

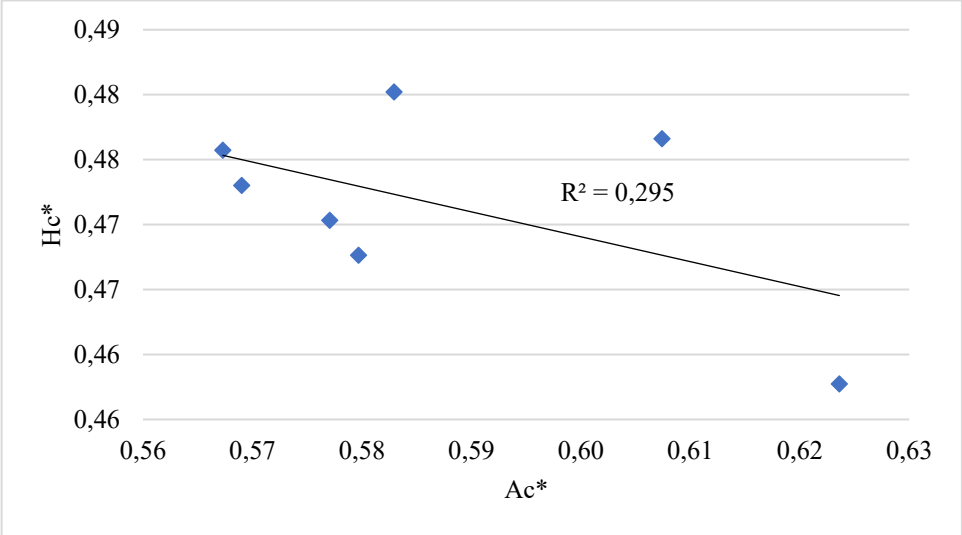
In Fig. (6.21-a, b, c) si riportano i grafici di confronto dei parametri descrittivi del primo modo di vibrare significativo in direzione Y riferiti ai modelli a 3 piani.



a)



b)



c)

Fig. 6.21: *Correlazione dei parametri: a) A_c^* e A_m^*, b) A_c^* ed A_f^*, c) H_c* e A_c^*.*

Contrariamente a quanto visto per il primo modo di vibrare significativo in direzione Y per i modelli a tre piani, per il secondo modo di vibrare significativo si può notare che:

- Grafico *a)*: all'aumentare di A_m^* , A_c^* tende a diminuire, sebbene il coefficiente di determinazione sia quasi nullo;
- Grafico *b)*: all'aumentare di A_f^* aumenta anche A_c^*;
- Grafico *c)*: all'aumentare di A_c^* diminuisce H_C^*.

In conclusione, i modelli con meno aperture in facciata, e di conseguenza con maggiore area dei maschi murari in prospetto, hanno maggiore massa partecipante nei primi modi significativi di vibrare e perciò maggiore area interessata dal cinematismo in facciata.

6.3 Ulteriori analisi sul grado di vincolo tra elementi strutturali

Dopo aver indagato il comportamento fuori piano delle 16 configurazioni di facciata ottenute variandone parametricamente la geometria, sono di seguito proposte tre ulteriori varianti che riguardano la concezione degli elementi strutturali, tutte applicabili alle soluzioni di facciata. Oltre alla vulnerabilità derivante dall'organizzazione delle aperture, e di conseguenza dall'organizzazione del sistema resistente, è simulato il livello di ammorsamento tra strutture verticali e tra le stesse e gli orizzontamenti, che, se scadente, contribuisce ad incrementare la propensione dell'edificio a meccanismi fuori piano (§3.2).
È in particolare simulato:

- L'ammorsamento della facciata principale all'angolo destro con la parete di spina;
- L'ammorsamento tra facciata e pareti ortogonali per entrambe le angolate;
- L'ammorsamento tra la facciata principale e gli orizzontamenti.

Applicando le tre varianti alle 16 configurazioni geometriche, si ottengono 48 modelli, anch'essi analizzati per via numerica. Per questi modelli sono valutati i soli parametri dinamici.

La prima simulazione prevede che, in fase di modellazione, venga eliminata l'ultima colonna degli elementi *plate* che collegano il muro di spina con la facciata e che la loro funzione di collegamento venga sostituita con i collegamenti rigidi (*rigid link*).
Tali elementi rigidi garantiscono che sia le traslazioni che le rotazioni siano accoppiate selettivamente e si possano quindi impostare i gradi di libertà richiesti. In questo caso viene liberata la traslazione in Y per simulare la mancanza di ammorsamento delle pareti all'angolo.
In Fig. 6.22, a titolo esemplificativo, viene riportato il modello riferito alla configurazione base dell'edificio tipo (modello 2.1), per il quale è stata simulata la mancanza di ammorsamento dell'angolata destra (modello 2.1.1). Tale simulazione è stata applicata su tutti i modelli, per i quali alla denominazione originale è stato aggiunto il codice 1.

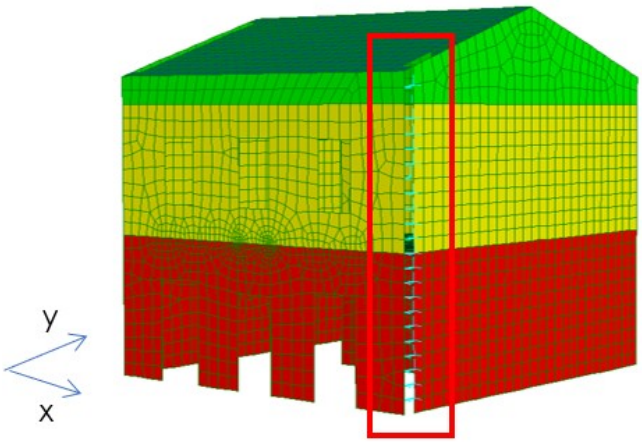


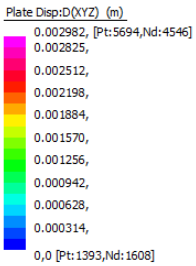
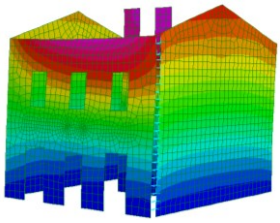
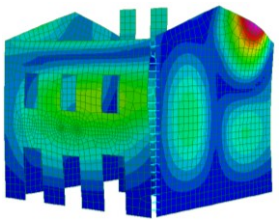
***Fig. 6.22**: Vista 3D del modello 2.1.1 con mancanza di ammorsamento dell'angolata destra.*

Sono di seguito descritti i risultati dell'analisi numerica che simula la prima variante di livello di ammorsamento applicata alle 16 configurazioni geometriche dell'abaco.

Al pari delle analisi numeriche svolte in precedenza, sono riportati massa partecipante e periodo di vibrazione dei due modi di vibrare principali in direzione ortogonale alla facciata principale (Y), assieme al principale meccanismo sviluppato e alla mappatura degli spostamenti. Nel modello 2.1.1, per il primo modo di vibrare significativo, il meccanismo di danno coinvolge la porzione compresa fino alla metà delle finestre dell'ultimo livello (Tab. 6.25). Per il secondo modo invece il meccanismo coinvolge la parete del primo piano e la porzione destra del prospetto, mentre la parte sinistra non mostra spostamenti.

Dall'analisi dei 16 modelli, secondo tale variante, non emergono differenze rilevanti con quanto dichiarato al §6.2 per quanto riguarda i parametri dinamici. Si riscontrano invece delle differenze per quanto riguarda la deformata, in quanto questa si concentra nella parte destra del prospetto dove appunto viene simulato il mancato ammorsamento all'angolo.

***Tab. 6.25**: Modi di vibrare significativi nel modello 2.1.1.*

MODO		2 - Y	8 - Y
MASSA		63,18%	4,24%
PERIODO		0,12 s	0,06 s
MECCANISMO SVILUPPATO		Flessione orizzontale	Flessione verticale
DEFORMATA			

Viene di seguito proposto l'istogramma in Fig. 6.23 che confronta il periodo di vibrazione del primo modo dei 16 modelli analizzati simulando la prima condizione di ammorsamento.

Tali valori sono, inoltre, confrontati con il periodo della struttura per l'edificio a due e a tre piani, calcolato secondo l'approccio di MIT (2019) (§6.2.1), risultando conformi a quanto emerso secondo questi ultimi calcoli.

Relativamente ai valori del periodo delle 16 configurazioni, si osserva come i valori più bassi del periodo si registrano per le configurazioni in cui sono presenti ampie campiture cieche di muratura che incrementano la rigidezza del sistema.

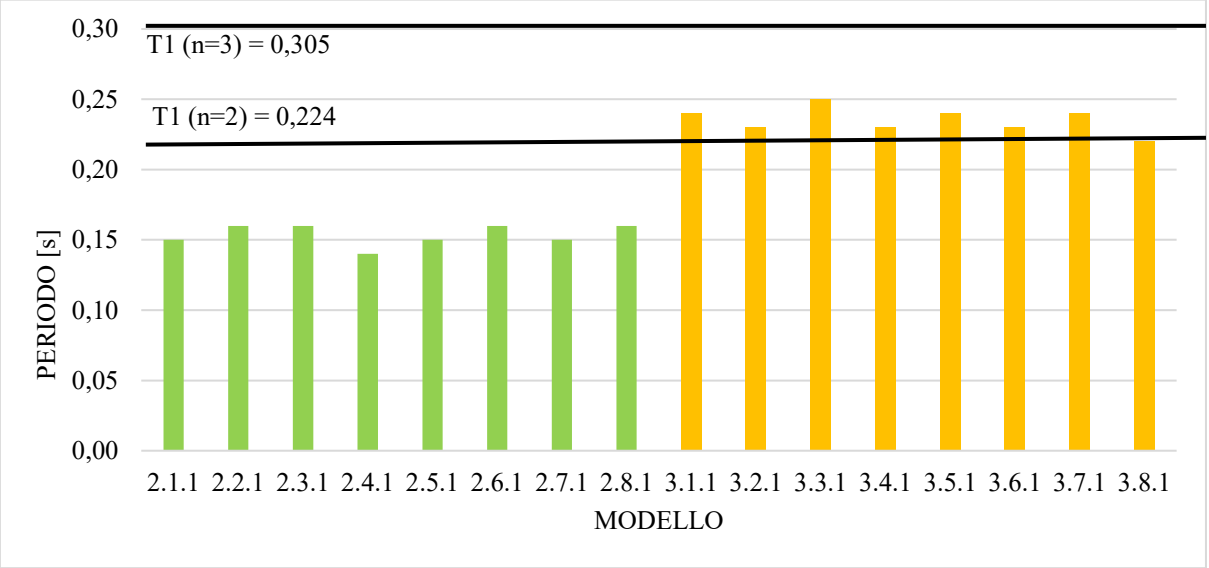


***Fig. 6.23**: Periodo del modo di vibrare significativo per i 16 modelli con prima condizione di ammorsamento confrontato con il periodo dell'edificio calcolato secondo l'approccio semplificato di MIT (2019)*

Ulteriore confronto viene eseguito tra le masse partecipanti relative al primo modo di vibrare significativo in direzione Y riportate in Fig. 6.24. La percentuale di massa partecipante varia tra il 61% ed il 65%. Pertanto, l'assenza di ammorsamento della facciata all'angolo destro influisce poco su tale parametro dinamico. Questo dimostra la ridotta significatività di tale parametro nel descrivere la risposta sismica dell'edificio.

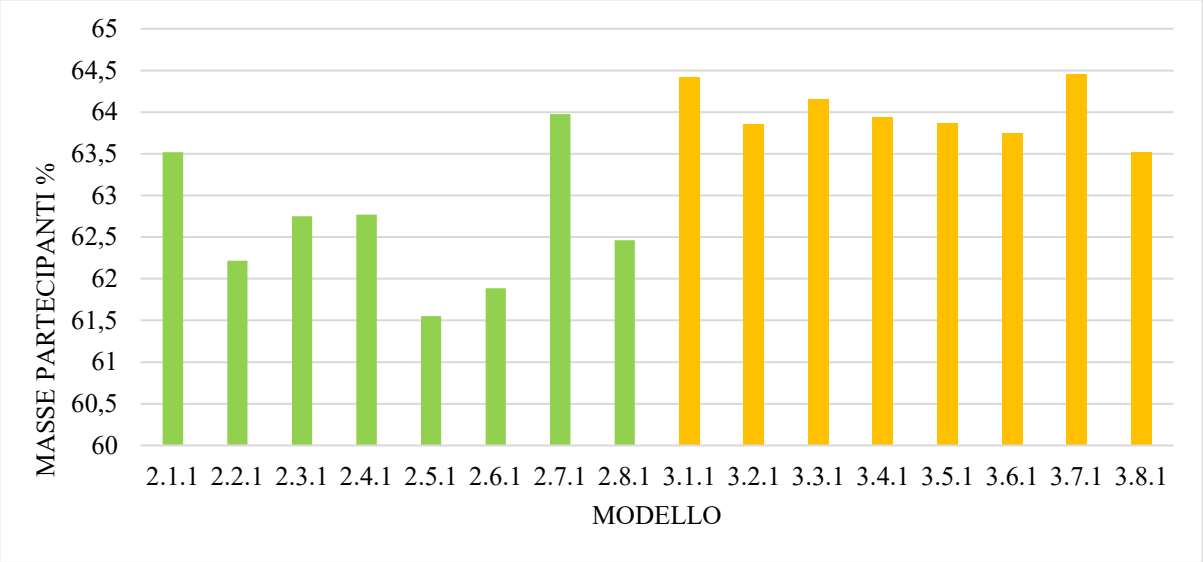


***Fig. 6.24**: Istogramma in cui vengono riportate le masse partecipanti dei modelli relative al primo modo di vibrare significativo in direzione Y.*

La seconda simulazione di condizione di ammorsamento prevede che i *rigid link* vengano usati per sostituire le colonne dei *plate* che, nella configurazione originaria dei 16 modelli, ammorsano la facciata con le due pareti all'angolo. In questo modo si valuta il comportamento di edifici la cui facciata con risulta ammorsata alle pareti ortogonali.

In Fig. 6.25 si riporta il primo dei 16 modelli generati con tale variazione, denominato 2.1.2. Tutti i modelli con questa caratteristica mantengono l'originale codice identificativo, al quale viene aggiunto il numero 2.

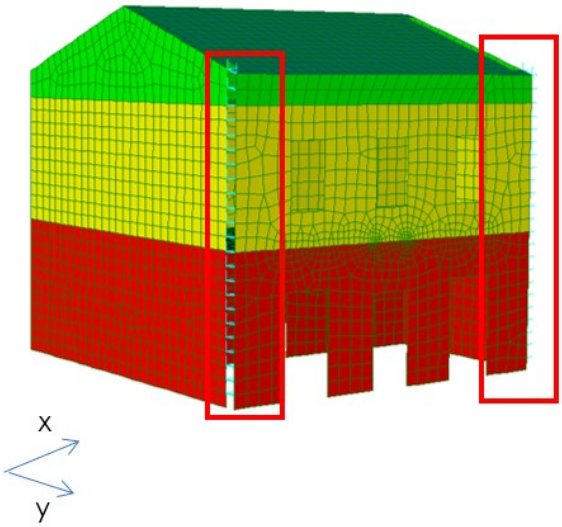
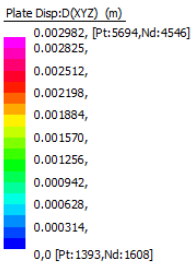
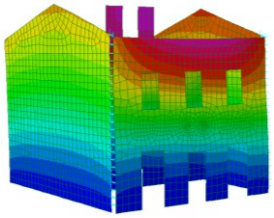
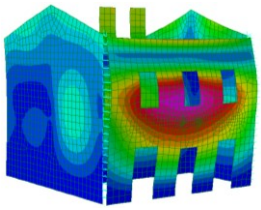


***Fig. 6.25**: Vista 3d modello 2.1.2.*

Nel modello 2.1.2 il meccanismo coinvolge la parete dell'ultimo livello (Tab. 6.26). Il meccanismo del secondo modo di vibrare coinvolge l'intera parete dell'ultimo livello e arriva fino a metà delle aperture del piano terra.

Dalla seconda simulazione emerge che per il secondo modo di vibrare significativo in direzione Y si accentua la deformata nelle differenti configurazioni. Dal confronto dei parametri dinamici si riscontra che non vi sono differenze rilevanti con quanto dichiarato per i primi 16 modelli al §6.2.

***Tab. 6.26**: Modi di vibrare significativi nel modello 2.1.1.*

MODO		2 - Y	8 - Y
MASSA		63,84%	8,15%
PERIODO		0,12 s	0,06 s
MECCANISMO SVILUPPATO		Flessione orizzontale	Flessione verticale
DEFORMATA			

L'istogramma in Fig. 6.26 propone un confronto dei periodi di vibrare principale dei 16 modelli eseguiti escludendo l'ammorsamento della facciata con le pareti di spina.

Anche in questo caso i valori ottenuti risultano conformi a quello calcolato secondo MIT (2019) (§6.2.1).

Con la seconda variante, si osserva una maggior variabilità del periodo nel caso dei modelli a tre piani, ossia per gli edifici più deformabili; tra questi, i valori più bassi del periodo si registrano per le configurazioni in cui sono presenti ampie campiture cieche di muratura che incrementano la rigidezza del sistema.

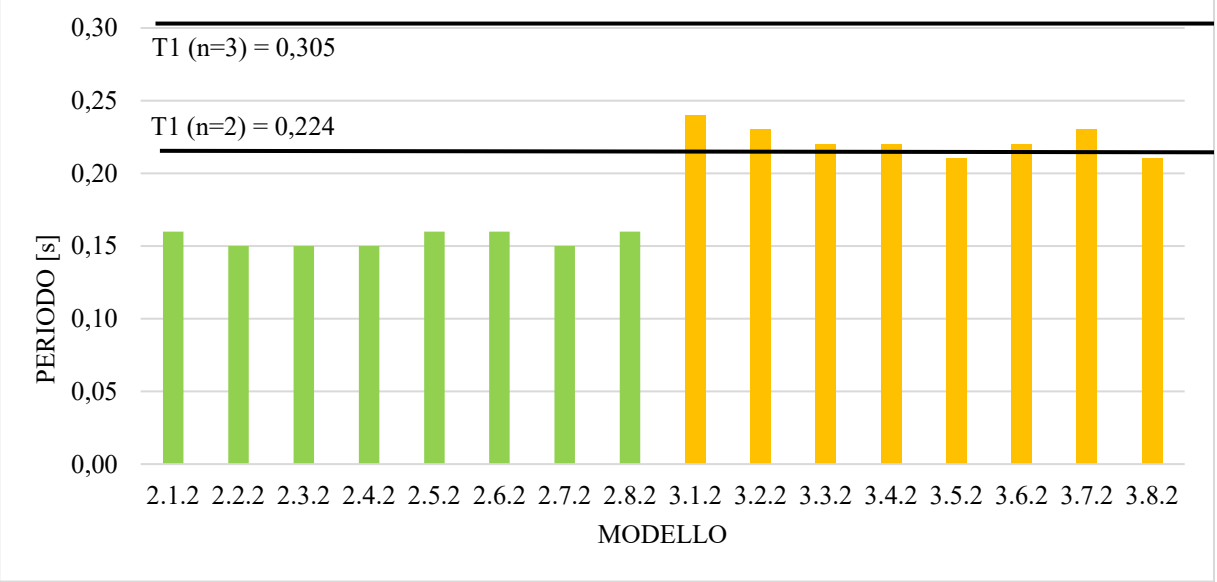


***Fig. 6.26**: Periodo del modo di vibrare significativo per i 16 modelli con seconda condizione di ammorsamento confrontato con il periodo dell'edificio calcolato secondo l'approccio semplificato di MIT (2019)*

L'istogramma in Fig. 6.27 propone il confronto delle masse partecipanti relative al primo modo di vibrare significativo in direzione Y. La percentuale di massa partecipante varia tra il 61% ed il 65%; questo dimostra la ridotta significatività di tale parametro nel descrivere la risposta sismica dell'edificio.

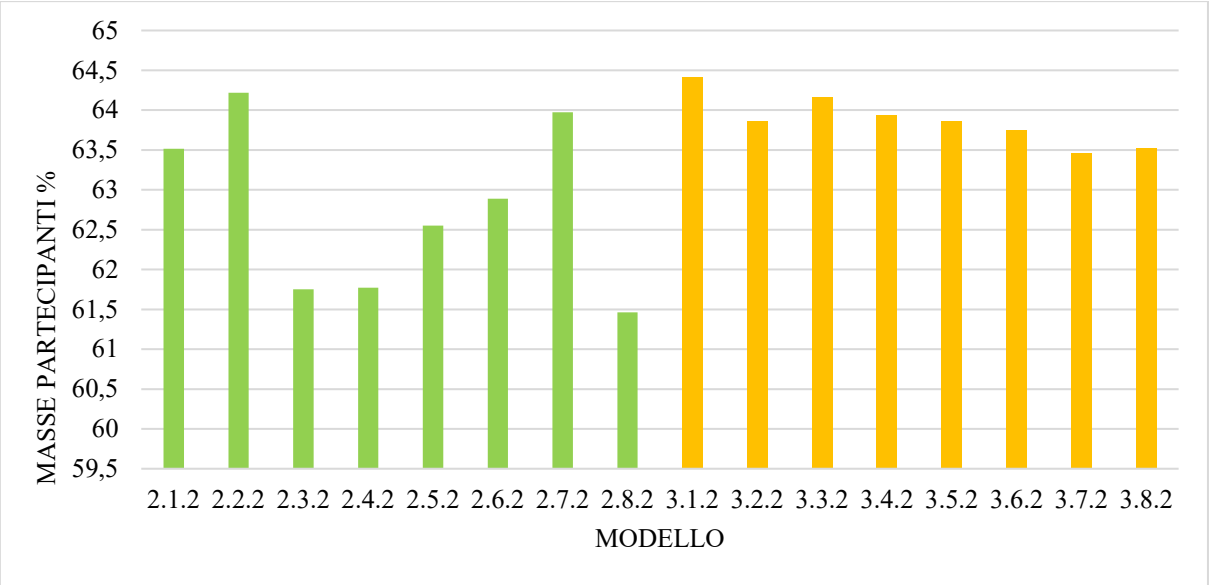


***Fig. 6.27**: Istogramma in cui vengono riportate le masse partecipanti dei modelli relative al primo modo di vibrare significativo in direzione Y.*

La terza e ultima configurazione di ammorsamento prevede che i *rigid link* vengano usati per collegare i nodi degli orizzontamenti con quelli della facciata, quest'ultima mantenuta ammorsata alle pareti ortogonali. Vengono quindi eliminate le ultime file di *plate* degli orizzontamenti in direzione parallela alla facciata. Così facendo, viene simulato lo sfilamento delle travi degli orizzontamenti dal loro appoggio originario. In Fig. 6.28 viene riportato a titolo esemplificativo il primo dei 16 modelli generati con tale variante di modellazione (denominato 2.1.3). Al codice identificativo originario viene aggiunto il numero 3. La muratura del primo piano è stata nascosta per far emergere come è stata modellata la connessione orizzontamenti-facciata.

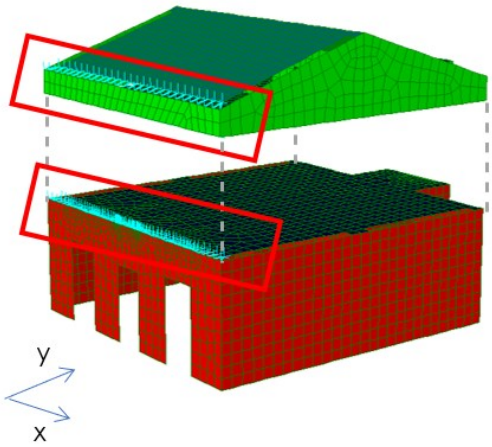
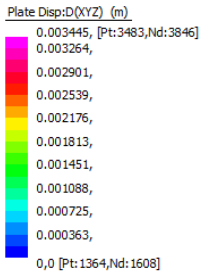
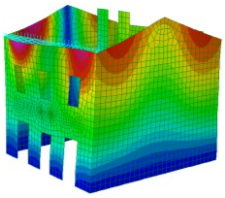
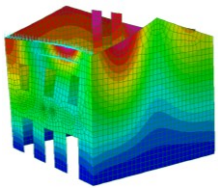


***Fig. 6.28**: Vista 3d modello 2.1.3.*

Nel modello 2.1.3 il meccanismo fuori piano sviluppato coinvolge porzioni localizzate della parete dell'ultimo livello (Tab. 6.27). Contrariamente a quanto visto per i modelli precedenti, dove il meccanismo del secondo modo di vibrare era generalmente una flessione verticale, in

questo caso, risultando la parete svincolata dagli orizzontamenti, i meccanismi che si sviluppano sono localizzati ed interessano la parte alta del prospetto che è libera di deformarsi. La terza variante comporta una risposta differente dei modelli al sisma. In questo caso viene a mancare il comportamento d'insieme dell'edificio, la facciata ha un comportamento anomalo in quanto si sviluppano meccanismi localizzati nella fascia del sottotetto, contrariamente a quanto accadeva per i modelli precedenti dove per il primo modo di vibrare significativo si sviluppavano meccanismi di ribaltamento dell'ultimo piano.
Analogamente accade anche per il secondo modo di vibrare significativo.

***Tab. 6.27**: Modi di vibrare significativi nel modello 2.1.1.*

MODO		3 - Y	4 - Y
MASSA		13,75%	40,38%
PERIODO		0,11 s	0,11 s
MECCANISMO SVILUPPATO		Ribaltamento parziale della parete	Ribaltamento parziale della parete
DEFORMATA			

Di seguito nell'istogramma in Fig. 6.29 viene proposto il confronto dei periodi di vibrare principale dei 16 modelli sui quali è applicata la terza configurazione di ammorsamento
In questo caso i valori ottenuti per i modelli a 2 piani risultano più alti rispetto a quello calcolato secondo MIT (2019) (§6.2.1), hanno inoltre una maggiore variabilità. Quelli a 3 piani invece hanno un valore costante, indifferente dalla configurazione.

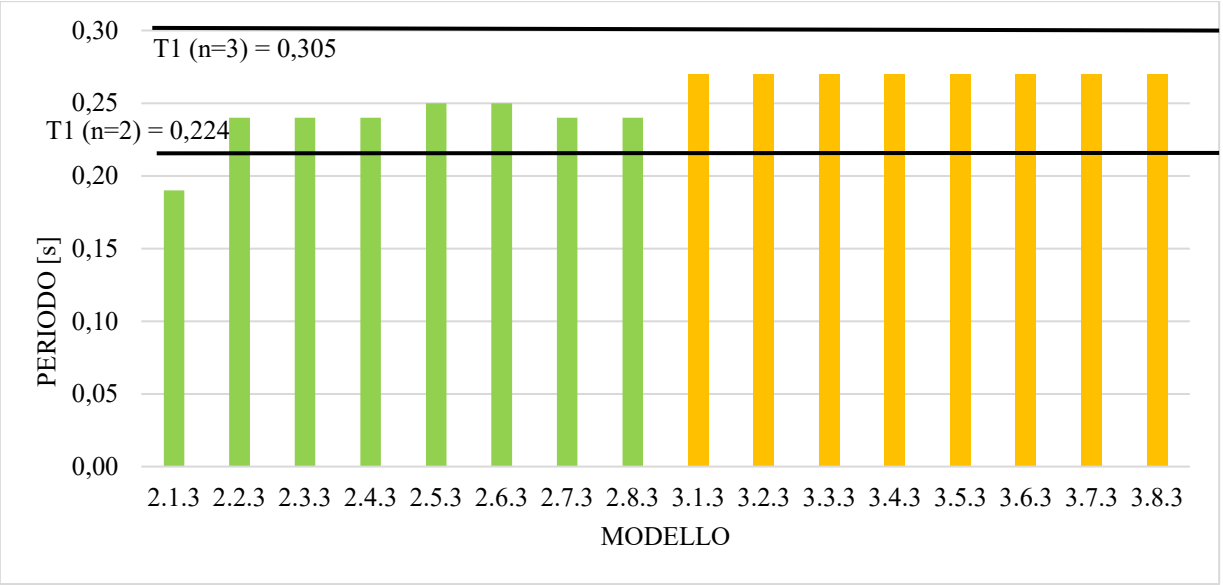


***Fig. 6.29**: Periodo del modo di vibrare significativo per i 16 modelli con terza condizione di ammorsamento confrontato con il periodo dell'edificio calcolato secondo l'approccio semplificato di MIT (2019).*

L'istogramma in Fig. 6.30 confronta delle masse partecipanti relativi al primo modo di vibrare significativo in direzione Y. La percentuale di massa partecipante varia tra il 10% ed il 25%, molto più bassa rispetto alle altre configurazioni analizzate (si rimanda alle Fig. 6.26 e 6.24, dove vengono riportate le masse partecipanti per i differenti modelli).

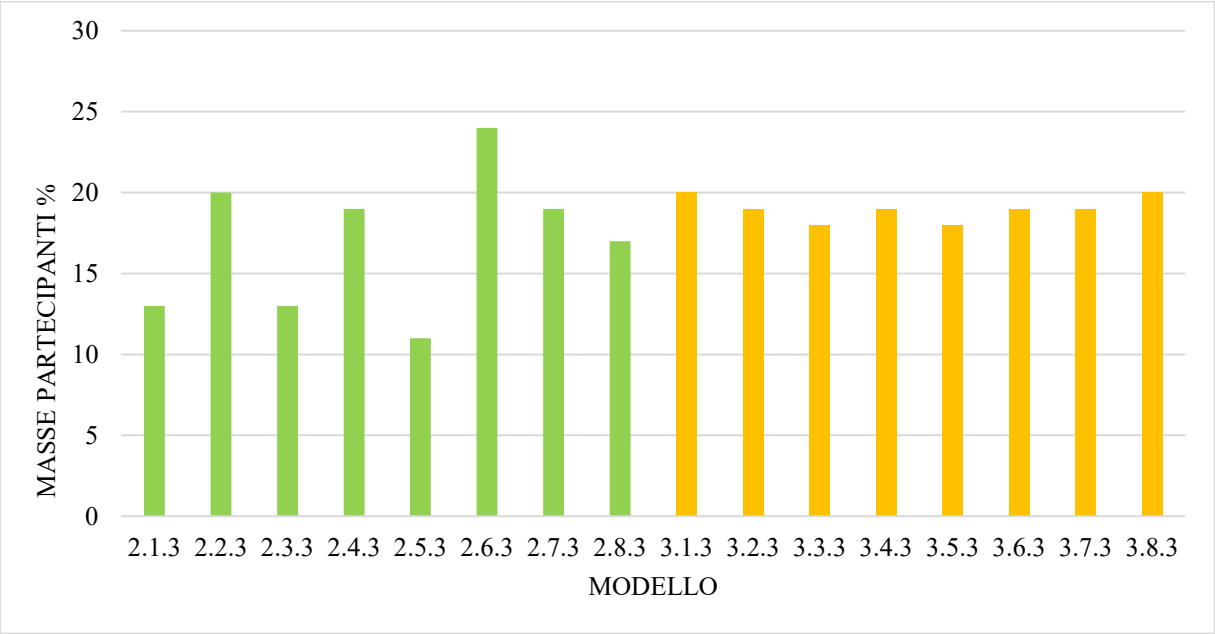


***Fig. 6.30**: Istogramma in cui vengono riportate le masse partecipanti dei modelli relative al primo modo di vibrare significativo in direzione Y.*

Dalla prima variante di modellazione emerge che il mancato ammorsamento della facciata in un solo angolo comporta lo spostamento della deformazione e quindi del meccanismo verso la

parte debole, ma non influisce significativamente sul comportamento d'insieme per quanto riguarda il periodo e le masse partecipanti nei differenti modelli.
La seconda variante, pur presentando parametri dinamici valori simili a quelli dichiarato al §6.2 per i primi 16 modelli, influisce significativamente sulla deformata della facciata poiché aumenta lo spostamento relativo (ad esempio per il modello 2.1 lo spostamento del punto massimo per il secondo modo di vibrare significativo in direzione Y era di 0,0035m in questo caso arriva a 0,0047m).
La terza variante ci mostra come il non adeguato ammorsamento degli orizzontamenti alle pareti impedisca all'edificio di avere un comportamento d'insieme in risposta al sisma, questo emerge dal fatto che per i primi modi di vibrare significativi abbiamo masse di partecipazione nettamente inferiori a quelle delle varianti sopradescritte. In questo caso, i meccanismi sviluppati in facciata risultano essere localizzati per i modelli a 2 piani, mentre per quelli a 3 piani si sviluppano generalmente meccanismi per instabilità verticale della parete.

Per i risultati dei primi modi di vibrare significativi dei 48 modelli, si rimanda agli "Allegati 1-2-3" del presente elaborato.

6.4 Confronto tra comportamento analitico e reale

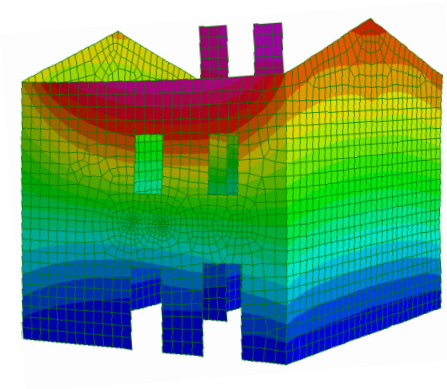
Al fine di perseguire il principale obiettivo della tesi, i modelli numerici sono stati utilizzati per confrontare la risposta dei modelli analitici con il reale comportamento degli edifici con la medesima configurazione geometrica.

In questo paragrafo viene proposto il confronto tra alcune situazioni di danno reale degli edifici in seguito alla sequenza sismica del 2016, con le deformate relative a configurazioni geometriche di facciata simili ottenute dalle analisi modali dei modelli.

In Fig. 6.31-a è proposta la configurazione con finestre allineate e concentrate, maschi murari efficaci e maschio di sinistra tozzo con concentrazione di rigidezza (modello 2.2). È riportata la deformata per il primo modo significativo in direzione Y, caratterizzato dal 63% di massa partecipante. In questo caso il meccanismo sviluppato è una flessione orizzontale: la cerniera cilindrica che si viene a creare ha un'altezza da terra (H_c) di 2,83 m e l'area interessata dal cinematismo rapportata con l'area totale del prospetto (A_c^*), risulta pari a 62%. Inoltre, il modello esaminato ha una percentuale di maschi murari in facciata rapportata all'area totale (A_m^*) pari a 73%.

L'edificio con cui viene confrontato (Fig. 6.31-b) è situato a Castelsantangelo sul Nera (MC), presenta aperture allineate, maschi murari tozzi e si sviluppa per due piani fuori terra. In seguito alla sequenza sismica del 2016 ha riportato danni ingenti in facciata, il meccanismo sviluppato è una flessione orizzontale, con forma a "V", l'area interessata dal cinematismo coinvolge tutta la parete del primo piano e mostra lesioni inclinate fino a metà altezza della finestra.

Il modello risulta, quindi, in linea con il comportamento reale in risposta all'azione sismica.



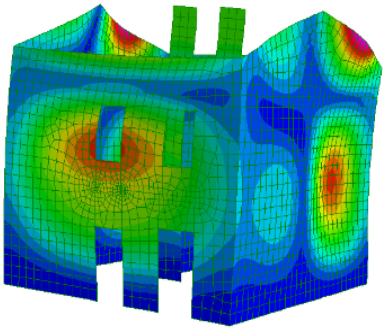
a)

b)

***Fig. 6.31**: Confronto tra comportamento analitico e reale: a) modello numerico 2.2, primo modo significativo in Y; b) edificio sito in Castelsantangelo sul Nera (MC).*

La Fig. 6.32-a riporta la deformata del modello 2.2 referita al secondo modo di vibrare significativo in direzione Y. In questo caso, la massa partecipante è circa del 7,5 %. Il meccanismo sviluppato è un ribaltamento per instabilità verticale della parete che coinvolge il 62% del prospetto. Le cerniere che circoscrivono il meccanismo si trovano all'altezza di 1,05m e 6,61m.

La medesima configurazione geometrica si riscontra in un edificio sito in Pieve Torina (MC) (Fig. 6.32-b), il quale mostra anche un analogo comportamento. L'edificio reale presenta il collasso di un meccanismo di instabilità verticale della facciata principale, in corrispondenza delle aperture.



a) *b)*

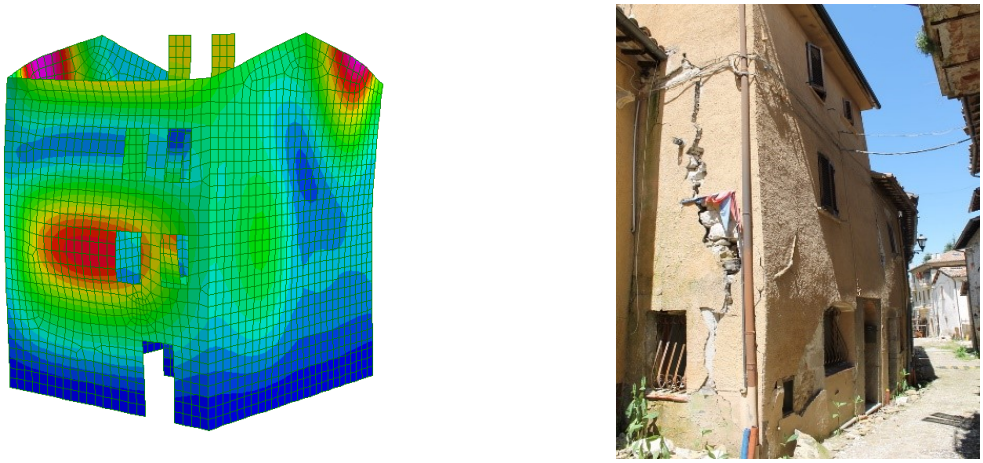
***Fig. 6.32**: Confronto tra comportamento analitico e reale: a) modello numerico 2.2, secondo modo significativo in Y; b) edificio sito in Pieve Torina (MC).*

Il modello 3.2 (Fig. 6.33-a) può essere confrontato per geometria della facciata con un altro edificio sito in Castelsantangelo sul Nera (MC) (Fig. 6.33-b) il quale presenta aperture allineate in prospetto con maschi efficaci e si sviluppa per tre piani fuori terra. Il meccanismo sviluppato in quest'ultimo caso è una flessione orizzontale localizzata attorno ad una fila di aperture che coinvolge il primo e il secondo piano. Il modello numerico di confronto (3.2), con il 64.23 % di massa partecipante per il primo modo significativo in direzione Y, sviluppa un meccanismo di flessione orizzontale all'ultimo piano. La cerniera cilindrica si crea ad un'altezza da terra pari a 4,31 m ed il cinematismo interessa un'area A_c^* pari a 43% del prospetto. Quindi, sebbene il meccanismo sviluppatosi sia lo stesso, la forma del cinematismo non è la medesima, perché quello reale risulta più localizzato rispetto a quanto emerso dal modello analitico.

a) b)

Fig. 6.33*: Confronto tra comportamento analitico e reale: a) modello numerico 3.2, primo modo significativo in Y; b) edificio sito in Castelsantangelo sul Nera (MC).*

Il modello 3.4, con aperture concentrate e disallineate e maschi murari snelli inefficaci, mostra un meccanismo di flessione verticale nella facciata principale, come si vede nella deformata in Fig. 6.34-a per il secondo modo di vibrare significativo, con massa partecipante di circa il 12%. Il meccanismo coinvolge il 61% della facciata. La cerniera cilindrica creata ha un'altezza da terra di circa 5,30 m. Il comportamento del modello sopracitato è in linea con quanto osservato in un edificio con lo stesso *layout* di facciata sito in Castelsantangelo sul Nera (MC) (Fig. 6.34-b). Tale edificio presenta un maschio murario tozzo nella parte sinistra della facciata, si sviluppa per tre piani fuori terra e le aperture risultano allineate ai vari piani.



a) b)

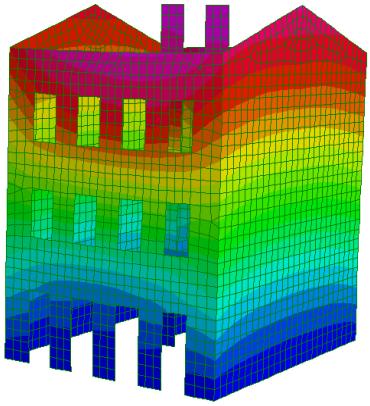
Fig. 6.34*: Confronto tra comportamento analitico e reale: a) modello numerico 3.4, secondo modo significativo in Y; b) edificio sito in Castelsantangelo sul Nera (MC).*

La Fig 6.35-a riporta la deformata del modello 3.5, mentre in Fig. 6.35-b si riporta il danno dell'edificio sito a Castelsantangelo sul Nera (MC). Per il modello analitico è riportato il primo

modo di vibrare significativo in Y, con massa partecipante di 64% e periodo di vibrazione di 0,18 s.

Le caratteristiche dei due prospetti sono molto simili: entrambi hanno le aperture allineate ai diversi livelli, distribuite sulla facciata ma ravvicinate, i maschi murari per le due configurazioni risultano essere inefficaci e si sviluppano entrambi per tre piani fuori terra.

Il meccanismo che si attiva nell'edificio reale è analogo a quanto accade per il modello analitico, per il quale l'area interessata dal cinematismo è pari a 61% e l'altezza da terra della cerniera è pari a 4,83m. Si tratta in entrambi i casi di una flessione orizzontale.



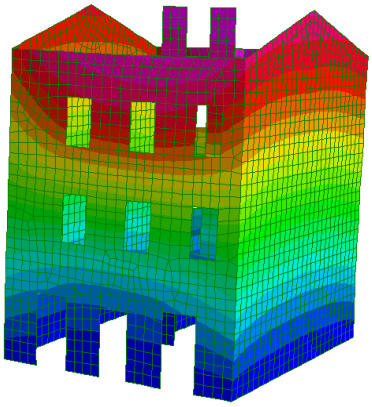
a)

b)

Fig. 6.35*: Confronto tra comportamento analitico e reale: a) modello numerico 3.5, primo modo significativo in Y; b) edificio sito in Castelsantangelo sul Nera (MC).*

Il comportamento meccanico del modello 3.7 (Fig. 6.36-a) è confrontato con il comportamento reale di un edificio del centro storico di Camerino (MC) (Fig. 6.36-b). Per entrambe le configurazioni, le aperture risultano distribuite sulla facciata ma sfalsate tra un livello e l'altro, presentano maschi murari inefficaci ed entrambi si sviluppano per tre piani fuori terra.

Il meccanismo del modello per il primo modo di vibrare significativo in direzione Y è analogo a quello dell'edificio reale, ossia il ribaltamento della parete dell'ultimo livello, l'area interessata da tale cinematismo è pari a 55% e l'altezza da terra della cerniera è pari a 5,20m.

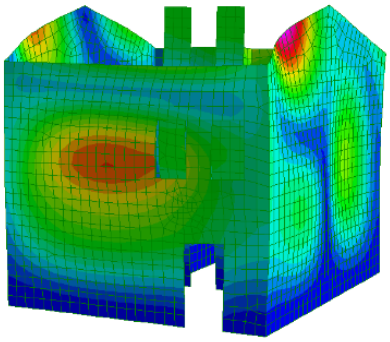


a) *b)*

***Fig. 6.36**: Confronto tra comportamento analitico e reale: a) modello numerico 3.7, primo modo significativo in Y; b) edificio sito in Camerino (MC).*

Sono di seguito confrontate le configurazioni con finestre disallineate rispetto alla porta del piano terra ed aperture concentrate sulla porzione destra della facciata in cui i maschi murari sono efficaci sul lato sinistro, ma snelli o interrotti sulla porzione di sinistra. Nel caso di due piani (modello 2.8, Fig. 6.37-a) il risultato analitico è confrontato con il comportamento di un edificio sito a Castelsantangelo sul Nera (MC) (Fig. 6.37-b).

Il modello proposto, per il secondo modo di vibrare significativo in direzione Y, ha una massa partecipante del 6% e sviluppa un meccanismo di flessione verticale al primo livello, coinvolgendo anche, parte della parete del piano terra, l'area interessata è pari a 61% e l'altezza da terra delle cerniere che circoscrivono il meccanismo si trovano a 1,08m e 6,67m. Un comportamento analogo lo si riscontra nell'edificio reale, sebbene il meccanismo coinvolga maggiormente il muro del piano terra, estendendosi al secondo livello.

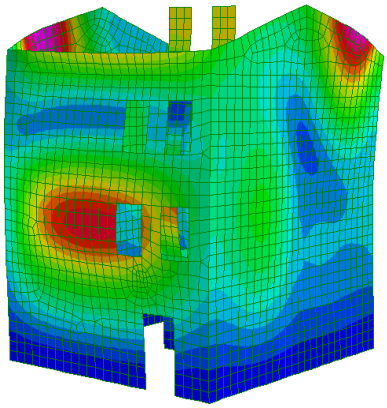


a) *b)*

***Fig. 6.37**: Confronto tra comportamento analitico e reale: a) modello numerico 2.8, secondo modo significativo in Y; b) edificio sito in Castelsantangelo sul Nera (MC).*

Nel caso invece dell'edificio con tre piani fuori terra (modello 3.8, Fig. 6.38-a), l'edificio di confronto è sito a Camerino (MC) (Fig. 6.38-b).

Analogamente a quanto accade nel modello per il secondo modo significativo in direzione Y, il cinematismo fuori piano che si sviluppa è una flessione orizzontale che coinvolge il piano secondo e parte del primo, l'area interessata è pari a 58%, mentre le altezze delle cerniere che circoscrivono il meccanismo si trovano a 1,91m e 8,62m.



a)

b)

Fig. 6.38*: Confronto tra comportamento analitico e reale: a) modello numerico 3.8, secondo modo significativo in Y; b) edificio sito in Camerino (MC).*

CONCLUSIONI

Il presente lavoro di tesi ha valutato per via numerica il comportamento fuori piano di edifici in muratura in relazione alla configurazione di facciata.
È stata proposta una metodologia che prevede l'individuazione di alcune soluzioni di disposizione delle aperture, schematizzate in un abaco, e successivamente analizzate mediante l'approccio ad elementi finiti. Questa potrà essere applicata anche su altre configurazioni osservabili in differenti contesti geografici e urbani.

In particolare, a partire da un catalogo di configurazioni geometriche proposto in un precedente lavoro di tesi, è stato scelto un edificio tipo rappresentativo del costruito storico dell'area colpita dal sisma Centro Italia 2016, il cui *layout* di facciata è stato parametrizzato in 16 configurazioni geometriche differenti, in funzione:

- Del numero di piani fuori terra (2 o 3 piani);
- Della disposizione delle aperture a8llineate o sfalsate, distribuite o concentrate).

Quest'ultimo aspetto ha influito sull'organizzazione del sistema resistente, ossia dei maschi murari: aperture sfalsate o concentrate hanno causato la snellezza dei maschi murari tra porte e finestre, e l'eventuale formazione di maschi tozzi nelle porzioni in cui non sono presenti aperture.
Le 16 varianti, di cui 8 con due piani e 8 con tre piani, sono state tradotte in modelli numerici per essere confrontati nella risposta sismica.
È stata, inoltre, simulata l'assenza di ammorsamento tra la facciata e:

- la parete di destra ad essa ortogonale
- entrambe le pareti ortogonali
- gli orizzontamenti

Questi tre ulteriori parametri sono stati applicati sui 16 modelli definiti in precedenza, modellati assumendo l'ammorsamento tra le parti, ottenendo, quindi, 48 ulteriori modelli.

L'influenza delle caratteristiche geometriche e del grado di vincolo della facciata sul comportamento sismico fuori piano degli edifici in muratura è stata valutata per mezzo di analisi dinamiche lineari, secondo quanto prescritto da MIT (2018, 2019), in ambiente Straus7 2.4. La prima fase di modellazione si è concentrata sulla creazione di 5 modelli dell'edificio tipo, con differenti approcci. Il confronto tra i risultati ha permesso di scegliere per la modellazione delle

configurazioni dell'abaco un approccio in cui le masse sono applicate ai nodi di testa delle pareti ed i *plate* dei solai sono scollegati dalle murature in cui non gravano.

Dall'analisi numerica dei 16 modelli dell'abaco è emerso che i modelli con minor percentuale di foratura in prospetto hanno una maggiore area interessata dal cinematismo, anche se sono più rigidi in termini di spostamento relativo. Ad esempio, nel caso di uno modello con il 10% del prospetto forato, per il primo modo di vibrare significativo in direzione Y si è osservata un'area interessata dal cinematismo pari al 62% dell'area totale della facciata.
Al contrario, quelli con una percentuale di foratura maggiore si mostrano più flessibili alla deformazione e il meccanismo di danno coinvolge una minor quota di area. Per un modello con il 21% del prospetto forato, infatti, per il primo modo di vibrare significativo, si è calcolata un'area interessata dal cinematismo pari al 58% dell'area totale del prospetto.
L'altezza della cerniera da terra per i modelli a 2 piani, riferito al primo modo di vibrare significativo in direzione Y, varia da 2,71 m a 2,96 m, mentre per quelli a 3 piani parte da 4,31 m per le configurazioni con i maschi murari efficaci, per arrivare a 5,26 m per le configurazioni con i maschi murari snelli.
Le altezze della cerniera cilindrica, riferite al secondo modo di vibrare significativo in direzione Y, per i modelli a 2 piani hanno valori che si aggirano attorno a 4,80 m, tranne la configurazione con maschi murari snelli, in cui la quota della cerniera risulta essere pari a 5,51 m, mentre per quelli a 3 piani i valori variano da 5,10m a 5,30m, tranne per il modello con maschi murari snelli, la cui cerniera ha una quota da terra pari a 9,06m.
Le configurazioni con i maschi murari snelli risultano essere più flessibili, in quanto successivamente al secondo modo di vibrare significativo in direzione Y presentano un maggiore spostamento relativo. Infatti, la spostata relativa del modello con 3 finestre sfalsate rispetto alle aperture del piano terra e di conseguenza con i maschi murari snelli, raggiunge valori di circa 0,006m, a differenza delle altre configurazioni che si aggirano attorno a 0,003m.
Relativamente al periodo di vibrazione, i modelli a 2 piani hanno un periodo mediamente pari a 0,15s, mentre quello relativo ai modelli a 3 piani vale in media 0,22s. Inoltre, la massa partecipante per il primo modo significativo in direzione Y varia da 61% a 65%.

Il confronto dei parametri geometrici con quelli di danneggiamento, dei primi modi di vibrare significativi, ha portato ai seguenti risultati.
Per gli edifici a 2 piani:

- all'aumentare della percentuale dei maschi murari in prospetto aumenta anche la percentuale dell'area interessata dal cinematismo;
- all'aumentare della percentuale di foratura diminuisce l'area interessata dal cinematismo.

Per gli edifici a 3 piani:

- all'aumentare della percentuale dei maschi murari in prospetto, diminuisce la percentuale dell'area interessata dal cinematismo;
- all'aumentare della percentuale di foratura in prospetto, aumenta la percentuale dell'area interessata dal cinematismo.

L'indagine sui fattori di vulnerabilità legati al grado di vincolo della facciata con i muri di spina ha portato risultati simili a quelli emersi precedentemente, in termini di periodo di vibrazione e di massa partecipante.
Si riscontrano delle notevoli differenze, invece, quando viene meno l'ammorsamento della facciata con gli orizzontamenti. In questo caso aumenta il periodo di vibrazione dell'edificio (attorno ai 0.23 s per edifici a 2 piani, attorno ai 0,2 6s per edifici a 3 piani), che si avvicina maggiormente a quello calcolato secondo l'approccio semplificato proposto da MIT (2019), che risulta pari a 0,22 s per gli edifici a 2 piani e 0,31 s per quelli a 3 piani.
La percentuale di massa partecipante per i primi modi significativi passi da valori che si aggirano intorno al 65%, per i modelli in cui la facciata risulta ben ammorsata agli orizzontamenti, a valori in media pari al 25% in caso di mancato ammorsamento tra la facciata e gli orizzontamenti.

Il lavoro si è concluso con il confronto tra il comportamento di alcune configurazioni di facciata indagate per via analitica con il danno osservato su alcuni edifici reali del Centro Italia. Si è osservato che i modelli analizzati hanno una risposta al sisma analoga a quella degli edifici reali.

Al fine di sviluppare il lavoro e validare la metodologia proposta, i possibili sviluppi futuri della ricerca riguardano l'ampliamento delle possibili configurazioni di facciata dei modelli meccanici, realizzati considerando ulteriori parametri geometrici.

BIBLIOGRAFIA

AlShawa, O., Sorrentino, L., & Liberatore, D. (2017). Simulation Of Shake Table Tests on Out-of-Plane Masonry Buildings. Part (II): Combined Finite-Discrete Elements. *International Journal of Architectural Heritage*, *11*(1), 79–93. https://doi.org/10.1080/15583058.2016.1237588

Bazzoli, N., & Lello, N. (2019). *Tre anni dopo. Spopolamento e prospettive del cratere marchigiano.* Risultati preliminari del progetto "Terre di Ricerca – Un'indagine collaborativa sul cratere marchigiano", a cura del T3 Research Group. Disponibile da *Terre in moto*: https://terreinmotomarche.blogspot.com/2019/10/tre-anni-dopo-spopolamento-e.html

Beolchini, G. C.; Cifani, G.; Corazza, L.; Mannella, L.; Martinelli, A.; Milano, L.; Petracca, A.; Girotti, G.; Cherubini, F.; lemme, A.; Morisi, C.; M. C. (2007). *Sisma del 1997 nella Regione Marche: Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura*. L'Aquila: ITC CNR.

Bernardinello, C. (2021). *Analisi empirica e numerica dell'influenza della configurazione degli elevati sul comportamento sismico di edifici in muratura: Il caso di Pievebovigliana (MC) nel sisma centro Italia 2016* [Tesi di laurea, relatore Valluzzi, M.R., correlatori Saretta Y., Sbrogiò L.]. Università degli Studi di Padova.

Bernardini, F., & Tertulliani, A. (2017). I rilievi macrosismici dei terremoti del 2016-2017 in Italia centrale. Disponibile da *Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia [INGV] - Terremoti*: https://ingvterremoti. wordpress.com/2017/08/24/i-rilievi-macrosismici-dei-terremoti-del2016- 2017-in-italia-centrale/.

Binda, L.; Baronio, G.; Penazzi, D.; Palma, M.; Tiraboschi, C. (1999). *Caratterizzazione di murature in pietra in zona sismica: Data-base sulle sezioni murarie e indagini sui materiali*. IX Covegno ANIDIS "L'ingegneria Sismica in Italia", Torino 20-23 settembre.

Borri, A., Corradi, M., Castori, G., & de Maria, A. (2015). A method for the analysis and classification of historic masonry. *Bulletin of Earthquake Engineering*, *13*(9), 2647–2665. https://doi.org/10.1007/s10518-015-9731-4

Borri, A., Corradi, M., & de Maria, A. (2020). The Failure of Masonry Walls by Disaggregation and the Masonry Quality Index. *Heritage* (Vol. 3, Issue 4). https://doi.org/10.3390/heritage3040065

Borri, A., & de Maria, A. (2015). Indice di Qualità Muraria (IQM): Correlazione con le caratteristiche meccaniche e livelli di conoscenza. *Progettazione Sismica*, *6*(3), 45-63. https://doi.org/10.7414/PS.6.3.

Borri, A., & De Maria, A. (2019). *Il metodo IQM per la stima delle caratteristiche meccaniche delle murature: allineamento alla circolare n. 7/2019*. XVIII Convegno ANIDIS "L'ingegneria Sismica in Italia", Ascoli Piceno 15-19 settembre 2019.

Bovo, M., Barbaresi, A., Torreggiani, D., & Tassinari, P. (2020). Collapse and damage to vernacular buildings induced by 2012 Emilia earthquakes. *Bulletin of Earthquake Engineering* (Vol. 18, Issue 3). Springer Netherlands. https://doi.org/10.1007/s10518-019-00737-7

Calafati, A. G. (2007). *Il sistema territoriale di Pievebovigliana: una strategia di sviluppo turistico*. Macerata: Fondazione Cassa di Risparmio della Provincia di Macerata.

Cangi, G. (2012). *Manuale del Recupero Strutturale e Antisismico*. Roma: DEI Tipografia del Genio Civile.

Canofeni, G. (2000). Vulnerabilità tipica e meccanismi di danno degli edifici in aggregato. In F. Doglioni, *Codice di pratica (Linee Guida) per la progettazione degli interventi di riparazione, miglioramento sismico e restauro dei beni architettonici danneggiati dal terremoto Umbro - Marchigiano del 1997* (pp. 79-95). 29 settembre 2000, Bollettino Ufficiale della Regione Marche, Anno XXXI, N. Ed. S. 15.

Cardani, G. (2003). *La vulnerabilità sismica dei centri storici: il caso di Campi Alto di Norcia Linee guida per la diagnosi finalizzata alla scelta delle tecniche di intervento per la prevenzione dei danni*. Tesi di Dottorato, Scuola di Architettura, Politecnico di Milano, Italy.

Chieffo, N., Clementi, F., Formisano, A., & Lenci, S. (2019). Comparative fragility methods for seismic assessment of masonry buildings located in Muccia (Italy). *Journal of Building Engineering, 25*. Doi: https://doi.org/10.1016/j.jobe.2019.100813.

Cifani, G., Petrucci, G., Lazzaro, D., D'Alessandro, S., Cialone, G., Martinelli, A., Petracca, A., Corazza, L., Petrini, V., Mannella, A., Milano, L., Beolchini, G. C., Antonacci, E. (2006). *Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura*. L'Aquila: ITC CNR.

Ciuffoni, L., Ottaviani, P., Murtezani, A., Vitagliano, A., Troli, V., & Campetella, A. (2021). *Linee guida per la ricostruzione*. Comune di Valfornace.

da Porto, F., Munari, M., Prota, A., & Modena, C. (2013). Analysis and repair of clustered buildings: Case study of a block in the historic city centre of L'Aquila (Central Italy). *Construction and Building Materials*, *38*, 1221–1237. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.09.108

Doglioni, F. (2000). *Codice di pratica (Linee Guida) per la progettazione degli interventi di riparazione, miglioramento sismico e restauro dei beni architettonici danneggiati dal terremoto umbro- 267 marchigiano del 1997*. 29 settembre 2000, Bollettino Ufficiale della Regione Marche, Anno XXXI, N. Ed. S. 15.

Fabris, M. (2020). *Quantificazione empirica e meccanica dell'efficacia degli interventi sul costruito storico in muratura: Il caso di Pievebovigliana (MC) nel sisma centro Italia 2016* [Tesi di laurea: relatore Valluzzi M.R., correlatori Saretta Y., Sbrogiò L.]. Università degli Studi di Padova.

Favali, P.; Giovani, L.; Spadea, M. ; Vecchi, M. (1980). Il terremoto della Valnerina del 19 Settembre 1979 Indagine Macrosismica. *Annals of Geophysics*, *33*(1). https://doi.org/10.4401/ag-4696

Galano, L., Vignoli, A., (2011). Modellazione agli elementi finiti delle strutture in muratura. In: (A c. Di) Donà, C. *Manuale delle Murature Storiche* (pp. 1-81). Roma: DEI Tipografia del Genio Civile.

Galli, P., Castenetto, S., & Peronace, E. (2017). *Rapporto sugli effetti macrosismici del terremoto del 30 ottobre 2016 (Monti Sibillini) in scala MCS*. Roma: rapporto congiunto DPC, CNR-IGAG, 17+8 pp.

Galli, P., Castenetto, S., & Peronace, E. (2017b). *The Macroseismic Intensity Distribution of the 30 October 2016 Earthquake in Central Italy (Mw 6.6)*: *Seismotectonic Implications. Tectonics*, *36*(10), 2179–2191. https://doi.org/10.1002/2017TC004583

Galli, P., Peronace, E., & Tertulliani, A. (2016). *Rapporto sugli effetti macrosismici del terremoto del 24 Agosto 2016 di Amatrice in scala MCS*. Roma: rapporto congiunto DPC, CNRIGAG, INGV, 15 pp. DOI: 10.5281/zenodo.161323.

Giuffrè, A. (1993). *Sicurezza e conservazione dei centri storici: il caso Ortigia.* Roma: Laterza.

Giuffrè, A. (1996). A mechanical model for statics and dynamics of historical masonry buildings. In: (A c. Di) Petrini, V., Save, M. *Protection of the Architectural Heritage Against Earthquakes* (pp. 72–152). Verlag Wien: Springer.

Grünthal, G. (1998). European Macroseismic Scale 1998. *Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie,* vol. 15, Luxembourg.

Gruppo di Lavoro INGV sul Terremoto in Centro Italia (2016). *Rapporto Di Sintesi Sul Terremoto in Centro Italia Mw 6.5 del 30 Ottobre 2016*, (pp 1–49). https://doi.org/10.5281/zenodo.166019

Gruppo di Lavoro INGV sul Terremoto in Centro Italia (2017). *Relazione sullo stato delle conoscenze sulla sequenza sismica in centro Italia 2016-2017*. DOI: 10.5281/zenodo.267984.

Francis, A.J.; Horman, C.B.; Jerrems, L.E. (1971). The effect of joint thickness and other factors on compressive strength of brickwork. In: West, H. W. H., Speed, K. H., *Proc. of the 2nd Int. Brick Masonry Conference*. British Ceramic Research Association: 1971, 31–37.

Lourenço, P. B., Ciocci, M. P., Greco, F., Karanikoloudis, G., Cancino, C., Torrealva, D., & Wong, K. (2019). Traditional techniques for the rehabilitation and protection of historic earthen structures: The seismic retrofitting project. *International Journal of Architectural Heritage*, 13(1), 15–32. https://doi.org/10.1080/15583058.2018.1497232

Marucci, G., & Orselli, M. (1999). *Relazione Tecnica del Programma di Recupero (L. 61/98) del Comune di Pievebovigliana, Capoluogo.*

Milani, G. (2016). *Verifiche dei cinematismi locali nelle strutture in muratura: teoria ed esempi pratici*. Politecnico di Milano: Seminario NTC 2008 in pratica, 6 Luglio 2016.

Monachesi, G. (1987). Revisione della sismicità di riferimento per i comuni di Cerreto d'Esi (AN), Esanatoglia (MC), Serra San Quirico (AN). *Il terremoto di Forlì del 1279* (pp. 34–46). Macerata: Osservatorio Geofisico Sperimentale.

Munari, M. (2010). *Sviluppo di procedure per valutazioni sistematiche di vulnerabilità sismica di edifici esistenti in muratura* [Tesi di Dottorato, Relatrice prof.ssa ing. Valluzzi, M.R.]. Università degli Studi di Padova.

Rossi, A., A. Tertulliani, R. Azzaro, L. Graziani, A. Rovida, A. Maramaj, V. Pessina, et al. «The Earthquake Sequence in Central Italy: Macroseismic Survey and Damage Scenario through the EMS-98 Intensity Assessment». *Bulletin of Earthquake Engineering 17*, n.5 (maggio 2019): 2407-31. Doi: https://doi.org/10.1007/s10518-019-00556-w.

Rovida, A., Locati, M., Camassi, R., Lolli, B., & Gasperini, P. (2019). Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI15), versione 2.0. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). Doi: https://doi.org/10.13127/CPTI/CPTI15.2

Saretta, Y., Sbrogiò, L., & Valluzzi, M.R. (2021). Seismic response of masonry buildings in historical centres struck by the 2016 Central Italy earthquake, Calibration of vulnerability model for strengthened conditions, *Construction and Building Materials,* 299, 123911. Doi: https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123911

Sieberg, A. (1930). Geologie der Erdbeben. *Handbuch der Geophysik*, 2(4), 552–555.

Strand7 Pty Ltd. *Using Strand7-Introduction of the Strand7 Finite Element Analysis System, 3rd ed.*; Strand7 Pty Ltd.: Sydney, Australia, 2010; ISBN 0646372882.

Tertulliani, A; Azzaro, R. (2016). QUEST - *Rilievo macrosismico per i terremoti nell'Italia centrale. Aggiornamento dopo le scosse del 26 e 30 ottobre 2016*. Aggiornamento al 21 dicembre 2016, rapporto interno INGV. https://doi.org/10.5281/zenodo.238778.

Touliatos, P. G. (1996). Seismic Behaviour of traditionally-buit constructions. *Protection of the Architectural Heritage Against Earthquakes*. Verlag Wien: Springer.

Valluzzi, M. R., Marco, M., Giuliana, C., Antonella, S., Binda, L., & Modena, C. (2009). *Aggiornamento della vulnerabilità sismica del centro storico di Campi Alto di Norcia (PG)*. XIII Convegno ANIDIS, Bologna 28 giugno - 2 luglio 2009.

Valluzzi M.R., Munari M., Modena C. (2006). Analisi di aggregati complessi per valutazioni di vulnerabilità sismica: il caso di Castelluccio da Norcia. In Binda L., *Sicurezza e conservazione degli edifici storici in funzione delle tipologie edilizie, della concezione costruttiva e dei materiali*. Workshop MURST 2004-2006, Milano.

Valluzzi, M. R.; Sbrogiò, L. (2017). *Risposta sismica di edifici in muratura sottoposti ad interventi di riparazione e rinforzo post-sismico*. ReLUIS - PR1, WP4: Analisi e interpretazione della risposta sismica di edifici in muratura, con particolare riferimento al danno rilevato.

Valluzzi, M. R., Sbrogiò, L., Saretta, Y., Molinari, F., Vettore, M., & Darù, D. (2018). *Analisi e interpretazione della vulnerabilità e del danno di edifici sottoposti ad interventi. Ottimizzazione di una scheda di rilievo.* Analisi e interpretazione della risposta sismica di edifici in muratura, con particolare riferimento al danno rilevato, ReLUIS – PR4-2, WP4_2_UNIPDc.

Vinci, M. (2019). *Metodi di calcolo e tecniche di consolidamento per edifici in muratura.* Palermo: Dario Flaccovio Editore.

SITOGRAFIA

Dipartimento della Protezione Civile (2019) Classificazione sismica [online] http://www.protezionecivile.gov.it/attivita-rischi/rischio-sismico/attivita/classificazione-sismica

Dipartimento della Protezione Civile (2021) Rischio sismico [online] http://www.protezionecivile.gov.it/attivita-rischi/rischio-sismico

INGV- Terremoti (2009) Zone sismiche [online] http://zonesismiche.mi.ingv.it/mappa_ps_apr04/italia.html

INGV- Terremoti (2015) Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani 2015 [CPTI15] [online] https://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/

INGV - Terremoti (2016) Sequenza sismica in Italia centrale: rapporto di sintesi sul terremoto del 30 ottobre [online] https://ingvterremoti.com/2016/11/14/sequenza-sismica-in-italia-centrale-rapporto-di-sintesi-sulterremoto-del-30-ottobre/

INGV-Terremoti (2017) Database Macrosismico Italiano (DBMI15) [online] https://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/query_eq/

INGV (2019) Un aggiornamento a tre anni dal terremoto del 24 agosto 2016. [online] https://ingvterremoti.com/2019/08/23/un-aggiornamento-a-tre-anni-dal-terremoto-del-24agosto2016/

INGV (2020) Glossario [online] https://ingvterremoti.com/glossario/

Parco Nazionale dei Monti Sibillini (2018) I comuni: Valfornace [online] http://www.sibillini.net/il_parco/comuni/index.php

Valfornace Turismo (n.d. a) Monumenti. Disponibile da: http://turismo.comune.valfornace.mc.it/monumenti-cms/

Valfornace Turismo (2020) Arte e cultura: Monumenti [online] http://turismo.comune.valfornace.mc.it/monumenti-cms/

Viaggio italiano (n.d.) Borghi d'Italia: Pievebovigliana, Valfornace (MC). Disponibile da: https://www.viaggio-italiano.it/it/borghi-d-italia/pievebovigliana

DECRETI LEGGE E ORDINANZE

MIT 2018 = Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018, *Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le costruzioni»*

MIT 2019 = Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP., *Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le costruzioni"» di cui al DM 17 gennaio 2018*

ALLEGATI

1 - Modi di vibrare significativi dei 16 modelli con la prima variante

MODI DI VIBRARE SIGNIFICATIVI				
Modello	Modo	Frequenza (Hz)	Massa Partecipante in Y (%)	Periodo S
2.1.1	2	8,61	63,517	0,12
	8	17,1	4,244	0,06
3.1.1	2	5,59	64,415	0,18
	6	12,8	6,065	0,08
2.2.1	2	8,44	62,212	0,12
	9	17,3	4,508	0,06
3.2.1	2	5,61	63,857	0,18
	8	13,9	7,942	0,07
2.3.1	2	8,54	62,751	0,12
	10	17,7	4,830	0,06
3.3.1	2	5,68	64,158	0,18
	8	14,1	8,526	0,07
2.4.1	2	8,44	62,771	0,12
	9	17,5	4,287	0,06
3.4.1	2	5,63	63,941	0,18
	8	13,4	10,964	0,07
2.5.1	2	8,54	61,553	0,12
	10	17,8	5,348	0,06
3.5.1	2	5,68	63,862	0,18
	8	14,1	8,909	0,07
2.6.1	2	8,46	61,887	0,12
	10	20,7	4,968	0,05
3.6.1	2	5,60	63,747	0,18
	8	13,9	7,580	0,07

2.7.1	2	8,53	63,180	0,12
	15	20,7	5,720	0,05
3.7.1	2	5,68	64,460	0,18
	8	13,9	8,460	0,07
2.8.1	2	8,43	62,461	0,12
	8	17,1	3,540	0,06
3.8.1	2	5,62	63,516	0,18
	8	13,9	7,470	0,07

2 - Modi di vibrare significativi dei 16 modelli con la seconda variante

MODI DI VIBRARE SIGNIFICATIVI				
Modello	Modo	Frequenza (Hz)	Massa Partecipante in Y (%)	Periodo S
2.1.2	2	8,61	63,845	0,12
	8	15,5	9,152	0,06
3.1.2	2	5,59	64,415	0,18
	6	12,8	10,560	0,08
2.2.2	2	8,44	61,894	0,12
	8	17,3	6,998	0,06
3.2.2	2	8,44	61,894	0,12
	8	17,3	6,998	0,06
2.3.2	2	8,54	62,751	0,12
	8	17,7	6,590	0,06
3.3.2	2	5,61	63,857	0,18
	7	13,9	5,260	0,07
2.4.2	2	8,44	61,891	0,12
	8	17,5	7,452	0,06
3.4.2	2	5,63	63,941	0,18
	8	13,4	10,964	0,07
2.5.2	2	8,54	61,553	0,12
	9	17,8	4,570	0,06
3.5.2	2	5,68	63,862	0,18
	8	14,1	10,040	0,07
2.6.2	2	8,46	61,887	0,12
	10	20,7	6,054	0,05
3.6.2	2	5,60	63,747	0,18
	7	13,9	8,180	0,07

2.7.2	2 8	8,53 20,7	63,180 5,520	0,12 0,05
3.7.2	2 8	5,68 13,9	63,954 6,880	0,18 0,07
2.8.2	2 8	8,43 17,1	61,580 7,190	0,12 0,06
3.8.2	2 7	5,62 13,9	63,516 8,420	0,18 0,07

3 - Modi di vibrare significativi dei 16 modelli con la terza variante

MODI DI VIBRARE SIGNIFICATIVI				
Modello	Modo	Frequenza (Hz)	Massa Partecipante in Y (%)	Periodo S
2.1.2	3	8,61	13,570	0,12
	4	15,5	40,350	0,06
3.1.2	1	3,72	20,397	0,27
	4	5,59	45,260	0,18
2.2.2	3	6,15	20,570	0,16
	5	9,17	18,920	0,11
3.2.2	1	3,77	19,811	0,27
	3	5,61	44,740	0,18
2.3.2	1	4,14	13,551	0,24
	4	6,75	34,870	0,15
3.3.2	1	3,77	18,961	0,27
	3	5,68	46,950	0,18
2.4.2	1	4,17	19,140	0,24
	3	6,78	33,150	0,15
3.4.2	1	3,77	19,440	0,27
	3	4,67	45,678	0,21
2.5.2	1	4,05	11,294	0,25
	5	9,22	47,102	0,11
3.5.2	1	3,75	18,450	0,27
	2	4,18	18,475	0,24
2.6.2	1	4,14	24,136	0,24
	3	6,69	23,547	0,15
3.6.2	1	3,77	19,980	0,27
	3	4,58	44,650	0,22

2.7.2	1	4,06	11,791	0,25
	5	9,37	47,990	0,11
3.7.2	1	3,73	19,61	0,27
	3	6,25	46,050	0,16
2.8.2	1	4,15	17,351	0,24
	3	9,17	34,720	0,11
3.8.2	1	3,77	19,787	0,27
	2	6,29	45,354	0,16