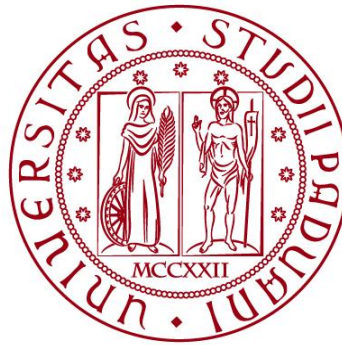


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE ED AMBIENTALE
Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering

Corso di Laurea Magistrale a Ciclo Unico in Ingegneria Edile - Architettura



TESI DI LAUREA

**MODELLI NUMERICI PER L'ANALISI SISMICA
DI EDIFICI IN MURATURA COLPITI DAL
SISMA CENTRO ITALIA 2016: CONFRONTO
TRA METODI AD ELEMENTI FINITI E
A TELAIO EQUIVALENTE**

Relatore:

Chiar.ma Prof.ssa MARIA ROSA VALLUZZI

Correlatori:

Dott. Ing. FILIPPO LORENZONI

Ing. ALBERTO CALABRIA

Laureando: GIANLUCA IRACI SARERI

1023987

ANNO ACCADEMICO 2017-2018

Alla mia famiglia.

A Lavinia.

*«I computer sono davvero creature gentili.
Se diamo loro delle indicazioni coerenti,
lavoreranno di sicuro in maniera coerente.»*

- H. Murakami, "La fine del mondo e il paese delle meraviglie"

INDICE

1	INTRODUZIONE	1
1.1	ORGANIZZAZIONE DELLA TESI	3
2	ANALISI SISMICA DI EDIFICI IN MURATURA	5
2.1	MURATURA STORICA	6
2.1.1	Tipologie murarie	6
2.1.1.1	Murature in pietra	7
2.1.1.2	Murature in laterizio	8
2.1.1.3	Murature miste o complesse	9
2.1.2	Regola dell'arte	10
2.2	PROPRIETÀ MECCANICHE DELLA MURATURA	11
2.2.1	Comportamento uniassiale	12
2.2.2	Comportamento biassiale	14
2.3	COMPORTAMENTO SISMICO DI EDIFICI IN MURATURA	15
2.3.1	Meccanismi di collasso	17
2.3.1.1	Meccanismi di primo modo	17
2.3.1.2	Meccanismi di secondo modo	19
2.4	METODI DI ANALISI SISMICA SECONDO NTC 2008	21
2.4.1	Analisi lineare	21
2.4.1.1	Analisi lineare statica	23
2.4.1.2	Analisi lineare dinamica	24
2.4.2	Analisi non lineare	25
2.4.2.1	Analisi non lineare statica	25
2.4.2.2	Analisi non lineare dinamica	29

3 STRATEGIE DI MODELLAZIONE NUMERICA 31

3.1 SINTESI DEI REQUISITI DI MODELLAZIONE32

3.1.1 Scelta del modello di materiale32

3.1.1.1 Legami NRT 32

3.1.1.2 Legami plastici 33

3.1.1.3 Legami a danneggiamento 34

3.1.2 Discretizzazione del pannello murario35

3.1.3 Schematizzazione strutturale36

3.2 MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI 38

3.2.1 Scala di modellazione39

3.2.1.1 Micro-modellazione 40

3.2.1.2 Macro-modellazione 42

3.2.2 Legame costitutivo: *Total Strain Based Crack Model*43

3.3 MODELLAZIONE A TELAIO EQUIVALENTE46

3.3.1 Modelli a macroelementi monodimensionali49

3.3.2 Modelli a macroelementi bidimensionali50

3.3.2.1 Modello 3Muri 50

4 CASO STUDIO: EX TRIBUNALE DI FABRIANO 55

4.1 INQUADRAMENTO GENERALE56

4.1.1 Inserimento nel contesto cittadino56

4.1.2 Inquadramento sismico57

4.1.2.1 Storia degli eventi sismici 58

4.1.2.1 Azione sismica secondo NTC 2008 59

4.1.3 Analisi storico critica62

4.1.3.1 Fase costruttiva 1 62

4.1.3.2 Fase costruttiva 2 63

4.1.3.3 Fase costruttiva 3 63

4.1.4 Rilievo funzionale64

4.1.5 Rilievo fotografico65

4.1.6 Rilievo geometrico66

4.2 RILIEVO STRUTTURALE67

4.2.1 Strutture verticali67

4.2.1.1	Tipologie murarie	67
4.2.1.2	Caratteristiche delle fasce murarie	71
4.2.1.3	Interventi di miglioramento sismico	72
4.2.1.4	Ammorsamento tra le pareti	74
4.2.1.5	Proprietà meccaniche di riferimento secondo NTC 2008.....	75
4.2.2	Strutture orizzontali	76
4.2.2.1	Tipologie solai intermedi.....	77
4.2.2.2	Copertura.....	80
4.2.2.3	Interventi di miglioramento sismico.....	81
4.2.2.4	Sistema di collegamento pareti-orizzontamenti.....	84
4.2.2.5	Analisi dei carichi.....	85
4.2.3	Scale.....	87
4.2.4	Fondazioni	87
4.2.5	Unità strutturali.....	88
4.3	INDAGINI PREGRESSE SUI MATERIALI.....	89
4.3.1	Strutture verticali	89
4.3.2	Strutture orizzontali	92
4.4	RILIEVO DEL DANNO	93
4.4.1	Quadro fessurativo.....	93
5 CREAZIONE DEI MODELLI NUMERICI.....		95
5.1	SCELTE OPERATIVE PER LA MODELLAZIONE.....	96
5.1.1	Schematizzazione della parete	96
5.1.2	Proprietà delle strutture verticali.....	98
5.1.3	Proprietà delle strutture orizzontali.....	99
5.1.4	Strategie di analisi.....	100
5.2	MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI: DIANA	102
5.2.1	Definizione del modello.....	102
5.2.1.1	Muratura.....	103
5.2.1.2	Solai.....	106
5.2.1.3	Vincoli e carichi	106
5.2.1.4	Discretizzazione	107
5.2.1.5	Analisi	108
5.2.2	Restituzione dei risultati	109
5.2.2.1	Solai deformabili	109

5.2.2.2	Solai rigidi	111
5.2.2.3	Confronto tra solai deformabili e rigidi	113
5.3	MODELLAZIONE A TELAIO EQUIVALENTE: 3MURI	115
5.3.1	Definizione del modello	115
5.3.1.1	Muratura	116
5.3.1.2	Solai	117
5.3.1.3	Vincoli e carichi	117
5.3.1.4	Discretizzazione	118
5.3.1.5	Analisi	118
5.3.2	Restituzione dei risultati	119
5.3.2.1	Solai deformabili	119
5.3.2.2	Solai rigidi	122
5.3.2.3	Confronto tra solai deformabili e rigidi	123
5.3.3	Confronto tra 3Muri e ANDILWall	125
6	CONFRONTO DEI RISULTATI	129
6.1	PARETE DEL CASO STUDIO	130
6.1.1	Solai deformabili	130
6.1.1.1	Ricerca di un modello confrontabile	134
6.1.2	Solai rigidi	137
6.1.2.1	Ricerca di un modello confrontabile	141
6.2	ULTERIORI INDAGINI COMPARATIVE	146
6.2.1	Dimensione dei maschi murari	148
6.2.1.1	Influenza della disposizione dei maschi murari	154
6.2.2	Dimensione delle fasce di piano	156
6.2.3	Irregolarità della parete	164
7	CONCLUSIONI	169
	BIBLIOGRAFIA	179

1 INTRODUZIONE

Il comportamento degli edifici in muratura sottoposti ad azione sismica, come evidenziato dal danneggiamento osservato con i recenti sismi, non è sempre del tutto chiaro e prevedibile. Nel caso particolare di strutture storiche il processo di conoscenza è ancora più complesso poiché non si hanno dati precisi o certi sulle proprietà meccaniche dei materiali, le quali dipendono dall'interazione tra malta e blocco, dalla tipologia di tessitura e, in generale, dalla tecnica di posa degli elementi. Tali fattori, non sempre di facile ed univoca determinazione, devono essere opportunamente tenuti in considerazione dal progettista per lo svolgimento di un'analisi strutturale. Ciò si ripercuote ovviamente anche ai fini pratici di una modellazione strutturale, che risente fortemente di tali incertezze. I modelli numerici proposti negli ultimi anni sono molteplici, con diversi livelli di dettaglio e presupposti teorici. Non è realistico pensare di adottare un unico modello di assoluta applicabilità e validità, appare dunque importante approfondire questo specifico campo.

È stata sviluppata l'analisi numerica delle strutture in muratura attraverso programmi di calcolo agli elementi finiti che svolgono analisi non-lineari. Pur trattandosi di un metodo particolarmente efficace e preciso, risente notevolmente del tipo di legame costitutivo utilizzato per la descrizione del comportamento non lineare del materiale. Questo, oltre ad essere poco pratico in ambito professionale da un punto di vista computativo e di sviluppo del modello, richiede la conoscenza di alcuni parametri meccanici spesso di difficile definizione nella muratura storica, ad esempio l'energia di frattura. Recentemente, dunque, sono stati sviluppati per gli edifici in muratura altri modelli di calcolo semplificati che schematizzano la struttura in un telaio equivalente. Questi, considerati un'evoluzione dello storico metodo POR, si basano principalmente sui danni osservati in seguito ad eventi sismici. La struttura viene quindi discretizzata in elementi verticali e orizzontali, dove si concentrano principalmente le lesioni, connessi tra loro da nodi rigidi a formare un telaio.

L'utilizzo di diversi criteri di discretizzazione geometrica o di schematizzazione meccanica degli elementi strutturali di una parete conduce, di conseguenza, a risposte sismiche spesso significativamente diverse. Risulta dunque sempre fondamentale il ruolo del progettista, il quale deve saper leggere e interpretare i risultati restituiti cogliendone eventuali anomalie. È evidente che tale compito non può essere svolto senza una pregressa dettagliata conoscenza dell'edificio e delle sue criticità, utile appunto non solo per la definizione del modello ma anche per la sua successiva interpretazione. Se la conoscenza del manufatto è importante, altrettanto lo è quella del programma in uso. Spesso la modellazione degli edifici in muratura viene affidata totalmente a software di

calcolo commerciali, i quali hanno il merito di agevolare il progettista ma richiedono semplificazioni che potrebbero restituire un modello strutturale non corrispondente al reale comportamento globale.

Nel seguente lavoro di tesi viene approfondito tale ambito, cercando di evidenziare l'influenza nei risultati e le criticità legate al tipo di modellazione scelto. Per far ciò sono state condotte delle analisi statiche non lineari (*pushover*), in modo da poterne confrontare i risultati in termini di curve di capacità e modalità di collasso. La scelta delle strategie di modellazione è ricaduta su un codice di calcolo agli elementi finiti, Diana, e su un programma a telaio equivalente con elementi bidimensionali, 3Muri.

Le analisi sono state condotte su singole pareti bidimensionali poiché l'obiettivo è quello di studiarne il comportamento nel piano. Una modellazione più complessa avrebbe aumentato il numero di variabili che avrebbero potuto influire nei risultati, rendendo così più difficile l'interpretazione. Specialmente in vista di un futuro confronto tra i differenti metodi di modellazione, è necessario che la lettura dei risultati sia chiara così da poter eventualmente intervenire per correggerli o constatarne le criticità. Uno studio globale dell'edificio sarebbe stato sicuramente più significativo per la comprensione del suo reale comportamento, ma non per gli obiettivi del seguente lavoro di tesi.

La definizione della parete tipo da prendere in esame è stata ottenuta partendo da un caso reale di edificio in muratura, identificato con l'ex Tribunale di Fabriano in provincia di Ancona. Lo studio è quindi iniziato da un accurato rilievo dello stato di fatto, geometrico e strutturale, che ha permesso di definire le tipologie delle strutture verticali ed orizzontali. Per confermare le informazioni reperite dal materiale fornito, è stato anche eseguito un sopralluogo in situ, visivo e dimensionale, in data 28 giugno 2017. Lo scopo di tale visita era inoltre quello di constatare le condizioni dell'edificio in seguito agli eventi sismici del Centro Italia 2016, rivelate poi più che buone. Non sono state infatti riscontrate particolari lesioni alle strutture portanti direttamente riconducibili ad un evento sismico.

Non essendo stato registrato alcun danno significativo per lo specifico caso studio, la comparazione è stata condotta tra i due software di calcolo senza avere un riscontro del reale comportamento della parete. Il confronto tra i differenti metodi di modellazione può comunque essere affrontato, approfondendo anche ulteriori casistiche esterne al reale caso studio. Infatti, dopo aver terminato la comparazione dei risultati ottenuti per la parete in esame, si è voluto indagare ulteriormente la risposta dei differenti programmi di calcolo al variare di alcuni parametri geometrici. Per far ciò si è quindi intervenuti modificando la configurazione della facciata, ricreando particolari situazioni che avrebbero potuto condurre a risultati differenti in base alla tipologia di modellazione. Queste nuove configurazioni, dunque, non sono rappresentative del caso studio in esame ma sono comunque significative per altre possibili reali casistiche. Così facendo si è potuto indagare ulteriormente la risposta dei differenti programmi di calcolo, comprendendo in modo più esplicito eventuali problematiche correlate alle singole strategie di modellazione.

1.1 ORGANIZZAZIONE DELLA TESI

Il seguente lavoro di tesi affronta in principio la tematica della muratura come materiale da costruzione e i metodi di analisi sismica ad essa connessi, salvo poi passare ad un caso studio reale su cui vengono testate due strategie di modellazione differenti. Si ripropone in sintesi la suddivisione in capitoli.

- 1 – **INTRODUZIONE:** il presente capitolo, mostra le tematiche che verranno affrontate e l'organizzazione della tesi.
- 2 – **ANALISI SISMICA DI EDIFICI IN MURATURA:** descrive in sintesi la muratura storica come materiale da costruzione con le relative proprietà meccaniche e, più in generale, il comportamento strutturale e sismico degli edifici caratterizzati da tale tecnica costruttiva, con riferimento anche ai differenti metodi di analisi sismica proposti dalle NTC 2008.
- 3 – **STRATEGIE DI MODELLAZIONE NUMERICA:** sintetizza i principali requisiti necessari per la modellazione di una struttura in muratura, salvo poi affrontare nello specifico le strategie agli elementi finiti e a telaio equivalente.
- 4 – **CASO STUDIO: EX TRIBUNALE DI FABRIANO:** fornisce un inquadramento generale del fabbricato in esame con il fine di individuare l'edificio all'interno della città, identificare il rischio sismico, comprendere la sua evoluzione storica, ed infine passare ad un'analisi dello stato di fatto con un dettagliato rilievo strutturale. L'obiettivo è fornire un quadro preliminare che sia, nel limite del possibile, abbastanza dettagliato da poter definire delle solide basi per le trattazioni che seguiranno.
- 5 – **CREAZIONE DEI MODELLI NUMERICI:** descrive la parete presa in esame dal precedente caso studio e le scelte operative comuni per la modellazione con i differenti programmi di calcolo, ai fini di un futuro confronto. Successivamente ne mostra nello specifico la modellazione all'interno dei singoli software, con le differenti ipotesi di solai deformabili o rigidi, e una sintesi dei relativi risultati restituiti.
- 6 – **CONFRONTO DEI RISULTATI:** con l'intento di valutare i differenti metodi di modellazione, confronta tra loro i risultati restituiti con riferimento alla parete reale del caso studio. Sulla base delle divergenze riscontrate, propone successivamente dei modelli confrontabili sui quali indagare l'influenza di alcune variazioni geometriche della parete, quali dimensione dei maschi, delle fasce di piano e irregolarità della facciata.
- 7 – **CONCLUSIONI:** considerazioni finale sui risultati ottenuti nel seguente lavoro di tesi e sintesi tabellare di essi.

2 ANALISI SISMICA DI EDIFICI IN MURATURA

Il patrimonio edilizio giunto ai giorni nostri è rappresentato, in buona parte, da edifici in muratura. Fino alla prima comparsa del cemento armato e dell'acciaio come materiale da costruzione intorno alla metà dell'Ottocento questa è stata infatti pressoché l'unica tecnica costruttiva. A queste strutture erano affiancate quelle in legno per edifici di modesta entità che, per ovvie ragioni di durabilità, sono andati quasi tutti perduti nel corso del tempo.

L'edificato storico in muratura può essere suddiviso in edilizia "comune", solitamente costruzioni di civile abitazione come piccoli laboratori di artigianato o stalle, ed edilizia "monumentale", cioè avente valore storico-artistico come ad esempio chiese o palazzi. Per ovvie motivazioni economiche e di rilevanza l'edilizia comune, rispetto a quella speciale, è dotata di una più scarsa qualità costruttiva sia nell'utilizzo dei materiali che nei metodi di assemblaggio. Le tecniche costruttive riscontrate nell'edilizia storica monumentale presentano invece spesso degli accorgimenti particolari, determinati in maniera empirica, atti a contrastare le forze dinamiche orizzontali. Era infatti abbastanza nota la natura sismica del sottosuolo italiano.

Ancora oggi le strutture murarie sono presenti benché meno frequenti e quasi esclusivamente per edilizia comune. La muratura si trova inoltre spesso come sistema di tamponamento di strutture a telaio in calcestruzzo armato o acciaio. Tuttavia, negli ultimi tempi, vi è stato un ritorno all'utilizzo della muratura come struttura portante, anche se con tecniche differenti: si fa uso spesso di blocchi rettificati disposti con uno sottile strato di legante oppure di muratura armata.

Che si tratti della progettazione di strutture nuove, o della conservazione di quelle esistenti, lo studio della muratura è un tema estremamente attuale. Per quel che riguarda il panorama nazionale italiano, dove il patrimonio storico è per la maggior parte costituito da costruzioni in muratura, il campo della ricerca è principalmente applicato sulla conservazione degli edifici storici.

2.1 MURATURA STORICA

Genericamente, con il termine “muratura”, si intende un insieme di elementi resistenti, cioè blocchi accostati gli uni sopra gli altri alternati ad uno strato di materiale legante, quest’ultimo non sempre presente. Fin dalle origini, per la sua realizzazione, si è utilizzato ciò che era più facilmente reperibili. Quindi si è partiti da semplici mattoni di argilla cruda, pietre sbozzate, ciottoli di fiume fino a blocchi di pietra ben lavorati e mattoni in laterizio. Ovviamente le diverse tipologie murarie sono sempre state influenzate, oltre che dal periodo storico, dal contesto geografico. Per questo motivo si trovano un gran numero di costruzioni in pietra tenera come il tufo nelle regioni del sud Italia e murature in mattoni nelle zone argillose della pianura padana.

Tale semplicità di realizzazione e reperibilità dei materiali, insieme alle caratteristiche di resistenza e durabilità nel tempo, ha fatto sì che per molti secoli la muratura fosse la tipologia costruttiva di riferimento. A queste proprietà si aggiunge un discreto livello di isolamento acustico e termico (a seconda del materiale utilizzato), oltre che una buona resistenza al fuoco. Caratteristica, quest’ultima, di notevole importanza in un periodo storico in cui le uniche fonti di illuminazione e riscaldamento erano rappresentate dalla combustione di materiali infiammabili.

Se i materiali sono diversi in base al luogo e al periodo storico, altrettanto lo sono le tecniche di realizzazione. Queste sono variate molto nel corso del tempo e hanno subito un continuo perfezionamento fino a giungere ad un livello definibile a “regola d’arte”.

2.1.1 Tipologie murarie

L’insieme di tipologie è così vasto che il termine stesso di “muratura” non è definibile in maniera univoca. Diventa quindi indispensabile raggrupparle in categorie per poter inquadrare facilmente le proprietà meccaniche. Una prima generica classificazione può essere fatta sulla base del materiale:¹

- Murature in pietra;
- Murature in laterizio;
- Murature miste o complesse.

Successivamente è possibile attuare un’ulteriore suddivisione secondo l’apparecchiatura e posa degli elementi, l’utilizzo o meno della malta, e infine il tipo di sezione trasversale, osservando «*dal di dentro*»² le murature.

¹ Menditto G., *Fessurazioni nelle strutture*, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2016² (I ed. 2010), pp. 42-49.

² Giuffrè A. (a cura di), *Sicurezza e conservazione dei centri storici: il caso Ortigia*, Laterza, 1999² (I ed. 1993), p. 6.

2.1.1.1 Murature in pietra

Solitamente sono muri dotati di una buona resistenza, molto però dipende dal tipo di roccia utilizzata (magmatica, sedimentaria, metamorfica), oltre che dalla dimensione, regolarità e posa degli elementi. I blocchi di pietra, infatti, possono essere più o meno lavorati per dar loro una forma squadrata (Fig. 2.1). Minore è la regolarità degli elementi (Fig. 2.2, 2.3), maggiore sarà l'utilizzo e l'importanza della malta. Nel caso di muratura composta da ciottoli di fiume, per esempio, la loro forma non consente un buon ingranamento ed è dunque necessario l'utilizzo di grandi quantità di malta per tenere uniti gli elementi.

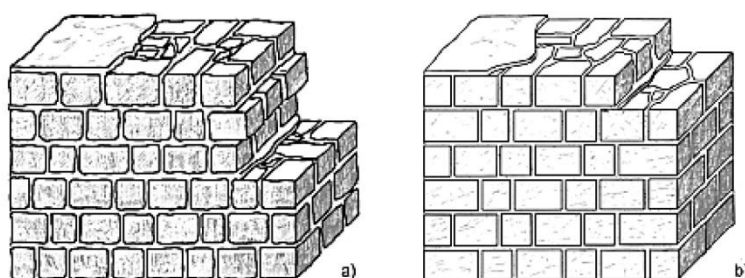


Fig. 2.1: Murature in pietrame lavorato
(Menditto, 2016)

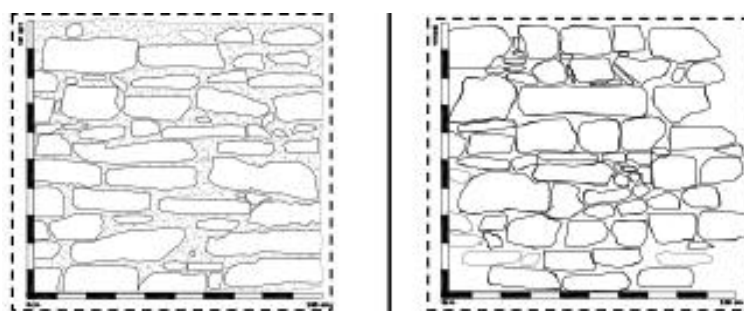


Fig. 2.2: Murature in pietra a spacco con buona tessitura
(Progetto ReLUIS, DPC 2010-2013)

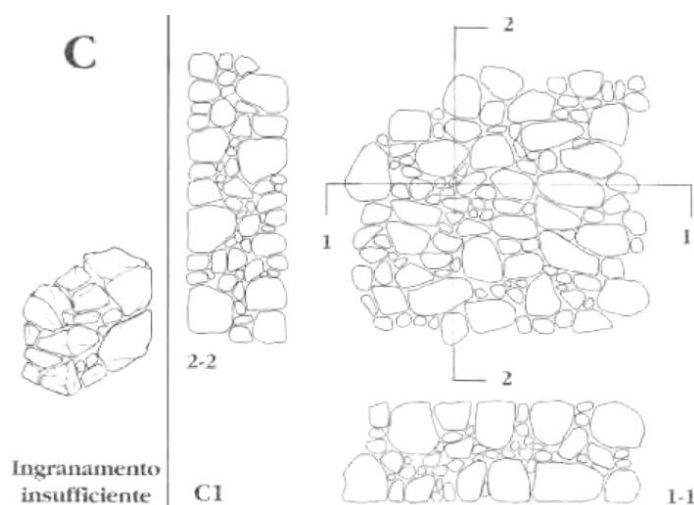


Fig. 2.3: Muratura in pietrame disordinata
(Giuffrè, 1999)

2.1.1.2 Murature in laterizio

I laterizi, a differenza dei blocchi di pietra, sono prodotti artificialmente modellando l'argilla secondo delle forme standard e poi portando a cottura il mattone. Data la standardizzazione degli elementi si riesce ad ottenere una buona regolarità della muratura e uniformità dei giunti di malta, con molteplici possibilità di apparecchiatura (Fig. 2.4, 2.5) e tessitura (Fig. 2.6). La resistenza della muratura in laterizio dunque è dettata principalmente dalla presenza di difetti e micro fessure nel mattone stesso. Quest'ultimo può essere pieno, tipico della muratura storica, semipieno o forato.

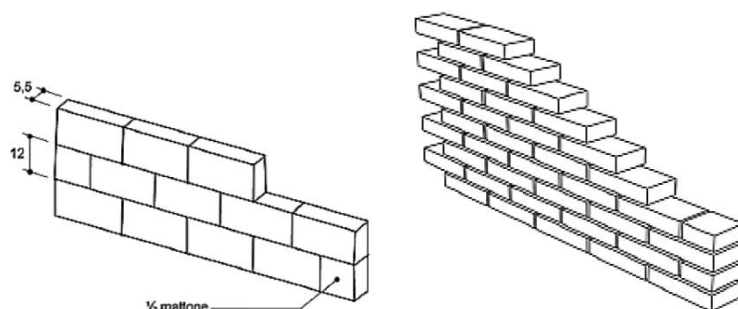


Fig. 2.4: Muratura in mattoni pieni in foglio e in spessore
(Menditto, 2016)

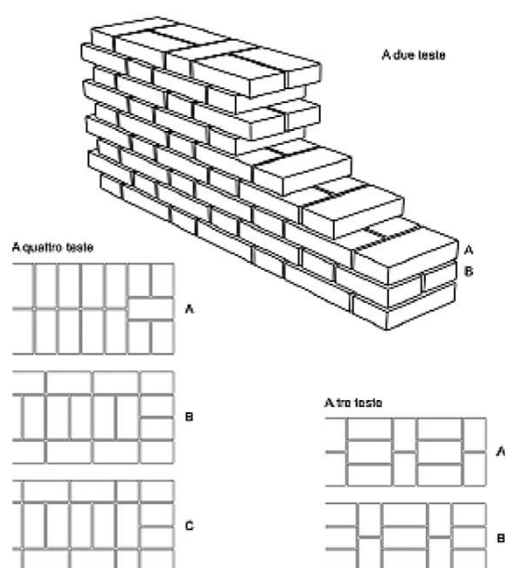


Fig. 2.5: Muratura in mattoni pieni a due o più teste
(Menditto, 2016)

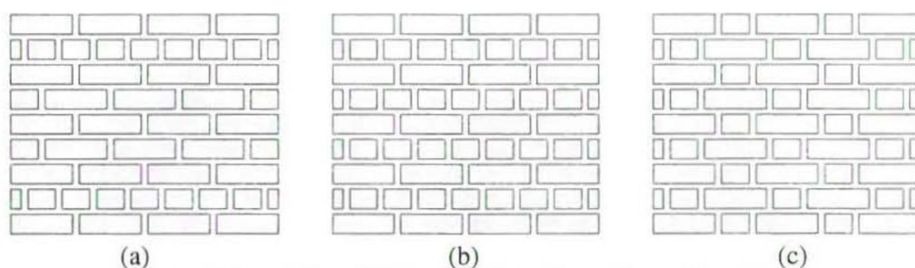


Fig. 2.6: Differenti tipologie di tessitura: "a" Americana, "b" Inglese, "c" Polacca o gotica
(Lourenço, 1998)

2.1.1.3 Murature miste o complesse

Sono caratterizzate dalla combinazione di materiali differenti che possono essere coerenti, pietra e laterizio, o incoerenti, riempimenti e conglomerati. Si possono considerare appartenenti a questa categoria le murature listate (Fig. 2.7), quando la listatura è di un materiale differente, tipicamente laterizio, e le murature a sacco (o rivestite, Fig. 2.8), poiché il riempimento interno è spesso di natura diversa (pietrame informe, scarti di laterizi e malta). Un altro esempio di struttura muraria mista è quello delle murature intelaiate (o baraccate, Fig. 2.9), costituite da un telaio in legno o acciaio all'interno del quale si trova un materiale di riempimento in pietrame o laterizi.

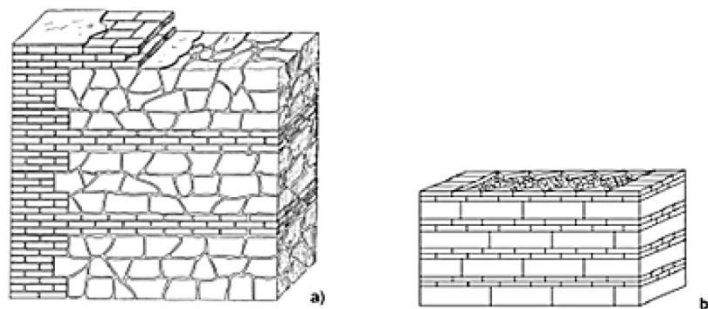


Fig. 2.7: Murature in pietra con listatura in mattoni
(Menditto, 2016)

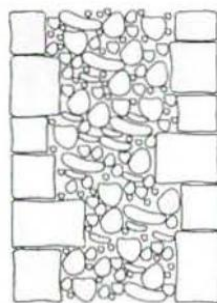


Fig. 2.8: Muratura in pietra a sacco
(Lourenço, 1998)

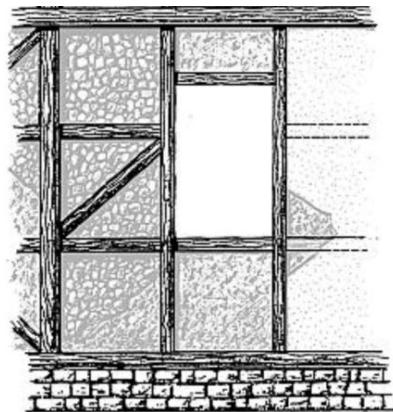


Fig. 2.9 Muratura con intelaiatura in legno
(Menditto, 2016)

2.1.2 Regola dell'arte

I meccanismi costruttivi alla base delle strutture in muratura sono stati, fino ai tempi più recenti, frutto di conoscenze empiriche basatesi sull'osservazione del comportamento degli edifici. Il corso della storia, attraverso l'affinamento dei criteri esecutivi, ha dato alla luce un insieme di accorgimenti costruttivi noti come "regola dell'arte".

I suoi principi fondamentali, necessari per garantire un buon comportamento all'opera muraria, possono essere riassunti con i seguenti parametri:³

- Dimensione degli elementi resistenti rilevanti rispetto alla sezione muraria per permettere un buon grado di monoliticità;
- Forma degli elementi sufficientemente squadrata in modo da assicurare un buon contatto necessario per trasmettere e ripartire le azioni, oltre che per mobilitare le forze d'attrito;
- Malta di buona qualità e zeppe per garantire un buon contatto fra gli elementi quando questi non sono regolari;
- Presenza di diatoni, ovvero di elementi passanti, per impedire la separazione della parete in più paramenti accostati e permettere la distribuzione del carico su tutto lo spessore murario anche quando è gravante solo sul bordo;
- Sfalsamento fra i giunti verticali per garantire "l'effetto catena" (maggior resistenza a trazione), nel caso di elementi squadrati, o comunque, anche nel caso di blocchi irregolari, "l'effetto incastro" (ingranamento degli elementi resistenti);
- Presenza di filari orizzontali per assicurare una buona distribuzione dei carichi verticali e, in caso di azioni sismiche, permettere l'oscillazione della parete attorno a cerniere cilindriche orizzontali;
- Resistenza adeguata degli elementi resistenti, requisito quest'ultimo di fondamentale importanza senza il quale la valutazione degli altri parametri risulterebbe superflua.

La maggior parte del costruito storico italiano è rappresentato dall'edilizia comune dunque, per motivazioni prevalentemente economiche che la differenzia da edifici monumentali o dotati di una certa importanza strategica, presenta frequentemente murature che non rispettano i requisiti sopra elencati.

³ Borri A., De Maria A., *Indice di qualità muraria (IQM). Applicazioni nell'ambito delle NTC 2008*, in "L'Edilizia", 2009, vol. 16, p. 49.

2.2 PROPRIETÀ MECCANICHE DELLA MURATURA

La muratura, essendo un insieme di elementi resistenti e leganti, è un materiale discontinuo il cui comportamento è influenzato dalle proprietà dei suoi singoli componenti e dalla loro interazione. Per questo motivo il composito è fortemente anisotropo, ed inoltre è caratterizzato da una buona resistenza a compressione e scarsa resistenza a trazione.

Gli elementi che la compongono, come già accennato, sono i blocchi e la malta, ciascuno dotato di proprie proprietà meccaniche. Vanno valutate anche le superfici di contatto blocco-malta, le quali sono considerate dei piani deboli poiché lungo di essi si concentrano la maggior parte delle lesioni.

Il comportamento dell'intera muratura può essere valutato studiando quello dei suoi singoli componenti sfruttando tecniche di omogeneizzazione. Le prove che principalmente vengono eseguite sui singoli campioni sono per indagare la resistenza a compressione. Un esempio sintetico del differente comportamento a compressione di blocchi e malta lo si trova in letteratura⁴ ed è mostrato in Fig. 2.10.

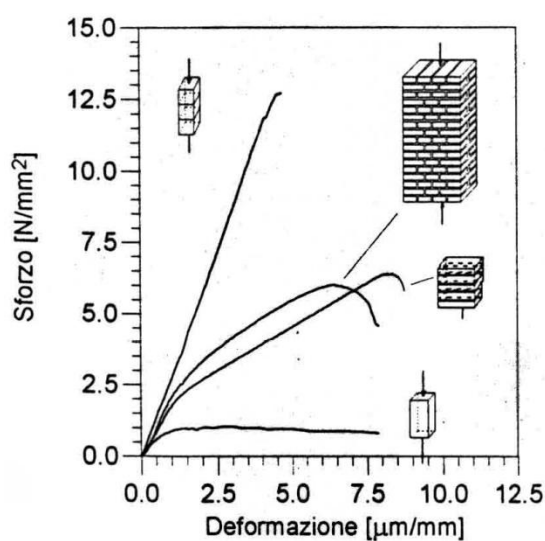


Fig. 2.10: Confronto fra il comportamento della muratura e quello dei suoi componenti (Binda et al., 1996)

Si osserva un enorme differenza di resistenza tra i due elementi ed, inoltre, un tipo di comportamento completamente opposto, elasto-fragile per i blocchi ed elasto-plastico per la malta. Se si mette a confronto il comportamento meccanico dei singoli componenti con quello globale della muratura «risulta chiara la difficoltà di correlare i parametri dei materiali con quelli del composto. Infatti, dal momento che le prove dirette sui prismi di

⁴ Binda L., Roberti G. M., Tiraboschi C., *Problemi di misura dei parametri meccanici della muratura e dei suoi componenti*, Atti del Convegno Nazionale “La meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto”, Messina, 18-20 settembre 1996.

muratura sono costose, risulterebbe molto più comodo ottenere i parametri della muratura da quelli dei suoi componenti mediante opportune formule di calibrazione»⁵. In normativa vengono proposti dei metodi di omogeneizzazione per ricavare la resistenza globale a partire da quella dei singoli elementi. Tuttavia, anche se tale prassi è correttamente utilizzata e normata, sembrerebbe opportuno «affermare che la deformabilità della malta e ben oltre i suoi limiti, può essere valutata solo in una prova eseguita su un campione di muratura»⁶.

2.2.1 Comportamento uniassiale

Per valutare il comportamento meccanico del composto vengono studiati gli stati di tensione uniassiali di piccole porzioni murarie, soprattutto con prove a compressione perché più stabili. Quando la muratura è soggetta ad una compressione normale ai giunti di malta, la rottura che ne deriva è causata da una maggiore deformabilità della malta rispetto ai blocchi (Fig. 2.11). Avendo un valore minore di Poisson, questa tenderebbe a dilatarsi nella direzione ortogonale al carico ma ne è ostacolata dai blocchi. Di conseguenza i giunti di malta si trovano in uno stato di compressione triassiale, mentre sui blocchi viene esercitata una tensione di trazione ortogonale al carico. Sono proprio queste trazioni sui blocchi a causare la rottura del pannello murario (*splitting*).

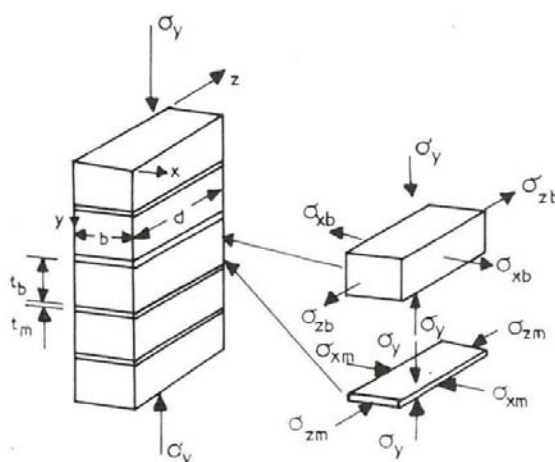


Fig. 2.11: Stato tensionale nei blocchi e nella malta dovuto ad una compressione assiale (Francis et al., 1971)

Il comportamento appena descritto può variare a seconda dell'orientamento dei giunti di malta (Fig. 2.12) perché avviene un'interazione tra il comportamento a taglio e quello a compressione della muratura. Variando l'angolo, infatti, si ha una riduzione della resistenza a compressione poiché prevale una rottura a taglio nei giunti di malta piuttosto che una rottura per *splitting* nei blocchi. Questo lo si può vedere in Fig. 2.13, la resistenza

⁵ Binda et al, *Problemi di misura dei parametri meccanici della muratura e dei suoi componenti*, cit., p. 54.

⁶ Ibid.

a compressione è minima per un angolo di 30° , mentre invece è massima quando la forza di compressione è ortogonale al piano dei giunti di malta (90°).⁷

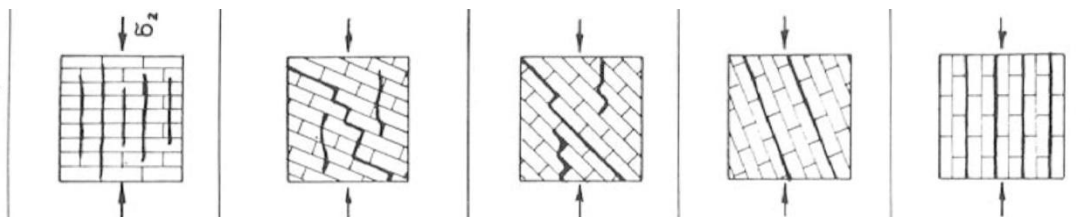


Fig. 2.12: Meccanismi di rottura della muratura per uno stato di compressione uniassiale (Dhanasekar et al., 1985)

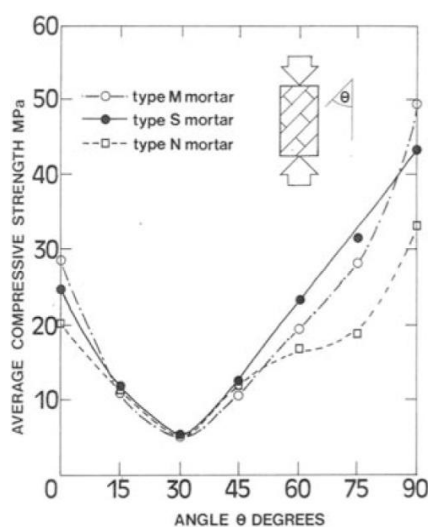


Fig. 2.13: Resistenza a compressione della muratura in funzione dell'inclinazione dei giunti (Hamid et al., 1980)

Oltre alle prove a compressione possono essere eseguite delle prove a trazione, sempre variando l'orientazione dei giunti. In Fig. 2.14 si può osservare come spesso le fessure siano concentrate essenzialmente nell'interfaccia tra i due materiali, lasciando inalterati i due componenti. Di conseguenza la resistenza a trazione della muratura è principalmente dovuta al grado di aderenza tra i blocchi e la malta. Questo però non è sempre vero, a seconda dei tipi di muratura possono verificarsi delle fratture anche nella malta stessa.

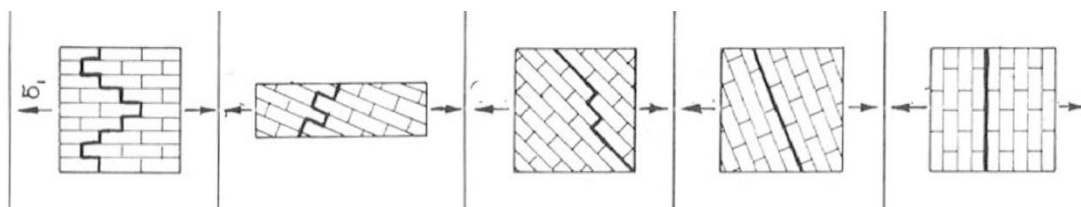


Fig. 2.14: Meccanismi di rottura della muratura per uno stato di trazione uniassiale (Dhanasekar et al., 1985)

⁷ Calderini C., *Un modello costitutivo per la muratura: formulazione ed implementazione per l'analisi di strutture complesse*, Tesi di Dottorato in "Ingegneria Strutturale e Geotecnica", Università degli Studi di Genova, 2004, p. 28.

2.2.2 Comportamento biassiale

Il comportamento biassiale della muratura può essere studiato tramite una prova in cui il carico viene applicato contemporaneamente nelle due direzioni ortogonali, identificando tre casistiche differenti: trazione-trazione, compressione-compressione e trazione-compressione.

Quando la muratura è soggetta a trazione biassiale si generano delle fessurazioni nei giunti, sia verticali che orizzontali. Inoltre, la resistenza della muratura è fortemente dipendente dall'orientamento dei giunti. Nel caso di compressione biassiale invece, la dipendenza dall'angolo dei giunti di malta è meno evidente.

Tra le tre casistiche la più interessante è sicuramente quella di trazione-compressione (Fig. 2.15). Le fessurazioni che si possono creare sono molteplici e dipendenti dall'orientamento dei giunti di malta, così come lo è il dominio di resistenza. La contemporaneità di applicazione dei due carichi, inoltre, porta ad un aumento di resistenza quando la trazione è applicata ortogonalmente ai giunti secondari. Questo perché la compressione, perpendicolare ai giunti principali, tende a limitare gli scorrimenti.

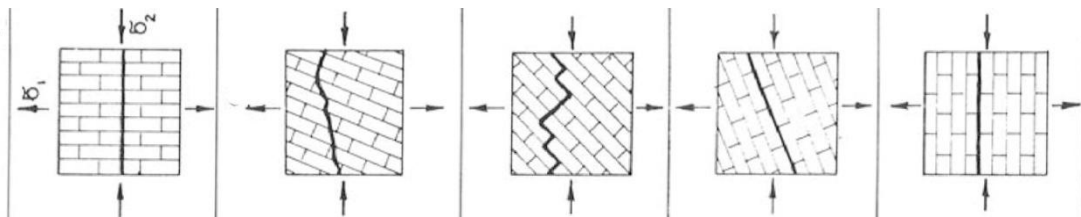


Fig. 2.15: Meccanismi di rottura della muratura per uno stato di trazione-compressione biassiale (Dhanasekar et al., 1985)

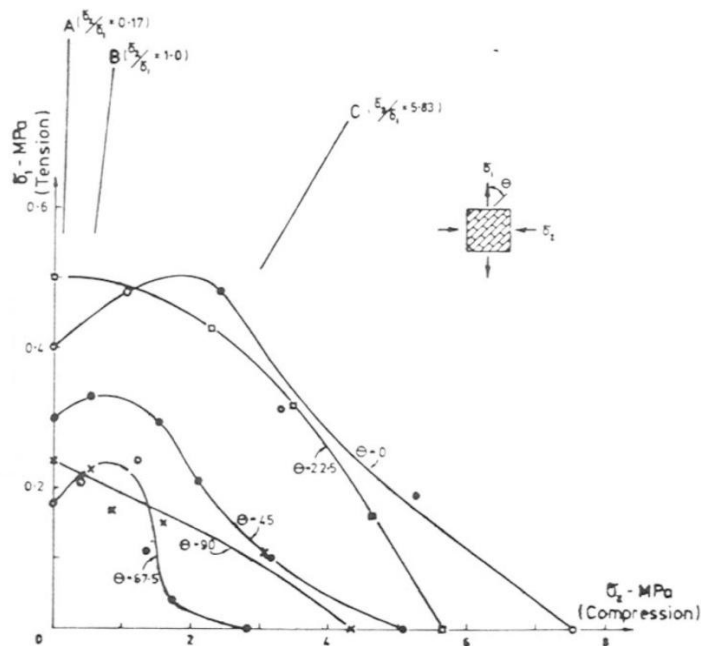


Fig. 2.16: Resistenza per uno stato di trazione-compressione a seconda dell'inclinazione dei giunti (Page, 1983)

2.3 COMPORTAMENTO SISMICO DI EDIFICI IN MURATURA

Abbiamo visto come la realizzazione di un muro di qualità sia fondamentale per garantire delle buone proprietà meccaniche. Tuttavia, per valutare il comportamento sismico di una struttura in muratura, l'esistenza di pannelli realizzati a "regola d'arte" non è sufficiente. Un edificio in muratura, infatti, è composto da sistemi più o meno complessi di pareti e orizzontamenti. Questi, in caso di azioni orizzontali, interagiscono tra di loro assicurando o compromettendo la resistenza al sisma. Dunque, per valutare la qualità della risposta sismica, è necessario tenere in considerazione, oltre al corretto dimensionamento delle pareti, la capacità del sistema di trasferire le azioni tra i diversi elementi.⁸

Diversamente da una struttura nuova, la verifica della risposta sismica non è riconducibile alla semplice definizione della classe di resistenza dei materiali. Deve anche affrontare un'accurata analisi sulla qualità delle diverse parti della costruzione e delle loro connessioni. Solo in rari casi, infatti, la condizione di crisi di una costruzione muraria si raggiunge per il superamento della resistenza dei materiali. La maggior parte delle volte a mandare in crisi la struttura è la perdita delle condizioni di equilibrio e l'innescò di un meccanismo di collasso.⁹

Per scongiurare questo tipo di comportamento è necessario che siano presenti, tra gli elementi della struttura, determinati tipi di vincoli in modo da garantire un comportamento definito "scatolare". Tale definizione è raramente accostabile ad un edificio storico in muratura poiché presenta spesso solai deformabili e soprattutto una scarsa qualità delle connessioni, deve quindi essere posta particolare attenzione nella valutazione del modello che ne rappresenta il comportamento. Fare una valutazione errata potrebbe portare a trascurare i possibili meccanismi di primo modo (fuori dal piano). In condizione statiche tali collegamenti contribuiscono marginalmente alla stabilità globale ma, nel caso di azione sismica, assumono un ruolo fondamentale.

Uno dei primi accorgimenti necessari per garantire il comportamento scatolare è dunque quello di realizzare buone connessioni tra le pareti ortogonali. Se questo manca si osserva il comportamento più frequente, quello del ribaltamento fuori dal piano della parete più debole. Per scongiurare tale fenomeno è importante assicurarsi che le murature siano ben ammorsate tra loro. Questo si può ottenere con un'adeguata disposizione degli elementi lungo le intersezioni orizzontali. Altrettanto efficace è la realizzazione di cantonali con caratteristiche murarie superiori (Fig. 2.17) o di incatenamenti.

⁸ Menditto, *Fessurazioni nelle strutture*, cit., p. 288.

⁹ Valluzzi M. R., *Metodi di analisi locale di edifici esistenti in muratura*, Corso di "Problemi Strutturali dei Monumenti e dell'Edilizia Storica", Università degli Studi di Padova, a.a. 2010-2011, p. 6.

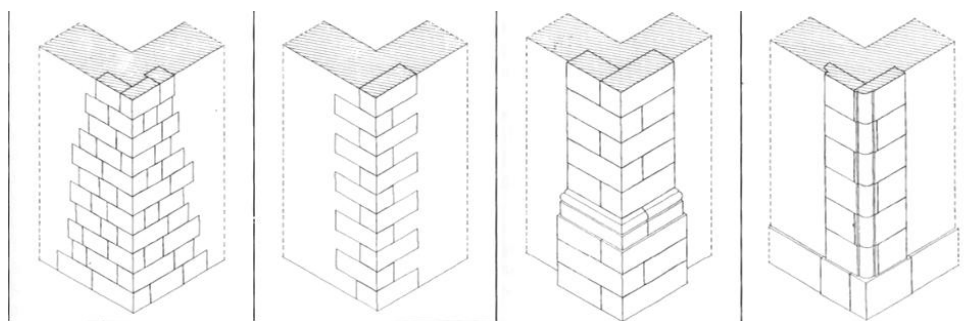


Fig. 2.17: Esempi di cantonali
(Giuffrè, 1999)

Le connessioni ortogonali tra le pareti, tuttavia, non sono sufficienti a garantire il comportamento scatolare. Un ruolo altrettanto importante è svolto dai solai. Questi devono essere dei diaframmi rigidi in grado di trasferire le azioni orizzontali al sistema di pareti interconnesse (Fig. 2.18c). Tale caratteristica è raramente rispettata nell'edilizia storica dove gli orizzontamenti venivano prevalentemente realizzati con travi in legno e tavolato semplice. In assenza di solai sufficientemente rigidi la parete più debole subirà quindi uno "spanciamento", localizzato nella parte più alta dove manca il collegamento (Fig. 2.18b). Questo fenomeno può inoltre essere favorito dalla presenza di coperture spingenti o elementi passanti che concentrino la massa al livello dei solai.

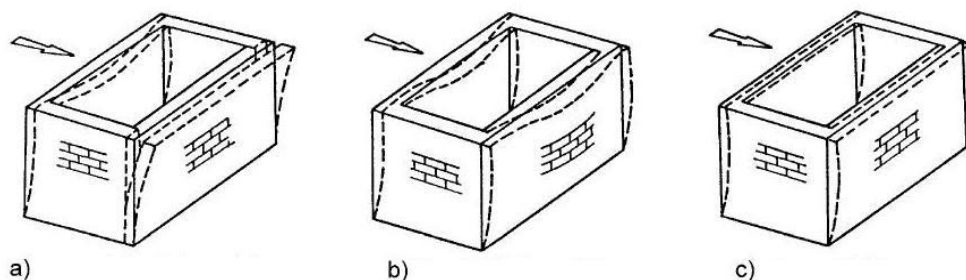


Fig. 2.18: Comportamento della scatola muraria: "a" pareti non ammassate, "b" pareti ammassate con solai deformabili, "c" pareti ammassate con solai rigidi

Un altro fondamentale aspetto da tenere in considerazione per gli edifici in muratura, così come per qualsiasi altra struttura, è quello della regolarità planimetrica. Il comportamento dell'edificio sotto l'azione sismica, infatti, è fortemente influenzato dalla distribuzione spaziale dei suoi elementi resistenti. Dunque, per ridurre al minimo le deformazioni di tipo torsionale, è necessario che i punti del baricentro geometrico G (punto di applicazione dell'azione sismica) e quello delle rigidezze R (punto di applicazione della reazione della struttura) siano il più possibile coincidenti.

Inoltre, è importante ribadire come la qualità muraria¹⁰ sia sempre una condizione fondamentale. In sua assenza, infatti, la struttura non avrà neanche la possibilità di iniziare il trasferimento delle azioni tra i diversi elementi perché, a causa della natura vibrante del sisma, tenderà a sgretolarsi (Fig. 2.19).

¹⁰ Si veda § 2.1.2 della seguente tesi.

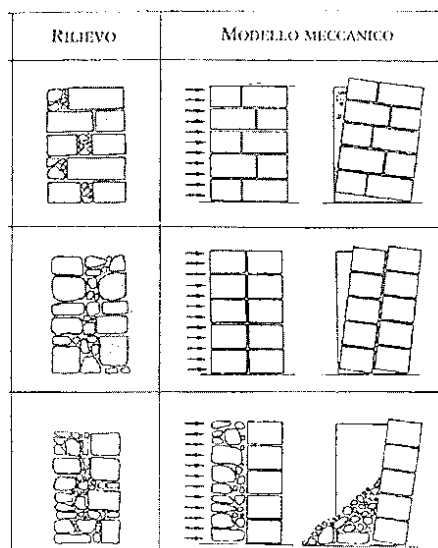


Fig. 2.19: Influenza della qualità muraria sul comportamento della muratura sottoposta al sisma

2.3.1 Meccanismi di collasso

Come precedentemente accennato, è più probabile che il crollo di una struttura muraria si verifichi per perdita di equilibrio di porzioni strutturali piuttosto che per il superamento di stati tensionali limite. Nell'ipotesi di muri eseguiti a "regola d'arte", il collasso può arrivare attraverso l'attivazione di cinematismi che comportano la formazione di cerniere cilindriche.

Il problema operativo consiste nell'individuare i cinematismi più probabili, per far ciò è necessaria un'osservazione accurata e mirata del singolo caso in esame. Devono essere ricercati i quadri fessurativi innescati dai precedenti terremoti ed eventuali problematiche costruttive che possano far presagire un determinato tipo di collasso.

I meccanismi di danno più ricorrenti possono essere suddivisi in due categorie:

- Meccanismi di primo modo;
- Meccanismi di secondo modo.

2.3.1.1 Meccanismi di primo modo

Quando la struttura non presenta un livello di ammassamento in grado di garantire un comportamento scatolare si assiste al ribaltamento di pareti murarie fuori dal proprio piano. I meccanismi di collasso di questo tipo vengono definiti "di primo modo".¹¹ Tale meccanismo è spesso seguito dalla perdita di appoggio delle travi dei solai, con tragiche conseguenze per i suoi abitanti. Alcuni esempi di meccanismi di primo modo sono riportati in Fig. 2.20.

¹¹ Giuffrè (a cura di), *Sicurezza e conservazione dei centri storici: il caso Ortigia*, cit., p. 8.

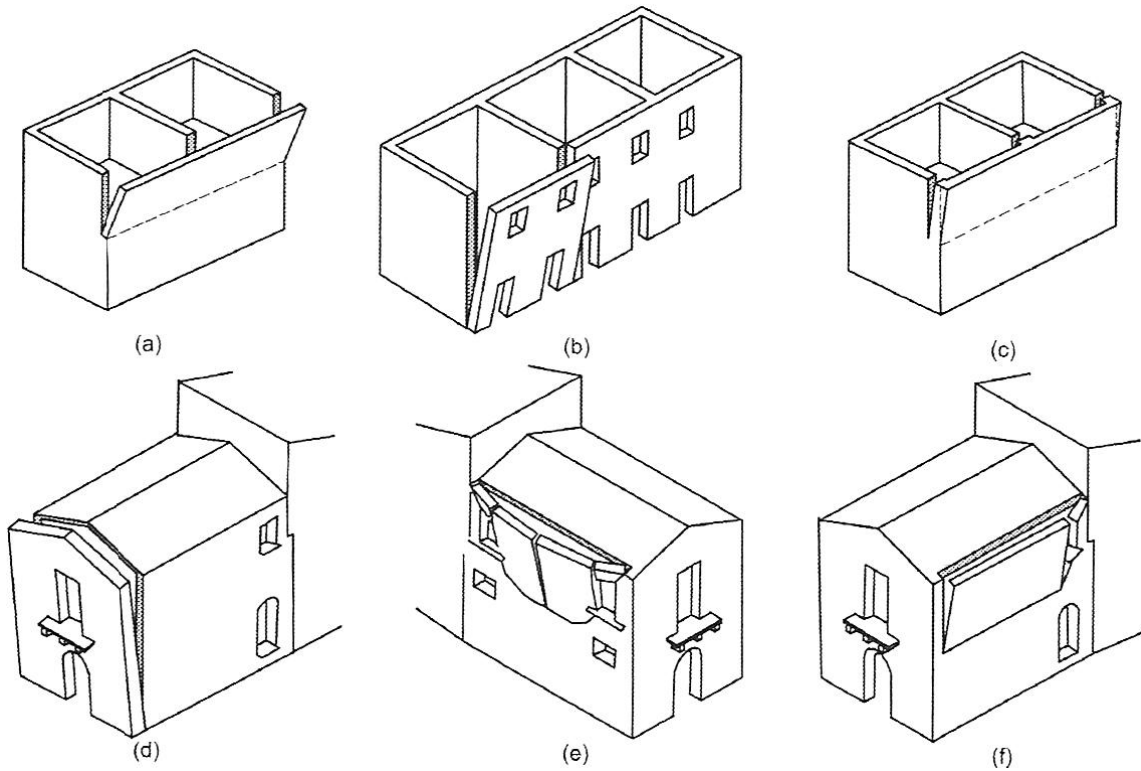


Fig. 2.20: Esempi di meccanismi di primo modo: “a-f” ribaltamento della porzione muraria superiore, “b-d” ribaltamento dell’intera facciata, “c” lesioni verticali sui muri trasversali conseguenti al ribaltamento della parete esterna, “e” ribaltamento della porzione di parete superiore compresa tra le due bucaure
(Meditto, 2016)

È interessante notare come la qualità muraria, pur non essendo la protagonista principale dei meccanismi di primo modo, possa essere significativa per la stabilità. Quando un paramento murario inizia una rotazione il proprio peso è scaricato interamente sul lembo esterno della sezione d’appoggio, generando così una sollecitazione di taglio lungo il proprio piano medio. Un muro di scarsa qualità, ad esempio con pochi diatoni come osservabile nel caso specifico in Fig. 2.21, non è in grado di offrire una resistenza sufficiente al taglio e giunge dunque al collasso per un moltiplicatore dei carichi più basso.¹²

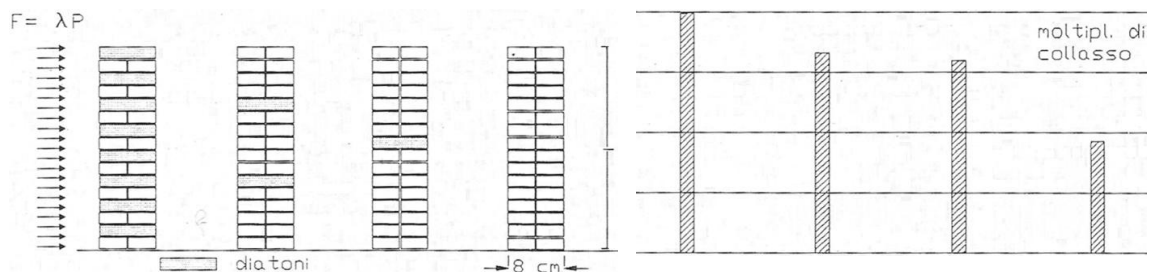


Fig. 2.21: Resistenza orizzontale di alcune pareti in funzione del numero di diatoni
(Giuffrè, 1999)

¹² Valluzzi, *Metodi di analisi locale di edifici esistenti in muratura*, cit., pp. 4-5.

2.3.1.2 Meccanismi di secondo modo

Se la struttura presenta un buon comportamento scatolare è più probabile che si verifichino meccanismi nel proprio piano, definiti “di secondo modo”.¹³ Scongiurati i meccanismi di primo modo sarà dunque possibile studiare l’edificio a livello globale.

Quando il comportamento è d’insieme, il carico viene trasferito sugli elementi paralleli all’azione sismica garantendo l’equilibrio globale attraverso degli stati tensionali contenuti nel proprio piano, dove la muratura riesce ad esplicare il massimo della sua resistenza.¹⁴ Le lesioni che si verificano sono principalmente dovute a crisi per pressoflessione o taglio. Queste si manifestano come delle fessurazioni diagonali che, anche se possono raggiungere un livello abbastanza grave, raramente producono il crollo totale.

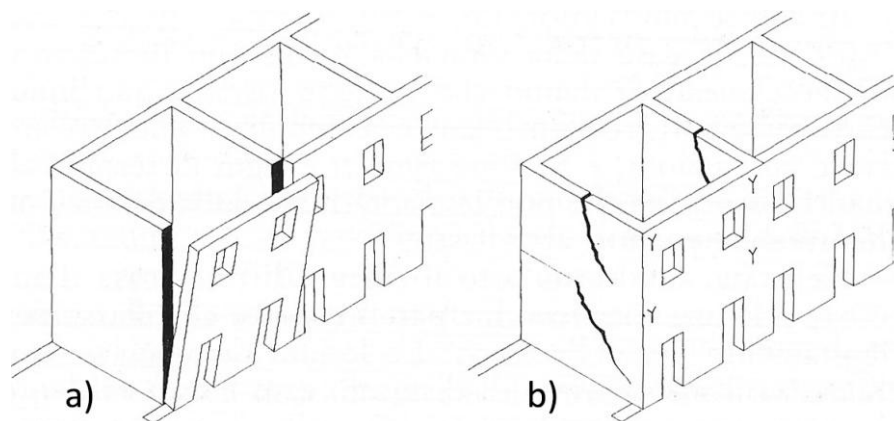


Fig. 2.22: Modifica del meccanismo di collasso dal primo modo “a” al secondo modo “b” (Giuffrè, 1999)

Mentre per il primo meccanismo la causa principale era la mancanza di connessioni, il secondo è condizionato dalla resistenza della muratura. Se quest’ultima ha una qualità abbastanza elevata un ruolo fondamentale è svolto anche dalle fasce (travi di muratura). Queste possono fornire un’azione di accoppiamento fra maschi murari influenzando considerevolmente il meccanismo di risposta della parete. Lo stato di sollecitazione esercitato sulla fascia è mostrato in Fig. 2.23a. La resistenza a taglio e a trazione della fascia è in funzione del suo stato di compressione, dunque solo quando questo è sufficientemente elevato riesce a fornire la resistenza “flessionale” che impedisce il meccanismo di ribaltamento (Fig. 2.23b). Essendo solitamente la compressione nella fasce di un valore basso, risulta fondamentale l’inserimento di elementi resistenti a trazione come cordoli o catene. Questi, opponendosi alla dilatazione, instaurano un meccanismo a puntone inclinato che garantisce la funzione di accoppiamento tra le pareti verticali (Fig. 2.23c).¹⁵

¹³ Giuffrè (a cura di), *Sicurezza e conservazione dei centri storici: il caso Ortigia*, cit., p. 8.

¹⁴ Menditto, *Fessurazioni nelle strutture*, cit., p. 296.

¹⁵ Magenes G., Bolognini D., Braggio C. (a cura di), *Metodi semplificati per l’analisi sismica non lineare di edifici in muratura*, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma, 2000, pp. 22-23.

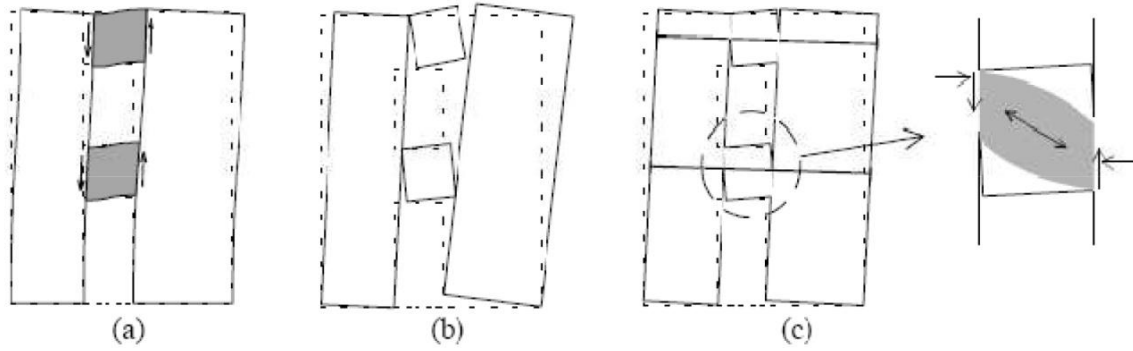


Fig. 2.23: Risposta delle fasce murarie ad azioni di tipo sismico
(Magenes et al., 2000)

Tali presupposti teorici si sono poi rilevati particolarmente significativi anche i fini del seguente lavoro di tesi, è stata infatti riscontrata l'efficacia delle fasce di piano al variare del grado di accoppiamento dei maschi murari. La funzione strutturale di queste si è rivelata tutt'altro che secondaria, tale influenza è infatti tanto maggiore quanto maggiore è il numero di piani di un edificio o, più semplicemente, all'aumentare del numero di aperture.

2.4 METODI DI ANALISI SISMICA SECONDO NTC 2008

I metodi di analisi globale previsti per strutture soggette ad azione sismica sono:¹⁶

- Analisi statica lineare;
- Analisi dinamica lineare;
- Analisi statica non lineare;
- Analisi dinamica non lineare.

Come abbiamo già visto, nel caso specifico di strutture in muratura, quando non è garantito un comportamento scatolare potrebbero instaurarsi dei meccanismi locali di collasso, per i quali è fondamentale valutare la sicurezza dell'edificio. Chiaro esempio sono le strutture con geometrie molto complesse come le chiese, oppure più in generale di edifici con solai privi di rigidità nel piano o pareti mal collegate tra loro. Una verifica globale per questi casi specifici non porterebbe ad una risposta corrispettiva al reale comportamento sismico, sono quindi previste in normativa¹⁷ delle verifiche locali:

- Analisi cinematica lineare;
- Analisi cinematica non lineare.

In generale la verifica della sicurezza sismica per edifici esistenti in muratura, dove il comportamento scatolare dell'edificio non è sempre garantito, dovrebbe essere fatta valutando attentamente prima i singoli meccanismi di collasso locali e poi eventualmente il comportamento globale della struttura. Per il seguente lavoro di tesi un'analisi dettagliata delle singole verifiche locali non ha particolare interesse, nei prossimi paragrafi verranno quindi descritti i soli metodi di analisi globale.

2.4.1 Analisi lineare

Con tale analisi si assume un rapporto tra sforzo e deformazione di tipo lineare, quindi un comportamento elastico del materiale, secondo la teoria dell'elasticità di Hooke in (2.1):

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (2.1)$$

dove:

σ è lo sforzo agente pari a F/A , con F la forza agente sull'area A ;

E è il modulo di elasticità di Young;

ε è la deformazione pari a $\Delta l/l$, con Δl la deformazione rispetto la lunghezza l .

¹⁶ Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, *Norme Tecniche per le Costruzioni*, § 7.3, pp. 235-240.

¹⁷ Circolare 2 febbraio 2009 n. 617, *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D. M. 14/01/2008*, § C8.7.1.6, pp. 293-294.

Per permettere lo svolgimento di analisi nel campo lineare la normativa introduce un fattore di struttura q attraverso il quale viene ricavato il relativo spettro di progetto $S_d(T)$. Viene dunque ridotta l'azione sismica per tenere conto dell'ulteriore capacità di spostamento che la struttura conserva anche dopo il raggiungimento della resistenza limite. Nel caso si utilizzi l'analisi lineare per sistemi non dissipativi, come avviene per gli stati limite di esercizio, viene assunto un valore del fattore di struttura unitario, di conseguenza lo spettro di progetto coinciderà con lo spettro di risposta elastico $S_e(T)$. Nel caso in cui invece si utilizzi l'analisi lineare per sistemi dissipativi, come per gli stati limite ultimi, viene considerato un valore di q maggiore dell'unità.¹⁸

Per determinare il fattore di struttura q bisogna tener conto della tipologia strutturale, dei gradi di iperstaticità e dei criteri di progettazione adottati. Per gli edifici in muratura la normativa¹⁹ fornisce dei valori di riferimento per il fattore di struttura che corrispondono a (2.2) e (2.3):

- $q = 2,0 \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione; (2.2)
- $q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1$ per gli altri casi; (2.3)

dove:

α_1 è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione);

α_u è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la sua forza ultima.

Il rapporto α_u / α_1 può essere determinato con un'analisi statica non lineare, tuttavia non può assumere in nessun caso un valore superiore a 2,5. Se invece non si procede ad un'analisi statica lineare per stabilire il rapporto α_u / α_1 possono essere assunti i seguenti valori:²⁰

- 1,4 per costruzioni in muratura ordinaria ad un piano;
- 1,8 per costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani;
- 1,3 per costruzioni in muratura armata ad un piano;
- 1,5 per costruzioni in muratura armata a due o più piani;
- 1,3 per costruzioni in muratura armata progettate con gerarchia delle resistenze.

¹⁸ Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, *Norme Tecniche per le Costruzioni*, § 7.3.1, p. 235.

¹⁹ Circolare 2 febbraio 2009 n. 617, *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D. M. 14/01/2008*, § C8.7.1.2, p. 291.

²⁰ Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, *Norme Tecniche per le Costruzioni*, § 7.8.1.3, pp. 285-286.

2.4.1.1 Analisi lineare statica²¹

Le forze d'inerzia indotte dal sisma possono essere applicate alla struttura sottoforma di forze statiche equivalenti.

Nel caso specifico di analisi lineare di tipo statico la normativa pone come limite della sua applicabilità che il periodo del primo modo di vibrare T_1 non superi $2,5 T_C$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza. Tuttavia quest'ultimo vincolo, per quanto riguarda le strutture in muratura, non è considerato ed è quindi possibile effettuare l'analisi anche per costruzioni non regolari in altezza, tenendone però conto nel calcolo del taglio totale alla base F_h con l'applicazione di un opportuno coefficiente λ , per il quale si rimanda all'equazione (2.6).

Il valore del periodo T_1 , nei casi di edifici civili e industriali di altezza non superiore ai 40 metri dal piano di fondazione e con massa distribuita uniformemente lungo l'altezza, può essere calcolato come in (2.4):

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \quad (2.4)$$

dove:

H è l'altezza del fabbricato;

C_1 vale 0,050 per tutte i casi, compreso la muratura, fatta eccezione per le strutture a telaio in calcestruzzo armato o acciaio il cui valore è rispettivamente 0,075 e 0,085.

Per determinare l'entità delle forze statiche equivalenti da applicare alla struttura viene considerata l'ordinata dello spettro di progetto $S_d(T)$ per $T = T_1$, mentre per la loro distribuzione viene seguita approssimativamente la forma del modo principale di vibrare.

L'intensità della forza F_i da applicare a ciascuna massa del fabbricato è pari a (2.5):

$$F_i = F_h \frac{z_i \cdot W_i}{\sum_j (z_j W_j)} \quad (2.5)$$

in cui:

W_i e W_j sono i pesi rispettivamente della massa i e j ;

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse i e j ;

F_h è il taglio totale alla base della costruzione dato dalla formula (2.6):

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \frac{\lambda}{g} \quad (2.6)$$

con:

λ che vale 0,85 nei casi con almeno tre orizzontamenti e $T_1 < 2T_C$, pari invece a 1 in tutti gli altri casi tra cui quello di una struttura in muratura non regolare in altezza;

²¹ Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, *Norme Tecniche per le Costruzioni*, § 7.3.3.2, pp. 237-238.

$S_d(T_1)$ l'ordinata dello spettro di risposta di progetto;

W il peso totale della costruzione;

g l'accelerazione di gravità.

Infine, per tener conto degli effetti torsionali, nel caso di masse e rigidità distribuite simmetricamente, si amplificano le sollecitazioni determinate con l'equazione (2.5) mediante l'uso del fattore δ , indicato in (2.7):

$$\delta = 1 + 0,6x/L_e \quad (2.7)$$

dove:

x è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico di piano, misurata perpendicolarmente all'azione sismica considerata;

L_e è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo del precedente.

Una volta determinate le forze sismiche queste dovranno essere applicate nelle due direzioni principali e per entrambi i versi di applicazione.

2.4.1.2 Analisi lineare dinamica²²

Definita anche "analisi dinamica modale", questa tipologia di analisi consiste:

- nella determinazione degli n modi di vibrare che compongono il complesso modo di vibrazione della struttura ad n gradi di libertà (da qui il termine "modale");
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ogni modo di vibrare individuato;
- nella combinazione di questi effetti.

I modi di vibrare da considerare sono quelli che hanno maggior influenza nella configurazione della deformata sismica, cioè quelli con massa partecipante superiore al 5% per un totale di n modi di vibrare la cui somma della loro massa partecipante sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti E relativi ai vari modi di vibrare la normativa propone la combinazione quadratica in (2.8):

$$E = \left(\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2} \quad (2.8)$$

dove:

E_i e E_j sono rispettivamente il valore dell'effetto relativo al modo i e j ;

ρ_{ij} è il coefficiente di correlazione tra il modo i e j calcolato con la formula indicata nell'equazione (2.9):

²² Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, *Norme Tecniche per le Costruzioni*, § 7.3.3.1, p. 237.

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2\beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij})[(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2\beta_{ij}]} \quad (2.9)$$

con:

ξ smorzamento viscoso dei modi i e j ;

β_{ij} rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi ($\beta_{ij} = T_j/T_i$).

2.4.2 Analisi non lineare

Per comprendere meglio il comportamento della struttura oltre il campo elastico ci si può servire di analisi non lineari, sia di tipo statico che dinamico. La simulazione della non linearità viene attuata mediante l'utilizzo di un legame costitutivo, il quale dovrà essere scelto con cura a seconda delle caratteristiche meccaniche di resistenza e deformabilità del materiale.

Le analisi di tipo non lineare per queste strutture sono utilizzate anche in ambito professionale. Tuttavia va ricordato che, a differenza di quelle lineari, queste tipologie di analisi richiedono particolare attenzione ed esperienza sia nell'applicazione che nella lettura dei risultati. Molteplici sono le assunzioni che devono essere fatte (come ad esempio la scelta del legame costitutivo del materiale) e queste possono influire notevolmente sul risultato finale.

2.4.2.1 Analisi non lineare statica²³

Prende il nome anche di “*pushover*” (letteralmente “spingere oltre”) o di “analisi di spinta”. È definita “statica” per il metodo di applicazione delle forze che simulano l'azione sismica, “non lineare” per il modello di comportamento assunto del materiale.

Questa tipologia di analisi è molto efficace specialmente nel caso di edifici in muratura, tant'è che per quest'ultimi il metodo è applicabile anche se la massa partecipante del primo modo di vibrare è inferiore al 75%.

Nell'analisi statica non lineare vengono applicate alla struttura le forze verticali, corrispondenti ai pesi propri più eventuali sovraccarichi, e un sistema di forze orizzontali statiche, che rappresentano l'azione sismica, applicate al livello dei solai secondo almeno due distribuzioni. La normativa indica una serie di possibili distribuzioni di forze che divide in due gruppi, uno principale (gruppo 1) ed uno secondario (gruppo 2). Per ognuno di essi sono anche indicati gli eventuali vincoli di applicabilità. In generale i due metodi di distribuzione utilizzati sono quello proporzionale al prodotto delle masse per la

²³ Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, *Norme Tecniche per le Costruzioni*, § 7.3.4.1, p. 239.

deformata corrispondente al primo modo di vibrare (“distribuzione triangolare”) e quello proporzionale alle masse (“distribuzione uniforme”).

Successivamente le forze orizzontali, applicate secondo le due differenti distribuzioni, vengono incrementate monotonamente mantenendo però sempre costanti i rapporti tra le forze ai livelli di solai, in questo modo la forma della distribuzione delle forze rimane la stessa mentre ne aumenta l’intensità. L’incremento monotono delle forze viene interrotto al raggiungimento delle condizioni ultime della struttura, cioè al suo collasso, oppure al raggiungimento di un parametro di deformazione prefissato.

Come esito finale dell’analisi viene definita la “curva di capacità” (oppure “curva *pushover*”), un diagramma che rappresenta graficamente il risultato dell’analisi indicando sull’asse delle ordinate il valore del taglio totale alla base dell’edificio e sull’asse delle ascisse lo spostamento orizzontale del punto di controllo. Per quest’ultimo si prende un punto del solaio più in alto, solitamente coincidente con il centro di massa. Tuttavia, questa scelta «*non ha un preciso fondamento teorico ma è più probabilmente un retaggio delle originarie applicazioni di questa tecnica alle pile da ponte delle quali si monitorava, per ovvie ragioni, lo spostamento in sommità*»²⁴.

La verifica infine consiste nel confrontare la capacità di spostamento dell’edificio con la domanda richiesta dall’azione sismica. Per far ciò deve essere associato al sistema strutturale reale (“MDOF”) un sistema equivalente ad un grado di libertà (“SDOF”).

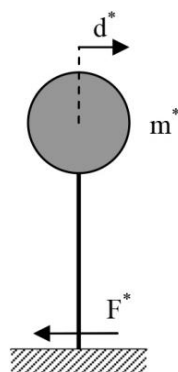


Fig. 2.24: Sistema SDOF
(Circolare 2 febbraio 2009 n. 617)

La forza F^* e lo spostamento d^* del sistema equivalente SDOF sono caratterizzate dal seguente legame costitutivo, di cui in (2.10) e (2.11), con le grandezze del sistema reale:

$$F^* = F_b / \Gamma \quad (2.10)$$

$$d^* = d_c / \Gamma \quad (2.11)$$

dove:

Γ è il coefficiente di partecipazione modale ricavato dall’equazione (2.12):

²⁴ Albanesi T., Nuti C., *Dispensa su Analisi Statica Non Lineare (Pushover)*, Dipartimento di Strutture, Università degli Studi Roma Tre, Roma, 2007, p. 7.

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi} \quad (2.12)$$

con:

τ il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata;

M la matrice di massa del sistema reale;

φ il modo di vibrare fondamentale normalizzato ponendo $d_c = 1$.

Alla curva di capacità del sistema equivalente è poi necessario attuare un'ulteriore semplificazione passando ad una curva bilineare (in alcuni casi trilineare), sulla base di un criterio di equivalenza energetica. Per quanto riguarda la muratura il valore della forza di plasticizzazione F_y^* del sistema equivalente bilineare si ricava tracciando la secante alla curva di capacità reale, passante per il punto pari al 70% del taglio massimo alla base F_{bu}^* , e imponendo poi l'uguaglianza delle aree sottese dalle due curve.²⁵ Per determinare invece lo spostamento ultimo d_u^* la normativa fornisce una indicazione specifica per quanto riguarda lo stato limite ultimo dicendo di interrompere la curva ad una riduzione di resistenza corrispondente a $0,2 F_{bu}^*$.²⁶

Non si trova in normativa un diagramma bilineare esemplificativo per la muratura ma si può comunque fare riferimento a quello originario per strutture intelaiate in calcestruzzo armato, mostrato in Fig. 2.25. Si noti tuttavia che il valore in cui si interseca la curva di capacità (60%) così come la riduzione di resistenza ($0,15 F_{bu}^*$)²⁷ sono differenti rispetto a quelli utilizzati per la muratura.

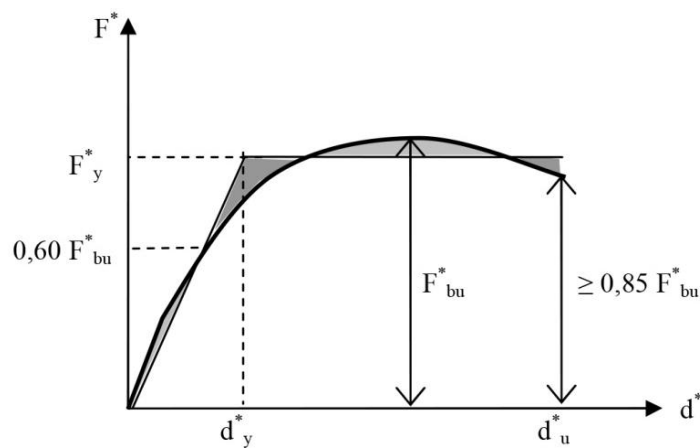


Fig. 2.25: Diagramma bilineare equivalente per strutture a telaio in calcestruzzo armato (Circolare 2 febbraio 2009 n. 617)

²⁵ Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, *Norme Tecniche per le Costruzioni*, § 7.8.1.6, pp. 288-289.

²⁶ Circolare 2 febbraio 2009 n. 617, *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"* di cui al D. M. 14/01/2008, § C7.8.1.5.4, p.250.

²⁷ Ivi, § C7.3.4.1, pp. 229-230.

Un esempio grafico di come tracciare la curva bilineare di una struttura in muratura è mostrato in Fig. 2.26. I termini utilizzati sono differenti ma il concetto di applicazione è identico.

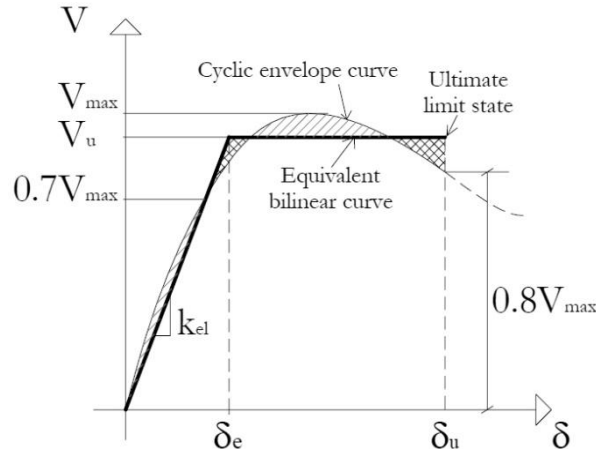


Fig. 2.26: Diagramma bilineare per strutture in muratura
(Magenes et al., 2008)

Il sistema bilineare è caratterizzato dal seguente periodo elastico T^* in (2.13):

$$T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*} \quad (2.13)$$

in cui:

k^* è la rigidezza del tratto elastico della bilineare;

m^* è la massa equivalente pari a (2.14):

$$m^* = \varphi^T M \tau \quad (2.14)$$

Si procede poi con la valutazione della domanda di spostamento d_{max}^* del sistema anelastico rispetto a quella di un sistema elastico di pari periodo ($d_{e,max}^*$), secondo quanto indicato nelle disequazioni (2.15) e (2.16). Se:

$$T^* \geq T_C \Rightarrow d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*) \quad (2.15)$$

$$T^* < T_C \Rightarrow d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^* \quad (2.16)$$

con:

$$q^* = S_e(T^*)m^*/F_y^* \quad (2.17)$$

Inoltre se $q^* \geq 1$ allora $d_{max}^* = d_{e,max}^*$.

Infine, determinata la domanda di spostamento d_{max}^* , si controlla che sia verificata la disequazione (2.18):

$$d_{max}^* \leq d_u^* \quad (2.18)$$

2.4.2.2 Analisi non lineare dinamica²⁸

Servendosi degli accelerogrammi di progetto e di un modello non lineare questo tipo di analisi permette, mediante l'integrazione delle equazioni del moto, di calcolare la risposta della struttura al sisma.

Questo metodo di analisi è il più dettagliato e simula quasi perfettamente il reale comportamento della struttura, permettendo così di confrontare in modo preciso la duttilità richiesta con quella disponibile. Tuttavia è un metodo di non facile applicazione e viene quindi utilizzato solo per casi particolari che richiedono analisi molto dettagliate.

In normativa non sono indicati limiti particolari, viene solo specificato di eseguire parallelamente un'analisi dinamica lineare in modo tale da poter confrontare le differenze e valutare dunque l'attendibilità dei risultati.

²⁸ Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, *Norme Tecniche per le Costruzioni*, § 7.3.4.2, pp. 239-240.

3 STRATEGIE DI MODELLAZIONE NUMERICA

Determinare la risposta sismica di un edificio in muratura può essere un processo complicato. La natura di questa tecnica di costruzione non è omogenea, diverse sono le tipologie di materiali utilizzabili e molteplici le tipologie di tessitura. Il comportamento di una struttura di questo tipo è quindi caratterizzato da grandezze fisiche di difficile valutazione.

Il processo diventa ancora più complicato nel caso di un edificio storico, dove le incognite sono dettate anche dalla poche e incerte conoscenze del manufatto. Reperire materiale sulla tecnica di realizzazione utilizzata e sulle caratteristiche dei materiali è difficile, specialmente in un periodo in cui molte scelte erano prese direttamente in cantiere basandosi sull'esperienza acquisita osservando il comportamento di altri edifici e non seguendo i principi delle strutture o della meccanica dei materiali. La modellazione di un edificio esistente in muratura quindi deve essere sempre preceduta da una valutazione delle caratteristiche dei materiali e delle tecniche costruttive mediante un accurato sopralluogo in situ, valutando anche lo stato di conservazione del manufatto.

Nello schema statico di un edificio in muratura i carichi vengono assorbiti dalla resistenza a compressione della muratura mentre la resistenza a trazione, invece, è pressoché nulla e dipende molto dalla qualità dei materiali utilizzati. Determinare correttamente il valore di quest'ultimo parametro è complicato e allo stesso tempo di estrema importanza perché può influire notevolmente sulla risposta della struttura.

Gli aspetti da considerare quando si intraprende un'analisi strutturale di un edificio in muratura sono molteplici, considerarli tutti porterebbe a dei costi computazionali elevati e a risultati di non sempre facile interpretazione. Diventa dunque fondamentale saper scegliere il giusto livello di semplificazione secondo le finalità delle analisi.

3.1 SINTESI DEI REQUISITI DI MODELLAZIONE

Come precedentemente accennato l'analisi di una struttura in muratura è complessa, specialmente nel caso di quella storica. È necessario quindi fare delle semplificazioni, sia per una più chiara lettura dei risultati che per un minor onere computazionale. A seconda delle finalità delle analisi dovranno essere fatte delle scelte fondamentali per la modellazione. Tali considerazioni, alla base dei requisiti di sintesi ed accuratezza, dipendono da:

- Scelta del modello di materiale;
- Discretizzazione del pannello murario;
- Schematizzazione strutturale.

3.1.1 Scelta del modello di materiale

Generalizzando si può affermare che la muratura sia caratterizzata principalmente da una resistenza a trazione notevolmente più bassa di quella a compressione, da una resistenza a taglio che dipende dalla compressione agente sui giunti, e da una risposta di tipo elastico (lineare) solo per sollecitazioni molto basse.

Nella modellazione, per rappresentare queste caratteristiche, si ricorre a dei legami costitutivi che, a seconda del livello di semplificazione, hanno caratteristiche diverse in funzione del tipo di danno valutato in termini di deformazioni, di rigidità elastica e di resistenza.

I legami costitutivi utili a rappresentare il comportamento della muratura si possono raggruppare principalmente in tre categorie:¹

- Legami NRT (Non Resistenti a Trazione);
- Legami plastici;
- Legami a danneggiamento.

3.1.1.1 Legami NRT

Dato che la resistenza a trazione della muratura è notevolmente bassa il modo più semplice per rappresentarne il comportamento è attraverso l'uso di legami NRT. Come suggerito dal nome, si assume che la resistenza a trazione sia pari a zero e che le deformazioni corrispondenti al raggiungimento del limite elastico siano reversibili e con

¹ Calderini C., *Un modello costitutivo per la muratura: formulazione ed implementazione per l'analisi di strutture complesse*, Tesi di Dottorato in "Ingegneria Strutturale e Geotecnica", Università degli Studi di Genova, 2004, pp. 52-53.

tensioni nulle (Fig. 3.1). Tuttavia altri legami utilizzano come ipotesi una resistenza a trazione nulla, quindi questa condizione non è sufficiente ad individuare un legame NRT.

La resistenza a compressione, invece, può essere di tipo elastico. Ne segue che il comportamento è descritto solamente dalla matrice di rigidezza e dal dominio limite di resistenza, due elementi che non subiscono variazioni nel corso della storia di carico.

Questa tipologia di legame è sicuramente a favore di sicurezza per il comportamento a trazione, tuttavia è poco realistica soprattutto per quanto riguarda il comportamento a compressione, sia nell'ipotesi di rigidezza infinita che in quella di rottura fragile per un certo valore di σ^* .

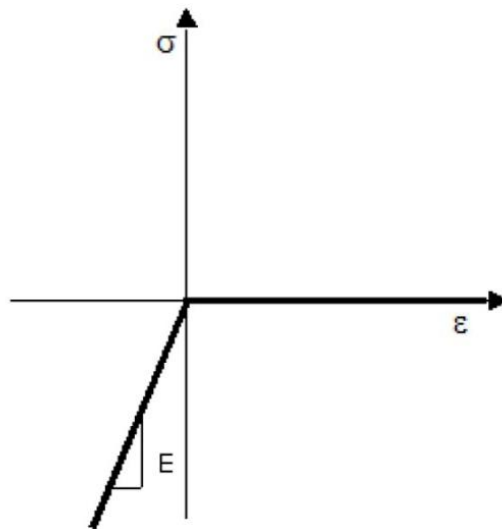


Fig. 3.1: Legame NRT
(Monti di Sopra, 2009)

3.1.1.2 Legami plastici

In questo tipo di legami, raggiunto un certo valore di resistenza del materiale definito di “snervamento”, si attivano delle deformazioni anelastiche irreversibili. Pertanto la deformazione totale ε_p è data dalla somma delle deformazioni elastiche reversibili con quelle anelastiche irreversibili (Fig. 3.2).

La fase di deformazione plastica può essere descritta da delle relazioni di tensione-deformazione di tipo perfettamente plastico, *hardening* o *softening*. Rispettivamente ai tre casi la resistenza del materiale è costante, in aumento o in diminuzione.

Come per i legami NRT nel tratto elastico la matrice di deformazione non subisce variazioni durante la fase di carico, per il tratto plastico invece si assumono opportune leggi di scorrimento. Queste sono in grado di definire il legame tra tensione e deformazione di uno stato tensionale posto in corrispondenza della superficie di snervamento. Le leggi di scorrimento sono definite “associate”, se la direzione dello scorrimento è ortogonale alla superficie, oppure “non associate”, in caso contrario.

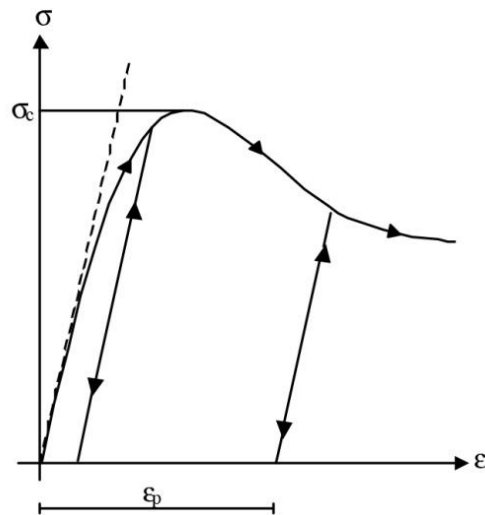


Fig. 3.2: Legame plastico
(Calderini, 2004)

3.1.1.3 Legami a danneggiamento

La muratura ha un comportamento quasi fragile, la sua deformazione è quindi dovuta principalmente a delle rotture. Quando il danno si manifesta attraverso la formazione di fessure si assiste ad una riduzione della rigidità elastica, cioè pendenza del ramo di scarico minore rispetto al tratto elastico iniziale (Fig. 3.3). Tale legame, dunque, si presta particolarmente ad analisi cicliche con diverse fasi di carico e scarico, nelle quali si alterna la condizione di trazione a quella di compressione.

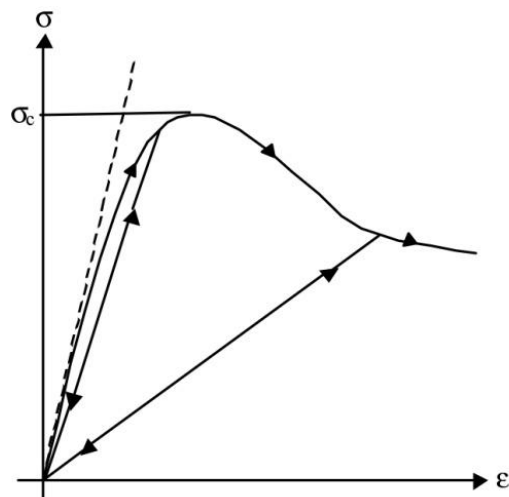


Fig. 3.3: Legame a danneggiamento
(Calderini, 2004)

È importante evidenziare come in ambito numerico esistano due modalità differenti di rappresentazione delle fessure, una discreta ed una continua (o diffusa). La prima, definita “*discrete crack*”, si presenta come una discontinuità geometrica che implica la separazione dei lembi degli elementi. Tale approccio, anche se più simile alla reale propagazione delle fessurazioni, comporta una continua variazione del numero dei nodi

della mesh e vincola il fenomeno fessurativo a seguire un percorso predefinito lungo i bordi degli elementi. Essendo una rappresentazione di questo tipo particolarmente dipendente dalla discretizzazione adottata, si preferisce dunque un approccio di tipo “*smearred crack*” (frattura continua). In tali modelli il processo di fessurazione non è rappresentato con un effettivo distacco della *mesh* ma è distribuito su una banda di elementi, dove vi è una concentrazione della deformazione. L’iniziale legame isotropo viene sostituito da una legge ortotropa in seguito alla formazione del fenomeno fessurativo. Lo sviluppo delle fratture viene ottenuto modificando la matrice di elasticità, degradando dunque le proprietà meccaniche, senza aumentare il numero dei nodi e consentendo così di non modificare la mesh originaria nel corso dell’analisi. Inoltre, non impone alcuna restrizione all’orientazione della fessura stessa e consente una descrizione del comportamento attraverso relazioni tensione-deformazione.

3.1.2 Discretizzazione del pannello murario

La classificazione architettonica di un edificio è strettamente collegata con il suo comportamento sismico, considerando sia la morfologia della struttura che la tipologia dei suoi singoli elementi. In tale contesto è utile introdurre anche il concetto di “macroelemento”, vale a dire una parte di un bene architettonico in cui il comportamento sismico può essere analizzato indipendentemente dal resto della struttura.

Dopo aver acquisito un’appropriata conoscenza dell’edificio (requisito fondamentale che deve essere raggiunto attraverso analisi storica, rilievi e indagini) è possibile scegliere il modello più adatto per la valutazione della risposta sismica, in base al tipo di discretizzazione del pannello murario. Questa può essere continua (omogenea) o discreta, e può interessare il materiale o gli elementi strutturali (Fig. 3.4). I principali approcci possono essere suddivisi come segue:²

- CCLM, “*Continuous Constitutive Law Models*”, modellazione in cui la muratura è considerata come omogenea e il legame costitutivo è definito con approcci fenomenologici o con tecniche di omogeneizzazione;
- SEM, “*Structural Elements Models*”, modellazione con discretizzazione in termini di maschi, fasce e altri elementi lineari o non lineari;
- DIM, “*Discrete Interface Models*”, modellazione discreta di blocchi ed interfacce;
- MBM, “*Macro-Blocks Models*”, analisi limite di un predefinito meccanismo di collasso di un blocco rigido, sotto ipotesi compatibili con il comportamento della struttura in muratura.

Per il seguente lavoro di tesi è stato attuato un approccio CCLM, con modellazione agli elementi finiti, e SEM, con modellazione a telaio equivalente.

² Lagomarsino S., Cattari S., *PERPETUATE guidelines for seismic performance-based assessment of cultural heritage masonry structure*, in “Bulletin of Earthquake Engineering”, 2015, vol. 13, pp. 18-19.

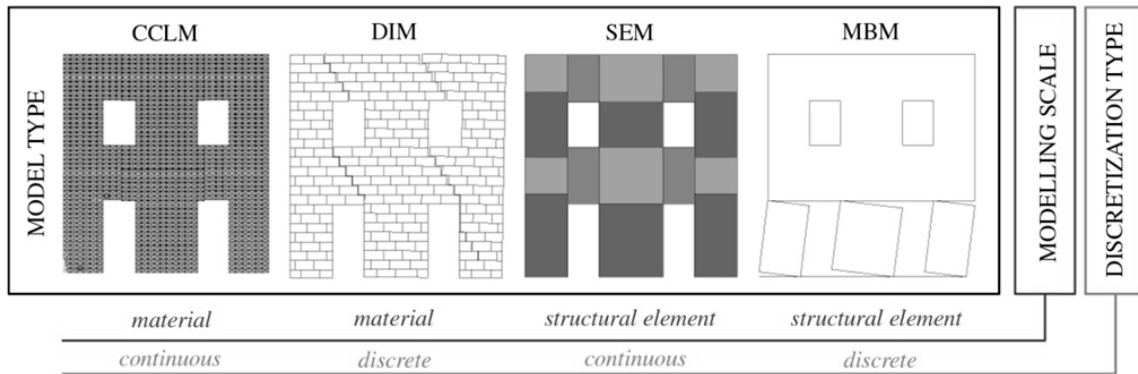


Fig. 3.4: Classificazione delle tipologie di discretizzazione
(Lagomarsino et al., 2015)

3.1.3 Schematizzazione strutturale

Attraverso l'analisi critica dello schema strutturale del fabbricato è possibile attuare altre scelte di schematizzazione utili a ridurre l'onere computazionale e facilitare la lettura dei risultati. I fattori determinanti su cui si possono basare le scelte di modellazione sono:³

- Geometria della struttura;
- Interazione tra struttura e ambiente;
- Morfologia della costruzione;
- Fasi di edificazione;
- Danneggiamento.

Se dall'osservazione dello schema strutturale si nota un certo livello di simmetria è possibile suddividere la struttura, o un singolo elemento strutturale, in due o più parti che presentano lo stesso comportamento e possono quindi essere studiate separatamente. Tali schematizzazioni non sono sempre applicabili per le strutture storiche in muratura poiché, nonostante queste siano quasi sempre regolate da un certo livello di simmetria, presentano spesso delle irregolarità (dislivelli del terreno, muri fuori piombo, variazioni di spessore murario).

In modo analogo, per ottenere sempre una riduzione dei gradi di libertà, possono essere identificate delle sezioni significative della struttura sulle quali svolgere delle analisi piane (ad esempio la navata di una chiesa o la facciata di un palazzo).

La possibilità di modellare elementi bidimensionali (o monodimensionali) piuttosto che tridimensionali è utile per un più leggero onere computazionale, tuttavia non è una soluzione praticabile quando le strutture sono massive e quindi caratterizzate da tre grandezze prevalenti. Gli elementi strutturali che solitamente possono non essere considerati tridimensionali sono i pilastri e le travi (rappresentati da elementi

³ Calderini, *Un modello costitutivo per la muratura*, cit., pp. 41-49.

monodimensionali) oppure le pareti, volte e cupole (rappresentati da elementi bidimensionali).

Ulteriori fattori che possono influire sulla schematizzazione della struttura sono gli ampliamenti o le sopraelevazioni. Questi, oltre a compromettere la regolarità della struttura, potrebbero non essere ben collegati al resto del fabbricato. In tal caso, al fine della modellazione, dovranno essere considerati come degli elementi separati, considerando però attentamente anche le interazioni tra le varie parti.

Particolare attenzione va posta anche nella valutazione della tipologia di terreno su cui l'edificio è costruito. In alcuni casi questo può risultare molto più cedevole rispetto alla struttura ed influenzarne notevolmente il comportamento; sarà dunque opportuno estendere la modellazione e considerare anche l'interazione con il terreno.

Infine, la modellazione di una struttura in muratura deve assolutamente tenere in considerazione della tipologia di solai e dell'interazione che questi esercitano con la muratura. Nel caso specifico di orizzontamenti dotati di un certo livello di rigidità è possibile considerare tali elementi come infinitamente rigidi nel proprio piano, ma deformabili flessionalmente. Inoltre, se il grado di collegamento è ritenuto sufficiente, si possono trascurare i meccanismi di primo modo ed è quindi possibile valutare il solo comportamento nel piano delle pareti.

3.2 MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI

Definita anche FEM (*Finite Element Method*), questa strategia di modellazione nasce intorno agli anni '60 e ha poi un continuo ed esponenziale sviluppo parallelamente a quello del campo informatico. Originariamente sviluppato per l'ingegneria aeronautica, successivamente è stato esteso ad altri campi tra cui quello civile.

Essendo uno degli approcci più accurati per la modellazione di qualsiasi tipo di struttura, questa tecnica di analisi numerica trova un grande utilizzo nell'indagine di casi complessi la cui valutazione in laboratorio porterebbe a costi eccessivi.

Il suo obiettivo è quello di ottenere delle soluzioni approssimate. Per far ciò il dominio della struttura viene suddiviso in tanti sottodomini, definiti "elementi finiti", riducendo così il problema ad un numero finito di incognite. Discretizzando la struttura in un certo numero di elementi finiti, infatti, si definisce il campo incognito con una serie di funzioni approssimate, dette "funzioni di forma", ognuna all'interno di ogni elemento.⁴ I singoli elementi possono avere forme diverse (triangolari, quadrilateri, esaedri e tetraedri) e possono essere monodimensionali, bidimensionali o tridimensionali. Sono collegati tra loro da dei nodi, detti "punti nodali". Gli spostamenti di questi ultimi corrispondono ai gradi di libertà della struttura e su di essi si concentrano anche le forze esterne. Esiste una dualità tra spostamenti e forze esterne, questa è rappresentata dalla relazione (3.1):

$$\bar{f} = K \cdot \bar{u}$$

$$\begin{bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ \vdots \\ f_m \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & \cdots & a_{1m} \\ a_{21} & a_{22} & \cdots & a_{2m} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ a_{n1} & a_{n2} & \cdots & a_{nm} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \vdots \\ u_m \end{bmatrix} \quad (3.1)$$

dove:

- \bar{f} è il vettore delle forze esterne su un nodo;
- K è la matrice di rigidezza;
- \bar{u} è il vettore degli spostamenti incogniti.

Dato che un'analisi di questo tipo è dipendente dalla scelta degli elementi finiti che compongono il dominio (cioè dalla *mesh* di suddivisione), è evidente che il livello di approssimazione è condizionato dalle scelte di impostazione del modello. In particolare questo è più preciso all'aumentare del numero di elementi finiti.

È importante dunque scegliere la giusta scala di modellazione che, nel caso specifico della muratura, può anche essere indipendente dalla reale tessitura. Le proprietà meccaniche dell'insieme giunti ed unità, infatti, possono essere rappresentate come un continuo omogeneo caratterizzato da un particolare legame costitutivo. Questo è

⁴ Bacchetto A., *Introduzione al metodo degli elementi finiti e alla modellazione FEM*, Relazione tecnica Adepron, p. 2.

altrettanto vero per qualunque altra tipologia di materiale da costruzione. In questo modo il processo di discretizzazione, che può rendere questo tipo di analisi molto laboriosa, viene notevolmente semplificato permettendo così di studiare qualsiasi tipo di struttura, indipendentemente dal grado di complessità della sua forma. Inoltre, attraverso una suddivisione più fitta della *mesh* di alcune porzioni del modello, è possibile effettuare differenti livelli d'indagine in base a dove sia necessario approfondire in modo più accurato lo stato di tensione e deformazione.

La modellazione agli elementi finiti ha avuto negli ultimi anni sempre maggior diffusione uscendo dal solo campo della ricerca. In commercio si trovano oggi diversi codici di calcolo (tra cui il software Diana) che hanno reso questa strategia di modellazione sempre più reperibile e accessibile anche al mondo del lavoro privato. Va ricordato tuttavia che il FEM non è un metodo di facile comprensione, richiede particolare esperienza sia per l'impostazione del modello che per la lettura dei risultati.

3.2.1 Scala di modellazione

La muratura è composta da un insieme, più o meno ordinato, di blocchi congiunti tra loro con uno strato di malta o a secco. I blocchi, definiti anche "unità", e la malta sono due elementi differenti, ognuno con le sue proprietà meccaniche. Data la discontinuità tra gli elementi, l'interazione tra i due è rappresentata da dei piani deboli definiti "giunti di interfaccia". Evidentemente un materiale con queste particolari caratteristiche è governato da una serie di meccanismi di rottura molto complessi che interessano i singoli componenti. Questi sono (Fig. 3.5):

- a. Rottura dei blocchi per trazione parallela ai giunti orizzontali di malta;
- b. Apertura dei giunti di malta a trazione;
- c. Scorrimento lungo i giunti di malta dovuto ad azioni taglianti e valori bassi di compressione normale;
- d. Rottura diagonale dei blocchi dovuta ad azioni taglianti e valori alti di compressione normale tali da impedire lo scorrimento dei giunti;
- e. Rottura per *splitting* dei blocchi dovuta ad azioni di compressione elevate.

Si può facilmente osservare che il meccanismo di rottura "a" interessa i blocchi, i meccanismi "b" e "c" i giunti di malta, mentre invece i meccanismi "d" ed "e" sono dovuti ad una combinazione dei due elementi.

La precisione con cui si può riuscire a cogliere il reale meccanismo di rottura della muratura, dunque, è fortemente dipendente dalla tipologia di discretizzazione. Questa può essere suddivisa in due categorie in base alla scala:

- Micro-modellazione;
- Macro-modellazione.

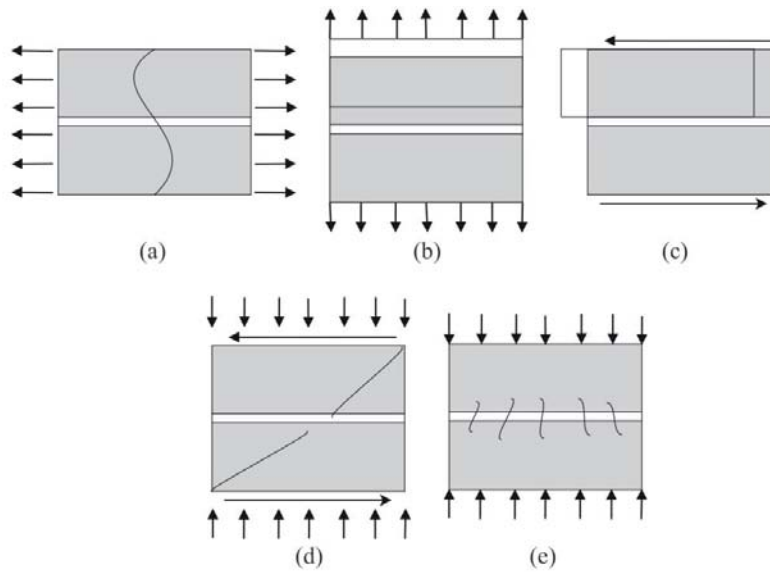


Fig. 3.5: Rappresentazione dei meccanismi di rottura
(Kumar et al., 2014)

3.2.1.1 Micro-modellazione

Attraverso una micro-modellazione (Fig. 3.6) vengono rappresentati i singoli componenti della muratura, ognuno con le sue proprietà meccaniche. Con questa strategia si riescono ad individuare con una certa precisione tutti i meccanismi di rottura che interessano i blocchi e la malta.

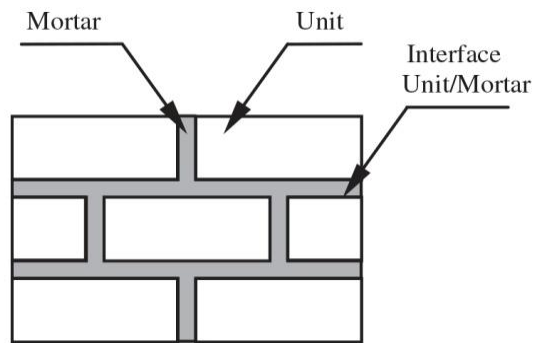


Fig. 3.6: Micro-modellazione dettagliata
(Lourenço, 2002)

Particolare attenzione va posta nella modellazione dei giunti di malta. Si è infatti osservato che la superficie di contatto è irregolare e concentrata nella parte centrale, probabilmente a causa del ritiro della malta e della tecnica di posa. Devono quindi essere fatte delle semplificazioni considerando il letto di malta di dimensioni squadrate e pari a circa il 59% della sezione trasversale,⁵ come visibile in Fig. 3.7.

⁵ Van Der Pluijm R., *Non-linear behaviour of masonry under tension*, in "Heron", 1997, vol. 42, pp. 41-42.

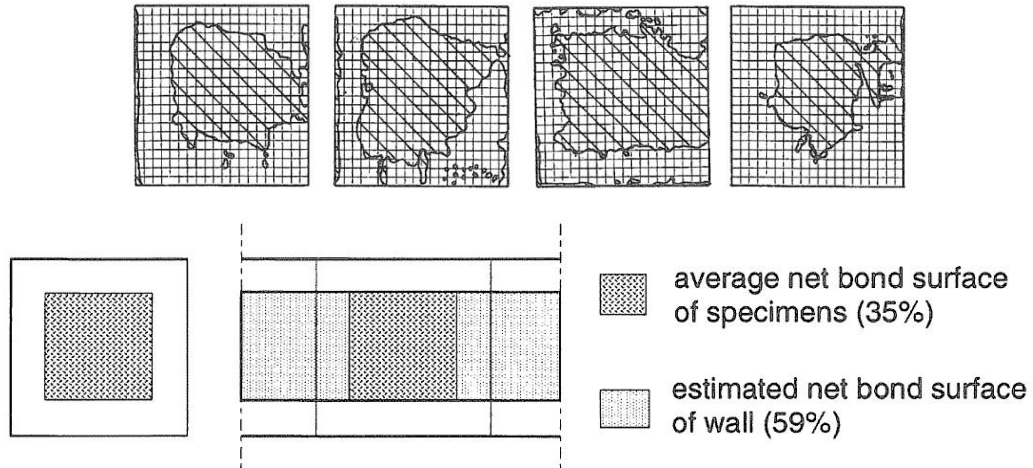


Fig. 3.7: Superficie di contatto netta tra la malta e i blocchi con relativa schematizzazione (Van Der Pluijm, 1997)

Attraverso questa procedura si rappresenta quindi la reale tessitura del pannello murario. Tuttavia è evidente che, nel caso di murature con tessiture non regolari, questo approccio risulta di difficile applicazione. Inoltre, dato il suo alto onere computazionale, mostra i suoi limiti anche nel caso di modellazione di interi edifici. Rimane comunque un ottimo metodo di modellazione per piccole porzioni murarie, con tessitura abbastanza regolare, dove è necessario cogliere nel dettaglio i singoli meccanismi di rottura.

Un'interessante alternativa è rappresentata dalla micro-modellazione semplificata, definita anche “modellazione ad interfaccia” (Fig. 3.8). Con questa strategia vengono trascurati i giunti di malta e si prendono in considerazione solo i blocchi della muratura, interconnessi tra loro dalle superfici d'interfaccia. Per mantenere invariata la geometria, dato che i giunti di malta sono assenti, le dimensioni delle unità vengono opportunamente scalate. Con tale semplificazione si accetta dunque una leggera perdita di accuratezza dei risultati, a fronte però di una riduzione dell'onere computazionale.

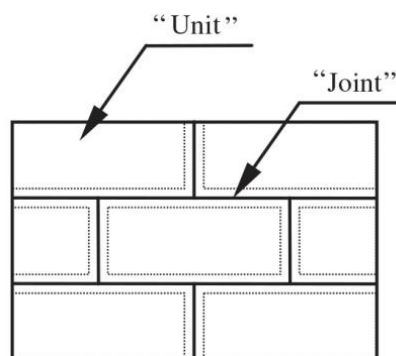


Fig. 3.8: Micro-modellazione semplificata (Lourenço, 2002)

3.2.1.2 Macro-modellazione

Con una macro-modellazione, definita anche “omogenea” (Fig. 3.9), viene considerato un unico materiale anisotropo trascurando completamente la distinzione tra unità, giunti di malta e superfici d’interfaccia. Di conseguenza la *mesh* è indipendente dalla reale tessitura muraria.

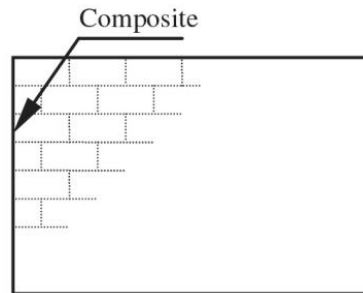


Fig. 3.9: Macro-modellazione
(Lourenço, 2002)

Tale modellazione ha sicuramente un minor livello di accuratezza. Quest’ultimo dipende molto dai singoli elementi e dal legame costitutivo con cui si sceglie di rappresentare le proprietà della muratura. Tuttavia, dato il suo basso onere computazionale, si presta meglio ad analisi di tipo ingegneristico. Quando l’ambito di applicazione è un’intera struttura, infatti, è necessario cogliere il danneggiamento su grande scala e si può dunque trascurare la precisa localizzazione degli sforzi. La modellazione omogenea è sicuramente il metodo più utilizzato, si farà uso di questo modello anche per le trattazioni che seguiranno. Oltre a problematiche di tipo semplificativo, infatti, quando si ha a che fare con la muratura storica spesso si riscontrano blocchi irregolari, specialmente nel territorio nazionale italiano, per i quali una micro-modellazione perderebbe del tutto significato.

È stato dimostrato, attraverso la comparazione con esperimenti eseguiti in laboratorio, come questa strategia riesca a predire efficacemente il comportamento della struttura nonostante il modesto livello di semplificazione (Fig. 3.10). In alcuni casi il risultato ottenuto con una macro-modellazione è esattamente lo stesso, se non migliore, di quello ottenuto con una micro-modellazione.⁶ Quest’ultima infatti, anche se potenzialmente permette di ricreare il reale comportamento della muratura, necessita della gestione di un maggior numero di parametri meccanici che possono influire notevolmente sul risultato. Di contro, il modello continuo necessita della determinazione di proprietà medie che rispecchino il comportamento macroscopico del solido murario. Queste possono essere determinate con approcci fenomenologici o con tecniche di omogeneizzazione.

⁶ Salvatoni P., Ugolini M., *Comportamento di elementi in muratura fino a collasso: prove sperimentali e modellazione numerica*, Tesi di Laurea in “Ingegneria civile e ambientale”, Politecnico di Milano, a.a. 2015/2016, pp.150-151.

È evidente che, semplificando un materiale composito in un continuo, tale modellazione risulta meno performante quando il metodo di frattura del pannello è strettamente governato dall'interazione di giunti e malta.⁷

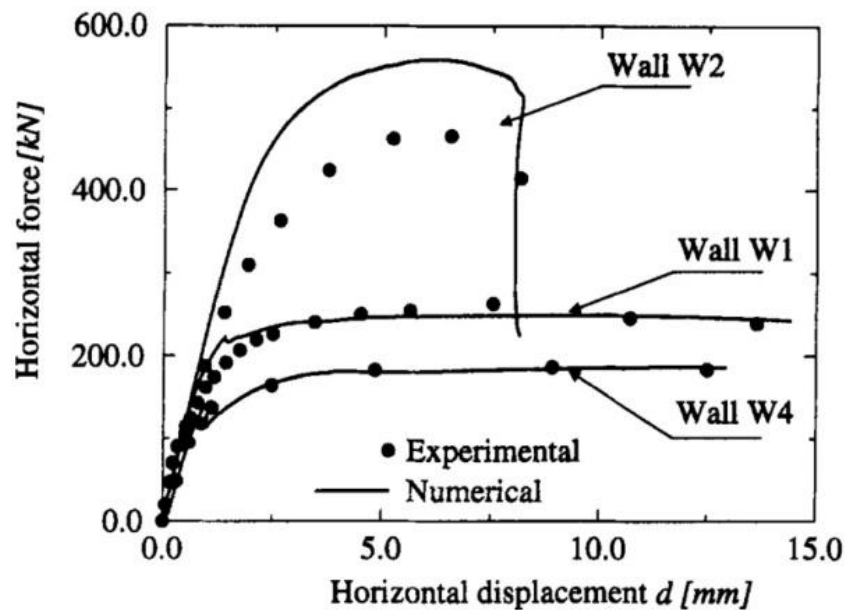


Fig. 3.10: Confronto tra curve di capacità ottenute sperimentalmente in laboratorio e numericamente con una macro-modellazione (Lourenço et al., 1998)

3.2.2 Legame costitutivo: *Total Strain Based Crack Model*

Il legame costitutivo più comunemente usato per rappresentare le proprietà meccaniche della muratura è il *Total Strain Based Crack Model*, implementato anche dal software Diana, il quale rientra nella classe dei modelli a danneggiamento con fessura diffusa (*smearred crack models*). In realtà tale legame fu inizialmente introdotto per la modellazione numerica del calcestruzzo e solo in un secondo momento fu adottato anche per il calcolo della muratura, con analoghi buoni risultati. Il modello può essere utilizzato per modellare i singoli mattoni e giunti di malta ma, dato la sua natura “continua”, si presta particolarmente nel caso di una discretizzazione omogenea. Ovviamente, per quest’ultimo caso, dovranno essere determinate delle proprietà medie attraverso approcci fenomenologici o opportune tecniche di omogeneizzazione.

Il modello è basato sul concetto di deformazione totale (*total strain*), sviluppato lungo le linee della Teoria nel campo della compressione modificata originariamente proposta da Vecchio e Collins, che descrive la tensione in funzione della deformazione. Il concetto alla base del *Total Strain Based Crack Model* è che le sollecitazioni sono calcolate a

⁷ Lourenço P. B., Rots J. G., Blaauwendraad J., *Continuum Model for Masonry: Parameter estimation and validation*, in “Journal of Structural Engineering”, 1998, vol. 124, pp. 642-652.

seconda delle direzioni di frattura e sono previste diverse modalità di propagazione della fessurazione.

Un metodo comunemente usato è il concetto coassiale di tensione-deformazione, noto anche come modello a rottura rotante (*rotating crack model*), in cui le relazioni costitutive sono valutate nelle principali direzioni degli sforzi. In questo modo, dato che le tensioni normali e tangenziali sono calcolate sulle superfici di fessurazione, lo stato tensionale risulta principale e coassiale rispetto a quello deformativo poiché si ipotizza lo sviluppo di nuove fessurazioni nelle direzioni principali delle deformazioni correnti, ignorando le fessure sviluppate al passo precedente. Tale approccio è stato applicato per un lungo periodo alla modellazione costitutiva del cemento armato, successivamente anche per la muratura, dimostrando di essere particolarmente efficace. In alternativa vi è il modello di fessura fisso (*fixed crack model*), dove invece le relazioni costitutive sono valutate in un sistema di coordinate che rimane invariato dopo essere arrivati a rottura.⁸ Essendo l'orientazione della fessura ortogonale alla direzione principale di massima deformazione (questo è vero per entrambi gli approcci, *fixed* o *rotating*), tale ipotesi di fessura fissa comporta un marcato aumento della rigidità del sistema poiché è come se si stesse impostando la direzione in cui sono dirette le tensioni massime. È tuttavia possibile intervenire per migliorare il modello considerando l'effetto di ingranamento delle fessure attraverso l'introduzione del fattore di ritenzione al taglio β , variabile tra 0 e 1 (nell'ipotesi di *rotating* è assunto di default pari a 1).⁹

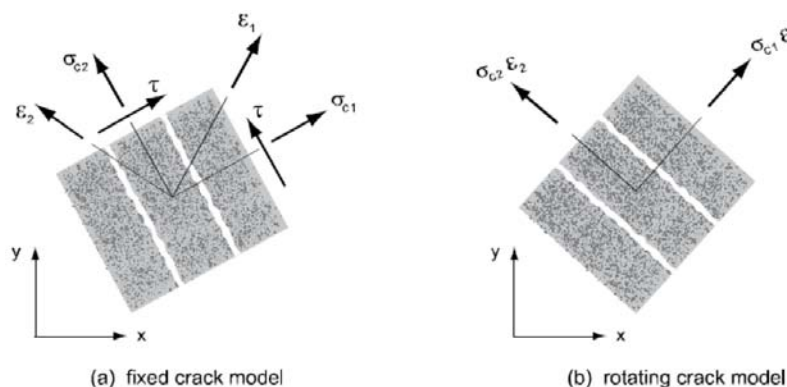


Fig. 3.11: Direzioni di fessurazioni nei modelli *fixed* e *rotating*

L'iniziale legame isotropo viene convertito in una legge ortotropa all'apertura della fessura nel materiale. Quando si crea una frattura le tensioni si riducono progressivamente con l'aumentare dell'apertura e tale comportamento viene descritto nel modello da una curva di *softening*. Questa rappresenta la possibilità del materiale di dissipare una certa quantità di energia prima di raggiungere la deformazione ultima. L'energia necessaria a compiere tale lavoro di deformazione è denominata energia di frattura G_f e mediante tale definizione il modello riesce a riprodurre il comportamento non lineare del materiale. Nell'attuale implementazione in Diana, il comportamento di carico e scarico è

⁸ DIANA FEA BV, *Diana User's Manual, Release 10.1 - Material Library*, Delft, 2017, pp. 468-469.

⁹ Ivi, p. 476.

rappresentato da una legge tensione-deformazione che varia in base allo stato di trazione o compressione. Le possibili tipologie di diagrammi che descrivono il comportamento nei due stati tensionali sono molteplici e possono variare a seconda delle necessità di modellazione.

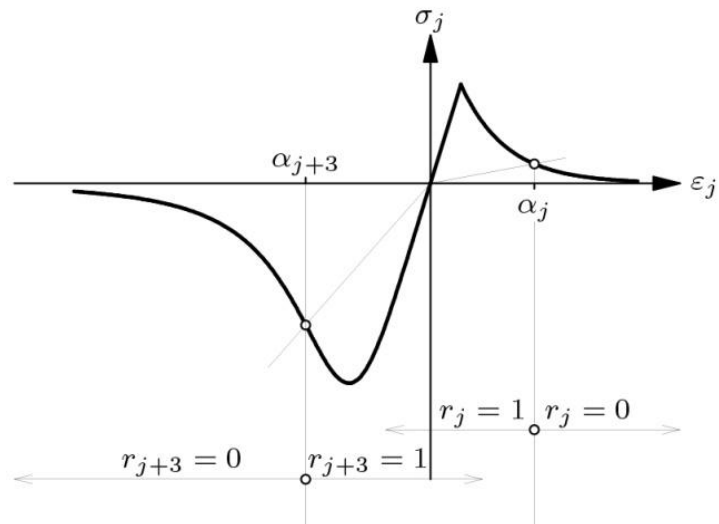


Fig. 3.12: Modello costitutivo nella condizione di carico e scarico (DIANA FEA BV, 2017)

3.3 MODELLAZIONE A TELAIO EQUIVALENTE

Osservando il comportamento della muratura in seguito ad azioni di tipo sismico si è potuto riscontrare come le lesioni si concentrino principalmente in alcune zone, lasciandone invece intatte delle altre. Volendo dunque schematizzarne il comportamento è possibile suddividere la struttura in macroelementi, interconnessi tra loro secondo questo schema (Fig. 3.13):

- Maschi murari, sono i pannelli verticali ai lati delle aperture;
- Fasce di piano, sono i pannelli orizzontali al di sopra e al di sotto delle aperture;
- Nodi rigidi, sono le porzioni di muratura restante comprese tra i maschi e le fasce.

Deformabilità e danneggiamento sono principalmente concentrati sulle fasce di piano e sui maschi murari. I nodi invece sono definiti “rigidi” proprio perché, confinati dai pannelli che li delimitano, non vengono interessati da lesioni e trasferiscono le azioni sulle porzioni adiacenti. Allo stesso modo di un telaio in calcestruzzo armato, infatti, i maschi murari (equivalenti ai pilastri) e le fasce di piano (equivalenti alle travi) confluiscono su dei nodi considerati infinitamente rigidi.¹⁰

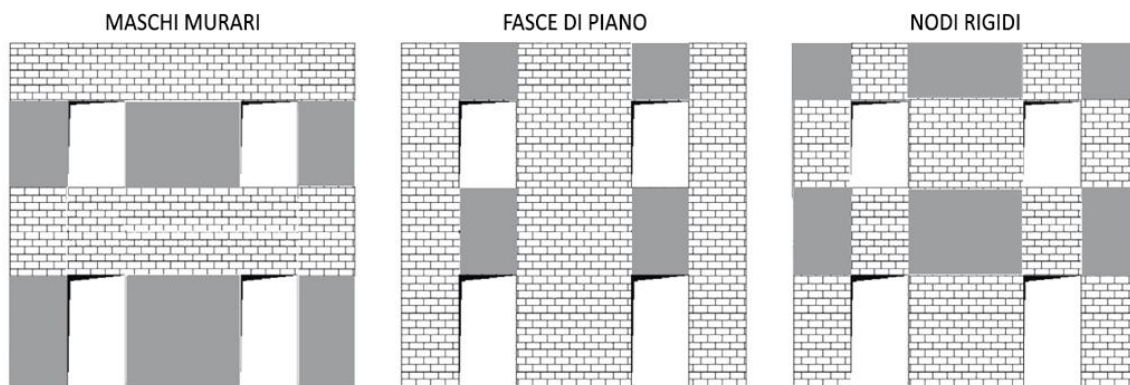


Fig. 3.13: Individuazione dei macroelementi
(Lagomarsino et al., 2013)

Le diverse porzioni così individuate vengono poi assemblate e opportunamente connesse per modellare la parete secondo il metodo a telaio equivalente. Quando la parete è regolare, quindi con aperture ben allineate sia in direzione verticale che orizzontale, il processo di schematizzazione è molto semplice. Nel caso invece di pareti irregolari, identificare le corrette dimensioni di maschi e fasce diventa decisamente più complesso. Inoltre per questi casi, venendo appunto meno il concetto di “telaio” per il mancato allineamento di pilastri e travi, l’applicazione di tale metodo risulta meno efficace.

La soluzione di schematizzazione per casi di pareti irregolari non è sempre univoca e si può ricorrere a diverse soluzioni indicate in letteratura. Tra queste si cita quella proposta

¹⁰ Borsega L., Castagnone A., *Verifiche sismiche edifici in muratura*, Relazione tecnica, Genova, 2011, parte 1, p. 28.

da Dolce nel 1989 e mostrata in Fig. 3.14, volta ad una identificazione più precisa dell'altezza efficace dei maschi murari H_{eff} secondo la relazione (3.2):

$$H_{eff} = h' + \frac{1}{3}D \frac{(H - h')}{h'} \quad (3.2)$$

dove:

h' è l'altezza del maschio murario misurata come in Fig. 3.14;

D è la larghezza del maschio murario;

H è l'altezza d'interpiano.

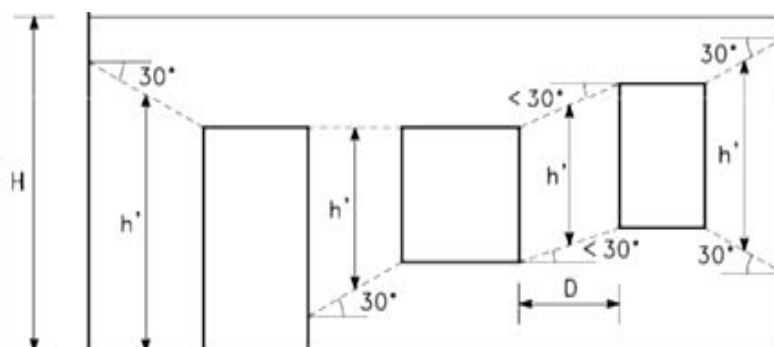


Fig. 3.14: Definizione dell'altezza efficace dei maschi murari (Dolce, 1989)

In alternativa un'altra soluzione è quella proposta da Augenti nel 2006 sulla base delle lesioni osservate post sisma, mostrata in Fig. 3.15. La natura del terremoto induce delle fessurazioni sui maschi che sono dipendenti, oltre che dall'altezza delle singole aperture, anche dalla direzione del sisma. In particolare si può dunque considerare l'altezza dei maschi pari a quella delle aperture ma assumendo due modelli differenti a seconda della direzione del sisma.

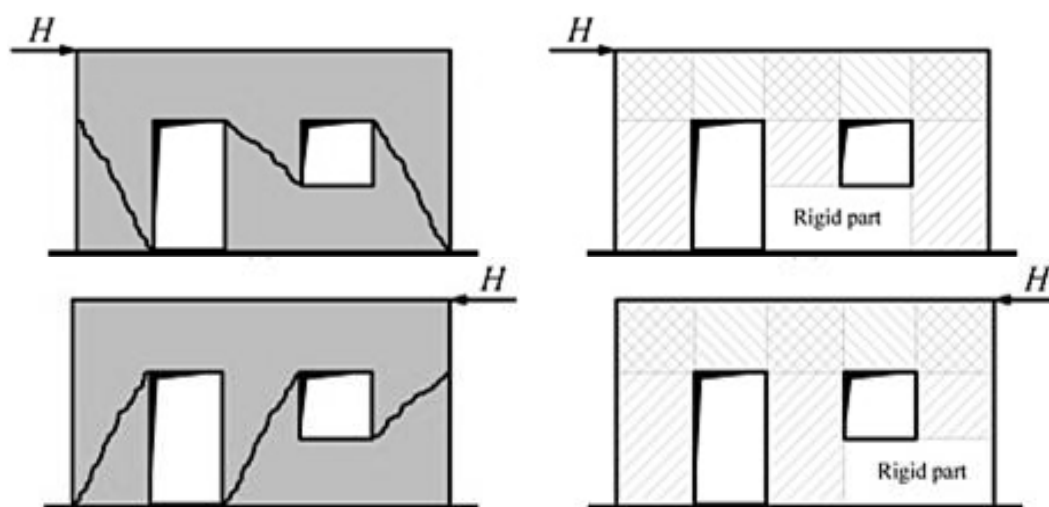


Fig. 3.15: Suddivisione in macroelementi a seconda della direzione del sisma (Parisi et al., 2013)

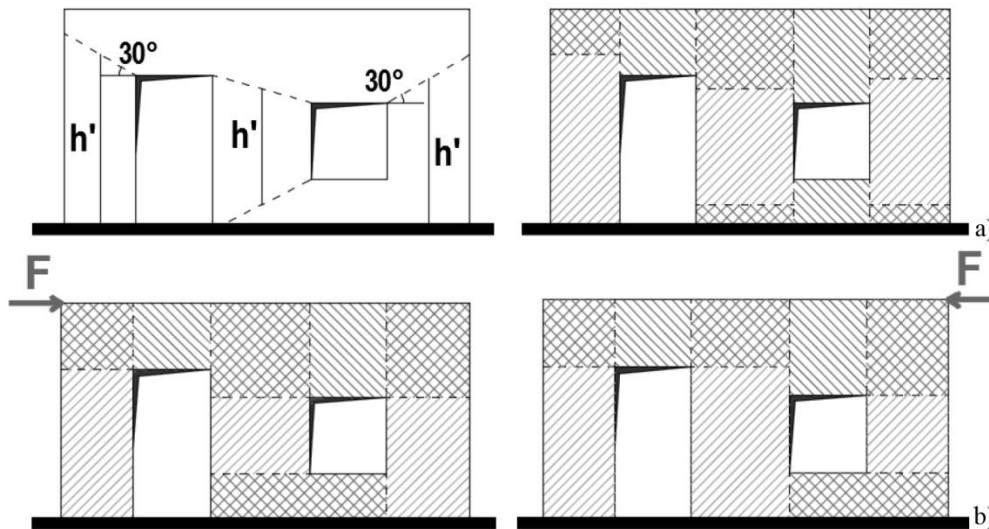


Fig. 3.16: Confronto tra i macroelementi individuati con il metodo Dolce (a) e Augenti (b)
(Siano et al., 2017)

La modellazione a telaio equivalente può essere considerata un'evoluzione del metodo POR, sviluppato alla fine degli anni Settanta da Tomazevic. Fu introdotto in Italia in seguito al terremoto del Friuli del 1976, l'obiettivo era rendere possibile l'applicazione di analisi incrementali al collasso anche attraverso procedimenti di calcolo manuale. Per questo motivo il metodo POR schematizzava la struttura in modo molto semplificato, gli unici elementi resistenti erano i maschi murari mentre invece veniva trascurata la rigidezza reale delle fasce orizzontali di muratura. Uno dei suoi principali limiti, oltre a quello di valutare il comportamento al collasso per singoli piani invece che globalmente, consisteva nell'ipotizzare come unico meccanismo di rottura quello di taglio per fessurazione diagonale. Un miglioramento in questo senso si è avuto con il metodo PORFLX¹¹, sviluppato agli inizi degli anni Ottanta da Braga e Dolce. Questo introduceva un criterio di rottura a presso-flessione del maschio murario e, inoltre, considerava le fasce di piano non più infinitamente resistenti, seppur sempre rigide.

L'applicazione del metodo POR era molto apprezzata poiché illustrava delle procedure di calcolo che, pur adottando un'analisi non lineare, si mostravano estremamente semplici. Era talmente diffuso che perfino la normativa italiana ne riconosceva l'uso negli anni Ottanta. Questo ha portato però anche ad un controverso risultato. Avendo come requisito fondamentale per l'applicazione quello di solai infinitamente rigidi, negli anni successivi sono stati eseguiti una serie di interventi volti principalmente a rendere applicabile tale metodo piuttosto che apportare un reale miglioramento alla struttura. Si è assistito ad un uso smisurato di solai in latero-cemento o cemento armato su strutture storiche, spesso senza verificare con criterio il tipo di intervento. Gli esiti si sono purtroppo visti con i terremoti che hanno colpito il territorio italiano negli anni successivi.

¹¹ Braga F., Dolce M., *Un metodo per l'analisi di edifici multipiano in muratura antisismici*, Atti del "6th International Brick Masonry Conference I.B.Ma.C.", Roma, 16-19 Maggio 1982, pp. 1088-1099.

Nonostante i limiti di applicazione che lo rendono ormai superato, al metodo POR va riconosciuta l'importanza storica di aver introdotto una tecnica di analisi non lineare nell'ambito di strutture in muratura. Sulla base di questo metodo si sono infatti sviluppati i principali modelli a telaio equivalente utilizzati al giorno d'oggi. Questi sono divisibili in due categorie sulla base del tipo di macroelemento utilizzato:

- Modelli a macroelementi monodimensionali;
- Modelli a macroelementi bidimensionali.

3.3.1 Modelli a macroelementi monodimensionali

Questa metodologia schematizza le varie porzioni della parete muraria (maschi, fasce e nodi) mediante delle aste, cioè in elementi monodimensionali (Fig. 3.17).

La schematizzazione della parete muraria in un telaio equivalente viene fatta posizionando le aste, deformabili a taglio e a flessione, sull'asse baricentrico dei maschi e della fasce. Il punto d'incontro tra le travi e i pilastri che identificano il telaio avviene su dei nodi rigidi. Visto il numero limitato di gradi di libertà questa tipologia di modello consente di ottenere la risposta di una parete sotto azioni orizzontali con un modesto onere computazionale. Tuttavia non riproduce in maniera accurata la geometria e la cinematica della struttura.

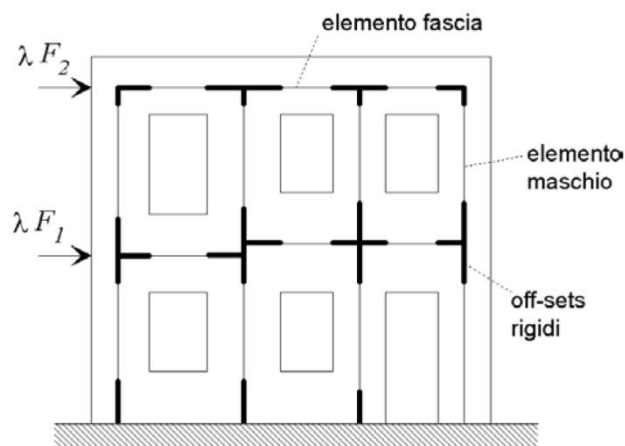


Fig. 3.17: Esempio di schematizzazione a telaio equivalente con elementi monodimensionali (Magenes et al., 2000)

Nei modelli a macroelementi monodimensionali, oltre alla schematizzazione a telaio equivalente, si cita quella a puntone. Con questo metodo di modellazione la porzione reagente del pannello murario è rappresentata da un elemento biella che, con una certa rigidità e inclinazione, riproduce il comportamento del pannello. Lo stato ultimo del pannello si ha per rottura a compressione del puntone o per il raggiungimento di una configurazione limite di equilibrio.

3.3.2 Modelli a macroelementi bidimensionali

A differenza dei modelli monodimensionali, in questa tipologia i maschi murari, le fasce di piano e i nodi rigidi vengono rappresentati da dei macroelementi bidimensionali. Non più dunque semplici aste, ma interi pannelli che rispecchiano le reali dimensioni degli elementi murari (Fig. 3.18).

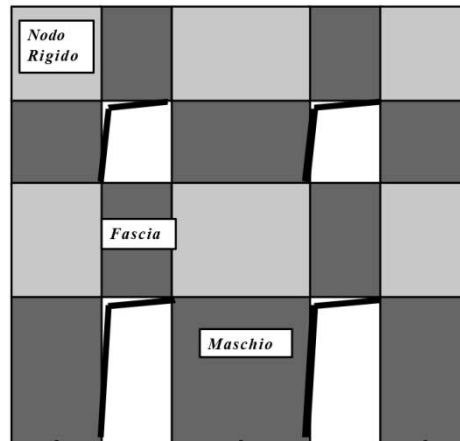


Fig. 3.18: Esempio di schematizzazione a telaio equivalente con elementi bidimensionali (Galasco et al., 2001)

Solitamente l'ipotesi fondamentale di questa modellazione è un comportamento del materiale non resistente a trazione, ottenuto attraverso diverse strategie (variando la geometrie degli elementi, formulando un opportuno campo di tensioni all'interno del pannello, aggiornando direttamente la rigidità degli elementi). Nelle zone compresse è invece utilizzato un comportamento elastico-lineare con l'introduzione di verifiche sui valori massimi delle tensioni per tener conto di eventuali meccanismi di rottura.¹²

Tra i modelli a macroelementi bidimensionali si cita 3Muri, utilizzato anche per il seguente lavoro di tesi.

3.3.2.1 Modello 3Muri¹³

Questo modello, implementato dall'omonimo software commercializzato da S.T.A. DATA, applica il macroelemento proposto da Gambarotta e Lagomarsino nel 1996, mostrato in Fig. 3.19. I ricercatori dell'Università di Genova hanno introdotto tale elemento, rappresentativo dell'intero pannello murario, con l'intento di permettere la formulazione di equazioni d'equilibrio con un numero limitato d'incognite e, allo stesso

¹² Sabatino R., *Analisi non lineare di pareti murarie sotto azioni orizzontali: modellazione a telaio equivalente*, Tesi di Dottorato in "Ingegneria delle Strutture e del Recupero Edilizio ed Urbano", Università degli Studi di Salerno, 2010, pp. 100-101.

¹³ Galasco A., Lagomarsino S., Penna A., *Analisi sismica non lineare a macroelementi di edifici in muratura*, Atti del "X Congresso Nazionale L'ingegneria Sismica in Italia", Potenza-Matera, 9-13 settembre 2001.

tempo, ottenere un modello cinematico capace di cogliere i principali meccanismi di collasso delle strutture murarie. Per permettere ciò il legame costitutivo formulato è di tipo non lineare con danneggiamento, degrado di resistenza con *softening* e degrado di rigidità.

Il macroelemento, dotato di uno spessore s e larghezza b , è composto da due elementi esterni di spessore infinitesimo Δ , in cui è concentrata la deformabilità assiale, e uno interno di altezza h , in cui è situata la deformabilità tangenziale. Il modello cinematico completo deve quindi considerare anche i tre gradi di libertà dei nodi d'interfaccia 1 e 2, oltre quelli dei nodi esterni i e j .

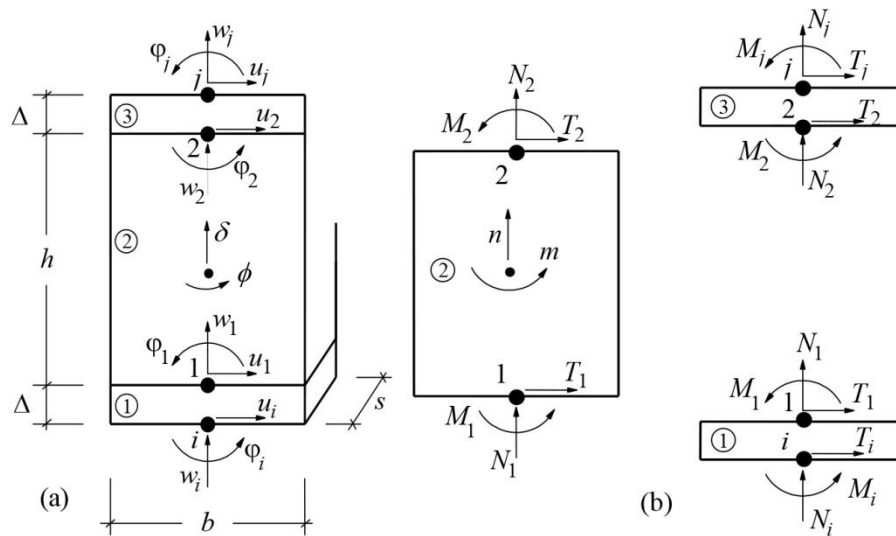


Fig. 3.19: Modello cinematico del macroelemento
(Galasco et al., 2001)

Le ipotesi di rigidità introdotte, cioè quella di indeformabilità ad azioni taglianti degli elementi esterni e di indeformabilità assiale e flessionale del corpo centrale, consentono di semplificare la cinematica del macroelemento mediante l'introduzione di opportune condizioni di congruenza (3.3). Si può infatti affermare che:

$$\begin{cases} u_1 = u_i \\ u_2 = u_j \\ w_1 = w_2 = \delta \\ \phi_1 = \phi_2 = \phi \end{cases} \quad (3.3)$$

dove:

- u sono gli spostamenti trasversali;
- w sono gli spostamenti assiali;
- ϕ sono le rotazioni.

Il modello così descritto è composto, dal punto di vista cinematico, da un totale di otto componenti di spostamento, sei dei nodi di estremità ($u_i, w_i, \phi_i, u_j, w_j, \phi_j$) e due del macroelemento (δ, ϕ).

Il meccanismo di ribaltamento del pannello viene rappresentato ipotizzando un contatto elastico unilatero nelle interfacce esterne. Quando la risultante delle azioni esce dal nocciolo centrale d'inerzia la sezione si parzializza, le sollecitazioni N e M non sono più disaccoppiate e, di conseguenza, si ha una relazione non lineare fra le grandezze cinematiche φ e w .

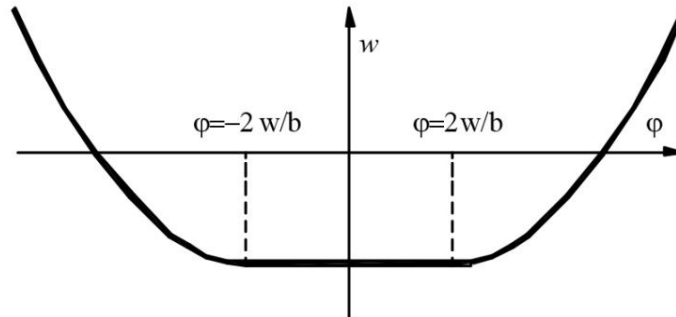


Fig. 3.20: Relazione non lineare fra spostamento assiale e rotazione dell'interfaccia
(Galasco et al., 2001)

Il meccanismo di rottura a taglio è invece schematizzato con uno stato di tensione uniforme nell'elemento centrale del pannello ($T_i = T_j$). Attraverso delle relazioni di legame tra le componenti cinematiche (u_i, u_j, ϕ), lo stato tensionale e le variabili interne del comportamento non lineare (il danneggiamento α e lo scorrimento plastico γ), il modello è quindi in grado di descrivere gli effetti della fessurazione diagonale. Tale danneggiamento, che si verifica in corrispondenza di meccanismi di taglio-scorrimento, è infatti rappresentabile mediante la componente anelastica di spostamento γ che si attiva quando viene superata la condizione limite per attrito alla Coulomb. Il legame Gambarotta-Lagomarsino, attraverso le variabili α e γ , riesce a descrivere l'evoluzione del degrado di rigidità, *softening* e dissipazione isteretica associati al progressivo danneggiamento a taglio.

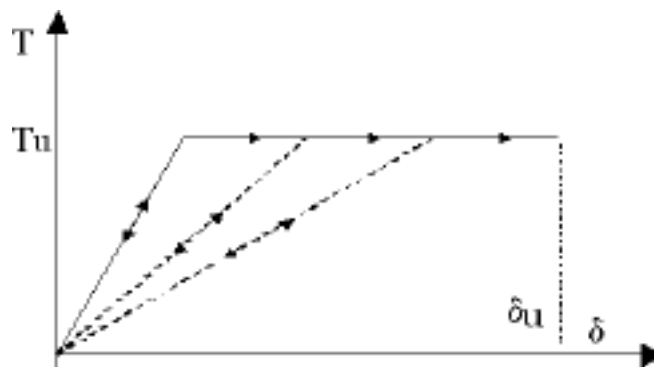
A completamento viene inserito un meccanismo di collasso, stabilito in base alle deformazioni massime (*drift*) accettabili per il pannello. Queste variano a seconda del meccanismo di danneggiamento agente sull'elemento e della tipologia di edificio, esistente o nuovo. Se questi valori vengono superati il pannello non è più considerato in grado di sopportare azioni orizzontali, di conseguenza si ha la perdita di resistenza flessionale e tagliante dell'elemento murario che conserva tuttavia una ridotta rigidità assiale (diventa una biella).

Riassumendo, dunque, nel solutore è implementato un macroelemento non lineare le cui caratteristiche principali sono:¹⁴

- Rigidità iniziale secondo le caratteristiche elastiche (fessurate, ma è possibile anche non considerarle tali) del materiale;
- Comportamento bilineare (Fig. 3.21) con valori massimi di taglio e momento coerenti con i valori di stato limite ultimo;

¹⁴ S.T.A. DATA, *Manuale d'uso 3Muri, Versione 10.9.0*, pp. 24-25.

- Redistribuzione delle sollecitazioni interne all'elemento tali da garantire l'equilibrio;
- Settaggio dello stato di danno secondo i parametri globali e locali;
- Degradazione della rigidezza nel ramo plastico;
- Controllo di duttilità mediante la definizione di *drift* massimo (δ_u) differenziato secondo quanto previsto nelle normative vigenti a seconda del meccanismo di danneggiamento agente sul pannello, nel caso specifico di edifici esistenti pari a 0,4% dell'altezza del pannello per taglio e a 0,6% per pressoflessione (0,8% su edifici nuovi);
- Eliminazione dell'elemento al raggiungimento dello SLU e sostituzione con una biella, senza interruzione dell'analisi.



3.21: Comportamento non lineare con degrado di rigidezza
(S.T.A. DATA)

I singoli macroelementi, rappresentativi dei pannelli murari, vengono connessi tra di loro aggiungendo eventuali fasce di muratura, cordoli o catene. Il modello complessivo è quindi il risultato dell'assemblaggio dei contributi di rigidezza dei singoli elementi più quelli dei blocchi rigidi che si trovano in corrispondenza dei nodi. Per tenere conto di questi ultimi si utilizza un'opportuna matrice di estremo rigido.

Trasferire il macroelemento all'interno di casistiche reali, cioè di un intero edificio, richiede lo sviluppo di un modello tridimensionale. La modellazione implementata adotta delle scelte operative che sono basate su delle ipotesi di funzionamento strutturale, frutto di osservazioni su casi reali, prove sperimentali ed analisi numeriche.

Tali ipotesi riguardano l'identificazione degli elementi che compongono la struttura. Le pareti svolgono la funzione di elementi resistenti, rispetto sia i carichi verticali che orizzontali. Per quanto riguarda le azioni orizzontali il loro contributo viene però contributo in direzione ortogonale al proprio piano, data la notevole flessibilità. I meccanismi fuori dal proprio piano non vengono dunque modellati. Gli orizzontamenti, invece, hanno il ruolo di riportare i carichi verticali alle pareti e di ripartire le azioni orizzontali sulle pareti d'incidenza. Svolgono quindi una funzione di irrigidimento di piano, mentre invece non viene considerata la rigidezza flessionale poiché trascurabile ai fini della risposta globale. La struttura risulta così un assemblaggio di sole strutture piane, pareti e orizzontamenti, entrambe prive di rigidezza flessionale fuori dal piano.

Alle singole pareti viene attribuito un sistema di riferimento locale. Si assume che giacciono su un piano verticale, la posizione viene localizzata in pianta attraverso le coordinate di un punto della parete, rispetto al sistema globale di riferimento, e l'angolo formato con l'asse X. Le pareti vengono così modellate nel proprio piano e vengono poi assemblate le une alle altre ed ai solai attraverso dei nodi. Questi, quando appartengono ad una sola parete, mantengono i propri gradi di libertà nel piano di riferimento locale. Se invece appartengono a più pareti devono necessariamente disporre di gradi di libertà nel riferimento globale, si creano dunque nodi tridimensionali a cinque gradi di libertà: 3 spostamenti (u_x, u_y, u_z) e solo due rotazioni (φ_x, φ_y) poiché, essendo trascurata la rigidità flessionale delle pareti, la rotazione intorno all'asse verticale Z non viene considerata in quanto si trascura la rigidità flessionale delle pareti.

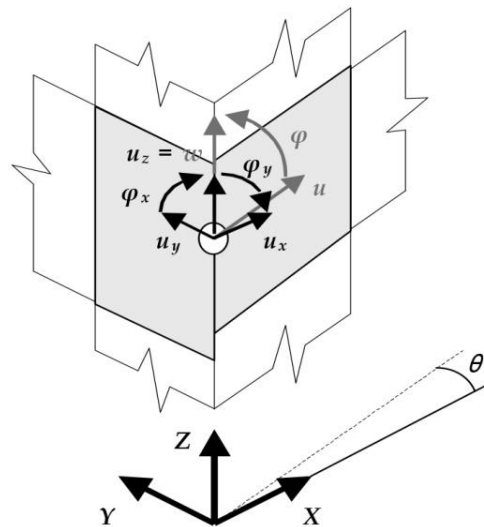


Fig. 3.22: Gradi di libertà del nodo tridimensionale
(Borsega et al., 2011)

Per procedere più facilmente all'assemblaggio dei macroelementi, si ipotizza il nodo tridimensionale composto da due nodi bidimensionali virtuali in corrispondenza di ciascuna delle pareti incidenti. Questi hanno entrambi un proprio baricentro, giacente nel piano della parete di appartenenza, proprie massa ed inerzia. Ovviamente le pareti tra loro incidenti non sono orientate sempre secondo gli assi principali XY, dunque si applica una matrice di passaggio che riporta le coordinate dei nodi fittizi a quelle del nodo tridimensionale. La modellazione della parete può così avvenire ancora nel piano, i nodi appartenenti ad una sola parete rimangono dunque bidimensionali a tre gradi di libertà.

I solai, invece, sono modellati come elementi finiti a membrana ortotropa a tre o quattro nodi, con due gradi di libertà per ciascun nodo (u_x, u_y). Gli orizzontamenti, che hanno la funzione di ripartire le azioni verticali e orizzontali tra le varie pareti, vengono poi collegati ai nodi tridimensionali conferendo così al modello una tridimensionalità simile al reale funzionamento strutturale.

4 CASO STUDIO: EX TRIBUNALE DI FABRIANO

L'elaborazione del seguente lavoro di tesi non poteva dissociarsi dalla scelta di un caso studio. Questa è ricaduta su uno dei 155 fabbricati monitorati dall'Osservatorio Sismico delle Strutture, il Tribunale di Fabriano. Costruito intorno agli anni Quaranta come scuola ha cambiato più volte funzione, ora è conosciuto per l'attività svolta dal 1999 circa come sede staccata del Tribunale di Ancona. Tuttavia, allo stato attuale, l'edificio è quasi del tutto dismesso.

Tale caso studio presenta una relativa semplicità in pianta e in elevazione, nonché si è conseguita una discreta conoscenza delle tipologie strutturali, prestandosi bene allo svolgimento del seguente lavoro di tesi. Ciò nonostante alcune tipologie murarie e orizzontamenti restano tutt'ora sconosciute. Questo ha portato all'attuazione di dovute semplificazioni e supposizioni.

Non essendo state svolte personalmente delle indagini, fatta eccezione per un sopralluogo visivo e dimensionale in data 28 giugno 2017, le conoscenze sull'edificio sono state ottenute intrecciando le informazioni reperite attraverso una ricerca personale assieme al materiale fornito dall'OSS. Tra questi abbiamo delle tavole di progetto esecutivo del 30 maggio 1999 riguardanti la *“riparazione dei danni, miglioramento sismico e recupero funzionale”* e le relazioni redatte nell'anno 2009 e successivi (rilievo geometrico e strutturale, indagini conoscitive sui materiali e scheda di sintesi della verifica sismica) dalla società SGM Engineering (Perugia) nell'ambito delle *“indagini conoscitive su 40 edifici pubblici ed un ponte monitorati nell'ambito dell'Osservatorio Sismico delle Strutture (OSS)”*.

Con le informazioni che è stato possibile reperire si è poi proceduto alla redazione di una scheda sull'edificio. Questa, per motivi di sintesi, non si trova allegata alla seguente tesi, tuttavia si specifica che gran parte delle informazioni qui riportate sono completamente estratte da tale lavoro di schedatura¹.

¹ UNIPD(b), *Ex Tribunale di Fabriano*, scheda, luglio 2017.

4.1 INQUADRAMENTO GENERALE

Di seguito verrà fornito un inquadramento generale del fabbricato in esame con il fine di individuare l'edificio all'interno della città, identificare il rischio sismico, comprendere la sua evoluzione storica, ed infine passare ad un'analisi dello stato di fatto. L'obiettivo è fornire un quadro preliminare che sia, nel limite del possibile, abbastanza dettagliato da poter definire delle solide basi per le trattazioni che seguiranno.

4.1.1 Inserimento nel contesto cittadino

L'edificio in esame sorge nella cittadina di Fabriano, in provincia di Ancona, importante centro industriale per la produzione della carta fino agli inizi degli anni Quaranta. Costruito proprio intorno a questo periodo per ospitare la Scuola Industriale G. B. Milani, l'edificio è localizzato in un'area abbastanza centrale lungo Viale Aurelio Zonghi. Su tale via si affacciano altri centri importanti tra cui il municipio e l'ospedale.



Fig. 4.1: Vista panoramica con in evidenza la cittadina di Fabriano e la posizione del caso studio

Il fabbricato si trova isolato dagli edifici circostanti, fatta eccezione per una porzione del lato Est, ed è dunque facilmente distinguibile. Nella sua forma a "T" sono riconoscibili due corpi, uno più allungato in direzione Nord-Sud a cui si aggancia un secondo corpo, di dimensioni più ridotte, sul lato Est.



Fig. 4.2: Ortofoto dell'area e vista dell'edificio

4.1.2 Inquadramento sismico

L'Italia è uno dei Paesi del Mediterraneo con la maggior attività sismica, è importante dunque avere un quadro specifico dell'area in cui sorge il fabbricato. Prima di fare un inquadramento sismico è però necessario introdurre alcuni concetti. Spesso, infatti, si commette l'errore di valutare il rischio solo in funzione della sismicità del territorio, cioè dell'intensità e probabilità che un terremoto si verifichi in una determinata area. Il "rischio sismico", invece, è un concetto ben più ampio che non dipende esclusivamente dalla sismicità dell'area, ma anche dalle eventuali conseguenze di un evento simile. Queste sono in funzione della resistenza delle costruzioni e dall'antropizzazione dell'area. Il rischio sismico esprime dunque una stima del danno atteso in un dato intervallo di tempo ed è determinato dalla combinazione di più fattori: pericolosità, vulnerabilità ed esposizione.

La "pericolosità sismica" è una caratteristica fisica del territorio che indica la frequenza e la forza con cui i terremoti si manifestano, in particolare misura la probabilità che in una data area e in un certo intervallo di tempo si verifichi un sisma che superi una certa soglia di intensità, magnitudo o accelerazione di picco (PGA). La "vulnerabilità sismica", invece, è una caratteristica del costruito ed esprime la propensione di una struttura a subire un certo livello di danneggiamento, a seguito di un terremoto di una determinata intensità. Infine, con "esposizione" si misura la presenza di beni a rischio e, dunque, la conseguente possibilità di subire un danno in termini di vite umane oltre che ambientali, economici, culturali ecc.

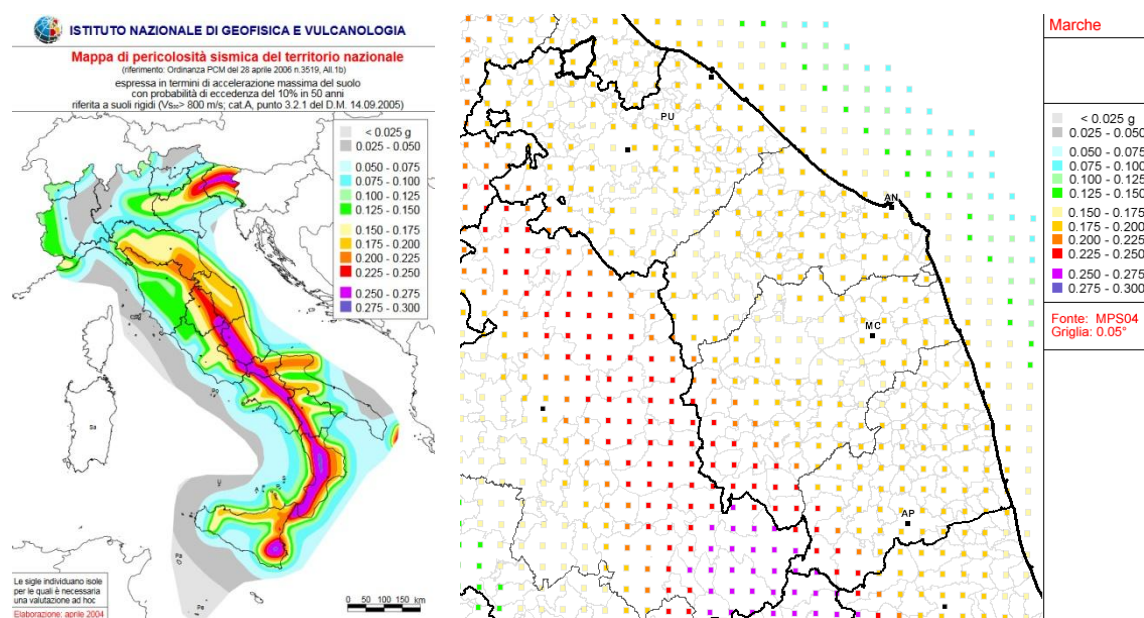


Fig. 4.3: Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale e della regione Marche (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia)

La pericolosità sismica è classificata in una mappa, diventata ufficialmente di riferimento con l'Ordinanza n. 3519 del 28 aprile 2006, che divide il territorio italiano in funzione all'accelerazione orizzontale massima di riferimento. Sulla base di tale definizione, la

provincia di Ancona, tra cui la cittadina di Fabriano, è inserita nelle zona sismica 2. È caratterizzata quindi da una pericolosità elevata con probabilità di forti terremoti.

Con le NTC 2008, inoltre, è stata introdotta una seconda mappa più dettagliata che individua le accelerazioni per ogni punto del territorio nazionale, su una maglia quadrata di 5 km di lato, indipendentemente dai confini amministrativi comunali. In questo modo, grazie ad una scala più grande, è possibile riconoscere le singole condizioni locali che, tra un punto e l'altro, possono variare di molto. Per il territorio di Ancona, in particolare, è associato un valore di accelerazione compreso tra 0,150 e 0,225, con picchi massimi proprio in corrispondenza del confine con la regione Umbria, dove si trova anche il comune di Fabriano.

4.1.2.1 Storia degli eventi sismici

Nel corso della storia, Fabriano è stata interessata da parecchi eventi sismici, alcuni anche di elevata intensità. Per avere un resoconto sono state prese a riferimento le informazioni reperite nel Database Macrosismico Italiano del 2015 (DBMI15), consultabile dal sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia². In totale, nelle vicinanze del comune di Fabriano, dal 1000 al 2014, vengono riportati 93 eventi sismici.

Tra questi, quello con una maggior importanza dal punto prettamente sismologico-storico, è il terremoto del 1741 che colpì le Marche centro-settentrionali con una magnitudo di 6,2. Gli effetti più disastrosi si ebbero a Fabriano dove crollarono circa 40 case e altri 800 edifici rimasero più o meno gravemente lesionati. Inoltre crollarono, o furono seriamente danneggiate, la rocca, la cattedrale, quasi tutte le chiese e i conventi. Per tale evento alla città è sta assegnato un grado complessivo di 9 EMS.³

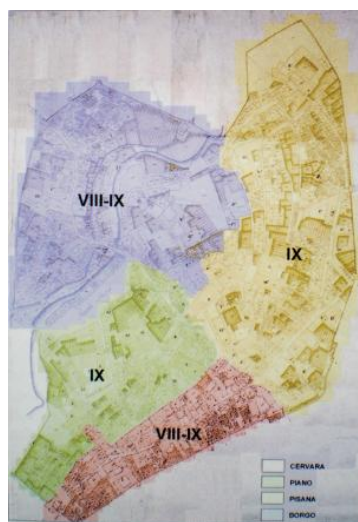


Fig. 4.4: Distribuzione dei danni causati dal terremoto del 1741 al centro storico di Fabriano secondo le direttive della scala macrosismica europea EMS98

² <https://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15> (ultima cons. 2 dicembre 2017).

³ <https://ingvterremoti.wordpress.com/2014/04/24/24-aprile-1741-i-funesti-rincontri-di-una-terribile-e-lunga-scossa-nelle-marche-e-in-umbria> (ultima cons. 2 dicembre 2017).

Tra gli eventi più recenti, invece, degno di nota è sicuramente quello del 26 settembre 1997 che, con due scosse a distanza di solo 9 ore una dall'altra (rispettivamente di magnitudo 5,66 e 5,97 con epicentro a Cesi e Annifo), portò a tragiche conseguenze. L'85 per cento del patrimonio edilizio del centro storico era lesionato e in totale più di mille abitanti rimasero sfollati.

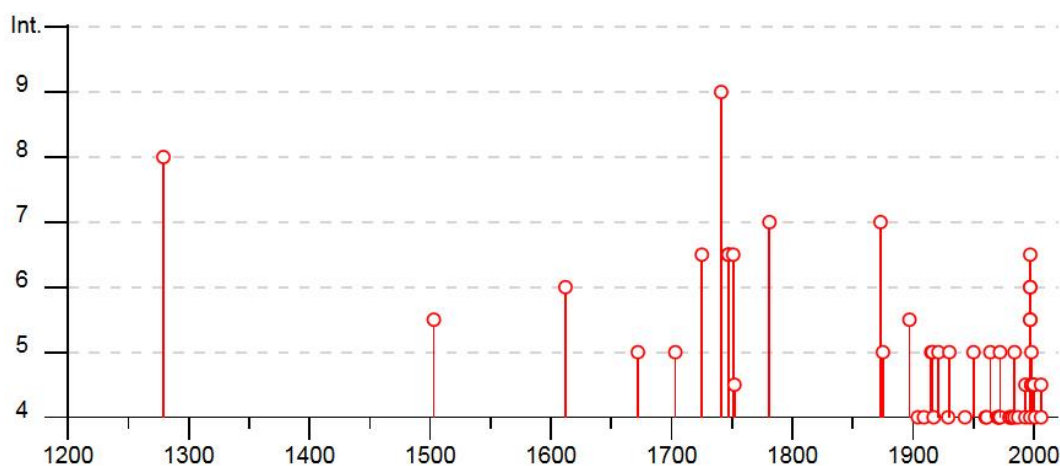


Fig. 4.5: Diagramma della storia sismica di Fabriano
(Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia - DBMI15)

Lo sciame sismico del Centro Italia 2016 con epicentri ad Amatrice, Visso e Norcia non è riportato nel database perché aggiornato alla fine del 2014.

La serie di scosse ha avuto inizio il 24 agosto 2016 con un terremoto di magnitudo 6.0, interessando i territori di Abruzzo, Lazio, Marche e Umbria. Il 26 e il 30 ottobre nuovi violenti terremoti interessarono in particolare il confine tra Umbria e Marche. La scossa del 30 ottobre, di magnitudo 6.5, è la più forte registrata in Italia negli ultimi trent'anni. Il 18 gennaio, quattro scosse di magnitudo superiore a 5.0 colpirono nuovamente le regioni di Lazio e Abruzzo.⁴

Gli eventi sismici del Centro Italia 2016, specialmente quelli di agosto e ottobre, hanno coinvolto anche il comune di Fabriano dove si sono registrati danni a civili abitazioni e, soprattutto, edifici storici, chiese e abbazie.

4.1.2.1 Azione sismica secondo NTC 2008

Con l'utilizzo del foglio di calcolo "Spettri di risposta", sviluppato da Braga F. e Lomiento G., è stato possibile ricavare l'azione sismica secondo le NTC 2008. Inserendo nella ricerca il comune di Fabriano, oppure tramite le coordinate del luogo, vengono inizialmente restituiti i valori di accelerazione orizzontale massima a_g , attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale di tipo A, e gli spettri di risposta elastici, in relazione al periodo di ritorno.

⁴ http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/terremoto_centro_italia_2016.wp (ultima cons. 2 dicembre 2017)

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0,061	2,458	0,276
50	0,076	2,448	0,288
72	0,088	2,452	0,296
101	0,101	2,464	0,305
140	0,114	2,463	0,310
201	0,131	2,469	0,318
475	0,179	2,505	0,327
975	0,230	2,543	0,333
2475	0,311	2,572	0,346

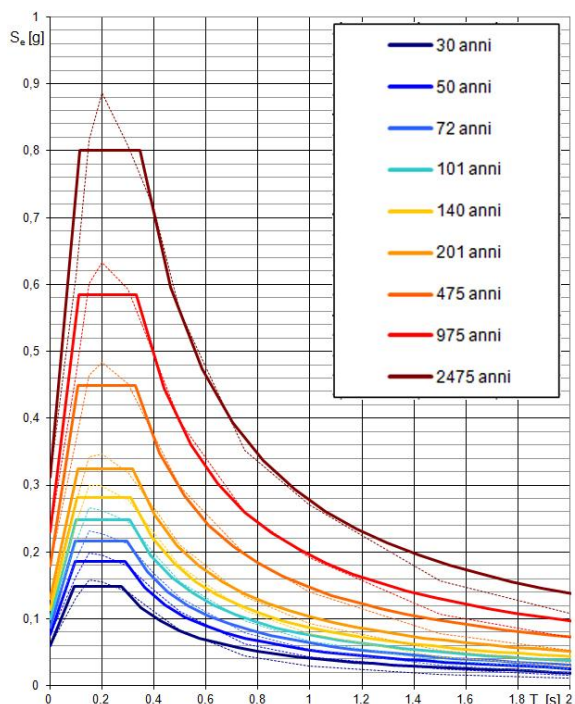


Fig. 4.6: Valori dei parametri e spettri di risposta elastici, per i periodi T_R di riferimento (Spettri di risposta, ver. 1.0.3)

Per l'edificio in esame è stata considerata V_N di 50 anni e una classe d'uso III, a cui è associato C_U pari a 1,5. Il periodo di riferimento V_R , essendo il prodotto dei due precedenti, è pari dunque a 75 anni. Attraverso l'inserimento di V_R , vengono quindi individuati i periodi di ritorno T_R delle azioni sismiche associate ai vari stati limite, oltre che i relativi spettri di risposta.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,073	2,450	0,286
SLD	75	0,090	2,454	0,297
SLV	712	0,206	2,526	0,331
SLC	1462	0,262	2,555	0,339

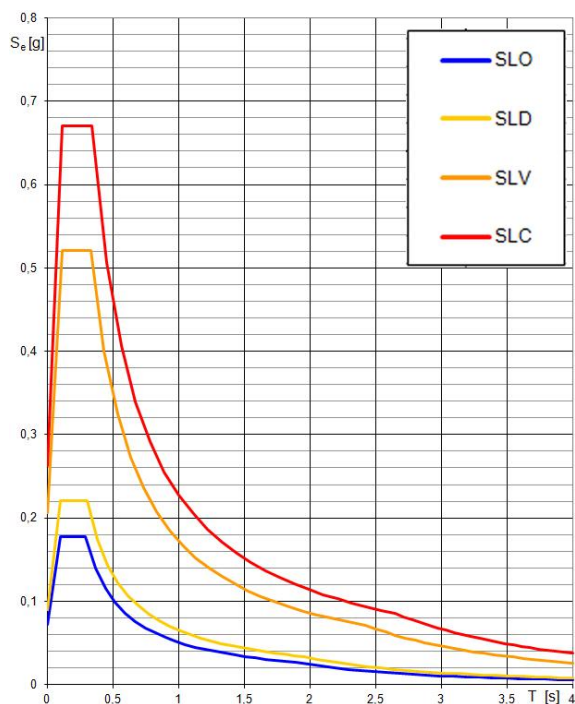


Fig. 4.7: Valori dei parametri e spettri di risposta elastici, per i diversi stati limite (Spettri di risposta, ver. 1.0.3)

Infine, inserendo le caratteristiche stratigrafiche e topografiche del sito, viene individuato lo spettro di progetto finale (Fig. 4.8). La categoria di sottosuolo, individuata anche attraverso le indagini condotte dalla società SGM, è di tipo B, mentre la categoria topografica è T1. Inoltre, essendo l'edificio in esame una costruzione esistente, le NTC indicano che la valutazione può essere eseguita con riferimento ai soli stati limite ultimi.⁵

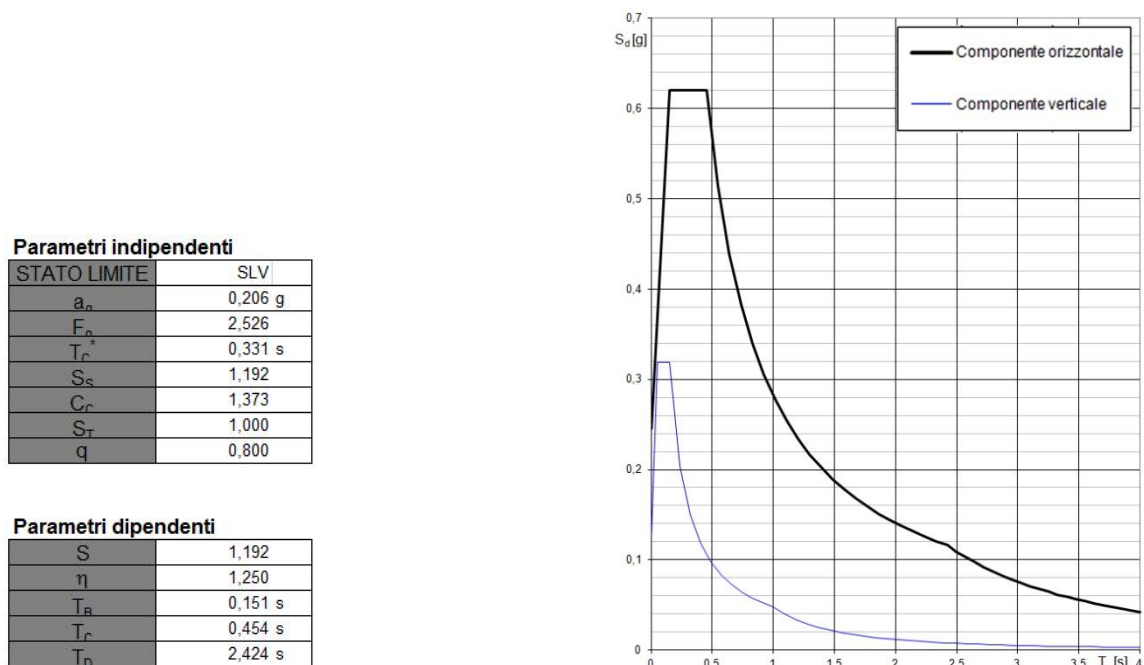


Fig. 4.8: Valori dei parametri della componente orizzontale e spettri di progetto, per lo SLV (Spettri di risposta, ver. 1.0.3)

Il valore di a_g per la componente orizzontale allo SLV è pari a 0,206 g. Può essere interessante confrontare questo valore con quello registrato nei pressi di Fabriano in occasione dei principali ultimi eventi sismici del Centro Italia 2016, mostrati in Tab. 4.1.⁶

Tab. 4.1: PGA registrata in stazioni accelerometriche vicine al caso studio

Data	PGA Gaglione	PGA Fossato di Vico	PGA Monte Murano	PGA NTC 2008
24/08/2016	0,091 g	0,028 g	0,023 g	0,206 g
26/10/2016	0,079 g	-	0,03 g	
30/10/2016	0,178 g	0,04 g	0,05 g	
18/01/2017	0,013 g	0,003 g	-	

⁵ Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, *Norme Tecniche per le Costruzioni*, § 8.3, p. 328.

⁶ <http://ismd.mi.ingv.it> (ultima cons. 26 giugno 2017).

4.1.3 Analisi storico critica

Per valutare la vulnerabilità dell'edificio, come precedentemente accennato, è importante considerare, oltre che la pericolosità sismica dell'area, lo stato di fatto attraverso rilievi e indagini. Un quadro attuale dettagliato del fabbricato però non può prescindere dalla conoscenza della sua evoluzione storica. È importante dunque anche indagare le tavole storiche per poter esaminare dettagli costruttivi e conoscere eventuali trasformazioni che hanno interessato l'edificio.

Per tale caso studio ciò non è stato effettuabile in modo approfondito, poiché il materiale fornito non conteneva tavole precedenti l'anno 1999 e non è stato possibile accedere agli archivi di Fabriano. Nonostante ciò si è voluto comunque indagare l'evoluzione storica del fabbricato. Tramite una ricerca online⁷ è stato possibile riconoscere l'edificio in esame e procedere con una ricostruzione della sua evoluzione.

4.1.3.1 Fase costruttiva 1

«Nel 1860, per regio decreto di sua maestà Maestà Vittorio Emanuele II, viene decretata la collocazione di un Istituto Tecnico a Fabriano, città già notevole per industrie manifatturiere. Nasce così la Regia Scuola di arti e mestieri che nel 1939 diviene Istituto Industriale, specializzato per la lavorazione della carta, annesso alla Scuola Tecnica G. B. Miliani»⁸. Sede di quest'ultima è l'edificio in esame la cui data di realizzazione risale, infatti, intorno al 1940 circa. Per quanto possibile osservare dalla foto storica reperita (Fig. 4.9), il progetto originario presenta un'unica sostanziale differenza, cioè l'esistenza di soli due piani fuori terra contro i tre attuali. Sono invece riconoscibili le stesse aperture e il rivestimento in mattoni faccia vista.



Fig. 4.9: Foto scattata intorno al 1940
(Fabriano storica)

⁷ <http://www.fabrianostorica.it> (ultima cons. 10 novembre 2017).

⁸ <http://www.iismerlonimiliani.it/index.php/plessi/plesso-a> (ultima cons. 10 novembre 2017).

4.1.3.2 Fase costruttiva 2

«Nell'anno scolastico 1942-43 si diplomano i primi studenti con il titolo di “Perito Industriale Capotecnico specializzato nella lavorazione della carta”, ma nel 1950 il titolo già evolve in “Perito chimico-cartario capotecnico specializzato nella lavorazione della carta e cellulosa”, per poi dare luogo, nel 1965, a due corsi di studio autonomi e distinti: uno per “Periti chimici” e l'altro per “Periti cartai”»⁹. È interessante notare come il 1950, anno in cui evolve il titolo di studio in cui si possono diplomare gli studenti, corrisponda con quello della foto mostrata in Fig. 4.10. In tale immagine si può ammirare sullo sfondo l'edificio in esame con una differenza rispetto al progetto originario, cioè una sopraelevazione che corrisponde all'odierno secondo piano. Quest'ultimo sembrerebbe ancora in fase di costruzione nel periodo in cui è stata scattata la foto ma si può comunque notare la notevole somiglianza con la situazione attuale.



Fig. 4.10: Foto scattata intorno al 1950
(Fabiano storica)

4.1.3.3 Fase costruttiva 3

«Nel 1970 viene inaugurata la nuova sede in Largo Salvo D'Acquisto e l'Istituto viene intitolato allo scomparso Senatore Aristide Merloni, cittadino illustre cui è legata la storia del territorio»¹⁰. Attualmente, l'istituto trasferito nella nuova sede prende il nome di “Merloni-Milani”. Dal 1970 in poi non si ha un quadro certo delle funzioni svolte dall'edificio o di eventuali interventi. Sicuramente per un periodo è stato sede della scuola “E. Fermi”, fino al 1997. A causa del terremoto che in quell'anno ha colpito Umbria e Marche l'edificio è stato probabilmente danneggiato e la scuola trasferita. Nel 1999 sono iniziati i progetti di restauro e miglioramento sismico con conseguente redistribuzione funzionale. L'edificio infatti diventa sede staccata del Tribunale di Ancona. Tra gli interventi degni di nota si cita la demolizione e ricostruzione del corpo scale esterno sul lato Nord-Est. Importanti sono anche gli interventi di miglioramento sismico per cui si rimanda al § 4.2.1.3 e al § 4.2.2.3.

⁹ <http://www.iismerlonimiliani.it/index.php/plessi/plesso-a> (ultima cons. 10 novembre 2017).

¹⁰ Ibid.

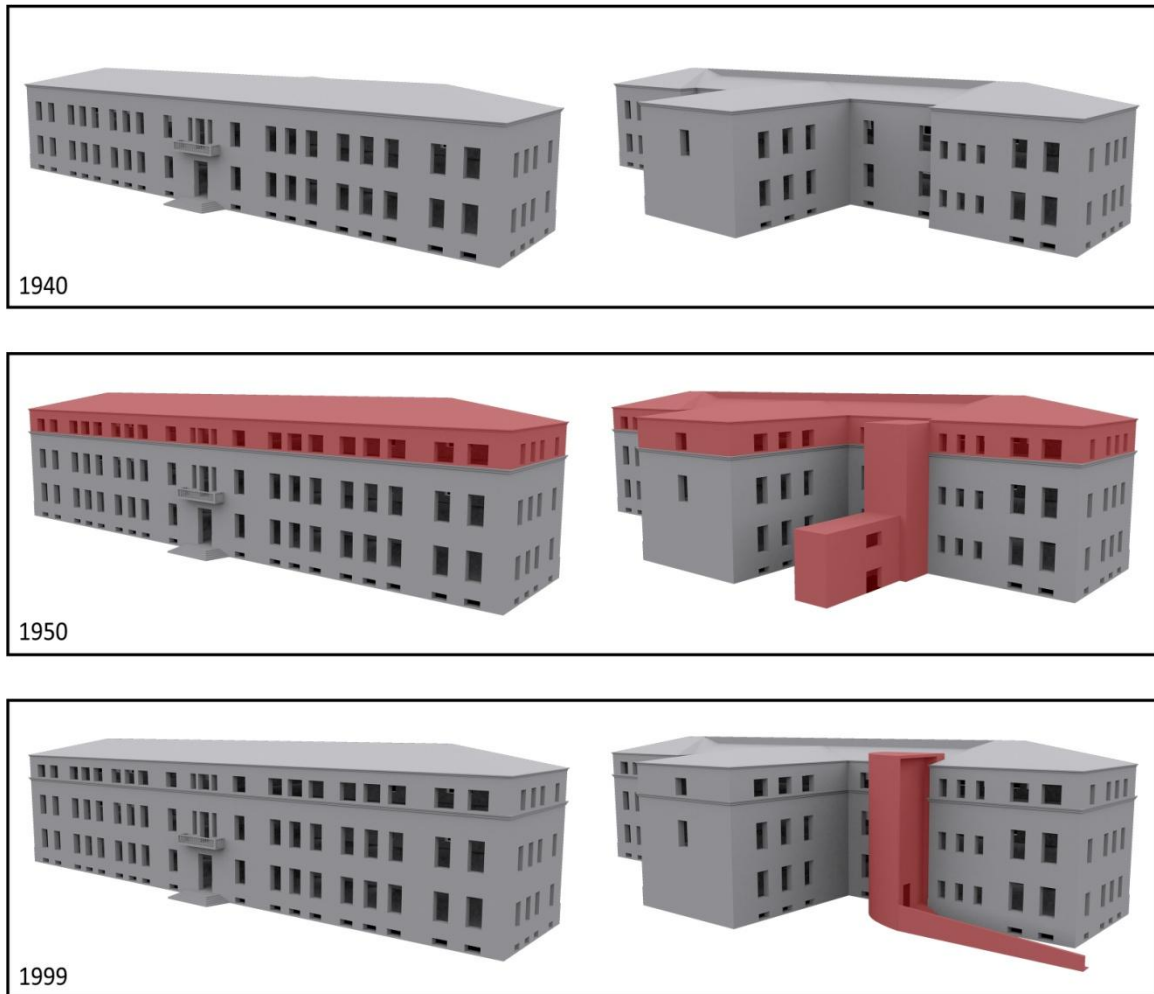


Fig. 4.11: Sintesi delle varie fasi costruttive

4.1.4 Rilievo funzionale

Allo stato attuale, aggiornato al sopralluogo del 28 giugno 2017, non è facile definire con chiarezza la funzione del caso studio. Si è potuto infatti constatare che l'edificio è quasi del tutto dismesso dalla sua funzione di tribunale, ad eccezione del secondo piano dove rimangono attivi alcuni uffici.

Il piano rialzato ospita temporaneamente la scuola materna don Petruio (trasferita per i danni causati dal terremoto del 24 agosto 2016), il piano seminterrato accoglie un piccolo museo del cinema oltre a dei locali di servizio, mentre invece il primo piano risulta completamente dismesso. Da ciò che è stato possibile apprendere sembrerebbe intenzione del comune destinare l'intero complesso come sede della Polizia di Stato e della Guardia di Finanza.

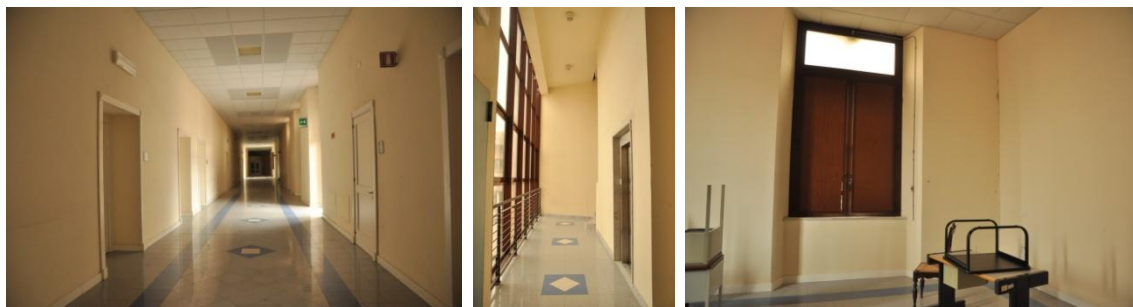
4.1.5 Rilievo fotografico

Di seguito, in Fig. 4.12, vengono mostrate alcune delle foto scattate durante il sopralluogo del 28 giugno 2017. Si specifica che, a causa della presenza di bambini nella aule della scuola materna, non è stato possibile fare un rilievo fotografico del piano rialzato.

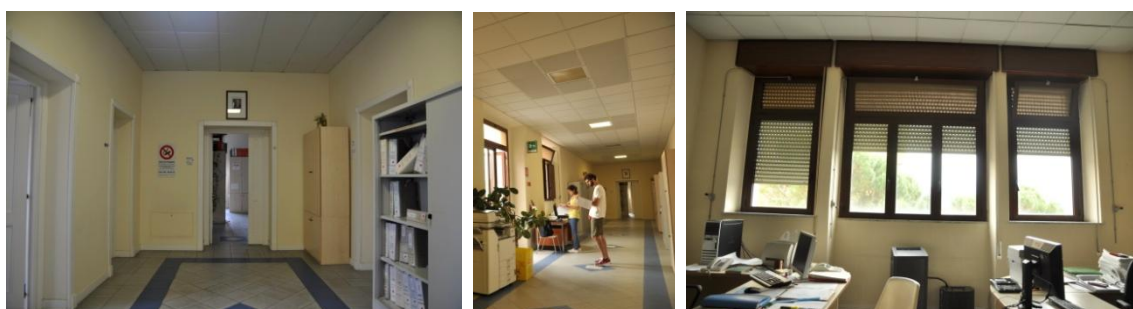
Piano seminterrato



Piano primo



Piano secondo



Esterno



Fig. 4.12: Foto scattate durante il sopralluogo del 28 giugno 2017

4.1.6 Rilievo geometrico

Il fabbricato, la cui forma della pianta è assimilabile ad una “T”, si sviluppa su quattro livelli: tre fuori terra e uno seminterrato, per un'altezza massima in gronda pari a 16,8 m. Le altezze di interpiano sono dunque particolarmente elevate, così come gli spessori murari che variano tra i 110 e i 50 cm. La superficie media in pianta è di circa 1220 m², questa si ripete identica su ogni piano per un totale di circa 20400 m³ di volume costruito. Anche la distribuzione interna è pressoché la stessa per ogni piano, un lungo corridoio percorre longitudinalmente il corpo principale su cui si affacciano, sul lato ovest, una serie di stanze. Le scale che collegano i vari livelli sono due, quelle interne, più antiche, e quelle esterne, di costruzione più recente, che permettono di raggiungere anche il secondo piano. L'ingresso principale si trova sul lato Ovest, poiché vi è un seminterrato per accedervi è necessario salire dei gradini.

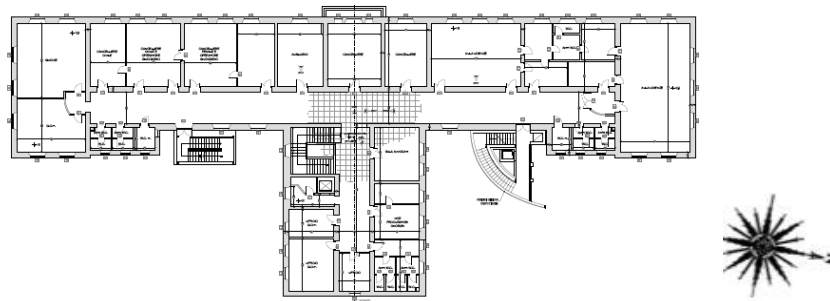


Fig. 4.13: Pianta tipo

I prospetti, Fig. 4.14, sono abbastanza semplici con una ripetizione regolare delle aperture. Le facciate sono inoltre caratterizzate da un rivestimento in mattoni faccia vista che identifica parzialmente il piano rialzato e, interamente, il piano primo. Il seminterrato e il secondo piano, aggiunto intorno al 1950, ne sono invece privi. La simmetria dei prospetti è interrotta solo dal nuovo corpo scale esterno, aggiunto sul lato Nord-Est e facilmente riconoscibile per l'utilizzo di diversi materiali, cemento e vetro, oltre che per la sua forma arrotondata.



Fig. 4.14: Prospetti

4.2 RILIEVO STRUTTURALE¹¹

Il rilievo strutturale dell'edificio, fondamentale per il seguente lavoro di tesi, è stato ricavato principalmente dal materiale fornito. Importantissime sotto questo punto di vista sono state le molteplici indagini conoscitive, così come quelle sperimentali per il rilievo delle proprietà meccaniche, svolte dalla società SGM Engineering. Queste, infatti, hanno permesso una più chiara lettura del fabbricato per risalire ai materiali e alle tipologie costruttive. Tuttavia, vi sono comunque delle mancanze a cui si è cercato di sopperire attraverso l'osservazione accurata dell'edificio in sito e sulle tavole di progetto.

4.2.1 Strutture verticali

Il fabbricato è costituito per la maggior parte da una muratura portante in pietra a spacco con buona tessitura. Questa si sviluppa per tutta l'altezza dell'edificio conferendo così una buona regolarità in alzato della struttura. Lo spessore varia tra 80 e 110 cm al piano terra, mentre per i livelli superiori lo spessore varia tra 50 e 90 cm. Si evidenzia anche la presenza di intonaco armato per il quale si rimanda al § 4.2.1.3 della seguente tesi.

4.2.1.1 Tipologie murarie

Le tipologie murarie presenti possono essere suddivise in tre categorie:

- MUR1 è la tipologia muraria presente in modo più esteso, caratterizzata da pietre a spacco con una buona tessitura e, così come rilevato da alcuni saggi conoscitivi, dalla presenza anche di mattoni pieni. Spessore variabile tra 110 e 50 cm.



Fig. 4.15: Esempi di MUR1 rilevati rispettivamente al primo piano, al secondo piano e nel sottotetto; si può osservare come i blocchi di muratura appartenenti alla porzione di edificio aggiunta successivamente nel 1950 (secondo piano e sottotetto) siano di dimensioni più ridotte ma con una migliore lavorazione e distribuzione

¹¹ UNIPD(b), *Ex Tribunale di Fabriano*, scheda, luglio 2017.

- MUR2, muratura in mattoni pieni che si trova su alcuni setti murari nel piano del sottotetto e, teoricamente, anche su alcuni muri interni dei piani inferiori che presentano una sezione ridotta. La loro effettiva presenza è stata verificata nel sottotetto con il sopralluogo del 28 giugno 2017, mentre per gli altri piani rimane ipotizzata. Spessore variabile tra 25 e 45 cm.



Fig. 4.16: Esempio di MUR2 rilevato nel sottotetto

- MUR3 è la tipologia muraria appartenente ai muri perimetrali del piano rialzato e del piano primo. Si riscontra, come per la categoria MUR1, una muratura con pietre a spacco di buona tessitura caratterizzata però dalla presenza di un rivestimento in mattoni facciavista che, per gli spessori evidenziati dalle prove videoendoscopiche (Fig. 4.17), sembra opportuno considerare come un secondo paramento. Lo spessore totale delle pareti varia tra 55 e 90 cm di cui, vista il tipo di tessitura due teste alla gotica, almeno 24 cm sono di mattoni pieni.

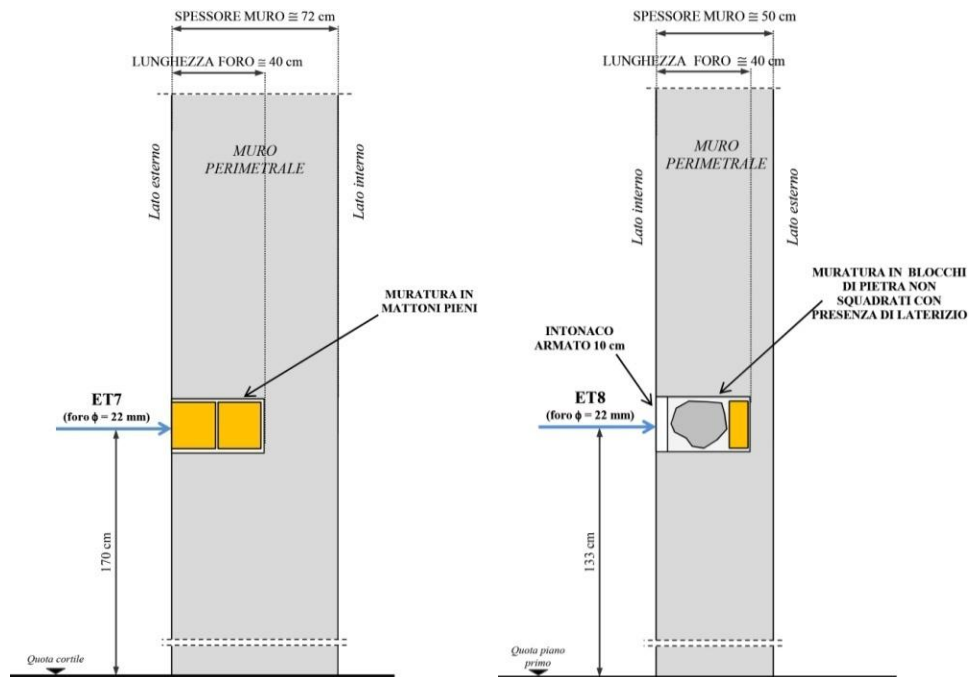


Fig. 4.17: Indagini videoendoscopiche svolte su due setti murari differenti appartenenti alla tipologia MUR3, rispettivamente “ET7” dall’esterno e “ET8” dall’interno



Fig. 4.18: Vista esterna dei mattoni facciavista ed interna delle pietre a spacco di MUR3

Le indagini conoscitive svolte dalla società SGM non forniscono un quadro chiaro dunque non è stato possibile definire con certezza questa tipologia muraria, nemmeno con il sopralluogo del 28 giugno 2017. Si propone comunque un'ipotesi di sezione basata sia sui risultati delle indagini a disposizione che su personali valutazioni, mostrata in Fig. 4.19.

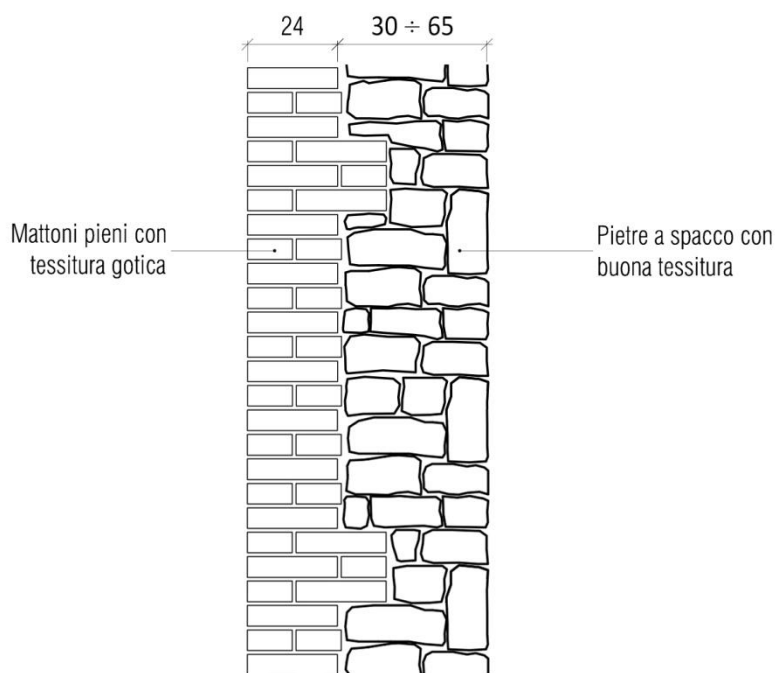


Fig. 4.19: Ipotesi in sezione della tipologia MUR3

Sulla base di quanto è stato precedentemente descritto, nella Fig. 4.20 che segue vengono identificate in pianta le differenti tipologie murarie.

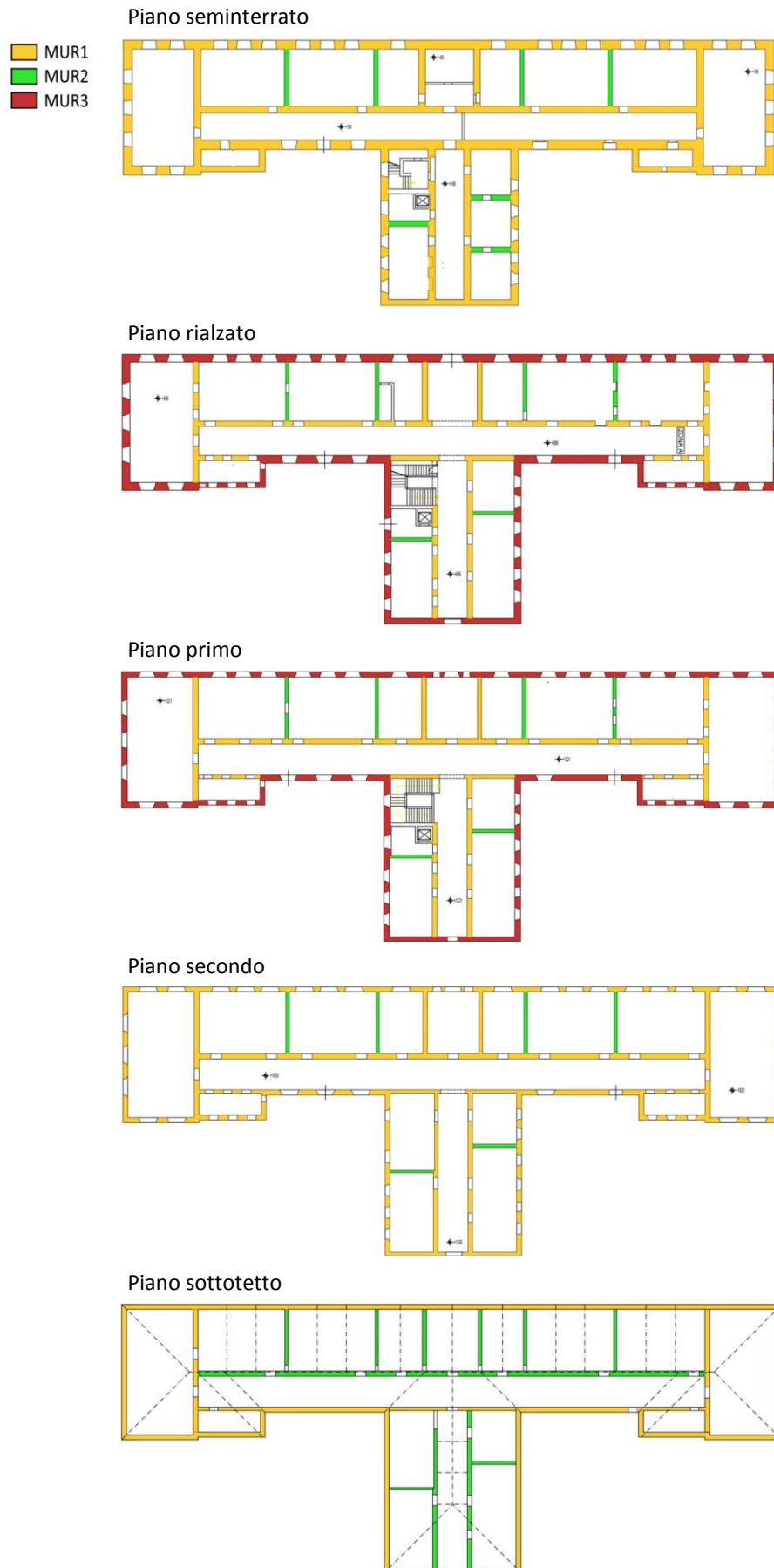


Fig. 4.20: Identificazione in pianta delle differenti tipologie murarie

4.2.1.2 Caratteristiche delle fasce murarie

Le fasce di piano del sottofinestra, di cui un esempio in Fig. 4.21, presentano quasi sempre uno spessore ridotto pari a circa 30 cm. Le fasce murarie del soprafinestra invece non hanno riduzioni di spessore. Queste sono composte dalla sola muratura, sono cioè prive di un irrigidimento quale potrebbe essere un cordolo in calcestruzzo armato.



Fig. 4.21: Esempio di sottofinestra con sezione muraria ridotta

Le aperture sono ben allineate tra loro garantendo così una buona regolarità in pianta e in alzato dei maschi murari. Anche le fasce di piano, data l'omogeneità delle dimensioni delle finestre, presentano una buona regolarità. Le loro condizioni in generale sono buone e le immagini termografiche non evidenziano particolari anomalie. Si riscontra solo qualche lesione superficiale a taglio sulle fasce di piano tra le aperture del seminterrato e del piano rialzato (Fig. 4.23, per la localizzazione in pianta si veda § 4.4.1).

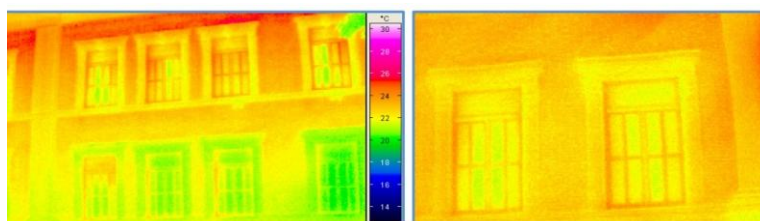


Fig. 4.22: Indagine termografica sul prospetto Ovest



Fig. 4.23: Esempio di lesione sulle fasce di piano

Non si dispone invece di indagini specifiche per poter definire con certezza le tipologie di architravi. Sulla scheda di sintesi della verifica sismica, contenuta nel materiale fornito, è segnalata l'esistenza di "architravi sufficientemente resistenti". Con il sopralluogo del 28 giugno 2017, inoltre, è stato riscontrata dell'armatura sul cornicione superiore delle finestre, spesso deteriorato con espulsione del copri ferro (Fig. 4.24).



Fig. 4.24: Cornicione superiore delle finestre con espulsione del copri ferro

4.2.1.3 Interventi di miglioramento sismico

Sulla base delle tavole di progetto esecutivo del 30 maggio 1999 e di quanto riscontrato con le indagini condotte dalla società SGM, vengono qui di seguito riportati gli interventi di miglioramento sismico per ciascuna tipologia muraria.

MUR1:

- Intonaco armato con rete elettrosaldata $\varnothing 6$ mm maglia 10x10 cm e inghisaggi di ferri $\varnothing 16$ mm non passanti ogni circa 60 cm con malta cementizia o resina. Lo spessore totale dovrebbe essere di 6 cm ma in situ sono stati misurati valori variabili tra 3,5 cm e 10 cm. Si evidenzia che per i muri perimetrali appartenenti a questa categoria (seminterrato e secondo piano) l'intonaco armato è stato realizzato solo sul lato interno;
- Chiodatura armata dei cantonali con barre ad aderenza migliorata $\varnothing 16$ mm inserite in perfori sigillati con boiaccia cementizia;
- Chiusura di alcuni vani e nicchie con muratura in mattoni.

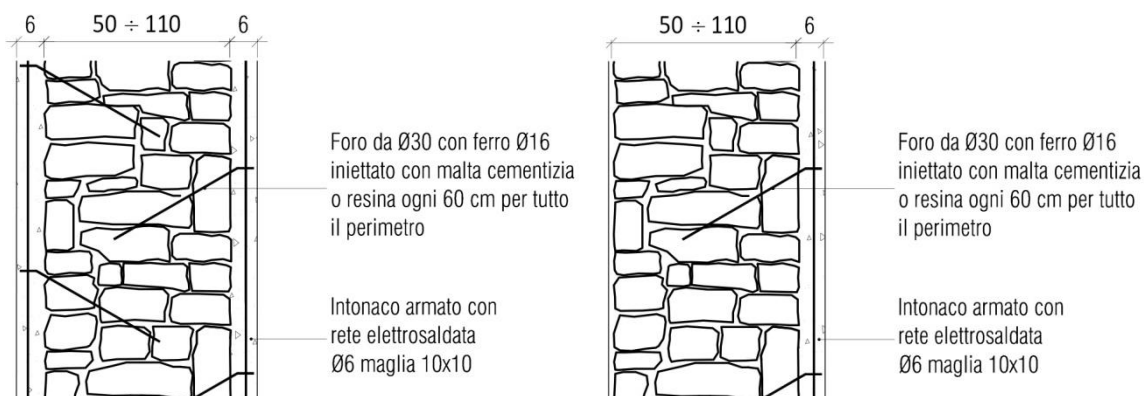


Fig. 4.25: Dettaglio in sezione dell'intonaco armato per la tipologia MUR1, rispettivamente per muri interni (intonaco su entrambi i lati) e perimetrali (intonaco solo sul lato interno)

MUR2:

- Intonaco armato con rete elettrosaldata $\varnothing 6$ mm maglia 10x10 cm e ferro $\varnothing 8$ mm passante per l'ancoraggio delle reti sui due lati. Spessori misurati in situ variabili tra 3,5 cm e 10 cm;
- Chiodatura armata dei cantonali con barre ad aderenza migliorata $\varnothing 16$ mm inserite in perfori sigillati con boiaccia cementizia.

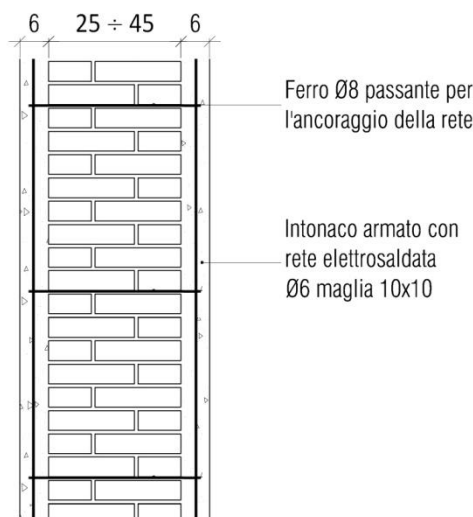


Fig. 4.26: Dettaglio in sezione dell'intonaco armato per la tipologia MUR2

MUR3:

- Intonaco armato con rete elettrosaldata $\varnothing 6$ mm maglia 10x10 cm ed inghisaggi di ferri $\varnothing 16$ mm non passanti ogni circa 60 cm con malta cementizia o resina. Spessori misurati in situ variabili tra 3,5 cm e 10 cm. Si evidenzia che, data la presenza dei mattoni faccia vista, per tutti i muri appartenenti a questa categoria l'intonaco armato è stato realizzato solo sul lato interno;
- Chiodatura armata dei cantonali con barre ad aderenza migliorata $\varnothing 16$ mm inserite in perfori sigillati con boiaccia cementizia.

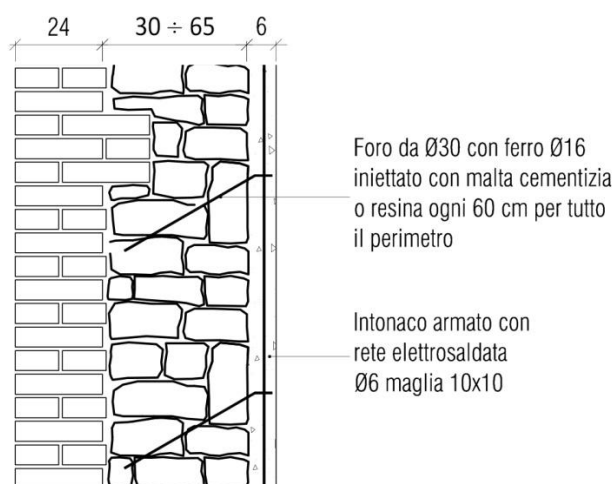


Fig. 4.27: Dettaglio in sezione dell'intonaco armato per la tipologia MUR3

4.2.1.4 Ammorsamento tra le pareti

L'efficacia dell'ammorsamento tra le pareti è garantito da una discreta tessitura muraria dei blocchi in pietra che, in corrispondenza degli angoli, risulta sufficientemente intrecciata. Per migliorare le connessioni, come già visto, sono stati inoltre attuati degli interventi di miglioramento sismico. Tra questi, oltre all'intonaco armato, vi è la chiodatura dei cantonali, come si evince dai dettagli costruttivi a disposizione (Fig. 4.28).

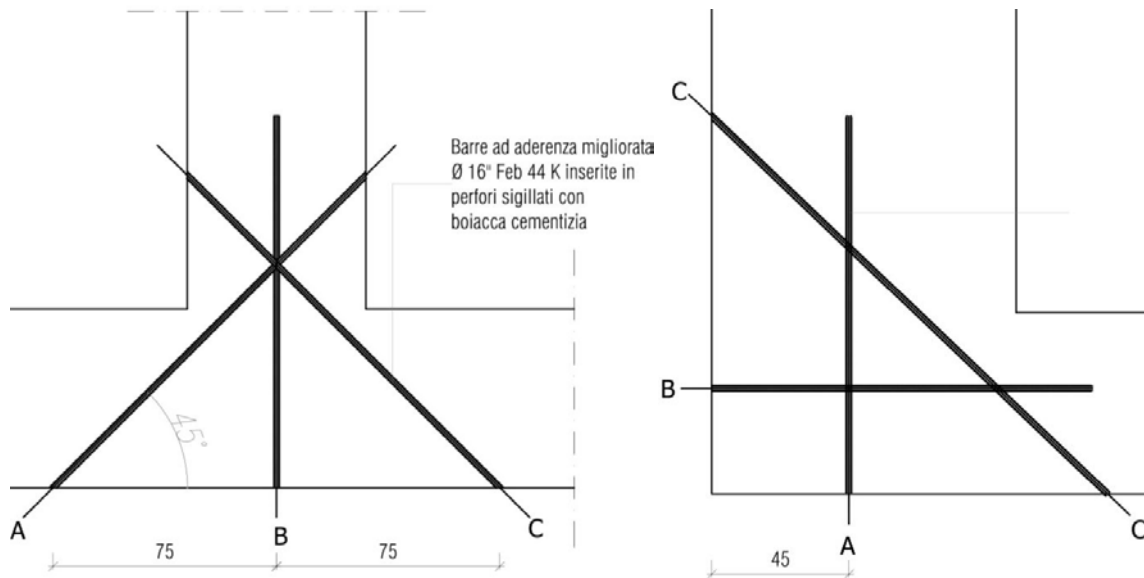


Fig. 4.28: Dettagli in pianta delle chiodature armate dei cantonali

Si evidenzia che in situ è stata riscontrata un'ulteriore tecnica di chiodatura dei cantonali, non segnalata sulle tavole di progetto e visibile in Fig. 4.29.



Fig. 4.29: Piastre e tiranti utilizzati per l'ancoraggio delle murature

La qualità degli ammorsamenti è testimoniata anche dall'assenza di lesioni verticali all'intersezione tra le pareti, almeno per quanto riguarda le murature portanti. In corrispondenza dei tamponamenti, invece, si riscontrano spesso delle lesioni verticali che fanno presagire una non adeguata connessione con le murature portanti (Fig. 4.30, per la localizzazione in pianta si veda § 4.4.1).



Fig. 4.30: Esempio di lesione verticale tra la parete portante e quella divisoria

Si evidenzia inoltre che l'edificio, sul lato est, si trova in adiacenza ad un altro fabbricato ed è separato da quest'ultimo da un'intercapedine. Secondo i saggi della società SGM, eseguiti dall'interno nel 2010, l'intercapedine ha uno spessore variabile tra 6 e 8 cm ed è riempita con materiali di scarto di varia natura che la rende difficilmente ispezionabile. Con il sopralluogo del 28 giugno 2017 si è riscontrato dall'esterno che il giunto è riempito con pannelli di polistirene espanso EPS con uno spessore di circa 10 cm.

4.2.1.5 Proprietà meccaniche di riferimento secondo NTC 2008

Di seguito vengono riportati gli intervalli di riferimento proposti nella circolare 2 febbraio 2009 n. 617 per le diverse tipologie di murature, si procederà in seguito con opportune valutazioni e calibrazioni sui valori da prendere in considerazione:

- MUR1, dal rilievo della tessitura muraria e dal valore del modulo elastico ricavato sperimentalmente¹² pari a 1511 N/mm^2 è possibile classificare la tipologia muraria come "Muratura in pietre a spacco con buona tessitura". (Tab. 4.2, 4.3)

Tab. 4.2: Valori delle proprietà meccaniche estratte dalla tabella C8A.2.1 della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617

TIPOLOGIA DI MURATURA		f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	<i>min</i>	260	5,6	1500	500	21
	<i>med</i>	320	6,5	1740	580	
	<i>max</i>	380	7,4	1980	660	

¹² Si veda § 4.3.1 della seguente tesi.

Tab. 4.3: Eventuali coefficienti correttivi dei parametri meccanici estratti dalla tabella C8A.2.2 della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617

Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscela leganti	Intonaco armato
1,3	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5

- MUR2, il rilievo visivo della tessitura muraria è concorde con la tipologia “Muratura in mattoni pieni e malta di calce”. (Tab. 4.4, 4.5)

Tab. 4.4: Valori delle proprietà meccaniche estratte dalla tabella C8A.2.1 della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617

TIPOLOGIA DI MURATURA		f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	<i>min</i>	240	6,0	1200	400	18
	<i>med</i>	320	7,6	1500	500	
	<i>max</i>	400	9,2	1800	600	

Tab. 4.5: Eventuali coefficienti correttivi dei parametri meccanici estratti dalla tabella C8A.2.2 della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617

Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscela leganti	Intonaco armato
1,5	1,5	1,3	0,7	1,5	1,5

- MUR3, per la tipologia muraria in questione non si ha un riferimento specifico nella Tabella C8A.2.1 della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617, saranno in seguito fatte personali valutazioni sui valori da utilizzare.

4.2.2 Strutture orizzontali

Il fabbricato presenta diverse tipologie di orizzontamenti dovute probabilmente a diverse fasi costruttive, alcune delle quali sconosciute. Le tipologie qui di seguito riportate fanno riferimento a quanto osservato sulle indagini condotte dalla società SGM e sulle tavole di progetto esecutivo del 30 maggio 1999. Si specifica tuttavia che dall’analisi dei documenti a disposizione sono state rilevate alcune incongruenze, confermate anche dal sopralluogo del 28 giugno 2017.

4.2.2.1 Tipologie solai intermedi

Le tipologie di orizzontamenti utilizzate possono essere suddivise in cinque categorie:

- SOL0, solaio di calpestio del piano interrato di natura sconosciuta.
- SOL1, solaio realizzato con putrelle in acciaio, poste ad un interasse di circa 80 cm, e voltine in laterizio disposte a foglio. Sopra si trova una soletta armata di circa 6 cm. Questa tipologia di solaio è presente sia al piano rialzato che al piano primo, seppur con qualche eccezione.



Fig. 4.31: Foto dell'intradosso di SOL1

Sulle tavole del rilievo strutturale, datate dicembre 2010, viene specificato che non è stato possibile definire lo spessore del solaio per la presenza del riscaldamento a pavimento. Di quest'ultimo non si ha traccia nelle tavole di progetto del 1999 ma la sua presenza sembra essere stata confermata con il recente sopralluogo dove, in corrispondenza della zona scale, è stato misurato un dislivello di circa 12 cm dalla vecchia quota di calpestio, visibile in Fig. 4.32.

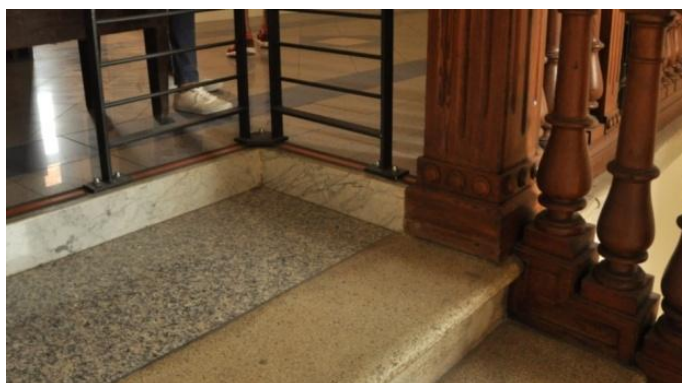


Fig. 4.32: Foto scattata in corrispondenza delle scale dove si nota il dislivello rispetto alla quota della vecchia pavimentazione in graniglia di marmo

Allo stato attuale lo spessore totale del solaio risulta essere di circa 40 cm. Non essendo disponibili particolari costruttivi dell'impianto di riscaldamento a pavimento si è dovuti procedere con una ipotesi plausibile di stratigrafia, mostrata in Fig. 4.33.

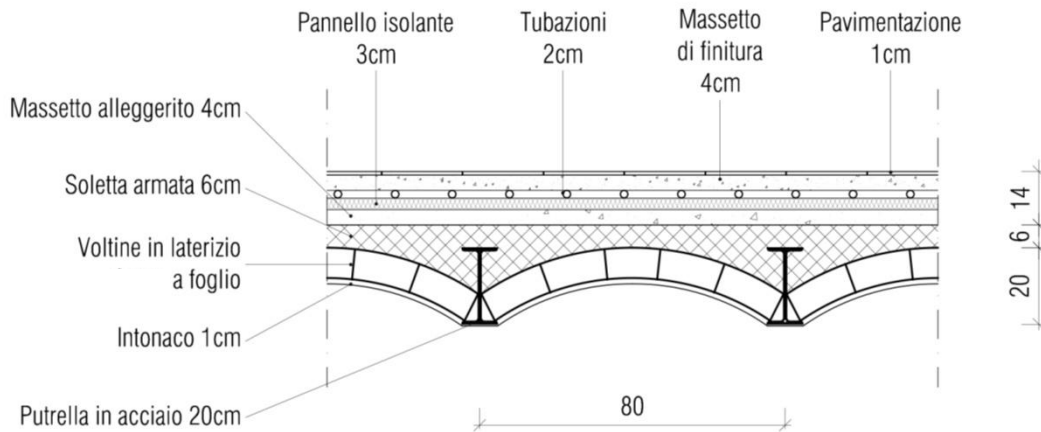


Fig. 4.33: Ipotesi della stratigrafia di SOL1

- SOL2, solaio in acciaio con pignatte in laterizio, interasse dei profili pari a circa 35-40 cm. Lo spessore della pignatta è di 10 cm mentre la sezione del travetto in acciaio è IPE o NP 120. Sopra vi si trova probabilmente una soletta armata, di spessore non certo, e poi del massetto alleggerito fino al livello del piano di calpestio di SOL1. Tale tipologia infatti, sulla base di quanto appurato dalla tavola di progetto esecutivo del 1999, risulta essere già presente in alcune zone del piano rialzato, probabilmente in sostituzione a delle porzioni danneggiate del solaio a voltine di cui non si ha documentazione.

Le indagini condotte dalla società SGM non hanno accertato la presenza di questa tipologia di solaio per il piano rialzato ma, contrariamente a quanto indicato sulle tavole di progetto del 1999, lo hanno fatto per una zona del primo piano. Sulla base delle informazioni reperite si ipotizza dunque che tale tipologia sia presente sia al piano rialzato che al piano primo, ma diffusa in modo non uniforme a seconda di dove è stato necessario sostituire il vecchio solaio a voltine.

Si evidenzia anche qui la presenza del riscaldamento a pavimento ed uno spessore totale del solaio di circa 40 cm. L'ipotesi stratigrafica è mostrata in Fig. 4.34.

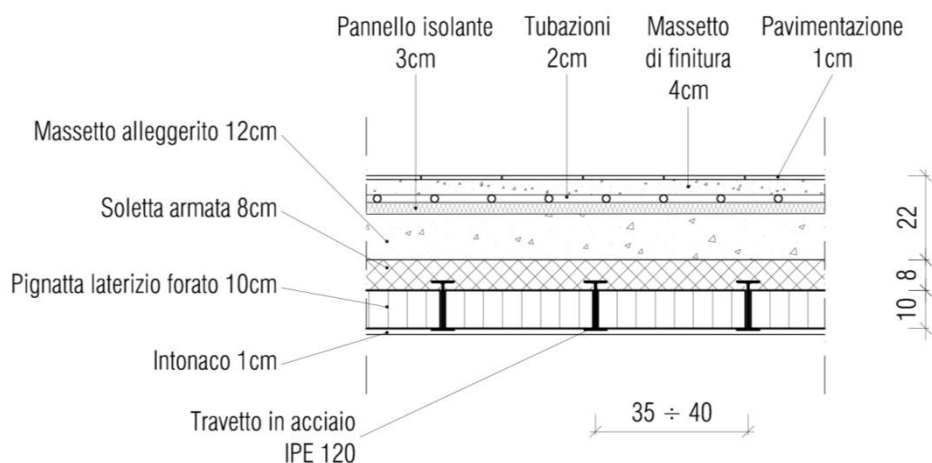


Fig. 4.34: Ipotesi della stratigrafia di SOL2

- SOL3, solaio di calpestio, presente solo al secondo piano, realizzato con profili in acciaio tipo IPE con passo 84 cm e lamiera grecata. Sopra vi è un getto di calcestruzzo con rete elettrosaldata di spessore circa 6 cm. Dalle indagini videoendoscopiche sono state rilevate due differenti dimensioni per i profili in acciaio a seconda della luce da coprire, precisamente IPE 240 e IPE 160.

Si evidenzia anche qui la probabile presenza del riscaldamento a pavimento. Lo spessore totale del solaio è di circa 50 cm, nel caso di IPE 240. La stratigrafia del solaio è visibile in Fig. 4.35.

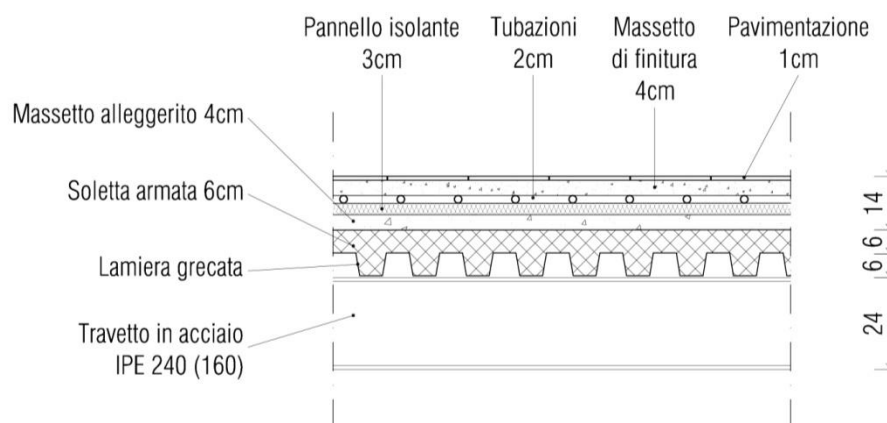


Fig. 4.35: Ipotesi della stratigrafia di SOL3

- SOL4, solaio del sottotetto non calpestabile composto da profili in acciaio a Ω , disposti con interasse di 145 cm, e tavolato in legno di spessore 3,5 cm. La dimensione dei profili Ω varia a seconda della luce da coprire, precisamente altezza da 9 cm o 16 cm come rilevato dalle indagini videoendoscopiche. La stratigrafia di questa tipologia di solaio è certa ed è mostrata in Fig. 4.36.

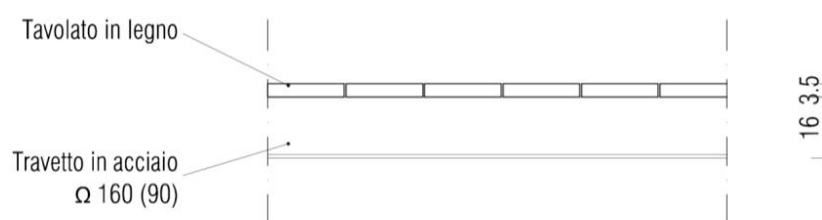


Fig. 4.36: Stratigrafia di SOL4

Come si è potuto evincere dalla descrizione delle differenti tipologie, grossomodo ad ogni livello corrisponde un diverso tipo di solaio. La loro localizzazione risulta quindi relativamente semplice, per completezza nella Fig. 4.37 che segue ne viene comunque mostrata l'identificazione in pianta e il relativo senso di orditura (fatta eccezione per il SOL0, cioè il piano di calpestio del piano seminterrato di natura sconosciuta).

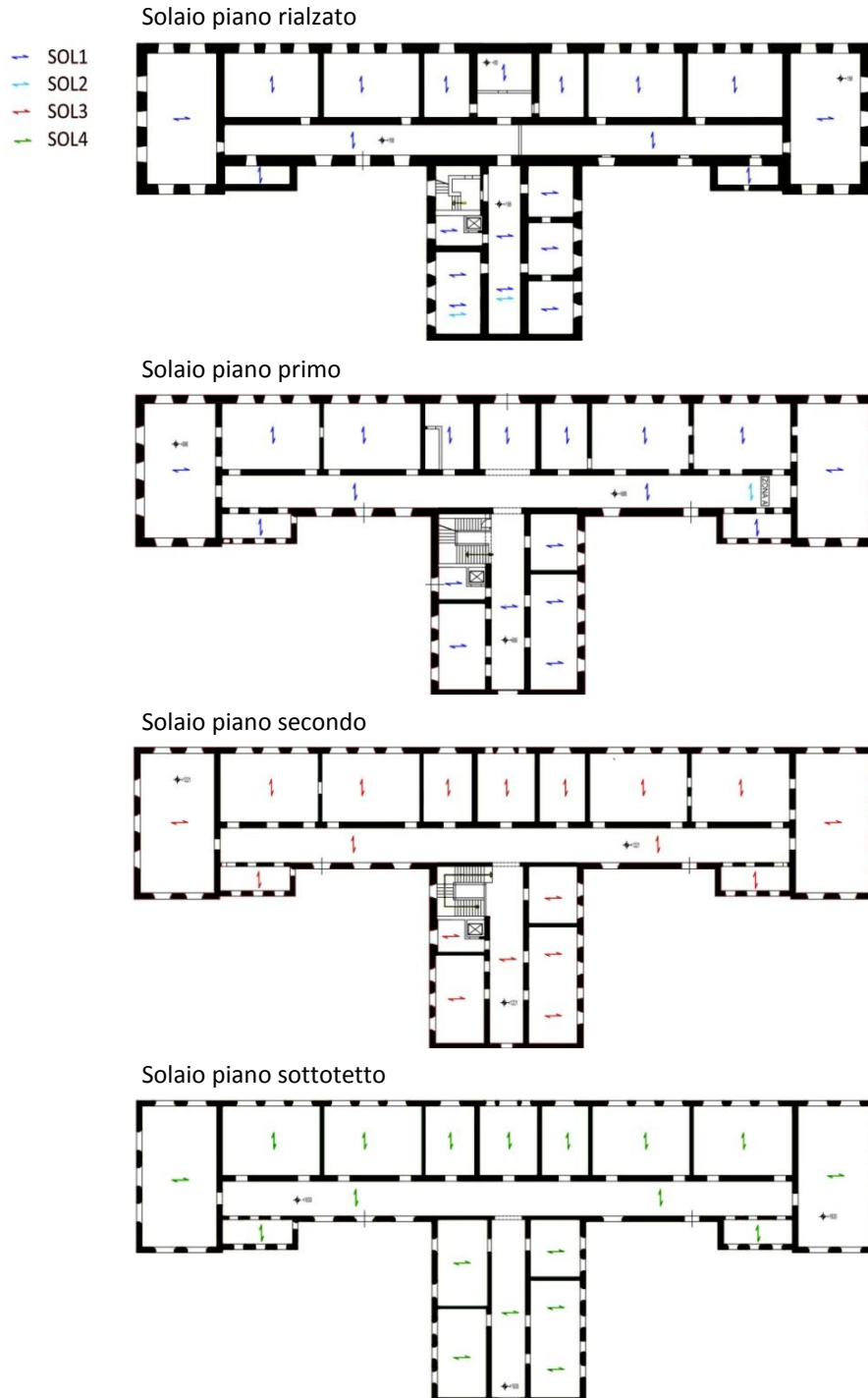


Fig. 4.37: Identificazione in pianta delle differenti tipologie di solai

4.2.2.2 Copertura

La copertura a falde è realizzata con capriate lignee, quindi una struttura leggera non spingente. Le capriate sorreggono un'orditura di travetti (arcarecci) su cui poggia un tavolato in legno, una guaina ed infine le tegole. Sul corpo con orientazione Nord-Sud le due falde longitudinali hanno il colmo a quote diverse, di conseguenza le capriate sono smezzate (Fig. 4.39, sezione A). Sul corpo trasversale, invece, si trovano capriate con catena rialzata (Fig. 4.39, sezione B).

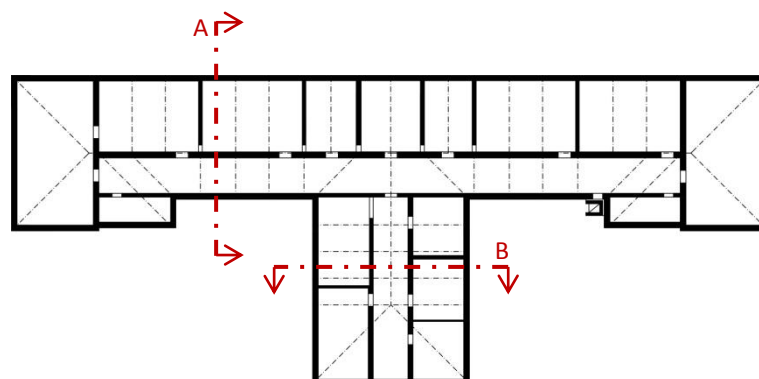


Fig. 4.38: Identificazione in pianta delle capriate lignee

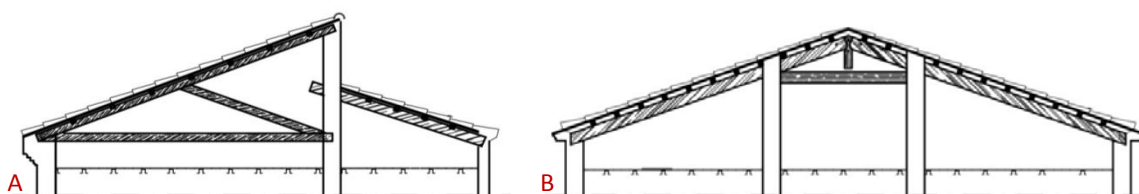


Fig. 4.39: Vista in sezione delle falde

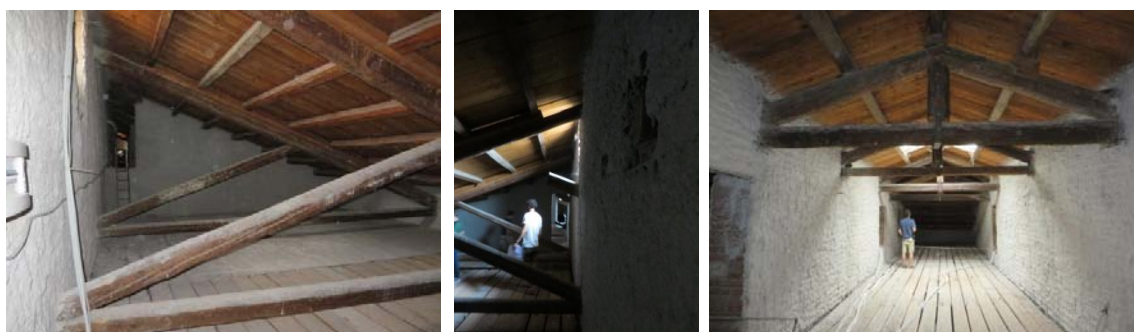


Fig. 4.40: Foto della copertura scattate nel sottotetto

4.2.2.3 Interventi di miglioramento sismico

Sulla base delle tavole di progetto esecutivo del 30 maggio 1999 e di quanto riscontrato con le indagini condotte dalla società SGM, vengono qui di seguito riportati gli interventi di miglioramento sismico per ciascuna tipologia di solaio.

SOL0:

- Dal materiale a disposizione non emerge nessun tipo di intervento sul piano di calpestio a contatto con il terreno.

SOL1:

- Consolidamento del solaio in putrelle e voltine in laterizio mediante la saldatura di connettori a piolo sui profili in acciaio, la distribuzione di una rete elettrosaldata $\varnothing 6$ mm maglia 10x10 cm e successivo riempimento con calcestruzzo Rck 250 per uno spessore di circa 6 cm;

- Per garantire il collegamento con la muratura sono stati eseguiti fori da $\varnothing 30$ mm nei quali sono stati inseriti ferri $\varnothing 16$ mm ancorati con malta cementizia o resina, ogni 60 cm per tutto il perimetro.

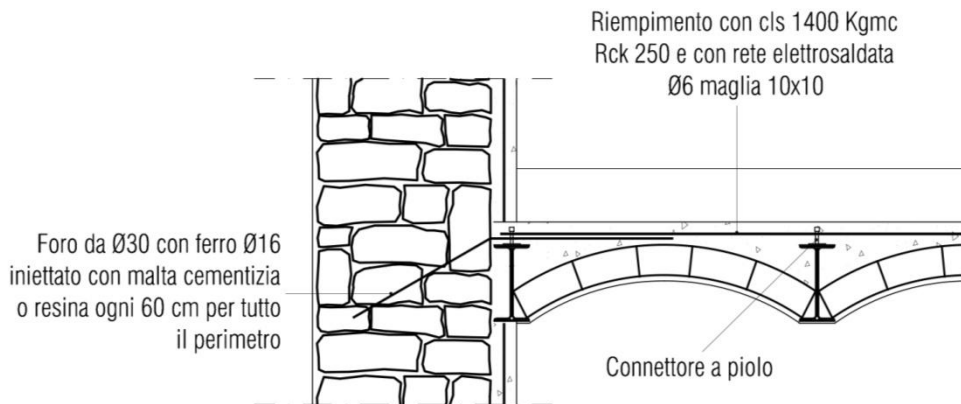


Fig. 4.41: Dettaglio in sezione degli interventi di miglioramento sismico su SOL1

SOL2:

- Consolidamento del solaio in acciaio-laterizio. Non si hanno a disposizione dettagli specifici sulla tecnica adottata per questa tipologia di solai ma è facilmente ipotizzabile che sia la stessa di SOL1;
- Collegamento con la muratura, anche qui probabilmente con la stessa tecnica utilizzata per SOL1.

SOL3:

- La realizzazione di SOL3 (travi IPE e lamiera grecata) è essa stessa un intervento di consolidamento poiché va a sostituire un vecchio solaio. Non essendo possibile determinare né la natura né lo stato di conservazione del precedente orizzontamento, rimangono sconosciute le motivazioni di tale sostituzione;
- Collegamento alla muratura con un ancoraggio chimico.

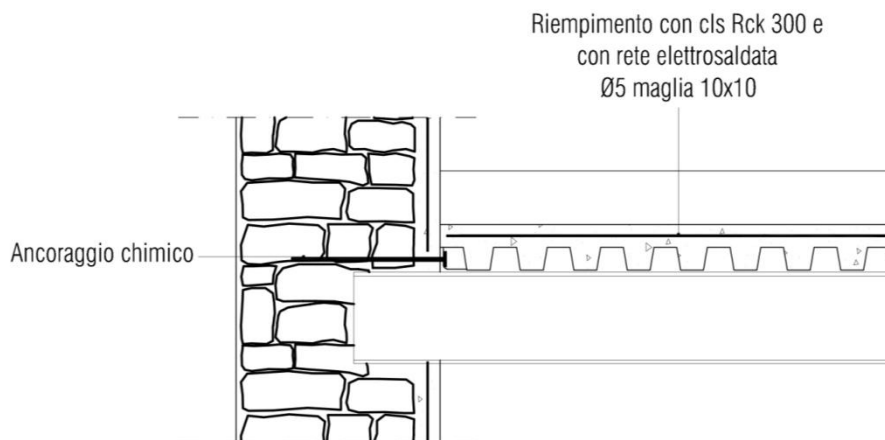


Fig. 4.42: Dettaglio in sezione degli interventi di miglioramento sismico su SOL3

SOL4:

- Per il solaio del sottotetto si è scelto di mantenere le vecchie travi in acciaio sezione Ω invece dei previsti profilati tipo IPE. La motivazione di questa variante, datata maggio 2001, è motivata dal fatto che il solaio non è calpestabile;
- Sostituzione del vecchio tavolato con uno nuovo;
- Realizzazione di controventi di piano in acciaio;
- Collegamento alla muratura con un ancoraggio chimico.

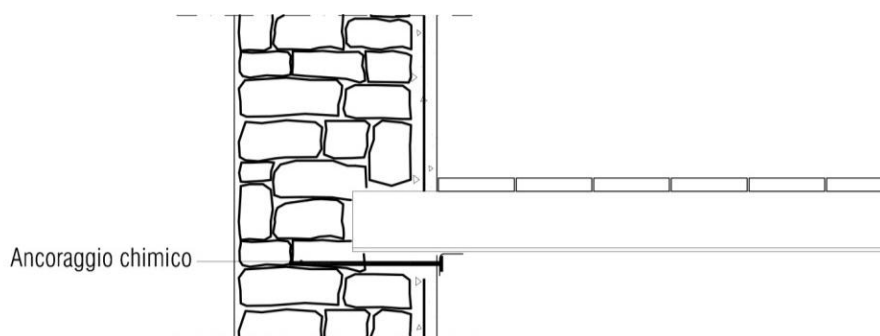


Fig. 4.43: Dettaglio in sezione degli interventi di miglioramento sismico su SOL4

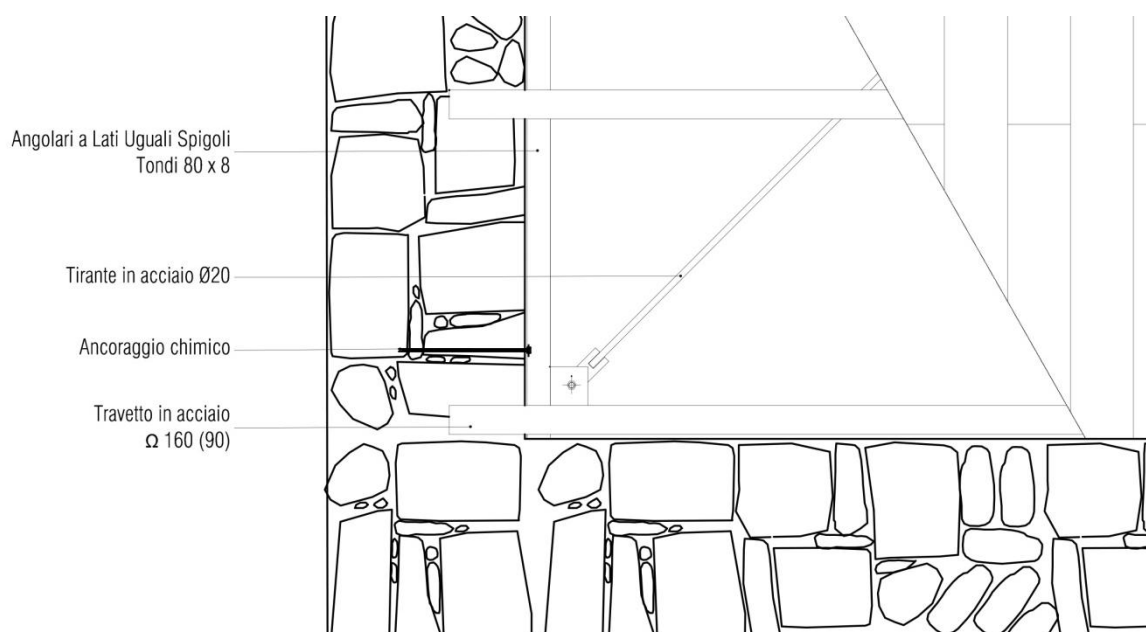


Fig. 4.44: Dettaglio in pianta degli interventi di miglioramento sismico su SOL4

COPERTURA:

- Su qualche documento, tra il materiale fornito, emerge la possibile esistenza di una caldana di spessore 4 cm. Tuttavia, con il sopralluogo del 28 giugno 2017, la sua presenza non è stata riscontrata in sito (Fig. 4.45). Per la copertura, dunque, non si registrano interventi di miglioramento sismico.



Fig. 4.45: Foto scattata il 28 giugno 2017 che conferma l'assenza della caldaia sopra il tavolato

4.2.2.4 Sistema di collegamento pareti-orizzontamenti

Non si è a conoscenza di quanto i travetti in acciaio dei solai entrino all'interno delle murature per poterne valutare la qualità del collegamento. Non si ha riscontro neanche di cordoli in cemento armato (Fig. 4.46), infatti gli interventi di miglioramento sismico che hanno previsto l'ancoraggio di ferri con inghisaggio tramite resina per collegare i solai alla muratura lo confermerebbero.



Fig. 4.46: Immagine ottenuta con un saggio conoscitivo dalla società SGM in cui si nota l'assenza del cordolo sul lato del muro interno

Il sopralluogo del 28 giugno 2017, inoltre, non ha evidenziato particolari lesioni che facciano presagire una cattiva qualità dei collegamenti. Si specifica però che la maggior parte degli orizzontamenti erano coperti da un controsoffitto e che, viste anche le notevoli altezze d'interpiano, non è sempre stato possibile fare un'accurata ispezione.

4.2.2.5 Analisi dei carichi

Sulla base di ciò che è stato possibile rilevare, si propone la seguente analisi dei carichi in Tab. 4.6, 4.7, 4.8, 4.9, 4.10.

Tab. 4.6: Analisi dei carichi per SOL1

Materiali	h [m]	b [m]	n [1/m]	Y [kN/m ³]	w [kN/m]	W [kN/m ²]	TOTALE
Travetti acciaio	(0,195)	(0,09)	1,25	-	0,262	0,328	5,00 kN/m ²
Voltine laterizio	0,06	(0,8)	(1,25)	17	-	1,02	
Soletta armata	0,06	-	-	25	-	1,5	
Massetto allegg.	0,04	-	-	13	-	0,52	
Pannello isolante	0,03	-	-	0,35	-	0,0105	
Tubazioni	-	-	6,67	-	0,003	0,02	
Massetto finitura	0,04	-	-	20	-	0,8	
Pavimentazione	0,01	-	-	25	-	0,25	
Intonaco	0,01	-	-	20	-	0,2	
Controsoffitto	-	-	-	-	-	0,35	

Tab. 4.7: Analisi dei carichi per SOL2

Materiali	h [m]	b [m]	n [1/m]	Y [kN/m ³]	w [kN/m]	W [kN/m ²]	TOTALE
Travetti IPE 120	(0,12)	(0,6)	2,5	-	0,104	0,26	6,05 kN/m ²
Laterizio forato	0,1	(0,4)	(2,5)	6	-	0,6	
Soletta armata	0,08	-	-	25	-	2	
Massetto allegg.	0,12	-	-	13	-	1,56	
Pannello isolante	0,03	-	-	0,35	-	0,0105	
Tubazioni	-	-	6,67	-	0,003	0,02	
Massetto finitura	0,04	-	-	20	-	0,8	
Pavimentazione	0,01	-	-	25	-	0,25	
Intonaco	0,01	-	-	20	-	0,2	
Controsoffitto	-	-	-	-	-	0,35	

Tab. 4.8: Analisi dei carichi per SOL3 (IPE 240)

Materiali	h [m]	b [m]	n [1/m]	Y [kN/m ³]	w [kN/m]	W [kN/m ²]	TOTALE
Travetti IPE 240	(0,24)	(0,12)	1,19	-	0,307	0,365	3,95 kN/m ²
Lamiera grecata	(0,075)	-	-	-	-	0,135	
Soletta armata	0,06	-	-	25	-	1,5	
Massetto allegg.	0,04	-	-	13	-	0,52	
Pannello isolante	0,03	-	-	0,35	-	0,0105	
Tubazioni	-	-	6,67	-	0,003	0,02	
Massetto finitura	0,04	-	-	20	-	0,8	
Pavimentazione	0,01	-	-	25	-	0,25	
Controsoffitto	-	-	-	-	-	0,35	

Tab. 4.9: Analisi dei carichi per SOL4 (Ω 160)

Materiali	h [m]	b [m]	n	Y [kN/m ³]	w [kN/m]	W [kN/m ²]	TOTALE
Travetti Ω 160	(0,16)	-	0,69	-	0,188	0,13	0,42 kN/m ²
Tavolato legno	0,035	-	-	6	-	0,21	
Controsoffitto	-	-	-	-	-	0,08	

Tab. 4.10: Analisi dei carichi per la COPERTURA

Materiali	h [m]	b [m]	n [1/m]	Y [kN/m ³]	w [kN/m]	W [kN/m ²]	TOTALE
Orditura lignea	-	-	-	-	-	0,6	1,51 kN/m ²
Tavolato legno	0,035	-	-	6	-	0,21	
Impermeabiliz.	-	-	-	-	-	0,1	
Tegole	-	-	-	-	-	0,6	

4.2.3 Scale

Il corpo scale interno presenta la stessa struttura portante del solaio SOL1, è infatti realizzata con una putrella in acciaio, disposta longitudinalmente al centro della rampa, su cui poggiano due voltine in laterizio (Fig. 4.47). Ai lati esterni le voltine poggiano direttamente sulle murature portanti mentre ai lati interni, quando non è presente il setto, poggiano su una seconda putrella in acciaio.



Fig. 4.47: Foto dell'intradosso della scala interna

La scala interna collega il piano seminterrato a quello rialzato, e quest'ultimo al primo piano. Il collegamento al secondo piano è invece garantito dalla scala esterna in acciaio oppure da quella nella nuova porzione di edificio, realizzata in calcestruzzo armato nel 1999. Con il sopralluogo si è riscontrata la presenza di un giunto tra l'edificio e questa nuova porzione di circa 15 cm, visibile in Fig. 4.48, riempito con pannelli di polistirene espanso EPS.



Fig. 4.48: Foto che mostrano il giunto del nuovo corpo scale

4.2.4 Fondazioni

Sulla base di quanto accertato dalla società SGM tramite un'indagine videoendoscopica, le strutture di fondazione sono costituite dalla prosecuzione della muratura in blocchi di pietra per una profondità pari almeno a quella del foro di ispezione, cioè 190 cm dalla quota di calpestio del piano seminterrato.

4.2.5 Unità strutturali

Sulla base di quanto riscontrato con il rilievo costruttivo e strutturale, ma soprattutto anche attraverso l'analisi critica dell'evoluzione storica dell'edificio, vengono identificate due unità strutturali. Quella principale coincide con il complesso originale, l'altra con il corpo scale in cemento armato realizzato intorno al 1999 e separato da un giunto sismico. La sopraelevazione dell'ultimo piano, realizzata a distanza di soli dieci anni dal progetto originale del 1940, è risultata avere una buona continuità con la struttura preesistente sia come materiali che come tecnica costruttiva, per cui non si è ritenuto opportuno considerarla come un'unità a se stante.

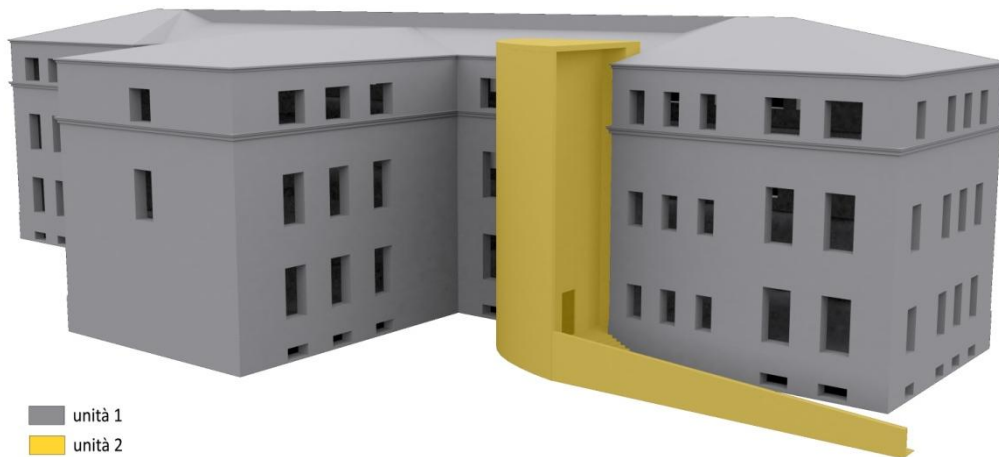


Fig. 4.49: Identificazione delle unità strutturali

4.3 INDAGINI PREGRESSE SUI MATERIALI¹³

Di seguito vengono riportati i principali dati sperimentali ricavati dalla società SGM nel 2011 sulle singole strutture portanti.

4.3.1 Strutture verticali

Le prove eseguite dalla società SGM sulle strutture verticali per la valutazione delle proprietà meccaniche sono:

- MARTINETTI PIATTI DOPPI su una sezione muraria con pietre a spacco e presenza di mattoni pieni del piano seminterrato (MUR1). Sono stati registrati i seguenti valori delle tensioni:
 - $\sigma = 0,43 \text{ N/mm}^2$, tensione di esercizio della muratura precedente al taglio;
 - $\sigma = 0,33 \text{ N/mm}^2$, perdita di linearità sul diagramma sforzi-deformazioni;
 - $\sigma = 0,82 \text{ N/mm}^2$, prova viene interrotta a causa della fessurazione della malta.

Considerando la media delle letture ed isolando la parte lineare del grafico sforzi-deformazioni unitarie, è stata effettuata la stima del modulo elastico che risulta essere $E = 1511 \text{ N/mm}^2$.

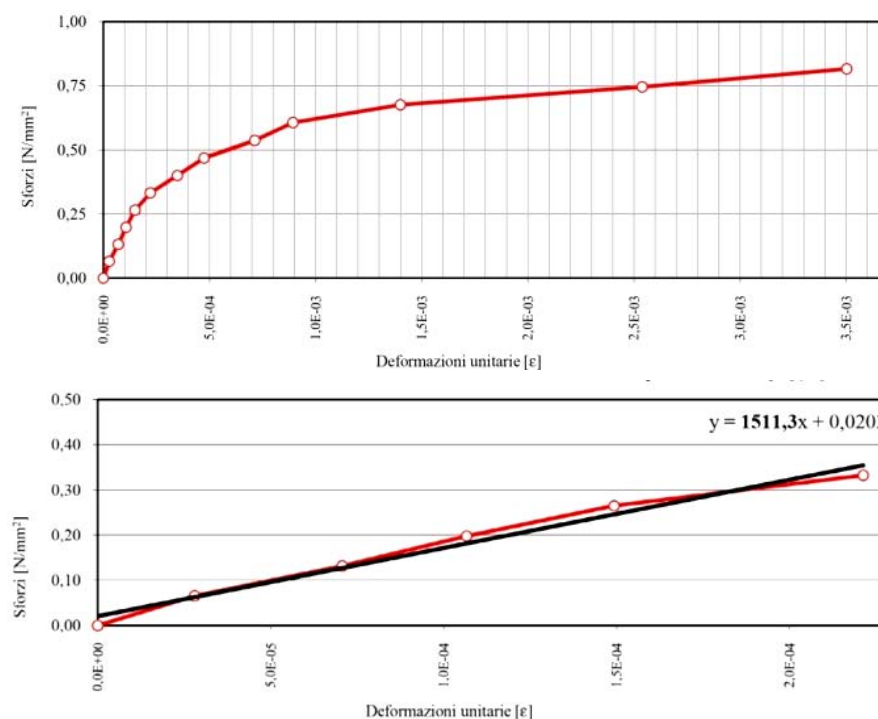


Fig. 4.50: Grafici dei martinetti piatti doppi ottenuti dalla società SGM

¹³ UNIPD(b), *Ex Tribunale di Fabriano*, scheda, luglio 2017.

- PENETROMETRO DA MALTA eseguito su 8 zone di muratura per stimare la resistenza a compressione mediante la correlazione con l'energia spesa per la realizzazione di un piccolo foro cieco. Valori riportati in Tab. 4.11.

Tab. 4.11: Valori di resistenza a compressione della malta ottenuti con il penetrometro

Identificativo	Stima della resistenza a compressione f_m [N/mm ²]
PE1	0,51
PE2	0,35
PE3	0,48
PE4	0,42
PE5	0,41
PE6	0,38
PE7	0,57
PE8	0,61

- PRELIEVO MURATURA IN SITU di 8 campioni per la realizzazione in laboratorio di prove a compressione su blocchi e di prove a punzonamento su malta. Valori rilevati indicati in Tab. 4.12.

Tab. 4.12: Valori di resistenza a compressione del provino di malta e dell'elemento

Identificativo	Resistenza a compressione del provino di malta f_m [N/mm ²]	Resistenza a compressione dell'elemento f_{bk} media [N/mm ²]
PM1	-	104,8
PM2	-	91,0
PM3	-	100,4
PM4	-	40,2
PM5	-	106,8
PM6	-	90,6
PM7	2,24	9,5
PM8	2,26	87,3

Note:

- La resistenza a compressione dell'elemento PM7 si riferisce a blocchi di laterizio, tutti gli altri invece a blocchi di pietra naturale;

- La maggior parte dei campioni, fatta eccezione per PM7 e PM8, non sono risultati idonei per la prova a punzonamento su malta e quindi non è stato possibile calcolarne la resistenza a compressione;
 - Poiché la maggior parte dei campioni non era idoneo all'esecuzione di prove di punzonamento e poiché i valori di f_m ottenuti per PM7 e PM8 non rientrano nella tabella 11.10.VI del D.M.14 gennaio 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni", in nessun caso è stato possibile stimare la resistenza a compressione della muratura (f_k).
- TOMOGRAFIA SU MURATURA eseguita su 8 zone per la verifica della consistenza e dell'omogeneità. Valori riportati in Tab. 4.13.

Tab. 4.13: Valori delle velocità medie registrate con il metodo indiretto

Identificativo	Velocità media [m/s]
TS1	1031
TS2	956
TS3	948
TS4	1020
TS5	1003
TS6	1050
TS7	972
TS8	1082

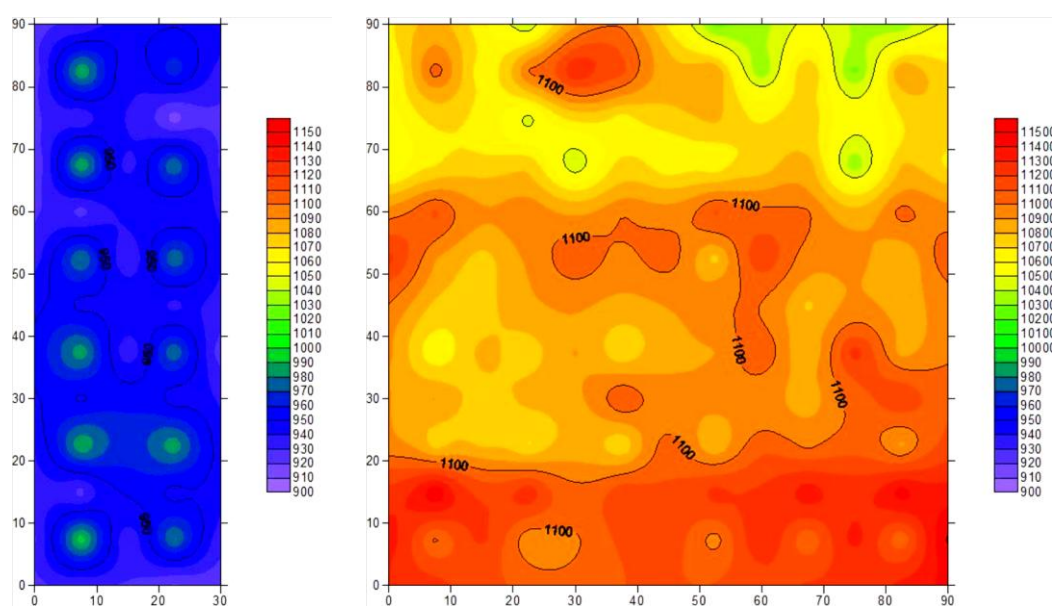


Fig. 4.51: Due esempi di prove tomografiche, rispettivamente "TS3" e "TS8"

4.3.2 Strutture orizzontali

Le prove eseguite dalla società SGM sulle strutture orizzontali per la valutazione delle proprietà meccaniche sono:

- PENETROMETRO RESISTOGRAPH sugli elementi lignei della copertura. I risultati di tali prove non vengono qui riportati perché non si ritengono particolarmente significativi ai fini delle simulazioni numeriche della risposta sismica della struttura. In generale comunque non si evidenziano variazioni significative di densità del legno che facciano presagire vuoti o zone particolarmente degradate.
- DUROMETRO ERNST STATICO sui profili in acciaio della scala interna che, essendo realizzata con la stessa tecnica delle putrelle e voltine in laterizio, può essere preso in considerazione anche per i solai. Valori indicati in Tab. 4.14.

Tab. 4.14: Valori della tensione di rottura media ottenuto con il durometro

Identificativo	Stima della tensione di rottura media [N/mm ²]
D3	352,8
D4	388



Fig. 4.52: Esecuzione delle prove con il durometro sui profili in acciaio della scala interna

4.4 RILIEVO DEL DANNO

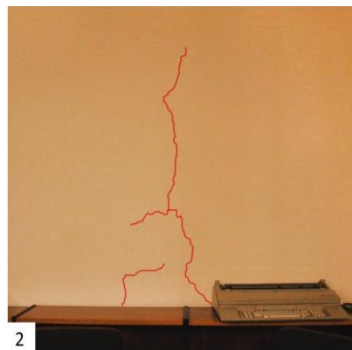
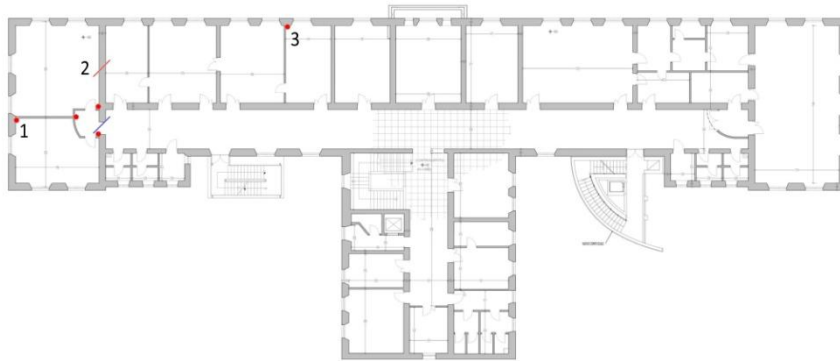
Come precedentemente specificato, in data 28 giugno 2017 è stato eseguito un sopralluogo in situ durante il quale è stato possibile verificare il livello di danno dopo gli eventi sismici del Centro Italia 2016. Si è potuto constatare che l'edificio era in buone condizioni, con solo qualche lesione superficiale non direttamente riconducibile ad un evento sismico. Nonostante la scarsa presenza di fessurazioni, è stato comunque eseguito un rilievo del danno. L'individuazione preliminare di anomalie e danni pregressi nel manufatto, infatti, è di fondamentale importanza al fine di una profonda conoscenza dell'edificio poiché permette di evidenziare le zone e gli elementi caratterizzati da carenze o difetti.

4.4.1 Quadro fessurativo

Di seguito, in Fig. 4.53, viene mostrato il quadro fessurativo con l'identificazione in pianta delle sole zone in cui è stato riscontrato. Si specifica che le lesioni sono tutte di lieve entità, specialmente quelle dei muri perimetrali esterni, e non passanti. Qualche danno leggermente più evidente è stato riscontrato nelle connessioni tra le pareti divisorie e i muri portanti.



Piano primo



Piano secondo

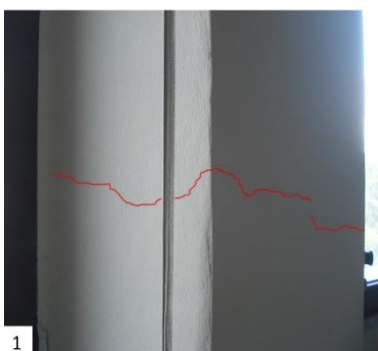
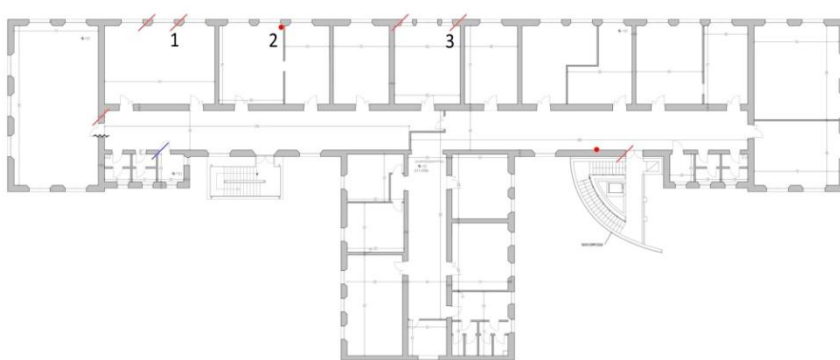


Fig. 4.53: Identificazione del quadro fessurativo

5 CREAZIONE DEI MODELLI NUMERICI

Una volta identificato il caso studio ed esaminate attentamente le sue caratteristiche costruttive e strutturali, si è poi potuto proseguire con la creazione dei modelli numerici. Le strategie di modellazione con cui si è scelto di operare sono due:

- Modellazione agli elementi finiti attraverso l'utilizzo del software Diana;
- Modellazione a telaio equivalente con il programma di calcolo 3Muri.

L'obiettivo è quello di confrontare i risultati ottenuti tra le diverse strategie di modellazione tramite lo studio del comportamento nel piano di una singola parete, attraverso un'analisi statica non lineare di un modello bidimensionale. Il software 3Muri, tuttavia, non permette la modellazione di una sola parete, si è quindi dovuto adottare un artificio per rendere comparabile il modello.

La scelta della parete è ricaduta sulla facciata principale dell'edificio, situata sul lato Ovest. Questa ha una buona regolarità in elevazione sia dei maschi murari che delle fasce di piano, prestandosi dunque molto bene agli obiettivi del seguente lavoro. Presenta infatti una struttura che di per se è già riconducibile ad un telaio, quindi potenzialmente semplice da modellare anche con il software 3Muri.

Per assicurare un certo livello di somiglianza e rendere i due modelli comparabili, sono state effettuate delle opportune semplificazioni. Nel seguente capitolo vengono mostrate le scelte operative con cui si è deciso di procedere al fine di un futuro confronto, oltre che le singole impostazioni inserite nei diversi software di modellazione numerica. Questi, infatti, presentano approcci diversi nella gestione ed inserimento dei dati. Si è cercato di riportare le azioni intraprese per avere una descrizione che sia la più chiara possibile, ai fini anche della successiva lettura e interpretazione dei risultati.

5.1 SCELTE OPERATIVE PER LA MODELLAZIONE

Le scelte operative comuni per la modellazione qui di seguito riportate sono volte ad un processo di sintesi e semplificazione, sia per una più facile gestione della comparabilità tra i diversi modelli che per una più chiara successiva lettura dei risultati. Alcune di queste potrebbero allontanare il modello dal reale caso studio, potenzialmente anche facendo perdere di significato ai fini di una reale verifica strutturale dell'edificio. Tuttavia, non essendo questo il fine principale del seguente lavoro, tali scelte operative sono accettabili e, per i motivi precedentemente specificati, anche necessarie.

Le principali scelte operative che accomunano la modellazione nei diversi programmi di calcolo posso essere raggruppate in tre categorie:

- Schematizzazione della parete;
- Proprietà delle strutture verticali;
- Proprietà delle strutture orizzontali;
- Strategie di analisi.

5.1.1 Schematizzazione della parete

La parete che si è preso in considerazione è quella Ovest, corrispondente alla facciata principale dell'edificio e mostrata in Fig. 5.1. Questa si sviluppa in lunghezza per circa 77 m ed in altezza, fino alla quota di gronda, per 17 m. L'altezza media di piano è di circa 5 m, escluso il seminterrato che fuoriesce da terra di 1,7 m. Caratterizzata da una buona regolarità in alzata presenta comunque alcune caratteristiche per cui devono essere poste particolari attenzioni.

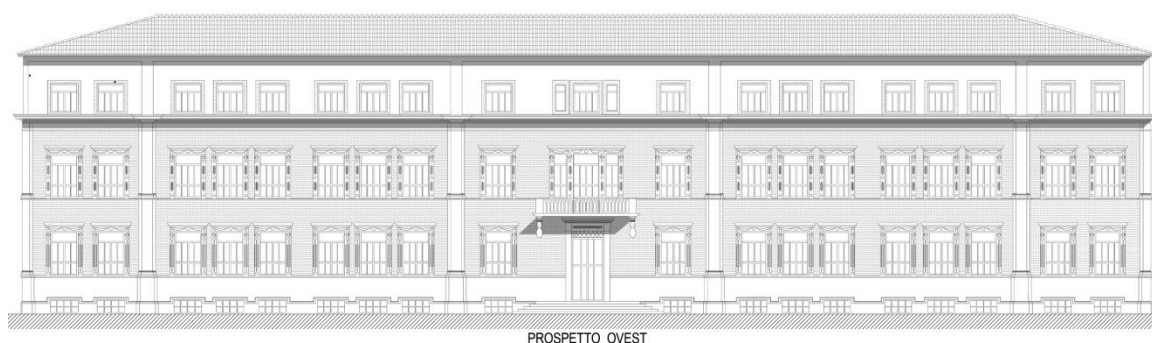


Fig. 5.1: Prospetto della parete Ovest

Innanzitutto, ai fini della modellazione, è stata trascurata la parte completamente interrata della parete che, a sua volta, è stata considerata con un vincolo di incastro alla quota di calpestio del terreno.

Per quanto riguarda invece le aperture, che presentano sempre un buon allineamento verticale e orizzontale, si evidenziano le seguenti caratteristiche:

- La nicchia sottofinestra è di spessore inferiore alla parete e pari a circa 30 cm;
- Il muro è rastremato in corrispondenza dell'apertura.

Pur essendo delle caratteristiche abbastanza comuni per gli edifici storici, deve essere posta una certa attenzione per tali particolarità poiché possono influire in modo significativo sui risultati finali. Per la modellazione si è scelto di trascurare le fasce di piano del sottofinestra e di adottare come riferimento la larghezza interna delle aperture (Fig. 5.2, caso A). Questa casistica è evidentemente più cautelativa, oltre che più adatta ad una modellazione a telaio equivalente.

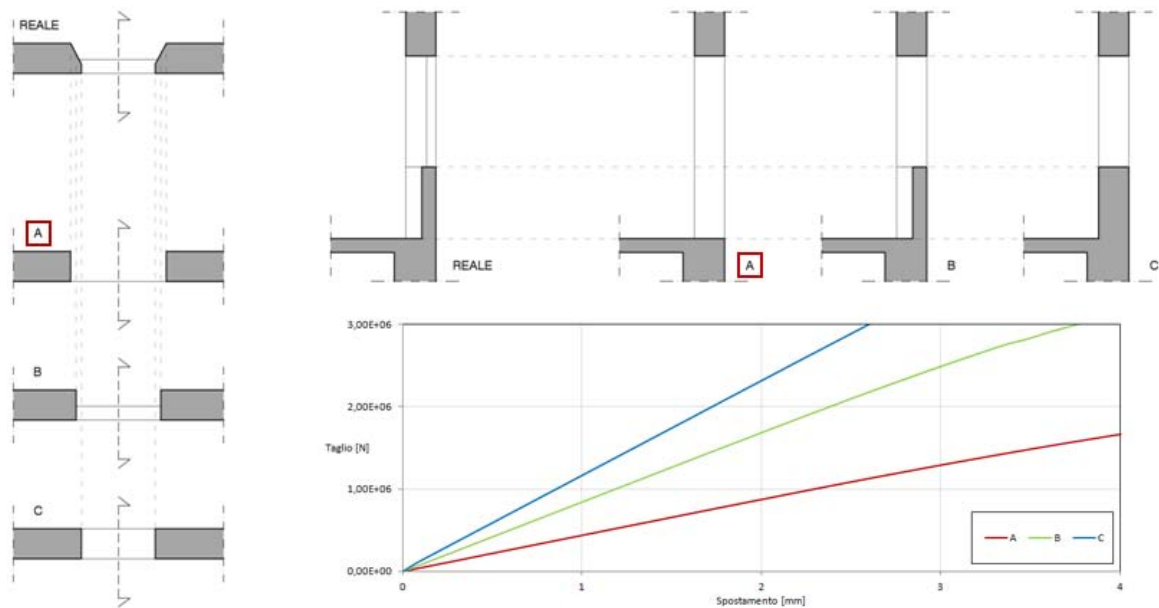


Fig. 5.2: Vista in pianta e in sezione delle aperture e delle eventuali opzioni di schematizzazione, in evidenza anche la variazione di rigidezza nel primo tratto elastico ottenuta con FEM

Inoltre, la porzione centrale della facciata presenta al primo e al secondo piano tre aperture particolarmente ravvicinate. I pilastri in muratura tra loro interposti risultano di uno spessore talmente ridotto, internamente circa 20 cm, per cui si è scelto di trascurarli. Dunque, la parete così schematizzata è mostrata in Fig. 5.3.

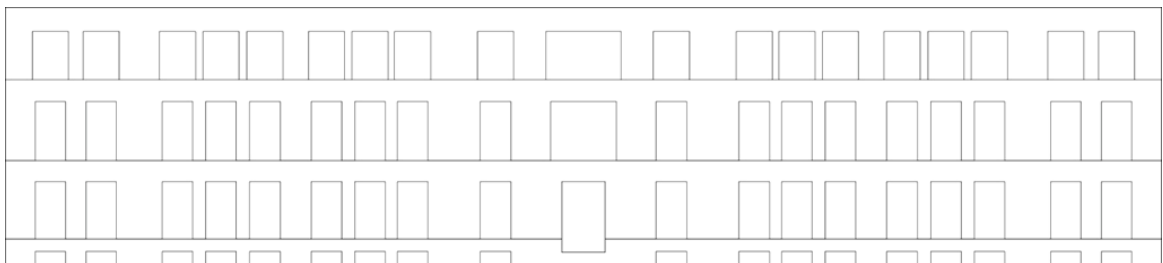


Fig. 5.3: Schematizzazione della parete Ovest

5.1.2 Proprietà delle strutture verticali

Le strutture portanti verticali sono composte da muratura in pietra. Nello specifico caso della parete in esame si trovano due tipologie differenti, con spessore variabile tra 104 cm e 57 cm. Una tipologia è in pietra a spacco con buona tessitura (MUR1), mentre l'altra presenta le stesse caratteristiche della precedente ma con l'aggiunta di un rivestimento in mattoni (MUR3). Inoltre, si evidenzia la presenza di intonaco armato sul solo lato interno della parete. Sulle caratteristiche delle diverse tipologie murarie si è già discusso ampiamente in precedenza¹, ora si vogliono invece mostrare le scelte con cui si è deciso di operare nella modellazione.



Fig. 5.4: Identificazione delle tipologie murarie e variazione degli spessori

Per quanto riguarda la tipologia muraria MUR1 si trova in normativa uno specifico riferimento, è stato dunque relativamente semplice risalire alle proprietà meccaniche. Per quanto riguarda MUR3, invece, non è indicato nessun esempio a cui ricondursi. Una plausibile ipotesi sarebbe potuta essere quella di considerare, per le proprietà meccaniche, il 70% di pietra a spacco e il 30% di mattoni pieni, relativamente ai valori indicati in normativa. Tuttavia, le differenze tra le proprietà delle due tipologie murarie sono talmente esigue che, ai fini pratici della modellazione, si è preferito considerare l'intera parete composta dalla sola tipologia MUR1.

Applicando un livello di conoscenza LC2 (FC=1,2) alle proprietà meccaniche della categoria “*pietra a spacco con buona tessitura*”, indicata nella tabella C8A.2.1 della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617, sono stati ricavati i valori mostrati in Tab. 5.1. Si specifica che non è stato applicato nessun coefficiente, né peggiorativo né migliorativo. Si è ritenuto opportuno, infatti, non considerare l'intervento di intonaco armato realizzato

¹ Per le strutture verticali si veda il § 4.2.1 della seguente tesi.

sul solo lato interno della parete. Per il valore di resistenza a trazione si è fatto riferimento a quanto indicato al § C8.7.1.5 della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 ($f_t = 1,5\tau_0$).

Tab. 5.1: Valori dei parametri meccanici della muratura

E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	f_c [N/mm ²]	τ_0 [N/mm ²]	f_t [N/mm ²]	w [kN/m ³]
1740	580	2,67	0,054	0,081	21

5.1.3 Proprietà delle strutture orizzontali

Come mostrato in precedenza², la struttura presenta una grande varietà di orizzontamenti. Ad accomunare le diverse tipologie sono gli interventi di consolidamento, i quali permettono di valutare i solai come infinitamente rigidi nel proprio piano. Questa è una caratteristica fondamentale per poter garantire il comportamento d'insieme di un edificio, ma non è tuttavia sufficiente. Il comportamento scatolare è infatti garantito non solo dalla rigidità del solaio, ma anche dalla qualità del collegamento di questo alla muratura attraverso, ad esempio, un cordolo. Nella parete in esame, così come in tutto l'edificio, non è stata riscontrata la presenza di cordoli. Tuttavia, il collegamento dei solai alla muratura è garantito, oltre che dall'appoggio dei travetti portanti, da dei ferri $\varnothing 16$ mm ancorati con malta cementizia o resina, ogni 60 cm per tutto il perimetro.

Sulla base di ciò è plausibile attribuire all'edificio un perfetto comportamento scatolare. Si è comunque scelto di portare avanti due ipotesi, anche in base a quanto successivamente riscontrato con la modellazione in 3Muri. La prima attribuisce ai solai la sola capacità di contenere i ribaltamenti fuori dal piano e di ridistribuire i carichi uniformemente sulle pareti. Tuttavia, essendo lo studio della parete nelle sole due dimensioni queste caratteristiche sono già intrinseche nel modello; tale opzione si traduce dunque in una deformabilità nel piano della parete paragonabile a quella che si ha in presenza di un solaio deformabile. La seconda ipotesi, invece, attribuisce ai solai anche la capacità di garantire un perfetto comportamento nel piano della parete, attraverso cioè un buon accoppiamento dei maschi murari. Solitamente questa seconda opzione si verifica in presenza di cordoli o catene tuttavia, visto il buon grado di collegamento precedentemente specificato, tale ipotesi non è completamente infondata. Sulla base di quanto illustrato, dunque, per il caso studio verranno inizialmente indagate entrambe le ipotesi:

- Solai deformabili;
- Solai rigidi.

² Per le strutture orizzontali si veda il § 4.2.2 della seguente tesi.

Per quanto riguarda le quote dei solai si è fatto riferimento a quanto riportato sulle tavole di progetto e poi riscontrato in situ. Si è scelto di trascurare la leggera differenza di quota tra il piano del sottotetto e quello di appoggio della copertura lignea, portando il primo al livello del secondo. Il motivo di tale scelta è da attribuire anche a quanto si è successivamente riscontrato nella modellazione in 3Muri e per il quale si dedicherà ampio spazio più avanti.

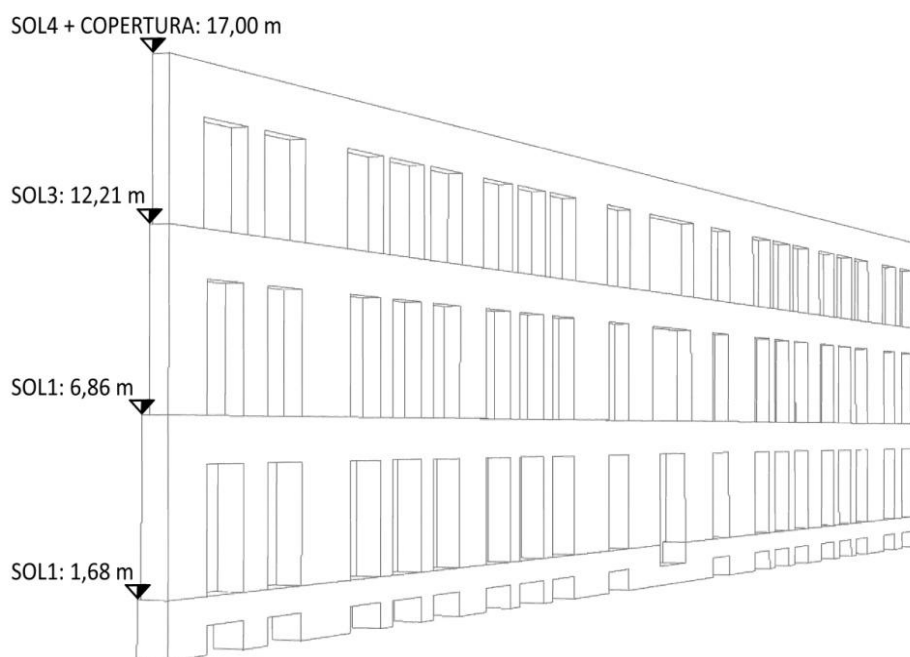


Fig. 5.5: Identificazione delle tipologie di solai e delle relative quote

Infine, un'ultima importante considerazione va fatta sull'applicazione dei carichi dei solai, propri e portati. Questi, infatti, per il seguente lavoro sono stati completamente trascurati poiché ritenuti poco rilevanti ai fini della comparazione tra i due metodi di modellazione. Inoltre, per avere un chiaro confronto dei risultati, si è dovuto partire da una configurazione che fosse la più semplice possibile, per poi proseguire aggiungendo di volta in volta più variabili. Nell'inserimento dei carichi dei solai si è avuto una netta variazione in termini di rigidezza nel confronto dei diversi modelli. Questo potrebbe essere dovuto anche agli artifici con cui si sono inserite le masse nel software Diana. Gli unici carichi verticali sono quindi dati dal peso proprio della muratura.

5.1.4 Strategie di analisi

Ai fini di un confronto, tra i due metodi di modellazione sono state eseguite delle analisi statiche non lineare, con forza sismica proporzionale alle masse e parallela al piano della parete. I risultati sono confrontati poi in termini di deformate al collasso e di curve di capacità. Quest'ultime indicano sull'asse delle ordinate il valore del coefficiente sismico α (taglio alla base/peso sismico = V/W) e sull'asse dell'ascisse lo spostamento del nodo di controllo, il quale deve essere scelto con particolare attenzione.

Prassi comune è quella di considerare un punto in mezz'era dell'ultimo livello tuttavia, per poter cogliere il reale comportamento della parete fino al collasso, in alcuni casi è necessario cambiare il nodo di controllo.³ Un'opzione è utilizzare quello più esterno, sempre in sommità, in cui è atteso lo spostamento maggiore. Nel caso di solai infinitamente rigidi ben ancorati la scelta è irrilevante perché, essendo garantito un vincolo rigido di traslazione in x , lo spostamento dei due punti è identico. Diversa è invece la situazione per solai deformabili dove, in assenza di un perfetto accoppiamento tra i maschi murari, nel momento in cui le fasce di piano arrivano a rottura si può assistere ad un ribaltamento nel piano di alcuni pannelli murari. Questo è particolarmente evidente in Diana, si prendano come esempio le curve mostrate in Fig. 5.6 ottenute con ipotesi di solai deformabili.

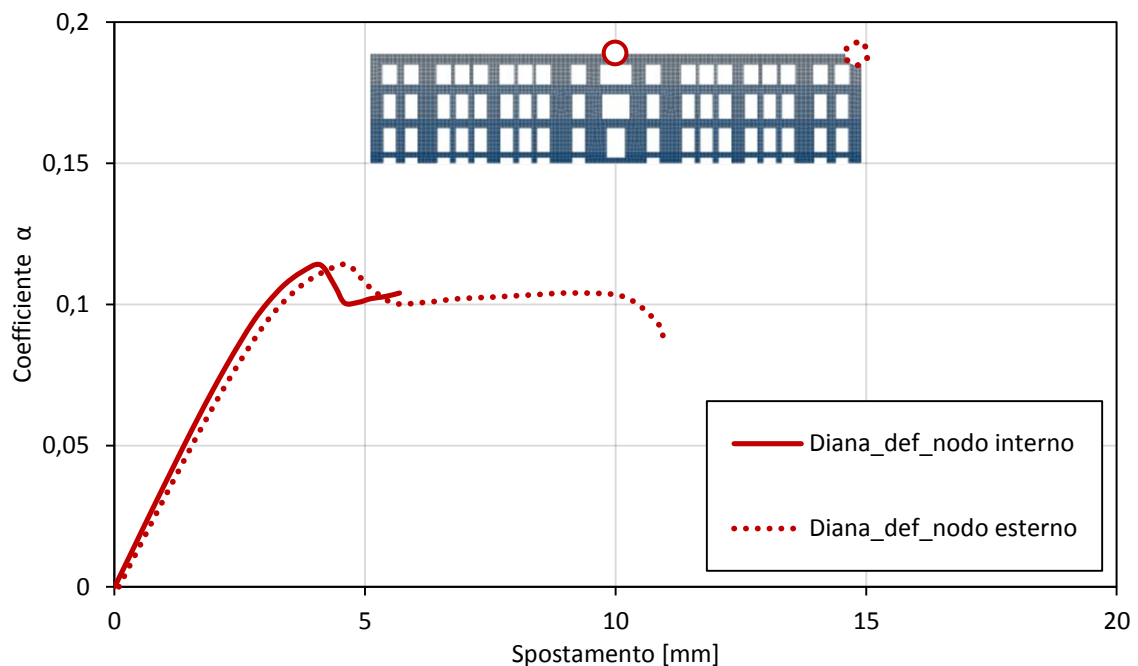


Fig. 5.6: Confronto delle curve in Diana al variare del nodo di controllo nell'ipotesi di solai deformabili

In una modellazione a telaio equivalente, data l'ipotesi di catena cinematica, questa differenza è meno evidente. Successivamente valuteremo appunto la correttezza di tale tipologia di discretizzazione nell'ipotesi di solai deformabili. Sulla base di quanto osservato, dunque, le curve di capacità saranno sempre restituite prendendo come riferimento il nodo esterno perché, rispetto al baricentro delle masse dell'ultimo livello, permette di cogliere meglio il comportamento a collasso della parete.

Infine, per avere un altro termine di paragone, sono stati ricercati i principali modi di vibrare e confrontate le relative frequenze.

³ Galasco A., Lagomarsino S., Penna A., *On the use of pushover analysis for existing masonry buildings*, Atti del Convegno "First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology", Geneva, 3-8 september 2006, pp. 4-5.

5.2 MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI: DIANA

Per la modellazione agli elementi finiti è stato utilizzato il codice di calcolo Diana FEA, sviluppato dal 1972, a Delft, dalla “TNO Building and Construction Research Company”. L’acronimo “Diana” deriva da “*DISplacement ANALyser*”, essendo appunto basato sul metodo agli spostamenti.

La libreria di materiali è molto ampia e include alcuni modelli specifici per la muratura, così come è ampia la libreria di elementi. Per questi motivi è un buon programma di calcolo agli elementi finiti che si presta alle finalità del seguente lavoro di tesi.

Nei successivi paragrafi verrà mostrata la procedura con cui si è creato il modello della parete all’interno del software Diana.

5.2.1 Definizione del modello

Per prima cosa si è creato un modello della parete in AutoCAD attraverso la generazione di regioni, rappresentative dei singoli pannelli murari, suddivise in *layer* a seconda dello spessore della parete che vanno ad individuare. Tale modello è stato poi esportato in formato *.iges*.

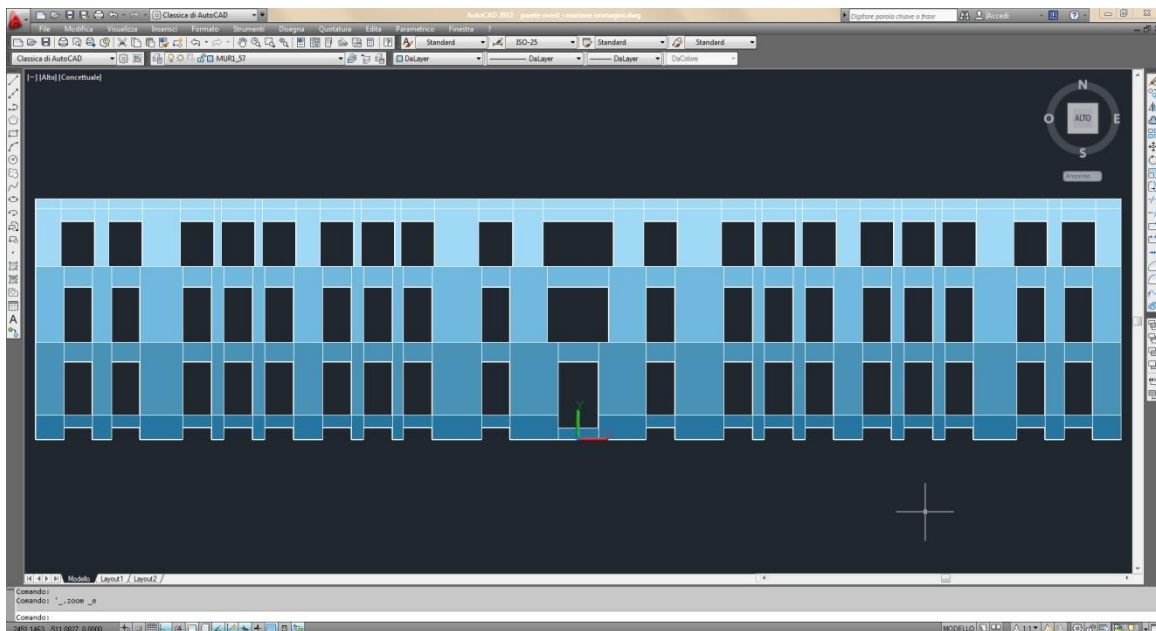


Fig. 5.7: Modello della parete nell’ambiente AutoCAD

Una volta creato un nuovo file in Diana e definite le impostazioni standard del modello, si è proceduto con l’importazione del file *.iges*. Poiché il modello così importato si presentava come un’unica *shape*, si è estratto e successivamente raggruppato le *faces* appartenenti allo stesso spessore murario.

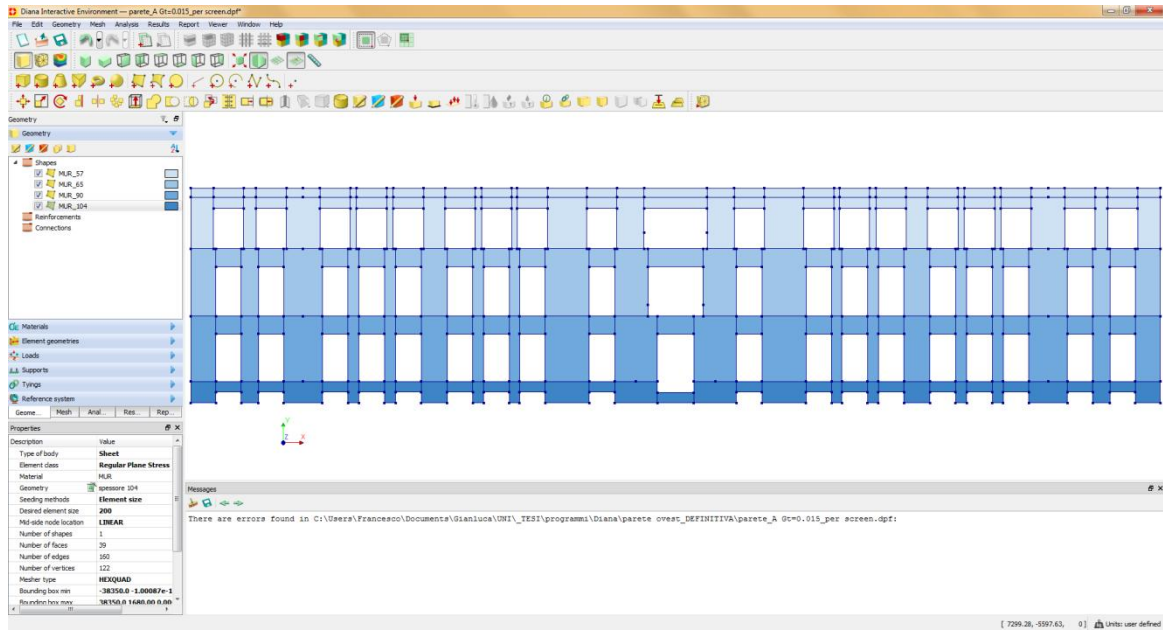


Fig. 5.8: Modello della parete nell'ambiente Diana

5.2.1.1 Muratura

Innanzitutto sono state attribuite le proprietà alle singole *shapes*, vale a dire le porzioni della parete in muratura, definendo la classe dell'elemento, il tipo di materiale e lo spessore. In particolare, per quanto riguarda la definizione del materiale, si è scelto di utilizzare *total strain rotating crack model*.

Tale modello costitutivo permette di valutare il comportamento non lineare della muratura ma richiede l'inserimento di alcuni parametri non direttamente ricavabili in normativa, per i quali è stato dunque necessario fare delle opportune valutazioni e calibrazioni. Innanzitutto sono state inserite le proprietà del materiale già precedentemente definite secondo i valori specificati nel § 5.1.2, in particolare il modulo elastico E , la resistenza a compressione f_c e a trazione f_t , oltre che la densità stessa del materiale w . Inoltre, il modello richiede un valore del coefficiente di Poisson del quale non si trova specifica indicazione in normativa. Per un materiale omogeneo e isotropo la relazione tra il rapporto di Poisson e il modulo a taglio G è come in (5.1):

$$\nu = \frac{E}{2G} - 1 \quad (5.1)$$

Si è dunque studiato l'andamento del tratto lineare elastico al variare di alcuni possibili valori del coefficiente di Poisson, i quali però non sembrano influire particolarmente nell'analisi (Fig. 5.9). Infine si è quindi optato per un valore di ν pari a 0,3.

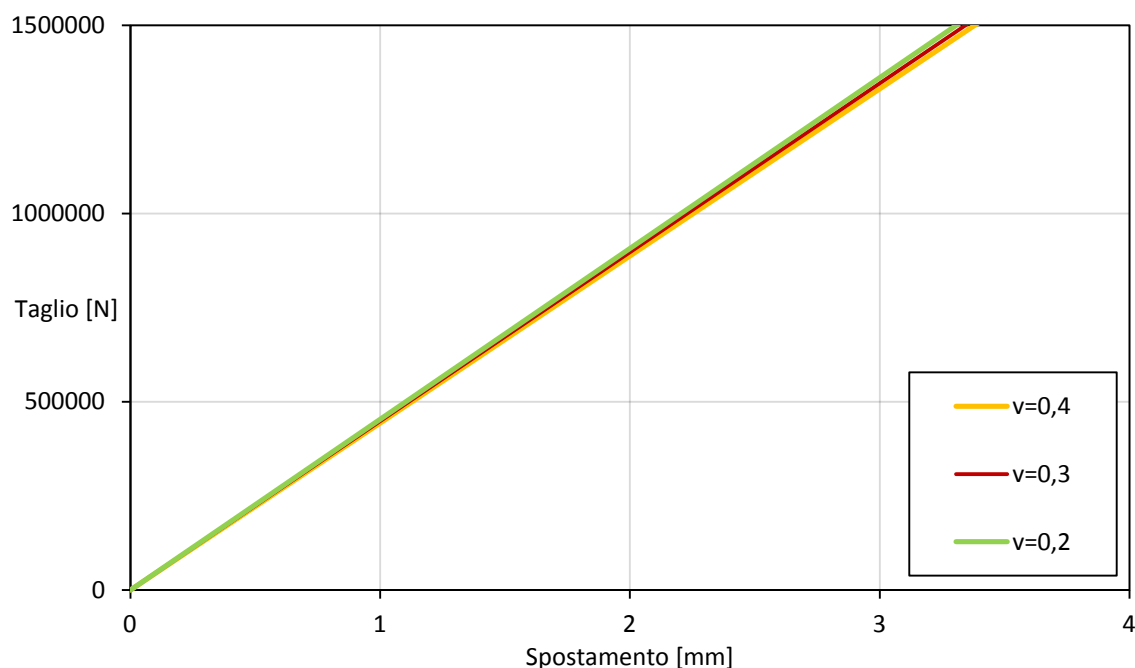


Fig. 5.9: Confronto della rigidità al variare del coefficiente di Poisson

Per valutare la non linearità, invece, il modello costitutivo descrive il comportamento a trazione e a compressione del materiale con una relazione sforzo-deformazione differente per i due stati tensionali, a cui è associato un valore dell'energia di frattura. Quest'ultimo parametro è di difficile determinazione per la muratura, specialmente quella storica, e in normativa non si hanno indicazioni specifiche a riguardo. Per trovare il valore più adatto è stato dunque necessario fare delle opportune calibrazioni.

Innanzitutto si è adottato per la compressione un modello *ideal*, senza considerare il confinamento laterale e nessuna riduzione di rottura laterale. Il motivo di questa scelta, piuttosto che un classico modello *parabolic*, è dovuto al fatto che la risposta complessiva della parete è risultata strettamente dominata dal comportamento a trazione, rendendo quindi non molto rilevante il valore di energia di frattura a compressione G_{fc} . Tale situazione è abbastanza concorde con il comportamento classico della muratura, caratterizzata appunto da una bassa resistenza a trazione. Come si può infatti vedere in Fig. 5.10, nonostante l'aumento del valore di G_{fc} le curve non subiscono nessuna alterazione e si interrompono esattamente allo stesso punto. Passando però ad un modello *ideal* la curva riesce a superare il punto critico, senza determinare alcun incremento di rigidità o di coefficiente sismico. L'aver adottato un comportamento ideale per la compressione ha quindi permesso anche di risolvere alcuni problemi legati alla convergenza dell'analisi.

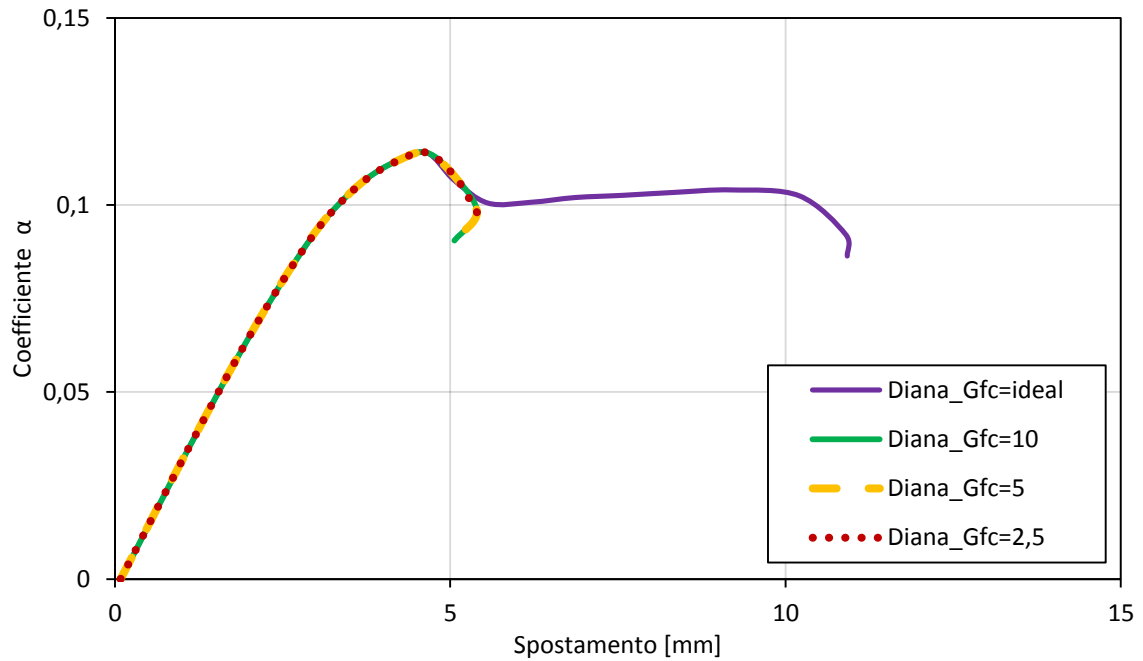


Fig. 5.10: Confronto delle curve di capacità al variare del valore di G_{fc}

Per il comportamento a trazione è stato scelto il modello *softening exponential*, caratterizzato da un valore di energia di frattura G_{ft} . Quest'ultimo influisce notevolmente nei risultati ed è dunque fondamentale fare corrette valutazioni. Si è quindi studiato il variare dei risultati all'aumentare dell'energia di frattura, fino all'ipotesi estrema di comportamento ideale a trazione. Le curve di capacità in Fig. 5.11 mostrano chiaramente l'influenza di tale parametro, sia in termini di spostamento ultimo che di coefficiente sismico. I valori più realistici per la muratura, anche in base a quanto riscontrato in letteratura, sono quelli minori compresi tra 0,015 N/mm e 0,05 N/mm.

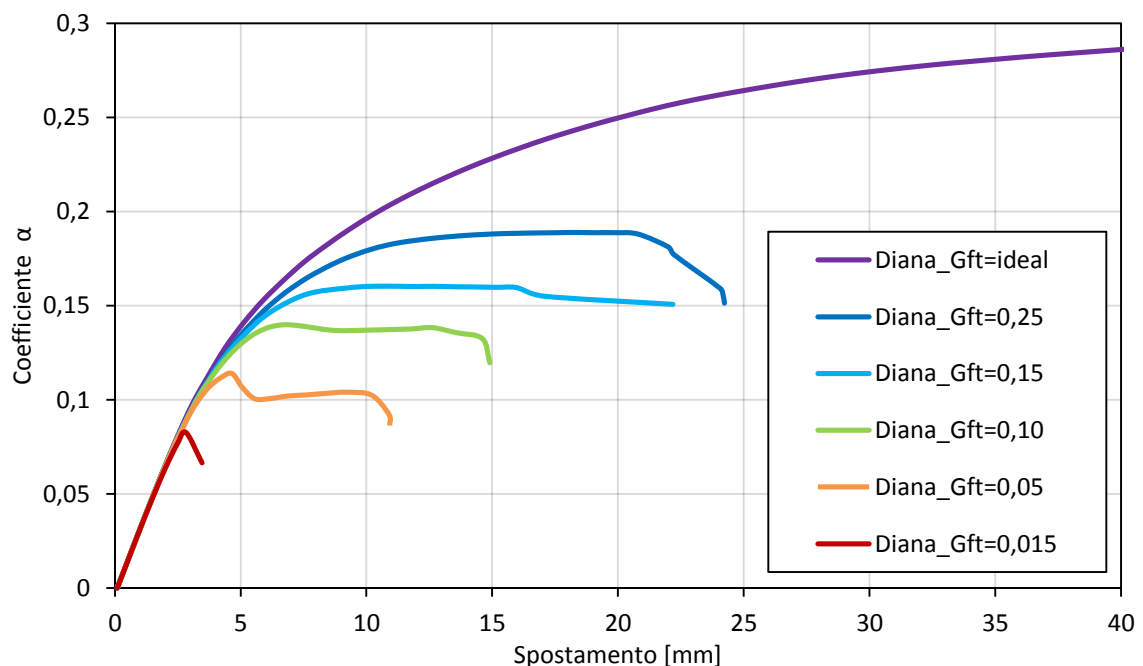


Fig. 5.11: Confronto delle curve di capacità al variare del valore di G_{ft}

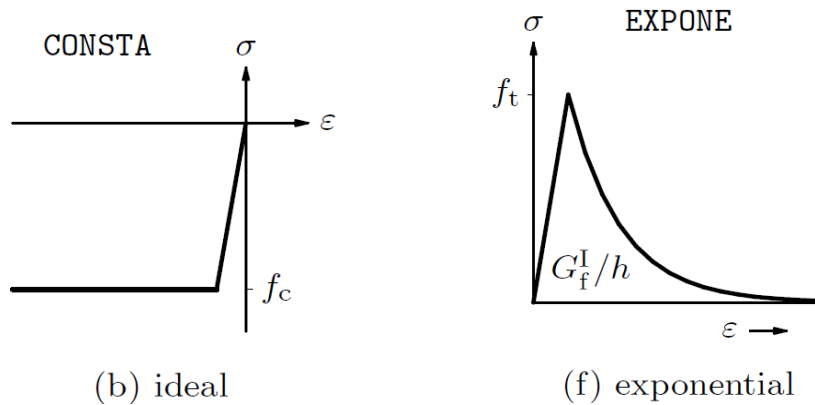


Fig. 5.12: Diagramma sforzo-deformazione adottato per compressione e trazione (DIANA FEA BV, 2017)

5.2.1.2 Solai

Come precedentemente accennato⁴, sono state portate avanti due ipotesi. La prima opzione non prevede alcuna modifica, in quanto non è attribuito ai solai nessun irrigidimento nel piano della parete.

Per la seconda ipotesi di solai rigidi si è invece utilizzato dei *tyings* vincolando, in corrispondenza di ogni orizzontamento, lo spostamento in x di tutti i nodi rispetto ad un punto appartenente alle stessa quota (Fig. 5.13), assicurando così identico spostamento orizzontale. In questo modo si è garantito anche un perfetto comportamento scatolare senza attribuire una rigidezza flessionale aggiuntiva, se non quella data dalle fasce di piano ben compresse tra i maschi murari. I solai sono infatti considerati infinitamente rigidi nel proprio piano, ma deformabili flessionalmente.

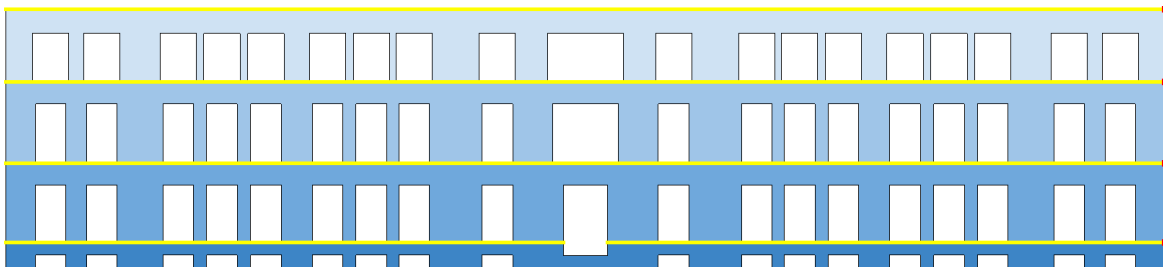


Fig. 5.13: *Tying*, in giallo i nodi con spostamento in x vincolato al corrispettivo punto rosso

5.2.1.3 Vincoli e carichi

Fissata la base della parete con un vincolo di tipo incastro, sono state poi applicate le forze agenti. In particolare è stato inserito il *dead weight*, per tenere conto dei carichi verticali dovuti al peso proprio della muratura, e un'accelerazione orizzontale, rappresentativa della forza sismica, pari a 10 m/s^2 . Tale valore verrà poi suddiviso in *steps* nello svolgimento dell'analisi *pushover*.

⁴ Si veda il § 5.1.3 per maggiori dettagli.

Inoltre, si è utilizzato un'accelerazione orizzontale globale, invece di forze concentrate alle quote dei solai, perché quest'ultime portavano a problemi di convergenza per un'eccessiva concentrazione degli sforzi sui nodi della mesh. Si ritiene la soluzione utilizzata più coerente, oltre che rappresentativa di una perfetta distribuzione di forze proporzionale alle masse.

5.2.1.4 Discretizzazione

Considerando la dimensione della parete e i relativi tempi di risoluzione, si è ritenuto che una dimensione degli elementi di 20x20 cm fosse un compromesso adeguato. Sono state eseguite delle prove con dimensioni minori (10x10 cm) che hanno portato ad un notevole aumento dei tempi di calcolo, rendendo quindi l'opzione difficilmente perseguibile. La classe utilizzata è *regular plane stress*, il tipo di elemento principale è dunque CQ16M, quadrangolare a otto nodi, isoparametrico e piano negli sforzi. Per necessità, il meshatore crea anche elementi triangolari a sei nodi tipo CT12M.

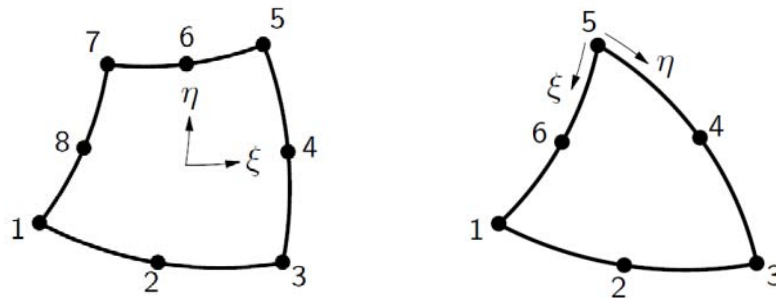


Fig. 5.14: Elemento quadrangolare CQ16M e triangolare CT12M (DIANA FEA BV, 2017)

Il modello definitivo è composto da 20487 elementi, la cui mesh è visibile in Fig. 5.15.

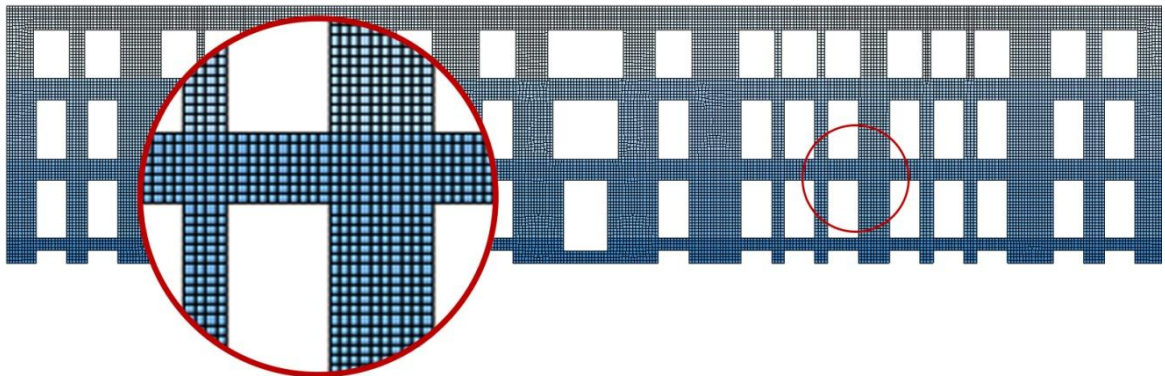


Fig. 5.15: Discretizzazione della parete

5.2.1.5 Analisi

Definito il modello si è poi passati all'impostazione dei parametri per l'esecuzione di un'analisi *structural nonlinear*. Per prima cosa è stato aggiunto un nuovo *execute block* per l'applicazione dei carichi propri, senza suddividerlo in *steps*. Un secondo *execute block* è invece rappresentativo della forza sismica, la quale è stata suddivisa in *steps* pari a un millesimo dell'accelerazione orizzontale precedentemente impostata. Il numero massimo di iterazioni è stato fissato a 200.

Poiché è possibile che l'incremento di carico diventi troppo grande durante l'analisi, si è utilizzato anche l'*arch length control* per adattarne la dimensione all'interno del processo iterativo e trovare quindi dei risultati post picco che altrimenti, facendo analisi in controllo di forza, non potrebbero essere trovati.

Per determinare l'equilibrio tra i vettori delle forze esterne ed interne in seguito ad un incremento di carico si utilizza una procedura iterativa incrementale. Il metodo utilizzato è *Secant (Quasi-Newton)* che, diversamente dal *Regular Newton-Raphson*, non calcola completamente una nuova matrice di rigidezza ad ogni iterazione ma, nei passi successivi, utilizza la matrice di rigidezza secante (più rapida da calcolare).⁵ Il criterio di convergenza scelto è quello dell'energia, con una tolleranza di 0,01. Inoltre si è fatto uso dell'algoritmo *line search*.

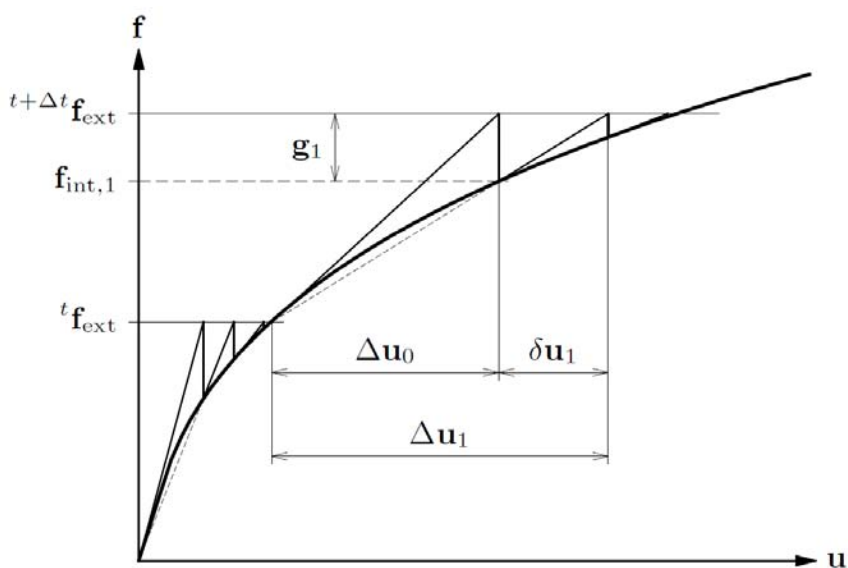


Fig. 5.16: Metodo *Secant (Quasi-Newton)*
(DIANA FEA BV, 2017)

Per i fini del lavoro è stata eseguita una seconda tipologia di analisi, denominata *structural eigenvalue*, volta ad individuare i modi principali di vibrare delle parete e i relativi periodi.

⁵ DIANA FEA BV, *Diana User's Manual, Release 10.1 - Analysis Procedures*, Delft, 2017, pp. 554-556.

5.2.2 Restituzione dei risultati

Relativamente alle due casistiche di solai deformabili e solai rigidi, sono stati restituiti i seguenti risultati.

5.2.2.1 Solai deformabili

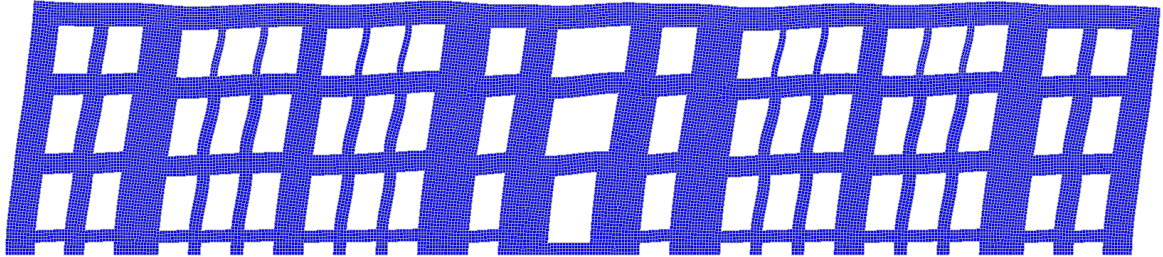


Fig. 5.17: Primo modo di vibrare, f [Hz] = 3,5199

Le curve di capacità in Fig. 5.18 mostrano il comportamento della parete al variare di alcuni valori significativi dell'energia di frattura a trazione. Per G_{ft} pari a 0,015 N/mm il comportamento è molto più fragile, sembrerebbe dunque più realistico un valore più elevato come quello di 0,05 N/mm.

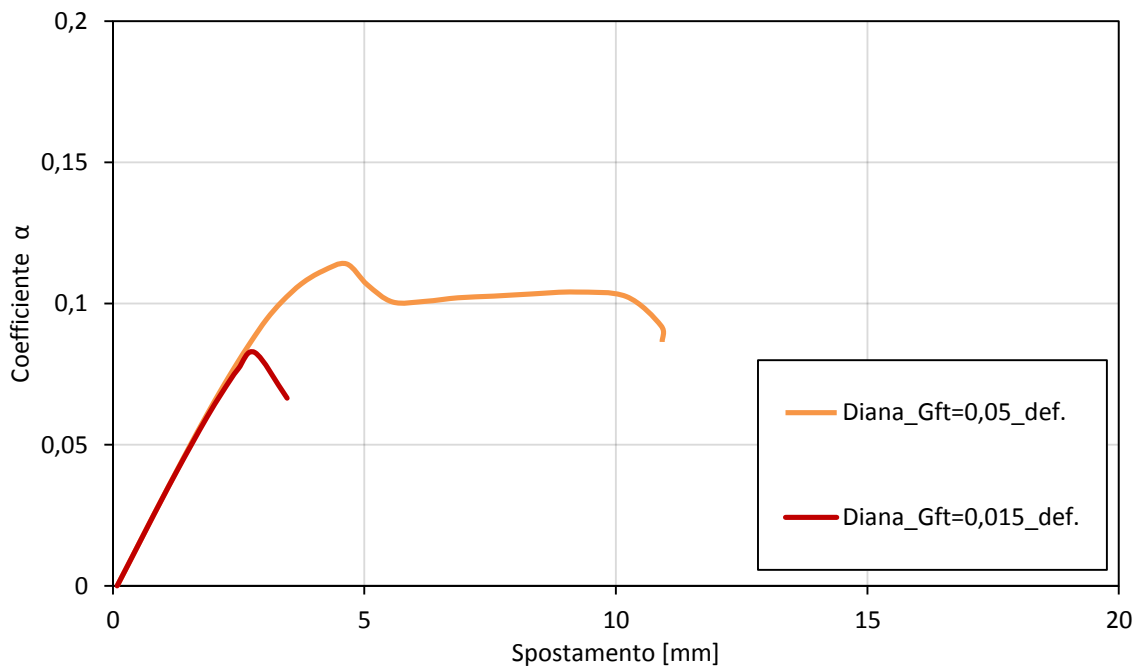
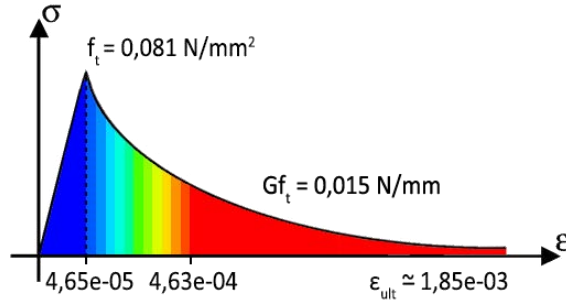


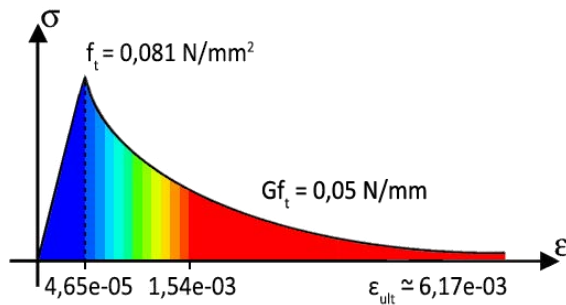
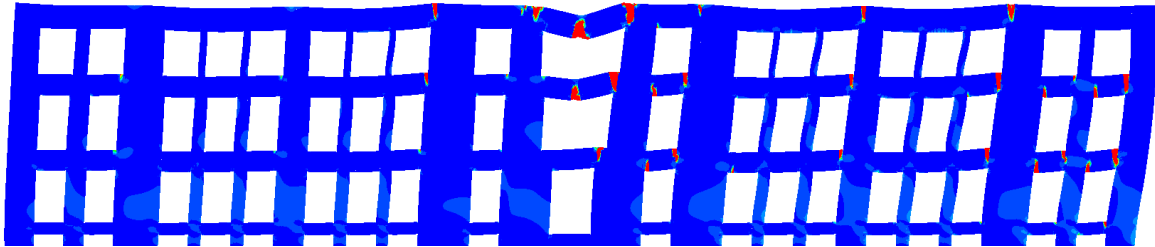
Fig. 5.18: Curva di capacità al variare del valore di G_{ft}

Indagando gli *strains* principali dell'ultimo *step* è possibile comprendere meglio quale sia il comportamento della parete e le specifiche problematiche che portano al termine dell'analisi. Come visibile in Fig. 5.19, a determinare l'arresto dell'analisi è l'apertura delle fasce di piano. Infatti, non essendo presenti travi, catene o irrigidimento del solaio, l'accoppiamento tra i vari maschi murari è garantito dalle sole fasce orizzontali di muratura. Aumentando il valore di G_{ft} si riesce ad arginare tale problema dando un

ulteriore contributo di rigidità, permettendo all'analisi di proseguire e cogliere ulteriori fenomeni fessurativi. Così facendo però, come già visto anche nel § 5.2.1.1, si ha anche un aumento delle forze di taglio alla base, raggiungendo valori elevati che potrebbero essere poco rappresentativi per il caso attualmente in esame.



Diana_Gft=0,015_def., δ_u [mm] = 3,46



Diana_Gft=0,05_def., δ_u [mm] = 10,92

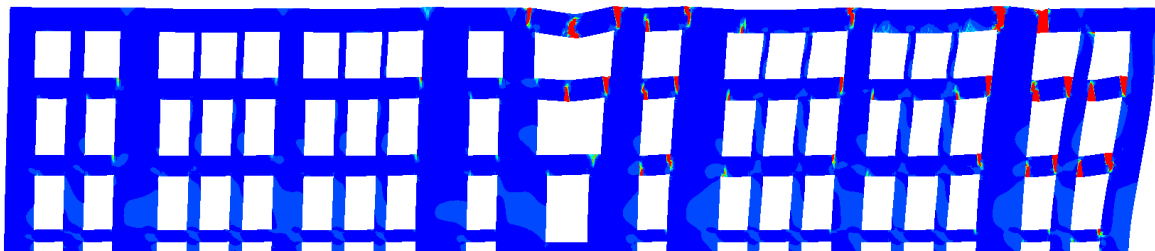
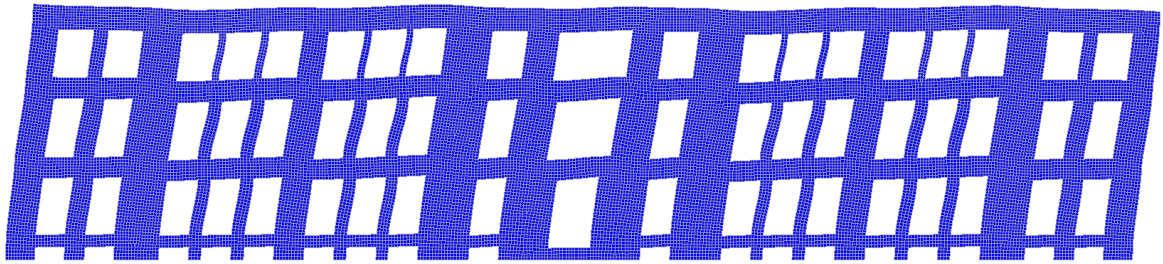
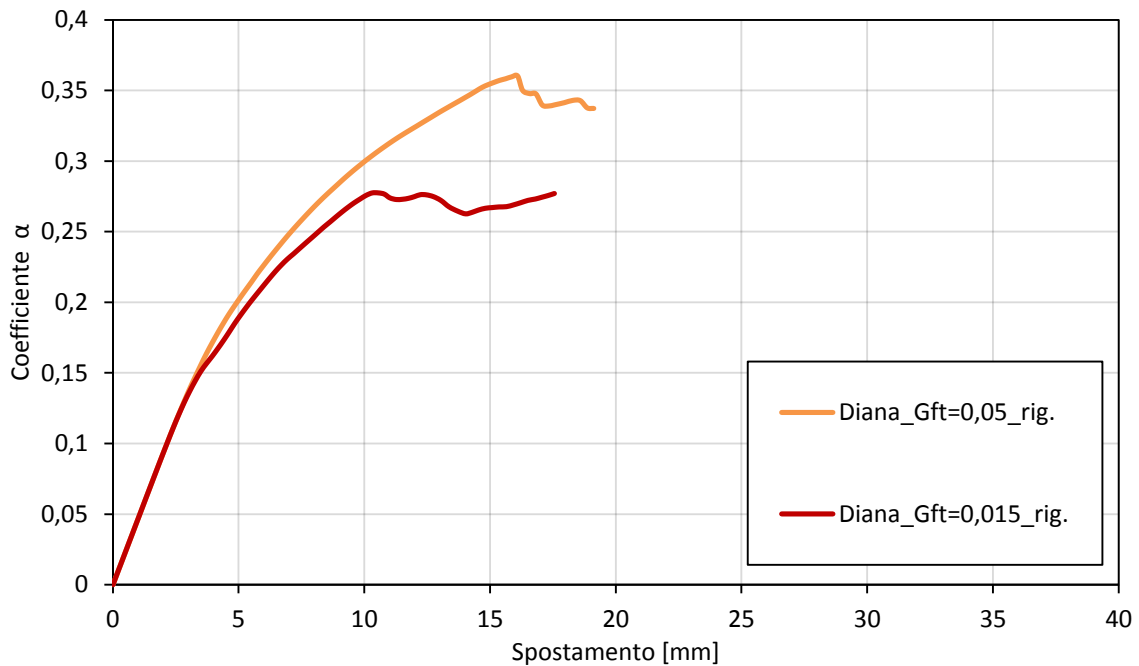


Fig. 5.19: *Total strains E1* per alcuni valori significativi di G_{ft}

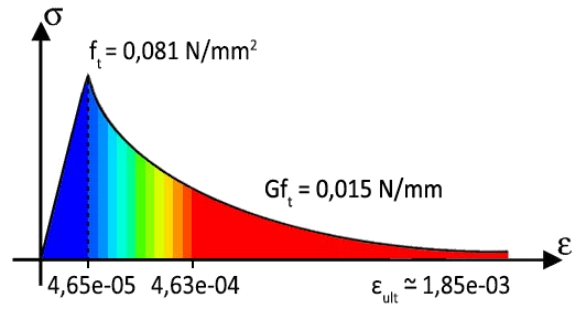
5.2.2.2 Solai rigidi

Fig. 5.20: Primo modo di vibrare, f [Hz] = 3,9557

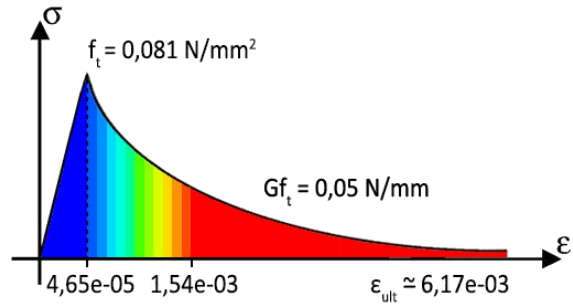
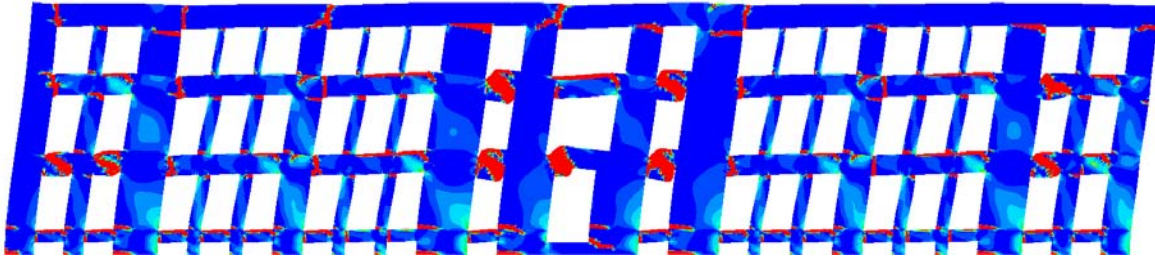
Rispetto alla casistica precedente, l'accoppiamento tra i maschi murari è ora garantito anche dall'irrigidimento dei solai e l'analisi non si interrompe alla rottura delle prime fasce di piano. Non è stato quindi necessario indagare il risultato per G_{ft} particolarmente elevati. Come visibile in Fig. 5.21, il valore più basso pari a 0,015 N/mm mostra già un discreto livello di softening, migliore anche rispetto a quello di 0,05 N/mm.

Fig. 5.21: Curva di capacità al variare del valore di G_{ft}

La deformata al collasso, Fig. 5.22, mostra un perfetto comportamento nel piano della parete, garantito appunto dal *tying*. Il danneggiamento, distribuito abbastanza uniformemente su tutta la parete, è prevalentemente dominato dalla rottura a taglio e pressoflessione di alcune fasce di piano. Allo stesso tempo si possono però osservare deformazioni significative anche sui maschi murari, specialmente al livello inferiore e superiore. I maschi del primo piano, invece, risultano meno danneggiati.



Diana_Gft=0,015_rig., δ_u [mm] = 17,56



Diana_Gft=0,05_rig., δ_u [mm] = 19,13

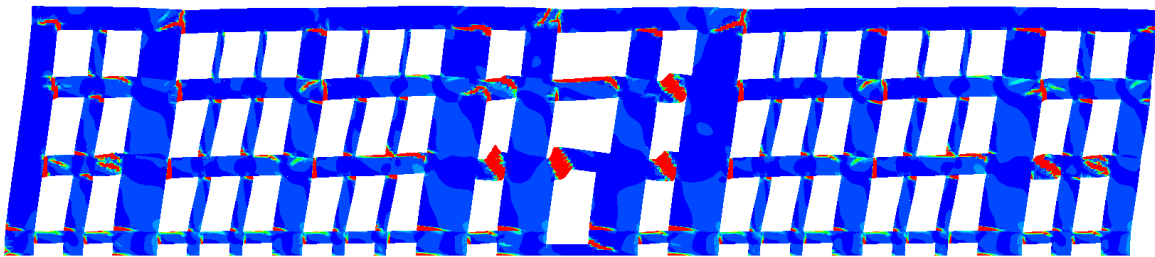


Fig. 5.22: Total strains $E1$ per alcuni valori significativi di G_{ft}

5.2.2.3 Confronto tra solai deformabili e rigidi

Diana_def., f [Hz] = 3,5199

Diana_rig., f [Hz] = 3,9557

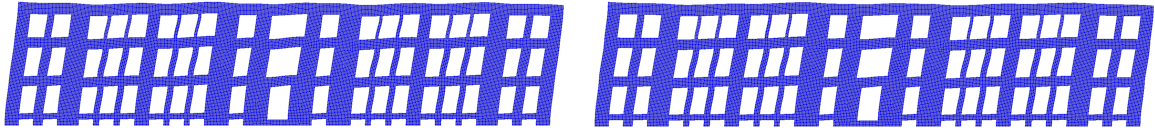


Fig. 5.23: Confronto del primo modo di vibrare

La frequenza per l'ipotesi di solai rigidi subisce un leggero incremento rispetto ai solai deformabili (+12,4%). Questo si traduce in un aumento della rigidità, chiaramente visibile anche nella curva di capacità mostrata in Fig. 5.24. Osservando la condizione di solai rigidi il valore di G_{ft} pari a 0,015 N/mm risulta essere il migliore, viceversa per i solai deformabili è apparentemente troppo basso per le motivazioni precedentemente mostrate. La differenza in termini di spostamento ultimo è notevole, soprattutto per l'ipotesi con l'energia di frattura minore (+408%). L'incremento del valore di coefficiente sismico è invece abbastanza simile per entrambi i valori di G_{ft} .

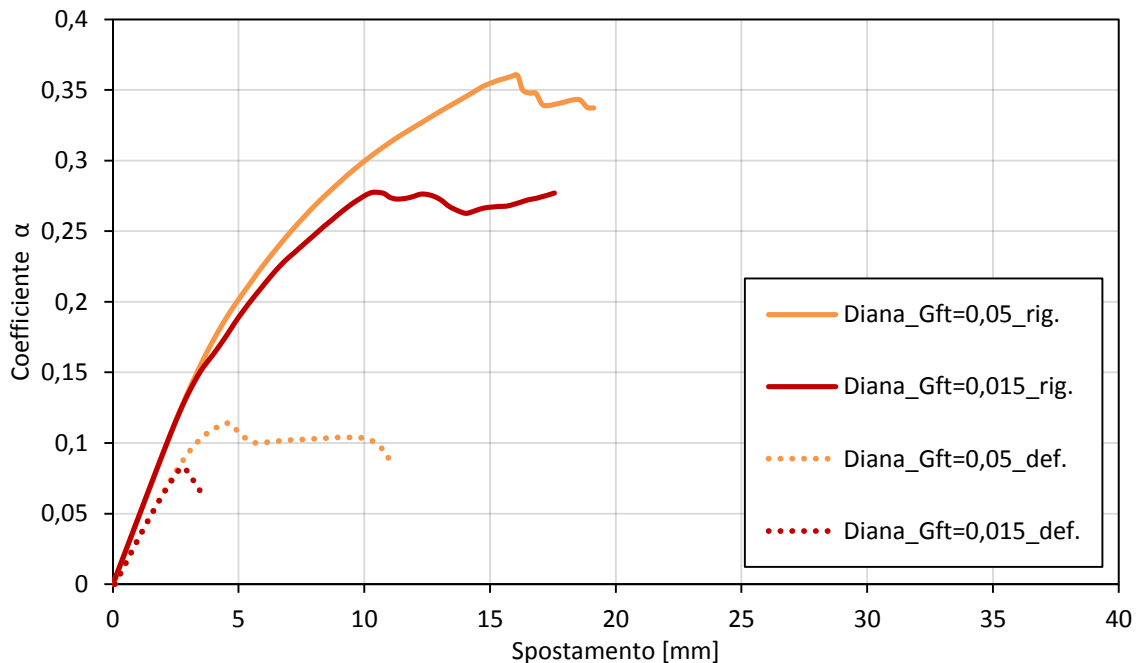
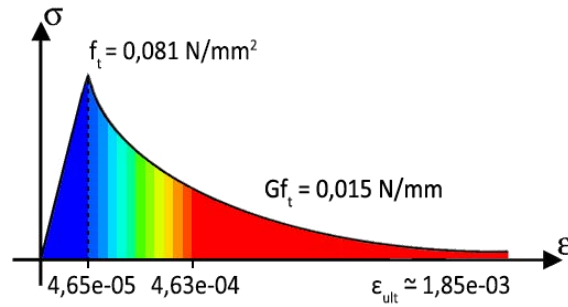
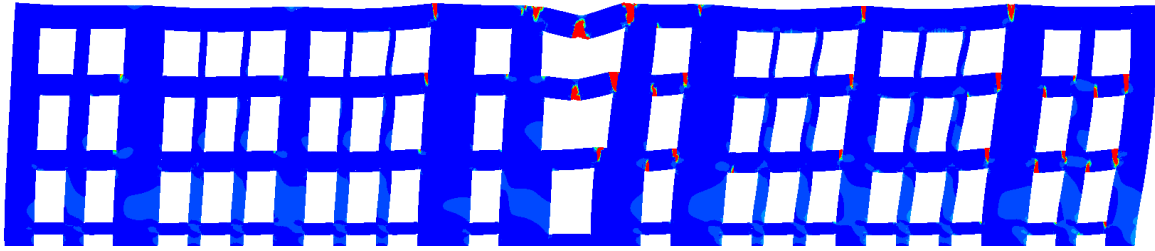


Fig. 5.24: Confronto delle curve di capacità per le ipotesi di solai deformabili e rigidi

Confrontando le deformate al collasso in Fig. 5.25 si nota chiaramente la differente modalità di rottura nelle due ipotesi di solai. Se deformabili si assiste al ribaltamento nel piano dei maschi murari esterni dopo la rottura di alcune fasce di piano, se rigidi invece la parete mantiene un comportamento d'insieme e le lesioni sono distribuite in egual misura su entrambi i lati. Particolarmente significative sono le differenti lesioni delle fasce di piano che, in presenza del vincolo dato dagli orizzontamenti rigidi, mostrano un classico comportamento a taglio. Questo denota un buon accoppiamento dei maschi murari, non riscontrabile invece nell'ipotesi di solai deformabili dove appunto le fasce arrivano a rottura per pressoflessione.



Diana_Gft=0,015_def., δ_u [mm] = 3,46



Diana_Gft=0,015_rig., δ_u [mm] = 17,56

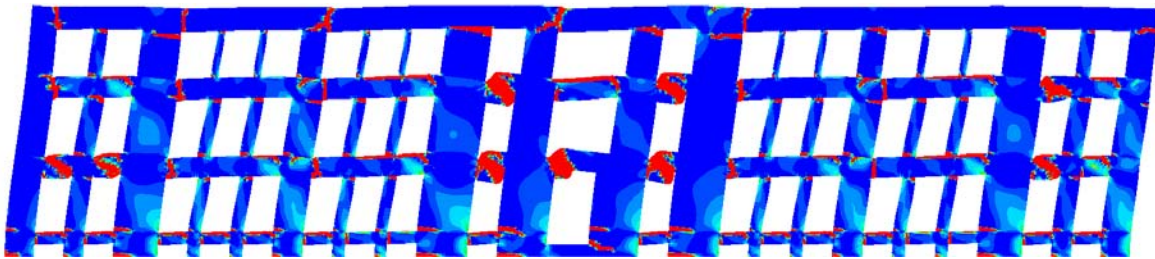


Fig. 5.25: Confronto *Total strains EI* per le ipotesi di solai deformabili e rigidi

In sintesi, dunque, le differenze tra le due ipotesi di orizzontamenti è evidente, come riscontrabile anche nella Tab. 5.2 riassuntiva.

Tab. 5.2: Riassunto e confronto dei risultati al variare di G_{ft} e della tipologia di solai

ENERGIA DI FRATT. G_{ft} [N/mm]	TIPO DI SOLAI	ANALISI MODALE		ANALISI STATICA NON LINEARE			
		f [Hz]	Diff. %	coeff. α	Diff. %	δ_u [mm]	Diff. %
0,015	Deform.	3,5199	+12,4%	0,083	+234%	3,46	+408%
	Rigidi	3,9557		0,277		17,56	
0,05	Deform.	3,5199	+12,4%	0,114	+216%	10,92	+75,2%
	Rigidi	3,9557		0,36		19,13	

5.3 MODELLAZIONE A TELAIO EQUIVALENTE: 3MURI

Per la modellazione a telaio equivalente è stato utilizzato il codice di calcolo 3Muri, sviluppato da S.T.A. DATA in collaborazione con il team di ricerca formato da Lagomarsino, Penna, Galasco e Cattari.

Questo è tra i principali codici attualmente impiegati per la valutazione del comportamento sismico delle strutture in muratura. Utilizzando un metodo di calcolo FME (Frame by Macro Element), che discretizza la struttura attraverso un telaio equivalente con macroelementi bidimensionali, riesce a cogliere in modo abbastanza realistico la risposta degli edifici in muratura con tempi di calcolo notevolmente ridotti. Il programma dispone di un modulo grafico molto intuitivo per l'introduzione della struttura, di un solutore per la creazione del modello di calcolo e la relativa soluzione, oltre che un post-processore per la presentazione immediata dei risultati.

Nei successivi paragrafi verrà mostrata la procedura con cui si è creato il modello della parete all'interno del software 3Muri, e i relativi risultati.

5.3.1 Definizione del modello

Dato che il programma 3Muri non permette una modellazione nelle sole due dimensioni, è stato necessario l'utilizzo di un artificio. Per analizzare la parete in esame si è creato un modello tridimensionale con quattro pareti, collegate dai solai (Fig. 5.26). «Le due longitudinali (parallele alla direzione delle forze orizzontali) rappresentano la parete del caso studio, mentre le due ortogonali sono state modellate con uno spessore minimo di 1 cm e con materiale a rigidezza quasi nulla. In questo modo è stata annullata quasi totalmente la resistenza e la rigidezza delle pareti fuori piano»⁶. Ovviamente si è opportunamente tenuto conto dell'artificio in fase di restituzione dei risultati, utilizzando una massa sismica doppia o dimezzando le forze di taglio alla base.⁷



Fig. 5.26: Vista in pianta della struttura, in orizzontale le due pareti rappresentative del caso studio collegate tra loro dal solaio e dalle pareti fittizie (tratteggiate) per creare un modello tridimensionale

⁶ Calderoni B., Cordasco E. A., Sandoli A., Onotri V., Tortoriello G., *Problematiche di modellazione strutturale di edifici in muratura esistenti soggetti ad azioni sismiche in relazione all'utilizzo di software commerciali*, Atti del "XVI Convegno ANIDIS", L'Aquila, 2015.

⁷ Per verificare l'efficacia di tale artificio si veda § 5.3.3.

Per definire la geometria del modello in 3Muri sono stati impostati i diversi livelli, corrispondenti sia alla quote dei solai che alla variazioni di spessore dei pannelli murari. Successivamente è stata importata una pianta in formato *.dxf* della parete, così da poterne ricalcare le dimensioni e le posizioni delle aperture.

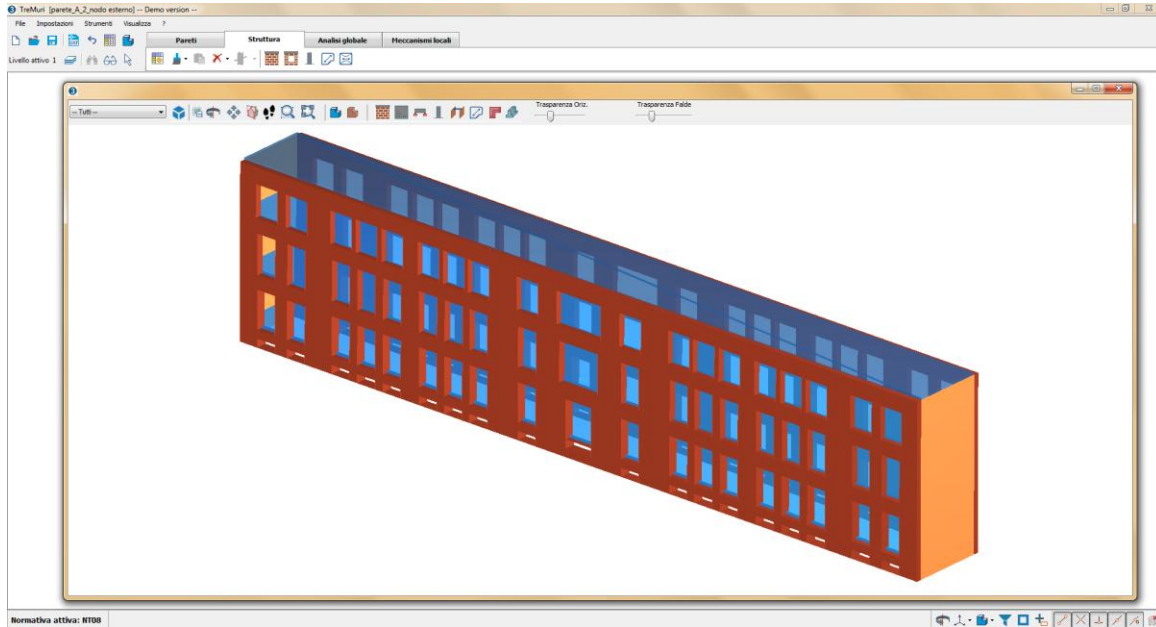


Fig. 5.27: Modello tridimensionale della parete nell'ambiente 3Muri

5.3.1.1 Muratura

Sono stati inseriti i pannelli murari che compongono la struttura, indicandone lo spessore e l'eventuale eccentricità. Le proprietà della muratura sono state attribuite scegliendo la tipologia muraria di riferimento, pietra a spacco con buona tessitura, e il livello di conoscenza, LC2. In questo modo il programma ricava automaticamente i valori dei parametri meccanici secondo normativa. Inoltre, è stata tolta la spunta dalla voce "rigidezza fessurata", così da non ridurre i moduli elastici perdendo di confrontabilità con il modello precedente. Per le pareti ortogonali fittizie, invece, si è dovuto intervenire manualmente nell'inserimento dei dati, attribuendo tutti valori prossimi allo zero.

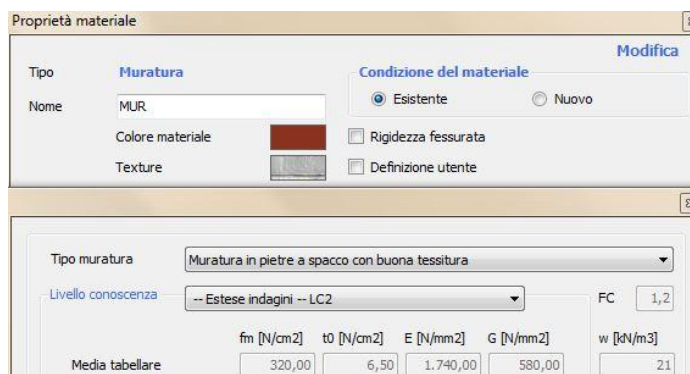


Fig. 5.28: Inserimento delle proprietà del materiale

5.3.1.2 Solai

Come per il modello FEM, sono state ricreate le due ipotesi di solai deformabili e solai rigidi. Per quest'ultimi è stato sufficiente inserire la relativa categoria presente di default. Diversamente, per i solai deformabili, è stato necessario implementare manualmente.

Innanzitutto va specificato che 3Muri modella i solai come elementi finiti a membrana ortotropa, caratterizzati da tre moduli elastici: $E1$, $E2$, rispettivamente in direzione parallela e perpendicolare al senso di orditura, i quali rappresentano il collegamento che il solaio esercita nel piano della parete, e $G2,1$, il modulo di elasticità tangenziale, che rappresenta la rigidezza a taglio del solaio e da cui dipende la ripartizione delle azioni tra le pareti (Fig. 5.29).⁸ Per creare i solai deformabili e contemporaneamente assicurare un comportamento del modello tridimensionale riconducibile a quello bidimensionale del modello in Diana, è stato inserito un valore infinitamente grande di $G2,1$ ed $E1$, mentre ad $E2$ è stato attribuito un valore quasi nullo. In questo modo si è assicurata la ripartizione dei carichi e sono state scongiurate eventuali deformazioni a taglio dei solai, mantenendo però nulla la rigidezza del solaio nel piano della parete in esame.

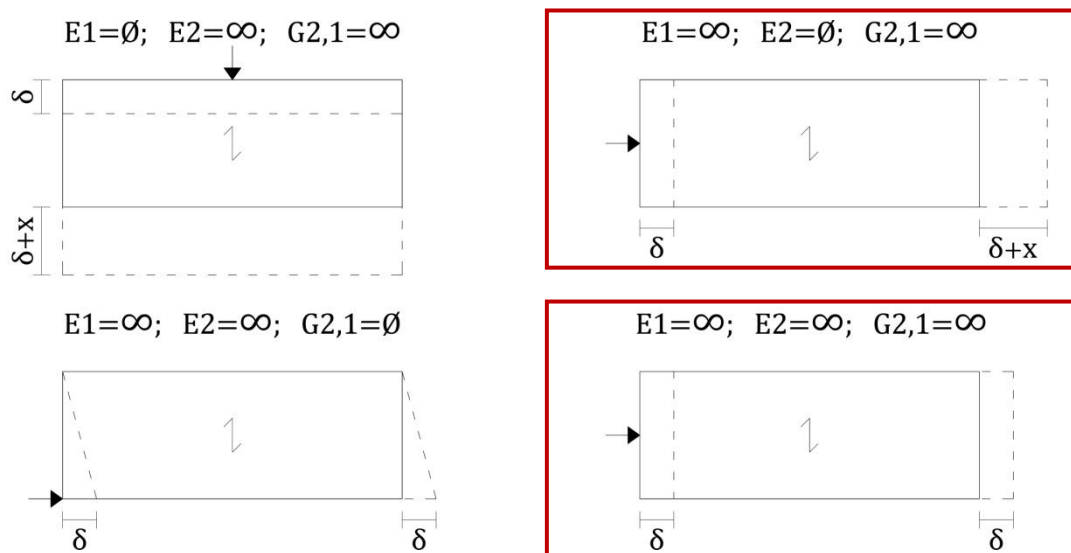


Fig. 5.29: Deformabilità degli orizzontamenti al variare delle rigidezze, in evidenza le due casistiche utilizzate nel seguente caso studio per rappresentare i solai deformabili e rigidi

5.3.1.3 Vincoli e carichi

La parete è stata automaticamente vincolata al terreno spuntando la voce “fondazione” per i pannelli appartenenti al livello inferiore.

I carichi verticali agenti sono il solo peso proprio della muratura, definito all'interno delle proprietà di questa. Nell'inserimento dei solai vengono però richiesti anche i carichi, propri e portati. Poiché, come precedentemente specificato, questi sono stati trascurati, è stato inserito un valore nullo.

⁸ S.T.A. DATA, *Manuale d'uso 3Muri, Versione 10.9.0*, pp. 44-45.

5.3.1.4 Discretizzazione

Il programma restituisce di default una discretizzazione della parete secondo lo schema del telaio equivalente. In un primo momento si era modellata la differenza di quota tra il livello del sottotetto e la copertura, ottenendo così la discretizzazione visibile in Fig. 5.30, caratterizzata da un nodo rigido in sommità per tutta lunghezza della parete.

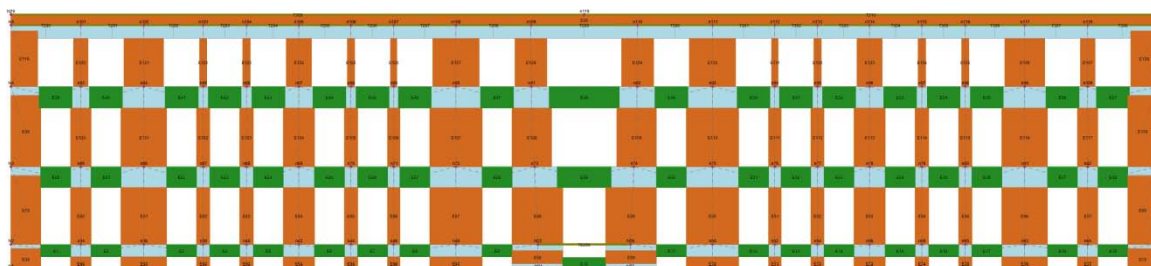


Fig. 5.30: Ipotesi errata di discretizzazione della parete

Vista l'ipotesi di solai rigidi, questa discretizzazione probabilmente non è del tutto errata, ma rappresenta una casistica molto particolare che avrebbe arrecato un aumento di rigidità e trascurato il danneggiamento delle fasce di piano dell'ultimo livello. Dunque, si è preferito trascurare la differenza di quota tra i due orizzontamenti (esattamente come per il modello in Diana) ottenendo così il telaio mostrato in Fig. 5.31.

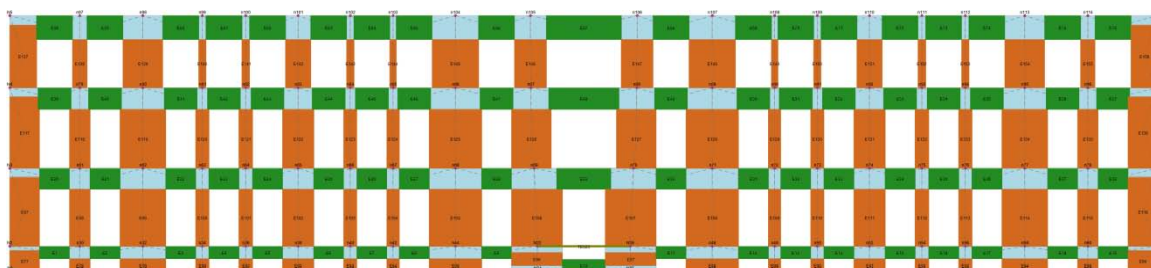


Fig. 5.31: Discretizzazione della parete

5.3.1.5 Analisi

Terminata la definizione del modello si è passati all'impostazione delle proprietà per l'analisi statica non lineare. Per prima cosa è stata definita l'azione sismica inserendo il comune di Fabriano e le relative caratteristiche topografiche e stratigrafiche. Successivamente si è passati allo svolgimento dell'analisi indicando il nodo di controllo esterno⁹ e la direzione della forza sismica parallela all'asse X, proporzionale alle masse, senza eccentricità.

Per identificare il modo principale di vibrare è stata eseguita anche un'analisi modale.

⁹ Si veda il § 5.1.4 per maggiori dettagli.

5.3.2 Restituzione dei risultati

Relativamente alle due casistiche di solai deformabili e solai rigidi, sono stati restituiti i seguenti risultati.

5.3.2.1 Solai deformabili

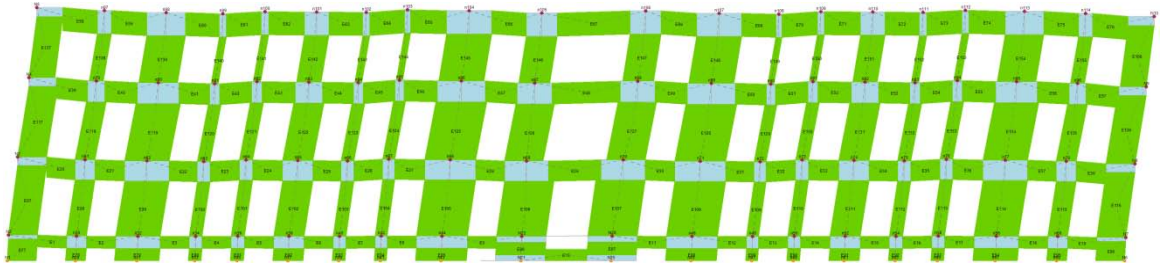


Fig. 5.32: Primo modo di vibrare, f [Hz] = 3,7546

Si specifica che nella curva di capacità, mostrata in Fig. 5.33, è stata trascurata una porzione ritenuta poco realistica e significativa (indicata con un colore più chiaro). Successivamente vedremo nello specifico il motivo di tale scelta, intanto questo è comunque un dato interessante poiché mette in evidenza i limiti del metodo a telaio equivalente nel caso di solai deformabili, dunque di strutture prive di un buon comportamento scatolare.

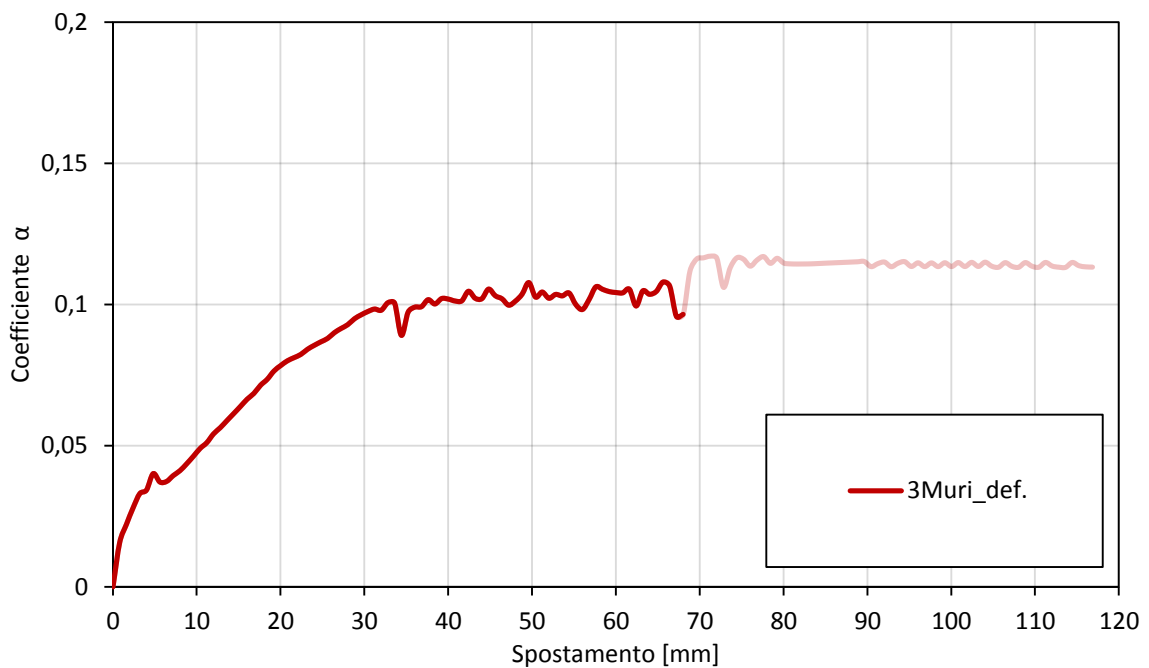


Fig. 5.33: Curva di capacità

Osservando la deformata al collasso della parete, Fig. 5.34, è chiaramente visibile la mancanza di un buon accoppiamento tra i maschi murari. Le fasce di piano, infatti, sono le prime ad arrivare a rottura per pressoflessione poiché non riescono a garantire l'effetto puntone. Ciò causa il ribaltamento nel piano di alcuni maschi esterni.



3Muri_def., δ_u [mm] = 68,03

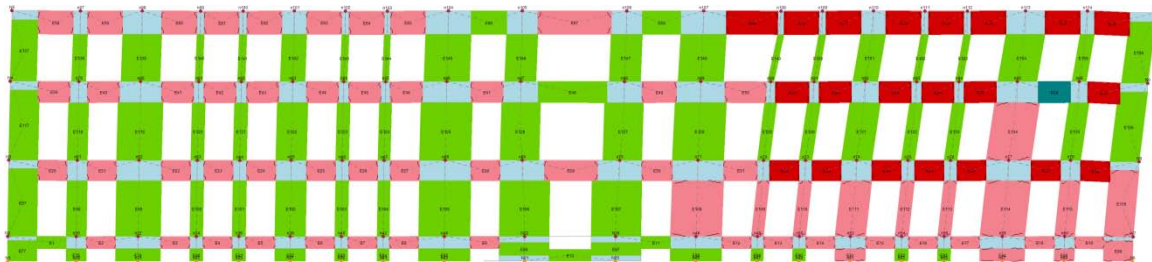


Fig. 5.34: Deformata della parete al collasso

Per completezza vengono mostrati anche alcuni degli *steps* trascurati, evidenziando l'ambigua progressione con cui la parete arriva al collasso. Prendendo come esempio gli *steps* appena successivi, mostrati in Fig. 5.36a-b-c, si nota chiaramente che, nonostante le fasce di piano siano arrivate a rottura, la porzione di parete più a sinistra viene trascinata avanti permettendo il proseguimento dell'analisi. Questo probabilmente si verifica perché, nel momento in cui viene raggiunto il *drift* massimo del macroelemento, la fascia di piano viene eliminata e sostituita con una biella. Sembrerebbe però opportuno affermare che, nel caso specifico di solai deformabili, tale approssimazione risulti poco realistica. Infatti, anche se dotata di resistenza flessionale nulla, la biella garantisce lo stesso spostamento dei singoli nodi cogliendo solo parzialmente il fenomeno di ribaltamento nel piano di maschi non sufficientemente accoppiati. Per questa serie di motivi, dunque, si è deciso di interrompere la curva ad uno spostamento di 68 mm che, altrimenti, sarebbe continuata fino ad un massimo di 117 mm, con relativa deformata mostrata in Fig. 5.36d.

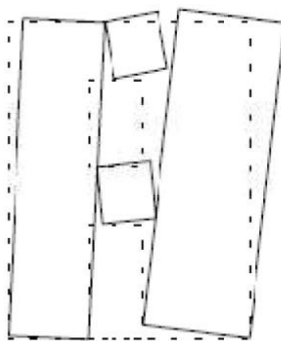
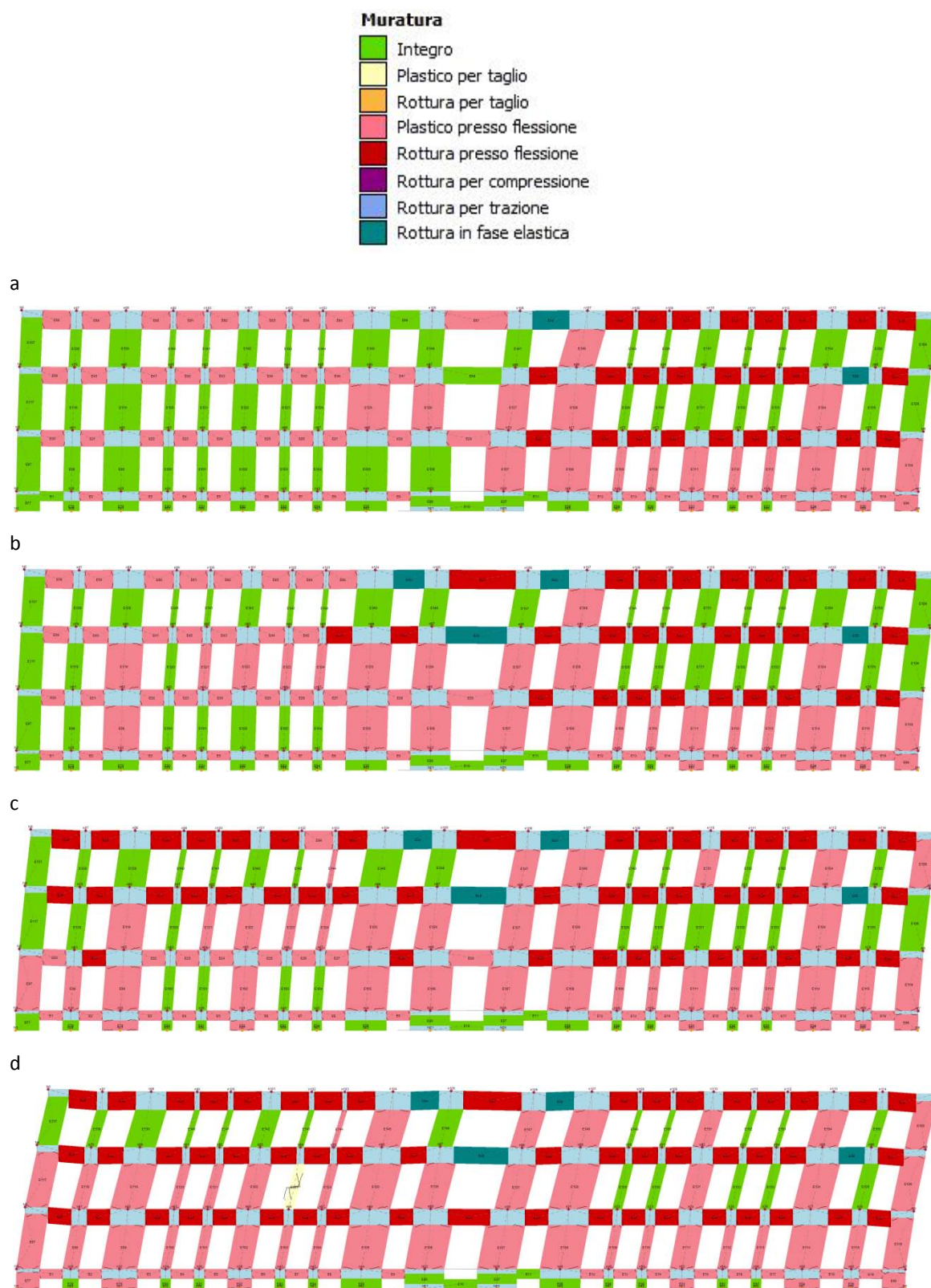


Fig. 5.35: Meccanismo di ribaltamento nel caso di fasce con scarsa resistenza flessionale (Magenes et al., 2000)

Fig. 5.36: Deformata della parete per alcuni *steps* trascurati

5.3.2.2 Solai rigidi

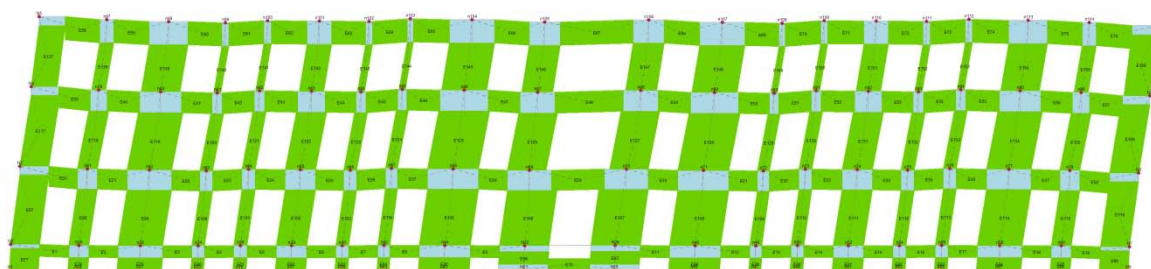


Fig. 5.37: Primo modo di vibrare, f [Hz] = 3,7549

La curva restituita in Fig. 5.38 non mostra particolari anomalie, presenta un tratto elastico abbastanza lineare ed una discreta fase di *softening*. Lo spostamento ultimo ottenuto è accettabile e non è stato necessario trascurare nessuna porzione della curva, come invece avveniva precedentemente.

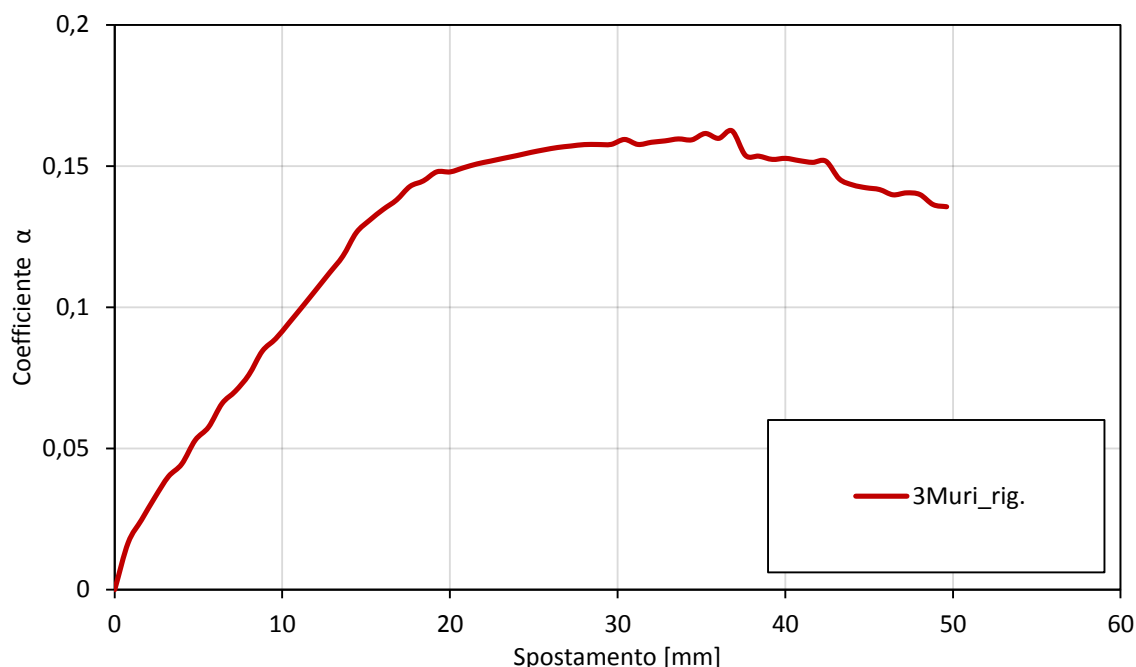


Fig. 5.38: Curva di capacità

La deformata al collasso in Fig. 5.39 mostra un buon comportamento scatolare, anche se la rottura delle fasce di piano è prevalentemente ancora per pressoflessione. Ciò denota probabilmente un non perfetto accoppiamento tra i maschi murari, a tal proposito si indagherà in modo più approfondito nel prossimo capitolo.

Si evidenzia inoltre che in maniera un po' ambigua alcuni dei maschi murari più esili risultano ancora integri, salvo invece presentare significative deformazioni a pressoflessione quelli di dimensioni più elevate. In generale la condizione dei maschi murari è buona, si evidenziano solo stati deformativi mentre le rotture sono concentrate solo sulle fasce di piano.

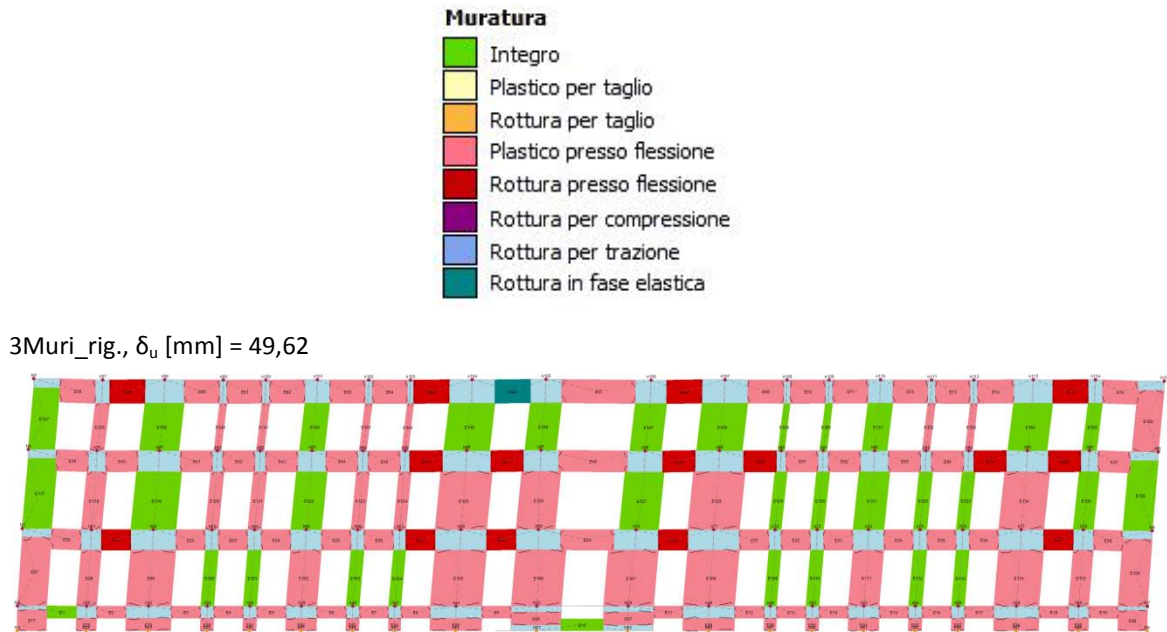


Fig. 5.39: Deformata della parete al collasso

5.3.2.3 Confronto tra solai deformabili e rigidi

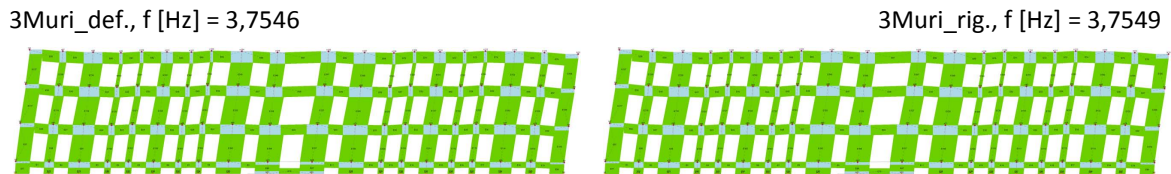


Fig. 5.40: Confronto del primo modo di vibrare

Confrontando tra loro le frequenze dei modi di vibrare non si riscontra praticamente nessuna differenza (+0,01%), quindi i solai rigidi sembrano non avere nessun influenza. Osservando la curva di capacità, mostrata in Fig. 5.41, si nota in realtà un incremento generale della rigidità che, per quanto riguarda il primo tratto elastico, ha però una perfetta coincidenza. Per questo motivo probabilmente i due modelli restituiscono la stessa frequenza. L'apparente minor rigidità dell'ipotesi di solai deformabili è infatti ottenuta con un repentino cambio di pendenza del primo tratto lineare-elastico. Inoltre, la differenza in termini di spostamento ultimo è notevole ma solo se si valuta anche la porzione trascurata (-57,2%), altrimenti risulta essere abbastanza in linea con il corrispettivo incremento della rigidità (-27,1%).

Le deformate al collasso in Fig. 5.42 evidenziano il differente comportamento della parete, scatolare nel caso di solai rigidi. Si specifica tuttavia che la differenza è particolarmente evidente poiché si è trascurato una porzione dell'analisi nell'ipotesi di solai deformabili, diversamente invece l'ultimo step avrebbe avuto un comportamento anch'esso, almeno apparentemente, scatolare. Inoltre, per entrambe le casistiche si evidenzia una rottura delle fasce per pressoflessione senza nessuna lesione a taglio che faccia presagire un effetto puntone dato dal buon accoppiamento dei maschi murari.

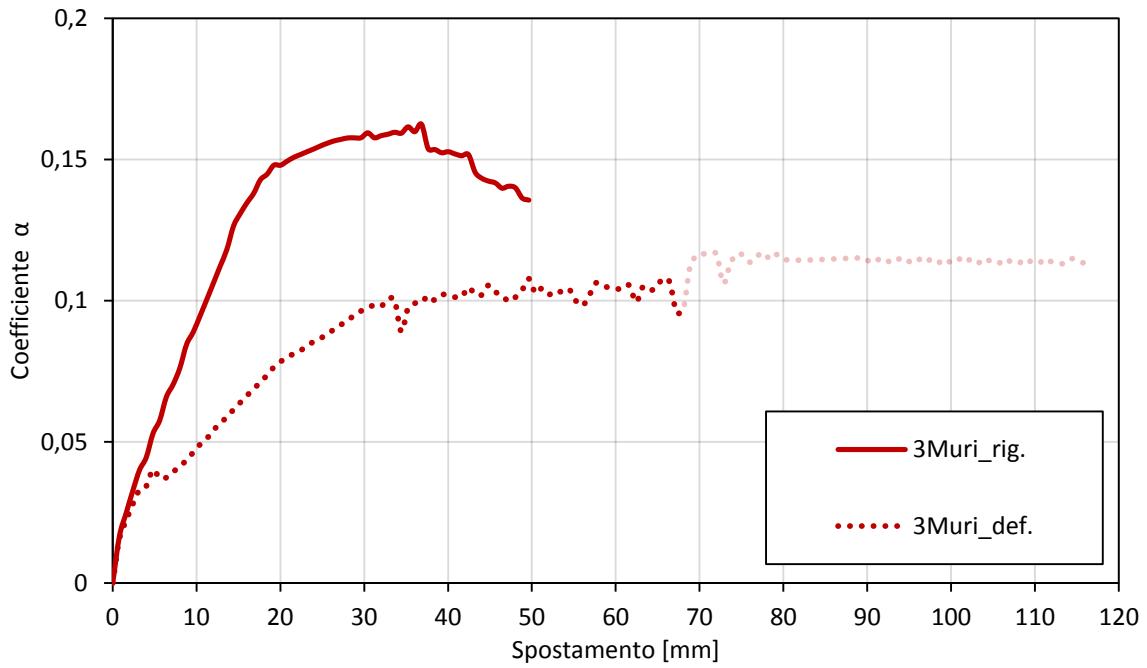
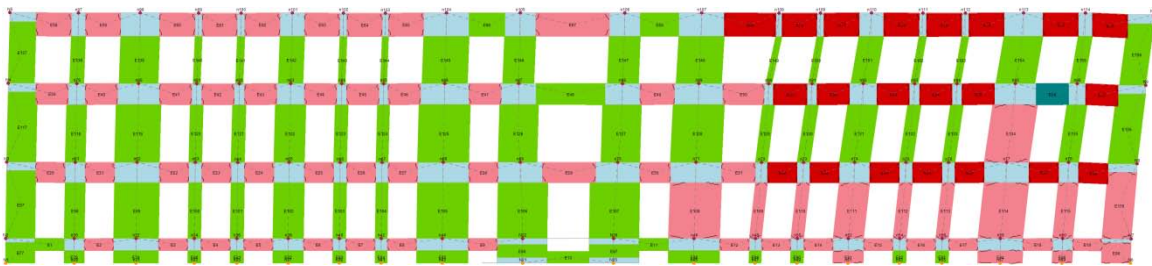


Fig. 5.41: Confronto delle curve di capacità per le ipotesi di solai deformabili e rigidi



3Muri_def., δ_u [mm] = 68,03



3Muri_rig., δ_u [mm] = 49,62

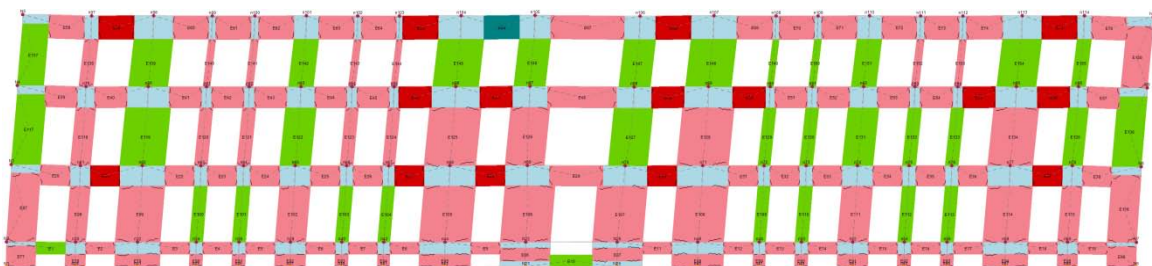


Fig. 5.42: Confronto delle deformate al collasso per le ipotesi di solai deformabili e rigidi

In sintesi, dunque, tra le due ipotesi di orizzontamenti vi è sicuramente una differenza che tuttavia non è così marcata, come riscontrabile anche nella Tab. 5.3 riassuntiva.

Tab. 5.3: Riassunto e confronto dei risultati al variare della tipologia di solai

TIPO DI SOLAI	ANALISI MODALE		ANALISI STATICA NON LINEARE			
	f [Hz]	Diff. %	coeff. α	Diff. %	δ_u [mm]	Diff. %
Deform.	3,7546	+0,01%	0,112	+44,6%	68,03	-27,1%
Rigidi	3,7549		0,162		49,62	

5.3.3 Confronto tra 3Muri e ANDILWall

Durante il lavoro di tesi ci si è approcciati anche ad un altro codice di calcolo a telaio equivalente sviluppato da un progetto congiunto di ANDIL Assolaterizi, CRSoft e EUCENTRE, il quale prende il nome di ANDILWall. Tale programma schematizza la struttura in elementi monodimensionali di tipo "*beam-column*" (trave-colonna) ed utilizza il solutore SAM II. Le singole aste che compongono il telaio sono caratterizzate da deformazioni assiali, flessionali e a taglio. Gli elementi sono a "plasticità concentrata", con leggi costitutive di tipo multi-lineare (lineare a tratti) e criteri di resistenza secondo quelli adottati dalle normative o comunemente accettati in letteratura.

Non si approfondisce particolarmente tale codice di calcolo perché non è l'obiettivo di questa tesi. Si è svolta una rapida modellazione con questo particolare software per avere un termine di paragone con i risultati ottenuti in 3Muri. Quest'ultimo, come già precedentemente affrontato, non permette una modellazione nelle solo due dimensioni e si è quindi dovuto ricorrere ad un artificio restituendo un modello tridimensionale chiuso.¹⁰ Per avere dunque una conferma dell'efficacia di tale strategia si è confrontato i risultati della curva di capacità con quelli ottenuti da un codice di calcolo che permetta la sola modellazione bidimensionale, appunto ANDILWall.

Il software ricava le dimensioni dei singoli pannelli da un file *.dwg* importato dall'utente. Questo deve contenere la vista in pianta per ogni livello dei singoli elementi, successivamente ne verranno definite altezze e tipologie nell'importazione all'interno del programma di calcolo. Si specifica che il programma consente un verifica del rapporto massimo lunghezza-spessore dell'elemento che, se risulta inferiore al valore stabilito (di

¹⁰ Si veda § 5.3.1.

default pari a 3,5), può essere considerato come pilastro e convertito in una biella. (visibili in Fig. 5.43 di colore arancione). Inoltre, è possibile scegliere la tipologia di solai che per il seguente confronto sono stati ipotizzati infinitamente rigidi.

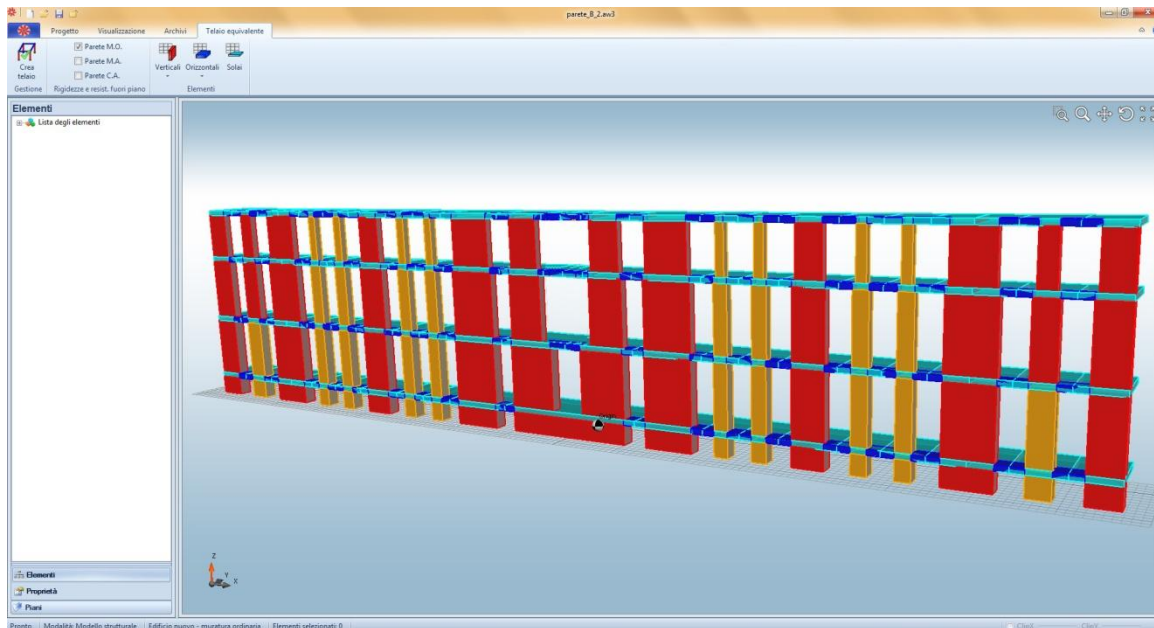
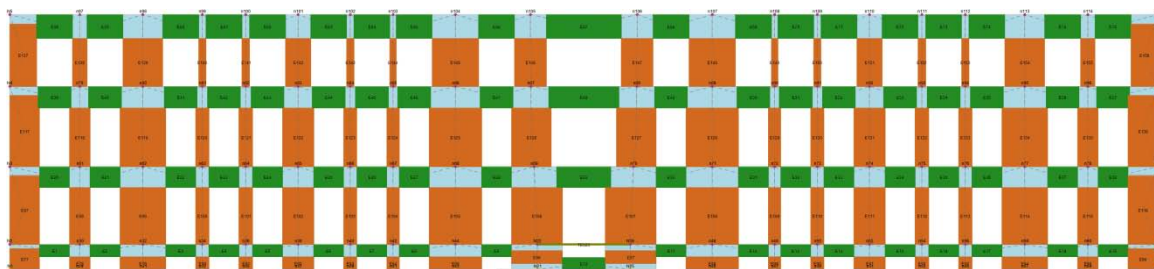


Fig. 5.43: Modello geometrico della parete nell'ambiente ANDILWall

Definita la corretta geometria il software restituisce di default un telaio ad aste monodimensionali. Successivamente sarà necessario intervenire manualmente per definire l'offset dei nodi rigidi e la presenza o meno di cordoli e fasce di piano. Per avere un modello confrontabile si è cercato di ricostruire la stessa tipologia di telaio ottenuta in 3Muri (Fig. 5.44).

3Muri_rig.



ANDILWall_rig.

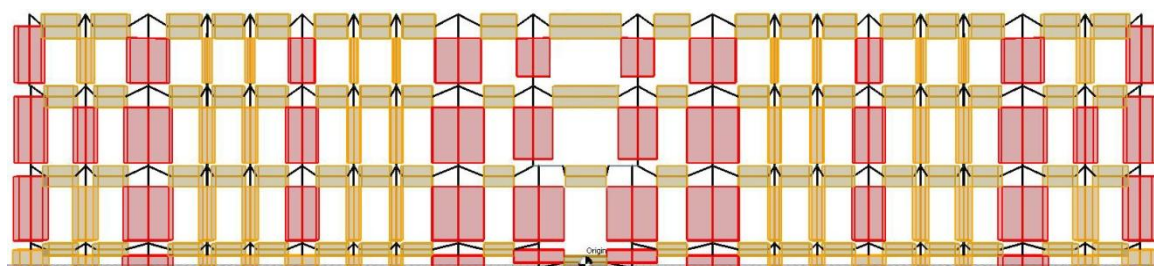


Fig. 5.44: Vista del telaio ad aste monodimensionali ottenuto in ANDILWall, con in trasparenza le reali dimensioni di maschi e fasce, e confronto con quello di 3Muri

Una volta attuate le opportune modifiche e correzioni al telaio è stato possibile eseguire l'analisi statica non lineare, la curva di capacità restituita è mostrata in Fig. 5.45. Si può facilmente osservare l'ottimo livello di comparabilità tra le curve ottenute nei differenti programmi di calcolo, sia in termini di coefficiente sismico che di spostamento ultimo. L'unica differenza che si riscontra riguarda la restituzione del tratto lineare-elastico. Dopo essere partite con uno stesso livello di rigidità, 3Muri ha una netta variazione ad un valore di α pari a circa 0,02 mentre ANDILWall ha invece una riduzione più distribuita.

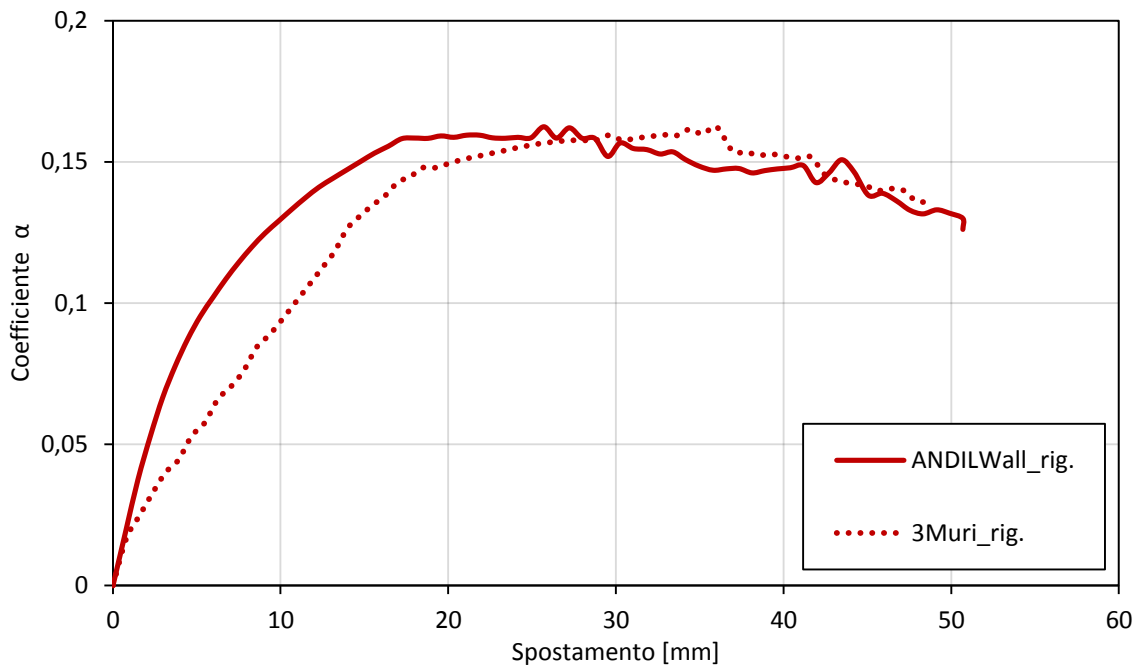


Fig. 5.45: Confronto delle curve di capacità

In generale i risultati sono comunque molto simili, come riscontrabile anche in Tab. 5.4, confermando quindi la validità del software e delle scelte di modellazione effettuate. Alla luce di tali risultati, dunque, si è scelto di continuare nel confronto con l'utilizzo del codice di calcolo 3Muri. Si è inoltre preferito proseguire con uno solo dei due software così da poterlo approfondire maggiormente nei limiti di tempo dettati dal lavoro di tesi.

Tab. 5.4: Riassunto e confronto dei risultati tra i due software

TIPO DI SW.	ANALISI STATICA NON LINEARE			
	coeff. α	Diff. %	δ_u [mm]	Diff. %
3Muri	0,162	0%	49,62	+2,2%
A.Wall	0,162		50,69	

6 CONFRONTO DEI RISULTATI

Nel seguente capitolo vengono comparati i risultati ottenuti con l'intento, dunque, di confrontare i diversi metodi di modellazione. In una prima parte ci si limita ad un confronto sul modello standard, quindi su quello rappresentativo del reale caso studio. Successivamente, invece, si è voluto indagare ulteriormente la risposta dei due metodi al variare di alcuni parametri geometrici. Dunque, le pareti che si vengono a creare, non sono rappresentative del singolo caso studio ma sono comunque significative per altre possibili casistiche.

Per avere un confronto significativo, tuttavia, si è dovuto utilizzare un modello che fosse sufficientemente comparabile. Infatti, dall'analisi dei risultati ottenuti nel modello standard, si è potuto osservare una sostanziale differenza nei risultati. Questo è stato ricondotto principalmente alle diverse strategie con cui i due modelli considerano l'influenza dei solai, deformabili o rigidi.

Una volta resi i risultati comparabili, attraverso dei particolari accorgimenti, è stato successivamente possibile introdurre le variazioni geometriche. Queste riguardano le dimensioni degli elementi maschi e fasce, così come la loro disposizione. L'obiettivo è appunto quello di studiare la variazione dei risultati in base alla configurazione della parete, per evidenziare così eventuali pregi o limiti delle diverse strategie di modellazione.

6.1 PARETE DEL CASO STUDIO

Di seguito vengono confrontati i risultati ottenuti dai singoli metodi di modellazione, in riferimento alla parete reale del caso studio in esame, per le ipotesi di solai deformabili e rigidi.

6.1.1 Solai deformabili

Le deformate del primo modo di vibrare (Fig. 6.1) mostrano una certa congruenza, così come le relative frequenze che risultano abbastanza comparabili. Il modello a telaio presenta una frequenza leggermente più elevata (+6,7%), dunque una rigidità maggiore rispetto agli elementi finiti. Osservando le curve di capacità in Fig. 6.2, tracciate però con una distribuzione delle forze proporzionale alle masse, risulta invece vero il contrario. La curva di Diana, infatti, mostra una rigidità nettamente superiore rispetto a quella ottenuta in 3Muri, anche se nel primissimo tratto elastico si nota una certa uguaglianza.

Diana_def., f [Hz] = 3,5199

3Muri_def., f [Hz] = 3,7546

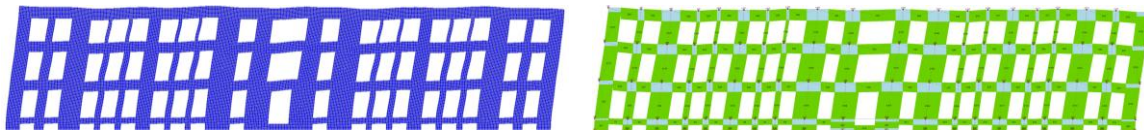


Fig. 6.1: Confronto del primo modo di vibrare

Confrontando le curve dei due modelli (Fig. 6.2) è chiaramente osservabile una sostanziale differenza. La curva di Diana, più rigida, mostra un comportamento nettamente più fragile. Questo è dovuto principalmente alla rottura delle fasce di piano che, in assenza di elementi di collegamento, non riescono a svolgere la funzione di accoppiamento dei maschi murari. Come precedentemente accennato, aumentando l'energia di frattura a trazione si riesce a sopperire leggermente a tale deficit, tuttavia si ha anche un notevole incremento delle forze di taglio alla base raggiungendo valori poco realistici per il caso attualmente in esame. Il valore di G_{ft} pari a 0,015 N/mm è stato ritenuto il più adatto per questa tipologia di muratura, ipotizzando però che la scarsa capacità di spostamento sia dovuta a problemi di convergenza viene qui proposto anche il valore di 0,05 N/mm, così da poterne cogliere maggiormente il comportamento fino al collasso.

Se la curva di Diana ha un comportamento molto fragile, altrettanto non si può certo dire di quella di 3Muri. La curva, infatti, è caratterizzata da un grande livello di spostamento¹, nettamente superiore a quello ottenuto con la modellazione agli elementi finiti (+1866%).

¹ Si ricorda che una porzione della curva è stata trascurata poiché ritenuta poco realistica, per maggiori informazioni si veda § 5.3.2.1.

Inoltre, il gap in termini di rigidezza è talmente ampio che sembrerebbe di stare confrontando due modelli completamente diversi. Come vedremo successivamente tale supposizione non è del tutto errata.

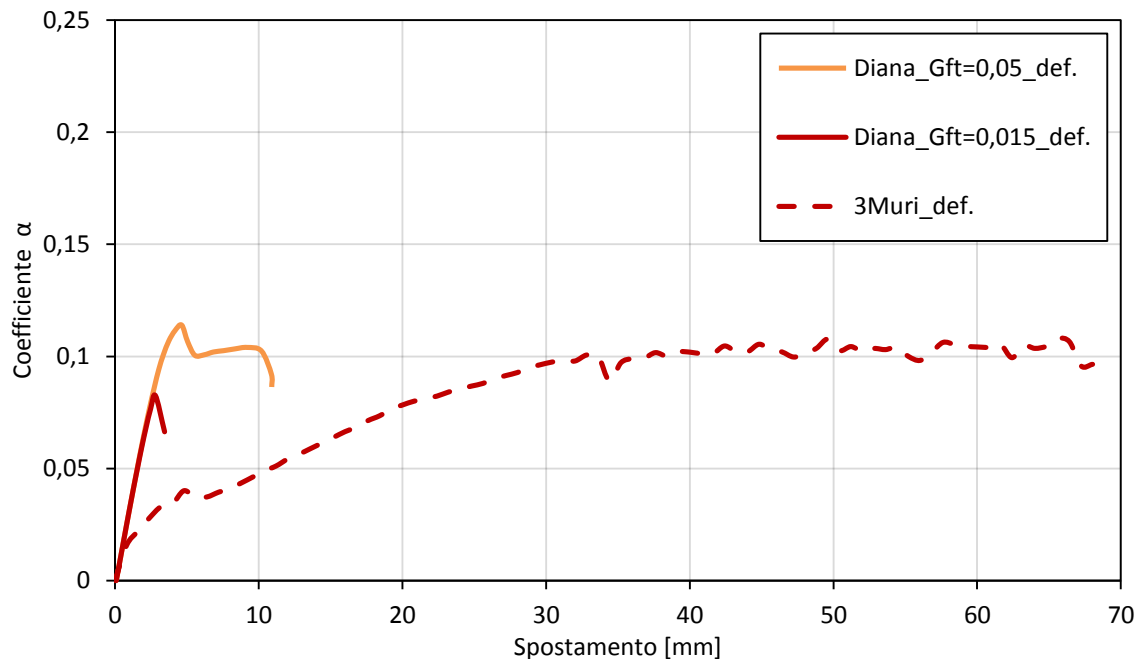
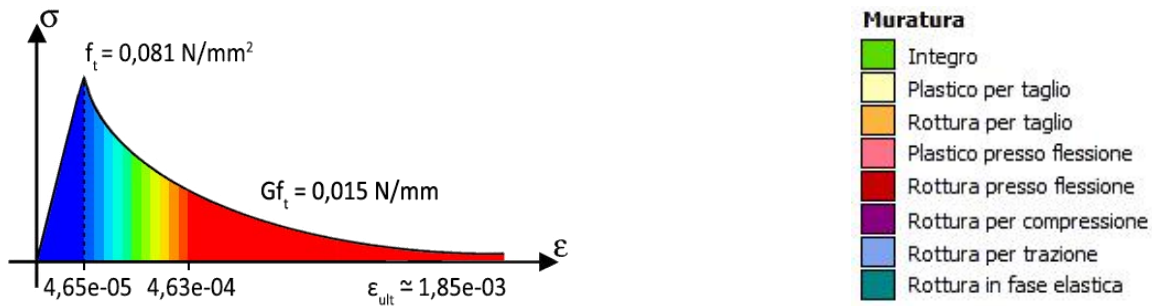


Fig. 6.2: Confronto delle curve di capacità

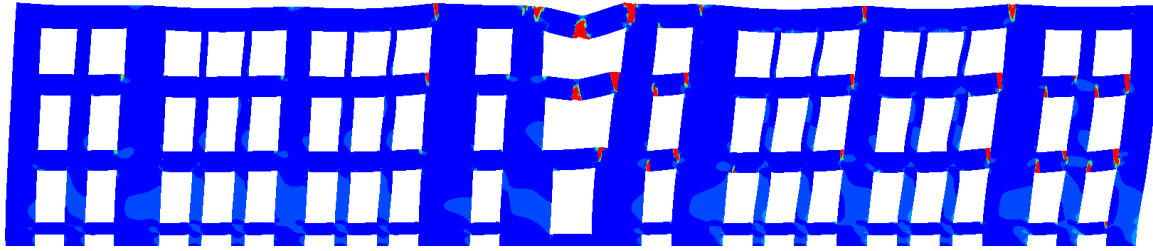
Anche osservando le deformate dei due modelli si trova difficilmente una congruenza. Sia il tipo di danneggiamento, che il metodo con cui la parete arriva al collasso è completamente differente. Per riuscire ad identificare un certo livello di comparabilità è stato necessario trascurare una parte dell'analisi in 3Muri. L'ultimo step così identificato è stato confrontato con quello di Diana, Fig. 6.3.

Si riconosce in entrambi i casi un maggior livello di danneggiamento nella porzione più a destra della parete. Le fasce di piano arrivano tutte a rottura per pressoflessione, anche se nella localizzazione si trova poca corrispondenza tra i due modelli. In 3Muri, infatti, la rottura sembra interessare un po' genericamente tutte le fasce di piano. Differente è invece la situazione della porzione centrale della parete. Se in Diana sono principalmente queste fasce a condizionare gli esiti dell'analisi, in 3Muri invece non sono caratterizzate da un particolare livello di danneggiamento. La parte sinistra rimane praticamente non danneggiata, anche se in 3Muri le fasce di piano risultano tutte aver raggiunto almeno una deformazione plastica per pressoflessione.

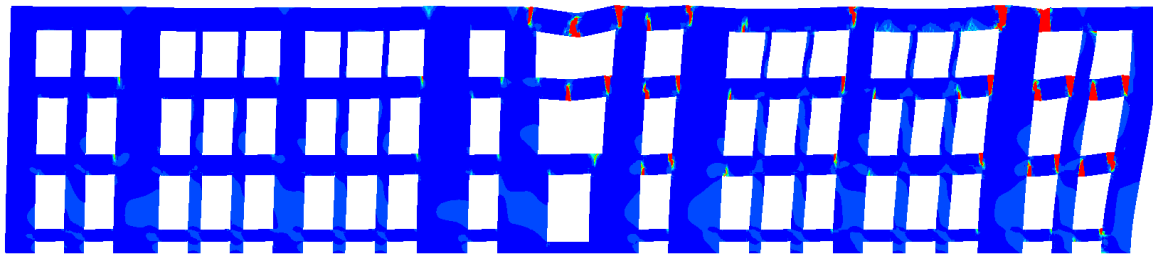
Inoltre, si evidenzia come i maschi murari siano ancora completamente integri. Questo è decisamente più evidente nella modellazione agli elementi finiti. Essendo infatti in assenza di elementi di collegamento tra i maschi, quando le fasce di piano arrivano a rottura si assiste al ribaltamento nel piano di alcuni pannelli murari decretando così il termine dell'analisi.



Diana_Gft=0,015_def., δ_u [mm] = 3,46



Diana_Gft=0,05_def., δ_u [mm] = 10,92



3Muri_def., δ_u [mm] = 68,03

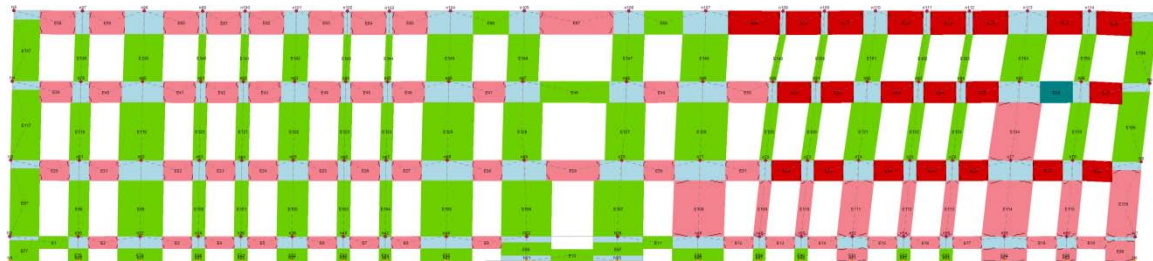


Fig. 6.3: Confronto delle deformate all'ultimo step

Osservando il primo step in Fig. 6.4, quando la parete è soggetta ai soli carichi verticali, si nota come le fasce di muratura del modello 3Muri abbiano già raggiunto un certo livello di deformazione plastica per pressoflessione. La resistenza di queste, dunque, è ridotta già in partenza. In Diana, invece, le fasce devono ancora raggiungere il valore massimo di resistenza a trazione, fatta eccezione per la fascia centrale dell'ultimo livello e alcuni maschi murari del piano rialzato. Dunque, potrebbe proprio essere questo il sistema utilizzato da 3Muri per schematizzare la modellazione nel caso di solai deformabili, cioè attribuire alle fasce di piano prive di elementi di rinforzo una scarsa resistenza a flessione. Come giustamente suggerisce la teoria, infatti, la resistenza a taglio e a trazione della fascia è in funzione del suo stato di compressione e solo attraverso l'inserimento di elementi come cordoli o catene, in grado di opporsi alla dilatazione, viene attivato il

meccanismo a puntone in grado di fornire un accoppiamento tra i maschi murari. Confrontando però i risultati con quelli della modellazione ad elementi finiti, il contributo della fasce risulta notevolmente sottostimato.

Diana_def., δ_u [mm] = 0



3Muri_def., δ_u [mm] = 0

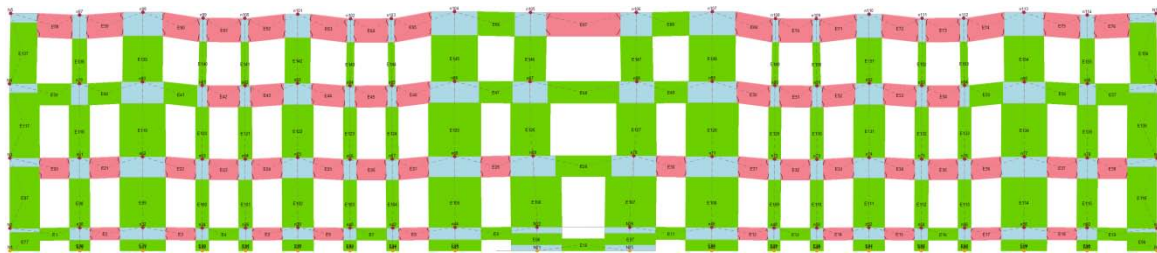


Fig. 6.4: Confronto delle deformate al primo step

Inoltre, se in Diana è la rottura delle fasce di piano a causare il termine dell'analisi, in 3Muri sembrerebbe invece permetterne la continuazione fino a valori di spostamento molto elevati. Abbiamo infatti visto in precedenza come, una volta raggiunto il *drift* massimo dell'elemento, questo venga sostituito da una biella. Quando però l'elemento arrivato a rottura è una fascia di piano l'inserimento di una biella, anche se priva di resistenza flessionale, garantisce comunque il collegamento tra i maschi murari. In Diana ciò ovviamente non si verifica e, raggiunta la rottura delle prime fasce, l'analisi arriva a termine. In realtà tale comportamento è sicuramente più realistico, nel caso di solai deformabili, rispetto a quello proposto in 3Muri. Tutto ciò sembrerebbe confermare i limiti di una modellazione a telaio equivalente nel caso di solai deformabili e, dunque, di strutture prive di un comportamento scatolare.

Tab. 6.1: Riassunto e confronto dei risultati tra i due software nell'ipotesi di solai deformabili

TIPO DI SW.	ANALISI MODALE		ANALISI STATICA NON LINEARE			
	f [Hz]	Diff. %	coeff. α	Diff. %	δ_u [mm]	Diff. %
Diana	3,5199	+6,7%	0,083	+34,9%	3,46	+1866%
3Muri	3,7546		0,112		68,03	

6.1.1.1 Ricerca di un modello confrontabile

Sulla base di quanto osservato, si è ritenuto il comportamento della parete nel software 3Muri assimilabile ad una serie di maschi murari collegati tra loro da bielle alla quota dei solai. Ovviamente si tratta di una forte semplificazione, la quale potrebbe però aiutare a comprendere meglio il comportamento del modello 3Muri per solai deformabili e spiegare la differenza di rigidezza tra i due modelli.

Per dimostrare tale ipotesi si è creato un modello in Diana privo delle fasce piano, con i singoli maschi murari collegati tra loro da bielle. Poiché l’inserimento di queste avrebbe potuto creare dei problemi di concentrazione degli sforzi nel punto di ancoraggio al singolo nodo, si è preferito utilizzare il comando *tying*. Così facendo si è garantito lo stesso spostamento in X ai singoli maschi murari senza attribuire un’ulteriore rigidezza flessionale, esattamente come avrebbero fatto delle bielle. In realtà tale configurazione è paragonabile a quella di solai rigidi ben ancorati in assenza però di fasce di piano, per questo motivo verrà denominata “no fasce_rig.”.

Il modello così ottenuto non è perfettamente comparabile con quello di 3Muri dove, anche se notevolmente ridotta, la resistenza delle fasce è tenuta in considerazione ed influisce in una prima fase dell’analisi. La frequenza del primo modo di vibrare del modello a telaio risulta infatti essere molto più elevata (+116%).

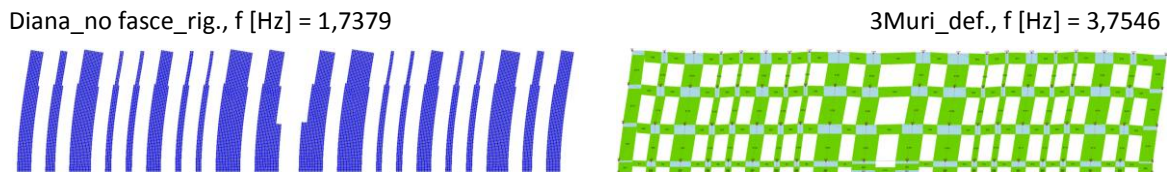


Fig. 6.5: Confronto del primo modo di vibrare

Osservando però la curva in Fig. 6.6 si nota decisamente una certa somiglianza tra i due modelli, specialmente se si tiene in considerazione anche la porzione precedentemente trascurata in 3Muri. Eliminando le fasce di piano il modello in Diana perde moltissima rigidezza portandosi su valori abbastanza comparabili con quelli del modello a telaio equivalente. Dunque, ciò sembrerebbe confermare quanto ipotizzato in precedenza. Vale a dire una scarsa resistenza delle fasce di piano che, per il modello 3Muri, è decisamente inferiore (se non addirittura trascurabile) rispetto a quanto constatato con la modellazione ad elementi finti. Molto simile è anche lo spostamento ultimo (+7,5%), mentre il coefficiente sismico risulta avere una differenza leggermente più differente (-20,6%).

Il fatto stesso che la curva di capacità del telaio equivalente sia paragonabile a tale tipo di modello lascia qualche perplessità sull’efficacia di questa tipologia di schematizzazione, limitatamente alla condizione di solai deformabili. D’altra parte è comunque interessante notare come, eliminando le fasce di piano, il modello agli elementi finiti riesca a cogliere un evidente maggior livello di spostamento.

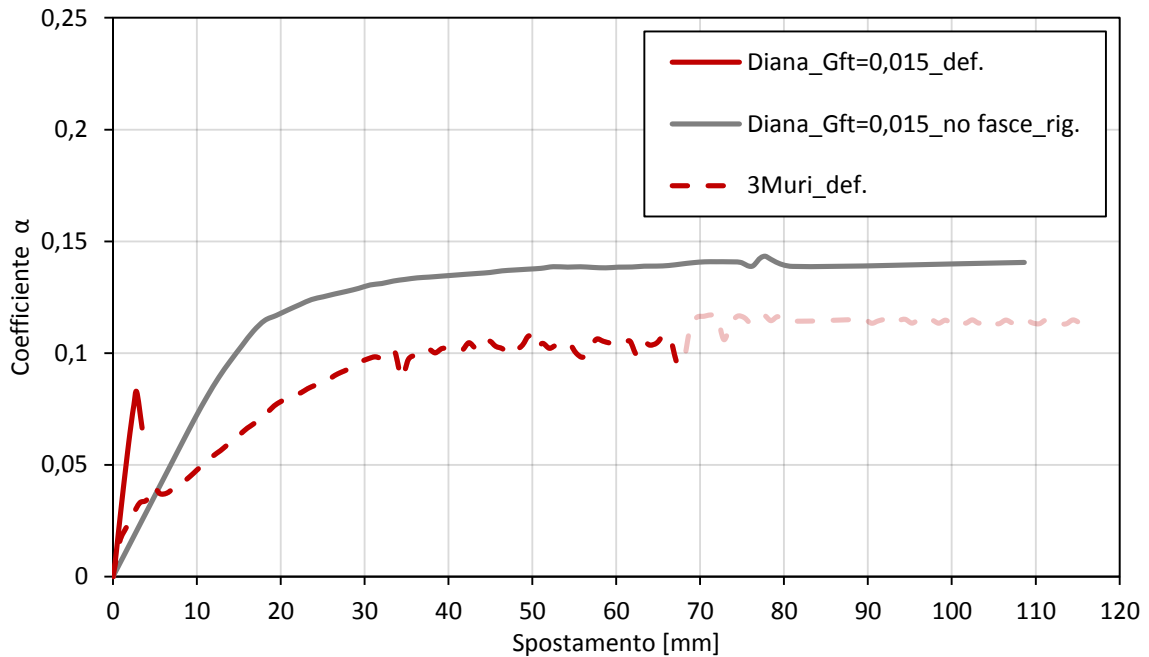
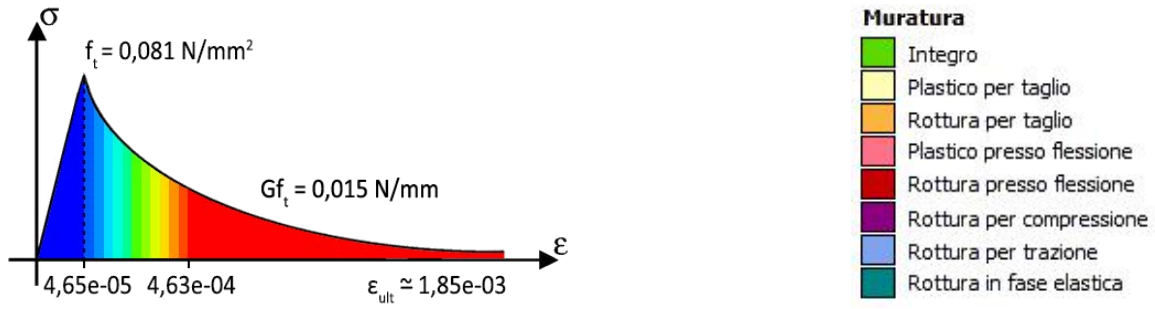


Fig. 6.6: Confronto delle curve di capacità

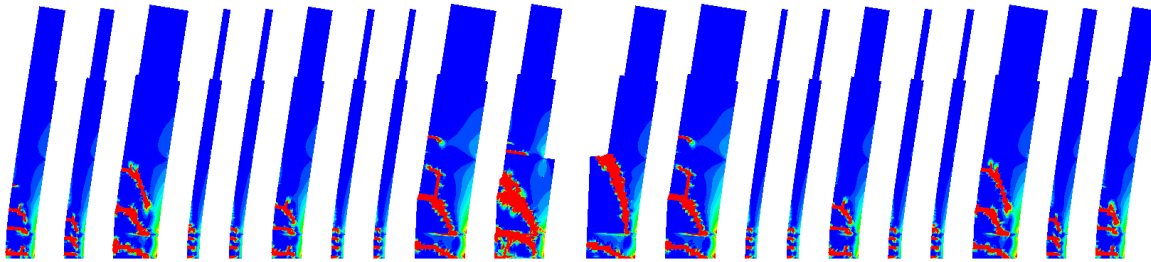
Confrontando invece in Fig. 6.7 la deformata all'ultimo step, compresa la porzione precedentemente trascurata, non si ritrova molta similitudine. Tuttavia ciò è abbastanza coerente data la non perfetta comparabilità dei due modelli. Si segnala infatti che le fasce di piano in 3Muri sono comunque presenti, almeno fino a quando non sono arrivate completamente a rottura, quindi interagiscono con il resto della struttura nella distribuzione degli sforzi. Si ricorda, inoltre, che la discretizzazione a telaio equivalente prevede la presenza di nodi rigidi proprio perché in corrispondenza di essi solitamente non si verificano lesioni significative. Tuttavia, avendo eliminato completamente le fasce, tali zone infinitamente rigide non sono identificabili nel modello in Diana. Infine, il modello in Diana può essere schematizzato come una serie di mensole incastrate alla base mentre quello in 3Muri risulta invece composto da più macroelementi distinti e sovrapposti.

Nonostante tali discrepanze tra i modelli, è possibile in qualche modo rintracciare qualche minima somiglianza. Innanzitutto le fasce di piano in 3Muri risultano quasi tutte completamente danneggiate per pressoflessione, confermandone dunque la loro trascurabilità ai fini del calcolo. Inoltre, le lesioni dei maschi sono per entrambi riconducibili sempre a fenomeni di pressoflessione, anche se vi è evidentemente meno confrontabilità nella localizzazione di queste.

Evidentemente il confronto delle deformate restituisce dei risultati meno simili, particolarmente significativo rimane però il confronto delle relative curve di capacità. La somiglianza tra i due modelli è riscontrabile in sintesi anche in Tab. 6.2.



Diana_no fasce_rig., δ_u [mm] = 108,66



3Muri_def., δ_u [mm] = 116,85

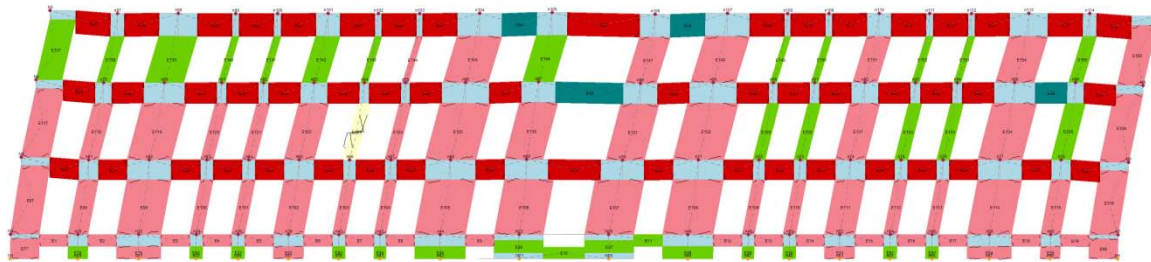


Fig. 6.7: Confronto delle deformate all'ultimo step

Tab. 6.2: Riassunto e confronto dei risultati tra i due software con ipotesi di modello confrontabile

TIPO DI SW.	ANALISI MODALE		ANALISI STATICA NON LINEARE			
	f [Hz]	Diff. %	coeff. α	Diff. %	δ_u [mm]	Diff. %
Diana	1,7379	+116%	0,141	-20,6%	108,66	+7,5%
3Muri	3,7546		0,112		116,85	

6.1.2 Solai rigidi

Il primo modo di vibrare risulta comparabile anche per i solai rigidi (Fig. 6.8), questa volta con un valore di frequenza leggermente inferiore per il modello 3Muri rispetto Diana (-5,1%). Si ricorda che quest'ultimo, infatti, non subisce nessuna variazione in termini di frequenza rispetto all'ipotesi precedente di solai deformabili.

Diana_rig., f [Hz] = 3,9557

3Muri_rig., f [Hz] = 3,7549

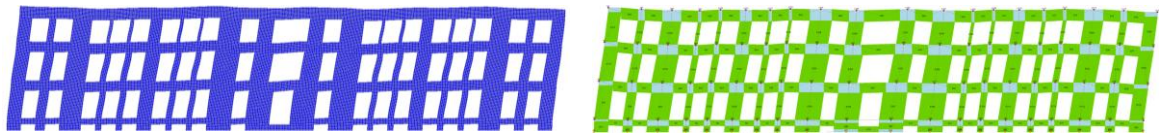


Fig. 6.8: Confronto del primo modo di vibrare

La maggior rigidità del modello in Diana viene riconfermata nel confronto tra le curve in Fig. 6.9. La differenza tra i due programmi è notevole, sia in termini di rigidità che di spostamento ultimo. In modo analogo alla precedente situazione di solai deformabili, la curva 3Muri presenta inizialmente una rigidità molto simile a quella di Diana, salvo poi distanziarsi da questa raggiunto un certo valore di coefficiente sismico (circa 0,02). Osservando proprio il confronto tra la curva molto rigida e fragile di Diana con quella di 3Muri, più duttile, si ha l'impressione di confrontare nuovamente due modelli differenti. Tale ipotesi, che vede come causa principale la diversa influenza dei solai di tipo infinitamente rigidi, verrà successivamente indagata.

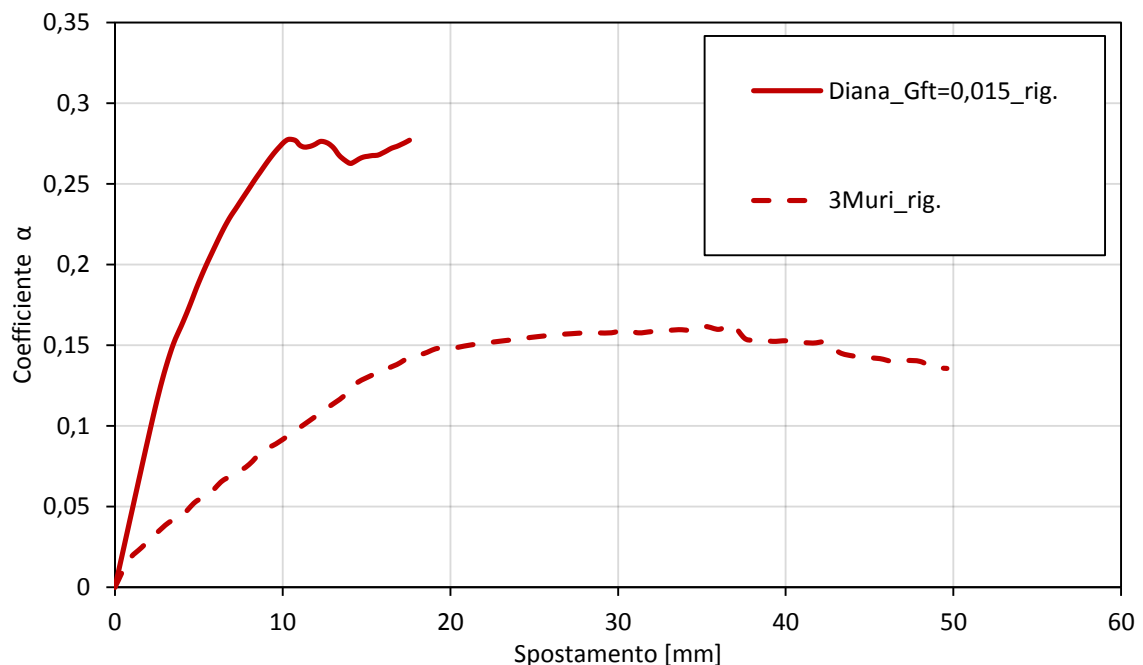


Fig. 6.9: Confronto delle curve di capacità

Si potrebbe ipotizzare, data la differenza di risultati riportata anche in Tab. 6.3, che la resistenza delle fasce di piano nel modello 3Muri sia più bassa, come già in precedenza riscontrato. Effettivamente, confrontando la deformata al primo step mostrata in Fig. 6.10,

si nota nuovamente come le fasce presentino già in partenza un certo livello di deformazione plastica nel modello a telaio equivalente, situazione però non riscontrabile in Diana. Raggiunto dunque il valore massimo di resistenza il macroelemento viene sostituito da una biella e la curva, di conseguenza, ha una riduzione di rigidità.

Diana_rig., δ_u [mm] = 0



3Muri_rig., δ_u [mm] = 0



Fig. 6.10: Confronto delle deformate al primo step

Confrontando tra loro le deformate dell'ultimo step in Fig. 6.11, si può trovare un leggero miglioramento rispetto all'ipotesi precedente di solai deformabili, ma si riscontra comunque a fatica qualche somiglianza. È possibile identificare una certa corrispondenza nella localizzazione delle fasce di piano più danneggiate al centro e ai lati più esterni della parete, ma il metodo di rottura è completamente differente. In Diana, infatti, quelle più danneggiate presentano un evidente meccanismo di rottura a taglio, mentre in 3Muri per pressoflessione. Le fasce dell'ultimo livello, inoltre, nel modello agli elementi finiti risultano abbastanza integre. Per quanto riguarda invece i maschi murari il meccanismo di rottura è prevalentemente per pressoflessione, con qualche accenno di comportamento a taglio in Diana, ma nella localizzazione di questi vi è una scarsa corrispondenza.

Tab. 6.3: Riassunto e confronto dei risultati tra i due software nell'ipotesi di solai rigidi

TIPO DI SW.	ANALISI MODALE		ANALISI STATICA NON LINEARE			
	f [Hz]	Diff. %	coeff. α	Diff. %	δ_u [mm]	Diff. %
Diana	3,9557	-5,1%	0,277	-41,5%	17,56	+183%
3Muri	3,7549		0,162		49,62	

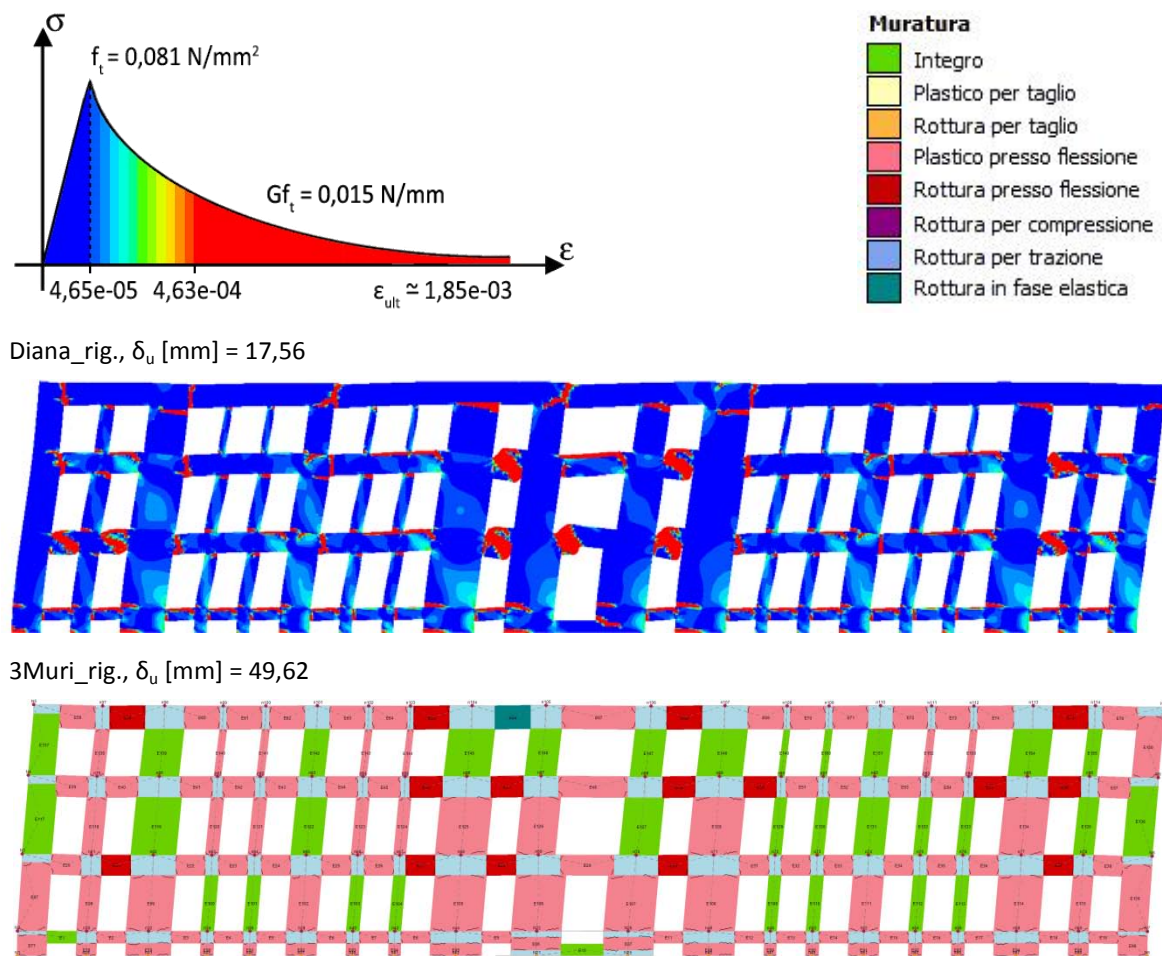


Fig. 6.11: Confronto delle deformate all'ultimo step

Il fatto che i due modelli siano scarsamente confrontabili è da attribuire principalmente all'influenza dei solai rigidi. Si ricorda che attraverso il vincolo utilizzato in Diana si è praticamente assicurato alla parete un perfetto comportamento nel piano. Tale situazione, che difficilmente si verifica con la sola presenza di solai rigidi, è concorde con la particolare casistica del seguente caso studio, caratterizzata appunto da un buon collegamento tra gli orizzontamenti e la muratura. Per quanto riguarda il modello 3Muri, invece, la singola presenza di solai infinitamente rigidi non è ritenuta sufficiente a garantire un ottimo comportamento scatolare. Leggendo attentamente il manuale d'uso, infatti, viene specificato che i moduli elastici E_1 ed E_2 dei solai rappresentano il grado di collegamento che questi esercitano tra i nodi di incidenza nel piano della parete, “*anche grazie all'effetto di cordoli o catene*”.²

Ciò spiegherebbe la riduzione di resistenza della fasce di piano già dal primo step poiché, esattamente come per il caso di solai deformabili, per 3Muri è ritenuto ancora non sufficiente l'accoppiamento tra i maschi murari. Di conseguenza, la rottura delle fasce è per pressoflessione perché il livello di compressione nelle fasce non è ancora sufficiente e quindi queste non possono esercitare una resistenza tale da garantire il tipico effetto

² S.T.A. DATA, *Manuale d'uso 3Muri, Versione 10.9.0*, p. 45.

puntone. Tuttavia, la deformata generale della parete sembrerebbe comunque essere quella tipica di un edificio scatolare, priva cioè di ribaltamenti nel piano di singoli maschi murari. Le curve tracciate cambiando i nodi di controllo, relativamente esterno e interno dell'ultimo livello, sono infatti praticamente coincidenti.

Per poter comprendere meglio questo ambiguo ed ipotetico comportamento scatolare, viene mostrata in sintesi la curva di un'altra configurazione della parete in Fig. 6.12, sempre con solai infinitamente rigidi. Questa, con la sua marcata irregolarità, rappresenta un caso decisamente estremo (si evidenzia infatti l'ambigua forma della curva ottenuta) che ci è tuttavia particolarmente utile. Ci mostra chiaramente, infatti, l'evolversi di singoli meccanismi di ribaltamento nel piano nel corso dell'analisi, confermandoci così la mancanza di un perfetto accoppiamento tra i maschi murari in presenza dei soli orizzontamenti rigidi. Quest'ultimi contribuiscono sicuramente all'incremento della rigidezza rispetto ai solai deformabili, ma non sono per nulla sufficienti a garantire alla parete un perfetto comportamento nel piano. Probabilmente la configurazione standard della parete, data la più semplice e regolare disposizione delle aperture, riesce a mantenere un comportamento abbastanza d'insieme non permettendo quindi di cogliere intuitivamente l'assenza di un perfetto accoppiamento tra i maschi murari. In realtà tale mancanza dovrebbe comunque essere riconoscibile dal meccanismo di rottura della fasce di piano.

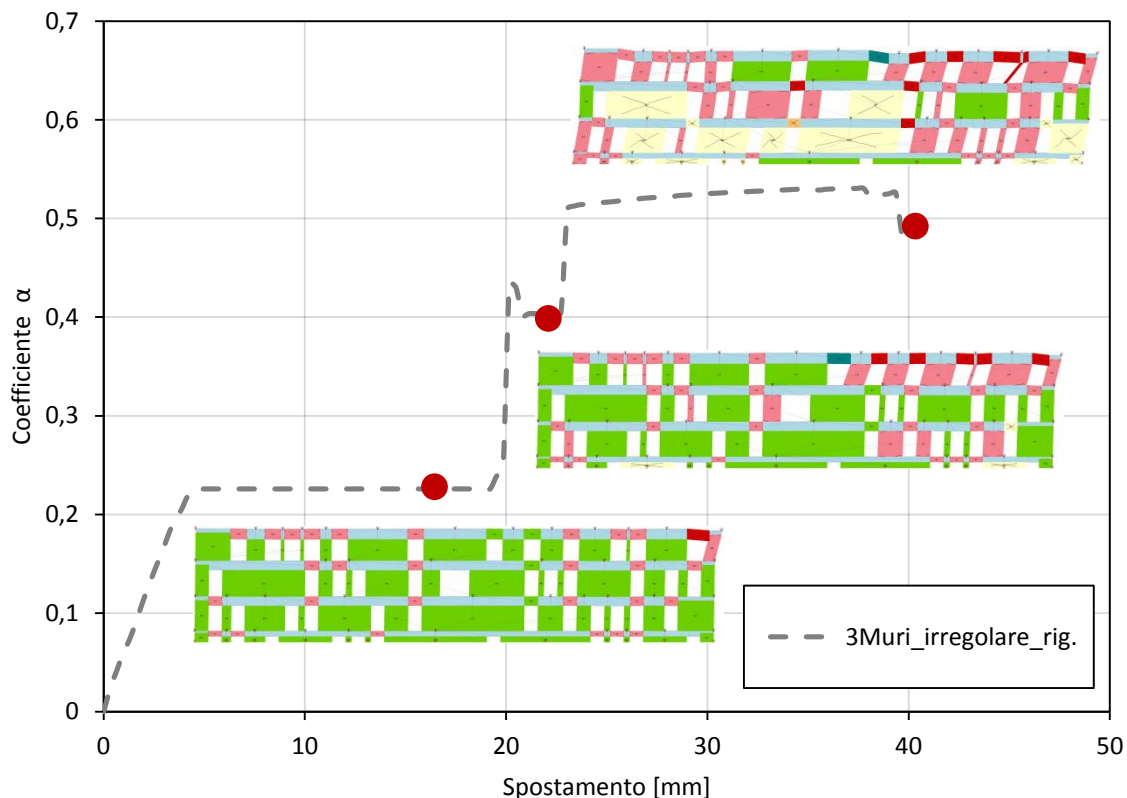


Fig. 6.12: Esempio di un'altra configurazione della parete con solai infinitamente rigidi, in evidenza alcune deformate al variare degli step di carico che mostrano l'evolversi di singoli meccanismi di ribaltamento nel piano

6.1.2.1 Ricerca di un modello confrontabile

Appurato il tipo d'influenza dei solai rigidi nel software 3Muri e constatate le conseguenti differenze con quanto ottenuto invece in Diana, si è poi proceduto cercando di ricreare lo stesso casistica in entrambi i modelli: un perfetto comportamento nel piano della parete, tipico di un edificio scatolare, esattamente come ottenuto nel modello in Diana. Si è quindi ritenuto opportuno attuare delle modifiche in 3Muri per inibire qualsiasi possibile ribaltamento nel piano di singoli maschi murari, assicurare un buon accoppiamento tra questi e di conseguenza attribuire una buona resistenza a flessione delle fasce di piano.

Per prima cosa si è provato ad intervenire modificando manualmente i solai, inserendo dunque dei valori di E1 ed E2 i più elevati possibile. Si ipotizzava che la tipologia di default considerasse dei moduli leggermente più bassi e che dunque questo potesse influire sul comportamento della parete. In realtà però, anche con i solai modificati manualmente, i risultati sono esattamente gli stessi. Dunque, questo conferma il fatto che per 3Muri i solai non sono assolutamente sufficienti a garantire il perfetto comportamento del piano, anche se infinitamente rigidi. Ciò è sicuramente comprensibile, sarebbe tuttavia auspicabile avere la possibilità di gestire la qualità del collegamento solaio-muratura, così da potersi ricondurre eventualmente a casistiche di perfetto comportamento nel piano. Un comando simile è già presente, dove appunto viene richiesta la lunghezza di appoggio dei solai, però influisce per la sola verifica statica ai carichi verticali.

Non essendo stato possibile ricreare la situazione presente in Diana intervenendo sui solai, si è dunque provato ad inserire in 3Muri degli elementi che possano contribuire ad assicurare il comportamento scatolare. Nell'attribuzione delle proprietà dei pannelli si è quindi aggiunta una catena, con acciaio S235 e tiro praticamente nullo. In questo modo si è collegato tra loro i singoli nodi rigidi senza attribuire nessun incremento di resistenza flessionale, se non quella data dalle fasce di piano ben compresse tra i maschi murari, esattamente come ottenuto con il comando *tying* in Diana. In realtà si tratta di un'approssimazione perché il vincolo utilizzato nel modello agli elementi finiti è approssimabile ad una biella, quindi a differenza della catena da anche un certo contributo a compressione.

Un'altra possibile opzione sarebbe potuta essere quella di inserire un cordolo in cemento armato o una trave in acciaio. Questa è stata però scartata poiché avrebbe apportato, oltre ad un incremento della resistenza a compressione, un aumento significativo di rigidità flessionale dato della travatura stessa, perdendo dunque di comparabilità con il modello in Diana. A titolo informativo si è comunque indagato la risposta al variare dei differenti elementi di collegamento e ne vengono riportate le curve in Fig. 6.13. Si può osservare che, come preventivato, le ipotesi di cordolo in cemento armato e trave in acciaio hanno un valore di coefficiente sismico maggiore dovuto appunto alla rigidità flessionale, assente invece nella catena. Interessante anche notare come l'utilizzo in 3Muri dei soli orizzontamenti rigidi si ponga in una situazione intermedia tra i solai deformabili e la catena, confermando quanto finora ipotizzato.

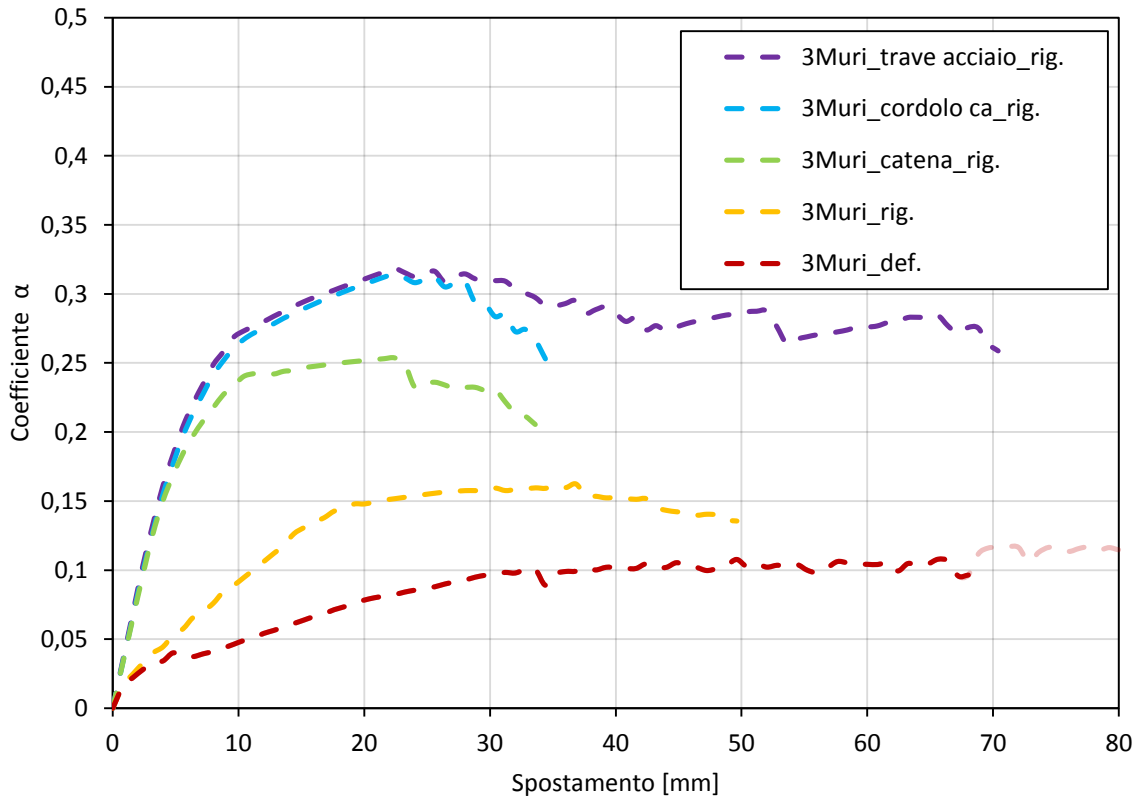


Fig. 6.13: Confronto delle curve di capacità in 3Muri al variare della tipologia di solai e degli elementi di collegamento

Avvalorata l'ipotesi della catena come la più adatta ai fini di un confronto con il modello in Diana, si è proceduto con tale casistica mostrandone più nel dettaglio i risultati. Innanzitutto si segnala che la frequenza del primo modo di vibrare, nonostante l'aggiunta della catena, ha subito solo un leggero incremento rispetto alla condizione di soli solai rigidi (+0,3%). Il valore risulta quindi ancora inferiore a quello di Diana (-4,8%), ma comunque molto confrontabile.

Diana_rig., f [Hz] = 3,9557

3Muri_catena_rig., f [Hz] = 3,7666

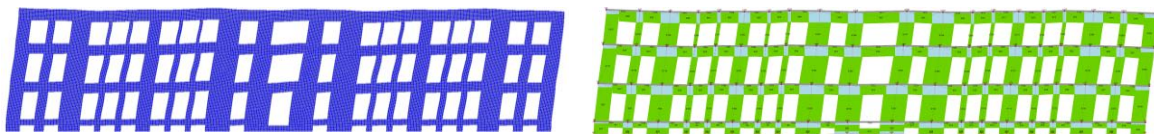


Fig. 6.14: Confronto del primo modo di vibrare

Nonostante la piccola variazione della frequenza, si nota immediatamente in Fig. 6.15 come la rigidezza della curva abbia subito un notevole aumento della rigidezza, portando anche il coefficiente sismico su valori confrontabili con la condizione di solai infinitamente rigidi del modello agli elementi finiti (-8,3%). Tale incremento, ottenuto con l'inserimento della catena in acciaio, lascia ora presagire un buon accoppiamento dei maschi murari, sinonimo anche di una buona resistenza della fasce di piano. La somiglianza tra le due curve è infatti ora più accettabile, anche se il modello a telaio mostra sempre un'evidente maggiore capacità di spostamento (+86,8%).

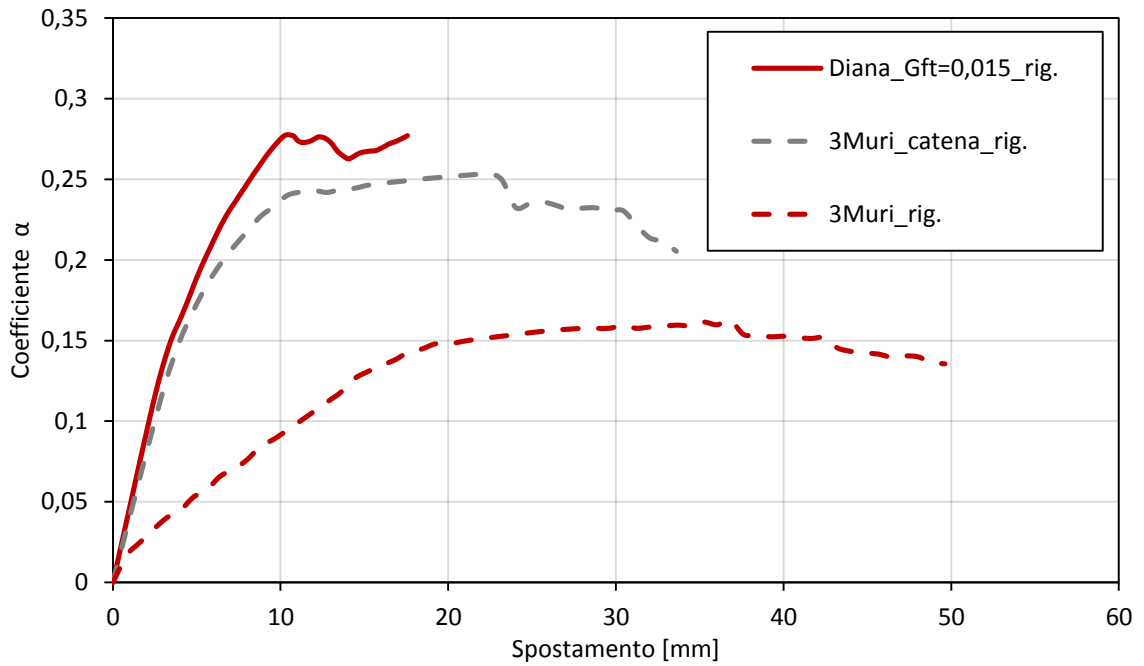


Fig. 6.15: Confronto delle curve di capacità

Si fa notare, inoltre, che nella deformata al primo step del modello 3Muri non si riscontra una deformazione plastica a pressoflessione delle fasce di piano come invece avveniva in precedenza, ottenendo dunque una situazione molto più comparabile a quella registrata in Diana (Fig. 6.16). Ciò è dovuto ad un incremento del valore ultimo di resistenza delle fasce che si è attivato grazie all'inserimento della catena.

Diana_rig., δ_u [mm] = 0



3Muri_catena_rig., δ_u [mm] = 0

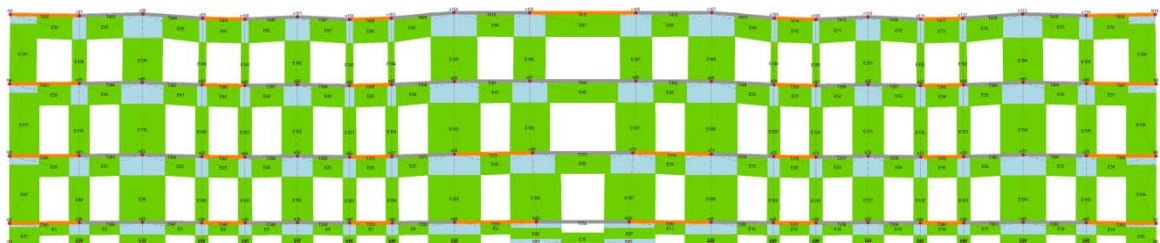
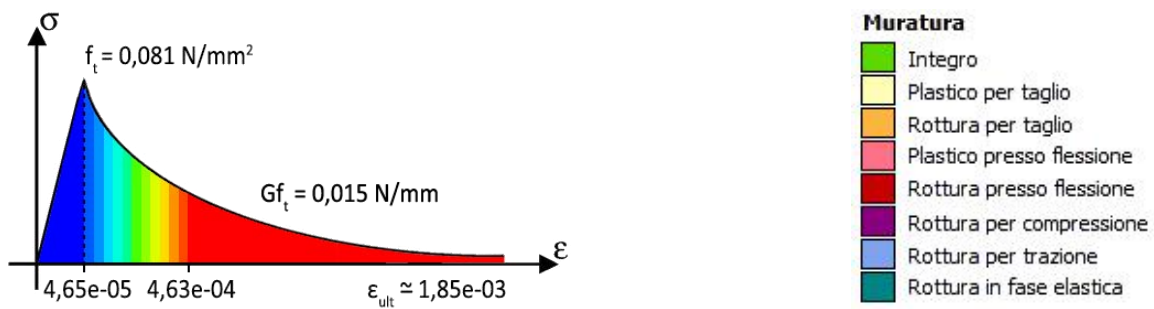


Fig. 6.16: Confronto delle deformate al primo step

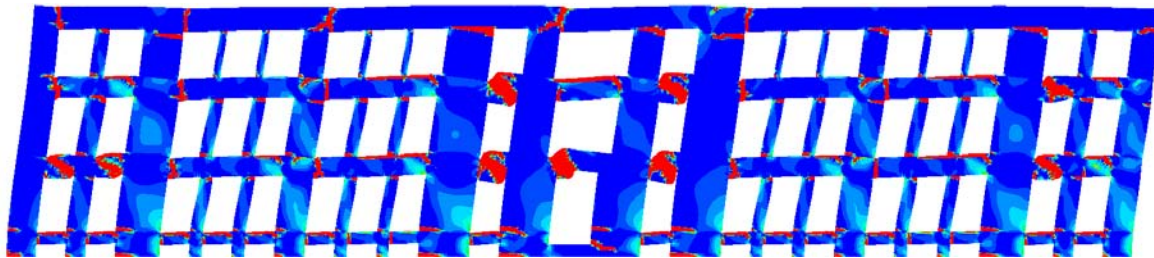
Lo stesso confronto delle deformate all'ultimo step mostra, se non proprio una netta corrispondenza, decisamente una migliore somiglianza rispetto alle casistiche precedenti. Innanzitutto, come visibile in Fig. 6.17, la rottura delle fasce di piano avviene per taglio anche nel modello a telaio equivalente, confermando dunque nuovamente il buon

accoppiamento tra i maschi murari. Anche la localizzazione delle fasce più danneggiate risulta abbastanza comparabile con la situazione in Diana, sempre però con qualche eccezione.

Si evidenzia che, in alcuni casi, vengono identificate delle deformazioni significative nel modello agli elementi finiti in corrispondenza di quelli che in 3Muri sono considerati nodi rigidi. Questo potrebbe portare ad una diversa distribuzione degli sforzi con una conseguente divergenza nella localizzazione di alcune fratture tra i due modelli. Per quanto riguarda i maschi murari, invece, entrambi i software identificano rotture per pressoflessione al piano rialzato e all'ultimo livello, mentre invece al primo piano risultano maggiormente integri, con qualche eccezione per il modello in Diana.



Diana_rig., δ_u [mm] = 17,56



3Muri_catena_rig., δ_u [mm] = 32,81

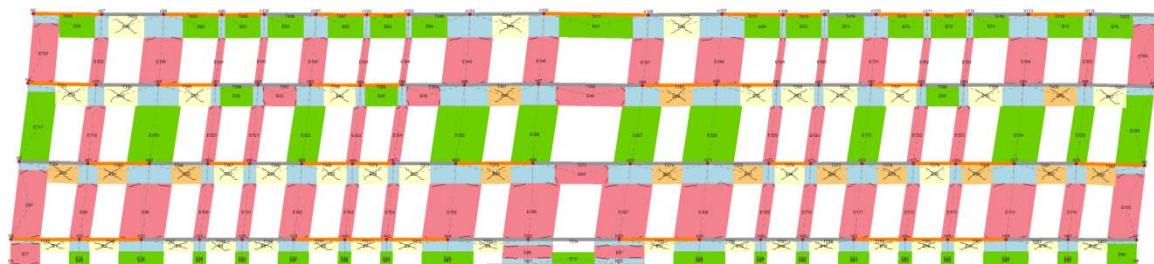


Fig. 6.17: Confronto delle deformate all'ultimo step

In generale si ritiene comunque esserci una buona corrispondenza tra i risultati ottenuti nei due modelli di calcolo, sia nella localizzazione del danno che nel meccanismo di collasso. Corrispondenza che si riscontra anche nei valori riportati nella Tab. 6.4 riassuntiva. Ciò conferma quindi l'efficacia di una modellazione a telaio equivalente in presenza non solo di solai rigidi, ma anche di elementi di collegamento che ne garantiscono il comportamento scatolare.

Tab. 6.4: Riassunto e confronto dei risultati tra i due software con ipotesi di modello confrontabile

TIPO DI SW.	ANALISI MODALE		ANALISI STATICA NON LINEARE			
	f [Hz]	Diff. %	coeff. α	Diff. %	δ_u [mm]	Diff. %
Diana	3,9557	-4,8%	0,277	-8,3%	17,56	+86,8%
3Muri	3,7666		0,254		32,81	

6.2 ULTERIORI INDAGINI COMPARATIVE

Terminato il confronto della parete Ovest del caso studio, sia per il caso di solai deformabili che per quello più rappresentativo di solai rigidi, si propone ora una serie di ulteriori indagini. Sfruttando la stessa facciata, ma variandone la configurazione, si vuole indagare il variare dei risultati restituiti a seconda della:

- Dimensione dei maschi murari;
- Dimensione delle fasce di piano;
- Irregolarità della parete.

Per avere un confronto efficace e facilmente interpretabile, è necessario partire da una configurazione che mostri un buon livello di comparabilità. Nel paragrafo precedente sono state individuate alcune divergenze tra i due software sulla base dell'influenza della tipologia dei solai e sono stati di conseguenza ricercati dei modelli confrontabili. Tra questi, quelli con un significativo grado di comparabilità, sono il caso di solai rigidi in Diana (rappresentati con il tying) e quello di solai rigidi più catena in 3Muri. Inoltre, uno studio della parete nel piano ha decisamente meno significato nel caso di solai deformabili, dunque si è preferito evitare tale opzione. Di seguito il confronto avverrà quindi utilizzando tali modelli, di cui si ripropongono in sintesi le principali caratteristiche in Tab. 6.5 e il confronto delle relative curve di capacità in Fig. 6.18 (con una scala differente per renderle più leggibili).³

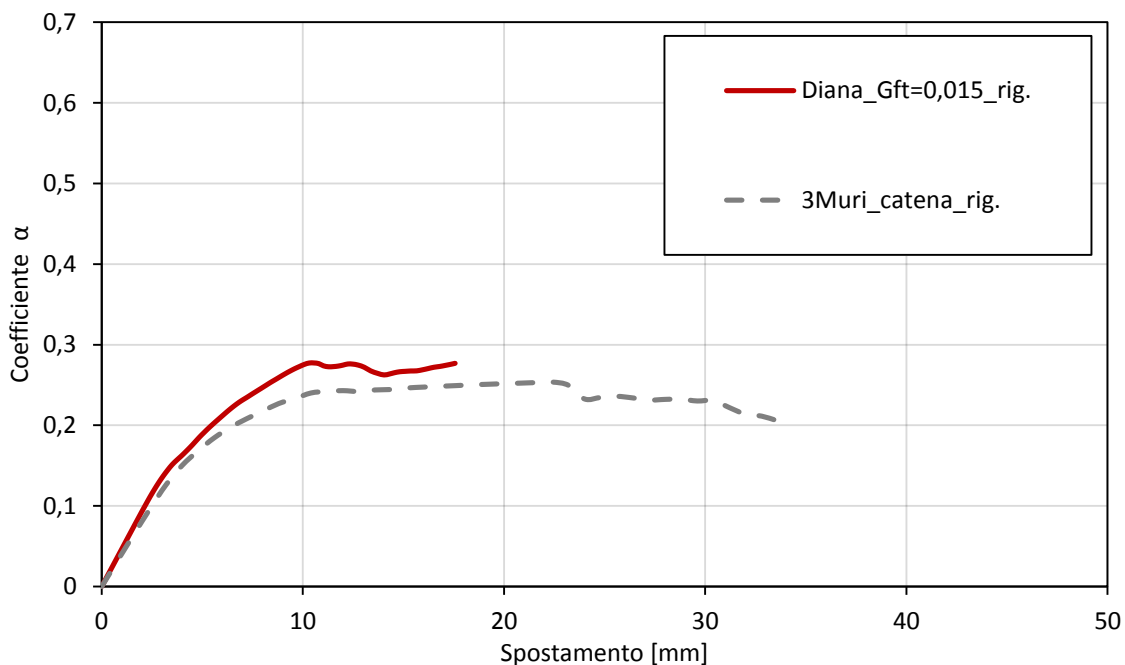


Fig. 6.18: Confronto delle curve di capacità dei due modelli comparabili

³ Per maggiori informazioni si veda il § 6.1.2.1, d'ora in avanti si eviterà di riprendere le caratteristiche che caratterizzano i due modelli dandole dunque per scontate.

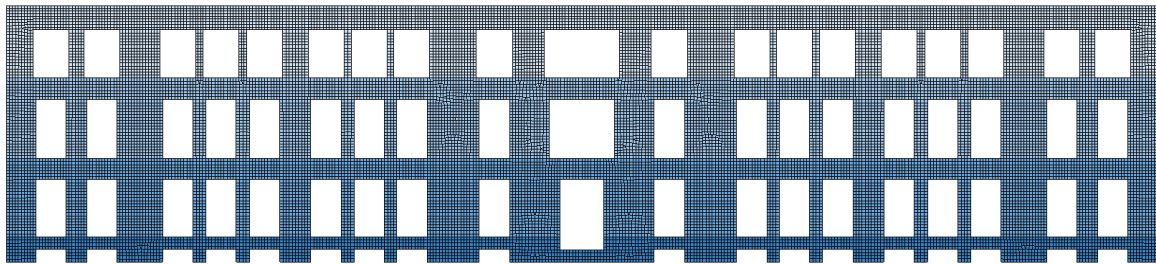
Tab. 6.5: Sintesi delle principali caratteristiche dei due modelli confrontabili

	Diana Standard	3Muri Modificato
GEOMETRIA	Schematizzazione reale	Schematizzazione reale
DISCRETIZZAZIONE	Elementi finiti: - CQ16M, 20x20 cm	Telaio equivalente: - Maschi, fasce, nodi rigidi
VINCOLI	Incastro dei nodi alla base	Incastro dei nodi alla base, mediante la definizione della fondazione alla quota zero
CARICHI	Carico proprio della muratura e nessun carico dei solai	Carico proprio della muratura e nessun carico dei solai
MURATURA	Pietra a spacco con buona tessitura e livello di conoscenza LC2, valori secondo normativa rappresentati attraverso l'utilizzo del legame <i>total strain based crack model</i> : - $E = 1740 \text{ N/mm}^2$ - coeff. Poisson = 0,3 - $w = 21 \text{ kN/m}^3$ - crack orientation = rotating - curva di trazione = exponential - $f_t = 0,081 \text{ N/mm}^2$ - $Gf_t = 0,015 \text{ N/mm}$ - curva di compressione = ideal - $f_c = 2,67 \text{ N/mm}^2$	Pietra a spacco con buona tessitura e livello di conoscenza LC2, valori secondo normativa restituiti di default dal programma
SOLAI	Solai infinitamente rigidi nel proprio piano e ben ammorsati, rappresentati mediante il comando <i>tying</i>	Solai infinitamente rigidi nel proprio piano e ben ammorsati, rappresentati attraverso l'utilizzo degli orizzontamenti rigidi di default, più una catena in acciaio S235 e diametro 3 cm inserita precedentemente nelle proprietà del pannello murario

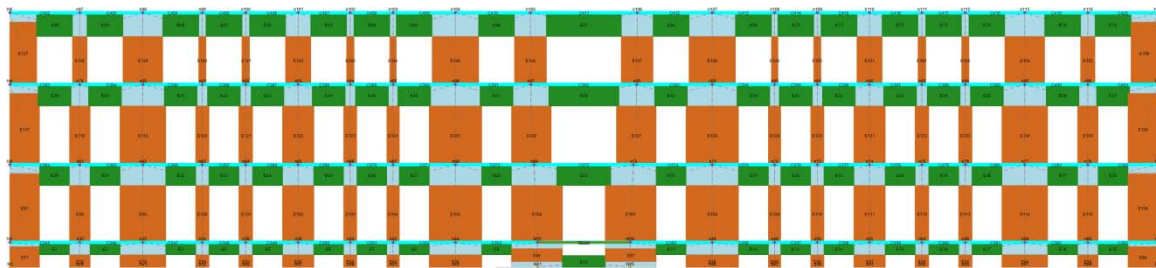
6.2.1 Dimensione dei maschi murari

Per valutarne l'influenza nei risultati sono state create diverse configurazioni della parete eliminando completamente alcune aperture, riducendo così il rapporto tra la superficie piene e quella vuota. Di conseguenza si vengono a creare dei maschi murari dalle dimensioni molto elevate che, partendo dalla facciata rappresentativa del caso studio (a), si è proceduto ad inserire di volta in volta, avendo cura però di mantenere sempre la simmetria della parete (b, c, d). Le configurazioni ottenute sono mostrate di seguito in Fig. 6.19.

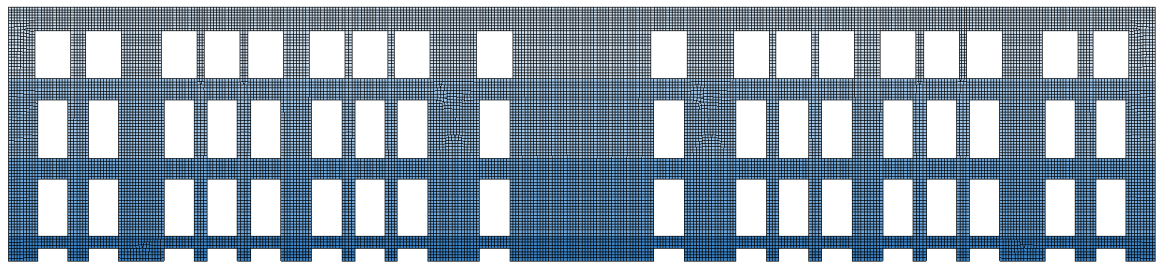
Diana_a



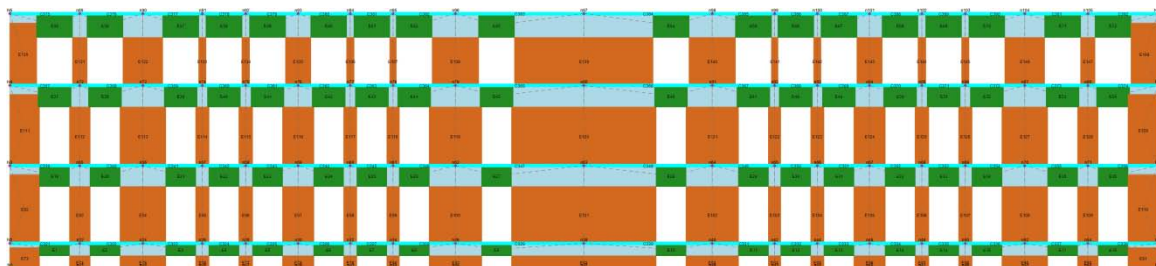
3Muri_a



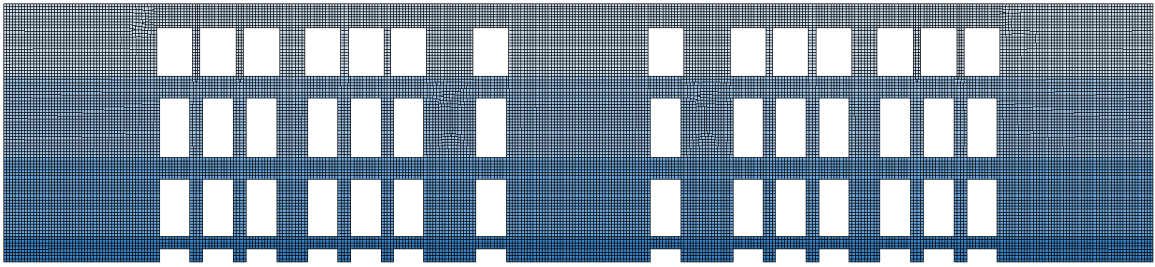
Diana_b



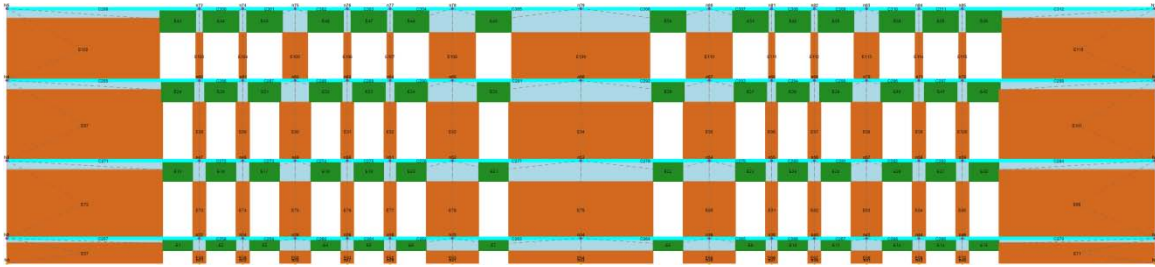
3Muri_b



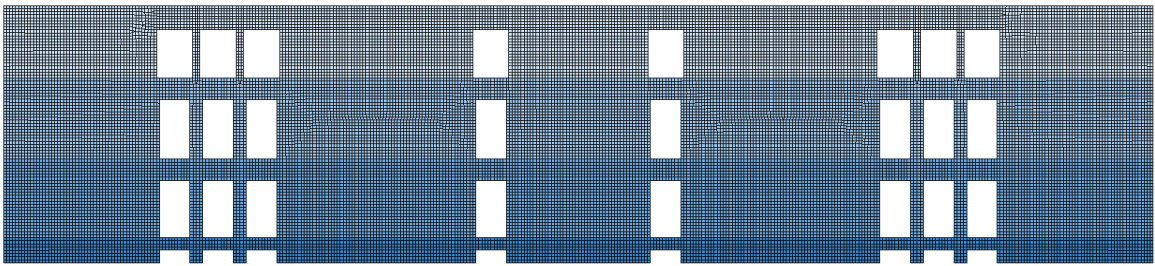
Diana_c



3Muri_c



Diana_d



3Muri_d

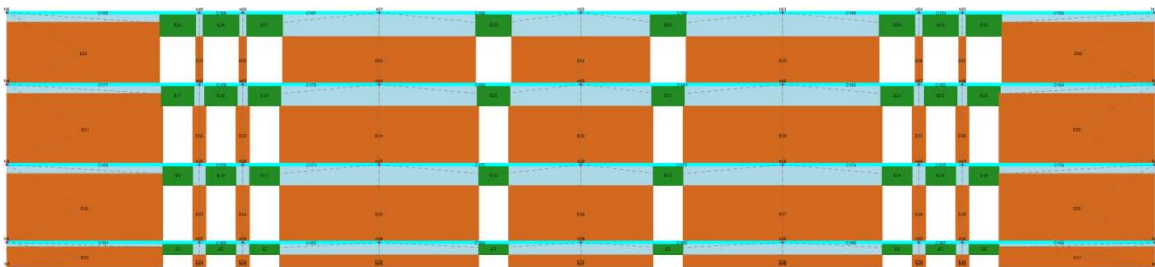


Fig. 6.19: Discretizzazione agli elementi finiti e a telaio equivalente al variare delle dimensioni dei maschi murari

L'obiettivo principale è quello di indagare il comportamento del macroelemento implementato in 3Muri all'aumentare delle dimensioni e, più in generale, la risposta del telaio equivalente. Come si può vedere, infatti, creando dei maschi murari molto grandi vengono di conseguenza generati dei nodi rigidi che si estendono per tutta la lunghezza, i quali potrebbero influire nei risultati. Contemporaneamente viene ovviamente anche valutata la risposta della modellazione agli elementi finiti al variare della geometria.

Ottenute le differenti discretizzazioni della parete si è poi confrontato tra loro il primo modo di vibrare (Fig. 6.20) e le relative frequenze (Fig. 6.21). Come era legittimo

aspettarsi, all'aumentare delle dimensioni dei maschi corrisponde un incremento della rigidità. Questo è riscontrabile sia nella modellazione agli elementi finiti che in quella a telaio equivalente, anche se con qualche differenza. Si ricorda che precedentemente nella modellazione in 3Muri non vi era stato quasi nessun incremento della frequenza al variare della tipologia dei solai, cosa che invece ora avviene cambiando la configurazione della parete. L'aumento è abbastanza proporzionale tra i due software, con 3Muri che mantiene sempre un valore leggermente inferiore (circa -5%). Confrontando le deformate, invece, la corrispondenza quasi perfetta della casistica "a" va diminuendo all'aumentare delle dimensioni dei maschi murari, come chiaramente osservabile in Fig. 6.20.

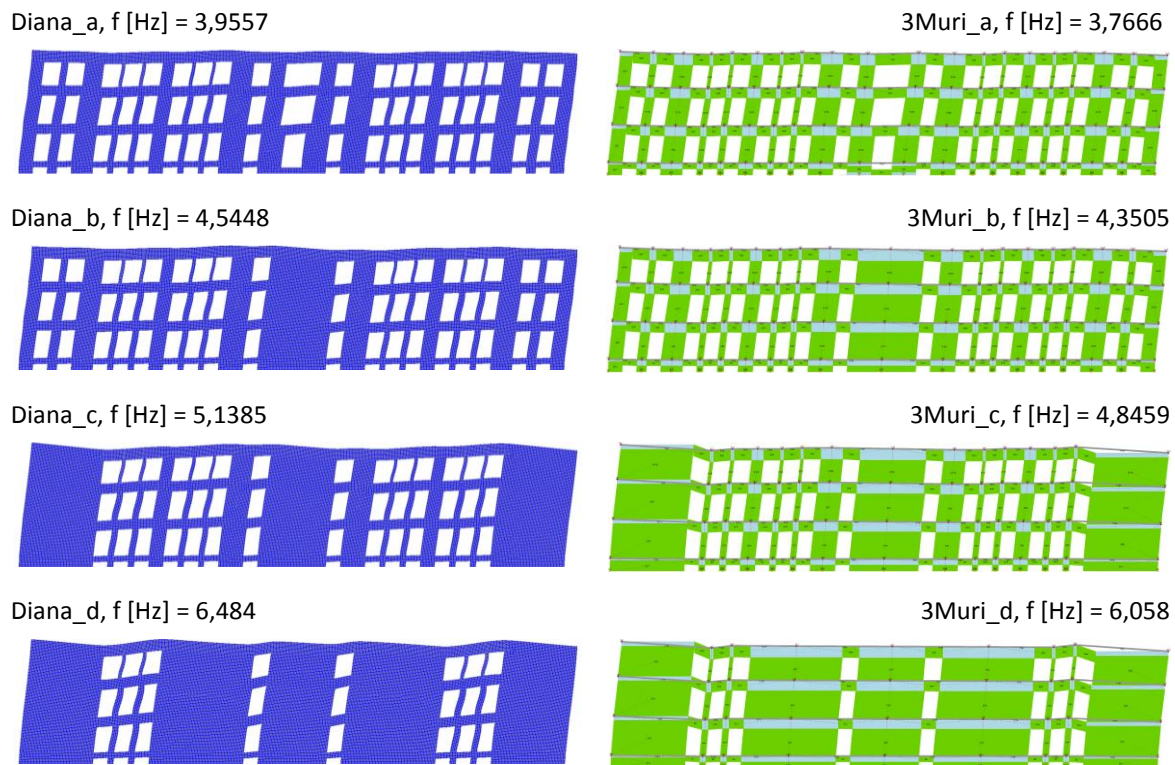


Fig. 6.20: Confronto del primo modo di vibrare

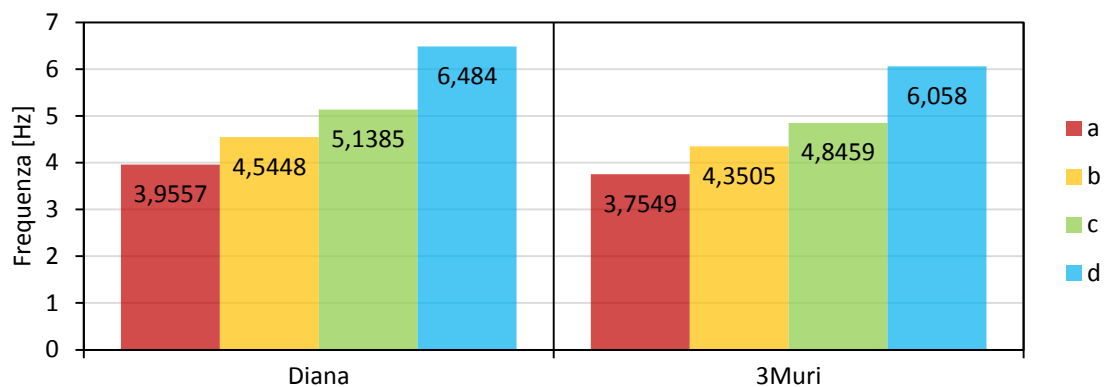


Fig. 6.21: Confronto della frequenza

Le curve di capacità in Fig. 6.22 mostrano chiaramente l'incremento della rigidità all'aumentare delle dimensioni dei maschi murari. Questo aumento, per la modellazione a

telaio equivalente, sembra però essere leggermente maggiore di quanto ci si aspettasse. Si ipotizzava infatti che, all'aumentare delle dimensioni dei maschi, il modello a telaio avrebbe perso rigidità vista la discretizzazione di grandi pannelli con un unico elemento. Questo però non si è verificato, dunque il macroelemento implementato in 3Muri riesce a schematizzare in modo abbastanza accurato il comportamento del pannello, come si può evincere anche dalla pendenza del tratto lineare-elastico che rimane abbastanza paragonabile tra i due software. Il maggior incremento di forze di taglio alla base in 3Muri rispetto a Diana è invece probabilmente dovuto alle dimensioni dei nodi rigidi che si vengono a creare nel telaio equivalente, poco plausibili se ipotizzati in un contesto reale.

Per quanto riguarda il confronto in termini di deformazioni, invece, si evidenzia come il comportamento del modello in Diana diventi sempre più fragile fino alla situazione estrema "d". In 3Muri, invece, dalla casistica "b" alla "c" si osserva un aumento dello spostamento ultimo, oltre che una marcata variazione della curva in generale. Se da un lato la modellazione agli elementi finiti restituisce un comportamento sempre più fragile, dall'altra il telaio equivalente mantiene comunque un certo livello di duttilità che, in alcuni casi, sembra però essere leggermente eccessivo.

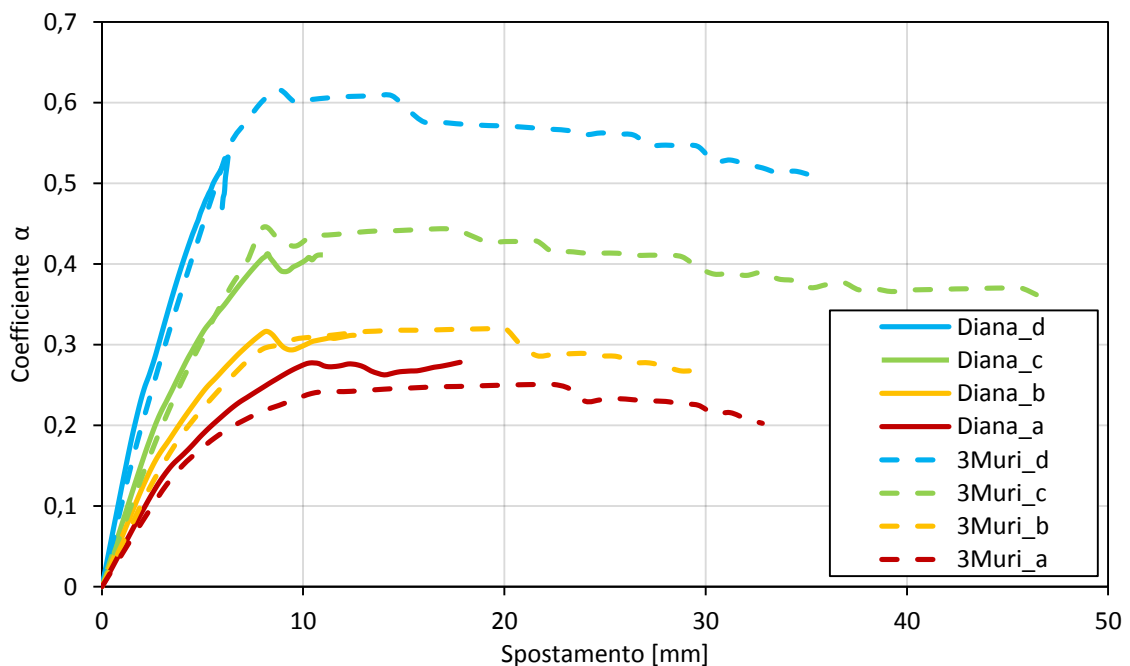
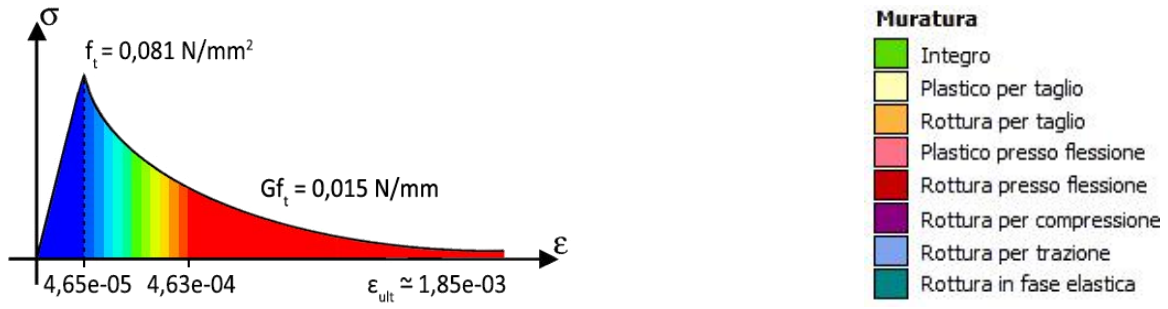
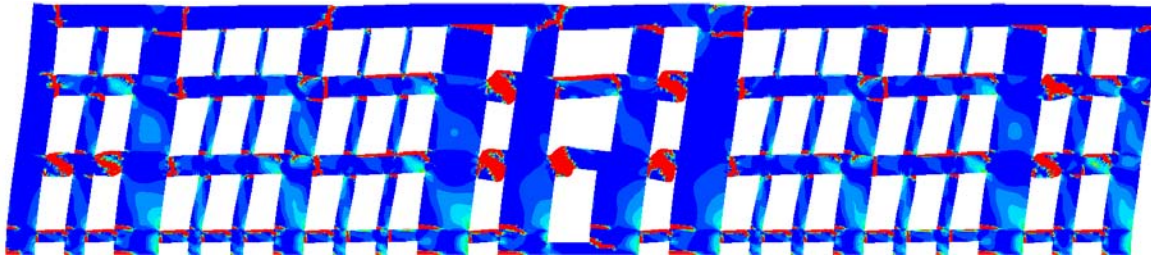


Fig. 6.22: Confronto delle curve di capacità al variare delle dimensioni dei maschi murari

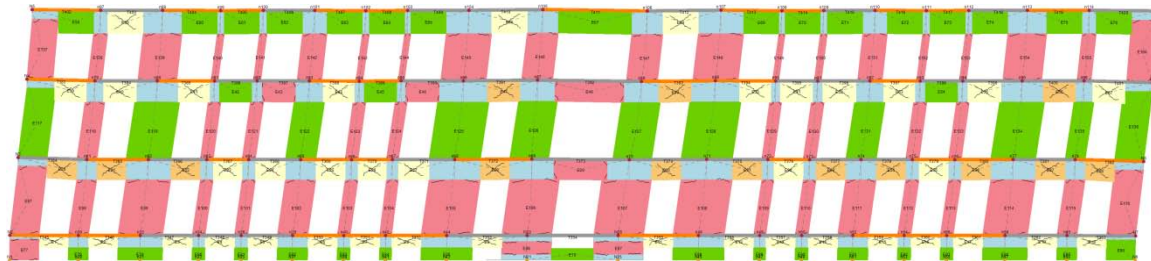
Confrontando le deformate all'ultimo step dei due programmi, mostrate in Fig. 6.23, si può comprendere meglio il comportamento della parete nelle diverse configurazioni. Innanzitutto si evidenzia la discreta corrispondenza tra i due software della casistica "a", rappresentativa del caso studio, di cui si è già discusso ampiamente in precedenza. Lo stesso si può dire anche della configurazione "b" dove il comportamento generale rimane pressoché invariato. Aumentando di molto le dimensioni dei maschi murari, quindi passando all'ipotesi "c" e "d", si incominciano invece a notare maggiori differenze.



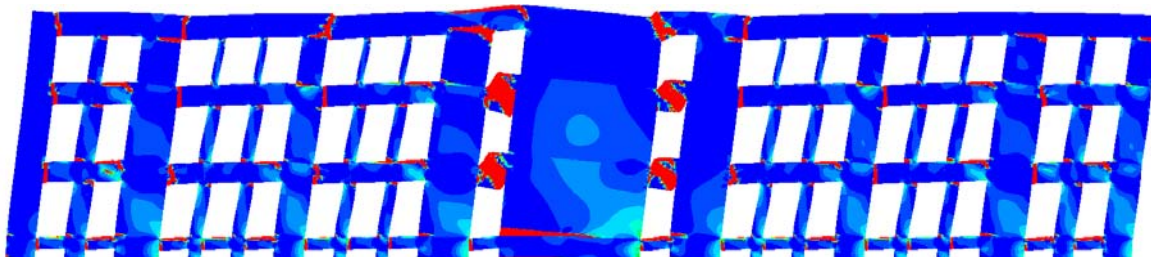
Diana_a, δ_u [mm] = 17,56



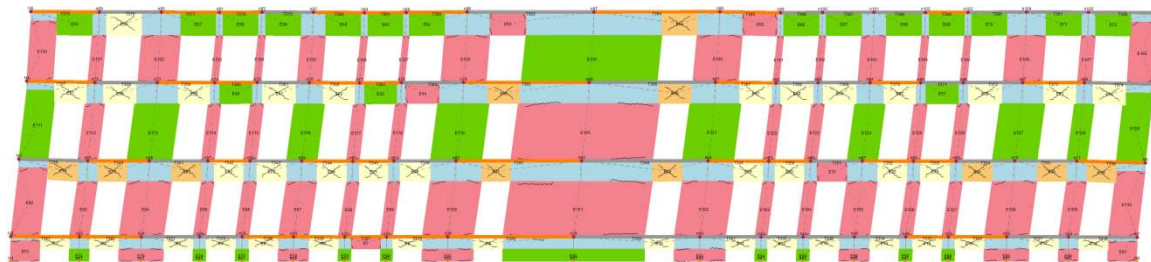
3Muri_a, δ_u [mm] = 32,81



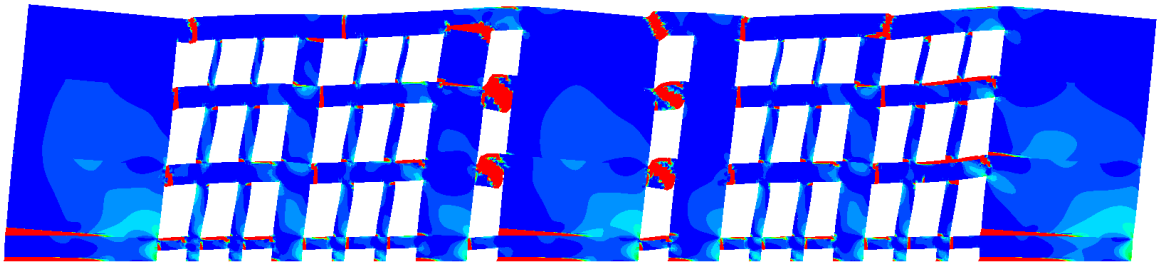
Diana_b, δ_u [mm] = 12,53



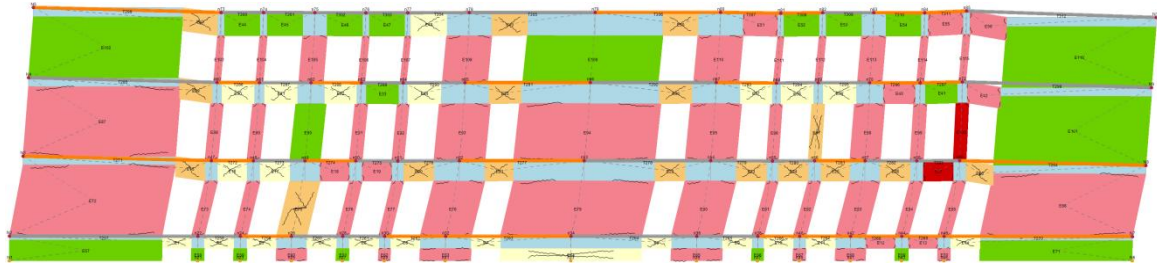
3Muri_b, δ_u [mm] = 29,61



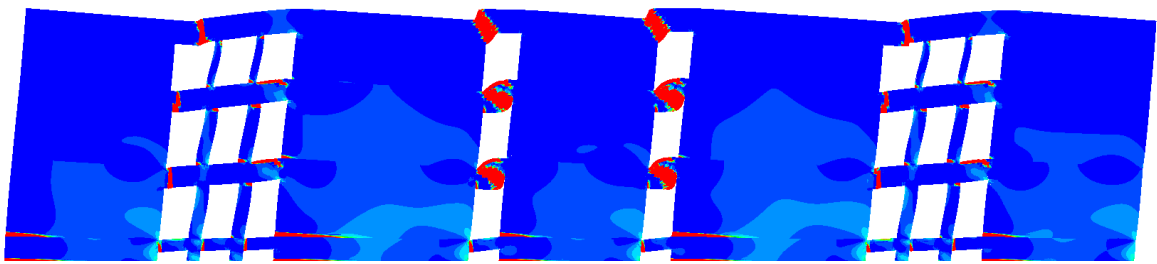
Diana_c, δ_u [mm] = 10,98



3Muri_c, δ_u [mm] = 46,43



Diana_d, δ_u [mm] = 6,27



3Muri_d, δ_u [mm] = 36,02

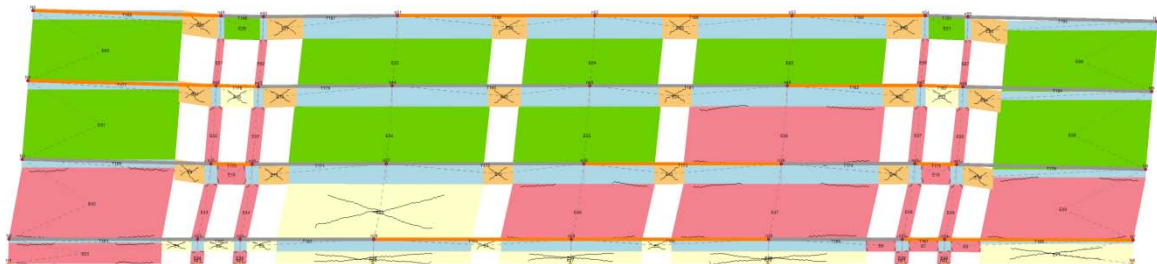


Fig. 6.23: Confronto delle deformate all'ultimo step
al variare delle dimensioni dei maschi murari

Si evidenzia come, in corrispondenza di quelli che in 3Muri sono identificati come nodi rigidi, vi siano comunque delle concentrazioni di sforzi, soprattutto in corrispondenza dei maschi murari di grandi dimensioni. Vengono quindi riconfermati i dubbi legati alle dimensioni di tali offset rigidi. La deformata stessa, inoltre, mostra a collasso una distribuzione differente. Con tali configurazioni, infatti, una discretizzazione a telaio equivalente risulta meno efficace proprio perché le grandi dimensioni dei maschi rendono la parete stessa meno assimilabile ad un telaio. Nonostante tali complicazioni si può comunque trovare un certo grado di comparabilità. Si noti ad esempio la discreta

corrispondenza tra i maschi murari considerati integri in 3Muri con quanto restituito in Diana. Grande eccezione sono però i pannelli inferiori molto tozzi, appartenenti al seminterrato, dove il modello a telaio fatica a riscontrare danneggiamenti significativi. Per le fasce di piano le lesioni a taglio della porzione centrale della parete si riscontrano in entrambi i programmi, meno concordi sono invece quelle riscontrate in altri pannelli.

In sintesi si evidenzia dunque come, all'aumentare delle dimensioni dei maschi murari, la comparabilità tra i due metodi di modellazione sia sempre meno efficace (Tab 6.6), sia in termini di curva di capacità che di danneggiamento dei singoli pannelli murari.

Tab. 6.6: Riassunto e confronto dei risultati tra i due software in base alle dimensioni dei maschi

TIPOLOGIA PARETE		TIPO DI SW.	ANALISI MODALE		ANALISI STATICA NON LINEARE			
Tipo	Sup. piena %		f [Hz]	Diff. %	coeff. α	Diff. %	δ_u [mm]	Diff. %
a	64%	Diana	3,9557	-4,8%	0,277	-8,3%	17,56	+86,8%
		3Muri	3,7666		0,254		32,81	
b	68%	Diana	4,5448	-4,3%	0,316	+0,01%	12,53	+136%
		3Muri	4,3505		0,319		29,61	
c	75%	Diana	5,1385	-5,7%	0,413	+7,8%	10,98	+322%
		3Muri	4,8459		0,445		46,43	
d	86%	Diana	6,484	-6,6%	0,532	15,6%	6,27	+474%
		3Muri	6,058		0,615		36,02	

6.2.1.1 Influenza della disposizione dei maschi murari

Ovviamente i risultati precedentemente discussi non dipendono esclusivamente dalle dimensioni dei maschi murari, ma anche dalla loro disposizione. A tal proposito è interessante notare come le curve ottenute in 3Muri per le configurazioni “c” e “d” siano molto simili a quelle ricavate da un modello con solamente solai rigidi⁴ (Fig. 6.24). Questo perché, inserendo dei maschi molto grandi alle estremità della parete, viene sufficientemente contrastato il ribaltamento nel piano.

⁴ Si ricorda che il modello adottato, per motivi di confrontabilità, presenta anche una catena alla quota di ogni solaio.

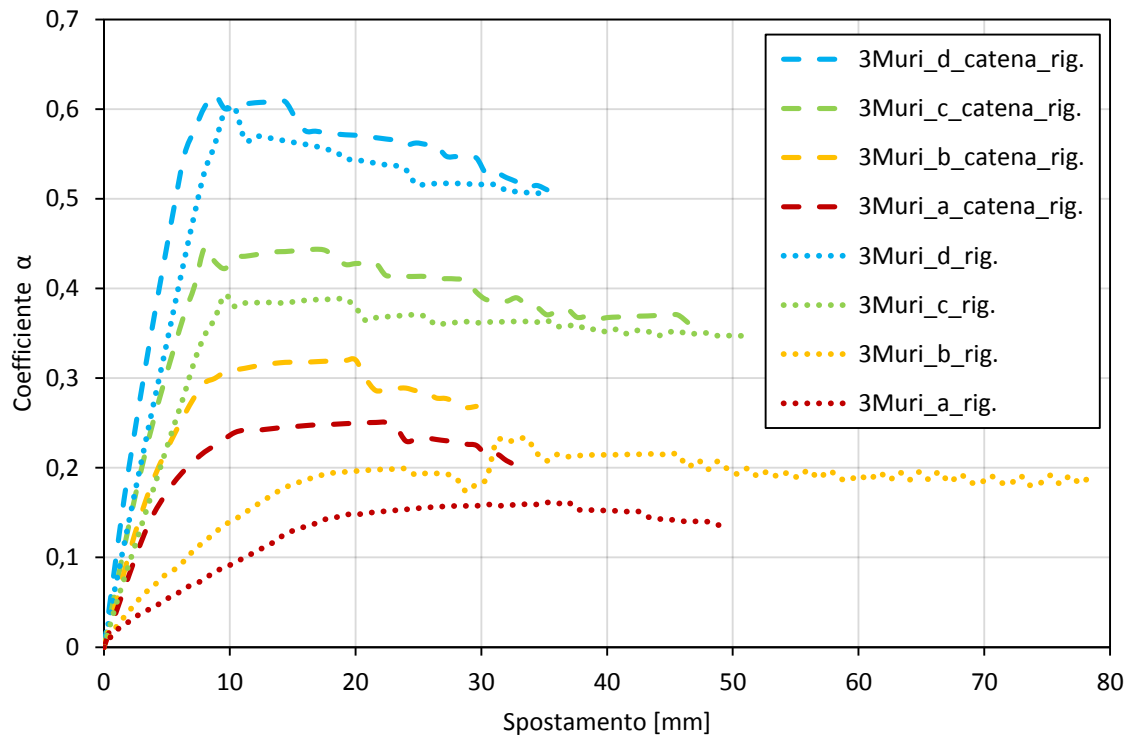
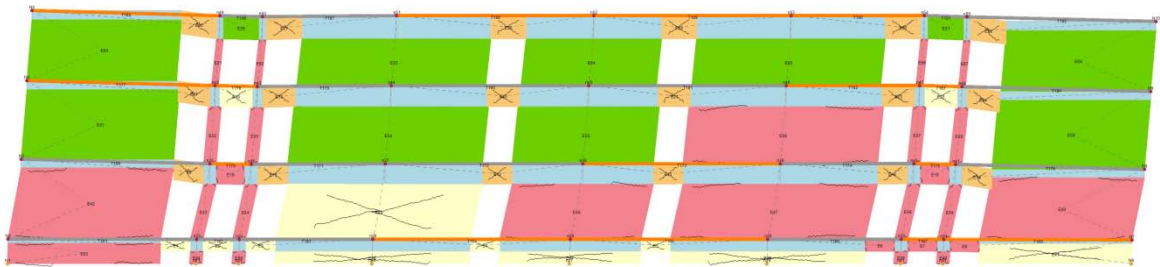


Fig. 6.24: Confronto delle curve con e senza catena in 3Muri che evidenzia l'influenza della posizione dei maschi murari sul comportamento generale della parete

Prendendo come esempio la configurazione "d" e confrontandone la deformata al collasso (Fig. 6.25) si può però osservare come le fasce risultino danneggiate con meccanismi di rottura differenti, in particolare ancora a pressoflessione per il caso di soli solai rigidi. Nonostante l'evidente somiglianza delle curve, il comportamento della parete è quindi solo apparentemente uguale.

3Muri_d_catena_rig., δ_u [mm] = 36,02



3Muri_d_rig., δ_u [mm] = 35,22

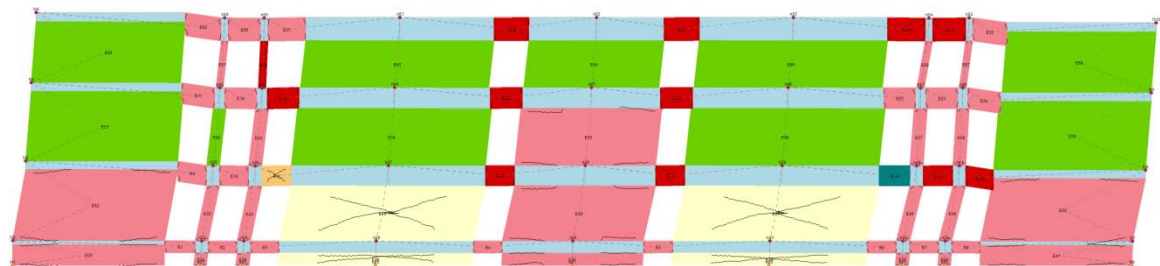


Fig. 6.25: Confronto delle deformati all'ultimo step della configurazione "d" che evidenzia il differente meccanismo di rottura delle fasce

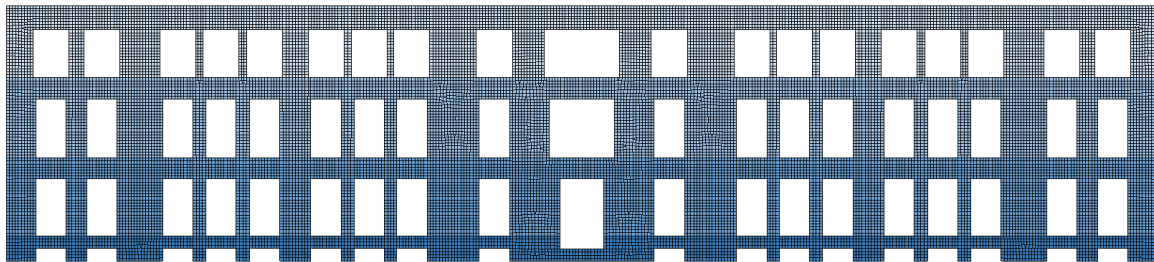
Tale informazione è particolarmente interessante perché evidenzia in modo significativo l'influenza nei risultati non solo della tipologia e dimensione degli elementi strutturali, ma anche della loro disposizione. Nonostante ciò sia abbastanza evidente, è importante considerare che, se si fosse utilizzata fin dall'inizio una configurazione con maschi murari di modeste dimensioni alle estremità, non sarebbe ad esempio stato possibile cogliere la differente influenza delle tipologie di solai. Ciò si ripercuote ovviamente anche ai fini pratici di una verifica strutturale.

6.2.2 Dimensione delle fasce di piano

Sono state create altre diverse configurazioni della parete così da poter indagare l'influenza delle dimensioni delle fasce di piano nei risultati. Per far ciò, partendo sempre dalla parete del caso studio (a), si è ridotto di volta in volta l'altezza delle aperture in modo tale da aumentarne quella delle fasce di piano (b, c). Le configurazioni così ottenute sono mostrate in Fig. 6.26.

Si specifica che all'aumentare delle dimensioni delle fasce di piano, oltre ad un incremento delle grandezze dei nodi rigidi, corrisponde una riduzione delle altezze dei maschi murari, i quali diventano dunque più tozzi. Questo sarà quindi un fattore da tenere in considerazione. Nella casistica precedente, dove si aumentavano le dimensioni dei maschi, non si andava ad influire invece sulle grandezze delle fasce ma eventualmente solo sul loro numero.

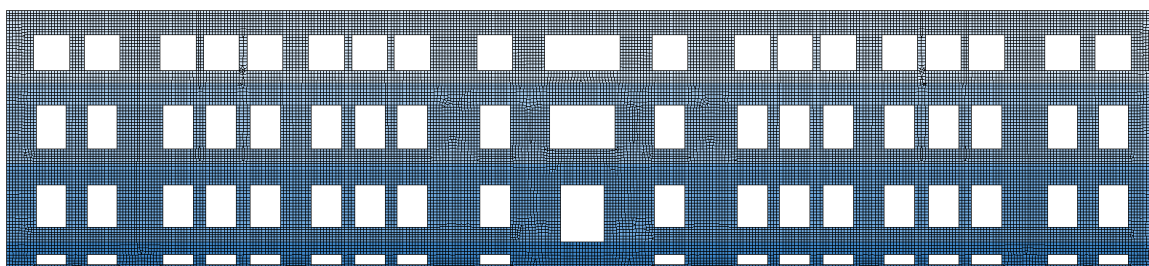
Diana_a



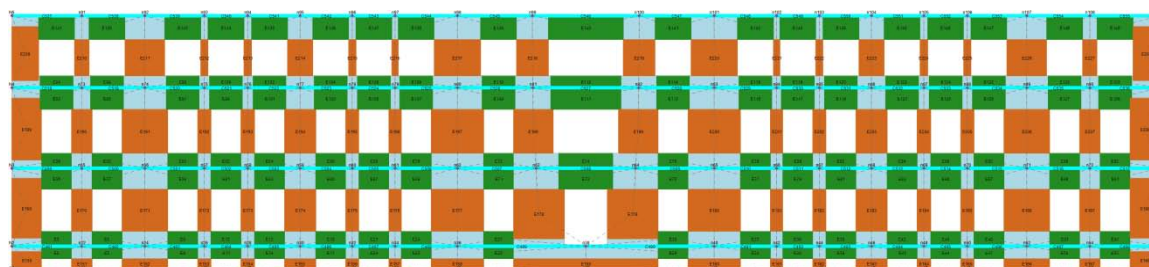
3Muri_a



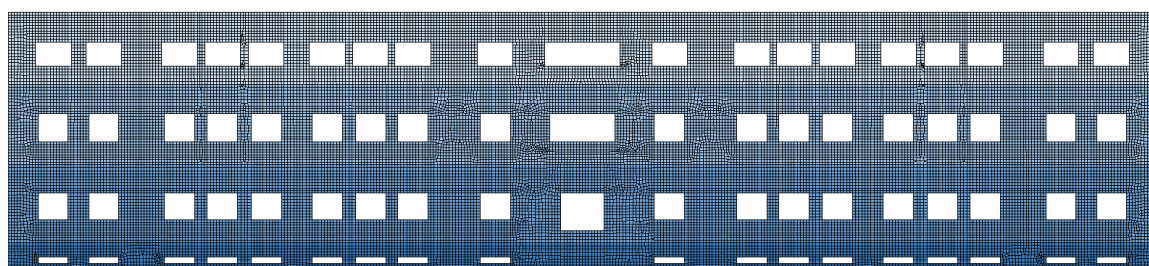
Diana_b



3Muri_b



Diana_c



3Muri_c

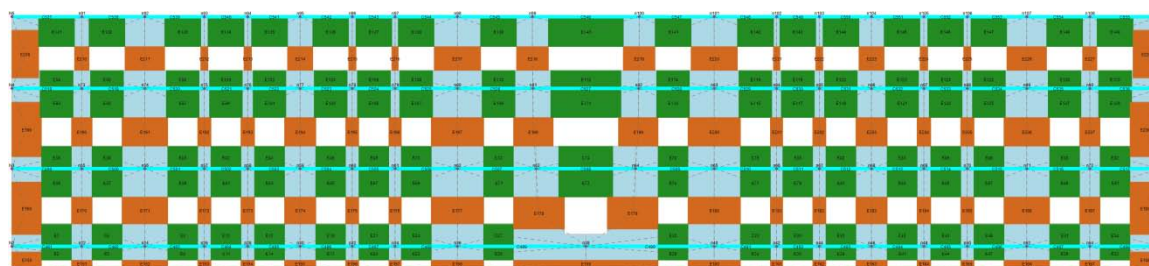
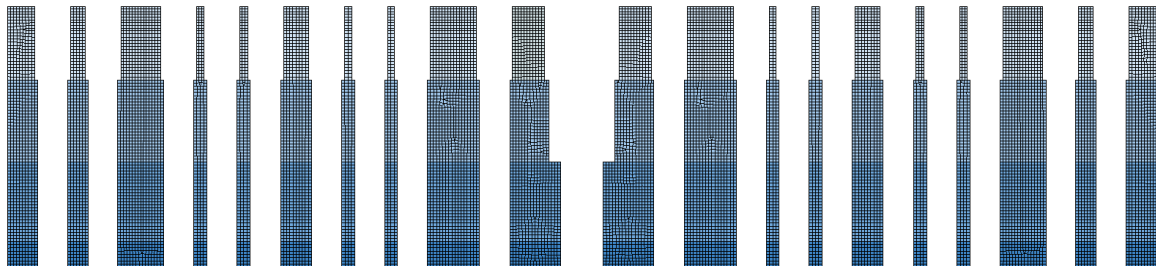


Fig. 6.26: Discretizzazione agli elementi finiti e a telaio equivalente al variare delle dimensioni delle fasce di piano

Inoltre, si è voluto valutare una situazione decisamente più estrema caratterizzata da aperture a tutta altezza, priva dunque di qualsiasi fascia di piano e mostrata in Fig. 6.27 (“no fasce”). Il collegamento tra i singoli maschi murari è comunque garantito in Diana dal vincolo del *tying* e in 3Muri dalla catena. Tale particolare casistica, pur trattandosi evidentemente di una situazione limite, potrebbe essere molto utile per comprendere più a fondo le divergenze tra i due software. Queste sono state finora principalmente attribuite sia alle dimensioni dei nodi rigidi del telaio, che all’influenza della scarsa resistenza delle fasce di piano.

Diana_no fasce



3Muri_no fasce

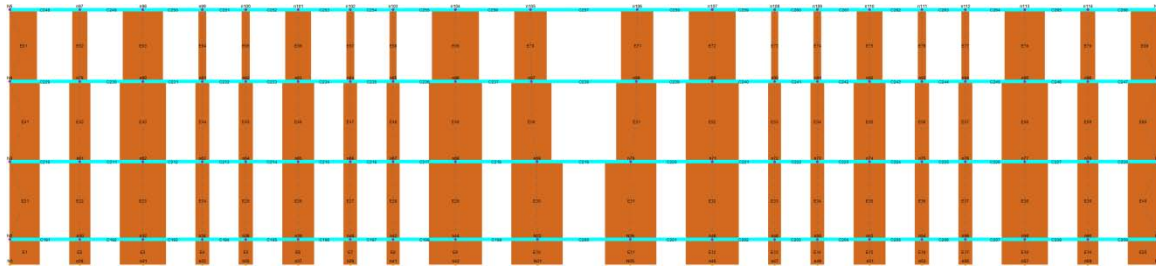
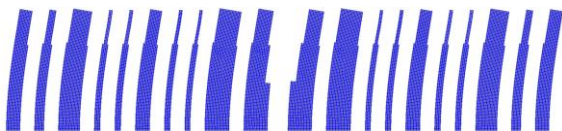


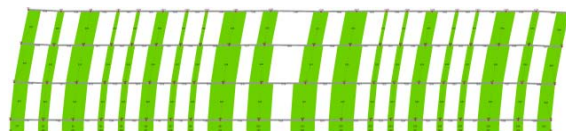
Fig. 6.27: Discretizzazione agli elementi finiti e a telaio equivalente per il caso “no fasce”

Innanzitutto sono stati individuati i modi principali di vibrare (Fig. 6.28). L’aumento delle dimensioni delle fasce di piano ha ovviamente portato ad un incremento della frequenza, riscontrabile in modo abbastanza simile per entrambi i software di calcolo (Fig. 6.29). Diversamente da quanto avvenuto precedentemente, però, la frequenza individuata da 3Muri non si posiziona sempre su valori più bassi ma anzi subisce un incremento maggiore rispetto quella di Diana. Le deformate, nonostante l’aumento delle dimensioni delle fasce di piano, mantengono però sempre una buona corrispondenza.

Diana_no fasce, f [Hz] = 1,7379



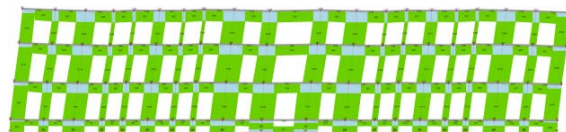
3Muri_no fasce, f [Hz] = 1,6386



Diana_a, f [Hz] = 3,9557



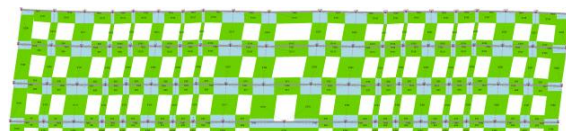
3Muri_a, f [Hz] = 3,7666



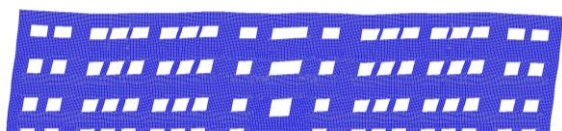
Diana_b, f [Hz] = 4,7078



3Muri_b, f [Hz] = 4,7229



Diana_c, f [Hz] = 5,7497



3Muri_c, f [Hz] = 5,9748

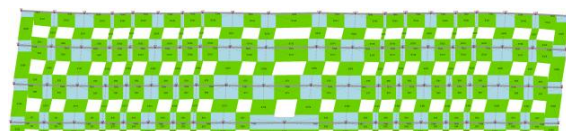


Fig. 6.28: Confronto del primo modo di vibrare

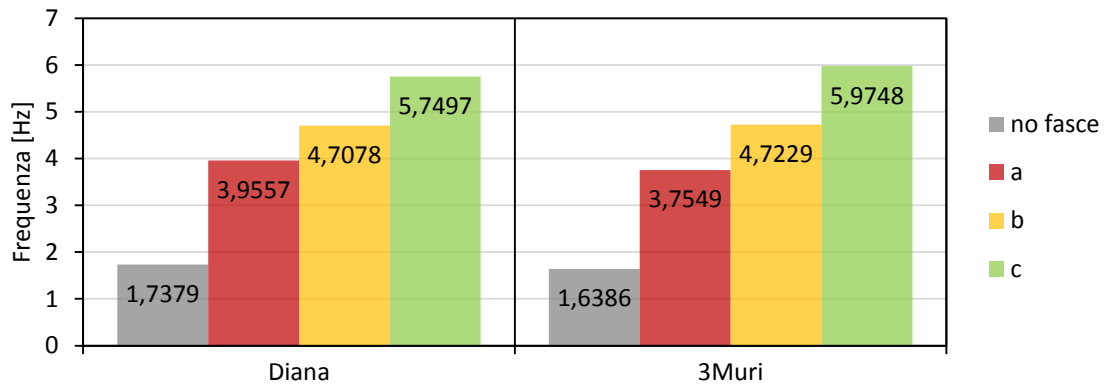


Fig. 6.29: Confronto della frequenza

In Fig. 6.30 si può osservare il confronto delle curve di capacità al variare delle dimensioni delle fasce di piano. Tralasciando momentaneamente la configurazione particolare senza le fasce di piano, che già di primo acchito mostra un buonissimo livello di comparabilità, ci si concentra sul confronto delle altre casistiche. Queste mostrano un incremento della rigidità all'aumentare delle dimensioni delle fasce di piano, aumento che risulta maggiore in 3Muri rispetto a quanto registrato in Diana. Tutto ciò conferma dunque quanto individuato con lo studio delle frequenze. Per quanto riguarda il valore massimo di coefficiente sismico, invece, si ha un incremento maggiore nella modellazione agli elementi finiti. Dunque, avviene l'esatto contrario di quanto registrato precedentemente all'aumentare delle dimensioni dei maschi murari. Gli spostamenti ultimi, come sempre riscontrato fino ad ora, risultano notevolmente maggiori in 3Muri. Tuttavia, per la casistica "c" si registra una riduzione della deformazione nel modello a telaio equivalente, portandosi dunque su valori più simili a quelli ottenuti in Diana.

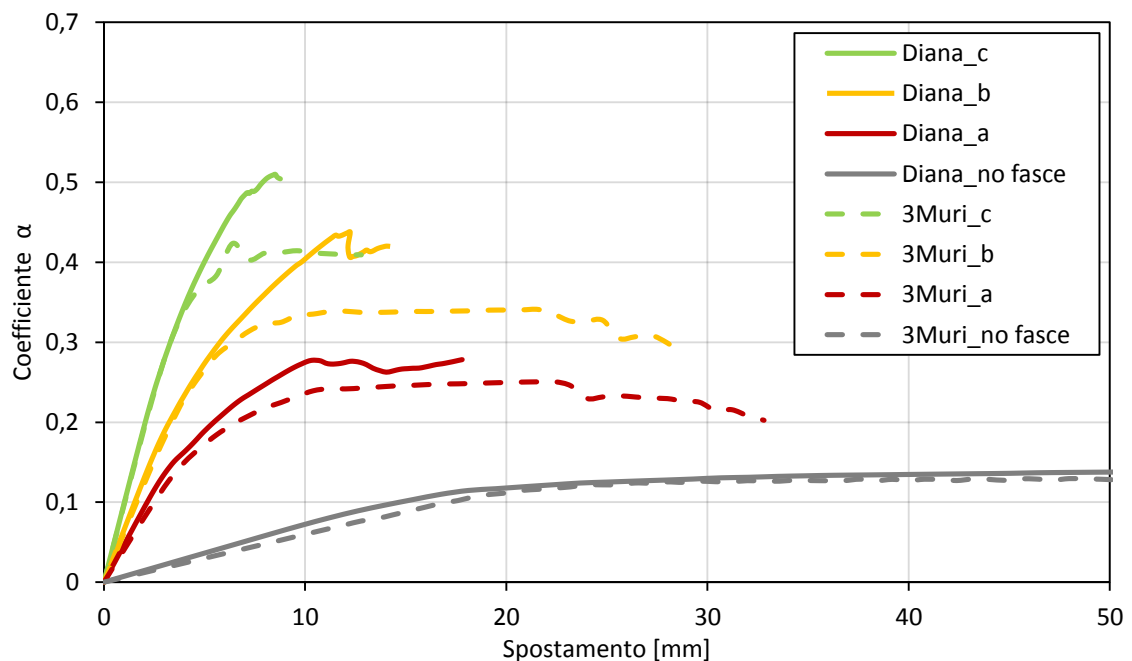


Fig. 6.30: Confronto delle curve di capacità al variare delle dimensioni delle fasce di piano

Si specifica che il caso particolare di assenza delle fasce, per problematiche legate alla visualizzazione, è stato inizialmente proposto nel confronto con le altre casistiche trascurandone una porzione della curva. Lo spostamento ultimo di questa configurazione sarebbe infatti pari a circa 110 cm, in Fig. 6.31 ne viene riproposta la curva con una scala differente per facilitarne la lettura.

La somiglianza tra le curve ottenute con i due software è evidente. Le differenze sono minime, la curva in 3Muri presenta una leggera minor rigidità e maggior spostamento (+4,5%), ma comunque il grado di comparabilità è eccellente. È interessante quindi notare come, eliminando le fasce di piano, il modello agli elementi finiti riesca a portarsi su spostamenti simili a quelli ottenuti con il telaio equivalente. Ciò sembra dunque confermare quanto già ipotizzato in precedenza, vale a dire una scarsa resistenza delle fasce di piano che, una volta arrivate a rottura, decretano il termine dell'analisi in Diana. In 3Muri, invece, quando un elemento arriva a rottura viene eliminato dal calcolo e sostituito da una biella, permettendo così il proseguimento dell'analisi. D'altra parte, però, si riscontra come creando una configurazione che non risulti influenzata dalla dimensione e posizione dei nodi rigidi, e quindi dal tipo di discretizzazione a telaio equivalente, il modello 3Muri sia pressoché identico a quello in Diana (almeno in termini di forza-spostamento). Questo conferma dunque la buona precisione del macroelemento implementato in 3Muri, oltre la migliore affidabilità di tale discretizzazione per configurazioni semplici, regolari e facilmente assimilabili ad un telaio.

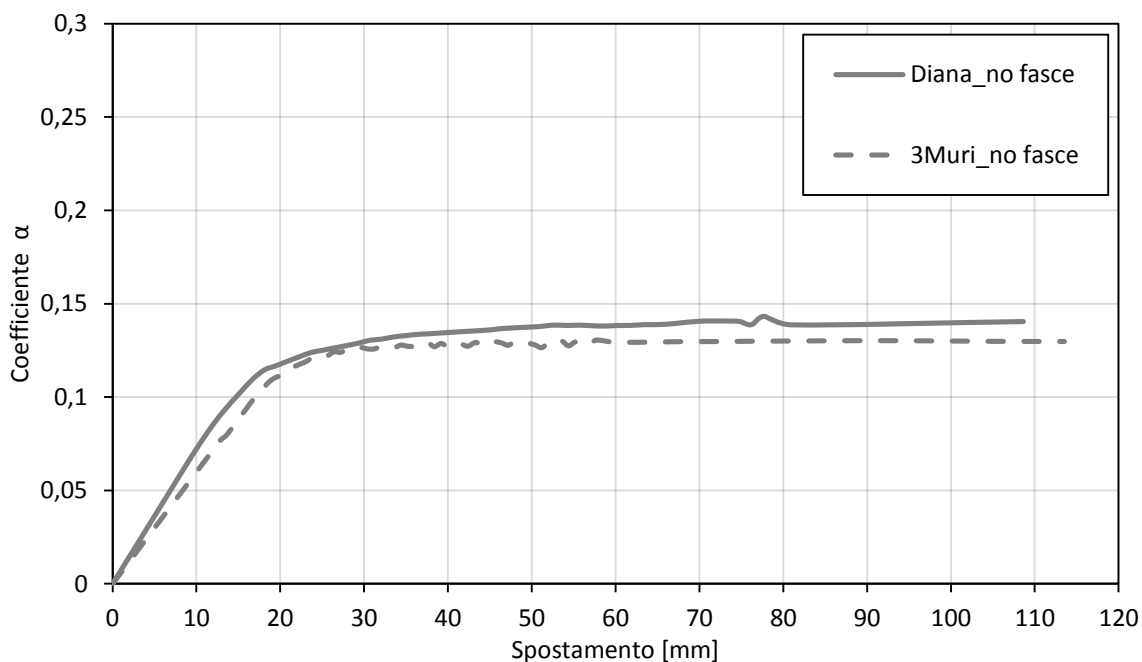
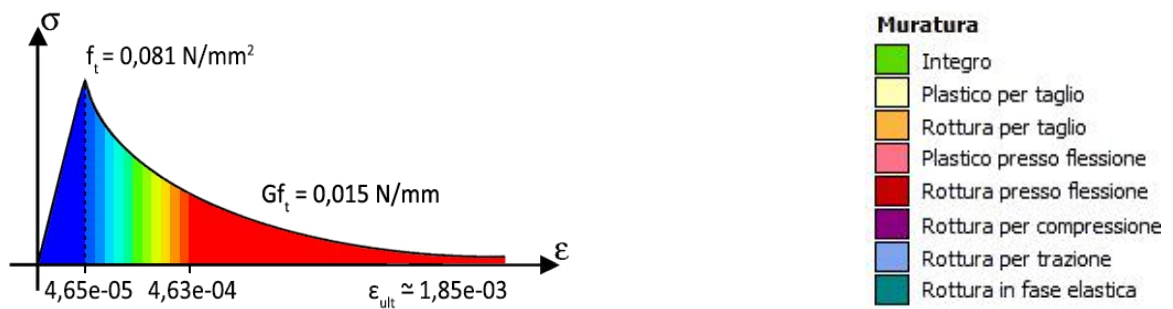


Fig. 6.31: Confronto delle curve di capacità in assenza delle fasce di piano

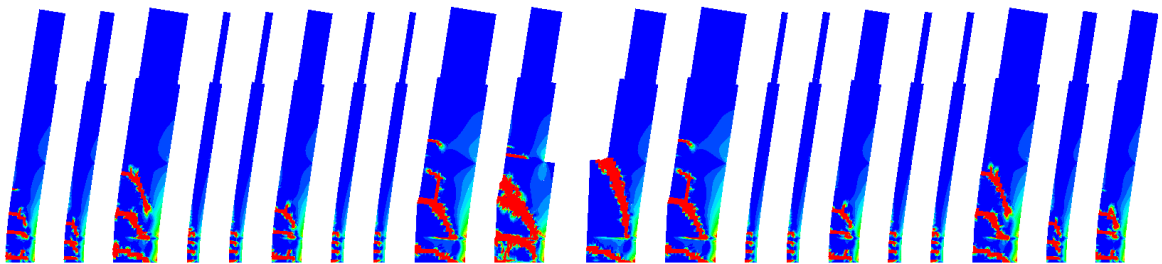
Tale buona comparabilità è un po' meno evidente nelle deformate della parete al collasso. In Fig. 6.32, relativamente alla casistica "no fasce", si osserva infatti come tra i due software ci sia qualche discordanza. Innanzitutto 3Muri identifica della deformazione per pressoflessione in alcuni maschi murari in sommità che in Diana risultano invece

perfettamente integri. Inoltre, nel modello agli elementi finiti i pannelli murari inferiori molto tozzi risultano completamente danneggiati mentre nel modello a telaio equivalente totalmente integri. Le divergenze sono principalmente dovute alla diversa tipologia di schematizzazione, in Diana infatti i maschi si comportano come delle mensole incastrate alla base e collegate alle quote dei solai, mentre invece 3Muri interrompe la continuità con dei piccoli nodi, rendendo dunque un singolo maschio composto da quattro macroelementi indipendenti. In entrambi i modelli si riscontra comunque un danneggiamento a pressoflessione, in Diana con qualche accenno di comportamento a taglio, e la concentrazione di maggiori lesioni nelle parti più basse dei maschi murari, anche se meno evidente nel modello a telaio equivalente.

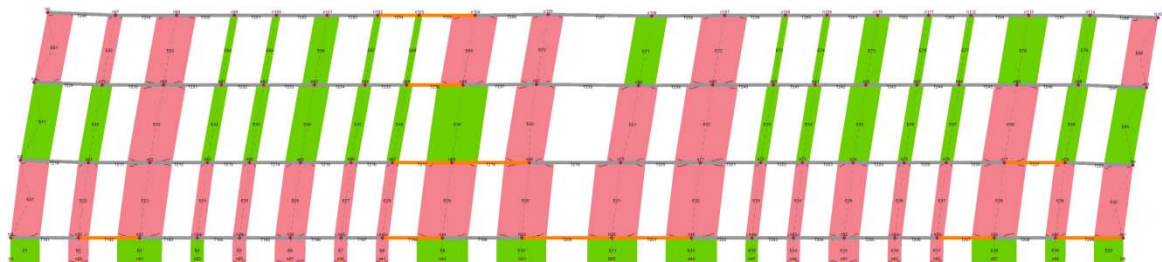
Per quel che riguarda invece le altre configurazioni, la casistica “a” rappresentativa del caso studio presenta una discreta comparabilità, aumentando le dimensioni delle fasce di piano questa però va diminuendo. Si osservi per esempio il caso “b”, in Diana si evidenziano grandi lesioni a taglio sui maschi murari del piano rialzato, che conducono al collasso della parete, non riscontrabili invece in 3Muri. Nella casistica “c”, invece, alcune di queste lesioni a taglio sono identificabili anche nel modello a telaio equivalente ma altre volte i pannelli risultano completamente integri.



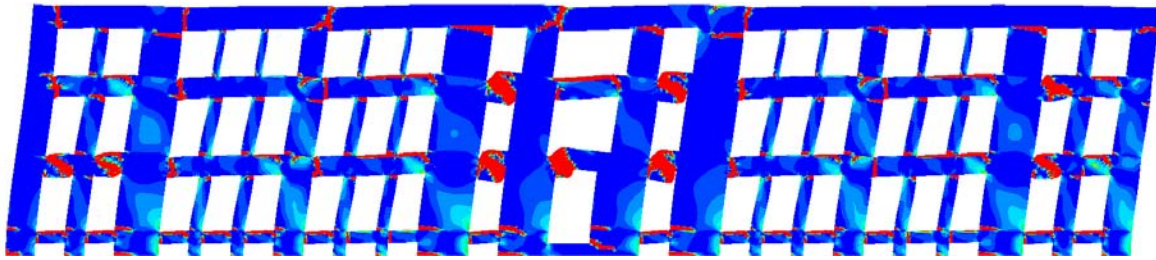
Diana_no fasce, δ_u [mm] = 108,66



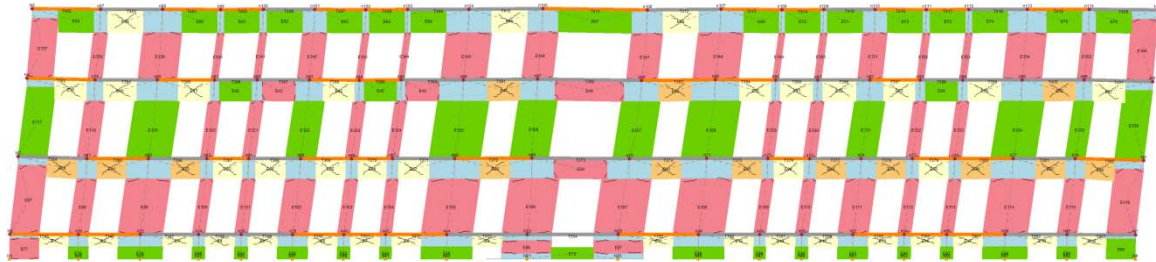
3Muri_no fasce, δ_u [mm] = 113,54



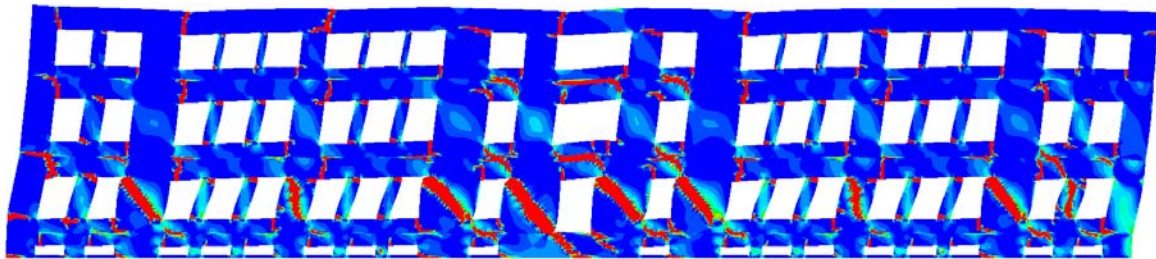
Diana_a, δ_u [mm] = 17,56



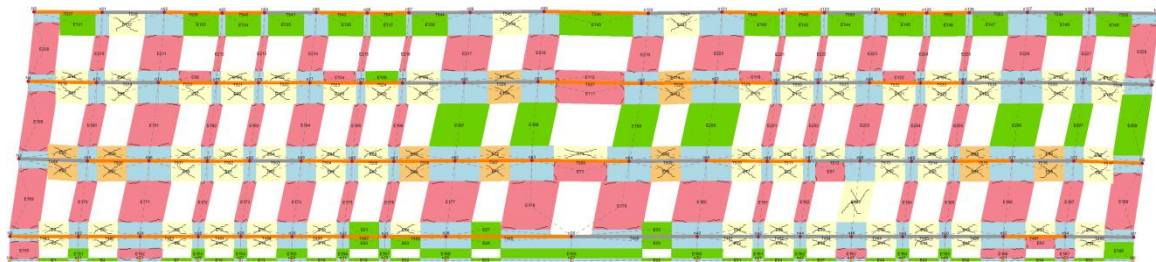
3Muri_a, δ_u [mm] = 32,81



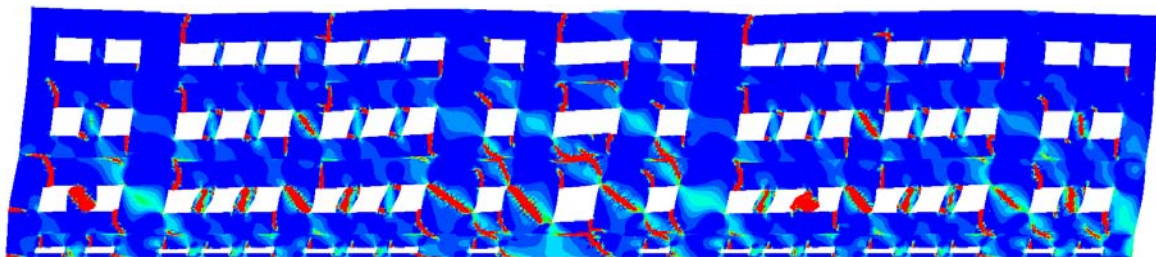
Diana_b, δ_u [mm] = 14,23



3Muri_b, δ_u [mm] = 28,8



Diana_c, δ_u [mm] = 8,77



3Muri_c, δ_u [mm] = 12,8

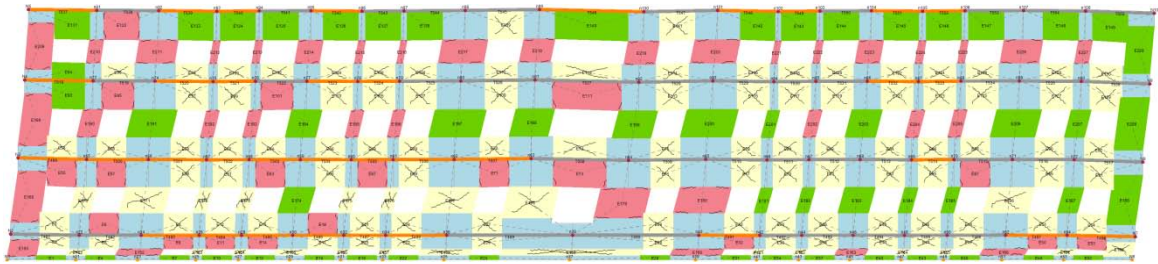


Fig. 6.32: Confronto delle deformate all'ultimo step al variare delle dimensioni delle fasce di piano

Si evidenzia dunque anche ora una minor comparabilità tra i modelli all'aumentare delle dimensioni delle fasce di piano (Tab. 6.7). Le difficoltà sembrano però essere dettate, non solo dalle conseguenti misure dei nodi rigidi, ma anche dalla riduzione dell'altezza dei maschi che diventano dunque sempre più tozzi.

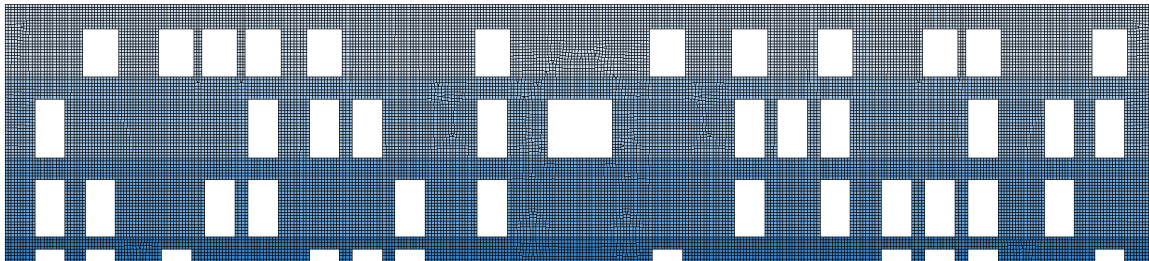
Tab. 6.7: Riassunto e confronto dei risultati tra i due software in base alle dimensioni delle fasce

TIPOLOGIA PARETE		TIPO DI SW.	ANALISI MODALE		ANALISI STATICA NON LINEARE			
Tipo	H _{media} fasce [cm]		f [Hz]	Diff. %	coeff. α	Diff. %	δ_u [mm]	Diff. %
no fasce	0	Diana	1,7379	-5,7%	0,141	-7,1%	108,66	+4,5%
		3Muri	1,6386		0,131		113,54	
a	130	Diana	3,9557	-4,8%	0,277	-8,3%	17,56	+86,8%
		3Muri	3,7666		0,254		32,81	
b	230	Diana	4,7078	+0,3%	0,437	-21,9%	14,23	+102%
		3Muri	4,7229		0,341		28,8	
c	330	Diana	5,7497	+3,9%	0,509	-18,7%	8,77	+45,9%
		3Muri	5,9748		0,414		12,8	

6.2.3 Irregolarità della parete

In precedenza si è visto più volte come le divergenze tra i due programmi siano principalmente dovute alla discretizzazione a telaio equivalente che, trattandosi appunto di una semplificazione, può portare a risultati nettamente diversi a seconda della configurazione della parete. Fino a questo momento si è studiato l'influenza della dimensione del macroelemento, maschio o fascia, ora si vuole invece indagare il comportamento nel caso di non allineamento tra i singoli elementi. In particolare si è creato una parete dalla configurazione molto irregolare dove i maschi murari risultano tra loro sfalsati, lasciando invece l'allineamento delle fasce di piano (Fig. 6.33). Si è voluto quindi adottare una configurazione che potesse mettere particolarmente in crisi la discretizzazione a telaio equivalente. Come si può vedere, infatti, i nodi rigidi che si vengono a creare hanno delle dimensioni che lasciano parecchie perplessità. Inoltre, avendo sfalsato i maschi murari, ne consegue che i nodi non sono tra loro allineati e devono essere congiunti attraverso delle diagonali. Si specifica che non è stata attuata nessuna modifica alla mesh del telaio ma si è volutamente lasciato quella di default.

Diana_irregolare



3Muri_irregolare

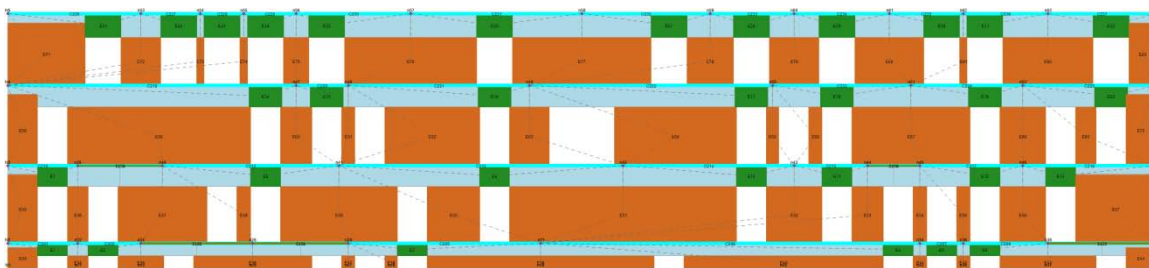


Fig. 6.33: Discretizzazione agli elementi finiti e a telaio equivalente della configurazione irregolare

La frequenza registrata è leggermente inferiore in 3Muri (-2,9%) ma comunque molto confrontabile. Il primo modo di vibrare viene mostrato dai due programmi in direzioni opposte, ma si può comunque accertarne il buon grado di similitudine (Fig. 6.34).

Diana_irregolare, f [Hz] = 6,3277

3Muri_irregolare, f [Hz] = 6,1433

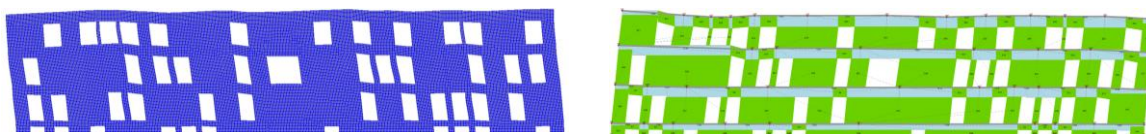


Fig. 6.34: Confronto del primo modo di vibrare

Le curve di capacità ottenute sono mostrate in Fig. 6.35, si nota subito una marcata differenza tra i due programmi. Nonostante la pendenza del tratto elastico sia pressoché identica, le curve di 3Muri mostrano un ulteriore contributo di resistenza causato probabilmente dalle dimensioni dei nodi rigidi. La differenza maggiore si ha però in termini di spostamento ultimo. Un comportamento nettamente più fragile nel modello agli elementi finiti rispetto quello del telaio equivalente. Si evidenzia inoltre, data la mancanza di simmetria, la differente risposta nelle due direzioni di forza sismica. Questa sembra essere migliore, in termini di confrontabilità, nella direzione negativa.

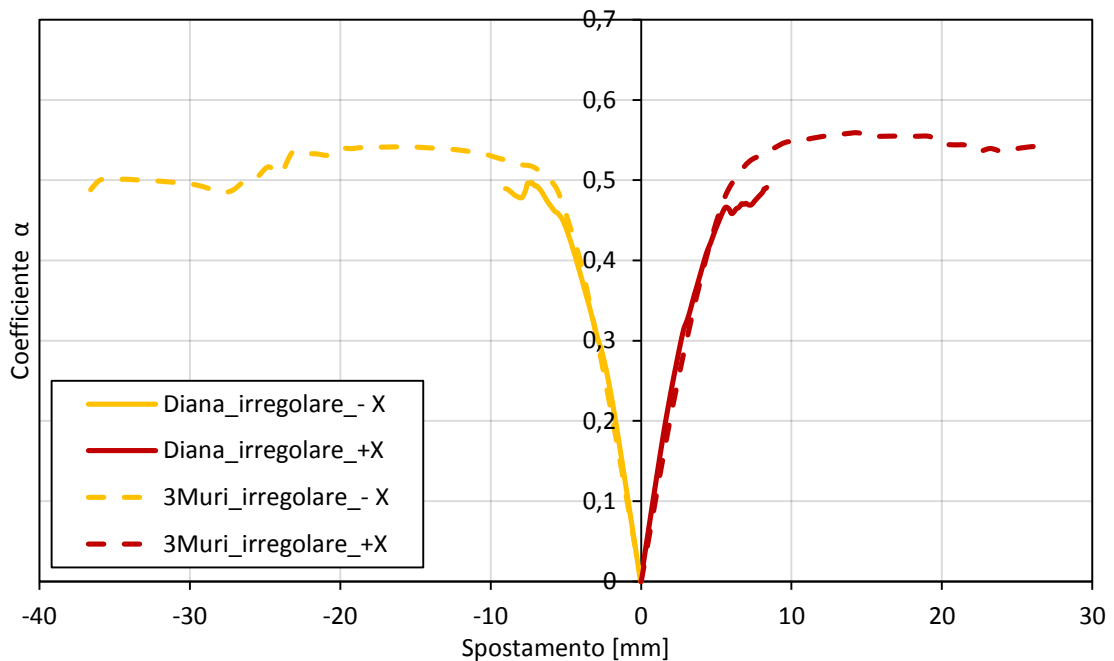
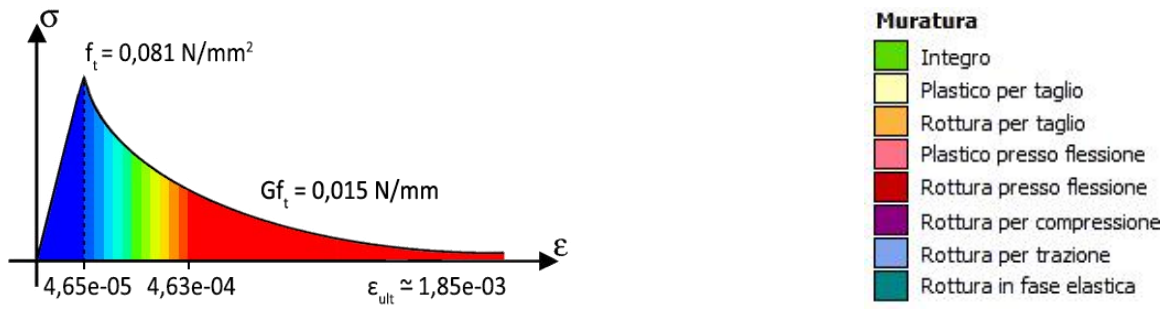


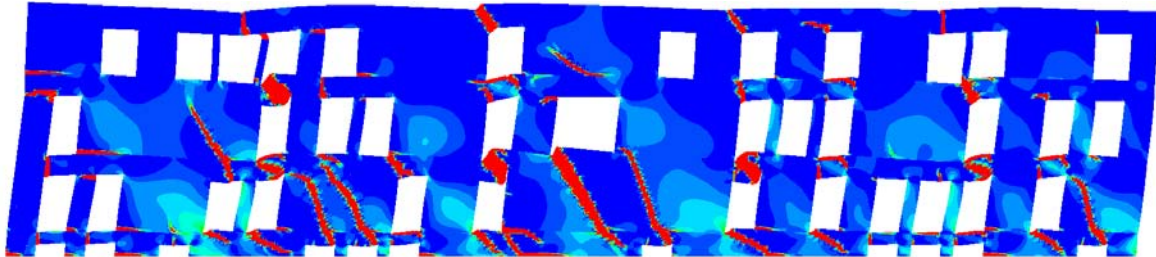
Fig. 6.35: Confronto delle curve di capacità della configurazione irregolare al variare della direzione sismica

Osservando il confronto delle deformate in Fig. 6.36 non si ha, a prima vista, un riscontro di questa netta differenza tra i due modelli. Fatta eccezione per qualche maschio murario indicato come integro in 3Muri, si riesce ad individuare una discreta corrispondenza tra il danneggiamento dei due software. In realtà però, ponendo più attenzione, si nota come molte lesioni in Diana si presentino in corrispondenza dei nodi rigidi. Si prenda come esempio le evidenti lesioni a taglio che caratterizzano alcuni dei maschi murari. Queste chiaramente congiungono i due spigoli delle aperture attraversando dunque quelli che, secondo la discretizzazione a telaio equivalente, dovrebbero essere dei blocchi rigidi. Si può dunque così spiegare la grande differenza tra le due curve di capacità e, al tempo stesso, alcune divergenze nell'identificazione del danno nei singoli pannelli murari.

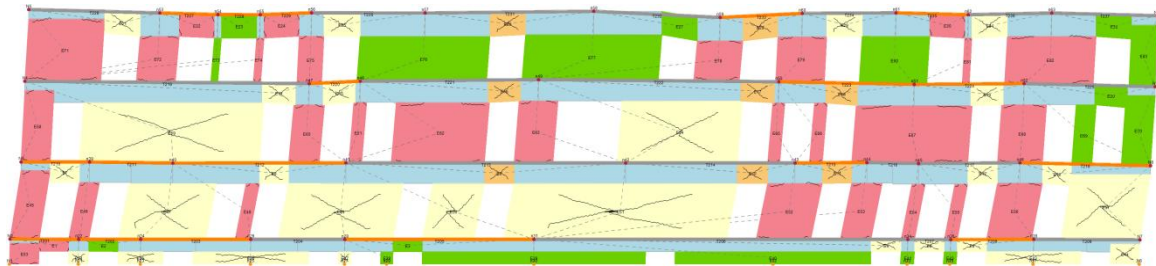
Come preventivato, la creazione di una configurazione molto irregolare ha messo in crisi la modellazione a telaio equivalente, anche se non tanto quanto ci si sarebbe aspettato. Certamente la differenza tra i risultati dei due software è evidente (Tab. 6.8), ma non è poi tanto diversa da quanto precedentemente registrato aumentando semplicemente la dimensione di alcuni maschi murari. Il problema sembrerebbe dunque principalmente attribuibile alla dimensione dei blocchi rigidi più che allo sfalsamento dei singoli nodi.



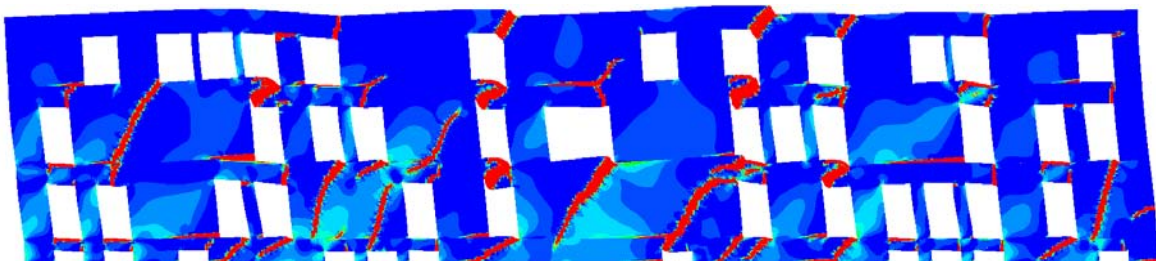
Diana_irregolare_+X, δ_u [mm] = 8,35



3Muri_irregolare_+X, δ_u [mm] = 27,21



Diana_irregolare_- X, δ_u [mm] = 9,02



3Muri_irregolare_- X, δ_u [mm] = 36,79

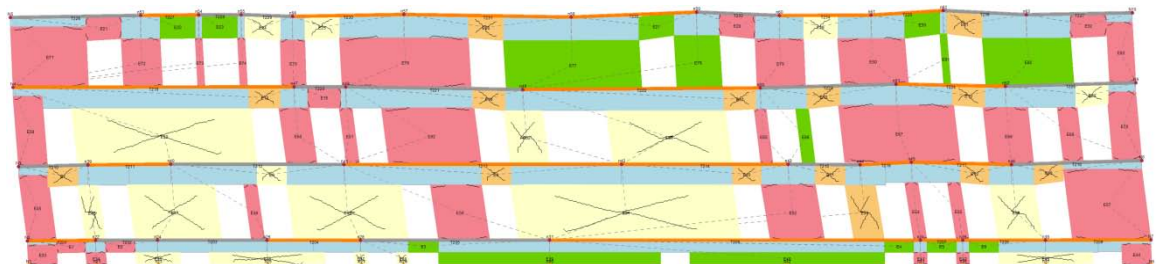


Fig. 6.36: Confronto delle deformate all'ultimo step della configurazione irregolare

Tab. 6.8: Riassunto e confronto dei risultati tra i due software per la tipologia irregolare

TIPOLOGIA PARETE		TIPO DI SW.	ANALISI MODALE		ANALISI STATICA NON LINEARE			
Tipo	Forza sismica		f [Hz]	Diff. %	coeff. α	Diff. %	δ_u [mm]	Diff. %
irregolare	+X	Diana	6,3277	-2,9%	0,491	+13,8%	8,35	+226%
		3Muri	6,1433		0,559		27,21	
	-X	Diana	6,3211	-2,9%	0,497	+9,1%	9,02	+308%
		3Muri	6,1433		0,542		36,79	

7 CONCLUSIONI

Nel presente lavoro, con riferimento al reale caso studio dell'ex Tribunale di Fabriano, sono state ricercate alcune problematiche collegate alla strategia di modellazione e al tipo di software utilizzati per il calcolo nel piano di una parete in muratura. I programmi scelti, Diana per gli elementi finiti e 3Muri per il telaio equivalente, inizialmente hanno condotto a risultati sensibilmente differenti. Attraverso alcune indagini si è potuto constatare come le principali divergenze fossero attribuibili alla differente influenza dei solai nei due software di calcolo, siano essi infinitamente deformabili o rigidi (Tab. 7.1).

Per la casistica senza irrigidimento dei solai le divergenze riscontrate sono state notevoli. Il modello agli elementi finiti ha mostrato un comportamento decisamente più rigido, oltre che uno spostamento ultimo molto minore. La notevole fragilità del modello in Diana, che dipende principalmente dall'energia di frattura a trazione della muratura, è attribuibile alla rottura di alcune fasce di piano che, essendo gli unici elementi di collegamento tra i maschi, causano il ribaltamento di questi e il termine dell'analisi. Tale risultato sembrerebbe comunque essere più realistico di quanto ottenuto invece in 3Muri dove, nel momento in cui una fascia di piano arriva a rottura, questa viene sostituita da una biella che, anche se priva di resistenza flessionale, permette comunque il collegamento tra i singoli maschi murari. Le differenze, come si è potuto osservare, sono importanti anche in termini di deformata a collasso. Con la modellazione agli elementi finiti è evidente infatti l'attivazione di un cinematismo nel piano di alcuni maschi, mentre con quella a telaio ciò si riesce a cogliere solo parzialmente.

Per investigare più a fondo tale comportamento è stato creato un modello in Diana privo di fasce di piano, visto che in 3Muri la loro resistenza sembra essere molto sottostimata, e con un collegamento tra i singoli maschi garantito da un elemento simile ad una biella, quindi in realtà ipotesi paragonabile a quella di solai rigidi. Questo modello modificato (Tab. 7.2) si è mostrato molto più confrontabile con quanto ottenuto in 3Muri, nonostante le evidenti difformità di modellazione. Tutto ciò evidenzia dunque i limiti di una modellazione a telaio equivalente in assenza di solai rigidi e, principalmente, di un comportamento scatolare.

L'inserimento di solai infinitamente rigidi ha migliorato solo leggermente la situazione. Oltre ad essere più rigido, il modello FEM ha mostrato una differente modalità di rottura delle fasce di piano. Nella modellazione agli elementi finiti infatti, grazie al vincolo di irrigidimento nel piano dato dai solai, le fasce hanno presentato delle lesioni a taglio, mentre nel modello a telaio equivalente ancora a pressoflessione. Ciò conferma che per 3Muri la presenza di solai infinitamente rigidi non è sufficiente a garantire un perfetto

accoppiamento tra i maschi murari. Pur essendo teoricamente corretto, a parere, sarebbe utile avere la possibilità di gestire la qualità del collegamento solaio-muratura, così da potersi ricondurre eventualmente a casistiche di perfetto comportamento nel piano come ottenuto in Diana. È sicuramente vero che oltre a solai rigidi devono essere presenti altri elementi di collegamento, quali ad esempio cordoli o catene, ma se la connessione con la muratura è garantita da altri particolari interventi di consolidamento come quelli del seguente caso studio (ferri $\varnothing 16$ mm ancorati con malta cementizia o resina ogni 60 cm per tutto il perimetro) il buon accoppiamento tra i maschi può comunque essere garantito.

Per sopperire a tale mancanza si è modificato il modello 3Muri inserendo delle catene (Tab. 7.3), così da collegare tra loro i singoli nodi rigidi e garantire il perfetto comportamento nel piano. Il confronto delle curve di capacità ha confermato l'efficacia di tale artificio, la rigidità dei due software è risultata infatti molto confrontabile, nonostante Diana abbia mostrato sempre uno spostamento ultimo minore. Le deformate al collasso hanno evidenziato un comportamento sufficientemente comparabile, in particolare con lesioni a taglio anche sulle fasce di piano del modello 3Muri confermando così il buon accoppiamento dei maschi murari. Si può dunque constatare come i risultati tra i due software siano maggiormente comparabili nel caso di strutture in cui è garantito il perfetto comportamento scatolare, ovvero quando è verificata l'ipotesi di miglior applicabilità di una modellazione a telaio equivalente. È vero che i programmi di calcolo più moderni permettono tale modellazione anche in presenza di solai deformabili ma, stando a quanto si è potuto osservare, i risultati sembrano essere imprecisi.

Dopo aver indagato l'influenza delle diverse ipotesi di orizzontamenti, si è voluto studiare anche la variazione dei risultati per configurazioni della facciata particolarmente complesse. Per far ciò è stato necessario innanzitutto scegliere dei modelli di partenza che fossero sufficientemente confrontabili. Esclusa l'ipotesi di solai deformabili per le forti problematiche riscontrate, oltre che per lo scarso significato ai fini dello studio del comportamento della parete nel piano, si è ritenuto opportuno procedere con le ipotesi di solai infinitamente rigidi ben ammortati (Tab. 7.3).

La parete del caso studio in esame presenta una buona regolarità in elevazione che si presta particolarmente ad una modellazione a telaio equivalente. Sono state quindi ricreate ulteriori casistiche aumentando le dimensioni dei maschi murari e delle fasce di piano, o semplicemente variando la regolarità delle aperture (Tab. 7.4). Osservando i risultati si è potuto constatare come le divergenze tra i due software aumentassero al crescere delle dimensioni degli elementi. Questo è attribuibile principalmente alla tipologia di schematizzazione a telaio in quanto, all'aumentare delle dimensioni dei maschi o delle fasce, vi è un rispettivo incremento delle misure dei nodi rigidi. L'identificazione di tali offset rigidi, però, non è stata sempre riscontrabile con quanto ottenuto nella modellazione agli elementi finiti, specialmente se si considera l'ipotesi di configurazione irregolare della parete. A tal proposito è interessante notare come eliminando completamente le fasce di piano dal modello, quindi di conseguenza anche riducendo l'influenza dei nodi rigidi, la risposta dei due software sia risultata perfettamente comparabile in termini di curva di capacità. Così facendo, inoltre, si sono

eliminati dal calcolo gli elementi che mettevano principalmente in crisi la modellazione agli elementi finiti, vale a dire le fasce di piano, permettendo così di cogliere uno spostamento maggiore.

Le differenze che hanno contraddistinto i risultati dei due software sono attribuibili alla differente scala di modellazione, si consideri che Diana modella la struttura come un continuo non lineare di elementi finiti, mentre in 3Muri la struttura è ottenuta dall'assemblaggio di macroelementi con un numero limitato di gradi di libertà. Tuttavia, si è evidenziato come le divergenze siano spesso dovute anche alla schematizzazione. Nel caso specifico di un modello a telaio, per esempio, la configurazione della parete influisce notevolmente sulla tipologia di discretizzazione. La restituzione di default spesso presenta alcune problematiche che richiedono un'adeguata conoscenza del problema e capacità di modellazione da parte del progettista, il quale deve intervenire criticamente sulle schematizzazioni proposte.

Diversamente, una modellazione agli elementi finiti risulta meno influenzata dalla geometria della parete. Tuttavia in questo modello lo spostamento ultimo delle curve di capacità è molto ridotto, dovuto ad alcuni problemi di convergenza che portano al termine l'analisi. La modellazione in Diana, inoltre, risulta più onerosa sia in termini di sviluppo del modello che computazionale, sono state eseguite molte analisi prima di ottenere dei risultati confrontabili. Molte di queste, sia per motivi di sintesi che di scarsa utilità, non sono state riportate. Su tutte, l'energia di frattura a trazione, la cui individuazione nel caso di muratura storica è particolarmente complessa, può influenzare fortemente il risultato dell'analisi. Dunque, la modellazione agli elementi finiti fornisce sicuramente uno stato del danno più dettagliato con una migliore localizzazione delle fessure, a fronte però di un onere computazionale molto elevato. Infatti, oltre ad essere notevolmente maggiori i tempi di modellazione lo sono anche quelli di calcolo che, per i casi più complessi, sono arrivati anche a 6-7 ore (di contro 3Muri ha impiegato per lo svolgimento delle stesse analisi massimo 2-3 minuti). La lettura dei risultati, inoltre, non è sempre agevole e richiede quindi una particolare esperienza e competenza specifica.

In sintesi, dal seguente lavoro emerge come una modellazione a telaio equivalente sia abbastanza convincente nel caso specifico di pareti semplici e regolari, risultando a volte perfino preferibile data la semplicità di lettura dei risultati e il minor onere computazionale. Tuttavia, nei casi caratterizzati da una certa complessità si è riscontrata la scarsa efficacia della discretizzazione a telaio, preferendo quindi una modellazione più precisa, ma anche complessa, quale quella agli elementi finiti. Per gli edifici in muratura, specialmente quelli storici, non esiste dunque un unico modello di assoluta applicabilità e validità la cui scelta può essere fatta a priori. Questa dipende infatti da una serie di fattori che ne possono compromettere l'esito finale, quali dimensione e disposizione degli elementi strutturali, non sempre determinabili con un criterio prestabilito. Sotto questo punto di vista, l'utilizzo di entrambi i programmi di calcolo ha evidenziato l'importanza di un atteggiamento critico da parte del progettista, valutazione che può essere fatta solo con una buona conoscenza ed esperienza sia nell'utilizzo dei singoli software di calcolo che nell'individuazione del comportamento tipico di strutture in muratura.

Tab. 7.1: Riassunto e confronto dei risultati tra i due software al variare della tipologia di solai

SOLAI DEFORMABILI							
TIPOLOGIA DI MODELLO	TIPO DI SW.	ANALISI MODALE		ANALISI STATICA NON LINEARE			
		f [Hz]	Diff. %	coeff. α	Diff. %	δ_u [mm]	Diff. %
Standard	Diana	3,5199	+6,7%	0,083	+34,9%	3,46	+1886%
Standard	3Muri	3,7546		0,112		68,03	
Modificato	Diana	1,7379	+116%	0,141	-20,6%	108,66	+7,5%
Standard	3Muri	3,7546		0,112		116,85	
SOLAI RIGIDI							
TIPOLOGIA DI MODELLO	TIPO DI SW.	ANALISI MODALE		ANALISI STATICA NON LINEARE			
		f [Hz]	Diff. %	coeff. α	Diff. %	δ_u [mm]	Diff. %
Standard	Diana	3,9557	-5,1%	0,277	-41,5%	17,56	+183%
Standard	3Muri	3,7549		0,162		49,62	
Standard	Diana	3,9557	-4,8%	0,277	-8,3%	17,56	+86,8%
Modificato	3Muri	3,7666		0,254		32,81	

Tab. 7.2: Sintesi delle caratteristiche dei due modelli confrontabili nell'ipotesi di solai deformabili

	Diana Modificato	3Muri Standard
GEOMETRIA	Schematizzazione senza fasce	Schematizzazione reale
DISCRETIZZAZIONE	Elementi finiti: - CQ16M, 20x20 cm	Telaio equivalente: - Maschi, fasce, nodi rigidi
VINCOLI	Incastro dei nodi alla base	Incastro dei nodi alla base, mediante la definizione della fondazione alla quota zero
CARICHI	Carico proprio della muratura e nessun carico dei solai	Carico proprio della muratura e nessun carico dei solai
MURATURA	Pietra a spacco con buona tessitura e livello di conoscenza LC2, valori secondo normativa rappresentati attraverso l'utilizzo del legame <i>total strain based crack model</i> : - $E = 1740 \text{ N/mm}^2$ - coeff. Poisson = 0,3 - $w = 21 \text{ kN/m}^3$ - crack orientation = rotating - curva di trazione = exponential - $f_t = 0,081 \text{ N/mm}^2$ - $Gf_t = 0,015 \text{ N/mm}$ - curva di compressione = ideal - $f_c = 2,67 \text{ N/mm}^2$	Pietra a spacco con buona tessitura e livello di conoscenza LC2, valori secondo normativa restituiti di default dal programma
SOLAI	Collegamento tra i singoli maschi murari garantito dal comando <i>tying</i> (paragonabile ad una biella), quindi condizione identica a quella di solai infinitamente rigidi nel proprio piano e ben ammorsati	Solai infinitamente deformabili nel piano della parete ma comunque con rigidità nell'altra direzione e a taglio: - $E1 = \infty$ - $E2 = \emptyset$ - $G2,1 = \infty$

CONCLUSIONI

Tab. 7.3: Sintesi delle caratteristiche dei due modelli confrontabili nell'ipotesi di solai rigidi

	Diana Standard	3Muri Modificato
GEOMETRIA	Schematizzazione reale	Schematizzazione reale
DISCRETIZZAZIONE	Elementi finiti: - CQ16M, 20x20 cm	Telaio equivalente: - Maschi, fasce, nodi rigidi
VINCOLI	Incastro dei nodi alla base	Incastro dei nodi alla base, mediante la definizione della fondazione alla quota zero
CARICHI	Carico proprio della muratura e nessun carico dei solai	Carico proprio della muratura e nessun carico dei solai
MURATURA	Pietra a spacco con buona tessitura e livello di conoscenza LC2, valori secondo normativa rappresentati attraverso l'utilizzo del legame <i>total strain based crack model</i> : - $E = 1740 \text{ N/mm}^2$ - coeff. Poisson = 0,3 - $w = 21 \text{ kN/m}^3$ - crack orientation = rotating - curva di trazione = exponential - $f_t = 0,081 \text{ N/mm}^2$ - $Gf_t = 0,015 \text{ N/mm}$ - curva di compressione = ideal - $f_c = 2,67 \text{ N/mm}^2$	Pietra a spacco con buona tessitura e livello di conoscenza LC2, valori secondo normativa restituiti di default dal programma
SOLAI	Solai infinitamente rigidi nel proprio piano e ben ammortati, rappresentati mediante il comando <i>tying</i>	Solai infinitamente rigidi nel proprio piano e ben ammortati, rappresentati attraverso l'utilizzo degli orizzontamenti rigidi di default, più una catena in acciaio S235 e diametro 3 cm inserita precedentemente nelle proprietà del pannello murario

Tab. 7.4: Riassunto e confronto dei risultati tra i due software al variare del tipo di configurazione geometrica, nell'ipotesi dei due modelli maggiormente confrontabili in Tab. 7.3

DIMENSIONE DEI MASCHI MURARI								
TIPOLOGIA PARETE		TIPO DI SW.	ANALISI MODALE		ANALISI STATICA NON LINEARE			
Tipo	Sup. piena %		f [Hz]	Diff. %	coeff. α	Diff. %	δ_u [mm]	Diff. %
a	64%	Diana	3,9557	-4,8%	0,277	-8,3%	17,56	+86,8%
		3Muri	3,7666		0,254		32,81	
b	68%	Diana	4,5448	-4,3%	0,316	+0,01%	12,53	+136%
		3Muri	4,3505		0,319		29,61	
c	75%	Diana	5,1385	-5,7%	0,413	+7,8%	10,98	+322%
		3Muri	4,8459		0,445		46,43	
d	86%	Diana	6,484	-6,6%	0,532	15,6%	6,27	+474%
		3Muri	6,058		0,615		36,02	
DIMENSIONE DELLE FASCE DI PIANO								
TIPOLOGIA PARETE		TIPO DI SW.	ANALISI MODALE		ANALISI STATICA NON LINEARE			
Tipo	H _{media} fasce [cm]		f [Hz]	Diff. %	coeff. α	Diff. %	δ_u [mm]	Diff. %
no fasce	0	Diana	1,7379	-5,7%	0,141	-7,1%	108,66	+4,5%
		3Muri	1,6386		0,131		113,54	

CONCLUSIONI

a	130	Diana	3,9557	-4,8%	0,277	-8,3%	17,56	+86,8%
		3Muri	3,7666		0,254		32,81	
b	230	Diana	4,7078	+0,3%	0,437	-21,9%	14,23	+102%
		3Muri	4,7229		0,341		28,8	
c	330	Diana	5,7497	+3,9%	0,509	-18,7%	8,77	+45,9%
		3Muri	5,9748		0,414		12,8	

IRREGOLARITÀ DELLA PARETE

TIPOLOGIA PARETE		TIPO DI SW.	ANALISI MODALE		ANALISI STATICA NON LINEARE			
Tipo	Forza sismica		f [Hz]	Diff. %	coeff. α	Diff. %	δ_u [mm]	Diff. %
irregolare	+X	Diana	6,3277	-2,9%	0,491	+13,8%	8,35	+226%
		3Muri	6,1433		0,559		27,21	
	-X	Diana	6,3211	-2,9%	0,497	+9,1%	9,02	+308%
		3Muri	6,1433		0,542		36,79	

BIBLIOGRAFIA

Ademovic N., Hrasnica M., Oliveira D. V., *Pushover analysis and failure pattern of a typical masonry residential building in Bosnia and Herzegovina*, in “Engineering Structures”, 2013, vol. 50, pp. 13-29

Albanesi T., Nuti C., *Dispensa su Analisi Statica Non Lineare (Pushover)*, Dipartimento di Strutture, Università degli Studi Roma Tre, Roma, 2007

Andreas U., *Failure Criteria for Masonry Panel under In-Plane Loading*, in “Journal of Structural Engineering”, 1996, vol. 122, pp. 1267-1285

Augenti N., Romano A., *Seismic design of masonry buildings through macro-elements*, Atti del “XIV International Brick and Block Masonry Conference”, Sidney, 17-20 febbraio 2008

Bacchetto A., *Introduzione al metodo degli elementi finiti e alla modellazione FEM*, Relazione tecnica Adepron

Binda L., Anzani A., Saisi A., Valluzzi, M. R., *Conoscenza degli edifici ed accurata diagnosi: passi essenziali per la conservazione in zona sismica*, 2007, pp. 629-647

Binda L., Roberti G. M., Tiraboschi C., *Problemi di misura dei parametri meccanici della muratura e dei suoi componenti*, Atti del Convegno Nazionale “La meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto”, Messina, 18-20 settembre 1996

Biondi A., *Analisi pushover, calcolo non lineare per la verifica degli edifici esistenti e ottimizzazione dei nuovi*, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2014

Borri A., De Maria A., *Indice di qualità muraria (IQM). Applicazioni nell’ambito delle NTC 2008*, in “L’Edilizia”, 2009, vol. 16, pp. 46-57

Borsega L., Castagnone A., *Verifiche sismiche edifici in muratura*, Relazione tecnica, Genova, 2011

Braga F., Dolce M., *Un metodo per l’analisi di edifici multipiano in muratura antisismici*, Atti del “6th International Brick Masonry Conference I.B.Ma.C.”, Roma, 16-19 maggio 1982, pp. 1088-1099

Brandolese S., *Consolidamento di murature storiche: analisi numerica e sperimentale del comportamento di pannelli di muratura rinforzati*, Tesi di Laurea in “Ingegneria Civile”, Università degli Studi di Padova, a.a. 2014-2015

Calderini C., *Un modello costitutivo per la muratura: formulazione ed implementazione per l’analisi di strutture complesse*, Tesi di Dottorato in “Ingegneria Strutturale e Geotecnica”, Università degli Studi di Genova, 2004

Calderoni B., Cordasco E. A., Sandoli A., Onotri V., Tortoriello G., *Problematiche di modellazione strutturale di edifici in muratura esistenti soggetti ad azioni sismiche in relazione all'utilizzo di software commerciali*, Atti del "XVI Convegno ANIDIS", L'Aquila, 2015

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617, *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D. M. 14/01/2008*

Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, *Norme Tecniche per le Costruzioni*

Dhanasekar M., Page. A. W., Kleeman P. W., *The failure of brick masonry under biaxial stresses*, in "Proceedings of the Institution of Civil Engineers", 1985, Part 2, vol. 79 (2), pp. 295-313

DIANA FEA BV, *Diana User's Manual, Release 10.1*, Delft, 2017

Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9 febbraio 2011, *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008*

Dolce M., *Schematizzazione e modellazione per azioni nel piano delle pareti*, Corso sul "Consolidamento degli edifici in muratura in zona sismica", Ordine degli Ingegneri, Potenza, 1989

Elini S., *Non-linear seismic assessment & retrofitting of unreinforced masonry buildings*, Master Thesis in "Civil Engineering and Geosciences", Delft University of Technology, 2016

Francis A. J., Horman C. B., Jerrems L. E., *The Effect of Joint Thickness and Other Factors on the Compressive Strength of Brickwork*, Atti del "Second International Brick and Block Masonry Conference", 1971, pp. 31-37

Frumento S., Magenes G., Morandi P., Calvi G. M., *Interpretation of experimental shear tests on clay brick masonry walls and evaluation of q-factors for seismic design*, Relazione tecnica EUCENTRE, 2009

Fusaro M. E., *Valutazione del comportamento strutturale della Cappella degli Scrovegni mediante modelli analitici e numerici calibrati tramite monitoraggio statico e dinamico*, Tesi di Laurea in "Ingegneria Edile-Architettura", Università degli studi di Padova, a.a. 2014-2015

Galasco A., Lagomarsino S., Penna A., *Analisi sismica non lineare a macroelementi di edifici in muratura*, Atti del "X Congresso Nazionale L'ingegneria Sismica in Italia", Potenza-Matera, 9-13 settembre 2001

Galasco A., Lagomarsino S., Penna A., *On the use of pushover analysis for existing masonry buildings*, Atti del "First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology", Geneva, 3-8 september 2006

Gallana V., *Analisi comparative di metodi di valutazione della vulnerabilità sismica di edifici della prima metà del novecento: sede storica dell'istituto di fisiologia umana e*

-
- dell'istituto di chimica biologica dell'Università di Padova, Tesi di Laurea in "Ingegneria Edile-Architettura", Università degli Studi di Padova, a.a. 2014-2015
- Gambarotta L., Lagomarsino S., *Sulla risposta dinamica di pareti in muratura*, Atti del Convegno Nazionale "La meccanica delle murature tra teoria e progetto, Atti del Convegno Nazionale", Messina, 18-20 settembre 1996, pp. 452-462
- Giuffrè A. (a cura di), *Sicurezza e conservazione dei centri storici: il caso Ortigia*, Laterza, 1999² (I ed. 1993)
- Giuffrè A., *Letture sulla meccanica delle murature storiche*, Kappa, 1991
- Guidi G., da Porto F., Dalla Benetta M., Verlatto N., Modena C., *Comportamento Sperimentale nel Piano e Fuori Piano di Tamponamenti in Muratura Armata e Rinforzata*, in "Anidis XV", 2013
- Hamid A. A., Drysdale R. G., *Behaviour of brick masonry under combined shear and compression loading*, Atti del "2nd Canadian Masonry Symposium", Ottawa, Canada, 1980, pp. 51-64
- Johnson S., *Comparison of Nonlinear Finite Element Modeling Tools for Structural Concrete*, University of Illinois, 15 dicembre 2006
- Kumar, N., Amirtham R., Pandey M., *Plasticity based approach for failure modelling of unreinforced masonry*, in "Engineering Structures", 2014, vol. 80, pp. 40-52
- Lagomarsino S., Cattari S., *PERPETUATE guidelines for seismic performance-based assessment of cultural heritage masonry structure*, in "Bulletin of Earthquake Engineering", 2015, vol. 13, pp. 13-47
- Lagomarsino S., Cattari S., *Verifica sismica di edifici esistenti in muratura: validazione dei metodi di analisi non lineare su un caso studio*, 2014
- Lagomarsino S., Penna A., Galasco A., Cattari, S., *TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings*, in "Engineering Structures", novembre 2013, vol. 56, pp. 1787-1799
- Liberatore D. (a cura di), *Progetto Catania: indagine sulla risposta sismica di due edifici in muratura*, 2000
- Lorenzoni F., Valluzzi M. R., Modena C., Simonato E., Casarin F., Lionello A., *Settlement induced damage modelling of historical buildings: the bell tower of the "Basilica dei Frari" in Venice*, 2010
- Lourenço P. B., *Computations on historic masonry structures*, in "Progress in Structural Engineering and Materials", 2002, vol. 4 (3), pp. 301-319
- Lourenço P. B., *Experimental and numerical issues in the modelling of the mechanical behaviour of masonry*, in "Structural Analysis of Historical Constructions II", Barcellona, 1998
- Lourenço P. B., Rots J. G., Blaauwendraad J., *Continuum Model for Masonry: Parameter estimation and validation*, in "Journal of Struct. Engin.", 1998, vol. 124, pp. 642-652
-

- Magenes G., *A method for pushover analysis in seismic assessment of masonry buildings*, Atti del “XII World Conference on Earthquake Engineering”, 2000
- Magenes G., Bolognini D., Braggio C. (a cura di), *Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura*, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma, 2000
- Magenes G., Della Fontana A., *Verifica di edifici in muratura ordinaria e armata con metodi di analisi statica, lineare e non lineare*, 2010
- Magenes G., Morandi P., Penna, A., *Test results on the behaviour of masonry under static cyclic in plane lateral loads*, ESECMaSE project, Department of Structural Mechanics, University of Pavia, 2008
- Maioli M., *Modellazione numerica del comportamento di una struttura in muratura*, Tesi di Laurea in “Scienza delle costruzioni”, Università di Bologna, a.a. 2006-2007
- Marques R., Lourenço P. B., *Benchmarking of commercial software for the seismic assessment of masonry buildings*, Atti del “International Seminar on Seismic Risk and Rehabilitation of Stone Masonry Housing”, 2009
- Marques R., Lourenço P. B., *Unreinforced and confined masonry buildings in seismic regions: Validation of macro-element models and cost analysis*, in “Engineering Structures”, 2014, vol. 64, pp. 52-67
- Menditto G., *Fessurazioni nelle strutture*, Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2016² (I ed. 2010)
- Monti di Sopra E., *Modelli di danno e plasticità per l'analisi di elementi strutturali in muratura*, Tesi di Dottorato in “Ingegneria Civile e Ambientale”, Università degli Studi di Trieste, 2009
- Page A. W., *The strength of brick masonry under biaxial tension-compression*, in “International journal of Masonry Construction”, 1983, vol. 3 (1), pp. 26-31
- Page A.W., *Finite element model for masonry*, in “Journal of Structural Division”, 1978, vol. 104 (8), pp. 1267-1285
- Page A.W., *The biaxial compressive strength of brick masonry*, in “Proceedings of the Institution of Civil Engineers”, 1981, Part 2, vol. 71 (3), pp. 893-906
- Parisi F., Augenti N., *Seismic capacity of irregular unreinforced masonry walls with openings*, in “Earthquake Engineering and Structural Dynamics”, gennaio 2013, vol. 42, pp. 101-121
- Penna A., Cattari S., Galasco A., Lagomarsino S., *Seismic assessment of masonry structures by non-linear macro-element analysis*, in “Structural Analysis of Historical Constructions”, 2005, pp. 1157-1164
- Progetto ReLUIS, DPC 2010-2013, Atti del Convegno finale, Napoli, 8-9 ottobre 2013
- Prosdocimi E., *Modelli numerici per l'analisi sismica di edifici esistenti in muratura*, Tesi di Laurea in “Ingegneria Civile - Strutture”, Università degli Studi di Padova

Rots, J., *Structural Masonry: An Experimental/Numerical Basis for Practical Design Rules*, Balkema, Rotterdam, 1997

S.T.A. DATA, *Manuale d'uso 3Muri, Versione 10.9.0*

Sabatino R., *Analisi non lineare di pareti murarie sotto azioni orizzontali: modellazione a telaio equivalente*, Tesi di Dottorato in “Ingegneria delle Strutture e del Recupero Edilizio ed Urbano”, Università degli Studi di Salerno, 2010

Salvatoni P., Ugolini M., *Comportamento di elementi in muratura fino a collasso: prove sperimentali e modellazione numerica*, Tesi di Laurea in “Ingegneria civile e ambientale”, Politecnico di Milano, a.a. 2015-2016

Siano R., Spacone E., Roca P., Pelà L., *Analysis of the performance in the linear field of Equivalent-Frame Models for Regular and Irregular Masonry Walls*, in “Engineering Structures”, maggio 2017

UNIPD(b), *Ex Tribunale di Fabriano*, scheda, luglio 2017

Valluzzi M. R., *Metodi di analisi locale di edifici esistenti in muratura*, Corso di “Problemi Strutturali dei Monumenti e dell’Edilizia Storica”, Università degli Studi di Padova, a.a. 2010-2011

Van Der Pluijm R., *Non-linear behaviour of masonry under tension*, in “Heron”, 1997, vol. 42 (1), pp. 25-48

SITI CONSULTATI

<http://ismd.mi.ingv.it> (ultima cons. 26 giugno 2017)

<http://www.fabrianostorica.it> (ultima cons. 10 novembre 2017)

<http://www.iismerlonimiliani.it/index.php/plessi/plesso-a> (ultima cons. 10 novembre 2017)

<https://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15> (ultima cons. 2 dicembre 2017)

<https://ingvterremoti.wordpress.com/2014/04/24/24-aprile-1741-i-funesti-rincontri-di-una-terribile-e-lunga-scossa-nelle-marche-e-in-umbria> (ultima cons. 2 dicembre 2017)

http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/terremoto_centro_italia_2016.wp (ultima cons. 2 dicembre 2017)