

Alma Mater Studiorum
Università degli Studi di Bologna

SCUOLA DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA

Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali DICAM

Corso di Laurea Magistrale in
INGEGNERIA CIVILE (LM-23)

Tesi di laurea in
PROGETTI DI STRUTTURE

**Studio comparativo di analisi speditive con metodo
RE.SIS.TO. e di analisi statiche non lineari eseguite con
software 3Muri per la valutazione della fragilità di edifici
in muratura nel comune di Maranello (MO)**

CANDIDATA:

Valentina Rapagnetta

RELATORE:

Chiar.mo Prof. Ing. Marco Savoia

CORRELATORI:

Prof. Ing. Francesca Ferretti

Ing. Lucia Praticò

Anno Accademico 2020/2021

Alla mia Famiglia, che da sempre crede in me,

a Stefano, per essermi vicino sempre

e a me stessa, per non aver mollato MAI.

INDICE

Capitolo 1 INTRODUZIONE	1
Capitolo 2 COSTRUZIONI IN MURATURA	3
2.1 I materiali	3
2.2 Comportamento meccanico e legame costitutivo delle murature	8
2.3 Comportamento strutturale di edifici in muratura	10
2.4 I principali meccanismi di collasso degli edifici in muratura	13
2.5 Caratteristiche meccaniche delle murature.....	18
2.5.1 <i>Resistenza caratteristica a compressione f_k</i>	18
2.5.2 <i>Resistenza caratteristica a taglio f_{vk}</i>	21
2.5.3 <i>Moduli di elasticità secanti</i>	22
Capitolo 3 IL RISCHIO SISMICO	24
3.1 Il terremoto	24
3.2 Il rischio sismico in Italia	27
3.2.1 <i>Pericolosità sismica</i>	27
3.2.2 <i>Esposizione</i>	33
3.2.3 <i>Vulnerabilità sismica</i>	34
3.3 Il rischio sismico in Emilia-Romagna	36
Capitolo 4 PROGETTO Re-LUIS – CARTIS	39
4.1 Obiettivi principali del progetto CARTIS	39
4.2 La scheda CARTIS.....	41
4.3 Le curve di fragilità	48
Capitolo 5 METODOLOGIE PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA	52
5.1 Metodologia speditiva RE.SIS.TO.	53
5.1.1 <i>Descrizione del metodo</i>	54
5.1.2 <i>Scheda GNDT II livello</i>	64
5.2 Software 3MURI S.T.A.DATA.	68
5.2.1 <i>Modellazione a telaio equivalente</i>	68
5.2.2 <i>Il macroelemento</i>	69
5.2.3 <i>Modellazione tridimensionale</i>	74
5.2.4 <i>Fasi di calcolo</i>	75
5.2.5 <i>Analisi statica non lineare</i>	77
5.3 Confronti preliminari RE.SIS.TO. – 3MURI su un modello semplificato.....	80
Capitolo 6 CASI DI STUDIO: EDIFICI IN MURATURA NEL COMUNE DI MARANELLO (MO)	90
6.1 Caratteristiche generali del territorio.....	90

6.2	Descrizione dei comparti nel Comune	91
6.3	Tipologie strutturali prevalenti nei comparti	93
6.4	Modellazione e analisi statica non lineare con il software 3MURI dei casi di studio	96
6.4.1	<i>Pratica 3</i>	97
6.4.2	<i>Pratica 241</i>	114
6.4.3	<i>Pratica Via Agnini 11</i>	126
6.4.4	<i>Pratica Via Agnini 41</i>	138
6.4.5	<i>Pratica Via Bernini 5</i>	149
6.4.6	<i>Pratica Via Tassoni 7</i>	159
6.5	Definizione della vulnerabilità sismica dei casi di studio con la metodologia RE.SIS.TO. ..	172
Capitolo 7 ANALISI COMPARATIVA DEI RISULTATI OTTENUTI RE.SIS.TO. – 3MURI DEI CASI DI STUDIO		184
7.1	Confronto sulla capacità resistente PGA_c	184
7.2	Confronto sul taglio resistente V_R	188
7.3	Confronto sul taglio resistente V_R per i casi di studio senza tramezzature	201
7.4	Confronto sulla resistenza al taglio resistente τ_0	218
Capitolo 8 DEFINIZIONE DELLE CURVE DI FRAGILITÀ DEL COMUNE DI MARANELLO		223
8.1	Il metodo Monte Carlo	223
8.2	Definizione delle superfici di risposta delle tipologie strutturali prevalenti nel Comune	225
8.3	Definizione delle curve di fragilità delle tipologie strutturali prevalenti nel Comune	229
8.4	Definizione delle curve di fragilità dei comparti	241
Capitolo 9 CONCLUSIONI		253
RINGRAZIAMENTI		255
BIBLIOGRAFIA		256
LISTA DELLE FIGURE		258
LISTA DELLE TABELLE		264

Capitolo 1

INTRODUZIONE

Il terremoto è un evento dannoso per il patrimonio edilizio, in particolare in Italia, come è emerso dagli eventi sismici degli ultimi decenni che hanno colpito varie zone del territorio, causando la distruzione o il grave danneggiamento del costruito e, talvolta, la perdita di vite umane.

L'entità di tale catastrofe naturale non dipende esclusivamente dalle caratteristiche sismogenetiche del territorio, ma anche da fattori antropici, come le tipologie di costruzioni presenti nell'area colpita, o la qualità delle misure di prevenzione sismica messe in atto dalle istituzioni.

Il patrimonio edilizio italiano è costituito in gran parte da edifici in muratura con caratteristiche e qualità molto variabili, in funzione dell'epoca di costruzione, delle tecnologie locali, dei materiali e dei criteri costruttivi utilizzati, della tipologia e forma architettonica. Molto spesso, tali edifici non sono stati progettati per resistere ad azioni orizzontali, tra cui l'azione sismica.

In questo contesto nasce l'esigenza di valutare la vulnerabilità sismica degli edifici esistenti e di trovare una metodologia per stimare i possibili danni conseguenti agli eventi sismici, col fine di stabilire una priorità di interventi da attuare sul costruito e, quindi, di ridurre il rischio sismico dell'intero territorio.

L'obiettivo della tesi è quello di valutare la vulnerabilità sismica di edifici ordinari in muratura tipici del costruito del Comune di Maranello (MO), e di stimare le curve di fragilità. Vengono individuate le tipologie strutturali in muratura tipiche degli edifici del Comune, che viene suddiviso in comparti secondo il metodo CARTIS. Lo scopo è di definire quali sono le tipologie in muratura più vulnerabili, e quindi i comparti del Comune costituiti dagli edifici in muratura più fragili dal punto di vista sismico.

La valutazione della vulnerabilità sismica di alcuni edifici rappresentativi delle tipologie murarie esistenti nel territorio analizzato è stata eseguita mediante due metodologie: la prima è una metodologia speditiva chiamata *RE.SIS.TO*. Mazzotti, et al. (2013), una valutazione semplificata sviluppata dall'Università degli Studi di Bologna, con l'obiettivo di definire lo stato di criticità degli edifici e di definire la priorità di intervento in tempi brevi; la seconda è una metodologia di valutazione più

accurata eseguita attraverso l'analisi statica non lineare con il software *3Muri vers. 13.0* (S.T.A.DATA., 2021), un programma per il calcolo sismico delle strutture in muratura, basato sulla modellazione a telaio equivalente, sviluppato da Cattari e Lagomarsino, UNIGE (Genova).

Il lavoro di tesi è strutturato in capitoli.

Il secondo capitolo riassume le principali caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali costituenti le murature, il comportamento sismico e i principali meccanismi di collasso degli edifici in muratura.

Il terzo capitolo riporta i concetti fondamentali del rischio sismico, le modalità di valutazione (in Italia ed in particolare in Emilia-Romagna), soffermandosi anche sui fattori che lo influenzano, ovvero vulnerabilità, esposizione e pericolosità sismica.

Il quarto capitolo tratta il Progetto ReLUIS-CARTIS, un progetto che nasce dall'esigenza di migliorare le stime di vulnerabilità del patrimonio edilizio italiano, dalla scala locale del singolo Comune fino alla scala Nazionale, e con l'obiettivo di creare un database di dati tipologici sugli edifici. Inoltre, vengono riportate in forma sintetica le principali caratteristiche della scheda CARTIS, finalizzata al rilevamento delle tipologie edilizie ordinarie prevalenti nei comparti urbani di Comune.

Il quinto capitolo tratta le metodologie utilizzate per la valutazione della vulnerabilità sismica, ovvero la metodologia speditiva RE.SIS.TO. e il software 3MURI, descrivendone i principi e le ipotesi.

Il sesto capitolo descrive il Comune oggetto di studio, ovvero Maranello, e le tipologie strutturali prevalenti presenti nel comune. Sono stati selezionati sei edifici, descritti da altrettante pratiche edilizie, utilizzati per comparare i risultati ottenuti mediante l'applicazione dei due metodi ed approfondirne gli aspetti comuni e le differenze.

Il settimo capitolo riassume tutti i confronti dei risultati ottenuti tra i vari modelli, sotto l'aspetto della capacità resistente PGA_C e del taglio resistente V_R .

L'ottavo ed ultimo capitolo riporta le curve di fragilità, definite attraverso il metodo Monte Carlo considerando i risultati di RE.SIS.TO, sia delle quattro tipologie strutturali prevalenti nel comune, che dei singoli comparti individuati nel Comune di Maranello, stimando quali risultano essere i più fragili all'interno del Comune stesso. Infine, si propone una sintesi delle principali osservazioni emerse da questo studio.

Capitolo 2

COSTRUZIONI IN MURATURA

La normativa vigente definisce le costruzioni in muratura quelle a struttura portante verticale, realizzati con sistemi di muratura in grado di sopportare azioni verticali e orizzontali, collegati tra di loro da impalcati, orizzontali ai piani ed eventualmente inclinate e in copertura.

Nella maggior parte dei casi, la muratura è costituita da malta e da blocchi, in pietra o in laterizio e, in cui ciascuna componente conferisce all'insieme una sua specifica caratteristica resistente.

Per questo, considerando anche le diverse tecnologie realizzative possibili, il suo comportamento non può essere considerato quello di un materiale ideale, ovvero omogeneo ed isotropo.

Le opere in muratura, rispetto a quelle realizzate con altri materiali, sono semplici da costruire, hanno un'elevata durabilità ed hanno oneri di manutenzione contenuti ma hanno alcuni limiti come la scarsa resistenza a trazione (in particolare la resistenza a trazione del giunto malta – blocco può essere dell'ordine di 1/30 della resistenza a compressione della muratura), una duttilità limitata e una resistenza a compressione contenuta.

Nel presente capitolo, si vuole riportare una descrizione delle principali caratteristiche dei singoli componenti della muratura.

2.1 I materiali

La malta è una miscela costituita da inerti, legante e acqua, che ha lo scopo di riempire i vuoti tra i laterizi e di collegare gli elementi stessi, al fine di realizzare un sistema unico compatto, nonché di ridistribuire in modo uniforme le tensioni trasmesse dall'elemento più resistente.

Il quantitativo di legante, inerti e acqua contenuti all'interno dell'impasto è di grandissima importanza: il legante permette di saldare le particelle di sabbia tra loro e far aderire la malta ai componenti solidi della muratura, gli inerti hanno lo scopo di ridurre il fenomeno del ritiro causato dalla presenza del legante e il contenuto d'acqua influisce sulle fasi di presa e indurimento, con la relativa influenza sul valore finale delle caratteristiche meccaniche.

Esistono diverse tipologie di malte, definite in funzione del legante utilizzato nella miscela:

- *Malta di calce aerea*, in cui il legante utilizzato è la calce idrata o aerea (indurisce lentamente all'aria reagendo con l'anidride carbonica atmosferica);
- *Malta idraulica*, in cui il legante utilizzato è la calce idraulica (legante idraulico che può far presa ed indurire anche se immerso in acqua);
- *Malta cementizia*, in cui il legante utilizzato è il cemento (legante idraulico);
- *Malta bastarda o composta*, se oltre al cemento si utilizza anche un altro legante.

Dal punto di vista meccanico, la classe di una malta viene definita dalla sua resistenza media a compressione f_m espressa in N/mm^2 o dalla sua composizione in volume: la classe di una malta è definita da una sigla costituita dalla lettera M seguita da un numero che indica la sua resistenza; tale classificazione va da malte tipo M2,5 a Md, dove in quest'ultima classe appartengono malte con resistenza superiore a 25 MPa, specificata caso per caso dal produttore.

Di seguito viene riportata la tabella contenuta nel D.M. 17/01/2018, che riporta i valori di f_m di ogni classe di malta.

Tabella 1: Classi di malte a prestazione garantita (Tab. 11.10.II D.M. 17/01/18)

Classe	M 2,5	M 5	M 10	M 15	M 20	M d
Resistenza a compressione N/mm^2	2,5	5	10	15	20	d
d è una resistenza a compressione maggiore di 25 N/mm^2						

Gli elementi resistenti costituenti la muratura possono essere naturali o artificiali: i primi sono ottenuti da tagli della roccia mentre i secondi sono prodotti secondo processi industriali, che garantiscono una determinata caratteristica del laterizio.

Le murature naturali impiegate nelle costruzioni possono essere così classificate:

- *Muratura in pietra irregolare*, ovvero pietra di cava lavorata in maniera grossolana;
- *Muratura grossolanamente squadrata o listata*, realizzata come la muratura in pietra irregolare ma inserita in fasce di conglomerato realizzate in mattoni pieni;

- *Muratura in pietra squadrata*, realizzata impiegando pietre con geometria più regolare di forma parallelepipedica, in modo da formare strati regolari di muratura.

La muratura in pietra più adatta è quella che possiede una elevata resistenza a compressione, una buona aderenza alla malta, una facile lavorabilità per limitare i costi e una buona durevolezza.

Le murature realizzate con elementi artificiali, invece, comprendono una vasta gamma di prodotti, di forme e dimensioni prestabilite e sono ricavati dalla cottura di argille con quantità variabili di sabbia, ossido di ferro e carbonato di calcio.

In generale al blocco di laterizio si richiede leggerezza, coibenza, inerzia termica, permeabilità al vapore, facilità di montaggio e una resistenza adeguata.

I laterizi possono essere pieni, semipieni e forati in relazione alla percentuale dei fori presenti ϕ (tabella 4.5. Ia del D.M. 17/01/2018):

- *Mattoni pieni*, con percentuale di fori inferiore al 15% dell'area lorda della faccia dell'elemento di muratura delimitata dal suo perimetro, purché l'area di ciascun foro non superi i 9 cm²;
- *Mattoni semipieni*, con percentuale di fori che può variare dal 15% al 45% dell'area lorda della faccia dell'elemento di muratura delimitata dal suo perimetro, purché l'area di ciascun foro non superi i 12 cm²;
- *Mattoni forati*, con percentuale di fori compresa tra il 45% e il 55% dell'area lorda, con l'area di ciascun foro massima di 15 cm².

Inoltre, le norme UNI 8942/86 stabiliscono le dimensioni dei laterizi per ogni tipologia ma queste variano in funzione della regione in cui sono stati prodotti.

La muratura può essere considerata come uno degli elementi costruttivi più antichi e di maggior utilizzo e nasce dalla giustapposizione di elementi resistenti collegati tra di loro mediante malte. Esistono molteplici criteri di classificazione delle murature (Carbone et al., 2005) e di seguito vengono riportate le principali.

La prima classificazione è quella in relazione agli elementi resistenti utilizzati definendo, ad esempio, *murature in laterizio*, *murature in pietrame*, *murature in tufo*.

La seconda classificazione è in funzione del ruolo funzionale che ricopre la muratura stessa all'interno della costruzione: si definiscono *murature portanti* se sono in grado di assolvere a compiti statici, garantendo un'adeguata risposta in termini di capacità portante ai carichi permanenti e variabili a cui sono sottoposte durante la vita della struttura, *murature non portanti* se non hanno funzioni statiche di particolare rilievo,

murature con coibenza termica e/o acustica per le quali gli spessori adottati e i materiali utilizzati sono tali da garantire il grado di coibenza richiesto e *murature resistenti al fuoco* per le quali sono richieste determinate funzioni di resistenza al fuoco.

Un'ulteriore classificazione delle murature è in relazione alla tipologia strutturale, ovvero *murature di fondazione, setti/muri portanti, pilastri in muratura, elementi ad arco ecc.*

Le fasi esecutive della costruzione della muratura sono fondamentali in quanto occorre che il giunto di malta non sia realizzato con spessori troppo grandi (inferiori al centimetro) e che la tessitura sia realizzata a regola d'arte, ad esempio sfalsando i giunti tra un filare e quello successivo e nei punti di intersezione tra muri ortogonali, in modo da non creare piani deboli nello sviluppo della muratura stessa.

La diversa disposizione dei laterizi definisce un'altra classificazione delle murature, che possono avere diverse tessiture:

- *Disposizione in spessore o a una testa*: sono murature realizzate con elementi aventi giacitura in spessore e disposti di fascia; negli schemi più utilizzati i giunti verticali sono sfalsati in modo da trovarsi al terzo o al quinto corso;

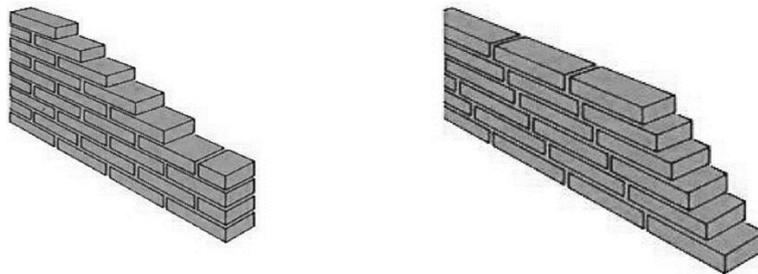


Figura 1: Esempio sulla disposizione in spessore della muratura

- *Disposizione in chiave o di punta*: sono murature (a due teste) realizzate con elementi aventi giacitura in spessore e disposti di punta. Tale disposizione consente la rapida risoluzione di strutture ad andamento curvilineo. La sezione della muratura risulta eguale alla dimensione massima dell'elemento;

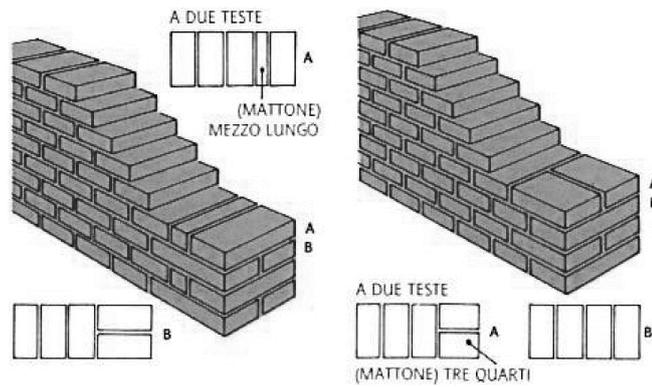


Figura 2: Esempio sulla disposizione in chiave della muratura

- *Disposizione a blocco*: si tratta di murature (a due o più teste) realizzate con elementi aventi giacitura in spessore e disposti, a corsi alterni, di fascia e di punta;

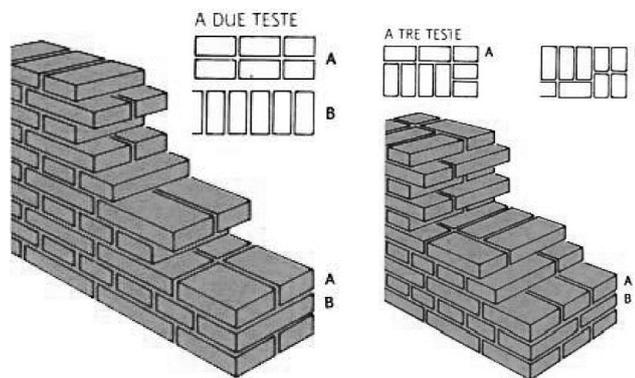


Figura 3: Esempio sulla disposizione a blocco della muratura

- *Disposizione gotica*: vengono così definite le murature (a due o più teste) realizzate con elementi aventi giacitura in spessore e, per ogni corso, disposizione alternata di fascia e di punta;

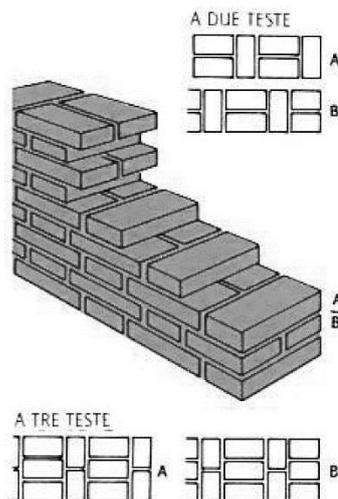


Figura 4: Esempio sulla disposizione gotica della muratura

- *Disposizione fiamminga*: sono murature (a due o più teste) realizzate con elementi aventi giacitura in spessore e disposti, a corsi alterni, con un corso di fascia/punta e l'altro corso solo di punta.

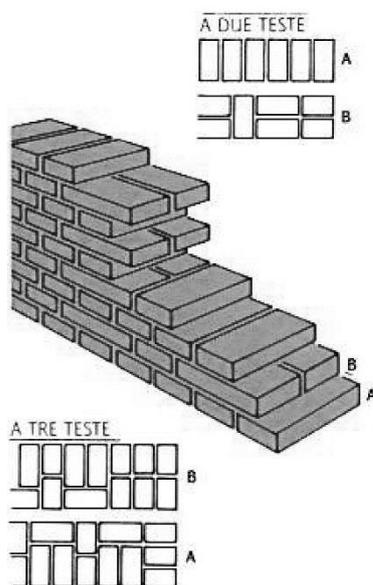


Figura 5: Esempi sulla disposizione fiamminga della muratura

In generale si può affermare che la rottura di una parete in muratura compressa avvenga per trazione del complesso mattone – malta e la sua resistenza diminuisce notevolmente all'aumentare dello spessore dei giunti di malta.

2.2 Comportamento meccanico e legame costitutivo delle murature

La muratura è costituita da diversi elementi, quali malta e laterizi, che hanno caratteristiche meccaniche differenti e conferiscono alla muratura una risposta diversa punto per punto: la disomogeneità è dovuta al fatto che gli elementi resistenti e la malta possono avere caratteristiche meccaniche fortemente diverse tra loro e spesso non è sufficiente conoscere le caratteristiche dei singoli componenti per prevedere il comportamento meccanico dell'insieme, in quanto un ruolo fondamentale è giocato dall'interfaccia ovvero dall'unione fra i componenti.

Un'altra caratteristica di questo materiale è l'anisotropia legata alla forma, alle proporzioni degli elementi resistenti ed alla loro disposizione nell'insieme: questo fa sì che il comportamento meccanico della muratura dipenda sia dall'intensità del carico che dalla sua direzione.

Il limite del comportamento elastico si raggiunge con l'inizio della parzializzazione della sezione, che si manifesta per valori di carico molto bassi in quanto la muratura è dotata di una resistenza a trazione molto ridotta.

Sottoponendo a compressione monoassiale campioni di muratura (in direzione perpendicolare ai giunti di malta), si nota che il laterizio presenta un comportamento pressoché lineare con un modulo elastico maggiore ed una rottura quasi fragile (dunque scarsa duttilità), mentre la malta mostra un comportamento non lineare con modulo elastico minore e una maggiore deformabilità. Il complesso malta – laterizio esibisce un comportamento intermedio, caratterizzato da una legge non lineare e da una resistenza a compressione intermedia rispetto a quella dei singoli materiali costituenti.

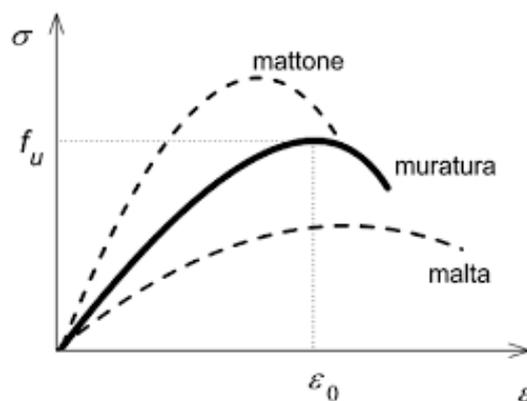


Figura 6: Legame costitutivo qualitativo della muratura

Si è osservato che in generale il comportamento in compressione della parete è determinato da diversi fattori, come resistenza, caratteristiche deformative e geometria degli elementi resistenti e della malta, spessore dei giunti, capacità di assorbimento dell'acqua da parte dei mattoni e di ritenzione dell'acqua da parte della malta e geometria in cui vengono disposti gli elementi.

Il legame costitutivo $\sigma - \varepsilon$ della muratura, per semplicità, può essere rappresentato con una bilatera elastica – perfettamente plastica, costituita da un primo ramo lineare, rappresentativo del comportamento elastico e da un secondo tratto costante, che simula la duttilità in campo plastico (D.M. 17/01/18).

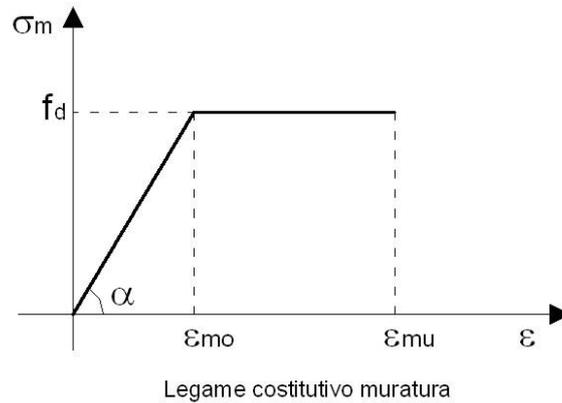


Figura 7: Legame costitutivo della normativa proposto dal D.M. 17/01/2018

Il comportamento a trazione della muratura, invece, è generalmente caratterizzato dalla rottura dei giunti di malta, che può avvenire per distacco dell'interfaccia mattone – malta se l'adesione tra i due elementi è scarsa, o per frattura all'interno del giunto di malta nella direzione della trazione se l'adesione della malta all'elemento è buona.

Queste strutture, dunque, non possono essere analizzate in ambito lineare, ma occorre necessariamente rifarsi all'ambito della non linearità meccanica, cioè al campo plastico.

2.3 Comportamento strutturale di edifici in muratura

L'edificio in muratura è costituito da tre principali sistemi strutturali:

- **Muri portanti**, sollecitati prevalentemente da azioni verticali, cioè dal peso proprio e dal peso proprio delle murature sovrastanti;
- **Muri non portanti**, elementi caricati dal solo peso proprio;
- **Solai**, che consentono il trasferimento delle azioni orizzontali alle pareti verticali.

Per ottenere un adeguato comportamento strutturale, l'edificio in muratura deve essere progettato e realizzato garantendo un *comportamento scatolare*: i solai devono essere ben ancorati ai muri verticali, in modo da trasmettere le azioni agenti alle pareti disposte in direzione dell'azione stessa e devono essere rigidi nel loro piano in modo da distribuire le forze orizzontali in base alla sola rigidezza delle pareti, i sistemi strutturali devono essere in grado di assorbire le azioni parallele e ortogonali al loro piano medio, devono essere ben collegati reciprocamente ed avere per quanto possibile funzione sia portante che di controventamento.

Inoltre, la stabilità alle azioni orizzontali richiede la disposizione di pareti secondo almeno due direzioni ortogonali e la loro capacità di resistere alle azioni orizzontali è favorevolmente influenzata dalla presenza delle forze verticali, che risultano stabilizzanti.

Attraverso il funzionamento equilibrato di questo insieme di elementi resistenti, viene garantita la resistenza dell'intera struttura alle forze orizzontali e, al contrario, il mancato funzionamento scatolare può produrre un collasso precoce della struttura.

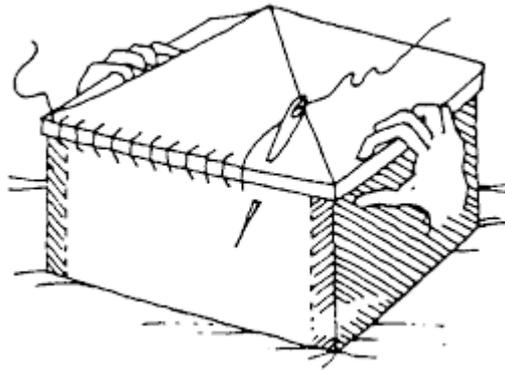


Figura 8: Rappresentazione semplificata di un sistema scatolare di un edificio (figura da Toulitos, 1996)

Il raggiungimento del comportamento strutturale scatolare è garantito da adeguati collegamenti tra gli elementi e dunque occorre ammorsare le pareti, ad esempio attraverso l'inserimento di catene metalliche lungo le intersezioni verticali e a livello di ogni solaio, di cordoli di piano in calcestruzzo armato che bordano il solaio stesso e di incatenamenti.

Tali incatenamenti devono essere realizzati per mezzo di armature metalliche o altro materiale resistente a trazione, le cui estremità devono essere efficacemente ancorate ai cordoli; generalmente gli incatenamenti vengono omessi nella direzione parallela all'orditura del solaio, mentre nella direzione ortogonale all'orditura dei solai risultano essere obbligatori nel momento in cui la luce del solaio supera i 4,5 m, con un'armatura minima di 4 cm^2 per ogni campo del solaio.

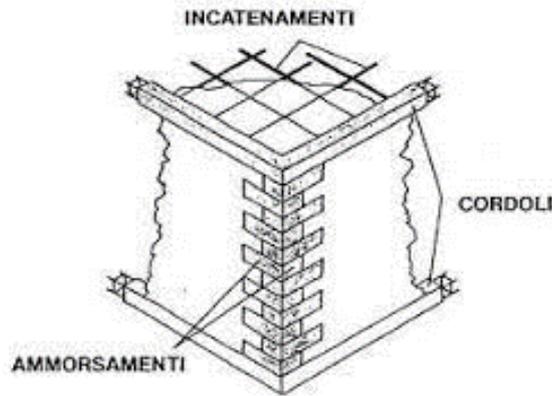


Figura 9: Dettagli costruttivi per il raggiungimento di un comportamento scatolare

I cordoli di piano svolgono una funzione di vincolo alle pareti sollecitate ortogonalmente al proprio, evitandone il ribaltamento e consente di collegare longitudinalmente le pareti di controvento complanari e di ridistribuire le azioni orizzontale fra di essi, conferendo una maggiore iperstaticità e stabilità al sistema resistente.

Di seguito, si riporta un'immagine (Figura 10) rappresentativa del comportamento della struttura sotto l'azione orizzontale in tre differenti casi: con solaio deformabile e senza cordolo (caso (a)), con cordolo e con solaio deformabile (Caso (b)) e con cordolo e con solaio rigido (caso (c)).

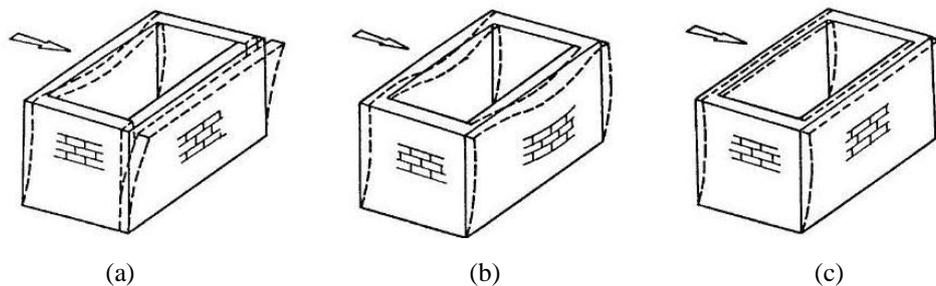


Figura 10: Comportamento della struttura con solaio deformabile e senza cordolo (a), con cordolo e con solaio deformabile (b), con cordolo e con solaio rigido (c)

Dunque, il comportamento globale della struttura nei confronti dell'azione sismica è fortemente influenzato dal grado di connessione presente tra essi ancor prima che dalle caratteristiche intrinseche dei singoli elementi strutturali. Carenze o assenza di collegamento tra le pareti ortogonali e tra pareti ed orizzontamenti fanno sì che la struttura non sia in grado di sviluppare, durante il sisma, una risposta globale che chiami a collaborare fra loro le diverse pareti e a ripartire tra esse le sollecitazioni indotte: le singole pareti mostreranno, quindi, una risposta indipendente.

2.4 I principali meccanismi di collasso degli edifici in muratura

Il comportamento sismico degli edifici in muratura in caso di sollecitazioni sismiche, come spiegato nel paragrafo precedente, dipende dalla presenza o meno di adeguati collegamenti tra gli elementi: l'assenza di tali connessioni fa sì che venga meno il comportamento scatolare della struttura muraria e che le pareti rispondano in maniera indipendente alla sollecitazione a cui sono sottoposte.

In generale, i meccanismi di collasso che interessano gli edifici in muratura possono essere suddivisi in *meccanismi globali*, ovvero che interessano la struttura nel suo complesso e, quindi, relativi all'evolversi di quadri fessurativi in un numero di elementi sufficiente a determinare la totale compromissione dell'equilibrio statico e dinamico del sistema strutturale e *meccanismi locali*, ovvero meccanismi che interessano parti marginali della struttura ed il cui evolversi, pur pregiudicando il singolo elemento, in genere non compromette l'intero equilibrio strutturale.

Inoltre, nei meccanismi locali ritroviamo i cosiddetti *meccanismi di I modo*, che includono meccanismi di collasso della parete al di fuori del proprio piano (ovvero nella loro direzione debole) con comportamento prevalentemente flessionale e di ribaltamento; quando il comportamento della struttura è globale, allora si attivano i cosiddetti *meccanismi di II modo*, che includono meccanismi di collasso della parete nel proprio piano con danneggiamenti caratterizzati da taglio e flessione.

I meccanismi di primo modo si attivano a causa dell'assenza o inefficacia di collegamenti tra le pareti e tra pareti e orizzontamenti e, generalmente, possono essere classificati in:

- Meccanismi di ribaltamento semplice;
- Meccanismi di ribaltamento composto;
- Meccanismi di flessione verticale;
- Meccanismi di flessione orizzontale.

Meccanismi di ribaltamento semplice

Questo meccanismo di collasso è il più frequente riscontrato negli edifici murari e si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o di porzioni di esse (Figura 11).

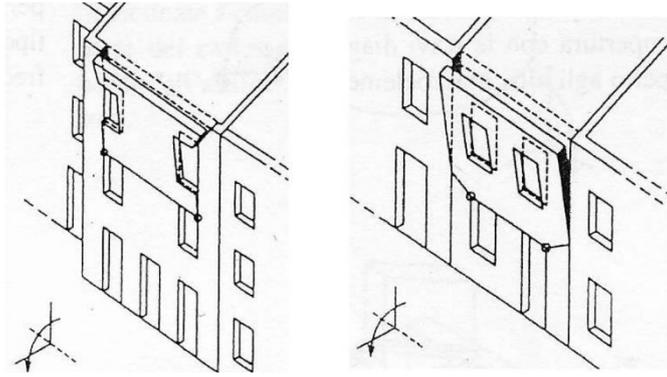


Figura 11: Meccanismi di ribaltamento semplice

Le cause scatenanti di tale cinematismo sono sia l'assenza di vincolo in sommità come cordoli o catene, sia l'assenza o scarsa qualità di di ammorsamento alle pareti ortogonali, sia gli orizzontamenti deformabili e/o mal collegati.

Il ribaltamento semplice di porzioni di muratura può riguardare diverse geometrie della parete in esame, in relazione ad un quadro fessurativo rilevato o alla presenza di aperture nel muro che ne influenzano la progressione; inoltre, in funzione della connessione esistente tra i solai e le murature ai vari livelli della struttura, il ribaltamento può coinvolgere uno o più livelli oppure l'interno spessore del muro o il solo paramento esterno, in relazione alle caratteristiche della muratura.

Le lesioni che si manifestano sono verticali in corrispondenza delle intersezioni murarie ed è visibile il fuori piombo della parete ribaltante.

Meccanismi di ribaltamento composto

Il meccanismo di ribaltamento composto oltre ad interessare il ribaltamento della parete ortogonale all'azione sismica coinvolge anche il trascinarsi di una porzione di struttura muraria appartenente ad una angolata libera oppure a pareti di spina (Figura 12).

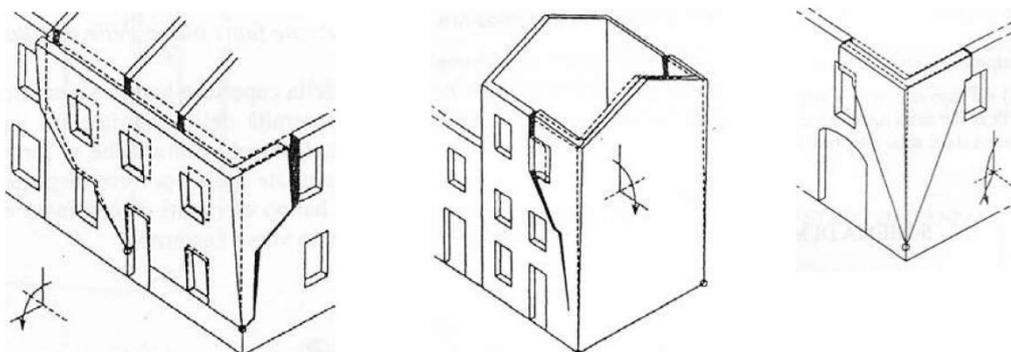


Figura 12: Meccanismi di ribaltamento composto

Le cause scatenanti di tale meccanismo sono l'assenza di collegamento in sommità e la presenza di una buona connessione tra le pareti ortogonali, soprattutto per murature con ridotte qualità meccaniche.

In funzione delle caratteristiche degli orizzontamenti, il cuneo di distacco può assumere diverse forme: in presenza di solai privi di soletta armata, il meccanismo di ribaltamento del pannello murario è accompagnato dal distacco di un cuneo diagonale della parete ortogonale; se invece i solai sono dotati di soletta armata il meccanismo di ribaltamento è accompagnato dal distacco di un cuneo a doppia diagonale della parete di controvento.

Inoltre, la presenza di apertura nella parete di controvento influenza la dimensione e la configurazione del cuneo di distacco: in assenza di aperture, si può osservare che l'angolo formato dal cuneo con la verticale aumenta all'aumentare della qualità muraria.

Il ribaltamento composto è attivato quando sono presenti lesioni diagonali sulle pareti di controvento, il fuori piombo della parete ribaltante e lo sfilamento delle travi degli orizzontamenti.

Meccanismi di flessione verticale

Il meccanismo di flessione verticale è uno dei meccanismi più comuni nelle pareti murarie e si manifesta con la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano (Figura 13).

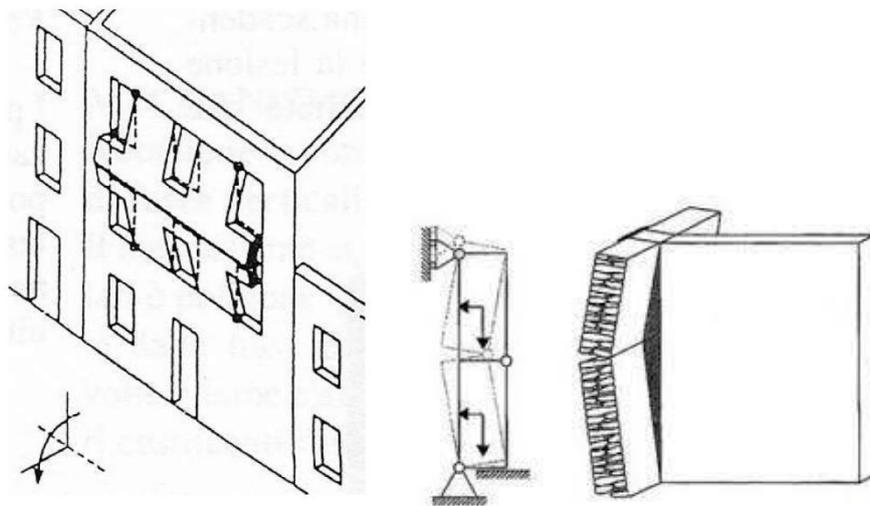


Figura 13: Meccanismo di flessione verticale

Questo meccanismo è causato da un buon livello di collegamento della parete in sommità e alla base, da carenza di ammassamento alle pareti di controvento, da una qualità scadente della muratura, ad esempio muratura a sacco, che la rende instabile e da spinte orizzontali localizzate.

Il meccanismo di flessione verticale è attivato quando sono presenti “spanciamenti” e fuori piombo della parete, lesione orizzontali e verticali e sfilamento delle travi degli orizzontamenti intermedi; inoltre, può quindi interessare uno o più piani dell’edificio, in relazione alla presenza di vincoli agli orizzontamenti, diverse geometrie dei macroelementi, determinate dalla presenza di aperture, ed uno o entrambi i paramenti nel caso di strutture murarie a doppia cortina.

Meccanismi di flessione orizzontale

La flessione orizzontale si manifesta in caso di pareti caratterizzate da un buon livello di collegamento con le pareti ortogonali ma non collegate in sommità. Tale cinematismo si manifesta con l’espulsione di materiale dalla zona sommitale della parete ed è definito dalla formazione di cerniere cilindriche verticali ed oblique intorno alle quali avviene la rotazione di porzioni cuneiformi per azioni fuori dal piano (Figura 14).

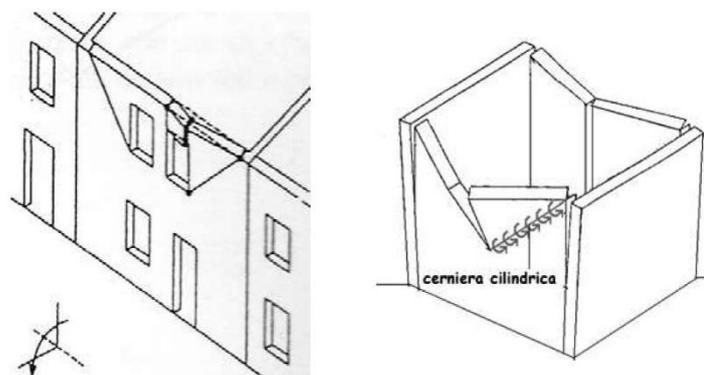


Figura 14: Meccanismo di flessione orizzontale

Questo meccanismo può coinvolgere l’intero spessore della parete o il solo paramento esterno, in relazione alle caratteristiche della struttura muraria e diverse geometrie della parete, in relazione alla presenza di discontinuità o di aperture ed alla qualità della muratura, che definiscono l’altezza del cuneo di distacco.

L’attivazione del meccanismo è caratterizzata da lesioni verticali ed oblique dalla faccia esterna e interna della parete e rigonfiamenti e sfilamento delle travi della copertura.

I *meccanismi di secondo modo* interessano la risposta delle pareti nel proprio piano e sono generalmente causati da azioni di taglio e flessione in cui la rottura degli elementi avviene per il raggiungimento della resistenza ultima.

In particolare, i meccanismi tipicamente riscontrati in una parete in muratura soggetta a taglio nel piano sono riconducibili a tre modalità di collasso:

- Meccanismo di rottura per flessione o ribaltamento (Figura 15 (a));
- Meccanismo di rottura per taglio – scorrimento (Figura 15 (b));
- Meccanismo di rottura per taglio – trazione diagonale (Figura 15 (c)).

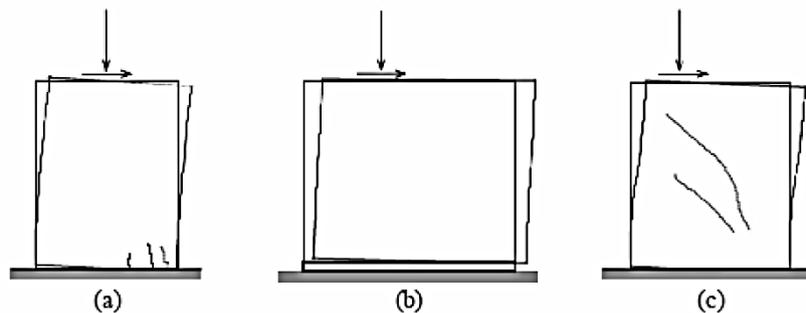


Figura 15: Meccanismi tipici di una parete in muratura

La modalità di collasso per flessione o ribaltamento è causata dal superamento della resistenza a pressoflessione della parete ed è caratterizzata da una parzializzazione della sezione. Una parete interessata da questo tipo di cinematismo presenta lesioni verticali in corrispondenza della zona compressa (che implicano una rottura del laterizio) e di lesioni orizzontali in corrispondenza dei giunti di malta nella zona in trazione.

La modalità di collasso per taglio – scorrimento è causata dal superamento della resistenza a taglio per scorrimento: rispetto al precedente, è favorito dalla presenza di un basso sforzo di compressione sulla parete e di bassi valori di coefficienti d'attrito; la presenza di fessure orizzontali nei giunti di malta comportano l'innescò di tale cinematismo.

La modalità di collasso per taglio – trazione è causata dal superamento di resistenza a taglio del singolo pannello murario ed è governato dalla formazione di fessure diagonali che partono dalla zona centrale del pannello per poi estendersi lungo tutta la superficie dello stesso.

Le caratteristiche geometriche del pannello, l'entità dei carichi cui è soggetto e le caratteristiche del materiale fanno sì che si attivi un meccanismo piuttosto che un altro.

Tali meccanismi sono fortemente influenzati dalla presenza di aperture sui pannelli murari: in particolare, dall'analisi di quadri fessurativi post sisma si è notato come la presenza di queste amplifichi tali cinematismi.

Ognuno dei suddetti meccanismi di collasso ha un relativo criterio di resistenza, che permette di definire il dominio di rottura del pannello in funzione della sua resistenza: tali criteri sono descritti nel sottoparagrafo 5.2.1 della presente tesi.

2.5 Caratteristiche meccaniche delle murature

Le caratteristiche meccaniche ed elastiche della muratura descritte sono fortemente influenzate dalle modalità di prova con cui sono state ottenute.

Per semplicità, nel seguito si riportano solo i parametri meccanici definiti in normativa e si farà riferimento solo alla muratura costituita da elementi artificiali, poiché gli edifici analizzati nella presente tesi sono costituiti da questo tipo di materiale.

Le caratteristiche meccaniche fondamentali che classificano una muratura sono:

- *Resistenza caratteristica a compressione f_k ;*
- *Resistenza caratteristica a taglio f_{vk} ;*
- *Modulo di elasticità normale secante E ;*
- *Modulo di elasticità tangenziale secante G .*

Come si può notare le costanti di elasticità sono ridotte a due e questa è la conseguenza dell'ipotesi di materiale omogeneo e isotropo.

2.5.1 Resistenza caratteristica a compressione f_k

La resistenza caratteristica a compressione f_k può essere definita sia in modo sperimentale, sia a partire dalla proprietà dei suoi componenti.

Nel caso in cui sia valutata in modo sperimentale, f_k si determina mediante la relazione:

$$f_k = f_m - ks$$

In cui f_m è la resistenza media a rottura per compressione valutata su almeno sei campioni, s è lo scarto quadratico della media e k è un coefficiente probabilistico definito a partire dal numero di muretti analizzati n e diminuisce all'aumentare di n .

La resistenza a compressione si misura perpendicolarmente ai giunti orizzontali di malta su provini aventi dimensioni minori rispetto al muro oggetto di studio, ma aventi la stessa tessitura muraria.

Nel secondo caso, ovvero con l'utilizzo di tabelle, si può risalire al valore della resistenza caratteristica a compressione a partire dalla classe della malta e dalla resistenza a compressione degli stessi elementi: di seguito si riporta la tabella contenuta nell' D.M. 17/01/18 (Tab. 11.10.VI), dove, in assenza di una determinazione sperimentale diretta, la resistenza caratteristica dell'elemento f_{bk} può essere stimata mediante la relazione $f_{bk} = 0,8 f_{bm}$ in cui f_{bm} rappresenta il suo valore medio.

Tabella 2: Valori di resistenza caratteristica per le murature in elementi artificiali pieni o semipieni
(Tab. 11.10.VI del D.M. 17/01/18)

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento N/mm^2	Tipo di malta			
	M 15	M 10	M 5	M 2,5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	-

La validità della Tabella 2 è limitata a quelle murature aventi giunti orizzontali e verticali riempiti di malta e di spessore compreso tra 5 e 15 mm. Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni.

Queste indicazioni sono valide per le nuove costruzioni in muratura e difficilmente applicabili a quelle esistenti: per queste ultime, si fa riferimento al capitolo 8 della circolare esplicativa dell'NTC18, che sono riferiti a condizioni di malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte.

Per ciascun parametro meccanico e per ciascuna tipologia di muratura, vengono forniti i valori massimi e minimi: di seguito si riporta un estratto di suddetta tabella, restituendo il valore della resistenza media a compressione.

Tabella 3: Valori di riferimento della resistenza media a compressione f della muratura
(Tab C8.5.1 della Circolare Esplicativa del D.M. 17/01/18)

Tipologia di muratura	f (N/mm^2)
	min – max
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0 – 2,0
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6 – 3,8
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4 – 2,2
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0 – 3,2
Muratura a blocchi lapidei squadrate	5,8 – 8,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6 – 4,3
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	5,0 – 8,0
<p>(*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.</p> <p>(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.</p> <p>(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.</p>	

Ai soli fini della verifica sismica, nel caso in cui la malta abbia caratteristiche particolarmente scadenti (resistenza media a compressione f_m stimabile inferiore a $0,7 N/mm^2$) ai valori della tabella si applica un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici. I parametri indicati in tabella sono principalmente finalizzati alle verifiche nei riguardi delle azioni sismiche.

2.5.2 Resistenza caratteristica a taglio f_{vk}

Per la definizione della resistenza caratteristica a taglio f_{vk} , si deve definire innanzitutto la f_{vk0} , ovvero la resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali.

Come per la resistenza a compressione, anche la f_{vk0} può essere determinata in due modi differenti.

Il primo modo è attraverso l'esecuzione di prove sperimentali di taglio su almeno sei campioni e si valuta la resistenza caratteristica a taglio come segue:

$$f_{vk0} = 0,7 f_{vm}$$

Dove f_{vm} è la resistenza a taglio media determinata mediante prove di taglio su triplete o con prove di compressione diagonale su almeno sei provini.

Il secondo modo è mediante l'utilizzo di tabelle (tab. 11.10.VIII del D.M. 17/01/18) che legano la resistenza a taglio con la resistenza della malta o con la resistenza di blocchi:

Tabella 4: Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali f_{vk0} (Tab. 11.101VIII del D.M. 17/01/18)

Elementi per muratura			f_{vk0} (N/mm^2)	
	Malta ordinaria di classe di resistenza data		Malta per strati sottili (giunto orizzontale $\geq 0,5$ mm e ≤ 3 mm)	Malta alleggerita
Laterizio	M 10 – M 20	0,30	0,30*	0,15
	M 2,5 – M 9	0,20		
	M 1 – M 2	0,10		
* Valore valido per malte di classe M 10 o superiore e resistenza dei blocchi f_{bk}				

Per caratteristiche dei materiali (resistenza della malta o resistenza dei blocchi) diverse da quelle contemplate in tabella, è necessario ricorrere alla determinazione sperimentale.

Se si è in presenza di tensioni di compressione, la resistenza a taglio f_{vk} può essere definita dalla relazione che segue:

$$f_{vk} = f_{vk0} + \mu \sigma_N$$

In cui μ è un coefficiente di attrito interno della muratura che vale 0,4e e σ_N è la tensione normale media che agisce sulla sezione di verifica.

Questo modello per la definizione della resistenza tagliente è detto alla *Coulomb* e più propriamente valido per le nuove costruzioni in muratura.

Per quelle esistenti, invece, si può far riferimento al modello di *Turnšek e Cačovic*, che trascura l'anisotropia della muratura e utilizza un solo parametro di resistenza per taglio (ovvero τ_0); la formula utilizzata da tale metodologia è riportata nel sottoparagrafo 5.2.1 del presente lavoro di tesi.

La circolare esplicativa dell'NTC18 definisce entrambi i valori di resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali τ_0, f_{v0} .

Tabella 5: Valori di riferimento di τ_0 e f_{v0} (Tab. 11.101VIII del D.M. 17/01/18)

Tipologia di muratura	τ_0 (N/mm^2)	f_{v0} (N/mm^2)
	min – max	min – max
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	0,018 – 0,032	-
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	0,035 – 0,051	-
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	0,056 – 0,074	-
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	0,028 – 0,042	-
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	0,04 – 0,08	0,10 – 0,19
Muratura a blocchi lapidei squadriati	0,09 – 0,12	0,18 – 0,28
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	0,05 – 0,13	0,13 – 0,27
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.,: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	0,08 – 0,17	0,20 – 0,36
<p>(*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.</p> <p>(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.</p> <p>(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.</p>		

2.5.3 Moduli di elasticità secanti

La valutazione delle caratteristiche elastiche delle murature, ovvero moduli di elasticità normale E e tangenziale G , viene affidata usualmente a prove sperimentali

seguendo sia per la confezione che per la prova le modalità indicate nella norma UNI EN 1052-1:2001; in mancanza di tali prove dirette, si possono assumere per le verifiche i seguenti valori di calcolo definiti dalla normativa:

- Modulo di elasticità normale secante $E = 1000 f_k$, con f_k è la resistenza caratteristica a compressione della muratura;
- Modulo di elasticità tangenziale secante $G = 0,4 E$.

Queste indicazioni sono riportate nel D.M. 17/01/18 nel capitolo 11.10.3.4 e sono riferite a murature di nuove costruzioni difficilmente applicabili a quelle esistenti: per queste ultime, si fa riferimento al capitolo 8 della circolare esplicativa dell'NTC18: di seguito se ne riporta un estratto.

Tabella 6: Valori di riferimento di moduli elastici tangenti E e secanti G (Tab. 11.101VIII del D.M. 17/01/18)

Tipologia di muratura	E (N/mm^2)	G (N/mm^2)
	min – max	min – max
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	690 – 1050	230 - 350
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	1020 – 1440	340 - 480
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1500 – 1980	500 - 660
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	900 – 1260	300 - 420
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	1200 – 1620	400 - 500
Muratura a blocchi lapidei squadrati	2400 – 3300	800 - 1100
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	1200 – 1800	400 – 600
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.,: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	3500 – 5600	875 - 1400
<p>(*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.</p> <p>(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.</p> <p>(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.</p>		

Capitolo 3

IL RISCHIO SISMICO

3.1 Il terremoto

Il terremoto è uno degli eventi naturali più disastrosi che caratterizzi il territorio nazionale per la severità e la globalità che può avere il suo impatto.

L'Italia, insieme alla Grecia, è il Paese con il più alto livello di sismicità in ambito europeo, con un alto rischio per il territorio, a causa della elevata vulnerabilità del patrimonio edilizio e artistico-culturale, particolarmente fragile per via dell'età delle costruzioni.

I terremoti sono una serie di rapide oscillazioni del terreno causate da un brusco rilascio di energia elastica sottoforma di onde sismiche dovuta ad un aumento di deformazione della crosta e dal conseguente sforzo accumulato che supera la capacità resistente del terreno stesso; dunque, questo fenomeno naturale si innesca in zone caratterizzate da instabilità.

Quando le tensioni accumulate nelle zone instabili per una ragione qualsiasi (orogenesi, dislocazione degli strati, fenomeni chimico-fisici con brusco cambiamento di stato, ecc.) prevalgono bruscamente sulla resistenza del mezzo, generano fratture planari chiamate *faglie*: due porzioni di roccia (blocchi di faglia) scorrono l'uno sull'altra a causa delle forze interne alla Terra e, a seconda della direzione delle principali forze in gioco, il piano di faglia assume una disposizione spaziale tipica e i due blocchi avranno un movimento con cinematica differente.

Il rilascio di energia avviene da un punto interno al terreno chiamato *ipocentro* e la sua proiezione sulla crosta terrestre prende il nome di *epicentro*.

Le principali caratteristiche che definiscono un sisma più o meno disastroso sono l'intensità della forza a cui si deve la rottura dell'equilibrio (e dunque l'intensità dell'energia sprigionata), la stratificazione del terreno, la dimensione della faglia e la profondità dell'ipocentro: all'aumentare della profondità, gli effetti da esso provocati sono sempre più lievi fino a scomparire e tanto più grandi sono la superficie di faglia e lo slittamento, tanto maggiore è l'energia prodotta durante il terremoto e dunque i danni provocati.

Le onde sismiche si classificano in:

- *Onde di volume*, che hanno origine nell'ipocentro;

– *Onde di superficie*, che hanno origine nell'epicentro.

Le onde di volume si distinguono in *onde primarie (P)* e *onde secondarie (S)*: le onde P sono anche dette “longitudinali” perché si propagano nel mezzo provocando sollecitazioni di compressione e dilatazione longitudinalmente alla direzione di propagazione e sono le prime a manifestarsi in un evento sismico (Figura 16); le onde S provocano oscillazioni del terreno trasversali rispetto alla loro direzione di propagazione e, a differenza delle onde P, non causano variazioni di volume al loro passaggio e non si propagano nei fluidi (Figura 17).

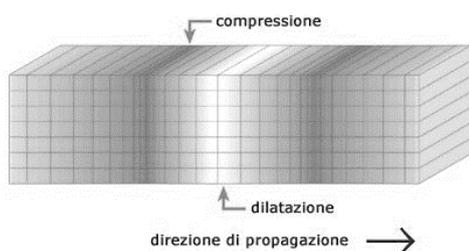


Figura 16: Onde P

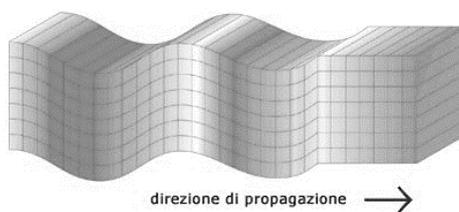


Figura 17: Onde S

Invece le onde di superficie si distinguono in *onde di Rayleigh (R)* e *onde di Love (L)*: le onde R sollecitano il terreno secondo orbite ellittiche in direzione opposta a quella di propagazione dell'onda (Figura 18); le onde L sollecitano il terreno sul piano orizzontale ed il movimento delle particelle attraversate da queste onde è trasversale e orizzontale rispetto alla direzione di propagazione delle onde (Figura 19).



Figura 18: Onde R

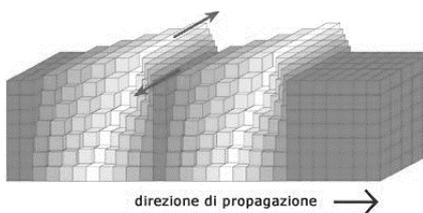


Figura 19: Onde L

Per classificare l'entità dei terremoti, possono essere utilizzati diversi metodi: uno di questi è quello di ordinare i terremoti in base alla loro intensità sismica, definendo la *scala Mercalli*. Questa classificazione pone l'accento sugli effetti alle persone e alle cose attraverso la definizione del grado di intensità, che va dal I (appena avvertito) al XII (distruzione totale). Poiché la distruzione causata dai terremoti dipende dalle tecniche di costruzione, dalle condizioni del suolo, dalla densità della popolazione

nei pressi dell'epicentro, così come dal quantitativo totale di energia liberata dal terremoto, durante lo studio del processo del terremoto in sé non viene fatto uso di misurazioni di intensità.

SCALA MERCALLI		
I	- Strumentale	Avvertita solo dagli strumenti
II	- Debole	Avvertita solo da poche persone sensibili in condizioni particolari
III	- Leggera	Avvertita da poche persone
IV	- Moderata	Avvertita da molte persone; tremiti di infissi e cristalli; oscillazione di oggetti sospesi
V	- Piuttosto forte	Avvertita da molte persone, anche addormentate; caduta di oggetti
VI	- Forte	Qualche lesione agli edifici
VII	- Molto forte	Caduta di comignoli; lesione agli edifici
VIII	- Distruttiva	Rovina parziale di alcuni edifici; vittime isolate
IX	- Rovinosa	Rovina totale di alcuni edifici; molte vittime; crepacci nel suolo
X	- Disastrosa	Crollo di parecchi edifici; numerose vittime; crepacci evidenti nel terreno
XI	- Molto disastrosa	Distruzione di agglomerati urbani; moltissime vittime; crepacci; frane; maremoto
XII	- Catastrofica	Danneggiamento totale; distruzione di ogni manufatto; pochi superstiti; sconvolgimento del suolo; maremoto

Figura 20: Scala Mercalli

Un altro metodo utilizzato è quello basato sulla rilevazione dell'energia sprigionata da un sisma dall'ipocentro, ovvero la magnitudo e la scala più conosciuta che classifica l'entità del terremoto in questa modalità è la *scala Richter*. La magnitudo è definita come o il logaritmo dell'ampiezza massima di una scossa, registrata in una qualunque stazione sismica, confrontata con il logaritmo dell'ampiezza di una scossa campione, che un sismografo dello stesso tipo registra alla distanza epicentrale di 100 km.

La classificazione dell'evento sismico secondo questa scala viene effettuata attraverso la definizione di dieci valori di magnitudo stabiliti a partire da opportune relazioni che legano l'energia liberata dall'evento ai valori di magnitudo.

SCALA RICHTER		
Magnitudo	TNT equivalente	Frequenza
0	1,0 chilogrammo	circa 8.000 al giorno
1	31,6 chilogrammi	
1,5	178,0 chilogrammi	
2	1,0 tonnellata	circa 1.000 al giorno
2,5	5,6 tonnellate	
3	31,6 tonnellate	circa 130 al giorno
3,5	178,0 tonnellate	
4	1.000,0 tonnellate	circa 15 al giorno
4,5	5.600,0 tonnellate	
5	31.600,0 tonnellate	2-3 al giorno
5,5	178.000,0 tonnellate	
6	1,0 milione di tonnellate	120 all'anno
6,5	5,6 milioni di tonnellate	
7	31,6 milioni di tonnellate	18 all'anno
7,5	178,0 milioni di tonnellate	
8	1,0 miliardo di tonnellate	1 all'anno
8,5	5,6 miliardi di tonnellate	
9	31,6 miliardi di tonnellate	1 ogni 20 anni
10	1.000,0 miliardi di tonnellate	Mai registrata

Figura 21: Scala Richter

3.2 Il rischio sismico in Italia

Il rischio sismico è un indicatore che consente di valutare gli effetti in termini di: danni attesi a seguito di un evento sismico, perdite di vite umane e costo economico dovuto ai danni alle costruzioni ed al blocco delle attività produttive in una determinata area.

È determinato dalla convoluzione probabilistica dei seguenti tre fattori, ovvero **Pericolosità (P)**, **Vulnerabilità (V)** ed **Esposizione (E)**:

$$R = f(P, V, E) = P \times V \times E$$

L'Italia è caratterizzata da una pericolosità medio – alta per frequenza ed intensità dei fenomeni, una vulnerabilità molto elevata per la fragilità del patrimonio edilizio, infrastrutturale, industriale, produttivo e dei servizi ed un'esposizione altissima per la densità abitativa e la presenza di un patrimonio storico, artistico e monumentale. La Penisola Italiana è dunque soggetta ad elevato rischio sismico, che può portare ad un numero elevato di vittime, danni alle costruzioni e costi diretti e indiretti attesi a seguito di un terremoto.

3.2.1 Pericolosità sismica

La pericolosità sismica di un territorio o "hazard", in senso probabilistico, è rappresentata dalla probabilità che in una data zona ed in un certo intervallo di tempo venga superata una certa soglia di intensità, di magnitudo o di accelerazione di picco al suolo (*Peak Ground Acceleration, PGA*) di interesse.

Si tratta di un valore rappresentante la sismicità (frequenza e forza dei terremoti) di una data zona e dipendente esclusivamente dalle caratteristiche fisiche del territorio, e pertanto, ad oggi, non è possibile modificare questo parametro.

Esistono due tipologie di approcci per la valutazione della pericolosità: l'approccio deterministico (*DSHA, Deterministic Seismic Hazard Analysis*) e quello probabilistico (*PSHA, Probabilistic Seismic Hazard Analysis*).

Il primo si basa sullo studio dei danni osservati in occasione di determinati eventi sismici che storicamente hanno interessato un sito specifico, ricostruendo gli scenari di danno per stabilire la frequenza con cui si sono ripetute nel tempo scosse di uguale intensità; tale approccio può essere sintetizzato in tre principali passi.

Il primo passo consiste nell'individuazione della posizione e delle caratteristiche di significative sorgenti sismiche che possono interessare la regione studiata: queste possono essere faglie geologiche, quando queste sono chiaramente riportate sulle mappe, oppure aree dove sono avvenuti terremoti nel passato per le quali non è possibile individuare una diretta correlazione con le faglie presenti. Il secondo passo consiste nello stabilire, per ogni sorgente, uno scenario di terremoto, fissandone sia la magnitudo sia la distanza dal sito.

Per quanto riguarda la magnitudo da fissare, si può fare riferimento o al massimo evento storico generato da quella sorgente, oppure al massimo terremoto compatibile con la struttura tettonica rilevata; per quanto riguarda la distanza invece viene assunta solitamente la minima distanza tra la sorgente e la regione interessata per considerare la situazione più sfavorevole possibile. Il terzo passo consiste nello scegliere una relazione di attenuazione per stimare lo scuotimento del suolo nella zona di interesse.

Tuttavia, poiché questo approccio richiede la disponibilità di molte informazioni sulla sismicità locale, nell'analisi viene generalmente preferito l'approccio di tipo probabilistico.

Il metodo probabilistico più utilizzato è quello di *Cornell-McGuire (1968)*, che prevede vengano individuate nel territorio zone sismogenetiche caratterizzate da un tasso di sismicità omogeneo e determina il numero annuo di eventi che produce un valore A del parametro di scuotimento prescelto del suolo (ad es. a_{max}) superiore ad una soglia prefissata.

Il metodo di Cornell-McGuire può essere descritto nei seguenti quattro step:

1. Identificazione e caratterizzazione delle sorgenti sismiche in grado di produrre scuotimenti significativi al sito. Assegnando probabilità uniformemente distribuita ad ogni sorgente, gli eventi sismici hanno uguale probabilità di verificarsi all'interno della stessa zona sismogenetica.

Le zone sismogenetiche possono essere qualitativamente caratterizzate da alcune grandezze e funzioni, tra cui la distribuzione di probabilità della magnitudo definibile sulla base della frequenza $v(M)$ e del periodo $T_{(M)} = \frac{1}{v(M)}$ che rispettivamente corrispondono al numero medio annuo di eventi con magnitudo superiore od uguale ad M che si verificano nella zona sismogenetica e l'intervallo medio di ricorrenza tra due eventi con magnitudo superiore od uguale ad M .

2. Caratterizzazione dell'attività sismica di ogni sorgente in termini di relazioni di ricorrenza di *Gutenberg-Richter* limitate superiormente, che specificano il tasso medio di eccedenza per ogni classe di magnitudo attraverso la relazione seguente, denominata *relazione di ricorrenza*:

$$\log N = a - bM$$

In cui N è il numero di eventi con magnitudo uguale o superiore ad M e a, b sono costanti definite dal trattamento statistico dei dati definiti dall'analisi di regressione; di seguito è riportata graficamente la relazione di ricorrenza appena descritta.

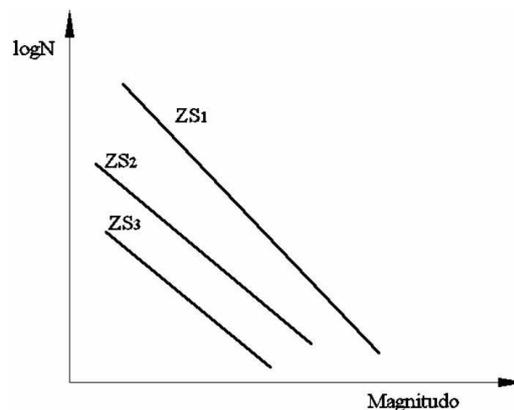


Figura 22: Relazione di ricorrenza di Gutenberg-Richter (1944)

3. Determinazione del valore di a_{max} al sito per ogni possibile coppia magnitudo-distanza epicentrale che può essere generato da ognuna delle

sorgenti sismogenetiche afferenti al sito, sfruttando, per esempio, la legge di attenuazione del picco di accelerazione definita da *Sabetta-Pugliese*:

$$\log a_{max} = 0,306M - \log \sqrt{(D^2 + 5,8^2)} + 0,169S_1 + 0,173P + 1,562$$

In cui a_{max} è l'accelerazione di picco in g, D è la distanza epicentrale in km, S_1 è un parametro che dipende dal tipo di suolo e vale 0 per depositi profondi e rigidi o 1 per depositi poco profondi e deformabili, P è la densità di probabilità dell'evento sismico di magnitudo M .

4. Calcolo di a_{max} al sito come somma dei contributi delle diverse zone sismogenetiche afferenti al sito tenendo conto delle incertezze riguardanti l'ubicazione e la severità degli eventi, al fine di ottenere la probabilità che un prefissato valore di a_{max} possa essere superato durante un certo intervallo di tempo o in modo equivalente stabilire il suo periodo di ritorno (stima di valori sotto forma di distribuzione probabilistica o di frequenze di eccedenza).

Dunque, per ciascuna zona del territorio in esame, viene definita la curva di pericolosità costituita da una funzione che rappresenta la frequenza annua di superamento dei parametri considerati. A partire dalla curva di pericolosità di un sito, è possibile utilizzare la distribuzione della probabilità di *Poisson* per definire la pericolosità sismica di un'area. Questa esprime la probabilità che si verifichi un numero di eventi indipendenti n in un periodo di tempo prefissato T con una data frequenza di ricorrenza media λ attraverso la relazione seguente:

$$P(n) = P_n = \frac{(\lambda \cdot T)^n}{n!} \cdot e^{-\lambda \cdot T}$$

E dunque la probabilità che si verifichi un solo evento è $P_{n=1} = (\lambda \cdot T)e^{-\lambda \cdot T}$, la probabilità che non si verifichi alcun evento è $P_{n=0} = e^{-\lambda \cdot T}$ e la probabilità che si verifichi almeno un evento è $P_{n>1} = 1 - P_{n=0} = 1 - e^{-\lambda \cdot T}$.

Gli studi sulla pericolosità sismica sono stati impiegati nelle analisi territoriali e regionali per la definizione di zone o microzone omogenee per pericolosità di base per la classificazione sismica.

In Italia le zone sismogenetiche sono state individuate dal Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti e la più recente zonazione è quella definita dalla sigla ZS9 del 2004 (INGV, marzo 2004):

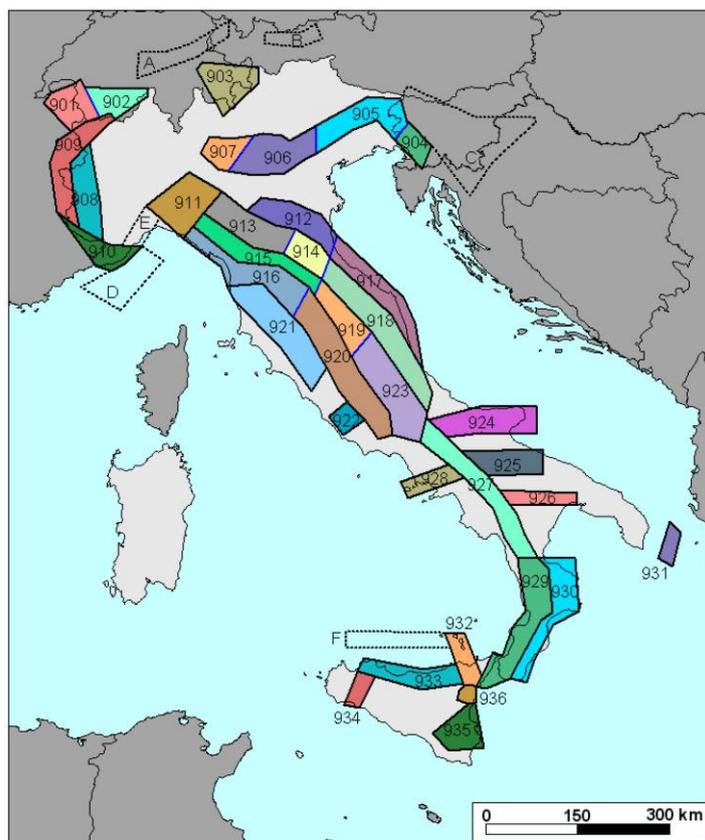


Figura 23: Zonazione sismogenetica ZS9 (Fonte: Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia)

Le mappe di pericolosità sismica sono fornite in termini di massima accelerazione di picco al suolo in funzione della probabilità di superamento: di seguito è riportata la mappa di pericolosità in termini di PGA per una probabilità di superamento del 10% e per un periodo di riferimento di 50 anni su un terreno rigido.

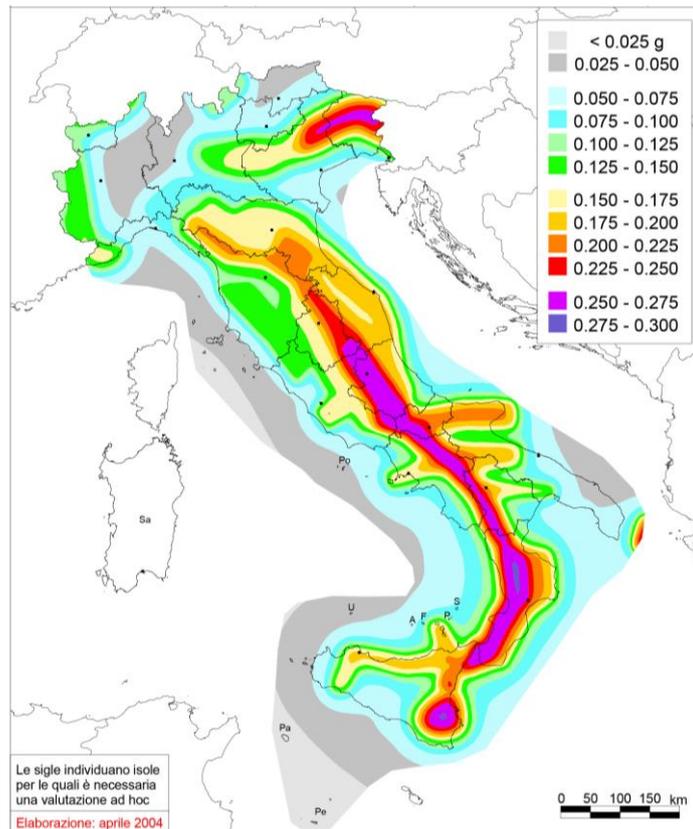


Figura 24: Mappa di pericolosità in termini di PGA per una probabilità di superamento del 10% in 50 anni
(Fonte: Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia)

Questa mappa attribuisce ad ogni comune una delle quattro zone sismiche definite:

- **ZONA 1:** $a_g > 0,25$, la zona più pericolosa dove possono verificarsi terremoti fortissimi;
- **ZONA 2:** $0,15 \leq a_g \leq 0,25$, la zona dove possono verificarsi terremoti forti;
- **ZONA 3:** $0,05 \leq a_g \leq 0,15$, la zona nella quale possono verificarsi forti terremoti anche se rari;
- **ZONA 4:** $a_g > 0,05$, la zona meno pericolosa in cui i terremoti sono rari.

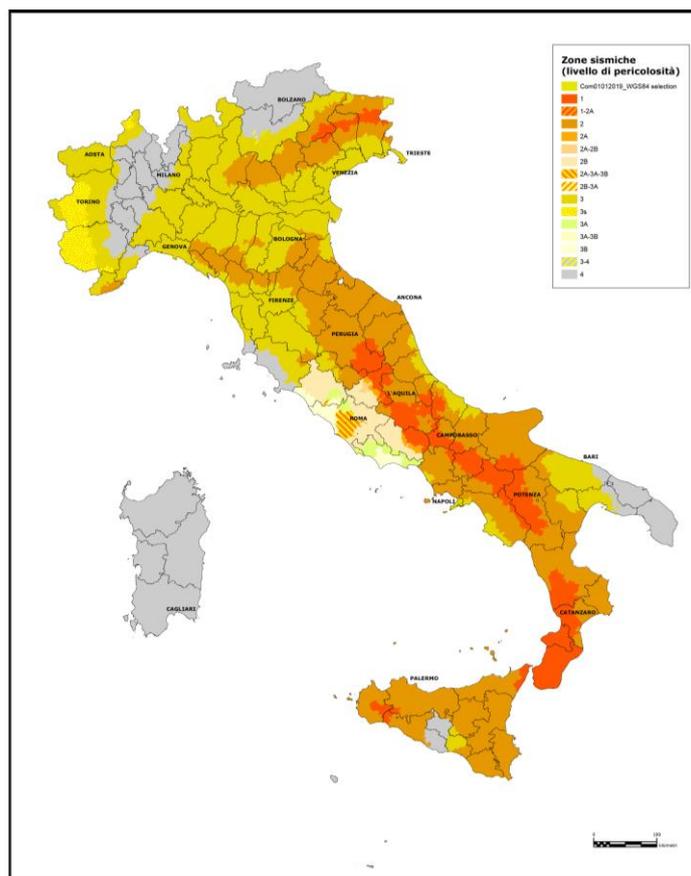


Figura 25: *Mapa classificazione sismica per provincia (agg. aprile 2021)*
 (Fonte Dipartimento della Protezione Civile)

3.2.2 *Esposizione*

L'esposizione indica la possibilità che un'area subisca un danno in termini economici, di vite e di beni culturali e può essere rappresentata dal numero e dal valore degli elementi che compongono il territorio ovvero la popolazione, gli edifici, le infrastrutture, le attività, i beni e servizi, il patrimonio storico e artistico, ecc.

Questi elementi a rischio possono essere classificati rispetto all'intervallo di tempo in cui sono esposti all'evento sismico: possono essere distinti in elementi permanentemente esposti ed elementi esposti a rischio variabile; inoltre, possono essere caratterizzati in funzione del grado di esposizione o della frequenza relativa di esposizione.

Il primo obiettivo di un programma generale di protezione dai terremoti è la salvaguardia della vita umana. Per questa ragione è molto importante valutare il numero delle persone coinvolte, decedute e/o ferite.

I motivi che causano la perdita di vite umane possono essere di diverso tipo: crollo di edifici, di ponti e altre costruzioni, quelli legati a fenomeni innescati dal terremoto, come frane, liquefazione dei terreni, maremoti, incendi.

Generalmente è possibile stimare, con un certo margine di errore e specialmente per i terremoti più forti, quante persone sono rimaste coinvolte, attraverso calcoli che si basano sul numero degli edifici crollati o danneggiati, ma è molto difficile stimare con precisione le conseguenze di un terremoto in termini di vite umane nei diversi momenti del giorno e dell'anno in quanto il numero di persone che risiedono in un'abitazione varia.

Un altro aspetto rilevante dell'esposizione è la presenza in Italia di un patrimonio culturale inestimabile, costituito dall'edificato corrente dei nostri centri storici.

Il primo passo per la prevenzione e mitigazione del rischio sismico del patrimonio storico architettonico è, ovviamente, la conoscenza e la successiva classificazione dei beni esposti, definiti grazie a criteri ben precisi utili per poter stimare l'eventuale perdita in termini di patrimonio.

Tipicamente, ciascun parametro di esposizione che si vuole considerare viene associato ad un valore quantificabile, eventualmente economico, che viene valutato in relazione ad una distribuzione spaziale (es: edifici monumentali) o temporale (es: occupazione media mensile di un edificio).

3.2.3 Vulnerabilità sismica

La vulnerabilità sismica è la propensione di una struttura a subire un danno di un determinato livello, a fronte di un evento sismico di una data intensità. Eseguire un'analisi di vulnerabilità sismica significa valutare la consistenza di un fabbricato, sia in termini quantitativi che qualitativi, ed in particolare stimare la sua propensione ad essere danneggiato dal sisma.

Un edificio può riportare danni strutturali agli elementi portanti (pilastri, travi) e/o danni non strutturali agli elementi non strutturali (camini, cornicioni, tramezzi). Il tipo di danno dipende da: struttura dell'edificio, età, materiali, luogo di realizzazione, vicinanza con altre costruzioni ed elementi non strutturali. Quando si verifica un terremoto, il terreno si muove orizzontalmente e/o verticalmente, sottoponendo un edificio a spinte in avanti e indietro. L'edificio inizia così a oscillare, deformandosi. Se la struttura è duttile, e quindi capace di subire grandi deformazioni, potrà anche subire gravi danni, ma non crollerà. Il danno dipende anche dalla durata e dall'intensità del terremoto.

L'analisi può essere svolta a scala territoriale, se si considera il costruito presente in una data area. Una metodologia per l'analisi di vulnerabilità su larga scala deve

quindi precisare come eseguire il censimento, più o meno dettagliato, del costruito e delle sue caratteristiche, e definire opportuni modelli che correlino la severità dell'evento sismico con gli effetti in termini di danneggiamento fisico e di perdite, economiche o di vite umane. Eseguita quindi l'analisi di vulnerabilità e nota la pericolosità sismica dell'area in esame, ovvero le caratteristiche dell'evento sismico atteso, è possibile stimare la distribuzione dei danni dell'area in esame.

Dopo un terremoto, per valutare la vulnerabilità degli edifici è sufficiente rilevare i danni provocati, associandoli all'intensità della scossa. Più complessa è invece la valutazione della vulnerabilità degli edifici prima che si verifichi un evento sismico. Per questa sono stati messi a punto metodi di tipo statistico, meccanicistico, o i giudizi esperti.

I metodi di tipo statistico classificano gli edifici in funzione dei materiali e delle tecniche con cui sono costruiti, sulla base dei danni osservati in precedenti terremoti su edifici della stessa tipologia. Questa tecnica richiede dati di danneggiamento dei passati terremoti, non sempre disponibili, e non può essere utilizzata per valutare la vulnerabilità del singolo edificio, perché ha carattere statistico e non puntuale.

I metodi di tipo meccanicistico utilizzano, invece, modelli teorici che riproducono le principali caratteristiche degli edifici da valutare, su cui vengono studiati i danni causati da terremoti simulati.

Infine, alcuni metodi utilizzano i giudizi esperti per valutare il comportamento sismico e la vulnerabilità di predefinite tipologie strutturali, o per individuare i fattori che determinano il comportamento delle costruzioni e valutarne la loro influenza sulla vulnerabilità.

Affinché gli edifici abbiano una bassa vulnerabilità sismica, la normativa attuale (NTC18) impone il rispetto di criteri antisismici, richiedendo che le strutture manifestino una risposta duttile alla sollecitazione sismica. Se da un lato non è possibile agire per modificare la pericolosità sismica di un territorio, e ben poco si può fare per modificare l'esposizione al rischio sismico, dall'altro si hanno invece diverse possibilità per ridurre la vulnerabilità delle costruzioni e attuare così politiche di prevenzione e messa in sicurezza degli edifici.

La procedura di valutazione della sicurezza degli edifici esistenti, proposta dalle Norme Tecniche, ha proprio lo scopo di stimare la vulnerabilità delle strutture esistenti e studiare gli interventi di ripristino più opportuni. Possono essere condotte delle valutazioni con diversi gradi di approfondimento e complessità di calcolo: da

stime più qualitative, basate sul rilievo delle principali caratteristiche degli elementi costitutivi dell'edificio, a complesse analisi numeriche mediante metodi di calcolo lineari e non lineari; nei successivi capitoli ne verranno mostrati due, una semplificata o speditiva ed una basata su analisi numeriche.

Dunque, i percorsi metodologici che è possibile seguire sono molteplici e la scelta dell'uno o dell'altro dipende innanzitutto dalle dimensioni del campione analizzato, così come dalla disponibilità di informazioni di input o dalla relativa difficoltà di reperimento, nonché dalla finalità dell'analisi che si sta svolgendo e dalla disponibilità temporale.

3.3 Il rischio sismico in Emilia-Romagna

L'Emilia-Romagna è una regione soggetta ad una sismicità piuttosto frequente e di media intensità: sebbene la pericolosità sismica non sia particolarmente elevata, e minore di quella di altre regioni italiane, l'alta concentrazione di centri abitati, attività, beni artistici e culturali (esposizione maggiore) rendono l'Emilia-Romagna una regione ad elevato rischio sismico.

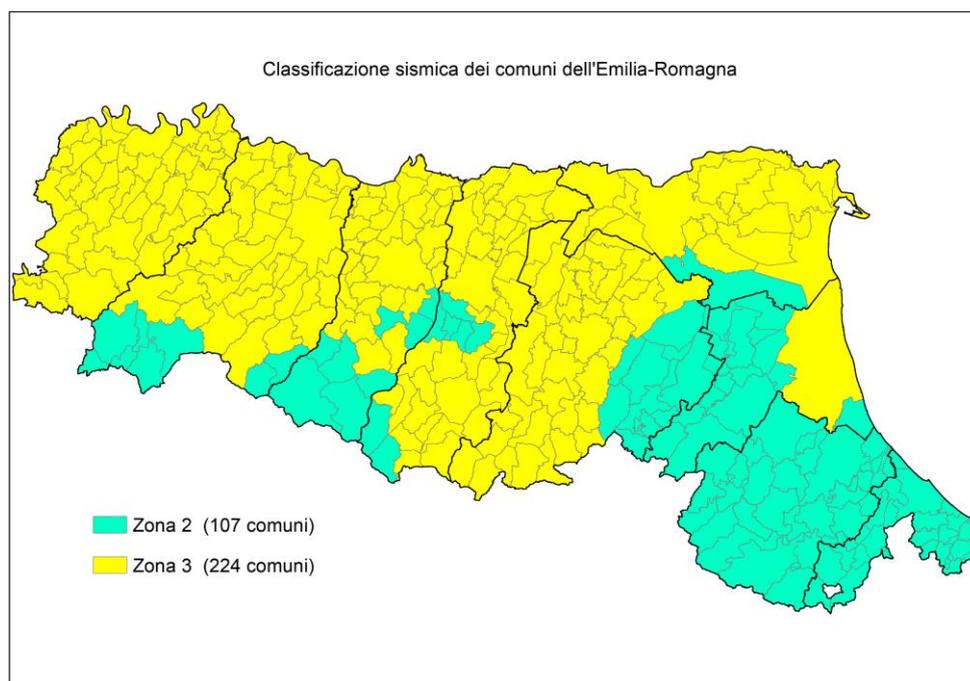


Figura 26: Classificazione sismica Emilia-Romagna (Fonte Regione Emilia-Romagna)

L'analisi degli effetti dei terremoti, sia storici che recenti, indica che il fattore che più incide sull'entità dei danni è la qualità delle costruzioni, e che anche la capacità di ritorno alla normalità è fortemente condizionata da questa componente: a fronte di un

terremoto di modesta energia, costruzioni scadenti possono subire danni gravi e diffusi e, conseguentemente, ne deriva un lungo periodo di attesa per la ripresa delle attività. Terremoti relativamente forti, anche se non frequenti, possono interessare zone densamente popolate caratterizzati da edilizia relativamente recente, ma costruite in assenza di normativa sismica, perché la maggior parte del territorio è stata classificata solo dal 2003: tutti fattori che portano ad un livello di rischio importante.

In particolare, l'Emilia-Romagna è un territorio a rischio sismico rilevante con zone a pericolosità maggiore (lungo la catena appenninica ma anche in parte nella pianura padana) ed altre a pericolosità minore (piacentino) andando verso la pianura padana. Pertanto, gli eventi di magnitudo elevata sono più probabili in Appennino che non in pianura, dove possono comunque verificarsi, come si è verificato nel 2012, per quanto con frequenza minore. Tale terremoto ha provocato ingenti danni e perdite economiche per la Regione perché ha colpito le principali aree produttive e industriali, nonostante le accelerazioni sismiche siano state contenute.

I valori di accelerazione previsti dal modello di pericolosità sismica (probabilità del 10% in 50 anni) sono compresi tra 0.050 e 0.225g, ma la maggior parte del territorio regionale mostra valori maggiori di 0.15g (INGV, 2005).

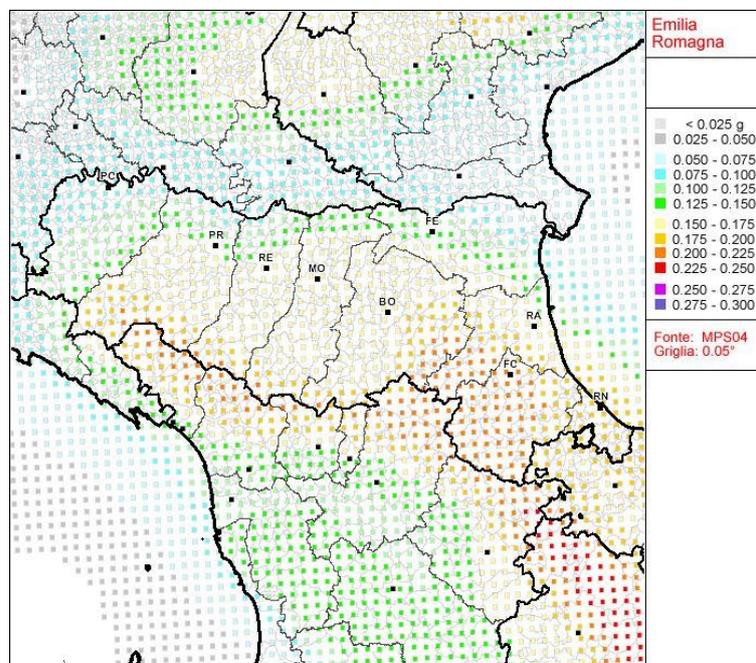


Figura 27: Valori di pericolosità sismica dell'Emilia-Romagna in termini di PGA (g)
(Fonte Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia)

La pericolosità sismica dell'Emilia-Romagna è determinata dalla presenza di strutture sismicamente attive in tutto l'Appennino, e di altre sepolte sotto la Pianura

Padana (tra cui le faglie che hanno prodotto i terremoti del 2012), caratterizzate da una lunga storia sismica che ha avuto i suoi massimi con il terremoto modenese del 1501 (magnitudo M_w 6,0), i terremoti del faentino (1688, 1781), dell'Appennino forlivese (1661, 1918) e della costa riminese (1672, 1786), l'ultimo dei quali nel 1916 (M_w 6,1) (INGV, 2013).

Capitolo 4

PROGETTO Re-LUIS – CARTIS

La *Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica* (ReLUIS), è stata costituita con atto convenzionale sottoscritto il 17 aprile 2003 ed è un Consorzio interuniversitario che ha lo scopo di coordinare l'attività dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica e Strutturale, fornendo supporti scientifici, organizzativi, tecnici e finanziari alle Università consorziate.

Il Consorzio si propone come interlocutore scientifico dei vari Organi del Governo Nazionale, delle Regioni, Province, Comuni e di Istituti pubblici e privati al fine di conseguire obiettivi concreti per la valutazione e la riduzione della vulnerabilità e del rischio sismico, ed è tra i maggiori Centri di Competenza del Dipartimento della Protezione Civile.

ReLUIS coordina diversi progetti a livello nazionale, denominati WP “Work Package”, tra cui risulta di interesse il progetto WP2-CARTIS che mira alla stima della vulnerabilità sismica del patrimonio edilizio italiano.

4.1 Obiettivi principali del progetto CARTIS

Le analisi di rischio a larga scala (nazionale e regionale) nei riguardi di fenomeni naturali quali eventi sismici, vulcanici ed idrogeologici necessitano della valutazione qualitativa e quantitativa degli elementi esposti (popolazione, edifici, infrastrutture, ecc.). Esse costituiscono il fondamento per la messa a punto di politiche razionali di mitigazione dei rischi.

Le metodologie attualmente in uso per la valutazione della vulnerabilità degli edifici utilizzano diversi approcci (osservazionali, meccanici, ibridi), e possono essere applicate a database di esposizione del costruito, che contengono informazioni di diverso livello di dettaglio sulle caratteristiche costruttive che possono influire sulla vulnerabilità fisica degli edifici. A livello nazionale, l'inventario del patrimonio edilizio è riferito essenzialmente al database del censimento dell'ISTAT, le cui informazioni sulle suddette caratteristiche sono estremamente scarse (soprattutto periodo di costruzione, numero di piani e materiale strutturale). Le incertezze sulle stime della vulnerabilità sismica, e quindi del rischio, sono perciò molto elevate, sia

per la povertà delle informazioni disponibili, sia per la complessità del problema della valutazione, per la cui soluzione si ricorre, come detto, ad approcci diversi.

Nel corso degli ultimi anni si è rafforzata l'esigenza da parte del Dipartimento della Protezione Civile (DPC) di migliorare le stime di vulnerabilità e rischio riferite ad ambiti più o meno estesi, fino alla scala Nazionale.

In questa prospettiva si collocano, nell'ambito del Progetto triennale ReLUIIS 2014-2016, svolto dal consorzio "Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica" e finanziato dal DPC, le attività di studio e ricerca in corso della Linea "Inventario delle tipologie strutturali ed edilizie esistenti", dell'Area Tematica "Temi territoriali".

La linea di ricerca suddetta ha come obiettivi:

- lo sviluppo di una metodologia sistematica per la valutazione dell'esposizione a scala territoriale sulla base delle caratteristiche tipologico-strutturali degli edifici ordinari;
- la messa a punto di una banca dati (contenente informazioni di carattere tipologico- strutturale degli edifici ordinari italiani) a disposizione dei ricercatori allo scopo di approfondire le conoscenze sulla vulnerabilità sismica, innanzitutto, e nei confronti di altri fenomeni naturali, quali eruzioni vulcaniche ed eventi idrogeologici.

Il concetto fondamentale che si vuole realizzare è l'utilizzazione delle notevoli conoscenze tecniche presenti sul territorio e derivanti dalla pratica professionale. Tali conoscenze, purtroppo, restano patrimonio esclusivo dei singoli tecnici e non contribuiscono alla crescita delle conoscenze comuni, e quindi anche al miglioramento degli strumenti operativi quali le analisi di vulnerabilità e di rischio.

Una prima messa a punto di una procedura di estrazione delle informazioni sulle caratteristiche edilizie a livello locale per gruppi di edifici ovvero comparti del territorio comunale fu fatto attraverso il protocollo di intervista descritto in Dolce et al. (2002). Metodologie analoghe sono state poi applicate in diversi progetti pilota, così da testarne la validità e la praticabilità (VALDASO, 2010).

Gli obiettivi anzidetti sono perseguiti, nel Progetto ReLUIIS, attraverso le seguenti successive fasi:

1. Messa a punto di una scheda di primo livello, denominata CARTIS (e del relativo manuale per la compilazione), finalizzata al rilevamento delle tipologie edilizie ordinarie prevalenti nell'ambito di zone comunali o sub-comunali (dette

- “*comparti*”), caratterizzate da omogeneità del tessuto edilizio per età di primo impianto e/o tecniche costruttive e strutturali;
2. Sviluppo dell’architettura di un software per l’immissione dei dati contenuti nella scheda CARTIS in apposito database di studio in cui archiviare le informazioni raccolte per consentire l’esecuzione delle future elaborazioni da parte dei ricercatori ReLUIS;
 3. Attività di raccolta dati, attraverso la compilazione della scheda CARTIS, per un campione rappresentativo dei comuni italiani;
 4. Popolamento del database atto a conservare in modo organizzato le informazioni ottenute dalla compilazione della scheda CARTIS;
 5. Sviluppo di una metodologia sistematica per la valutazione dell’esposizione a scala territoriale sulla base delle caratteristiche tipologico-strutturali degli edifici ordinari (ottenute dall’attività di compilazione della scheda CARTIS) e dei dati ISTAT;
 6. Definizione di una tassonomia delle tipologie edilizie rappresentative per ambiti geografici;
 7. Prime analisi per la definizione di un inventario delle curve di vulnerabilità esistenti in letteratura o derivanti da nuovi studi, associabili alla tassonomia di cui al punto precedente;
 8. Eventuale proseguimento delle attività di raccolta dati attraverso la compilazione della scheda CARTIS.

Lo studio di caratterizzazione tipologico- strutturale nasce con l’intento di indagare sul panorama costruttivo nazionale, individuando sotto il profilo qualitativo caratteristiche costruttive locali: sull’intero territorio nazionale, infatti, le tecniche costruttive si sono differenziate nel corso dei secoli, in ragione di culture e condizionamenti locali, determinando sostanziali differenze anche in termini di risposta nei riguardi dei fenomeni naturali.

I dati raccolti attraverso la scheda CARTIS consentono di fornire indicazioni per una regionalizzazione delle funzioni di vulnerabilità sismica attualmente impiegate indifferentemente su tutto il territorio nazionale.

4.2 La scheda CARTIS

Come accennato nel paragrafo precedente, la scheda di primo livello CARTIS ha come obiettivo la CARatterizzazione Tipologico-Strutturale dei comparti urbani,

ovvero aree omogenee che si caratterizzano per la presenza di edifici omogenei dal punto di vista tipologico-strutturale e per età di costruzione; la scheda, dunque, si inquadra nell'ambito dello sviluppo di una metodologia sistematica per la stima statistica dell'esposizione del patrimonio edilizio residenziale sul territorio nazionale. La scheda si riferisce ai soli edifici ordinari, prevalentemente per abitazioni e/o servizi, caratterizzati da struttura in muratura o in c.a. intelaiata o a setti, con dimensioni contenute in termini di altezze d'interpiano e interasse tra gli elementi strutturali verticali. Non sono, quindi, oggetto di studio con la scheda CARTIS classica, tutte le tipologie riconducibili a beni monumentali (edifici religiosi, palazzi storici, ecc.), a strutture speciali, (capannoni industriali, centri commerciali, ecc.) o strategiche (ospedali, scuole, caserme, prefetture, sedi di protezione civile, ecc.).

La scheda è stata studiata e progettata nell'ambito del progetto triennale ReLUI 2014 2016, in collaborazione con il DPC e nella linea "Sviluppo di una metodologia sistematica per la valutazione dell'esposizione a scala territoriale sulla base delle caratteristiche tipologico-strutturali degli edifici". Per sviluppare la scheda sono state sfruttate conoscenze ed esperienze create nel precedente lavoro di caratterizzazione tipologica sul territorio italiano portato avanti dall'Unità di Ricerca Di Napoli, chiamato oggi Centro Studi PLINIVS/LUPT, con l'attuale Ufficio Rischio Sismico e Vulcanico del Dipartimento della Protezione Civile (DPC).

La compilazione delle schede CARTIS risulta, quindi, fondamentale per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici ordinari italiani, in quanto per compiere valutazioni di vulnerabilità più precise e specifiche risulta fondamentale disporre di una conoscenza specifica delle tipologie strutturali ricorrenti del territorio. Questo permette di ricostruire un inventario del patrimonio edilizio nazionale, distinto in classi tipologiche di vulnerabilità in base alle scale macrosismiche, sulla base di dati poveri e permette la regionalizzazione delle DPM, ovvero le Matrici di Probabilità di Danno, che a oggi si basano su circoscritti ambiti territoriali.

Lo studio delle tipologie strutturali ricorrenti, in particolar modo quelle in muratura essendo i centri storici italiani caratterizzati da un enorme varietà di configurazioni di tali edifici, assieme ad analisi di dettaglio sulla vulnerabilità di tali tipologie, permette di stimare il rischio sismico.

La scheda CARTIS è divisa nelle quattro sezioni seguenti:

1. **Sezione 0**, per l'identificazione del Comune in esame e dei Comparti in esso individuati: andranno opportunamente perimetrati su mappa, tracciandone i confini. È suddivisa in due parti A e B: la prima raccoglie informazioni come dati di localizzazione, dati generali del comune, numero di compartimenti, dati identificativi dell'Unità di Ricerca ReLUIS, dati identificativi dei tecnici intervistati e planimetria del Comune con perimetrazione dei compartimenti e numerazione degli stessi; la seconda raccoglie le informazioni principali del comparto come il codice, denominazione di comparto, epoca di prima impianto, numero di residenti, numero di edifici e relativa superficie coperta, numero di abitanti, tipologie prevalenti presenti e affidabilità dell'informazione.

PROTEZIONE CIVILE
 Presidenza del Consiglio dei Ministri
 Dipartimento della Protezione Civile

CARTIS 2014
 SCHEDA DI 1° LIVELLO PER LA CARATTERIZZAZIONE TIPOLOGICO-STRUTTURALE
 DEI COMPARTIMENTI URBANI COSTITUITI DA EDIFICI ORDINARI

SEZIONE 0: Identificazione Comune e Compartimenti

PARTE A

a. DATI DI LOCALIZZAZIONE Regione: _____ Codice ISTAT _____
 Provincia: _____ Codice ISTAT _____
 Comune: _____ Codice ISTAT _____
 Municipalità/ Frazione/ Località (denominazione ISTAT) _____

b. DATI GENERALI COMUNE Numero totale residenti del Comune _____ Piano Particolareggiato
 Anno di prima classificazione sismica _____ Centro Storico
 Anno di approvazione Piano Regolatore Generale _____ SI NO
 Anno di approvazione Programma di fabbricazione _____
 Numero totale abitazioni
 Dato ISTAT _____ Dato rilevato _____
 Numero totale edifici
 Dato ISTAT _____ Dato rilevato _____

c. NUMERO ZONE OMOGENEE (COMPARTIMENTI) _____

d. DATI IDENTIFICATIVI UNITÀ DI RICERCA (UR) RELUIS Codice UR: _____
 Referente: _____ Mail: _____
 Ente di appartenenza: _____
 Qualifica: _____
 Titolo di studio: _____
 Indirizzo: _____
 Tel. ufficio: _____ Cell.: _____
 Compilatore: _____ Mail: _____
 Firma del Compilatore: _____

e. DATI IDENTIFICATIVI TECNICO INTERVISTATO Referente del Comune: _____ Tel./Cell.: _____
 Nominativo: _____ Nominativo: _____
 Ente di appartenenza: _____ Ente di appartenenza: _____
 Qualifica: _____ Qualifica: _____
 Titolo di studio: _____ Titolo di studio: _____
 Indirizzo: _____ Indirizzo: _____
 Mail: _____ Mail: _____
 Tel. ufficio: _____ Cell.: _____ Tel. ufficio: _____ Cell.: _____

PARTE B

ELENCO COMPARTIMENTI

Codice Compartimento	Denominazione Compartimento	MUR 1	MUR 2	MUR 3	MUR 4	CERTEGGIO ANNIATO (Codice)				Tipologie prevalenti nel comparto				Alta	Media	Bassa	
						CAR 1	CAR 2	CAR 3	CAR 4	1	2	3	4				
C-1																	
C-2																	
C-3																	
C-4																	
C-5																	
C-6																	
C-7																	
C-8																	
C-9																	
C-10																	
C-11																	
C-12																	
C-13																	
C-14																	
C-15																	
C-16																	
C-17																	
C-18																	
C-19																	
C-20																	

Elaborazione: Centro Studi PLINIVS

Figura 28: Sezione 0 della scheda CARTIS: identificazione dei Comuni e dei Compartimenti

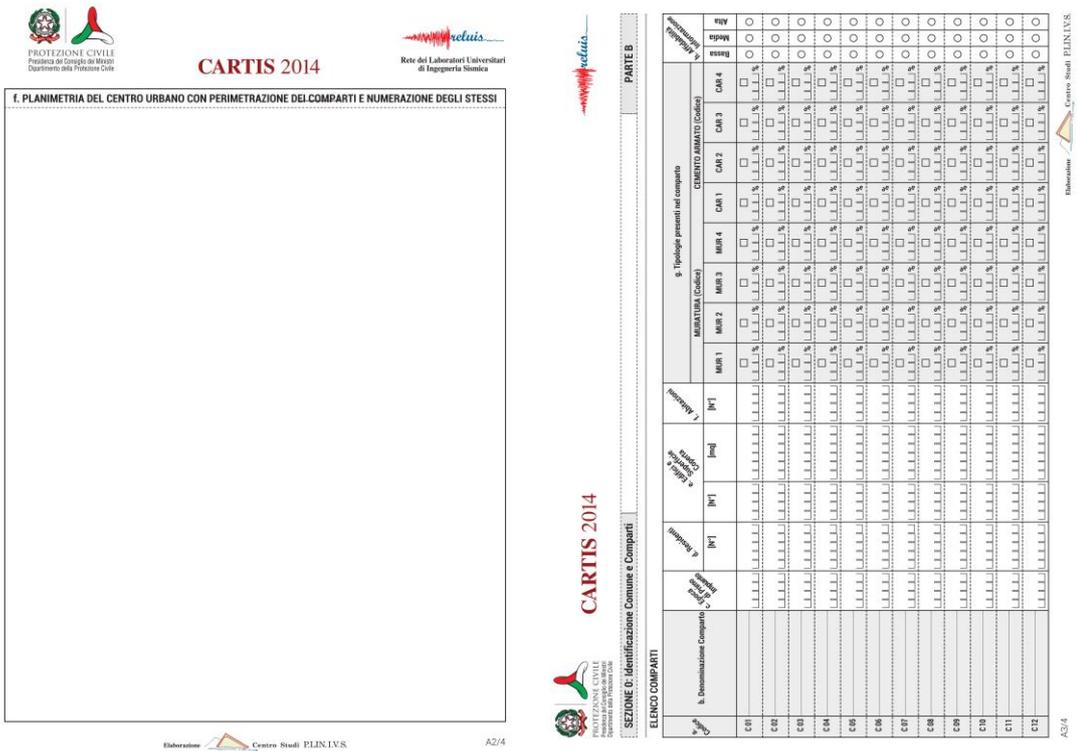


Figura 29: Sezione 0 della scheda CARTIS: planimetria, perimetrazione e numerazione dei Comparti

2. **Sezione 1**, per l'identificazione di ciascuna delle tipologie prevalenti caratterizzanti il generico Comparto dell'assegnato Comune e le informazioni che raccoglie sono codice della tipologia individuata nel comparto, codice identificativo della tipologia di comparto, posizione della tipologia nel contesto urbano e fotografie, piante e sezioni della tipologia nel comparto.

4. **Sezione 3**, per la caratterizzazione degli elementi strutturali della tipologia in esame e deve essere compilata per ciascuna tipologia del generico comparti presenza nel Comune. È suddivisa in tre parti, ovvero 3.1°, 3.1B e 3.2: la prima è relativa alle tipologie in muratura e strutture miste e riporta le informazioni come caratteristiche della muratura (specificando il suo grado di lavorazione ovvero irregolare, sbazzata, regolare), presenza della muratura a secco, presenza di catene o cordoli, presenza del collegamento trasversale (specificando la presenza di speroni e/o contrafforti), spessore medio prevalente delle pareti del piano terra, interasse medio prevalente delle pareti, caratteristiche dei solai (distinguendoli in relazione alla loro deformabilità, ovvero travi con soletta deformabile, travi con soletta semirigida o travi con soletta rigida), caratteristiche delle volte, tipologia di malta, presenza di portici, logge e cavedi, presenza di ulteriori elementi di vulnerabilità; se la struttura è mista in c.a., è richiesto di specificare la tipologia di struttura, indicando la percentuale di edifici con questa tipologia presenti nel comparto.

La seconda è relativa alle tipologie in cemento armato e richiede le informazioni come qualifica della struttura in c.a., giunti di separazione, bow windows strutturali, telai in una sola direzione, elementi tozzi, tamponature piano terra, posizione della tamponatura rispetto al telaio, dimensioni pilastri piano terra, armature, maglia strutturale, presenza di solai SAP o assimilabili.

L'ultima parte è relativa ad ulteriori informazioni necessarie sia per le tipologie in muratura che per le tipologie in c.a. e i dati richiesti sono il tipo di copertura, la presenza di aperture in facciata, regolarità in pianta o in elevazione, interventi strutturali della tipologia, percentuale di aperture al piano terra, stato di conservazione d'insieme, tipologia di scale, presenza di elementi non strutturali vulnerabili e fondazioni.

parametri che sono l'età, la tipologia della struttura verticale e il numero di piani), attraverso l'individuazione di caratteristiche strutturali e non strutturali, che possano essere significative dal punto di vista della vulnerabilità sismica a livello territoriale, con l'obiettivo di formare un inventario comune utilizzabile per valutare il rischio sismico. Con questi dati, sarebbe possibile condurre studi di vulnerabilità locale-territoriale tenendo conto anche degli effetti locali in sito (microzonazione sismica). Un altro punto fondamentale consiste nel definire uno studio della classificazione delle tipologie edilizie rappresentative per ambiti geografici, in modo tale che la comunità scientifica possa sviluppare autonomamente delle curve di vulnerabilità a partire dagli stessi dati. In questo modo si mira a definirne un inventario su cui sviluppare un lavoro di valutazione critica e confronto, anche tra curve che corrispondono al medesimo studio di classificazione strutturale derivante da autori e/o attraverso metodi di analisi diversi.

In questo contesto, è fondamentale la valutazione delle diverse politiche di mitigazione del rischio sismico attraverso interventi sulle costruzioni, che tengano conto di vincoli locali nella scelta degli interventi, e lo sviluppo di strumenti accessori necessari all'analisi di rischio sismico a scala territoriale.

4.3 Le curve di fragilità

Nell'ambito delle analisi del rischio sismico su larga scala, uno strumento utile per la valutazione della vulnerabilità è rappresentato dalle *curve di fragilità*, che permettono di stimare il grado di danno atteso (stato limite) per ogni livello di intensità sismica, per un singolo edificio o una classe di edifici e forniscono una relazione tra la misura di intensità sismica IM e il danno (DM) sull'edificio.

In termini matematici, la curva si esprime tramite la funzione di probabilità condizionata $P[SL|I]$ in cui $SL|I$ esprime il raggiungimento di uno stato limite per il valore dell'intensità sismica I, che può essere rappresentata dalla PGA, PGV, PSA o dallo spostamento spettrale, a seconda degli scopi del caso; per ogni edificio, dunque, è possibile costruire più curve di fragilità associate ad un prefissato stato limite.

La fragilità è definita dalla seguente formulazione:

$$fragilità = \sum_a P[C \leq D | IM = a]$$

Ovvero valutata come la sommatoria della probabilità sull'intensità sismica $IM = a$ per cui la capacità risulti minore della domanda.

La curva di fragilità è una funzione cumulata di probabilità in cui in ascissa è presente un parametro spettrale che spesso è rappresentato dalla PGA e in ordinata è presente la probabilità di eccedenza di un determinato stato limite (probability of exceeding).

La curva di fragilità di una tipologia strutturale esprime, per una data PGA, la percentuale di edifici appartenenti a una determinata classe che superano lo stato limite prefissato ovvero per i quali la capacità sia inferiore alla domanda.

Di seguito si riporta un esempio di curve di fragilità definite da *Polese* (2002) per un edificio singolo: le tre curve sono state costruite in funzione dell'accelerazione di picco al suolo *PGA* e ciascuna di esse è corrispondente al raggiungimento di un diverso stato limite ovvero danno insignificante, danno lieve e danno grave.

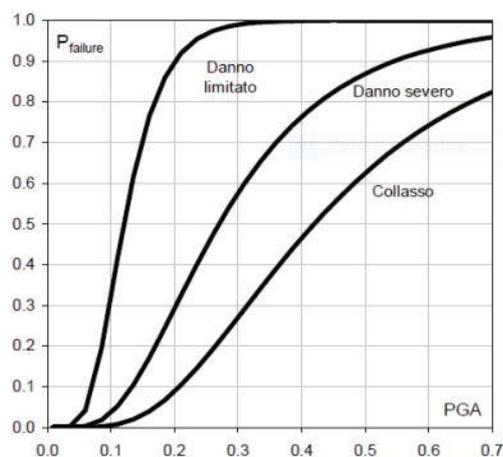


Figura 33: Esempio curve di fragilità di un edificio (*Polese*, 2002)

Bisogna tuttavia distinguere il caso in cui si vuole studiare un singolo edificio, tenendo conto di tutti i suoi particolari e delle caratteristiche che lo contraddistinguono, dal caso in cui si voglia studiare un campione di edifici di una certa zona rappresentato da una classe tipologica.

Nel primo caso, infatti, data la completezza e la esattezza dei dati di input, è possibile spingersi a livelli di dettaglio molto elevati e ricavare le curve di fragilità per dati livelli di danno in modo analitico attraverso simulazioni numeriche sulla risposta sismica dell'edificio.

Nel secondo caso, invece, poiché si studia una classe di edifici che può essere rappresentata da macro-parametri quali la forma, le dimensioni, l'anno di costruzione,

ecc., si finisce per studiare un edificio “medio” in cui c'è la difficoltà di considerare, con un approccio di tipo analitico, l'influenza di tutti i macro-parametri sul comportamento sismico della generica struttura.

È per questo motivo che le curve di fragilità di classi tipologiche di edifici possono essere costruite empiricamente tramite un'analisi statistica dei dati riguardanti il comportamento di edifici riconducibili ad una stessa classe; inoltre, la variabilità è data sia dalla variabilità del sistema strutturale (capacità) che da quella dello spettro di risposta (domanda sismica).

La formulazione matematica più utilizzata in letteratura per costruire le curve di fragilità è quella cumulata del tipo log-normale, ovvero la distribuzione di probabilità di una variabile aleatoria X il cui logaritmo $\ln(X)$ segue una distribuzione normale:

$$X = e^Y \rightarrow Y = \ln(X)$$

In cui Y rappresenta una variabile casuale avente distribuzione normale con media μ e deviazione standard σ^2 .

Le funzioni di densità di probabilità delle due variabili sono riportate di seguito:

$$f(X) = \frac{1}{X} \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\ln(X)-\mu)^2}{2\sigma^2}} \quad f(Y) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(Y-\mu)^2}{2\sigma^2}}$$

La funzione di densità di probabilità $f(X)$ è riportata nel grafico successivo, definita a partire da diversi valori di varianza σ^2 e media nulla.

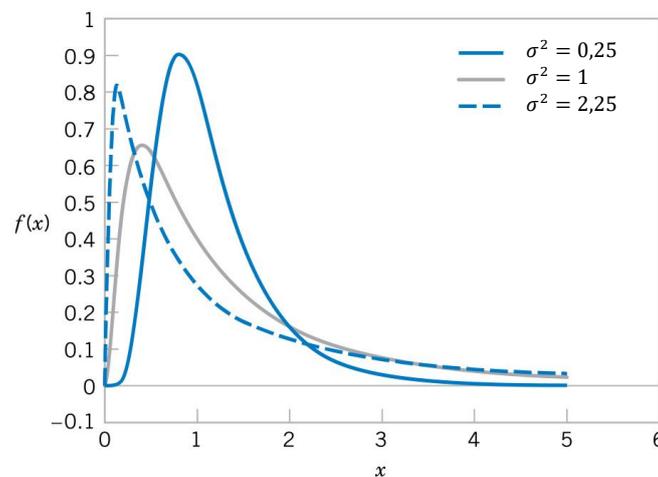


Figura 34: Esempio di Funzione di densità di probabilità log-normale con media nulla

Dunque, la variabile casuale X segue una distribuzione log-normale, mentre il suo logaritmo segue una distribuzione normale.

L'intervallo di X va da zero a infinito e se $X > 1$, Y è positivo; nell'intervallo $0 \leq X \leq 1$, Y è compreso tra meno infinito e zero perché il logaritmo di un numero compreso tra zero ed uno è negativo.

I parametri di una distribuzione log-normale sono media $E(X)$ e varianza $V(X)$, definite dalle seguenti relazioni:

$$E(X) = e^{\left(\mu + \frac{\sigma^2}{2}\right)} \qquad V(X) = e^{2\mu + \sigma^2} (e^{\sigma^2} - 1)$$

Una distribuzione log-normale è derivata da una semplice funzione esponenziale di una variabile casuale, dunque, è semplice da valutare.

In questo lavoro verranno valutate le curve di fragilità al collasso riferite a tipologie strutturali di classi di edifici in muratura tipiche di un Comune del territorio Emiliano Romagnolo.

Capitolo 5

METODOLOGIE PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA

In termini generali la vulnerabilità sismica V indica la propensione al danneggiamento sia degli elementi strutturali e funzionali di un sistema, per effetto dell'azione di un ente sollecitante. In relazione alla capacità di resistenza alle azioni sismiche degli stessi

elementi, si può asserire quindi che ogni struttura presenta una propria vulnerabilità. Ne segue che la vulnerabilità sismica, da una parte, misura la perdita o la riduzione di efficienza del sistema al verificarsi di un evento sismico, dall'altra, la capacità residua dello stesso sistema a svolgere ed assicurare le funzioni che nel complesso normalmente esplica a regime.

La perdita di funzionalità di un singolo manufatto provoca una propagazione del danno

tanto estesa quanto più numerosi sono gli elementi funzionalmente connessi con l'elemento danneggiato.

Gli edifici esistenti, costruiti in epoche passate, in assenza di normative antisismiche e con caratteristiche tipologiche e strutturali diverse, necessitano di una valutazione della loro attuale predisposizione al danneggiamento per le scelte future degli interventi da adottare.

Nel valutare la vulnerabilità di una struttura in muratura si utilizzano solitamente tre tipologie di metodi analisi:

1. Analisi di tipo speditivo e semplificato, basate su metodologie empiriche e qualitative, talvolta correlate da dati quantitativi;
2. Analisi mediante metodi meccanici semplificati ibridi, che consentono di tenere in conto di diversi aspetti del comportamento delle murature;
3. Analisi meccaniche mediante software specifici che consentono di condurre elaborazione più robuste e approfondite mediante la modellazione del singolo edificio.

Nel presente lavoro di tesi sono state utilizzate due differenti metodologie per la valutazione della vulnerabilità sismica, col fine di confrontare i risultati ottenuti: in

particolare, una metodologia di analisi speditiva semplificata chiamata *RE.SIS.TO.* (*Resistenza SISmica Totale*) ed un'analisi statica non lineare condotta attraverso il software *3MURI* (*vers. ++13.1.0.3, S.T.A.DATA*).

Le metodologie speditive risultano di più rapida applicazione proprio perché constano di un minor onere computazionale e minor dettaglio nel rilievo delle caratteristiche della struttura.

D'altro canto, i metodi meccanici semplificati e non necessitano di informazioni di dettaglio sulle caratteristiche geometriche e meccaniche degli edifici, consentendone una stima più o meno affidabile della vulnerabilità sismica.

I risultati di vulnerabilità ottenuti con i due metodi vengono discussi e confrontati per alcuni edifici rappresentativi delle tipologie costruttive analizzate. Trattandosi di valutazioni su larga scala e di analisi tipologiche, la modellazione con *3MURI* diventa uno strumento per controllare e validare gli output ottenuti con *RE.SIS.TO.* Infatti, per condurre delle analisi a scala territoriale, che coinvolgono molteplici incertezze e mancanza di dati puntuali sugli edifici, si predilige l'utilizzo di metodi semplificati-speditivi che non prevedono una modellazione di dettaglio.

5.1 Metodologia speditiva RE.SIS.TO.

RE.SIS.TO. (*Resistenza SISmica Totale*) è una metodologia speditiva per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici che nasce dall'esigenza di individuare e stabilire una priorità di interventi in fase preliminare, siano essi indagini più approfondite o veri e propri interventi, in quanto possono richiedere notevoli risorse economiche e tempo che spesso risultano incompatibili con le reali disponibilità dei soggetti gestori, per l'onere della conduzione delle indagini sperimentali e delle analisi numeriche.

Questo metodo può essere applicato sia ai fabbricati in calcestruzzo armato che a quelli in muratura, ottenendo valutazioni di vulnerabilità sufficientemente omogenee tra le due categorie.

Un ambito di applicazione preferenziale di tale metodologia è rappresentato da gruppi di edifici che costituiscono patrimoni edilizi di significativa consistenza numerica, di cui si voglia definire una vulnerabilità sismica indicativa, ma uniforme all'interno della popolazione di edifici in esame, al fine di operare le scelte strategiche necessarie per la definizione di una graduatoria di priorità per la fase successiva.

La metodologia proposta conduce alla definizione di un'accelerazione al suolo di collasso dell'edificio PGA_c attraverso la valutazione del taglio resistente dello stesso, piano per piano, facendo uso di considerazioni meccaniche semplificate.

Il passaggio dallo schema teorico di calcolo alle condizioni reali dell'edificio, che possono evidenziare possibili criticità strutturali individuate nel corso di sopralluoghi ma non analizzate in dettaglio, avviene facendo uso di un coefficiente riduttivo, ottenuto a partire dai parametri contenuti nelle schede di vulnerabilità del Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNDT, 1994). Ciò consente una valutazione degli aspetti caratterizzati da maggior empirismo secondo metodologie riconosciute a livello nazionale e già applicate in diverse occasioni (Benedetti e Petrini, 1984; Dolce et al., 2004; Dolce e Moroni, 2005; Pinho et al., 2006).

Valutando il rapporto tra l'accelerazione al suolo di collasso PGA_c con l'accelerazione di calcolo della zona in cui si trovano gli edifici oggetto di analisi PGA_D , si è in grado di classificarli utilizzando una serie di intervalli propri del metodo.

5.1.1 Descrizione del metodo

Per la valutazione della vulnerabilità sismica con il metodo proposto, il lavoro si scompone in tre fasi principali:

1. Ricerca di informazioni tecniche, al fine di ottenere un quadro verosimile dello stato di fatto del fabbricato;
2. Stima della capacità resistente del sistema, in termini di accelerazione massima al suolo che porta al collasso l'edificio PGA_c ;
3. Inquadramento del fabbricato in una classe di resistenza sismica, indicativa del livello di vulnerabilità dello stesso, attraverso la classificazione RE.SIS.TO.

La conoscenza dello stato di fatto dell'edificio assume fondamentale importanza nella valutazione delle verifiche di sicurezza dell'edificio e si compone dei seguenti passi:

- Ricerca di materiale storico documentale relativo ai fabbricati, ad interventi realizzati nel corso della sua storia ed allo stato attuale, in formato digitale (raramente disponibile se non per edifici realizzati negli ultimi vent'anni) o cartaceo;

- Sopralluogo ispettivo presso il fabbricato, che consiste nel realizzare un rilievo di massima dell'edificio (anche fotografico per verificare la corrispondenza tra gli elaborati grafici (raccolti in precedenza) e lo stato di fatto, individuare i reali sistemi resistenti presenti, effettuare una misura a campione delle dimensioni degli elementi strutturali (pareti, travi, pilastri etc.) e una ispezione visiva della tipologia di orizzontamenti (aspetto importante per la valutazione delle masse dell'edificio). Per quanto riguarda i materiali si seguono due diversi approcci per le costruzioni a struttura portante in muratura ed in calcestruzzo armato. Negli edifici in muratura si mette a nudo una o due parti dell'apparato murario per verificarne la tipologia (se intonacata) e per verificare il grado di ammorsamento tra pareti ortogonali nelle zone d'angolo, mentre le proprietà meccaniche vengono assegnate sulla base di tabelle presenti nelle appendici della Circolare delle NTC del 2 febbraio 2009, n. 617.

Per quanto riguarda la stima della capacità resistente del sistema, si riporta esclusivamente il procedimento adottato per gli edifici in muratura in quanto sono l'oggetto di studio della presente tesi.

Il taglio resistente per un generico (i-esimo) piano (numerando i piani a partire dal basso) viene valutato secondo la seguente procedura.

Scelte due direzioni x e y di riferimento per l'edificio, si quantificano le aree delle sezioni orizzontali dei vari elementi resistenti (maschi murari) come segue:

$$A_{x,i} = \sum_{n=1}^{NM_{x,i}} A_{x,n,i} \qquad A_{y,i} = \sum_{n=1}^{NM_{y,i}} A_{y,n,i}$$

Dove $A_{x,n,i}, A_{y,n,i}$ sono le aree del n-esimo maschio murario resistente appartenente al piano i-esimo nelle due direzioni x e y rispettivamente, $NM_{x,i}$ e $NM_{y,i}$ indicano il numero di elementi resistenti (maschi murari) del piano i-esimo nelle due direzioni x e y rispettivamente.

Eseguita l'analisi dei carichi, si può definire il carico q_i per unità di superficie corrispondente al generico piano i-esimo:

$$q_i = \frac{(A_{x,i} + A_{y,i}) \cdot h_i}{A_{tot,i}} \cdot p_{m,i} + p_{s,i}$$

Dove h_i e $A_{tot,i}$ sono rispettivamente l'altezza e l'area totale coperta di piano, $p_{m,i}$ è il peso specifico della muratura, $p_{s,i}$ è il carico per unità di superficie del solaio, comprensivo del contributo quasi permanente del sovraccarico variabile.

Ottenuto il carico q_i , il peso totale del piano i -esimo W_i è dato dalla seguente relazione:

$$W_i = q_i \cdot A_{tot,i}$$

Mentre la tensione normale media di compressione, $\sigma_{o,i}$, agente sui maschi murari dello stesso piano, risulterà essere pari al rapporto tra il peso dei piani sovrastanti e l'area totale degli elementi resistenti del piano in esame:

$$\sigma_{o,i} = \frac{\sum_{k=1}^N W_k}{A_{x,i} + A_{y,i}}$$

Dove N è il numero di piani dell'edificio.

Il taglio resistente del piano i -esimo $V_{r,i}$ si valuta quindi attraverso la formula di Turnšek e Cacovic (1970), definito rispetto alla direzione con meno elementi resistenti:

$$V_{r,i} = A_{min,i} \cdot \tau_r \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{o,i}}{1,5 \cdot \tau_r}}$$

Dove $A_{min,i}$ rappresenta il valore minimo tra $A_{x,i}$ e $A_{y,i}$, τ_r è la resistenza tangenziale media della muratura.

È possibile confrontare il taglio resistente a tutti i piani, $V_{r,i}$, con il taglio sollecitante, $V_{s,i}$, ricavato applicando alla struttura una distribuzione di forze statiche equivalenti ottenuta considerando un'accelerazione spettrale unitaria (Dolce et al., 2004). In termini analitici, la forza da applicare alla generica massa di piano i -esima dell'edificio è data dalla seguente relazione:

$$F_i = 1g \cdot \frac{W}{g} \cdot \frac{z_i \cdot W_i}{\sum_{i=1}^N z_i \cdot W_i}$$

In cui z_i e W_i sono, rispettivamente, la quota rispetto al piano di fondazione ed il peso del generico piano i -esimo, g è l'accelerazione di gravità e W è il peso totale dell'edificio, definito come la somma del peso del singolo piano i -esimo.

Il taglio sollecitante al generico piano i -esimo è pari alla sommatoria delle forze applicate ai piani sovrastanti:

$$V_{s,i} = \sum_{k=1}^N F_k$$

I rapporti tra i tagli resistenti di piano $V_{r,i}$ ed i corrispondenti tagli di piano agenti $V_{s,i}$ definiscono la prestazione strutturale dei singoli piani dell'edificio in termini di accelerazioni sulle masse strutturali, espresse come frazione di g (Dolce e Moroni, 2005). I diversi rapporti così ottenuti permettono di individuare il piano più debole (quello con il valore minimo di tale rapporto) e di definire la resistenza dell'edificio in termini di accelerazione spettrale (S_a). Tale valore di accelerazione è tuttavia fortemente convenzionale, poiché non considera la reale complessità della costruzione in esame.

L'adeguamento della capacità convenzionale ad un valore realistico viene effettuata facendo uso di dieci degli undici parametri contenuti nella scheda di vulnerabilità sismica di II livello (GNDT, 1994); viene escluso solamente il parametro n. 3 (Resistenza Convenzionale) che calcola la capacità resistente del fabbricato, in quanto già valutata in precedenza. I parametri sono utilizzati per ottenere un coefficiente riduttivo della resistenza del fabbricato, determinata con il criterio meccanico sopra descritto; nel sottoparagrafo successivo, sono riportati i dieci parametri contenuti nella scheda GNDT.

A questi parametri, sono associate quattro classi di vulnerabilità (A, B, C, D), quattro punteggi ed il peso del singolo parametro rispetto agli altri; ovviamente, i pesi sono quantità variabili, ed in quanto tali, devono essere ricalcolate per ogni edificio.

Definite le classi di vulnerabilità, in accordo con quanto riportato nel manuale per la compilazione della scheda di vulnerabilità sismica GNDT di II livello della Regione Toscana (Regione Toscana, 2003), al generico i -esimo parametro corrisponderà un punteggio, p_i , ed un peso, w_i . Pertanto, per ogni parametro si valuta il prodotto:

$$K_i = p_i \cdot w_i$$

Di seguito si riportano in tabella i punteggi, i pesi e il valore di K per ogni parametro GNDT.

Tabella 7: Parametri, classi di vulnerabilità, punteggi e pesi delle schede di vulnerabilità sismica GNDT di II livello per gli edifici in muratura

Parametro	Classe	Punteggio (p)	Peso (w)	$K = p \cdot w$
1. Tipo ed organizzazione del sistema resistente	A	0	1,50	0,00
	B	5		7,50
	C	20		30,00
	D	45		67,50
2. Qualità del sistema resistente	A	0	0,25	0,00
	B	5		1,25
	C	25		6,25
	D	45		11,25
4. Posizione dell'edificio e fondazioni	A	0	0,75	0,00
	B	5		3,75
	C	25		18,75
	D	45		33,75
5. Orizzontamenti	A	0	0,75	0,00
	B	5		3,73
	C	15		11,19
	D	45		33,58
6. Configurazione planimetrica	A	0	0,50	0,00
	B	5		2,50
	C	25		12,50
	D	45		22,50
7. Configurazione in elevazione	A	0	1,00	0,00
	B	5		5,00
	C	25		25,00
	D	45		45,00
8. Distanza massima tra le murature	A	0	0,25	0,00
	B	5		1,25
	C	25		6,25
	D	45		11,25
9. Copertura	A	0	0,50	0,00
	B	15		7,50
	C	25		12,50
	D	45		22,50
10. Elementi non strutturali	A	0	0,25	0,00
	B	0		0,00
	C	25		6,25
	D	45		11,25
11. Stato di fatto	A	0	1,00	0,00
	B	2		2,00
	C	25		25,00
	D	45		45,00

Il coefficiente riduttivo C_{rid} si determina attraverso la seguente relazione:

$$C_{rid} = \prod_{i=1}^{10} \left(1 - \alpha \cdot \frac{K_i}{K_{pegg}} \right)$$

In cui K_{pegg} è la sommatoria dei K_i nella classe peggiore, ovvero tutti i parametri in classe D, e α è un coefficiente che ha permesso la calibrazione del metodo; al variare di tale parametro viene stabilito il limite inferiore (tutti i parametri in classe D) dell'intervallo di variazione del coefficiente riduttivo, C_{rid} . Il limite superiore (tutti i parametri in classe A), invece, è fisso ed è pari all'unità.

Il limite inferiore del coefficiente riduttivo, C_{rid} , è stato determinato applicando a quattro edifici scolastici il metodo esposto nella presente memoria e quello proposto da Dolce e Moroni (2005). Facendo variare il valore del parametro a , e quindi del limite inferiore di C_{rid} , è stata ridotta al minimo la discrepanza tra i risultati ottenuti con le due metodologie sul campione di edifici scolastici considerato. La calibrazione ottimale è stata ottenuta per quel valore di a che fissa a 0,6 il limite inferiore di C_{rid} .

La pseudo-accelerazione di collasso, ridotta mediante il coefficiente C_{rid} , risulta essere pertanto:

$$S_{a,c} = C_{rid} \cdot S_a$$

Per definire l'intensità del sisma cui la struttura può resistere senza collassare si deve trasformare il valore spettrale dell'accelerazione in valore dell'accelerazione massima del terreno (PGA, c). Tenendo conto che il valore di accelerazione spettrale calcolato è un valore di tipo statico lineare, la relazione che lega $S_{a,c}$ e PGA, c è la seguente (Dolce et al., 2004):

$$PGA, c = \frac{S_{a,c}}{\alpha_{PM} \cdot \alpha_{AD} \cdot \alpha_{DT} \cdot \left(\frac{1}{\alpha_{DUC}}\right)}$$

Dove α_{PM} è il coefficiente di partecipazione modale, che vale 1 per edifici con un solo piano fuori terra e 0,8 negli altri casi, α_{AD} è il coefficiente di amplificazione spettrale ed è assunto pari a 2,5, α_{DT} è un coefficiente che tiene conto delle capacità dissipative della struttura e per gli edifici in muratura viene sempre posto a 0,8 e, in ultimo, α_{DUC} è il fattore di struttura, che si assume pari a 2.

Invece, per quanto riguarda la valutazione della domanda, ovvero della PGA, d , si fa riferimento al capitolo 3.2 del D.M. 17 Gennaio 2018 (*Norme Tecniche per le Costruzioni*).

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

In funzione delle conseguenze legate all’eventuale interruzione di operatività o di un eventuale collasso causata dall’azione sismica, le costruzioni sono suddivise in diverse classi d’uso:

- *Classe I*, per costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli;
- *Classe II*, per costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente, ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso III o in Classe d’uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti;
- *Classe III*, per costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l’ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d’uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso;
- *Classe IV*, per costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per la valutazione della PGA, D , come prima cosa si calcola la vita di riferimento della struttura V_R , rispetto alla quale si considera la probabilità di superamento in relazione ad uno specifico stato limite, definita come segue:

$$V_R = V_N \cdot C_u$$

Dove:

- V_N è la vita nominale dell'opera, ovvero dell'opera coincide con il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali, ovvero gli anni nei quali deve adempiere alle funzioni per cui è stata edificata e viene riportata nella Tabella 8.

Tabella 8: Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni (§2.4.1. D.M. 17/01/2018)

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

- C_u è il coefficiente d'uso, funzione della classe d'uso della struttura:

Tabella 9 Valori dei coefficienti di classe d'uso (§2.4.3. D.M. 17/01/2018)

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_u	0,7	1,0	1,5	2,0

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati: Stato Limite di Operatività (SLO) e Stato Limite di Danno (SLD), che rientrano negli Stati Limite di esercizio (SLE); Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e Stato Limite di Collasso (SLC), che rientrano negli Stati Limite Ultimi (SLU).

Di seguito è riportata la tabella 3.2.I. dell'NTC18 in cui per ogni stato limite sono sintetizzati i valori di probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R :

Tabella 10 Valori di P_{VR} in funzione dello stato limite considerato (§3.2 D.M. 17/01/2018)

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

Il periodo di riferimento V_R e la probabilità di superamento P_{VR} servono per definire il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni, attraverso l'espressione seguente:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$$

Per diversi periodi di ritorno, compresi in un intervallo variabile dai 30 ai 475 anni, lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, S_e , è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T \leq T_B \rightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \rightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \rightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T \geq T_D \rightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Dove:

- T è il periodo proprio di vibrazione della struttura;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche:

$$S = S_S \cdot S_T$$

Essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica, definiti nelle NTC18 come segue:

Tabella 11: Espressioni di S_s (§3.2 D.M. 17/01/2018)

Categoria sottosuolo	S_s
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$

Tabella 12: Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T (§3.2 D.M. 17/01/2018)

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%;
- F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, definito dalla relazione seguente:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

Essendo C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo e T_C^* valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tabella 13: Espressioni di C_C (§3.2 D.M. 17/01/2018)

Categoria sottosuolo	C_C
A	1,00
B	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, espresso in secondi:

$$T_B = T_C/3$$

- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Dunque, la $PGA_{,D}$ è definita attraverso la seguente relazione:

$$PGA_{,D} = a_g \cdot S_T \cdot S_S$$

Ottenuti i valori di $PGA_{,c}$ e di $PGA_{,D}$, RE.SIS.TO. introduce una classificazione semplificata data dal rapporto tra le due grandezze secondo la quale gli edifici valutati sono inquadrati all'interno di cinque categorie omogenee per livello di vulnerabilità sismica e quindi per criticità di intervento: viene inizialmente assegnata una delle classi, inquadrata su scala cromatica, da I (la migliore, di colore verde) a V (la peggiore, di colore rosso); gli intervalli di tale rapporto per ogni classe sono riportati nella tabella seguente.

Tabella 14: Intervalli del rapporto capacità-domanda e classi RE.SIS.TO. corrispondenti

PGA_c/PGA_d	Classe di resistenza
0% - 25%	V
25% - 50%	IV
50% - 75%	III
75% - 100%	II
> 100%	I

5.1.2 Scheda GNDT II livello

Come anticipato nel sottoparagrafo precedente, la metodologia RE.SIS.TO. sfrutta 10 degli 11 parametri definiti dalla scheda GNDT II livello, una procedura per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici in muratura elaborata dal Consiglio Nazionale delle Ricerche e dal Gruppo Nazionale per la Difesa dei Terremoti dal 1984.

G.N.D.T. - SCHEDA DI VULNERABILITÀ DI 2° LIVELLO (MURATURA)

Cod. ISTAT Provincia		Cod. ISTAT Comune		Scheda n°	
1	TIPO ED ORGANIZZAZIONE DEL SISTEMA RESISTENTE (S.R.)	Classi	Qualità inform.	ELEMENTI DI VALUTAZIONE	
		11	22	Norm. nuove costruzioni (cl. A) ³³	1
2	QUALITÀ DEL S.R.	12	23	Norm. riparazioni (cl. A)	2
				Cord. e cat. a tutti i livelli (cl. B)	3
				Buoni ammor. tra murat. (cl. C)	4
				Senza cord. cattivi ammor. (cl. D)	5
				(vedi manuale)	34
3	RESISTENZA CONVENZIONALE	13	24	Numero di piani N	35
				Area tot. cop. A _t (mq)	37
				Area A _x (mq)	41
				Area A _y (mq)	44
				τ _x (t/mq)	47
				Alt. media interp. h (m)	50
				Peso spec. par. p _{te} (t/mc)	52
				Carico perm. sol. p _s (t/mq)	54
				Pendenza perc. terreno	56
				Roccia	58
4	POSIZIONE EDIFICIO E FONDAZIONI	14	25	fond. sf	1 no 2
				Terreno sc. non sping.	fond. sf 3 no 4
				Terreno sc. sping.	fond. sf 5 no 6
				Diff. max di quota Δh (m)	59
				Piani sfalsati	62 sf 1 no 2
5	ORIZZONTAMENTI	15	26	Orizz. rig. e ben coll.	63 1
				Orizz. def. e ben coll.	2
				Orizz. rig. e mal coll.	3
				Orizz. def. e mal coll.	4
				% orizz. rig. ben coll.	64
6	CONFIGURAZIONE PLANIMETRICA	16	27	Rapp. perc. β ₁ = a / l	66
				Rapp. perc. β ₂ = b / l	70
7	CONFIGURAZIONE IN ELEVAZIONE	17	28	Rapp. % ΔM / M ^{(*) aumento} _{(*) riduzione}	74
				Rapp. perc. T / H	77
				Perc. in sup. port.	79
				Piano terra port.	81 sf 1 no 2
8	D _{max} MURATURE	18	29	Rapp. massimo l / s	82
				Cop. non sp.	84 0 poco sp. 1 sp. 2
9	COPERTURA	19	30	Cordoli in copertura	85 sf 1 no 2
				Catene in copertura	86 sf 1 no 2
				Carico perm. cop. p _c (t/mq)	87
				Lungh. app. cop. l _a (m)	90
				Perimetro copertura l (m)	93
				(vedi manuale)	
				(vedi manuale)	
10	ELEM. NON STRUTT.	20	31		
11	STATO DI FATTO	21	32		
				SCHEMI - RICHIAMI (MURATURA)	
				Parametro 3 - Resistenza convenzionale	
				Tipologia struttura verticale τ _x (t/mq)	
				Minimo tra A _x e A _y A (mq)	
				Massimo tra A _x e A _y B (mq)	
				Coefficiente a ₀ = A / A _t	
				Coefficiente γ = B / A	
				q = (A _x + A _y) · h · $\frac{D_{tm}}{A_t}$ + p _s	
				C = $\frac{a_0 \cdot \tau_x}{q \cdot N} \cdot \sqrt{1 + \frac{q \cdot N}{1.5 \cdot a_0 \cdot \tau_x \cdot (1 + \gamma)}}$	
				α = C / 0,4	
				Parametro 6 - Configurazione planimetrica	
				β ₁ = a / l β ₂ = b / l	
				Parametro 7 - Configurazione in elevazione	
				Parametro M8 - D _{max} MURATURE	
				Parametro M9 - Copertura	
				Coperture non spingenti (tipologia O)	

Figura 35: Scheda di vulnerabilità di 2° livello (MURATURA) (GNDR II LIVELLO, 2012)

Ad ognuno di questi parametri della scheda è prevista l'assegnazione di una classe, dalla migliore (A) alla peggiore (D), ed a ciascuna di queste classi corrisponde un punteggio che permette la valutazione approssimata dell'indice di vulnerabilità.

In particolare, a ciascun parametro che concorre alla caratterizzazione della vulnerabilità, la classe A corrisponde a quelle situazioni che si possono considerare in accordo con i requisiti delle normative sismiche attuali e che rientrano nei canoni perfetti dello stato dell'arte mentre le classi B C D corrispondono a quelle situazioni che sono via via più vulnerabili e caratterizzate da punteggi crescenti passando dalla classe B alla classe D.

I punteggi relativi ai diversi parametri vengono moltiplicati per opportuni pesi che tengono conto della diversa importanza che i vari parametri assumono ai fini del

comportamento sismico della struttura e quindi sommati al fine di ottenere un valore complessivo di vulnerabilità, tanto più alto quanto più questa è elevata.

Da sottolineare che alcuni pesi, dei corrispondenti parametri, sono variabili in dipendenza delle caratteristiche dettagliate che li definiscono.

La scheda è divisa in cinque parti, destinate a raccogliere le seguenti informazioni:

- I parametri;
- Le classi, ovvero A, B, C, D;
- La qualità dell'informazione, ovvero il grado dell'attendibilità della stessa definita attraverso la classificazione E, per qualità Elevata, M per qualità Media, B per qualità Bassa e A per informazione Assente;
- Gli elementi di valutazione, da rilevare se richiesti;
- Schemi – richiami, ovvero promemoria di quanto riportato nel manuale per alcuni parametri

I parametri di cui è composta la scheda sono i seguenti:

Parametro 1 – Tipo ed organizzazione del sistema resistente

Esprime il grado di funzionamento scatolare dell'organismo murario attraverso il rilievo della presenza e dell'efficacia dei collegamenti delle murature con ammorsature agli spigoli ai diversi piani.

Parametro 2 – Qualità del sistema resistente

Si tiene conto con questa voce dei diversi tipi di muratura più frequentemente utilizzati, differenziandone, in modo qualitativo, le caratteristiche di resistenza, al fine di valutarne l'efficienza.

Parametro 4 – Posizione dell'edificio e fondazione

Con questo parametro, si valuta, per quanto possibile con una indagine a vista, l'influenza del terreno e delle fondazioni considerando questi aspetti:

- Consistenza e pendenza in percentuale del terreno;
- Eventuali fondazioni a quote diverse;
- Spinte non equilibrate di terrapieni.

Parametro 5 – Orizzontamenti

La qualità degli orizzontamenti ha un notevole peso nel garantire un buon funzionamento degli elementi resistenti verticali.

In particolare, per la valutazione di tale parametro, è importante verificare i seguenti requisiti per ogni orizzontamento:

- a) funzionamento a lastra ed elevata rigidità per deformazioni nel suo piano (perciò buona connessione degli elementi costruttivi);
- b) Efficace collegamento agli elementi verticali resistenti.

Parametro 6 – Configurazione planimetrica

Il comportamento sismico di un edificio dipende, a parità di altri fattori, anche dalla pianta dell'edificio stesso: nel caso di edifici rettangolari è significativo il rapporto fra le dimensioni del lato minore e del lato maggiore; nel caso di piante che si scostano dalla forma rettangolare, oltre alla forma allungata del corpo principale (misurata dal parametro β_1 sopra definito) è necessario tener conto dell'entità di tale scostamento.

Parametro 7 – Configurazione in elevazione

Nel caso di edifici in muratura, soprattutto per quelli più vecchi, la principale causa di irregolarità è costituita dalla presenza di porticati, loggiati e altane: con questo parametro si valuta la variazione di massa rispetto alla massa totale dell'edificio, per tener conto dell'irregolarità in altezza.

Parametro 8 – Distanza massima fra le murature

Con tale voce si tiene conto della presenza di muri maestri intersecati da muri trasversali posti a distanza eccessiva fra loro.

Parametro 9 – Copertura

Per la valutazione di questo parametro, si considerano gli elementi che caratterizzano l'influenza delle coperture sul comportamento sismico di un edificio, ovvero la tipologia ed il peso della copertura.

Parametro 10 – Elementi non strutturali

Si tiene conto con questa voce di infissi, appendici e aggetti che possono causare con la caduta danno a persone o a cose; si tratta di un elemento secondario ai fini della valutazione della vulnerabilità.

Parametro 11 – Stato di fatto

Si tiene conto con questa voce dello stato di conservazione degli edifici.

5.2 Software 3MURI S.T.A.DATA.

Per l'analisi statica non lineare (*pushover*) è stato utilizzato il programma 3MURI (S.T.A.DATA, 2021), un software sviluppato dal gruppo di lavoro del Prof. Sergio Lagomarsino dell'Università di Genova per il calcolo sismico di strutture in muratura ordinaria e armata, nuova ed esistente, o mista con altre tipologie strutturali (quali cemento armato, acciaio o legno) secondo il D.M. 2018, Norme Tecniche per le Costruzioni.

3 MURI sfrutta il metodo FME (*Frame by Macro Element*), sviluppato dal gruppo di ricerca del prof. Lagomarsino, e si articola in diverse fasi che vanno dalla definizione della struttura, all'analisi ed infine alla verifica; nei paragrafi successivi, verranno spiegati nel dettaglio.

5.2.1 Modellazione a telaio equivalente

Il modello di riferimento utilizzato dal software è quello *scatolare*, equiparato ad un telaio equivalente tridimensionale, in cui le pareti sono interconnesse da diaframmi orizzontali di piano (solai).

Nello specifico degli edifici in muratura, la parete potrà essere adeguatamente schematizzata come telaio, in cui vengono assemblati gli elementi resistenti (maschi e fasce) ed i nodi rigidi.

In prima fase gli elementi fascia sono definiti in base all'allineamento verticale tra due aperture sovrapposte: la lunghezza e l'altezza della fascia sono rispettivamente pari alla larghezza delle aperture e alla loro distanza.

In seconda fase i maschi murari vengono definiti a partire dall'altezza delle aperture adiacenti: quando questi ultimi sono perfettamente allineati, come nel caso del maschio interno, si assume l'altezza pari a quella delle aperture (Figura 36). Per la definizione dell'altezza dei maschi esterni è da considerare l'eventuale sviluppo di fessure inclinate dagli angoli delle aperture, generalmente con un'inclinazione massima pari a 30° , ricavata da numerose osservazioni effettuate su pareti danneggiate a seguito di un sisma.

In terza ed ultima fase la geometria dei nodi rigidi si ricava direttamente dagli elementi precedentemente definiti che sono ad essi collegati.

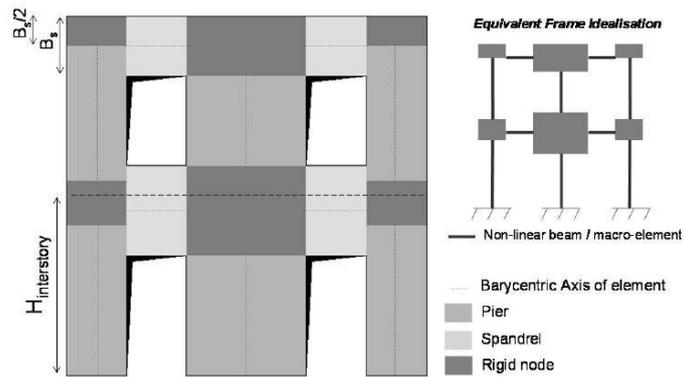


Figura 36: Idealizzazione della parete in muratura in telaio equivalente nel caso di disposizione di aperture regolare

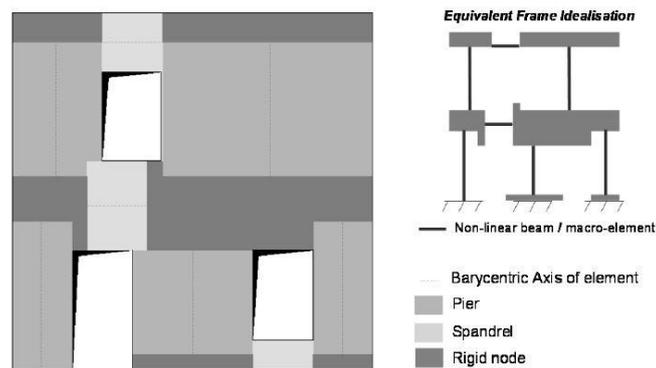


Figura 37: Idealizzazione della parete in muratura in telaio equivalente nel caso di disposizione di aperture irregolare

5.2.2 Il macroelemento

Dalla teoria del manuale del software utilizzato si riportano le informazioni sulle caratteristiche principali del macroelemento che vi è implementato. Esso è trattato come un elemento trave non lineare tale da recepire i requisiti richiesti dalle vigenti normative.

Le caratteristiche principali sono:

- 1) Rigidezza iniziale secondo le caratteristiche elastiche (fessurate) del materiale;
- 2) Comportamento bilineare con valori massimi di taglio e momento coerenti con i valori di stato limite ultimo;
- 3) Redistribuzione delle sollecitazioni interne all'elemento tali da garantire l'equilibrio;
- 4) Degradazione della rigidezza nel ramo plastico;
- 5) 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. Ad esempio, per gli edifici esistenti secondo la norma italiana vale:

$$\delta_m^{DL} = \frac{\Delta_m}{h_m} = \delta_u \begin{cases} 0,004 \text{ Taglio} \\ 0,006 \text{ Presso flessione} \end{cases}$$

- 6) Eliminazione dell'elemento, al raggiungimento della sua condizione ultima senza interruzione dell'analisi.

Sulla base del metodo FME, si può descrivere il macroelemento come un elemento caratterizzato da un comportamento non lineare, che necessita di un numero limitato di incognite per la formulazione delle equazioni di equilibrio. Inoltre, dal punto di vista cinematico è in grado di rappresentare i meccanismi elementari di deformazione, danneggiamento e dissipazione delle strutture murarie.

Nello specifico, il macroelemento proposto da Gambarotta e Lagomarsino (1996) considera un pannello di larghezza b e spessore s costituito di tre parti: la deformabilità assiale è concentrata nei due elementi di estremità e f di spessore infinitesimo D , infinitamente rigidi ad azioni taglianti, e la deformabilità tangenziale è situata nel corpo centrale, di altezza h che, viceversa, è indeformabile assialmente e flessionalmente.

Si considerano, quindi, i tre gradi di libertà dei nodi i e j e quelli dei nodi di interfaccia; dunque, dal punto di vista cinematico, il modello è descritto da otto componenti di spostamento (sei dei nodi di estremità e due del macroelemento) (Figura 38).

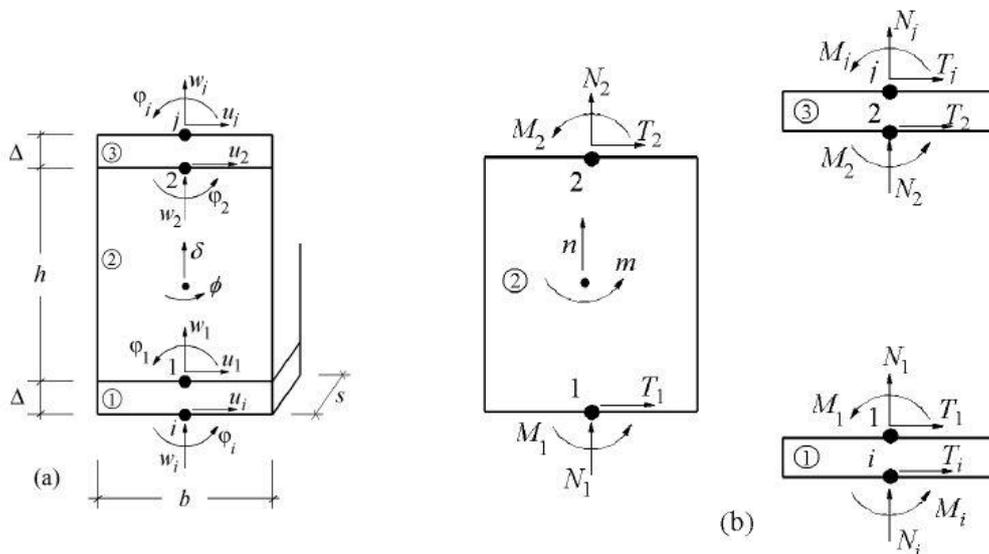


Figura 38: Modello cinematico (a) e statico (b) del macroelemento

A seguito dei meccanismi di taglio e pressoflessione caratteristici della muratura, al pannello sarà assegnato un valore di deformazione massimo che lo porta al collasso, in linea con le normative vigenti.

Se questi valori vengono superati, il pannello non è più considerato in grado di sopportare azioni orizzontali, viene ridotta o annullata la sua capacità resistente e l'elemento è sostituito da una biella, in grado di trasmettere ancora forze normali, ma senza alcuna resistenza per le azioni sismiche.

Come è già stato riportato nel paragrafo 2.4, dall'osservazione di edifici in muratura danneggiati dal sisma, emergono due differenti meccanismi di danno: rottura per taglio e rottura per pressoflessione.

Il comportamento non lineare si attiva quando un valore di forza nodale raggiunge il suo massimo valore definito come il minimo fra i seguenti criteri di resistenza:

- Pressoflessione;
- Taglio – scorrimento;
- Taglio – fessurazione diagonale.

Di seguito si riportano i due criteri di rottura implementati dal solutore e le relative formule.

Flessione: Momento ultimo

La resistenza a pressoflessione può essere valutata mediante un dominio parabolico che mette in relazione Sforzo normale e Momento ultimo, secondo l'ipotesi di materiale non reagente a trazione; tale dominio è indicato nelle norme tecniche e riportato nell'espressione seguente:

$$M_u = \frac{l^2 t \sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_m} \right) = \frac{Nl}{2} \left(1 - \frac{N}{N_u} \right)$$

In cui:

- f_m è la resistenza media a compressione;
- σ_0 è la tensione media di compressione;
- N_u è la forza normale massima sopportabile dal pannello pari a $0,85 f_m l t$

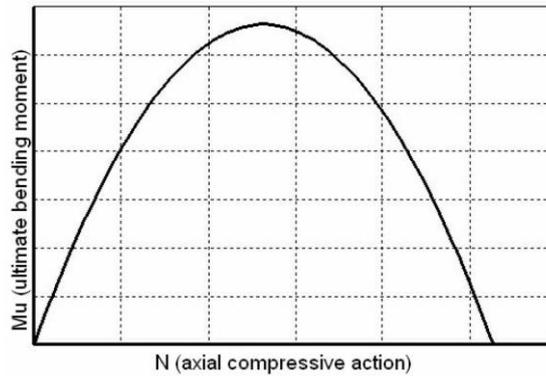


Figura 39: Criterio di resistenza M-N della rottura per flessione

Taglio: Criterio Turnšek Cacovic

Un pannello di muratura ordinaria esistente, soggetto ad azioni nel proprio piano, è regolato da meccanismi di resistenza di presso-flessione e taglio secondo quanto indicato nel capitolo C8.7.1.16 della Circolare applicativa delle Norme Tecniche ovvero è possibile far riferimento ad un legame di tipo taglio-fessurazione diagonale. Come in precedenza nell'ambito di una procedura di analisi non lineare si assume un comportamento elastico sino al raggiungimento di un valore limite (per taglio o per pressoflessione) nel pannello, assumendo poi un successivo ramo plastico a resistenza costante. La resistenza a taglio secondo fessurazione diagonale è definita dalla seguente relazione:

$$V_u = lt \frac{1,5\tau_0}{b} \sqrt{\left(1 - \frac{\sigma_0}{1,5\tau_0}\right)} = lt \frac{f_t}{b} \sqrt{\left(1 - \frac{\sigma_0}{f_t}\right)}$$

In cui:

- f_t è il valore di progetto della resistenza a trazione per fessurazione a diagonale;
- b è un coefficiente che dipende dalla snellezza del pannello.

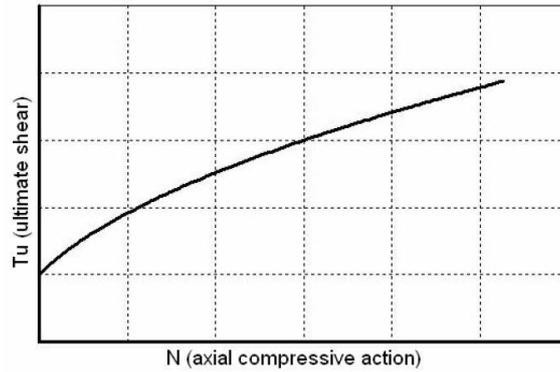


Figura 40: Criterio di resistenza secondo Turnšek e Cacovic

Il solutore implementa un ulteriore criterio di rottura per taglio, ovvero quello di Mohr-Coulomb ma nella presente tesi non è stato considerato.

Dunque, rappresentando in un unico grafico tutti i criteri di rottura implementati nel software:

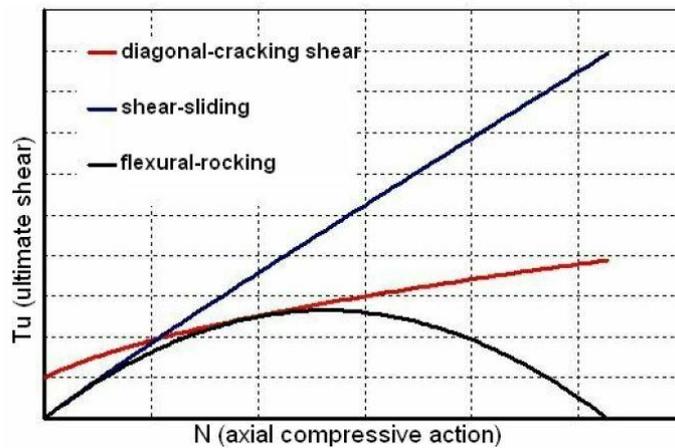


Figura 41: Riepilogo dei criteri di resistenza

Criterio di resistenza per le fasce di piano

Anche in questo caso si applicano le disposizioni contenute nelle NTC18, nelle quali le fasce di piano vengono trattate come travi in muratura nel caso in cui sia presente uno sforzo assiale noto. Al punto 7.8.2.2.4 è inoltre precisato che qualora l'azione assiale non sia nota dal modello di calcolo, ma siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli), i valori della resistenza a taglio e del momento resistente possono essere assunti non superiori rispettivamente ai valori di seguito riportati:

$$V_t = h \cdot t \cdot f_{vd0}$$

$$M_u = H_p \cdot \frac{h}{2} \cdot \left(1 - \frac{H_p}{(0,85 \cdot f_{bd} \cdot h \cdot t)} \right)$$

In cui:

- h è l'altezza della sezione della trave;
- $f_{vd0} = f_{vk0}/\gamma_M$ è la resistenza di progetto a taglio in resistenza a compressione che, nel caso di analisi statica non lineare, può essere posta pari al valore medio f_{vm0} ;
- H_p è il minimo tra la capacità a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0,4f_{hd}ht$.

5.2.3 Modellazione tridimensionale

La modellazione tridimensionale implementata è diretta conseguenza dell'osservazione del comportamento di edifici reali e di prove sperimentali che hanno permesso di introdurre alcune ipotesi sul funzionamento strutturale delle costruzioni in muratura.

Alle pareti si attribuisce il ruolo di elementi resistenti, sia nei riguardi dei carichi verticali sia orizzontali; agli orizzontamenti, invece, si riconosce il ruolo di riportare alle pareti i carichi verticali gravanti su di essi e di ripartire, come elementi di irrigidimento di piano, le azioni orizzontali sulle pareti di incidenza.

I meccanismi di collasso fuori piano non sono quindi modellati, ma questo, tuttavia, non rappresenta un limite in quanto si tratta di fenomeni legati alla risposta locale delle singole pareti di cui è possibile tenere conto con opportune verifiche.

Analogamente, non viene simulata la risposta flessionale dei solai, significativa per la loro verifica di resistenza, ma trascurabile ai fini della risposta globale; i carichi sui solai sono ripartiti sulle pareti in funzione della direzione di orditura e delle aree di influenza; il solaio contribuisce, invece, come lastra dotata di opportuna rigidità di piano.

Definito un sistema di coordinate cartesiane globale (X, Y, Z), i piani verticali della parete sono identificati dalle coordinate di un punto e dall'angolo formato con l'asse X globale. Partendo dal telaio equivalente di ciascuna parete si realizza, dunque, il modello tridimensionale assemblando pareti e solai, nelle cui intersezioni nasceranno dei nodi: questi saranno rispettivamente a 3 e 5 gradi di libertà quando l'elemento (maschio o fascia) sarà su una parete e quando sarà posto in corrispondenza di un'intersezione, che non deve essere necessariamente ortogonale ma anche inclinata (Figura 42).

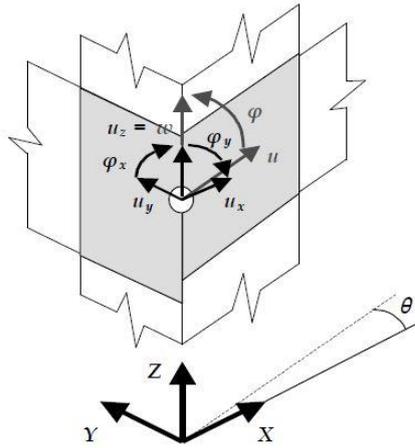


Figura 42: Gradi di libertà del nodo tridimensionale

Il modello dell'edificio viene ad assumere così globalmente masse e rigidzze su tutti i gradi di libertà tridimensionali tenendo conto però, localmente, dei soli gradi di libertà nel piano (nodi bidimensionali).

Ipotizzando il pieno accoppiamento tra le pareti collegate è quindi possibile ridurre il numero totale di gradi di libertà ed eseguire analisi non lineari con oneri computazionali contenuti.

5.2.4 Fasi di calcolo

Il programma 3MURI si compone delle seguenti fasi:

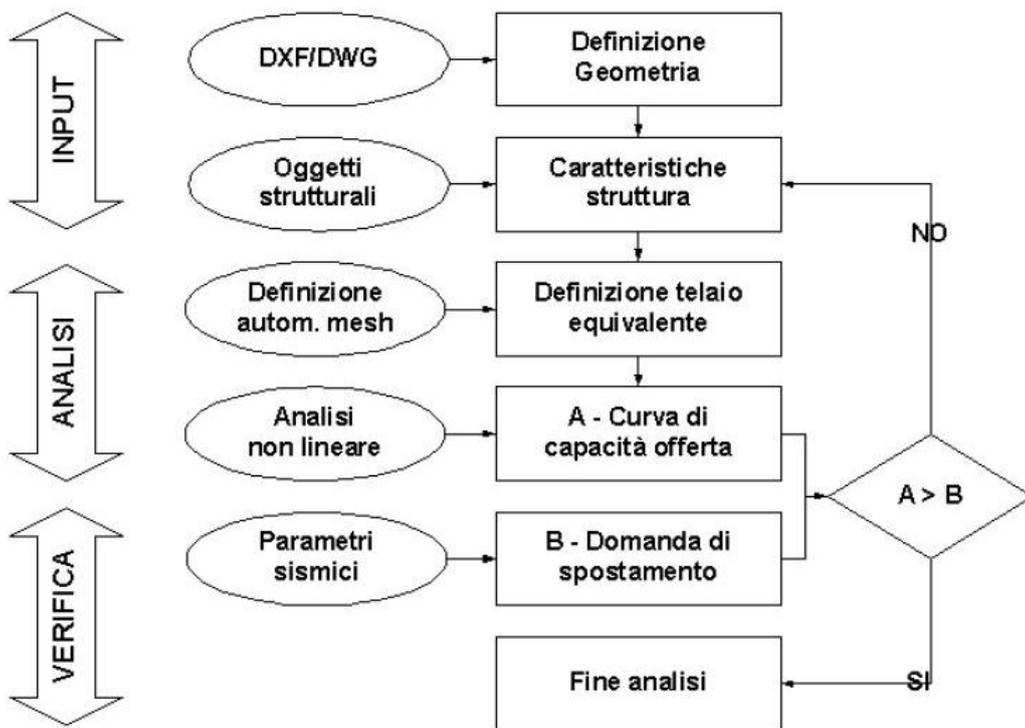


Figura 43: Fasi di calcolo in 3Muri

Come prima step della fase di input di calcolo, si definisce la geometria della struttura, cioè la disposizione in pianta delle pareti e le altezze dei piani costituiscono un supporto di base per l'inserimento degli "oggetti strutturali" trattati nella fase seguente. I carichi agenti sulla struttura vengono direttamente introdotti sui solai, mentre il peso proprio delle murature e le azioni agenti sulla struttura vengono calcolati in automatico dal software.

La struttura è costituita da "oggetti strutturali" che costituiscono gli elementi resistenti: principalmente sono pannelli di muratura verticali con eventuali rinforzi (catene, cordoli, pilastri), solai per la ripartizione delle azioni orizzontali, elementi lineari (travi, pilastri) nelle varie tipologie di materiali (c.a., acciaio, legno).

Ciascuno di essi è caratterizzato dal materiale e da ulteriori parametri geometrici (spessore, caratteristiche d'inerzia, proprietà resistenti).

A partire da geometria ed oggetti strutturali inseriti vengono ricavati i dati per l'analisi secondo il modello 3Muri, cioè il telaio equivalente.

Divisa la parete in tratti verticali corrispondenti ai vari piani e nota l'ubicazione delle aperture, vengono determinate le porzioni di muratura, maschi murari e fasce di piano, in cui si concentrano deformabilità e danneggiamento e che vengono modellate con i macroelementi finiti bidimensionali, rappresentativi di pannelli murari, a due nodi con tre gradi di libertà per nodo e due gradi di libertà aggiuntivi interni.

Le restanti porzioni di parete vengono dunque considerate come nodi rigidi bidimensionali di dimensioni finite, a cui sono connessi i macroelementi.

Grazie a questa suddivisione in nodi ed elementi, il modello della parete diviene quindi del tutto assimilabile a quello di un telaio piano.

Il risultato di questa analisi è la presentazione di una mesh che schematizza maschi, fasce, travi, tiranti e pilastri. Questi elementi possono ancora essere modificati manualmente per tener conto di situazioni particolari.

Una volta definita la mesh della struttura, si passa all'analisi non lineare: quest'analisi è condotta aumentando in modo monotono i carichi e ricavando lo spostamento orizzontale della struttura. Superando un valore convenzionale di spostamento, calcolato automaticamente, si considera la struttura collassata e si può costruire la curva Forza orizzontale – Spostamento orizzontale, che rappresenta la Curva di capacità offerta, cioè il comportamento della struttura al variare dei carichi orizzontali.

5.2.5 *Analisi statica non lineare*

Per lo studio sul comportamento sismico degli edifici in muratura, si è scelto di sfruttare l'analisi statica non lineare, data la natura fortemente non lineare del materiale stesso.

Le analisi statiche non lineari (*pushover*) sono “statiche” in quanto la forzante esterna è applicata staticamente alla struttura e “non lineari” a causa del modello comportamentale assunto per gli elementi resistenti della struttura.

Così mentre nei metodi di analisi elastici il comportamento non lineare è tenuto in conto introducendo il fattore di struttura, l'analisi statica non lineare permette di cogliere l'evoluzione della risposta strutturale man mano che i singoli elementi evolvono in campo non lineare, fornendo informazioni sulla distribuzione della domanda di anelasticità.

L'analisi pushover prevede l'assegnazione di una prefissata distribuzione di forze, incrementata in maniera statica e monotona, che viene mantenuta inalterata anche oltre il punto limite di rottura; le analisi possono essere condotte in controllo di forze o tramite un controllo misto forze spostamenti.

La distribuzione di carico applicata ha lo scopo di rappresentare la distribuzione delle forze inerziali indotta dall'evento sismico: i profili proposti dalle NTC08 (7.3.4.1) sono quelli di distribuzione proporzionale alle forze statiche (di primo modo), e quelli proporzionali alle masse.

Il programma prevede 24 condizioni di carico e quindi 24 pushover per tener conto del sisma secondo X e Y nei due versi e delle eccentricità accidentali richieste da normativa, in quanto è noto che una non perfetta conoscenza del posizionamento delle masse può portare sottostimare le sollecitazioni sulla struttura legate agli effetti torsionali, quindi, si considera un'eccentricità accidentale pari a $\pm 5\%$ della massima dimensione del piano considerato dell'edificio in direzione perpendicolare all'azione del sisma da applicare al centro delle masse di ogni piano della struttura.

Il calcolo consiste in una serie di analisi in cui la matrice di rigidità viene continuamente aggiornata per tenere conto della plasticizzazione degli elementi (in questo caso maschi e fasce di piano) e della conseguente perdita di rigidità. Si ottiene una relazione il taglio alla base dell'edificio e lo spostamento di un generico nodo di controllo che si traduce in una curva di capacità, che non dipende quindi dall'input sismico applicato alla struttura, ma rappresenta una proprietà intrinseca di essa stessa.

L'output grafico del programma permette di visualizzare la configurazione deformata dei solai e delle singole pareti ai vari passi di carico, evidenziando il grado di danneggiamento nei macroelementi (frequenze dell'analisi modale, spostamenti dei nodi, etc.).

A ognuno dei quattro stati limite, definiti dalla normativa in base al livello di danno che può raggiungere la struttura (Stato Limite di Operatività SLO, di Danno SLD, di salvaguardia della Vita SLV e di Prevenzione del Collasso SLC), viene assegnato un valore di capacità di spostamento da valutare sulla curva di capacità ottenuta dall'analisi. Il confronto tra la curva di capacità e la domanda di spostamento consente di determinare il livello di prestazione della struttura. Nell'ambito dell'analisi statica non lineare i controlli da effettuare per ciascuno stato limite sono elencati di seguito:

- **Stato Limite di Collasso (SLC):** controlli in termini di spostamento: confronto tra il valore di spostamento massimo D_{max} ricavato dallo spettro elastico con il valore di spostamento ultimo D_u allo stato limite di collasso. Quest'ultimo è determinato come il minimo tra il valore dello spostamento corrispondente al decadimento dell'80% del taglio massimo e il valore corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC in tutti i maschi murari verticali di un qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza di soglia limite di deformazione (paragrafo C8.7.1.3.1 della Circolare del 21 gennaio 2019).

$$D_{max}^{SLC} \leq D_u^{SLC}$$

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** in questo caso lo spostamento ultimo è ricavato moltiplicando lo spostamento ultimo allo SLC per un fattore riduttivo $k_1 = 3/4$. Il valore ricavato dovrà essere confrontato con il valore massimo ricavabile dallo spettro elastico.

$$D_{max}^{SLV} \leq D_u^{SLV}$$

- **Stato Limite di Salvaguardia di Danno (SLD):** lo spostamento ultimo è ancora il minore tra il valore corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente definita a partire dallo spostamento ultimo a SLC e il valore

corrispondente al raggiungimento della soglia limite di resistenza a taglio in tutti i maschi murari verticali in un qualunque livello di una qualunque parete ritenuta significativa ai fini dell'uso della costruzione. Il valore di spostamento massimo è invece ricavato dallo spettro elastico.

$$D_{max}^{SLD} \leq D_u^{SLD}$$

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** lo spostamento ultimo è ricavato moltiplicando lo spostamento ultimo allo SLD per un fattore riduttivo $k_1 = 2/3$. Il valore ricavato dovrà essere confrontato con il valore massimo ricavabile dallo spettro elastico.

$$D_{max}^{SLO} \leq D_u^{SLO}$$

Operativamente, la struttura prima di raggiungere il collasso segue tre fasi: nella prima fase gli elementi sono ancora tutti in fase elastica e dunque il comportamento complessivo della struttura è elastico, dunque, il primo ramo della curva è lineare; nella seconda fase, alcuni elementi cominciano a plasticizzarsi e, all'aumentare degli spostamenti, la curva riduce la sua pendenza a causa della diminuzione della rigidità complessiva del sistema, fin quando non viene superato il limite convenzionale corrispondente al decadimento dell' 80% del taglio massimo, che definisce il collasso della struttura (Figura 44).

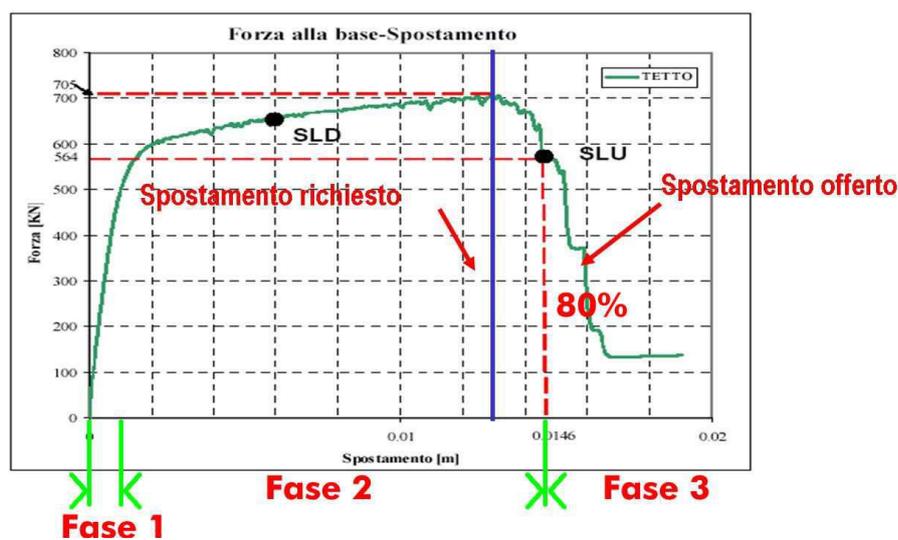


Figura 44: Curva Forza - Spostamento del nodo di controllo (3MURI, S.T.A.DATA, 2020)

La verifica è realizzata tramite il confronto tra domanda di spostamento e spostamento offerto: numerose procedure propongono una descrizione della risposta strutturale in termini di spostamenti piuttosto che di forze, tenuto conto della maggiore sensibilità del danneggiamento agli spostamenti imposti e, in questo contesto, si ricordano il metodo dello spettro di capacità (Capacity Spectrum Method, originariamente proposto da Freeman et al. 1975) e l'N2 Method (Fajfar 1999, 2000). Entrambe sono procedure semplificate in cui il problema della valutazione della massima risposta attesa, conseguente all'accadimento di un determinato evento sismico, è ricondotto allo studio di un sistema non lineare ad un unico grado di libertà equivalente al modello dotato di n gradi di libertà, che rappresenta la struttura reale.

5.3 Confronti preliminari RE.SIS.TO. – 3MURI su un modello semplificato

Ai fini della valutazione dell'influenza del criterio di rottura e della presenza delle pareti ortogonali sul calcolo del taglio resistente, è stato creato un modello in 3Muri costituito da due pareti resistenti e due pareti non resistenti (senza aperture) ed analizzando il comportamento di questo modello fittizio attraverso un'analisi pushover, svolgendo le analisi solamente nella direzione delle pareti resistenti.

La scelta di modellare due pareti resistenti e due non resistenti è stata vincolata dall'operatività del software, in quanto non consente di eseguire l'analisi di una singola parete/maschio murario ma permette di modellare l'edificio solamente con l'ipotesi di comportamento scatolare; dunque, a valle dei risultati ottenuti, con gli errori che inevitabilmente si commettono con questa approssimazione, sono stati ricavati i valori di taglio associato alla singola parete, dividendo il taglio resistente ottenuto dall'analisi pushover, allo stato limite di salvaguardia della vita per il numero di pareti resistenti.

Il modello in questione ha una pianta di $4 \times 4 m$ ed un'altezza pari a $3 m$ (Figura 49).

I parametri meccanici utilizzati per i maschi murari resistenti sono riferiti al valor medio del range normativo riportato nella tabella C8.5.I della circolare esplicativa dell'NTC18, e sono i seguenti:

Tipo	Nome
Nome	Mattone semipieno
Colore materiale	
Texture	

E [N/mm ²]	4550
Eh [N/mm ²]	4550
G [N/mm ²]	1137,5
w [kN/m ³]	15
f _m [N/cm ²]	650
f _{hm} [N/cm ²]	487,5
f _k [N/cm ²]	337,03
τ [N/cm ²]	12,5
FC	1
γ _m	1
Maschio drift taglio	0,005
Maschio drift flessione	0,01
Fascia drift taglio	0,015
Fascia drift flessione	0,015
Fascia accoppiata drift	0,02

Modifica

Condizione del materiale

Esistente Nuovo

Rigidezza fessurata
 Malta scadente (resistenza < 0.7 [N/mm²])
 Definizione utente
 Limita spostamento ultimo

Tipo legame

Fascia
Degrado di resistenza a un valore residuo ▾

Taglio
Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic) ▾

Considera contributo a trazione fascia

Figura 45: Proprietà meccaniche adottate per la parete resistente nel software 3MURI (modello fittizio)

Tipo	Nome
Nome	Mattone non resistente
Colore materiale	
Texture	

E [N/mm ²]	100
Eh [N/mm ²]	100
G [N/mm ²]	25
w [kN/m ³]	5
f _m [N/cm ²]	58,05
f _{hm} [N/cm ²]	43,54
f _k [N/cm ²]	30,1
τ [N/cm ²]	1
FC	1
γ _m	1
Maschio drift taglio	0,005
Maschio drift flessione	0,01
Fascia drift taglio	0,015
Fascia drift flessione	0,015
Fascia accoppiata drift	0,02

Modifica

Condizione del materiale

Esistente Nuovo

Rigidezza fessurata
 Malta scadente (resistenza < 0.7 [N/mm²])
 Definizione utente
 Limita spostamento ultimo

Tipo legame

Fascia
Degrado di resistenza a un valore residuo ▾

Taglio
Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic) ▾

Considera contributo a trazione fascia

Figura 46: Proprietà meccaniche adottate per la parete non resistente nel software 3MURI (modello fittizio)

Inoltre, le pareti resistenti hanno uno spessore di 30 cm e sono disposte lungo la direzione x , mentre quelle non resistenti, di 5 cm, sono disposte lungo la direzione y .

Nella modellazione, si è scelto di considerare la presenza di un cordolo di piano debolmente armato, con armatura longitudinale pari a $4\phi 14$ e staffe $\phi 6/25\text{ cm}$ a due bracci, di dimensione $25 \times 25\text{ cm}$ e il solaio considerato è un solaio in latero-cemento dello spessore di 20 cm , ordito in direzione y , ortogonalmente alle pareti resistenti:

The screenshot shows the 'Definizione delle caratteristiche meccaniche e geometriche del solaio interpiano' window in 3MURI. It features a material selection list on the left, a cross-section diagram on the right, and several data entry fields.

Materiali:

- Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
- Legno con travetti affiancati e tavolato doppio
- Legno con travetti affiancati e soletta in c.a.
- Legno con soletta
- Putrelle e tavelloni
- Putrelle e voltini
- Laterocemento**
- Predalles
- Lamiera grecata
- Lamiera grecata con soletta

Soletta di completamento:

Soletta strutturale:

Gk2, Agg. (pavimenti, etc.): [daN/m²]

Materiali:

CLS: C20/25

Peso blocco: [daN/m²]

Valori calcolati:

Spessore [cm]	4,0
G [N/mm ²]	12.484,17
Ex [N/mm ²]	53.931,60
Ey [N/mm ²]	29.962,00
v [-]	0,2
Gk1 [daN/m ²]	180
Gk2 [daN/m ²]	100

Parametri:

b [cm]	10,0
i [cm]	50,0
h solaio [cm]	20,0
S [cm]	4,0

Buttons: OK, Annulla, ?

Figura 47: Definizione delle caratteristiche meccaniche e geometriche del solaio interpiano nel software 3MURI del modello fittizio

The screenshot shows the 'Definizione dei carichi propri e variabili del solaio' window in 3MURI. It includes a load definition section, static checks, and material type settings.

Carichi:

Quota: [cm]

Gk1: [daN/m²]

Gk2: [daN/m²]

Qk: [daN/m²]

Verifiche statiche:

Lungh. appoggio: [cm]

Δ quota estradosso: [cm]

Δ quota intradosso: [cm]

Carico dominante

NT18 circolare:

ψ_0 : ψ_1 : ψ_2 :

Categoria ζ_v

Tipo:

Laterocemento

Spessore: [cm]

G: [N/mm²]

Ex: [N/mm²]

Ey: [N/mm²]

V:

Scarico masse:

Monodirezionale Bidirezionale

Scarico direzione principale: %

Visualizzazione:

Colore materiale: Texture:

Buttons: OK, Annulla, ?

Figura 48: Definizione dei carichi propri e variabili del solaio nel software 3MURI del modello fittizio

Una volta definite le proprietà degli elementi, il modello ottenuto è il seguente:

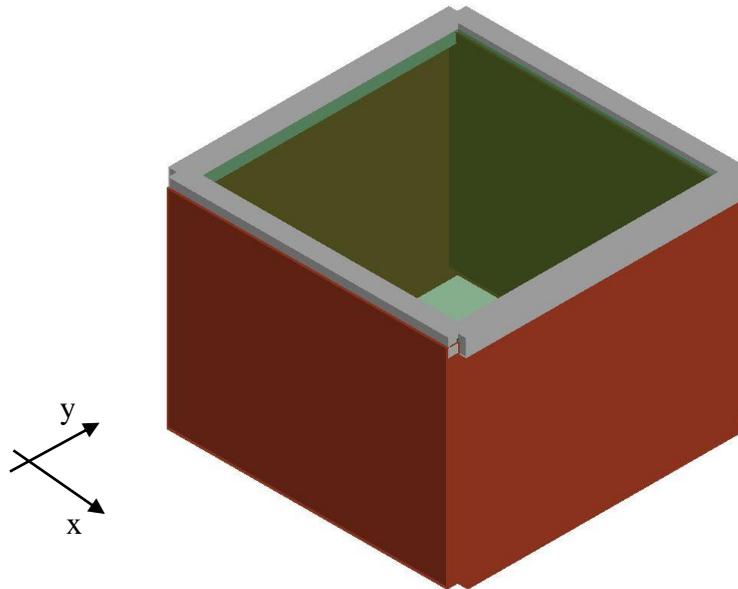


Figura 49: Vista 3D del modello fittizio eseguito dal software 3MURI

Una volta inseriti i parametri di calcolo per il settaggio delle analisi, sono state scelte quelle in direzione x senza eccentricità: i risultati ottenuti sono riportati nella tabella seguente, valutati all'SLV.

Tabella 15: Parametri riassuntivi delle analisi pushover del modello fittizio

PARAMETRI (SLV)	ANALISI: caso 1 piano			
	1	2	3	4
D_{max} [cm]	0,02	0,02	0,02	0,02
D_u [cm]	2,22	2,22	3,39	3,39
q^*	0,54	0,54	0,53	0,53
$PGA_{,C}$ [m/s ²]	13,13	13,13	13,19	13,19
$PGA_{,D}$ [m/s ²]	2,35	2,35	2,35	2,35
αPGA	5,60	5,597323	5,62	5,62
V_R [kN]	115,2	115,3	115,8	115,8

Tabella 16: Valori della $PGA_{,C}$, $PGA_{,C}/PGA_{,D}$ e V_R ottenuti dalle analisi pushover in 3MURI del modello fittizio

	3MURI
$PGA_{,C}$ [g]	1,342
$PGA_{,D}$ [g]	0,239
$PGA_{,C}/PGA_{,D}$	5,611
V_R [kN] di un solo maschio	57,8

Lo stesso modello è stato analizzato anche attraverso la metodologia RE.SIS.TO.: nella sezione delle aree resistenti A_x è stata inserita l'area dei due maschi semipieni e nella sezione A_y , invece, non è stato inserito nessun valore. Si vuole, infatti, valutare la capacità resistente dell'edificio considerando solamente i paramenti murari considerati efficaci (direzione x).

Definiti i parametri della muratura, la geometria della struttura e il peso del solaio (coerentemente con quanto fatto per la modellazione in 3MURI), sono stati eseguiti i calcoli secondo il modello RE.SIS.TO. (riportati nel paragrafo 5.1.1 del presente elaborato), ottenendo i seguenti risultati.

Tabella 17: Valori della PGA_c , PGA_c/PGA_D e V_R ottenuti dalle analisi pushover in RE.SIS.TO. del modello fittizio

	RE.SIS.TO.
PGA_c [g]	2,24
PGA_D [g]	0,24
PGA_c/PGA_D [-]	9,36
V_R [kN] di un solo maschio	180,5

Come è possibile notare dai risultati, la differenza ottenuta nei due metodi sul valore di taglio e sul rapporto PGA_c/PGA_D è dovuta sia dalla differente tipologia di analisi, ma anche dai diversi criteri di rottura considerati: infatti, RE.SIS.TO. considera esclusivamente la rottura contemporanea per taglio dei maschi murari, mentre il software 3MURI implementa anche la rottura per presso-flessione, considerando lo stato di danno in corrispondenza dello stato limite considerato: infatti, le pareti resistenti del modello in 3MURI all'SLV raggiungono la condizione di plasticizzazione per presso-flessione, come mostra l'immagine seguente.

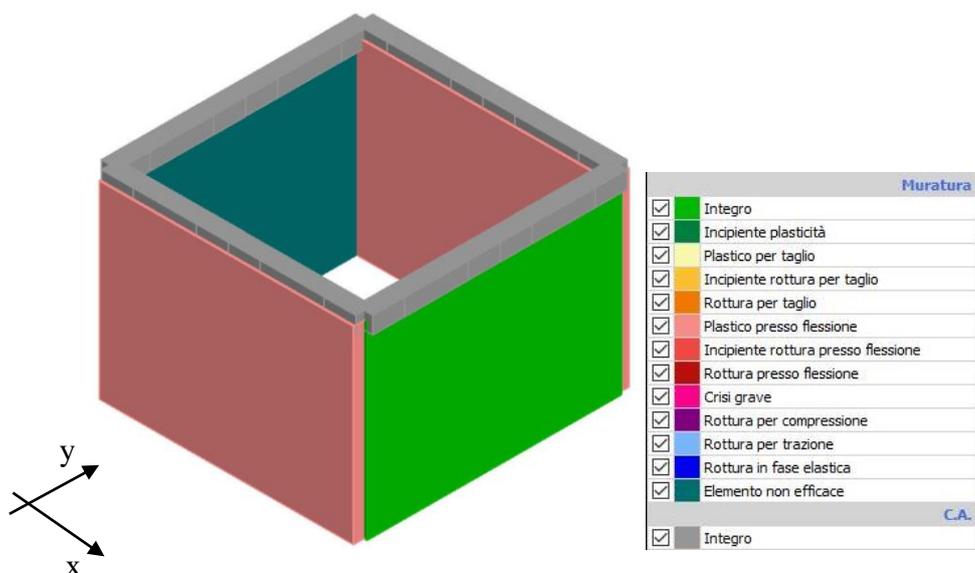


Figura 50: Stato di danno all'SLV del modello fittizio per l'analisi in direzione +x senza eccentricità

Inoltre, il software considera il comportamento scatolare della struttura, facendo sì che tutti gli elementi resistenti collaborino alla risposta dell'azione sismica ed immaginando un perfetto ammorsamento tra di essi; la metodologia speditiva, invece, considera un comportamento unidirezionale, in cui soltanto gli elementi disposti lungo l'azione sismica sono considerati reagenti.

Per valutare l'influenza del criterio di rottura adottato sulla risposta in termini di taglio resistente, è stato costruito il criterio di rottura per presso-flessione e per taglio di un maschio murario avente le medesime proprietà meccaniche e geometriche della parete modellata con le metodologie recedenti; tale criterio è stato rappresentato in un diagramma $V - \sigma$.

I criteri di rottura utilizzati sono quelli riportati nella circolare esplicativa del D.M. 17/01/2018 (NTC18) nel paragrafo C8.7.1.3.1.1 e sono i seguenti:

- **Criterio di rottura per taglio (Turnšek e Cačovic):**

$$V_u = lt \frac{1,5\tau_0}{b} \sqrt{\left(1 - \frac{\sigma_0}{1,5\tau_0}\right)} = lt \frac{f_t}{b} \sqrt{\left(1 - \frac{\sigma_0}{f_t}\right)}$$

In cui f_t è il valore di progetto della resistenza a trazione per fessurazione a diagonale, τ_0 è il valore della resistenza al taglio (definita nella Tabella 5 del paragrafo 2.5.2), σ_0 è il valore della tensione normale media e b è un coefficiente che dipende dalla snellezza del pannello e può assumere un valore non inferiore a 1 e non superiore a 1,5.

– **Criterio di rottura per presso-flessione:**

$$V_r = \frac{D^2 t \sigma_0}{H_0} \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{k f_m} \right)$$

In cui H_0 rappresenta l'altezza libera di inflessione del pannello (in questo caso adottata pari ad H , in quanto lo schema statico considerato per il maschio murario è quello di incastro-incastro scorrevole, data la presenza del cordolo e del piano rigido), f_m è la resistenza media a compressione, (definita nella Tabella 5 del paragrafo 2.5.2), D è la larghezza del pannello, t è lo spessore del pannello, k è un coefficiente adottato pari a 0,85.

Nello specifico, i parametri riportati assumono i seguenti valori:

Tabella 18: Parametri riassuntivi utilizzati per la definizione dei domini di rottura del maschio murario

Geometria	$D = 4000 \text{ mm}$ $H = H_0 = 3000 \text{ mm}$ $t = 300 \text{ mm}$
Parametri meccanici (muratura semipiena)	$\tau_0 = 0,125 \text{ Mpa}$ $f_u = 6,50 \text{ Mpa}$ $b = 1,5$

Dopo aver implementato in un file Excel le relazioni sopra riportate e, al variare di σ_0 , i domini di interazione ottenuti sono i seguenti:

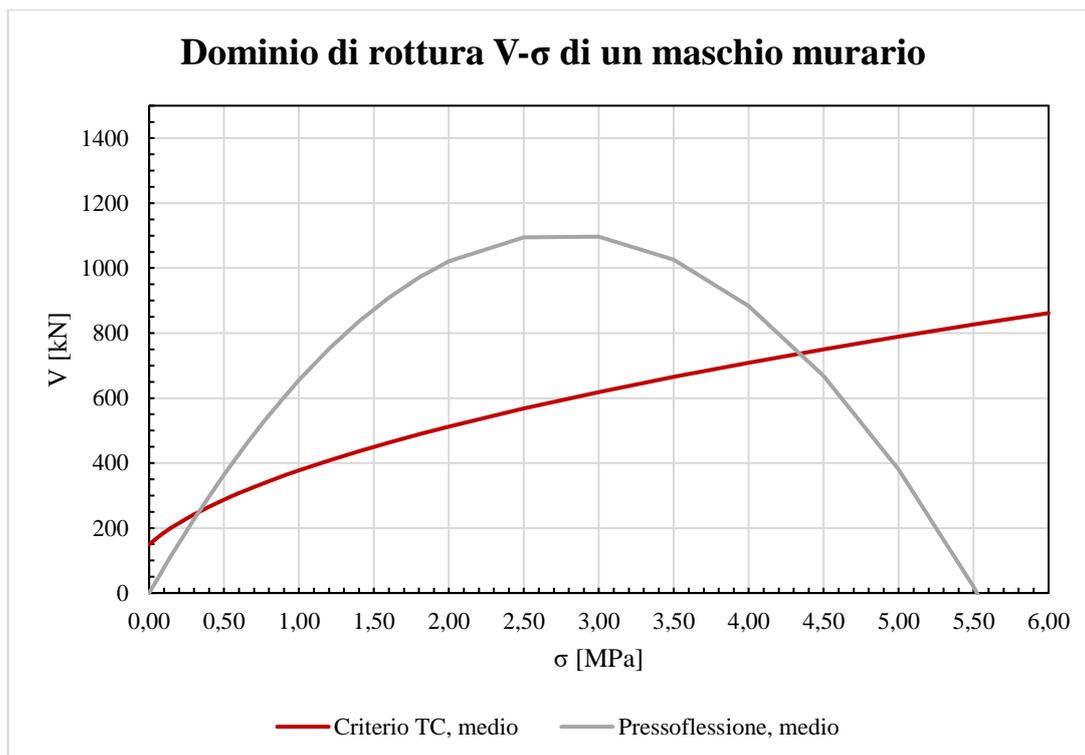


Figura 51: Dominio di rottura V- σ definito per un maschio murario con l'ausilio del programma Excel

Stabilito il dominio di rottura, sono state calcolate le tensioni σ dei due modelli RE.SIS.TO. e 3MURI per i pannelli murari: il secondo è stato valutato al primo step di carico mediando le tensioni dei maschi murari in x , definendo una $\sigma_{0,x}$, e in y , definendo una $\sigma_{0,y}$.

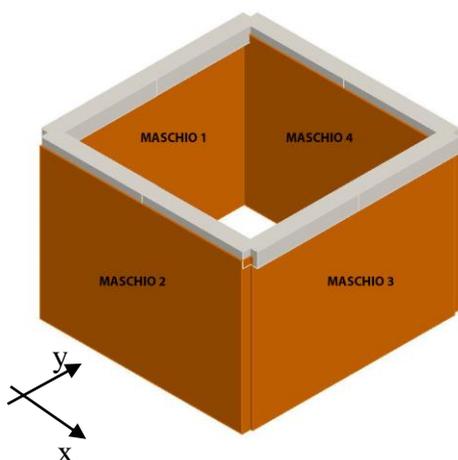


Tabella 19: Risultati delle tensioni normali σ ottenute dal modello fittizio in 3MURI

σ PRIMO STEP [MPa]					
Piano	Maschi	Analisi			
		1	2	3	4
1	4	0,072	0,072	0,072	0,072
	2	0,072	0,072	0,073	0,073
	1	0,001	0,001	0,003	0,003
	3	0,003	0,003	0,001	0,001

Dunque, dai modelli sono stati ottenuti i seguenti valori di tensione normale e taglio, riferiti al singolo maschio murario:

- **RE.SIS.TO.:** $\sigma_{0,x} = 0,084 \text{ MPa}$, $V_R = 181 \text{ kN}$;
- **3MURI:** $\sigma_{0,x} = 0,072 \text{ MPa}$, $V_R = 57,77 \text{ kN}$

Dai valori di tensione $\sigma_{0,x}$ ottenuti da entrambi i modelli, si nota come, rispetto al dominio di Figura 52, tali punti si collochino a sinistra del punto di intersezione tra i due criteri (zona campita in giallo, dove è prevalente la rottura per pressoflessione del maschio murario). In tale regione del dominio la differenza di taglio resistente fornita dai due criteri risulta non trascurabile; invece, quando la σ assume un valore nell'intorno di $0,25 \text{ MPa}$, i due domini tendono ad avvicinarsi e dunque l'errore che si commetterebbe non considerando il criterio di pressoflessione, come attualmente avviene nel metodo RE.SIS.TO., risulterebbe trascurabile. Resta inteso che la definizione del punto di intersezione tra i domini dipende dalle caratteristiche geometrico-meccaniche del maschio murario in esame e non può essere definita a priori.

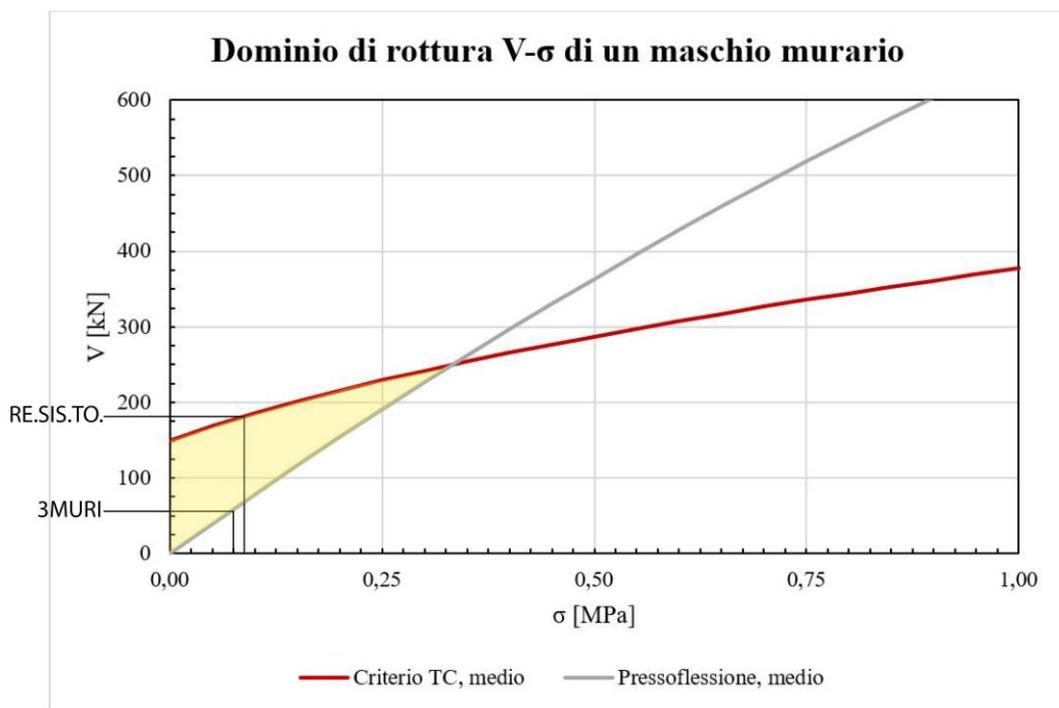


Figura 52: Zoom del dominio di rottura $V-\sigma$ definito per un singolo maschio murario

Calcolando per via analitica i valori di taglio a partire dalle tensioni ottenute dalle analisi, si ottengono i seguenti risultati (riportati anche graficamente in Figura 52):

Tabella 20: Sintesi dei valori di taglio resistente V_R ottenuti del singolo maschio murario

	Criterio considerato	Calcolo analitico	ANALISI	
			RE.SIS.TO.	3MURI
V_R [kN]	Taglio	180,5	181	-
	Presso-flessione	57,044	-	57,77

I valori di taglio ottenuti dal calcolo analitico sono in ottimo accordo rispetto a quelli ottenuti nei due metodi, fatto che rappresenta un ottimo punto di partenza per i successivi confronti. Inoltre, questo risultato indica anche che il modello statico di incastro-incastro scorrevole adottato nel modello analitico è corrispondente al modello adottato sia in 3MURI che implicitamente in RE.SIS.TO e che il valore del coefficiente correttivo b è corretto. La variabilità di questo coefficiente, però, influenza la costruzione del dominio: in un caso semplice come questo è stato adottato pari ad 1,5, ma in un caso complesso come quello di un edificio multipiano, è difficile quantificarlo e, dunque, viene generalmente imposto pari ad 1,5 (il suo valore massimo).

Dai risultati ottenuti è emerso che il contributo delle pareti ortogonali in un modello con pochi elementi è trascurabile, ma in generale, per edifici più complessi, non lo è. In conclusione, da questo confronto tra i risultati dei modelli e i domini di rottura definiti per via analitica per un pannello murario, si può dedurre che la variabilità e l'influenza del criterio di rottura adottato per il calcolo del taglio è considerevole, se si pensa ai valori di tensione che in generale si ottengono dall'analisi di un edificio.

Inoltre, il valore dello sforzo normale risulta variabile al progredire dell'analisi: in questo caso la valutazione della tensione σ_0 è stata considerata allo step iniziale, mentre, se si considerasse lo step all'SLV, la corrispondenza potrebbe non esserci in funzione dello stato di danno e di sollecitazione degli elementi; questo aspetto potrebbe influenzare il valore del taglio resistente, specialmente in edifici più complessi o con più piani

Capitolo 6

CASI DI STUDIO: EDIFICI IN MURATURA NEL COMUNE DI MARANELLO (MO)

6.1 Caratteristiche generali del territorio

Il comune considerato come caso di studio per condurre un'analisi di vulnerabilità sismica di edifici ordinari in muratura e di stimare le curve di fragilità è il comune di (17693 abitanti al 30/11/2018) in provincia di Modena, in Emilia-Romagna, situato a circa 18 km a sud del capoluogo sulla strada provinciale n.3 conosciuta come Via Giardini.



Figura 53: Vista satellitare del Comune di Maranello (MO) tramite Google Earth

È classificato come collina interna ed ha un'estensione di $32,58 \text{ km}^2$ e si trova ad un'altitudine di 137 m. s. l. m. .

Il Comune è suddiviso in “Maranello vecchio”, rappresentato dal borgo di edifici costruiti intorno al castello di Marano (tutt'ora esistente) e “Maranello nuovo”.

Inoltre, la classificazione sismica attuale colloca Maranello all'interno della zona sismica 2.

6.2 Descrizione dei comparti nel Comune

Grazie ad un'analisi accurata del territorio dal punto di vista storico-critico, evolutivo del costruito ed alle indagini CARTIS, eseguite nel lavoro di tesi da Minghetti (2020), è stato possibile suddividere il territorio in *comparti omogenei*, ovvero aree omogenee dal punto di vista tipologico-strutturale e per età di costruzione. Per ciascuna area, sono state individuate le tipologie costruttive effettivamente presenti. In particolare, il Comune di Maranello è suddiviso in dieci comparti, così composti:



Figura 54: Perimetrazione dei comparti del Comune di Maranello (MO)

- *Comparto 1 - C1*: denominato “CENTRO STORICO”, con epoca di primo impianto 1900 e con l’individuazione di una tipologia di muratura prevalente indicata con MUR_1 con percentuale del 100% sul totale degli edifici del comparto stesso;
- *Comparto 2 – C2*: denominato “PRIMA ESPANSIONE”, con epoca di primo impianto 1950 e con l’individuazione di una tipologia prevalente di muratura indicata con MUR_1 con percentuale del 40% e due tipologie prevalenti di cemento armato indicate con CAR_1 (30%) e CAR_2 (30%) sul totale degli edifici del comparto stesso;
- *Comparto 3 – C3*: denominato “SECONDA ESPANSIONE”, con epoca di primo impianto 1970 e con l’individuazione di una tipologia prevalente di muratura indicata con MUR_1 con percentuale del 35% e due tipologie

- prevalenti di cemento armato indicate con CAR_1 (60%) e CAR_2 (5%) sul totale degli edifici del comparto stesso;
- *Comparti 4 – C4*: denominato “ULTIMA ESPANSIONE”, con epoca di primo impianto 1990 e con l’individuazione di una tipologia prevalente di cemento armato indicata con CAR_1 con percentuale del 100% sul totale degli edifici del comparto stesso;
 - *Comparto 5 – C5*: denominato “CROCIALE”, con epoca di primo impianto 1970 e con l’individuazione di una tipologia prevalente di muratura indicata con MUR_1 con percentuale del 50% e due tipologie prevalenti di cemento armato indicate con CAR_1 (20%) e CAR_2 (30%) sul totale degli edifici del comparto stesso;
 - *Comparto 6 – C6*: denominato “DIREZIONALE CAPOLUOGO”, con epoca di primo impianto 1970 e con l’individuazione di una tipologia prevalente di muratura indicata con MUR_1 con percentuale del 25% e due tipologie prevalenti di cemento armato indicate con CAR_1 (25%) e CAR_2 (50%) sul totale degli edifici del comparto stesso;
 - *Comparto 7 – C7*: denominato “ESPANSIONE FERRARI”, con epoca di primo impianto 1965 e con l’individuazione di una tipologia prevalente di muratura indicata con MUR_1 con percentuale del 60% e una tipologia prevalente di cemento armato indicata con CAR_1 (40%) sul totale degli edifici del comparto stesso;
 - *Comparto – C8*: denominato “RESIDENZIALE PARCO FERRARI”, con epoca di primo impianto 1970 e con l’individuazione di due tipologie prevalenti di muratura indicata con MUR_1 e MUR_2 con percentuale rispettivamente del 30% e del 70% sul totale degli edifici del comparto stesso;
 - *Comparto – C9*: denominato “GRAZIOSI”, con epoca di primo impianto 1970 e con l’individuazione di due tipologie prevalenti di muratura indicata con MUR_1 e MUR_2 con percentuale rispettivamente del 25% e del 25% e una tipologia prevalente di cemento armato indicata con CAR_1 (50%) sul totale degli edifici del comparto stesso;
 - *Comparti – C10*: denominato “ESPANSIONE LA PUNTA”, con epoca di primo impianto 1990 e con l’individuazione di una tipologia di cemento

armato prevalente indicata con CAR_1 con percentuale del 100% sul totale degli edifici del comparto stesso.

In ogni comparto sono stati raggruppati gli edifici in muratura omogenei in tipologie denominate 'MUR', caratterizzati da medesime proprietà legate al numero di piani, alla presenza o meno di cordoli, all'età di costruzione, alla superficie media, al tipo di solaio, al tipo di fondazione, al tipo di muratura, allo stato di conservazione dell'edificio.

Nel presente lavoro, lo studio si è incentrato sugli edifici ordinari in muratura e dunque la tipologia in cemento armato non verrà trattata.

6.3 Tipologie strutturali prevalenti nei comparti

Dallo studio delle tipologie strutturali prevalenti che caratterizzano i singoli comparti e dal confronto tra le stesse, è risultato evidente che alcune delle tipologie di un comparto risultano avere le stesse caratteristiche di altre che appartengono ad altri comparti del comune.

Questo confronto ha portato all'individuazione di quattro tipologie prevalenti dal punto di vista tipologico strutturale e per età della costruzione, distribuite nell'intero Comune di Maranello:

- **MUR A0**: edifici dei primi anni del '900 in mattoni in laterizio e solai in latero-cemento; 3 piani; superficie media di piano 70-130 mq. Questa tipologia è stata individuata dalle caratteristiche comuni riscontrate tra la MUR_1 del Comparto 1 e la MUR_1 del Comparto 8;
- **MUR A**: edifici della seconda metà del '900 in mattoni in laterizio e solai in latero-cemento; 2-4 piani; superficie media di piano 70-170 mq. Questa tipologia è stata individuata dalle caratteristiche comuni riscontrate tra la MUR_1 del Comparto 2, la MUR_1 del Comparto 3, la MUR_1 del Comparto 5, la MUR_1 del Comparto 6, la MUR_1 del Comparto 7 e la MUR_1 del Comparto 9;
- **MUR B**: edifici della seconda metà del '900 in mattoni in laterizio e solai in latero-cemento; 3-5 piani; superficie media di piano 170-300 mq. Questa tipologia è stata individuata dalle caratteristiche comuni riscontrate tra la MUR_2 del Comparto 2, la MUR_2 del Comparto 3 e la MUR_2 del Comparto 8;

- **MUR C:** edifici di fine '800 -inizio '900 in muratura mista pietra-mattoni e solai in legno-laterizio; 3 piani; superficie media di piano 70-170 mq. Questa tipologia è stata individuata dalle caratteristiche comuni riscontrate tra la MUR_2 del Comparto 1 e la MUR_2 del Comparto 9.

Definite quindi le tipologie prevalenti sull'intero comune, sono state calcolate le percentuali di queste sul numero di edifici ordinari in muratura sfruttando i dati CARTIS, ottenendo i seguenti risultati:

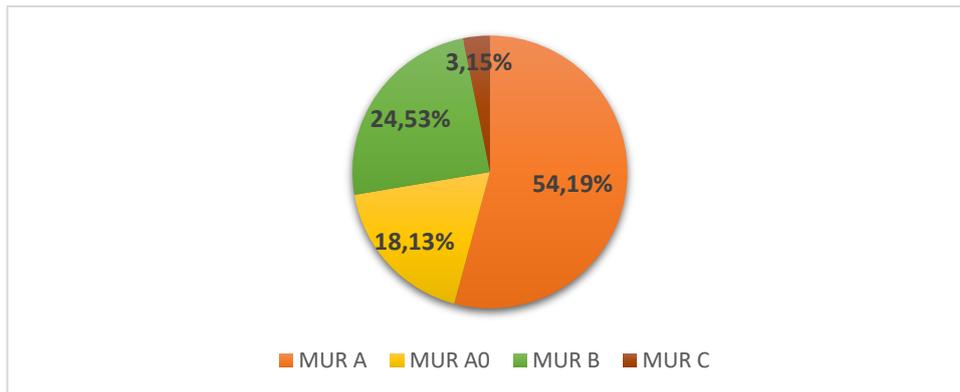


Figura 55: Percentuali di tipologie prevalenti nel Comune di Maranello calcolato sui soli edifici ordinari in muratura valutate nel lavoro di Minghetti (2020)

Dal diagramma a torta si evince come la tipologia prevalente a Maranello sia la MUR A, seguita dalla MUR B, dalla MUR A0 ed infine dalla MUR C. Per ciascuna tipologia strutturale vengono identificate delle pratiche edilizie rappresentative, con dettagli geometrici-strutturali sugli edifici.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva contenente tutte le pratiche edilizie relative a ciascuna tipologia strutturale individuata.

Tabella 21: Elenco delle pratiche appartenenti a ciascuna tipologia strutturale individuata nel Comune di Maranello

	MUR A	MUR B	MUR A0	MUR C
PRATICHE	3	17	154 e 249	184
	241	237	Via Matteotti 17	533
	Via Agnini 11	588		Via Agnini 50
	Via Agnini 41	622		
	Via Bernini 5	Via Alfieri 21		
	Via Tassoni 7	Via Alfieri 39		
	61	Via Boito 11		
	231	Via Caboto 18		
	304 e 248	Via Carducci 23		
	333	Via Fogliano 32		
	Via Carducci 28	Via Graziosi 5		
	Via Cavedoni 41	Via Risorgimento 30		
	Via Fogliano 12	Via Sardegna 4-6		
	Via Legnano 11	Via Tagliati 10-12		
	Via Martinella 8	Via Verazzano 5		
	Via Martinella 26			
	Via Martinella 60-62			
	Via Piemonte 23			
	Via Tassoni 16			
	Via Zozi 125			

La valutazione della vulnerabilità sismica di questi edifici viene condotta con metodo speditivo RE.SIS.TO. Per validare i risultati ottenuti con tale metodo, si procede con la modellazione di dettaglio di alcuni edifici. In particolare, ai fini della comparazione dei metodi proposti nel presente lavoro, sono state scelte sei pratiche della tipologia più diffusa per gli edifici in muratura del Comune, ovvero la MUR A, ed in modo particolare:

- Pratica 241 in Via Vittorio Veneto 16;
- Pratica Via Agnini 11;
- Pratica Via Agnini 41;
- Pratica Via Bernini 5;
- Pratica Via Tassoni 7.



Figura 56: Individuazione delle pratiche sulla mappa del Comune di Maranello (MO)

Per la definizione delle curve di fragilità del Comune sono state studiate tutte le pratiche attraverso la metodologia speditiva RE.SIS.TO., seguendo il percorso proposto nel lavoro di Minghetti (2020).

Nel presente lavoro, verranno illustrate delle modifiche sull'applicazione del metodo semplificato, scaturite da valutazioni puntuali di confronto con i risultati di 3MURI.

6.4 Modellazione e analisi statica non lineare con il software 3MURI dei casi di studio

Per la valutazione della vulnerabilità sismica attraverso il software 3Muri (S.T.A.DATA., 2021) di ciascuna pratica, è stata eseguita un'analisi statica non lineare.

In generale, l'obiettivo di tale studio è stato quello di definire il *comportamento effettivo* degli edifici soggetti all'azione sismica attesa e questo ha condotto alla scelta di:

- Parametri meccanici dei materiali medi da utilizzare nell'analisi (Tab. C8.5.I della circolare esplicativa del D.M. 17/01/18);
- Fattore di confidenza $FC = 1$;
- Fattore di sicurezza $\gamma_M = 1$;

- Criterio di rottura per taglio della muratura di Turnšek e Cačovic, criterio più propriamente valido per la muratura esistente.

La scelta dei parametri meccanici medi è stata svolta a seguito di un'ampia campagna sperimentale su edifici rurali dell'area emiliana condotta dall'Università degli Studi di Bologna: in modo particolare, a seguito di prove non distruttive, semi-distruttive e distruttive eseguite su tali tipologie murarie della Pianura Padana tra le province di Reggio Emilia, Modena e Ferrara, si è visto come i valori della resistenza media al taglio in assenza di sforzo normale τ_0 e la resistenza a compressione media f_m della muratura fossero più vicini al valor medio dell'intervallo proposto dalla Circolare allegata alle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (Marco Savoia, Claudio Mazzotti, Barbara Ferracuti, Francesca Ferretti, Anna Rosa Tilocca, *"Realizzazione di indagini sperimentali in situ su pareti di edifici in muratura nei comuni dell'Emilia colpiti dal Sisma del 2012"*, Bologna, 2015).

Nei sottoparagrafi successivi, sono illustrate le caratteristiche principali e le scelte di modellazione adottate per ciascun caso di studio.

6.4.1 Pratica 3

Il primo edificio analizzato è situato in Via Piemonte 9 a Maranello, realizzato negli anni '70 ed è costituito da tre piani, di cui un sottotetto.

La struttura portante del piano terra è costituita da una muratura di spessore 25 cm in mattoni pieni (di dimensioni 24x12x6 cm) con malta cementizia, mentre quella del primo piano e del piano di sottotetto in mattoni semipieni doppio UNI 24x12x12 con malta cementizia, definendo uno spessore di 25 cm.

I solai interpiano sono in latero cemento di spessore pari a 20 cm e, dalla documentazione disponibile, è stato possibile ipotizzare che la soletta in calcestruzzo, dello spessore di 4 cm, non è armata; il solaio di copertura, invece, è realizzato in putrelle e tavelloni dello spessore di 12 cm.

Inoltre, escluso il piano di sottotetto, in corrispondenza dei livelli al primo piano ed al secondo sono presenti cordoli in calcestruzzo debolmente armato e dunque, il solaio può ritenersi ben ammorsato alle pareti.

Di seguito, si riportano le piante dei vari livelli allo stato di fatto.

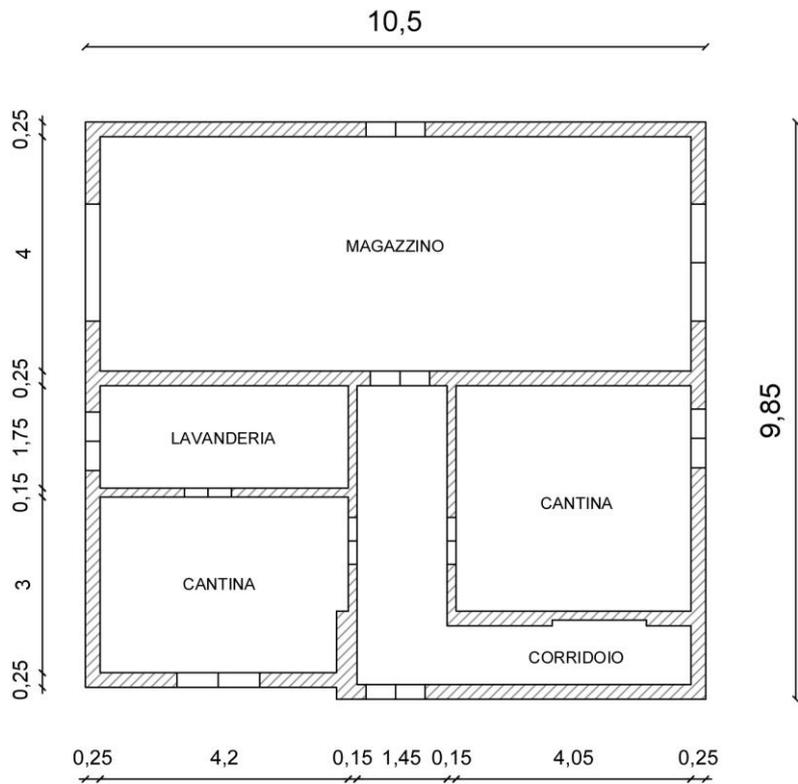


Figura 57: Pianta piano terra pratica 3 (Via Piemonte, 9) in scala 1:100

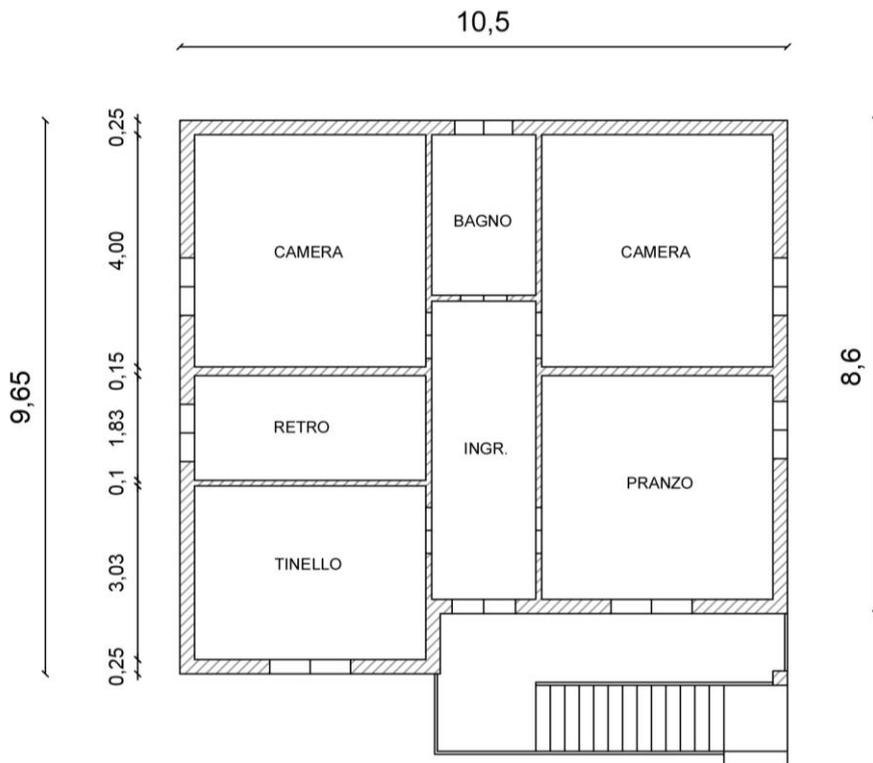


Figura 58: Pianta primo piano pratica 3 (Via Piemonte, 9) scala 1:100

Si è voluto modellare l'edificio allo stato di fatto, poiché rappresentava la condizione di interesse per gli obiettivi di questo lavoro. A partire dalla documentazione disponibile, e quindi dalle tavole dei vari livelli dell'edificio, sono state ricostruite sul programma di disegno AutoCAD le piante del piano terra, piano primo e sottotetto, con lo scopo di ottenere il DXF di ciascuna di esse da importare su 3MURI per iniziare la fase di input del modello. Il software, infatti, permette in prima fase la creazione degli allineamenti delle pareti sfruttando gli snap grafici che nascono in corrispondenza delle linee della pianta importata con il DXF.

Le altezze di piano sono state definite nell'apposita sezione "Gestione livelli": il piano terra ha un'altezza pari a 2,35 m, mentre il primo piano pari a 3,15 m; il sottotetto ha un massimo di 2,33 m in corrispondenza del colmo e un minimo di 1,60 m sulla linea di gronda.

Una volta realizzati gli allineamenti, sono stati assegnati ad essi le proprietà delle murature, definendo così i pannelli murari: con riferimento alla tabella C8.5.I della Circolare 21 gennaio 2019 (Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018), sono state assegnate le proprietà meccaniche medie delle murature in mattoni pieni e malta di calce e in mattoni semipieni con malta cementizia (per la tabella in questione, si rimanda al paragrafo 2.5 della presente tesi).

Proprietà materiale

Modifica

Tipo **Nome**

Nome

Colore materiale 

Texture 

E [N/mm ²]	1500
Eh [N/mm ²]	1500
G [N/mm ²]	500
w [kN/m ³]	18
f _m [N/cm ²]	345
f _{hm} [N/cm ²]	259,75
f _k [N/cm ²]	178,89
τ [N/cm ²]	9
FC	1
γ _m	1
Maschio drift taglio	0,005
Maschio drift flessione	0,01
Fascia drift taglio	0,015
Fascia drift flessione	0,015
Fascia accoppiata drift	0,02

Descrizione

Libreria 

Condizione del materiale

Esistente Nuovo

Rigidezza fessurata

Malta scadente (resistenza < 0.7 [N/mm²])

Definizione utente

Limita spostamento ultimo

Tipo legame

Fascia

Degrado di resistenza a un valore residuo

Taglio

Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic)

Considera contributo a trazione fascia

Figura 59: Parametri meccanici della muratura piena definita nel software 3Muri della Pratica 3

Proprietà materiale

Modifica

Tipo **Nome**

Nome

Colore materiale 

Texture 

E [N/mm ²]	4550
Eh [N/mm ²]	4550
G [N/mm ²]	1137,5
w [kN/m ³]	15
f _m [N/cm ²]	650
f _{hm} [N/cm ²]	487,5
f _k [N/cm ²]	337,03
τ [N/cm ²]	12,5
FC	1
γ _m	1
Maschio drift taglio	0,005
Maschio drift flessione	0,01
Fascia drift taglio	0,015
Fascia drift flessione	0,015
Fascia accoppiata drift	0,02

Descrizione

Libreria 

Condizione del materiale

Esistente Nuovo

Rigidezza fessurata

Malta scadente (resistenza < 0.7 [N/mm²])

Definizione utente

Limita spostamento ultimo

Tipo legame

Fascia

Degrado di resistenza a un valore residuo

Taglio

Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic)

Considera contributo a trazione fascia

Figura 60: Parametri meccanici della muratura semipiena definita nel software 3Muri della Pratica 3

Come si osserva dalle piante della struttura (Figura 57 e Figura 58), alle pareti sono stati assegnati spessori di 25 cm, 15 cm, 10 cm, modellandoli come semplici “Pannelli murari”, mentre la muratura portante esterna, che presenta cordoli di piano debolmente armati (armatura longitudinale 4 ϕ 14 e staffe ϕ 6/25 cm a due bracci) di dimensione 25 x 25 cm, è stata modellata come “Pannello + Cordolo C.A.”:

Figura 61: Definizione delle caratteristiche dei pannelli murari con cordoli nel software 3Muri della Pratica 3

Definiti i pannelli murari, sono state realizzate le aperture e successivamente i solai: il software non permette di creare qualsiasi tipo di solaio esistente, ma propone una serie di scelte tra diverse tipologie.

Nel caso in esame, per il solaio interpiano è stato adottato un solaio in laterocemento:

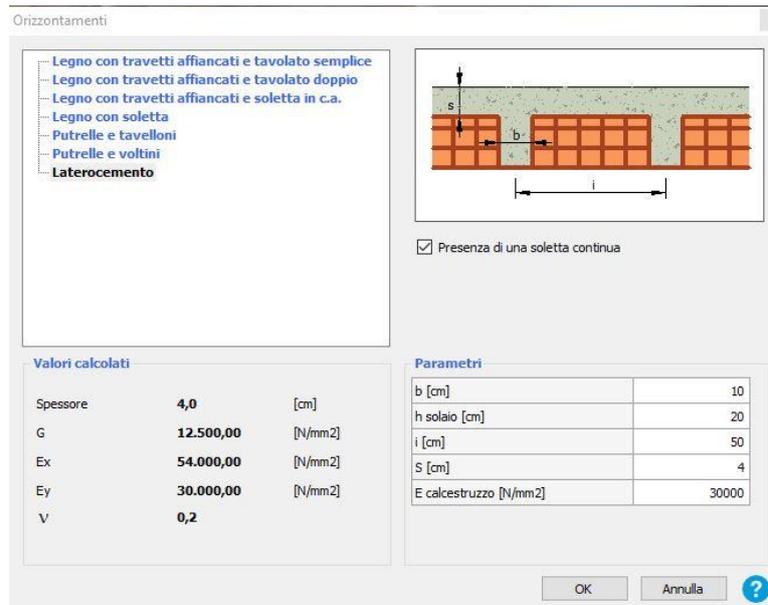


Figura 62: Definizione delle caratteristiche meccaniche e geometriche del solaio interpiano nel software 3Muri della Pratica 3

I carichi assegnati al solaio sono stati valutati attraverso un'analisi dei carichi, che ha portato alla definizione dei seguenti valori:

$$Q_{k_1} = 2,7 \frac{kN}{m^2} ; Q_{k_2} = 1,56 \frac{kN}{m^2}$$

Il valore del carico variabile Q_k è stato considerato pari a $2 \frac{kN}{m^2}$, valore associato alla categoria A- Ambienti ad uso residenziale, e sono stati associati a tali carichi i relativi coefficienti di combinazione, considerando la combinazione caratteristica: $\psi_{0j} = 0,7, \psi_{1j} = 0,5, \psi_{2j} = 0,3$.

Solaio

Modifica

Carichi

Qk
Gk2
Gk1

Quota	550,000	[cm]
Gk1	270	[daN/m ²]
Gk2	156	[daN/m ²]
Qk	200	[daN/m ²]

Verifiche statiche

Lungh. appoggio	0,0	[cm]
Δ quota estradosso	10,000	[cm]
Δ quota intradosso	10,000	[cm]

Carico dominante

NT18 circolare

ψ0 ψ1 ψ2

Categoria ζ,v

Tipo

Laterocemento

Spessore	20,0	[cm]
G	13.000,00	[N/mm ²]
Ex	30.000,00	[N/mm ²]
Ey	30.000,00	[N/mm ²]
V	0,20	

Scarico masse

Monodirezionale Bidirezionale

Scarico direzione principale %

Visualizzazione

Colore materiale Texture

OK Annulla ?

Figura 63: Definizione dei carichi propri e variabili del solaio interpiano nel software 3Muri della Pratica 3

È importante sottolineare che nel caso di pareti sottili non portanti e in falso, che svolgono soltanto la funzione di tramezzatura, queste non sono state modellate e sono state considerate esclusivamente come carico q_{G_2} come “incidenza dei tramezzi”.

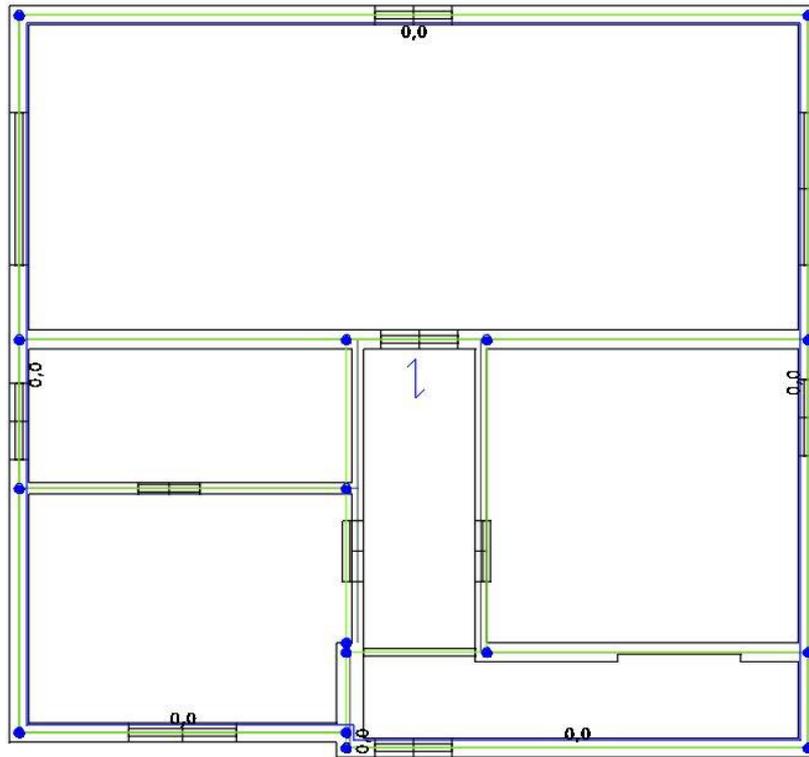


Figura 64: Modellazione del piano terra nel software 3Muri della Pratica 3

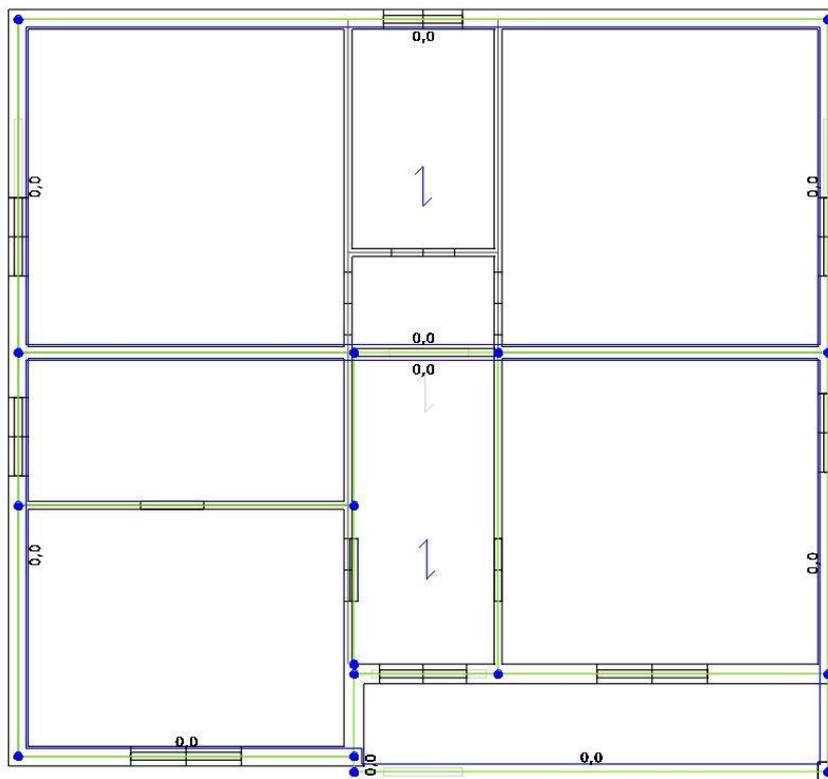


Figura 65: Modellazione del primo piano nel software 3Muri della Pratica 3

Il sottotetto non rappresenta un vero e proprio livello, per cui esso non sarà creato in questa fase ma successivamente, entrando nell'ambiente dedicato, nel quale sarà possibile definire i profili della copertura e le sue caratteristiche.

Nella stessa finestra, si può stabilire se il tetto relativo al livello selezionato sarà "strutturale" o "non strutturale". Nel primo caso, le pareti e la copertura definiti nell'ambiente tetto saranno trattati come elementi strutturali che influiscono sul comportamento della struttura (le pareti rientreranno nel calcolo della mesh e attraverso le analisi sarà possibile ricavare i rispettivi valori di taglio e spostamento, oltre che osservare quale tipo di crisi o rottura raggiungono). Nel secondo caso invece, tutto ciò che sarà creato nell'ambiente tetto (falde, maschi murari interni ed esterni, aperture) non sarà poi preso in considerazione per la creazione della mesh, ma di esso verrà tenuto conto solo del peso che grava sulla struttura, indispensabile per una corretta analisi ed estrapolazione dei risultati.

In questo caso, la copertura è stata modellata come "non strutturale": una volta definito il profilo della copertura stessa e le quote dei nodi, è stata definita la falda, assegnando le caratteristiche e le proprietà del solaio come riportato nella figura seguente.

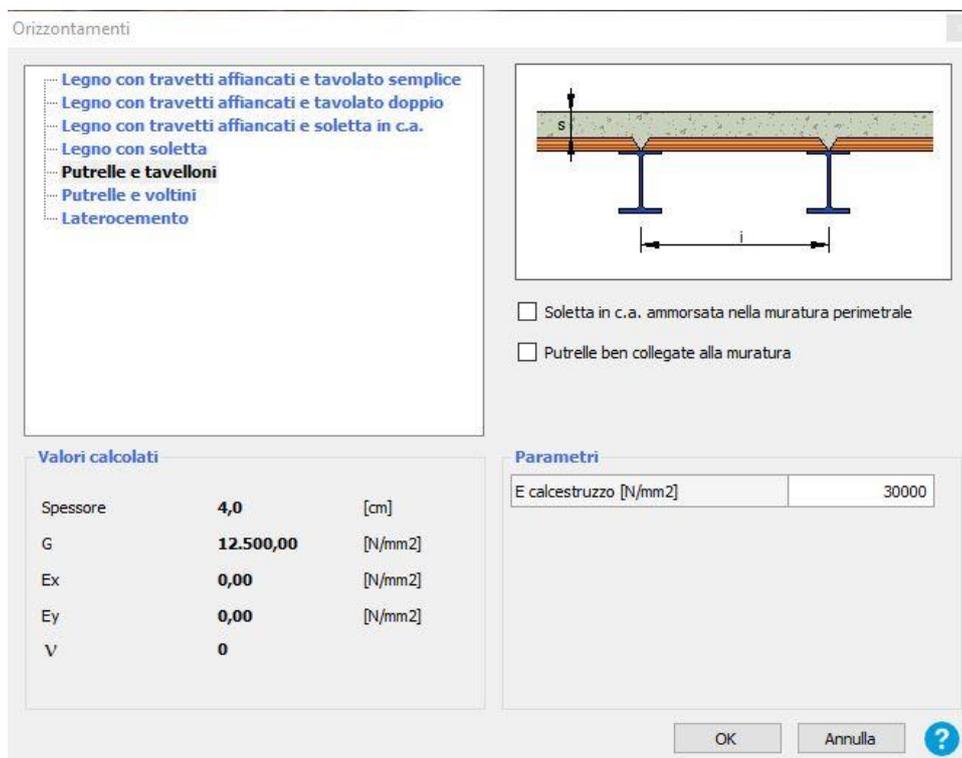


Figura 66: Definizione delle caratteristiche meccaniche e geometriche del solaio di copertura nel software 3Muri della Pratica 3

I carichi assegnati al solaio sono stati valutati attraverso un'analisi dei carichi, che ha portato alla definizione del carico proprio $G_{k_1} = 2,02 \frac{kN}{m^2}$.

Il valore del carico variabile Q_k è stato considerato pari a $1,2 \frac{kN}{m^2}$, ovvero il carico neve, e ad esso sono stati associati i relativi coefficienti di combinazione che in questo caso sono tutti nulli.

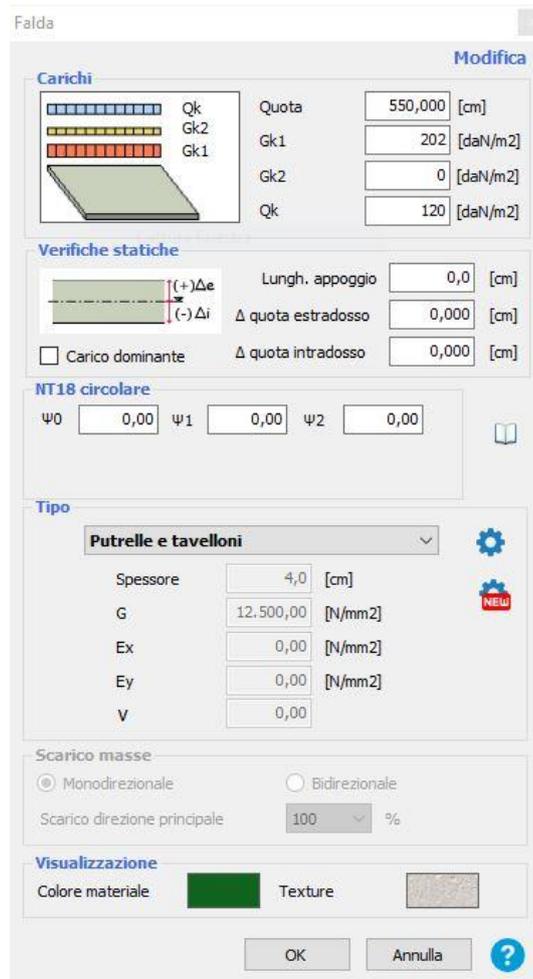


Figura 67: Definizione dei carichi propri e variabili del solaio interpiano nel software 3Muri della Pratica 3

Nella documentazione resa disponibile per questa pratica, viene specificato che la copertura è spingente, dunque, la direzione di orditura è stata modellata come segue:

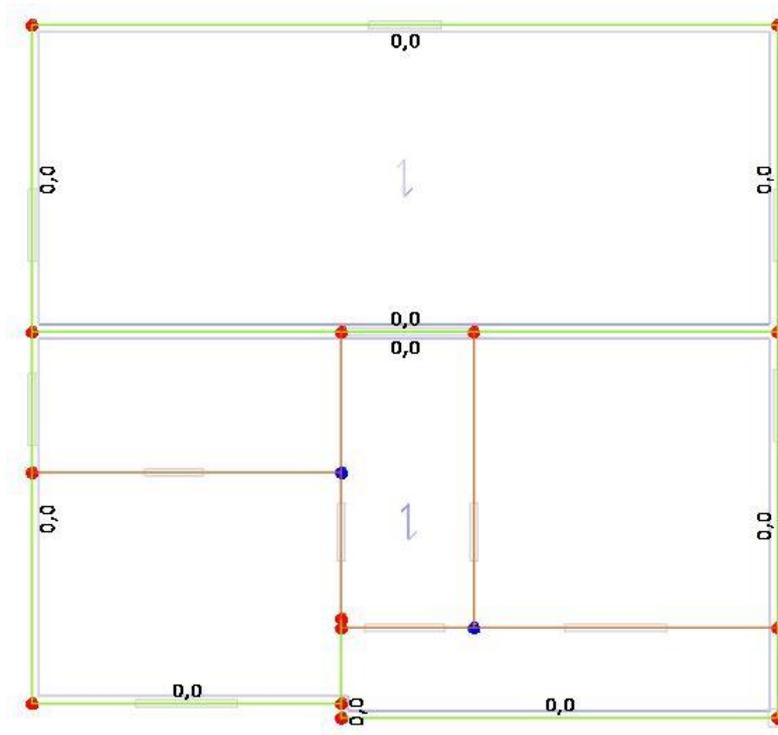


Figura 68: Modellazione del sottotetto e della copertura nel software 3Muri della Pratica 3

Di seguito, si riporta la vista tridimensionale dell'edificio ottenuto dalla modellazione.

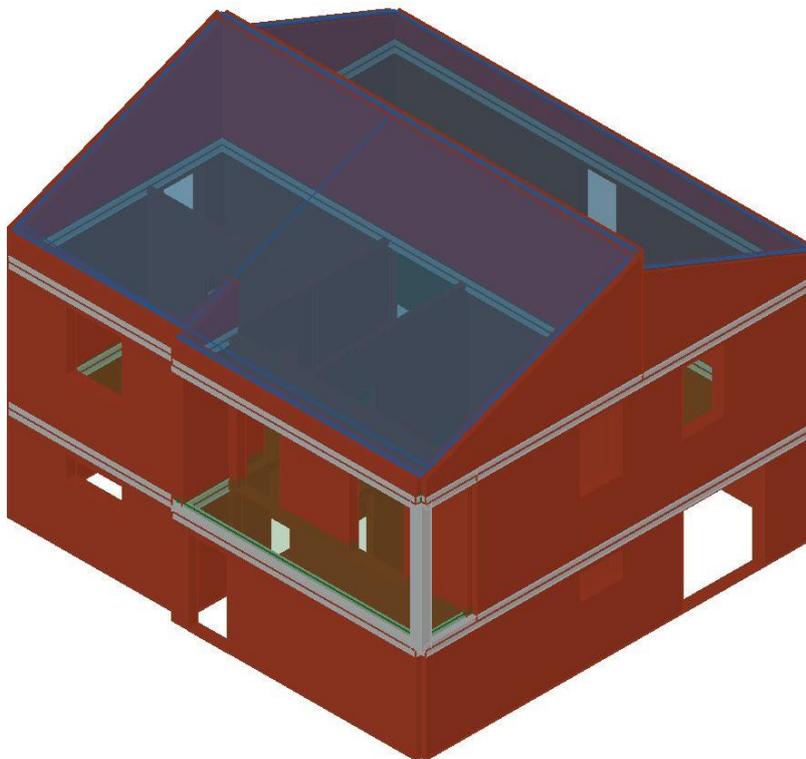


Figura 69: Vista tridimensionale della Pratica 3 lato sud-est

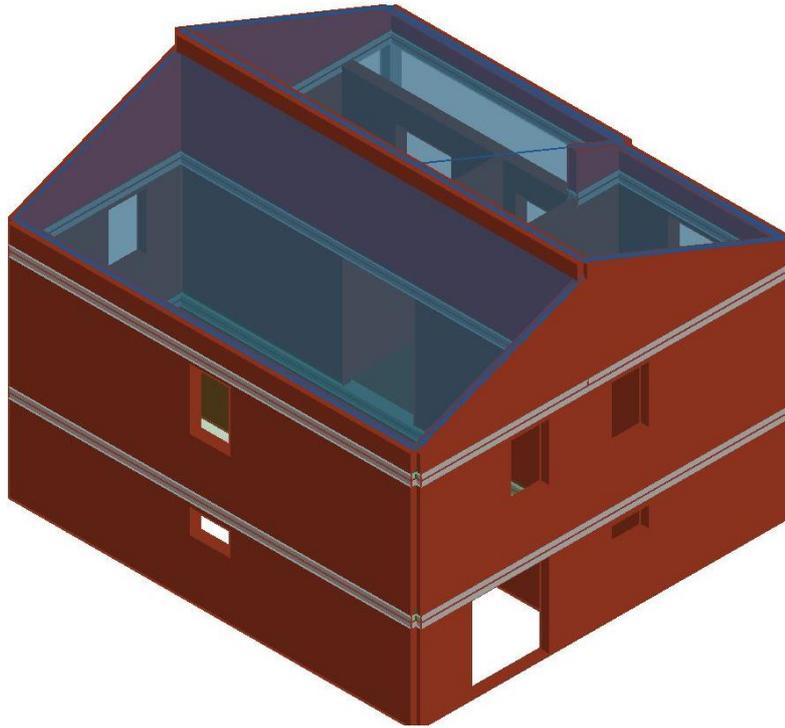


Figura 70: Vista tridimensionale della Pratica 3 lato nord-ovest

Conclusa la modellazione dell'edificio, nell'ambiente Analisi globale è stata generata automaticamente la mesh del modello, secondo le regole descritte in precedenza per la creazione dei maschi murari (di colore marrone), degli elementi fascia (in verde) e dei nodi rigidi (in azzurro) del telaio equivalente.

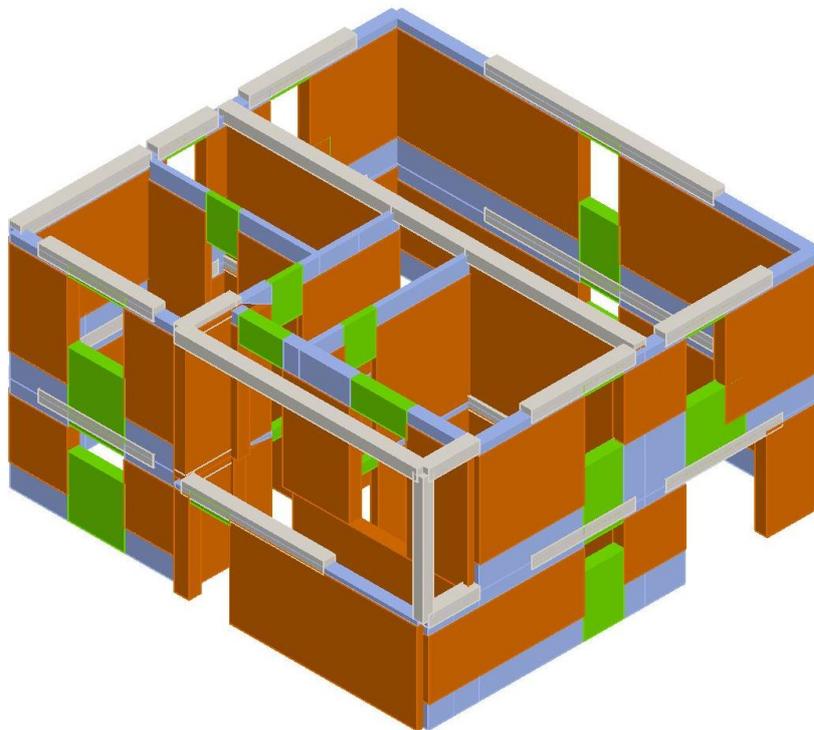


Figura 71: Vista tridimensionale della Pratica 3 lato sud-est

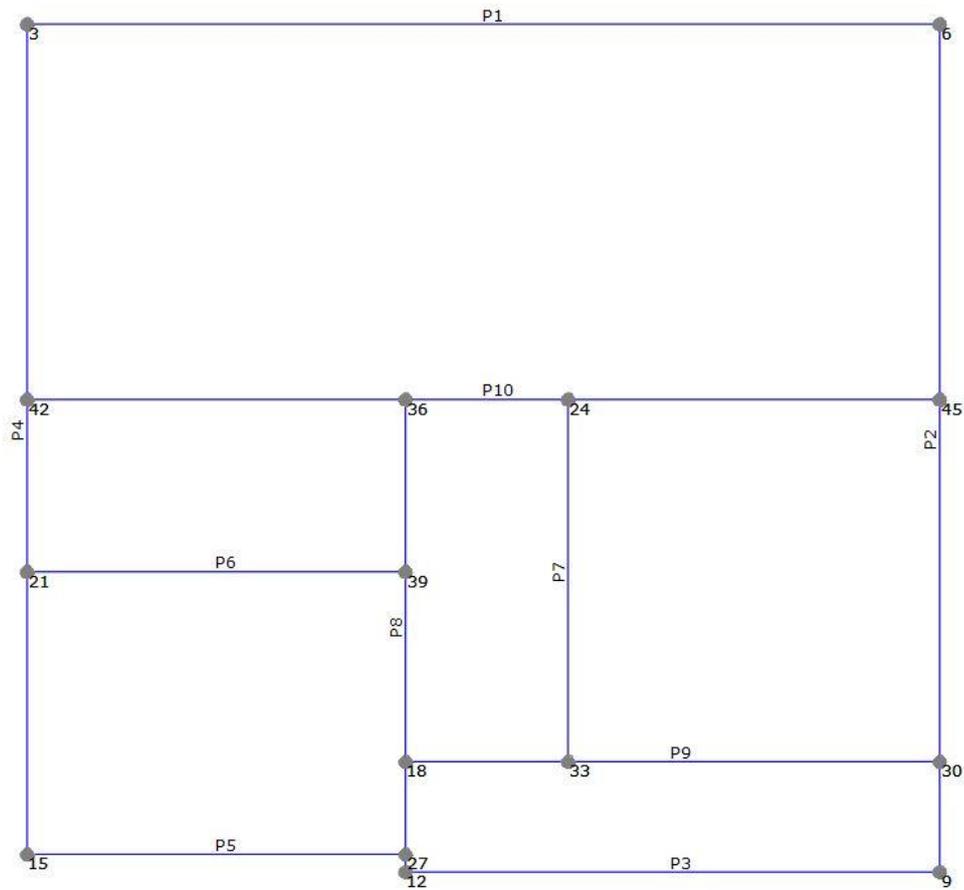


Figura 72: Identificazione delle pareti e dei nodi della mesh della Pratica 3

Una volta completata la modellazione, è stato possibile procedere con l'analisi statica non lineare. Seguendo le indicazioni della normativa di riferimento (NTC18 ed Eurocodice), il software è in grado di calcolare automaticamente lo spettro di risposta di progetto in funzione della posizione geografica del sito, delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche del terreno, seguendo il procedimento riportato nel sottoparagrafo 5.1.1 del presente elaborato.

Nel caso in esame, i valori calcolati dal software per il Comune di Maranello sono i seguenti:

Parametri del sito

Città: Maranello - MO

Longitudine: 10,8664

Latitudine: 44,5256

Vita nominale: Opere ordinarie VN >= 50 anni

Classi d'uso: II - Edifici ordinari, industrie non pericolose, ponti secondari

Parametri di pericolosità sismica

	SLC	SLV	SLD	SLO
a_g [m/s ²]	2,013	1,600	0,639	0,514
F_0	2,4	2,39	2,5	2,49
T^*_C [s]	0,3	0,29	0,27	0,25
T_R	975	475	50	30

Carico sismico

Forma spettro: Parametrica

Classe suolo: C

	SLC	SLV	SLD	SLO
Verifica	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
a_g [m/s ²]	2,01	1,60	0,64	0,51
F_0	2,40	2,39	2,50	2,49
T^*_C [s]	0,30	0,29	0,27	0,25
T_R	975,00	475,00	50,00	30,00
S_S	1,40	1,47	1,50	1,50
T_B [s]	0,16	0,15	0,15	0,14
T_C [s]	0,47	0,46	0,44	0,41
T_D [s]	2,42	2,25	1,86	1,81

Categoria topografica: T1

Fattore di amplificazione: 1,000

Figura 73: Definizione dell'azione sismica nel Comune Maranello (MO)

Una volta definita l'azione sismica, si è passati alla sezione dell'analisi in cui è stato possibile definire il nodo di controllo, ovvero il nodo rispetto al quale sarà valutato la risposta sismica dell'edificio, la direzione e verso dell'azione sismica, la presenza o meno dell'eccentricità e la distribuzione del carico sismico; combinando tutti questi fattori, il programma è in grado di definire 24 analisi.

In modo particolare:

- Le analisi 1, 2, 3 e 4 sono eseguite con carico sismico in direzione x senza eccentricità;
- Le analisi 5, 6, 7 e 8 sono eseguite con carico sismico in direzione y senza eccentricità;
- Le analisi 10, 11, 12, 13, 14, 15 e 16 sono eseguite con carico sismico in direzione x con eccentricità;
- Le analisi 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23 e 24 sono eseguite con carico sismico in direzione y con eccentricità.

Nel caso in esame come per tutte gli altri, sono state eseguite tutte le 24 analisi e, di seguito, si riportano i risultati ottenuti scegliendo come **nodo di controllo il numero 39**: una volta eseguite le analisi, il programma mette in evidenza le analisi non soddisfatte in rosso e quelle soddisfatte in verde (Figura 74).

Verifica analisi

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Du SLO [cm]	σ SLC	σ SLV	σ SLD	σ SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	0,50	2,20	1,12	0,41	1,65	0,93	0,18	0,44	0,14	0,29	2,057	2,053	2,507	2,086
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,00	0,96	1,92	1,51	0,67	1,44	1,25	0,21	0,40	0,17	0,27	1,570	1,571	1,880	1,554
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	0,49	2,16	1,03	0,39	1,62	0,87	0,17	0,45	0,13	0,30	2,153	2,147	2,676	2,226
4	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,00	0,88	1,92	1,41	0,59	1,44	1,16	0,20	0,41	0,16	0,27	1,641	1,646	2,012	1,674
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	1,18	0,92	2,09	0,88	0,69	1,73	0,22	0,30	0,18	0,20	0,843	0,861	1,356	1,128
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0,00	1,42	1,28	2,22	1,07	0,96	1,83	0,29	0,37	0,23	0,25	0,925	0,925	1,277	1,062
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	1,00	2,24	1,70	0,72	1,68	1,41	0,21	0,34	0,16	0,23	1,773	1,746	1,663	1,383
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0,00	1,26	1,71	2,27	0,94	1,28	1,88	0,24	0,29	0,19	0,20	1,263	1,243	1,247	1,038
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-48,00	0,55	1,88	1,11	0,38	1,41	0,93	0,17	0,41	0,13	0,28	1,925	1,928	2,498	2,078
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-48,00	0,67	1,75	1,17	0,43	1,32	0,97	0,18	0,44	0,15	0,30	1,695	1,726	2,412	2,007
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-48,00	0,90	1,92	1,53	0,62	1,44	1,26	0,19	0,35	0,15	0,24	1,644	1,642	1,857	1,545
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-48,00	1,01	2,43	1,62	0,71	1,82	1,34	0,21	0,37	0,17	0,25	1,853	1,826	1,750	1,456
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-48,00	0,45	1,92	1,04	0,35	1,44	0,87	0,15	0,40	0,12	0,27	2,079	2,083	2,618	2,165
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-48,00	0,59	2,11	1,11	0,40	1,58	0,93	0,17	0,43	0,14	0,29	2,027	2,018	2,507	2,086
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-48,00	0,85	2,08	1,47	0,57	1,56	1,22	0,18	0,35	0,15	0,23	1,796	1,788	1,926	1,602
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-48,00	0,92	1,99	1,46	0,63	1,30	1,21	0,21	0,40	0,16	0,27	1,656	1,655	1,937	1,611
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	51,25	1,18	0,92	2,08	0,87	0,69	1,72	0,22	0,31	0,18	0,20	0,848	0,866	1,360	1,131
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	51,25	1,19	0,87	2,10	0,88	0,65	1,74	0,23	0,31	0,18	0,20	0,811	0,831	1,348	1,121
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	51,25	1,40	1,74	2,25	1,06	0,93	1,86	0,28	0,36	0,23	0,24	0,914	0,915	1,259	1,048
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	51,25	1,44	1,31	2,21	1,09	0,98	1,83	0,30	0,38	0,24	0,25	0,933	0,932	1,280	1,065
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	51,25	1,03	2,74	1,75	0,74	2,06	1,43	0,21	0,34	0,17	0,23	2,053	2,003	1,635	1,360
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	51,25	1,01	2,11	1,70	0,72	1,58	1,41	0,21	0,34	0,17	0,23	1,694	1,663	1,666	1,386
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	51,25	1,28	1,69	2,28	0,96	1,27	1,89	0,24	0,30	0,19	0,20	1,238	1,220	1,242	1,033
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	51,25	1,26	1,72	2,24	0,94	1,29	1,85	0,24	0,30	0,19	0,20	1,263	1,245	1,263	1,050

Visualizza dettagli

ζ E 1,00

Applica

Inserisci tutto in relazione

Cancella analisi

Legenda colori

- Verificato
- Non verificato
- Mancato decadimento
- Non converge a p-p.
- Analisi più gravosa

Esc ?

Figura 74: Riepilogo dei risultati ottenuti dalle 24 analisi della pratica 3

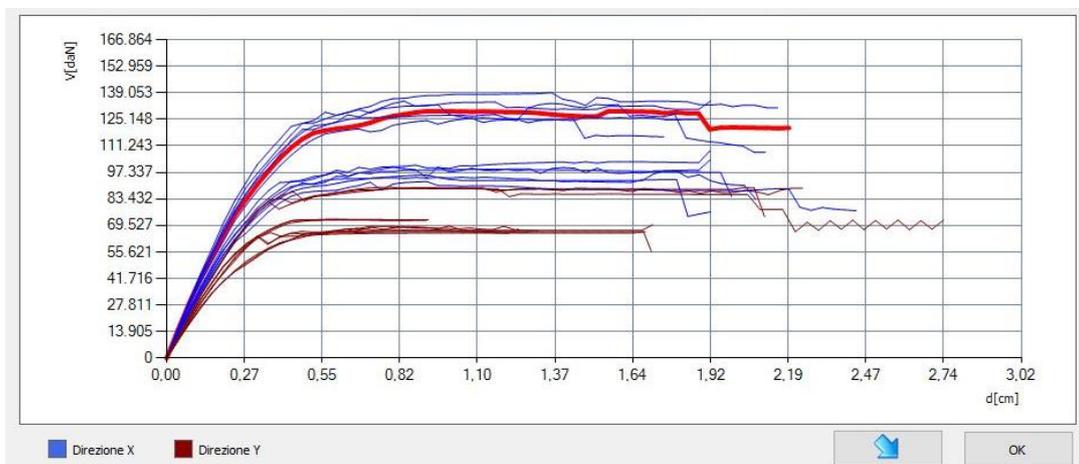


Figura 75: Curve pushover delle 24 analisi della pratica 3

Dai risultati ottenuti in termini di curve pushover è possibile notare come la risposta della struttura sia distinta nelle due direzioni: in direzione x , la struttura fornisce un risultato in termini di taglio superiore rispetto alla direzione y e questo è il risultato che ci si aspettava in quanto in direzione x sono presenti più elementi resistenti; dunque, nel caso in esame, la direzione “forte” è quella in x e quella “debole” è quella in y .

Di seguito si riportano i risultati riassunti in una tabella, relativi allo SLV:

- PGA_C è l’accelerazione di capacità limite allo SLV;
- PGA_D è la domanda in accelerazione corrispondente allo stato limite SLV;
- D_{max} è lo spostamento massimo allo SLV;
- D_u è lo spostamento ultimo corrispondente ad un decadimento del 20% del valore del picco di taglio;
- q^* è il fattore di struttura limite per il sistema bilineare equivalente;

- T^* è il periodo elastico del sistema bilineare;
- m^* è la massa del sistema bilineare;
- w e M sono rispettivamente il peso e la massa totale;
- m^*/M è il rapporto tra la massa del sistema bilineare e la massa totale;
- Γ è il fattore di partecipazione modale;
- d_y^* è lo spostamento limite elastico del sistema bilineare;
- d_u^* è lo spostamento limite ultimo del sistema bilineare;

Tabella 22: Parametri riassuntivi delle analisi pushover della Pratica 3 in direzione x o “forte”

PARAMETRI (SLV)	ANALISI sisma in direzione x o “forte”											
	1	2	3	4	9	10	11	12	13	14	15	16
D_{max} [cm]	0,41	0,67	0,39	0,59	0,38	0,43	0,62	0,71	0,35	0,4	0,57	0,63
D_u [cm]	1,65	1,44	1,62	1,44	1,41	1,23	1,44	1,82	1,44	1,58	1,56	1,5
q^*	0,93	1,25	0,87	1,16	0,93	0,97	1,26	1,34	0,87	0,93	1,22	1,21
PGA_c [m/s^2]	4,82	3,69	5,04	3,86	4,52	4,05	3,85	4,28	4,89	4,73	4,2	3,88
PGA_d [m/s^2]	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35
PGA_c/PGA_d	2,053	1,571	2,148	1,646	1,928	1,726	1,642	1,826	2,083	2,018	1,788	1,655
T^* [s]	0,154	0,169	0,15	0,165	0,149	0,157	0,16	1,69	0,144	0,153	0,157	0,166
m^* [kg]	171023	171023	171023	171023	171023	171023	171023	171023	171023	171023	171023	171023
w [daN]	266094	266094	266094	266094	266094	266094	266094	266094	266094	266094	266094	266094
M [kg]	271248	271248	271248	271248	271248	271248	271248	271248	271248	271248	271248	271248
m^*/M [%]	63,05	63,05	63,05	63,05	63,05	63,05	63,05	63,05	63,05	63,05	63,05	63,05
Γ	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23
F^*_y [daN]	102690	77003	109593	82413	102296	98782	76064	71692	106571	102671	78882	79321
d^*_y [cm]	0,36	0,33	0,36	0,33	0,34	0,36	0,29	0,3	0,33	0,35	0,29	0,32
d^*_u [cm]	1,79	1,56	1,76	1,56	1,53	1,43	1,57	1,98	1,57	1,72	1,7	1,63

Tabella 23: Parametri riassuntivi ottenuti dalle analisi pushover della Pratica 3 in direzione y o “debole”

PARAMETRI (SLV)	ANALISI sisma in direzione y o “debole”											
	5	6	7	8	17	18	19	20	21	22	23	24
D_{max} [cm]	0,88	1,07	0,72	0,94	0,87	0,88	1,06	1,09	0,74	0,72	0,96	0,94
D_u [cm]	0,69	0,96	1,68	1,28	0,69	0,65	0,93	0,98	2,06	1,58	1,27	1,29
q^*	1,73	1,83	1,41	1,88	1,72	1,74	1,86	1,83	1,43	1,41	1,89	1,85
PGA_c [m/s^2]	2,02	2,12	4,10	2,92	2,03	1,95	2,15	2,19	4,70	3,90	2,86	2,92
PGA_D [m/s^2]	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35
PGA_c/PGA_D	0,86	0,925	1,746	1,243	0,866	0,831	0,915	0,932	2,003	1,661	1,219	1,245
T^* [s]	0,178	0,202	0,17	0,182	0,178	0,178	0,199	0,204	0,172	0,17	0,184	0,183
m^* [kg]	187181	187181	187181	187181	187181	187181	187181	187181	187181	187181	187181	187181
w [daN]	266094	266094	266094	266094	266094	266094	266094	266094	266094	266094	266094	266094
M [kg]	271248	271248	271248	271248	271248	271248	271248	271248	271248	271248	271248	271248
m^*/M [%]	69,007	69,007	69,007	69,007	69,007	69,007	69,007	69,007	69,007	69,007	69,007	69,007
Γ	1,17	1,17	1,17	1,17	1,17	1,17	1,17	1,17	1,17	1,17	1,17	1,17
F^*y [daN]	60770	57232	74529	55902	60946	60420	56450	57368	73300	74685	55660	56600
d^*y [cm]	0,26	0,32	0,29	0,25	0,26	0,26	0,3	0,32	0,29	0,29	0,25	0,26
d^*u [cm]	0,78	1,09	1,91	1,46	0,79	0,74	1,06	1,12	2,33	1,8	1,44	1,46

Ottenuti i risultati in termini di PGA_c/PGA_D per ogni analisi, è stato definito un unico valore in direzione x ed uno in direzione y , calcolato come media delle analisi in x e in y :

Tabella 24: Valori della PGA_c e PGA_c/PGA_D ottenuti dalle analisi pushover della Pratica 3

	VALORI MEDI in direzione x o “forte”	VALORI MEDI in direzione y o “debole”
PGA_c [g]	0,440	0,288
PGA_D [g]	0,239	0,239
PGA_c/PGA_D	1,841	1,205

Inoltre, per la valutazione del taglio resistente del modello nelle due direzioni si è proceduto nella modalità seguente: in corrispondenza dello spostamento ultimo D_u allo SLV della curva pushover, è stato ricavato il valore del taglio corrispondente V_R e, mediando le analisi con azione sismica in direzione x in un primo caso di tutte le analisi e in un secondo caso senza eccentricità, sono stati ottenuti due valori di $V_{R,x}$ e analogamente per le analisi con azione sismica in direzione y , ottenendo due valori di $V_{R,y}$.

Tabella 25: Valori del taglio resistente V_R ottenuti dalle analisi pushover per la Pratica 3

PARAMETRO (SLV)	ANALISI sisma in direzione x o "forte"											
	1	2	3	4	9	10	11	12	13	14	15	16
V_R [kN]	1292	931	1342	1021	1247	1246	926	879	1304	1328	972	984
PARAMETRO (SLV)	ANALISI sisma in direzione y o "debole"											
	5	6	7	8	17	18	19	20	21	22	23	24
V_R [kN]	725	677	889	662	726	725	672	680	857	885	656	669

Taglio resistente V_R [kN]		
	Direzione x o "forte"	Direzione y o "debole"
Media di tutte le analisi	1123	735
Media delle analisi senza eccentricità	977	669

6.4.2 Pratica 241

Il secondo edificio analizzato è situato in Via Vittorio Veneto 16-18, realizzato negli anni '60. È costituito da un piano seminterrato, tre piani di cui un sottotetto non praticabile.

La sua struttura portante è costituita da una muratura in mattoni semipieni con percentuale di foratura < 45% e malta di calce.

I solai interpiano sono in laterizio armato (solaio SAP) di spessore pari a 12 cm con una soletta in calcestruzzo armata realizzata successivamente di 5 cm (non solidale al solaio); il solaio di copertura, invece, è realizzato in travi di legno massiccio con tavolato semplice in legno.

Inoltre, in corrispondenza dei livelli al primo piano ed al secondo sono presenti cordoli in calcestruzzo debolmente armato e dunque, il solaio può ritenersi ben ammorsato alle pareti. Di seguito, è illustrata la pianta tipo allo stato di fatto.

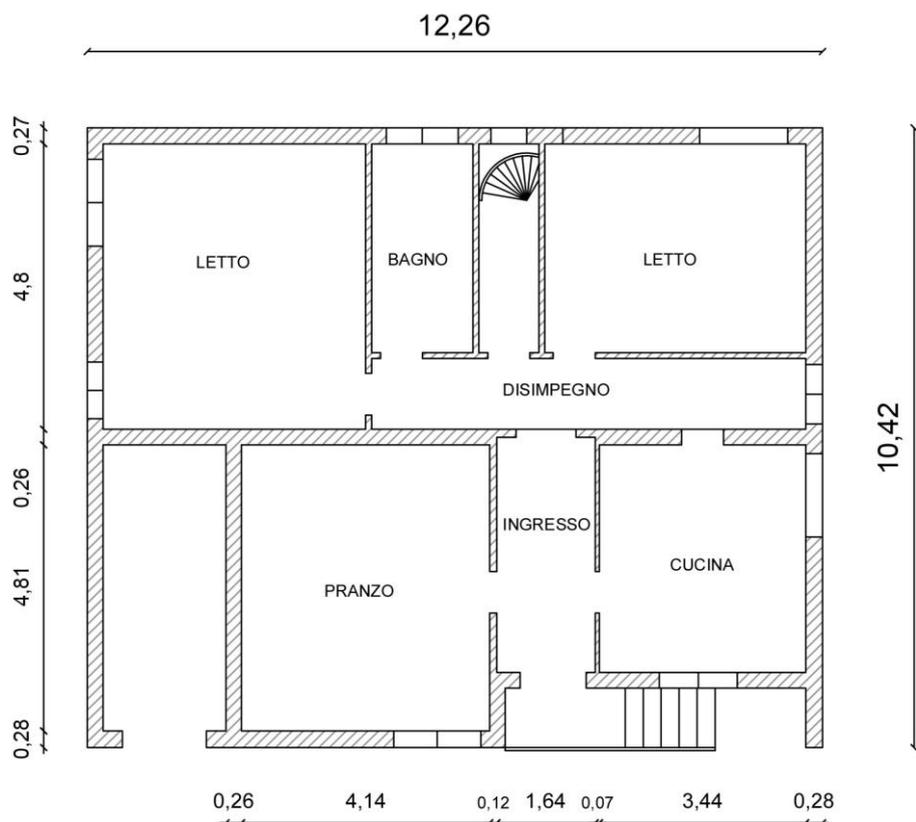


Figura 76: Pianta piano tipo pratica 241 (Via Vittorio Veneto, 16-18) in scala 1:100

Anche in questo caso, si è voluto modellare l'edificio allo stato di fatto, non considerando però il piano semiinterrato.

La creazione del modello segue esattamente quella dell'edificio illustrato nel sottoparagrafo precedente.

Le altezze di piano sono state definite nell'apposita sezione "Gestione livelli": il piano terra ha un'altezza pari a 3,07 m, mentre il primo piano pari a 3,15 m; il sottotetto ha un massimo di 1,92 m in corrispondenza del colmo e un minimo di 0,40 m sulla linea di gronda.

Una volta realizzati gli allineamenti, sono stati assegnati ad essi le proprietà delle murature, definendo così i pannelli murari:

Proprietà materiale Modifica

Tipo **Nome**

Nome

Colore materiale 

Texture 

E [N/mm ²]	4550
Eh [N/mm ²]	4550
G [N/mm ²]	1137,5
w [kN/m ³]	15
f _m [N/cm ²]	650
f _{hm} [N/cm ²]	487,5
f _k [N/cm ²]	337,03
τ [N/cm ²]	12,5
FC	1
γ _m	1
Maschio drift taglio	0,005
Maschio drift flessione	0,01
Fascia drift taglio	0,015
Fascia drift flessione	0,015
Fascia accoppiata drift	0,02

Condizione del materiale

Esistente Nuovo

Rigidezza fessurata

Malta scadente (resistenza < 0.7 [N/mm²])

Definizione utente

Limita spostamento ultimo

Tipo legame

Fascia

Degrado di resistenza a un valore residuo ▾

Taglio

Muratura irregolare (Turnsek/Cacovic) ▾

Considera contributo a trazione fascia

Descrizione

Libreria 

Figura 77: Parametri meccanici della muratura semipiena definita nel software 3Muri

Come si osserva dalle piante della struttura (Figura 76), alle pareti sono stati assegnati spessori di 28 cm, 27 cm, 26 cm, 12 cm, modellandoli come semplici “Pannelli murari”, mentre la muratura portante esterna, che presenta cordoli di piano debolmente armato di dimensione 25 x 25 cm, è stata modellata come “Pannello + Cordolo C.A.”:

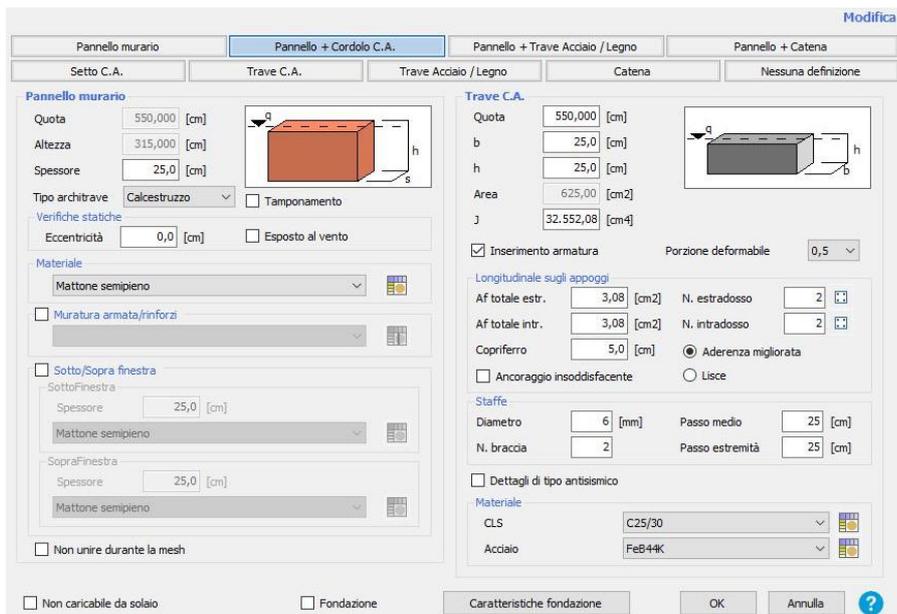


Figura 78: Definizione delle caratteristiche dei pannelli murari con cordoli nel software 3Muri della Pratica 241

Definiti i pannelli murari, sono state realizzate le aperture e successivamente i solai: il software non permette di creare il tipo di solaio SAP, dunque, è stato modellato un semplice solaio in laterocemento, caratteristico degli edifici della MUR A di cui anche questa pratica fa parte.

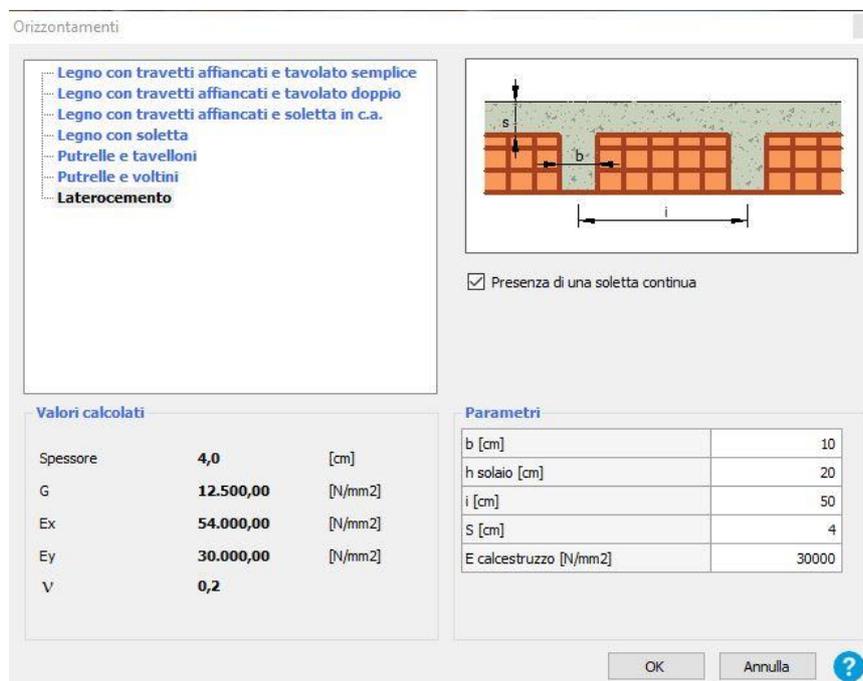


Figura 79: Definizione delle caratteristiche meccaniche e geometriche del solaio interpiano nel software 3Muri della Pratica 241

I carichi assegnati al solaio sono stati valutati attraverso un'analisi dei carichi, che ha portato alla definizione dei seguenti valori:

$$Q_{k_1} = 2,7 \frac{kN}{m^2} ; Q_{k_2} = 1,67 \frac{kN}{m^2}$$

Il valore del carico variabile Q_k è stato considerato pari a $2 \frac{kN}{m^2}$, valore associato alla categoria A- Ambienti ad uso residenziale, e sono stati associati ad esso i relativi coefficienti di combinazione, considerando la combinazione caratteristica, $\psi_{0j} = 0,7, \psi_{1j} = 0,5, \psi_{2j} = 0,3$.

The screenshot shows the 'Solaio' configuration window with the following data:

Carichi		Quota	622,000 [cm]
Qk		Gk1	270 [daN/m ²]
Gk2		Gk2	167 [daN/m ²]
Gk1		Qk	200 [daN/m ²]

Verifiche statiche		Lungh. appoggio	0,0 [cm]
		Δ quota estradosso	10,000 [cm]
<input type="checkbox"/>	Carico dominante	Δ quota intradosso	10,000 [cm]

NT18 circolare					
ψ ₀	0,70	ψ ₁	0,50	ψ ₂	0,30

Tipo	
Laterocemento	
Spessore	4,0 [cm]
G	13.115,00 [N/mm ²]
Ex	56.656,80 [N/mm ²]
Ey	31.476,00 [N/mm ²]
V	0,20

Scarico masse			
<input checked="" type="radio"/>	Monodirezionale	<input type="radio"/>	Bidirezionale
Scarico direzione principale		100	%

Visualizzazione	
Colore materiale	Texture

Figura 80: Definizione dei carichi propri e variabili del solaio interpiano nel software 3Muri della Pratica 241

Di seguito si riporta la pianta modellata in 3Muri, mostrando l'orditura del solaio.

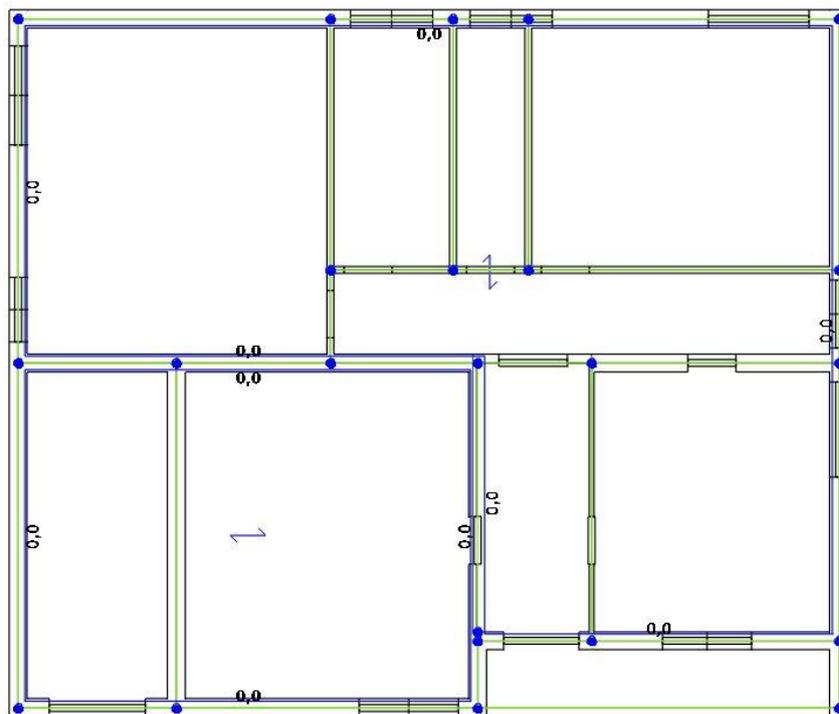


Figura 81: Modellazione del piano terra nel software 3Muri della Pratica 241

Anche in questo caso la copertura è stata modellata come “non strutturale”: una volta definito il profilo della copertura stessa, realizzato con travi di legno 24x30 cm, e le quote dei nodi, è stata definita la falda, assegnando le caratteristiche e le proprietà del solaio in legno come riportato nella figura seguente.

Definizione caratteristiche

Modif

Pannello murario	Pannello + Cordolo C.A.	Pannello + Trave Acciaio / Legno	Pannello + Catena
Setto C.A.	Trave C.A.	Trave Acciaio / Legno	Catena
			Nessuna definizione

Trave Acciaio / Legno

Legno Acciaio

b [cm]

h [cm]

Area [cm²]

J [cm⁴] Scon. I Scon. J

W plastico [cm³] Scon. Assiale

Materiale

Non caricabile da solaio

 ?

Figura 82: Definizione delle caratteristiche delle travi di legno di copertura nel software 3Muri della Pratica 241

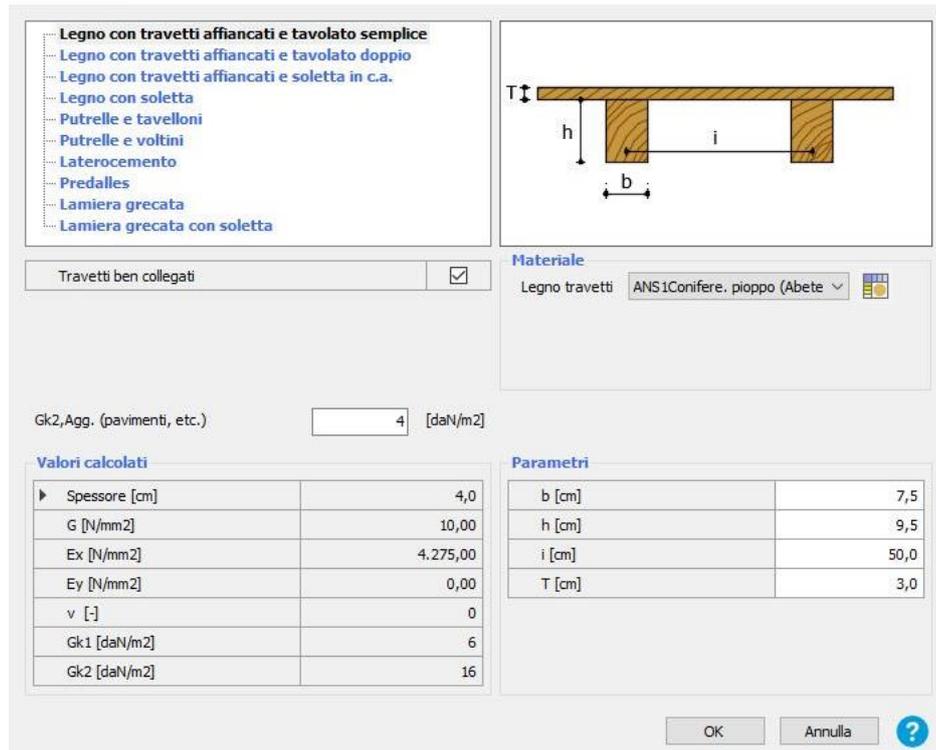


Figura 83: Definizione delle caratteristiche meccaniche e geometriche del solaio di copertura nel software 3Muri della Pratica 241

I carichi assegnati al solaio sono stati valutati attraverso un'analisi dei carichi, che ha portato alla definizione del carico strutturale $G_{k_1} = 0,70 \frac{kN}{m^2}$, del carico non strutturale $G_{k_2} = 0,88 \frac{kN}{m^2}$. Il valore del carico variabile Q_k è stato considerato pari a $1,2 \frac{kN}{m^2}$, ovvero il carico neve, e ad esso sono stati associati i relativi coefficienti di combinazione che in questo caso sono tutti nulli.

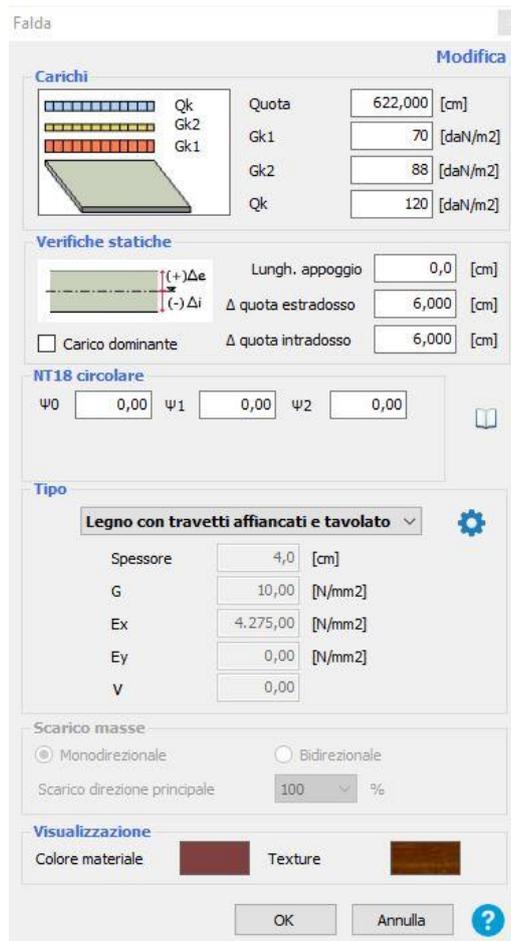


Figura 84: Definizione dei carichi propri e variabili del solaio interpiano nel software 3Muri della Pratica 241
 Nella documentazione resa disponibile per questa pratica, viene specificato che la copertura è spingente, dunque, la direzione di orditura è stata modellata come segue:

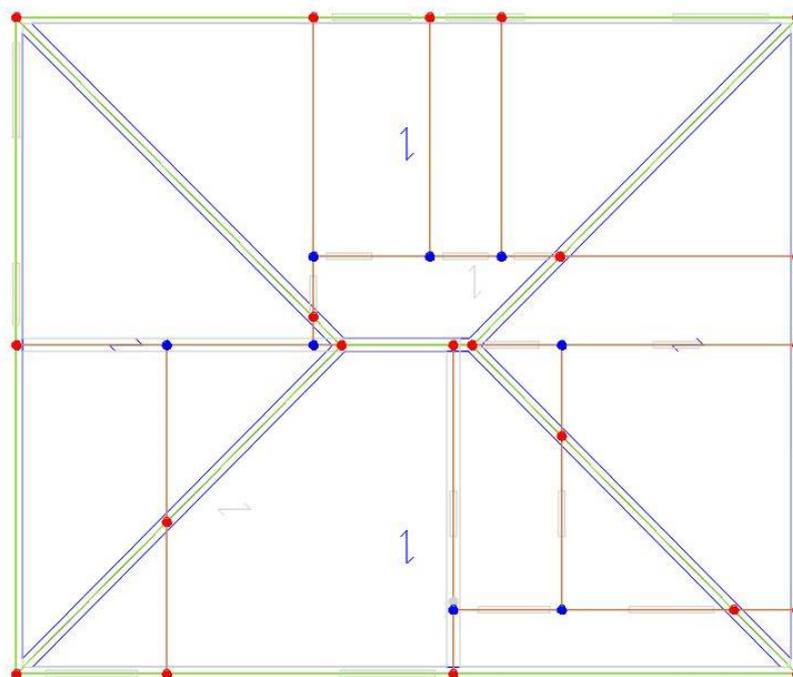


Figura 85: Modellazione del sottotetto e della copertura nel software 3Muri della Pratica 241

Di seguito, si riporta la vista tridimensionale dell'edificio ottenuto dalla modellazione.

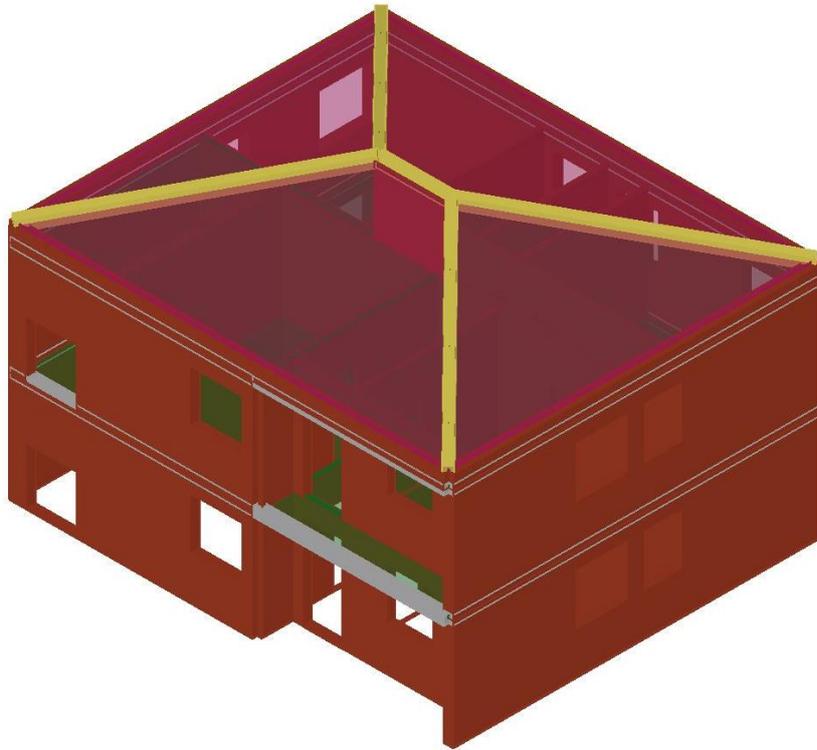


Figura 86: Vista tridimensionale della Pratica 241 lato sud-est

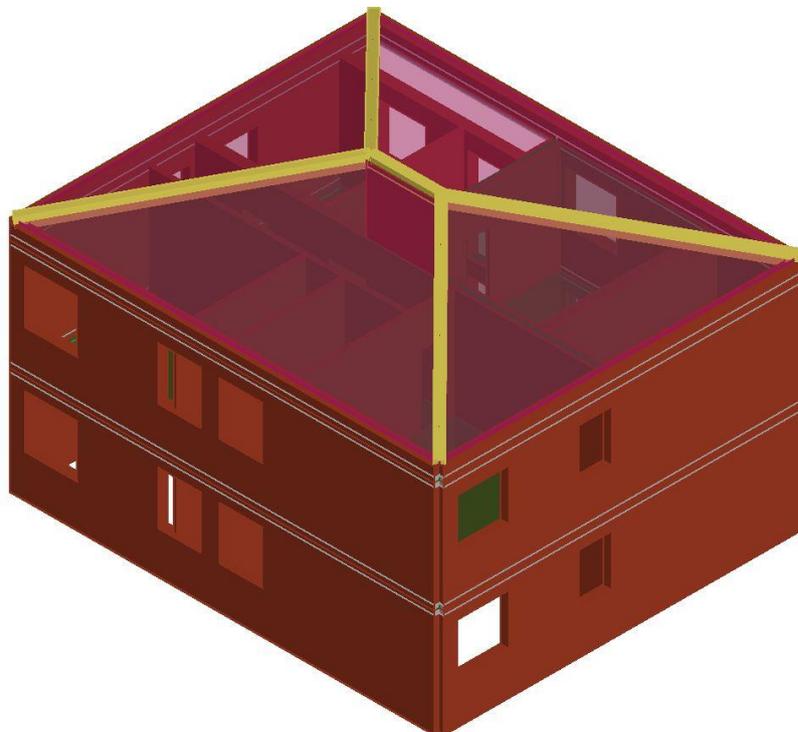


Figura 87: Vista tridimensionale della Pratica 241 lato nord-ovest

Conclusa la modellazione dell'edificio, nell'ambiente Analisi globale è stata generata automaticamente la mesh del modello, secondo le regole descritte in precedenza per la creazione dei maschi murari (di colore marrone), degli elementi fascia (in verde) e dei nodi rigidi (in azzurro) del telaio equivalente.

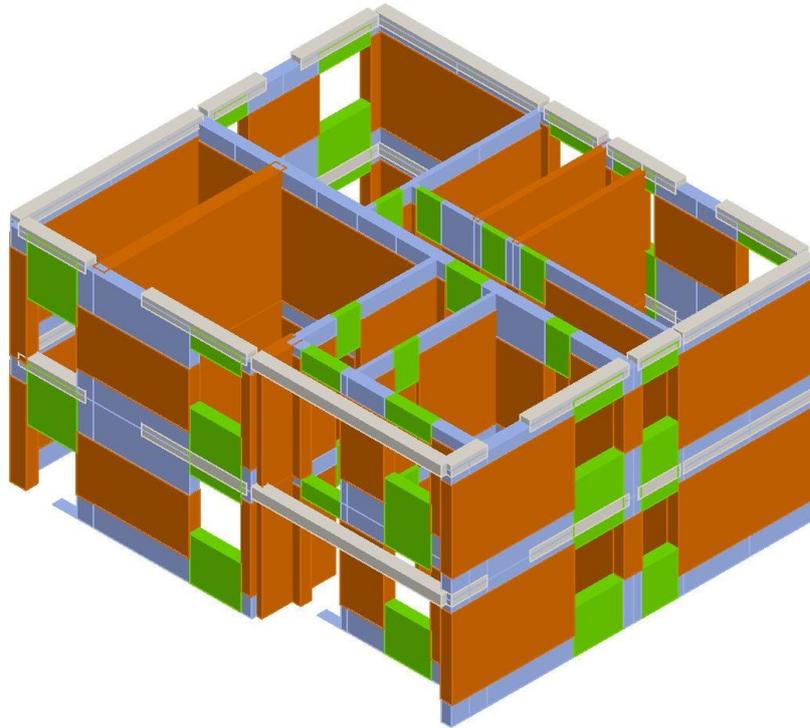


Figura 88: Vista tridimensionale della Pratica 241 lato sud-est

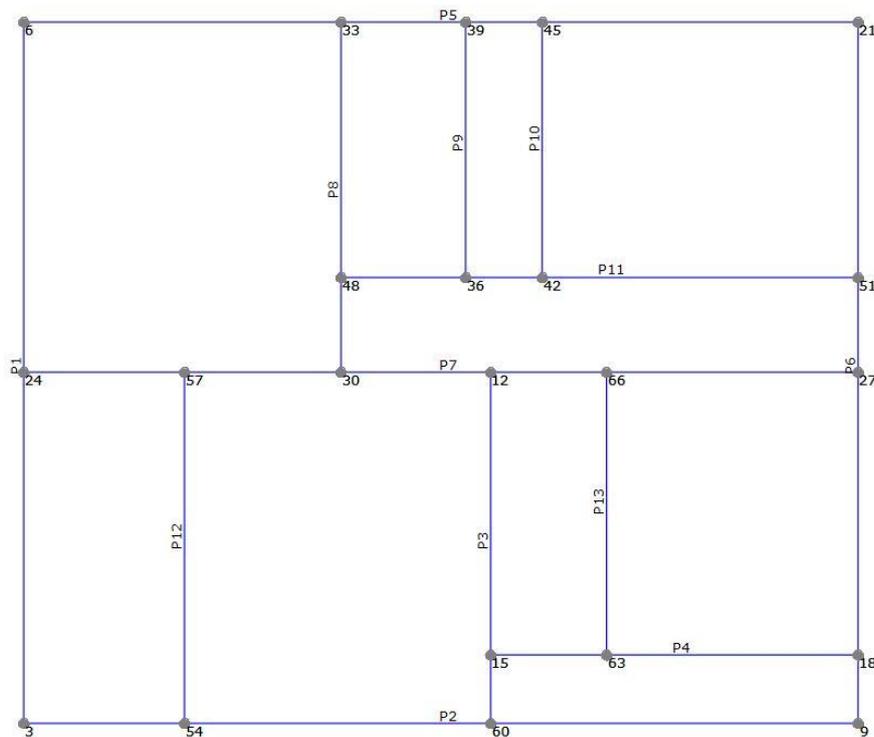


Figura 89: Identificazione delle pareti e dei nodi della mesh della Pratica 241

Una volta completata la modellazione, è stato possibile procedere con l'analisi statica non lineare, seguendo lo stesso procedimento della pratica precedente.

Una volta definita l'azione sismica del Comune di Maranello, si è passati alla sezione dell'analisi: come per il caso precedente, anche per la pratica 241, sono state eseguite tutte le 24 analisi, scegliendo come **nodo di controllo il numero 57**, e, di seguito, si riportano i risultati ottenuti; inoltre, una volta eseguite le analisi, il programma mette in evidenza le analisi non soddisfatte in rosso e quelle soddisfatte in verde (Figura 90).

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q*SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q*SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Du SLO [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00	0,39	1,08	1,12	0,26	0,81	0,94	0,11	0,27	0,09	0,18	1,617	1,656	2,428	1,969
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,00	0,94	1,32	1,25	0,24	0,99	1,04	0,13	0,29	0,11	0,28	1,624	1,640	2,183	1,762
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	0,42	1,57	1,15	0,27	1,18	0,96	0,12	0,28	0,10	0,18	2,002	2,004	2,379	1,921
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0,00	0,60	2,25	1,30	0,39	1,69	1,09	0,14	0,30	0,12	0,20	2,274	2,227	2,088	1,707
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	0,52	1,36	1,45	0,35	1,02	1,21	0,10	0,19	0,08	0,11	1,790	1,778	1,887	1,525
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0,00	0,70	2,46	1,73	0,50	1,85	1,45	0,12	0,20	0,10	0,13	2,310	2,071	1,576	1,272
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	0,39	1,49	1,07	0,27	1,12	0,90	0,12	0,30	0,10	0,20	1,946	1,964	2,543	2,053
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0,00	0,65	2,38	1,31	0,42	1,79	1,09	0,16	0,32	0,12	0,22	2,272	2,222	2,081	1,729
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	50,72	0,40	1,20	1,13	0,25	0,90	0,95	0,11	0,27	0,09	0,18	1,718	1,747	2,409	1,946
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-50,72	0,40	0,96	1,12	0,26	0,72	0,94	0,11	0,27	0,09	0,18	1,506	1,554	2,431	1,963
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	50,72	0,55	1,44	1,25	0,34	1,08	1,05	0,14	0,29	0,11	0,20	1,713	1,720	2,174	1,754
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-50,72	0,56	1,36	1,28	0,35	1,02	1,07	0,13	0,29	0,11	0,19	1,644	1,654	2,131	1,719
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	50,72	0,39	1,49	1,12	0,26	1,12	0,94	0,11	0,28	0,09	0,18	1,975	1,984	2,443	1,972
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-50,72	0,47	1,41	1,21	0,28	1,06	1,01	0,12	0,27	0,10	0,18	1,818	1,827	2,265	1,828
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	50,72	0,57	2,32	1,27	0,36	1,74	1,06	0,14	0,30	0,11	0,20	2,380	2,329	2,144	1,740
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-50,72	0,64	1,81	1,37	0,43	1,36	1,14	0,15	0,29	0,12	0,19	1,891	1,868	1,991	1,636
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	59,95	0,55	1,33	1,49	0,37	1,00	1,24	0,11	0,20	0,09	0,13	1,714	1,704	1,839	1,486
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-59,95	0,51	1,37	1,46	0,33	1,03	1,22	0,10	0,18	0,08	0,12	1,834	1,819	1,881	1,520
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	59,95	0,75	1,82	1,81	0,53	1,37	1,52	0,13	0,19	0,10	0,13	1,903	1,851	1,506	1,216
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	-59,95	0,67	2,57	1,72	0,48	1,83	1,44	0,12	0,19	0,10	0,12	2,321	2,080	1,584	1,279
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	59,95	0,45	1,89	1,08	0,31	1,42	0,90	0,14	0,34	0,11	0,23	2,159	2,154	2,527	2,039
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-59,95	0,35	1,40	1,07	0,25	1,05	0,89	0,11	0,28	0,09	0,18	1,951	1,982	2,562	2,069
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	59,95	0,72	2,94	1,37	0,49	2,20	1,15	0,17	0,34	0,13	0,23	2,537	2,457	2,025	1,685
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	-59,95	0,56	2,45	1,26	0,35	1,84	1,06	0,14	0,30	0,11	0,20	2,485	2,426	2,157	1,745

Figura 90: Riepilogo dei risultati ottenuti dalle 24 analisi della pratica 241

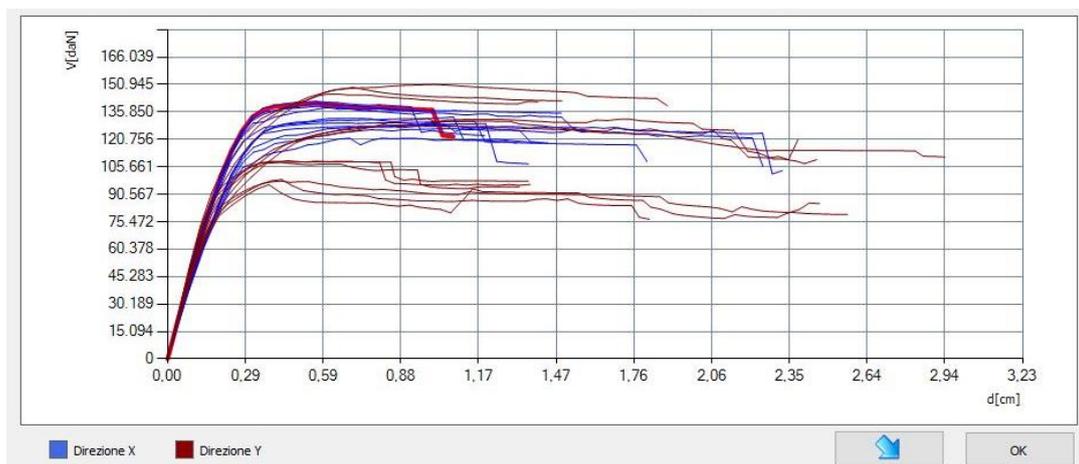


Figura 91: Curve pushover delle 24 analisi della pratica 241

Dai risultati ottenuti in termini di curve pushover è possibile notare come la risposta della struttura sia abbastanza omogenea: escluse alcune analisi in direzione y, le curve risultano sovrapposte, mostrando, però, in direzione una “duttilità” maggiore.

Di seguito si riportano i risultati riassunti in una tabella, relativi allo SLV:

Tabella 26: Parametri riassuntivi delle analisi pushover della Pratica 241 in direzione x o "debole"

PARAMETRI (SLV)	ANALISI sisma in direzione x o "debole"											
	1	2	3	4	9	10	11	12	13	14	15	16
<i>Dmax [cm]</i>	0,26	0,34	0,27	0,39	0,25	0,26	0,34	0,35	0,26	0,28	0,36	0,43
<i>Du [cm]</i>	0,81	0,99	1,18	1,69	0,9	0,72	1,08	1,02	1,12	1,06	1,74	1,36
<i>q*</i>	0,94	1,04	0,96	1,09	0,95	0,94	1,05	1,07	0,94	1,01	1,06	1,14
<i>PGA,c [m/s²]</i>	3,88	3,85	4,70	5,22	4,10	3,65	4,04	3,88	4,65	4,29	5,46	4,38
<i>PGA,d [m/s²]</i>	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35
<i>PGA_c/PGA_d</i>	1,656	1,640	2,004	2,227	1,747	1,554	1,720	1,654	1,984	1,827	2,329	1,868
<i>T* [s]</i>	0,128	0,138	0,13	0,141	0,128	0,128	0,138	0,138	0,129	0,131	0,14	0,142
<i>m* [kg]</i>	209098	209098	209098	209098	209098	209098	209098	209098	209098	209098	209098	209098
<i>w [daN]</i>	315999	315999	315999	315999	315999	315999	315999	315999	315999	315999	315999	315999
<i>M [kg]</i>	319671	319671	319671	319671	319671	319671	319671	319671	319671	319671	319671	319671
<i>m*/M [%]</i>	65,410	65,410	65,410	65,410	65,410	65,410	65,410	65,410	65,410	65,410	65,410	65,410
<i>Γ</i>	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
<i>F*y [daN]</i>	113376	105879	111658	102724	111952	113142	105544	103376	113855	106753	104720	98440
<i>d*y [cm]</i>	0,23	0,24	0,23	0,25	0,22	0,23	0,24	0,24	0,23	0,22	0,25	0,24
<i>d*u [cm]</i>	0,9	1,1	1,3	1,87	0,99	0,8	1,19	1,13	1,23	1,17	1,93	1,5

Tabella 27: Parametri riassuntivi delle analisi pushover della Pratica 241 in direzione y o "forte"

PARAMETRI (SLV)	ANALISI sisma in direzione y o "forte"											
	5	6	7	8	17	18	19	20	21	22	23	24
<i>Dmax [cm]</i>	0,35	0,5	0,27	0,42	0,37	0,33	0,53	0,48	0,31	0,25	0,49	0,35
<i>Du [cm]</i>	1,02	1,85	1,12	1,79	1	1,03	1,37	1,93	1,42	1,05	2,2	1,84
<i>q*</i>	1,21	1,45	0,9	1,09	1,24	1,22	1,52	1,44	0,9	0,89	1,15	1,06
<i>PGA,c [m/s²]</i>	4,17	4,86	4,61	5,21	4,00	4,27	4,34	4,88	5,05	4,65	5,76	5,69
<i>PGA,d [m/s²]</i>	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35
<i>PGA_c/PGA_d</i>	1,778	2,071	1,964	2,222	1,704	1,819	1,851	2,080	2,154	1,982	2,457	2,426
<i>T* [s]</i>	0,124	0,133	0,131	0,145	0,125	0,121	0,134	0,131	0,138	0,126	0,15	0,139
<i>m* [kg]</i>	205925	205925	205925	205925	205925	205925	205925	205925	205925	205925	205925	205925
<i>w [daN]</i>	315999	315999	315999	315999	315999	315999	315999	315999	315999	315999	315999	315999
<i>M [kg]</i>	319671	319671	319671	319671	319671	319671	319671	319671	319671	319671	319671	319671
<i>m*/M [%]</i>	64,418	64,418	64,418	64,418	64,418	64,418	64,418	64,418	64,418	64,418	64,418	64,418
<i>Γ</i>	1,22	1,12	1,12	1,12	1,22	1,22	1,22	1,22	1,22	1,22	1,22	1,22
<i>F*y [daN]</i>	84639	73719	118059	102504	83197	83512	70790	73308	120556	116204	99880	103448
<i>d*y [cm]</i>	0,16	0,16	0,25	0,27	0,16	0,15	0,16	0,15	0,28	0,23	0,28	0,25
<i>d*u [cm]</i>	1,12	2,03	1,23	1,96	1,09	1,13	1,5	2,11	1,55	1,15	2,41	2,02

Ottenuti i risultati in termini di PGA_c/PGA_D per ogni analisi, è stato definito un unico valore in direzione x ed uno in direzione y , calcolato come media delle analisi in x e in y :

Tabella 28: Valori della PGA_c e PGA_c/PGA_D ottenuti dalle analisi pushover della Pratica 241

	VALORI MEDI in direzione x o “debole”	VALORI MEDI in direzione y o “forte”
PGA_c [g]	0,443	0,488
PGA_D [g]	0,239	0,239
PGA_c/PGA_D	1,852	2,043

Inoltre, per la valutazione del taglio resistente del modello nelle due direzioni, è stato eseguito il medesimo procedimento del caso precedente, ottenendo i seguenti risultati:

Tabella 29: Valori del taglio resistente V_R ottenuti dalle analisi pushover per la Pratica 241

PARAMETRO (SLV)	ANALISI sisma in direzione x o “debole”											
	1	2	3	4	9	10	11	12	13	14	15	16
V_R [kN]	1384	1305	1346	1247	1390	1374	1331	1289	1363	1285	1262	1187
PARAMETRO (SLV)	ANALISI sisma in direzione y o “forte”											
	5	6	7	8	17	18	19	20	21	22	23	24
V_R [kN]	980	824	1436	1256	948	956	878	850	1475	1479	1155	1307

Taglio resistente V_R [kN]		
	Direzione x o “debole”	Direzione y o “forte”
Media di tutte le analisi	1314	1129
Media delle analisi senza eccentricità	1276	1041

6.4.3 Pratica Via Agnini 11

Il terzo edificio analizzato è situato in Via Agnini 11, realizzato nel 1961, ed è costituito da tre piani di cui un sottotetto.

La sua struttura portante è composta da una muratura in mattoni pieni e malta di calce.

Sia i solai interpiano che il solaio di copertura sono in latero cemento di spessore pari a 20 cm e, dalla documentazione disponibile, è stato possibile ipotizzare che la soletta in calcestruzzo, dello spessore di 4 cm, non è armata.

Inoltre, escluso il piano di sottotetto, in corrispondenza dei livelli al primo piano ed al secondo sono presenti cordoli in calcestruzzo debolmente armato e dunque, il solaio può ritenersi ben ammorsato alle pareti.

Di seguito, è illustrata la pianta tipo allo stato di fatto.

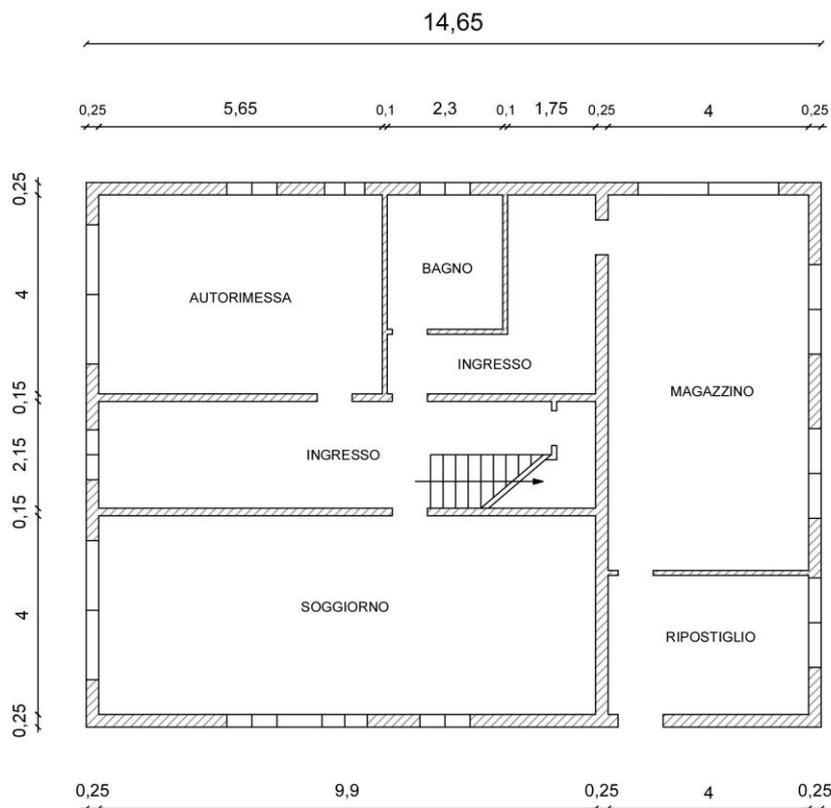


Figura 92: Pianta piano terra pratica Via Agnini 11 in scala 1:100

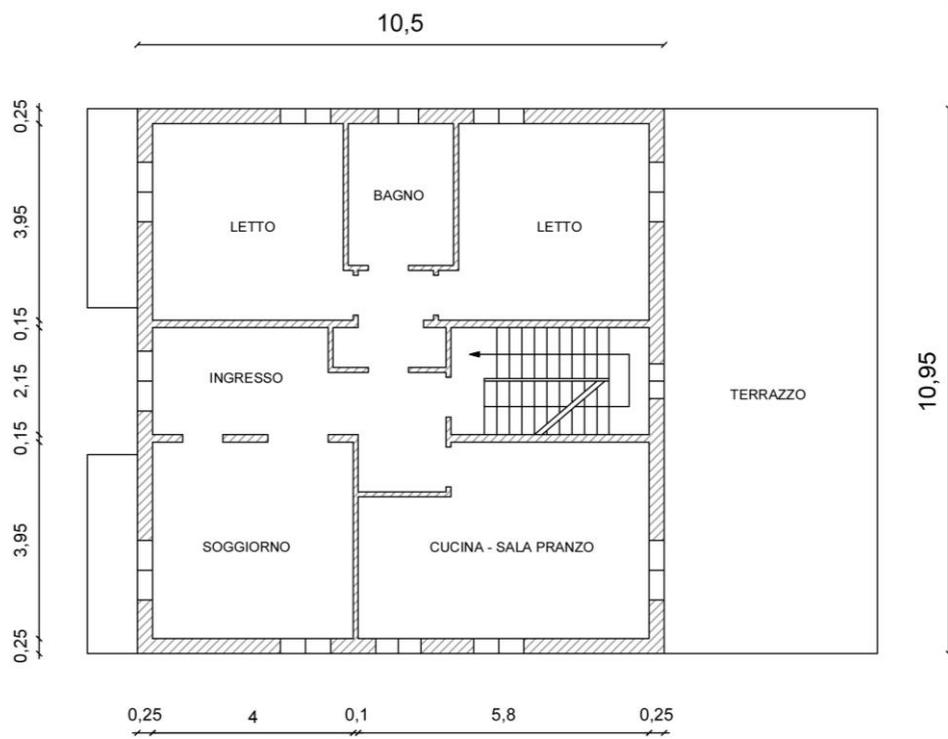


Figura 93: Pianta primo piano pratica Via Agnini 11 in scala 1:100

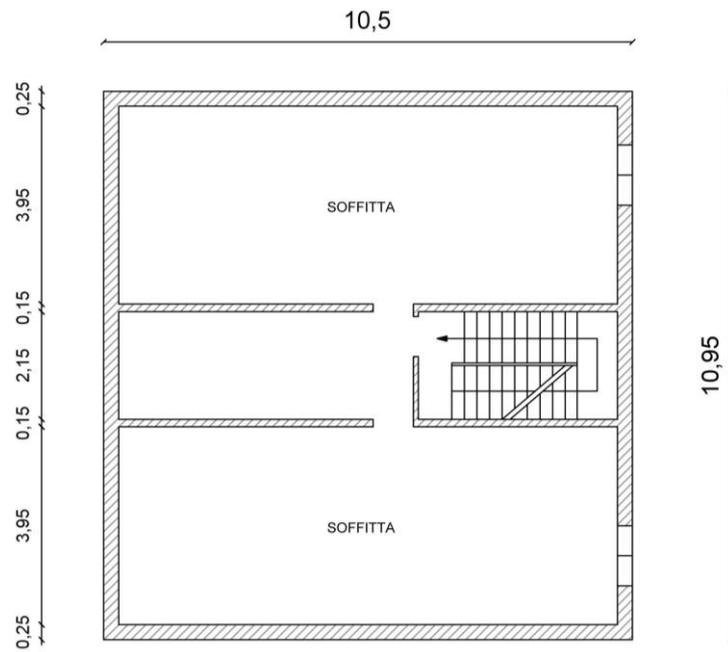


Figura 94: Pianta sottotetto pratica Via Agnini 11 in scala 1:100

Anche in questo caso, si è voluto modellare l'edificio allo stato di fatto, a meno delle pareti che risultano in falso, in quanto il programma non permette di modellarli.

Le fasi della creazione del modello seguono esattamente quelle degli edifici illustrati nei sottoparagrafi precedenti.

Le altezze di piano sono state definite nell'apposita sezione "Gestione livelli": il piano terra ha un'altezza pari a 3,0 m, mentre il primo piano pari a 3,15 m; il sottotetto ha un massimo di 1,95 m in corrispondenza del colmo e un minimo di 0,78 m sulla linea di gronda.

Una volta realizzati gli allineamenti, sono stati assegnati ad essi le proprietà delle murature piene e semipiene, come per i casi precedenti.

Come si osserva dalle piante della struttura (Figura 92, Figura 93, Figura 94), alle pareti sono stati assegnati spessori di 25 cm, 15 cm, 10 cm, modellandoli come semplici "Pannelli murari", mentre la muratura portante esterna, che presenta cordoli di piano debolmente armato (armatura longitudinale 4φ14 e staffe φ6/25 a due bracci) di dimensione 25 x 25 cm, è stata modellata come "Pannello + Cordolo C.A" come mostrato nelle pratiche precedenti.

Definiti i pannelli murari, sono state realizzate le aperture e successivamente i solai, che sono stati valutati attraverso un'analisi dei carichi, definendo i seguenti valori di carichi:

$$Q_{k_1} = 2,7 \frac{kN}{m^2} ; Q_{k_2} = 1,67 \frac{kN}{m^2}$$

Il valore del carico variabile Q_k è stato considerato pari a $2 \frac{kN}{m^2}$, valore associato alla categoria A- Ambienti ad uso residenziale, e sono stati associati ad esso i relativi coefficienti di combinazione, considerando la combinazione caratteristica, $\psi_{0j} = 0,7, \psi_{1j} = 0,5, \psi_{2j} = 0,3$.

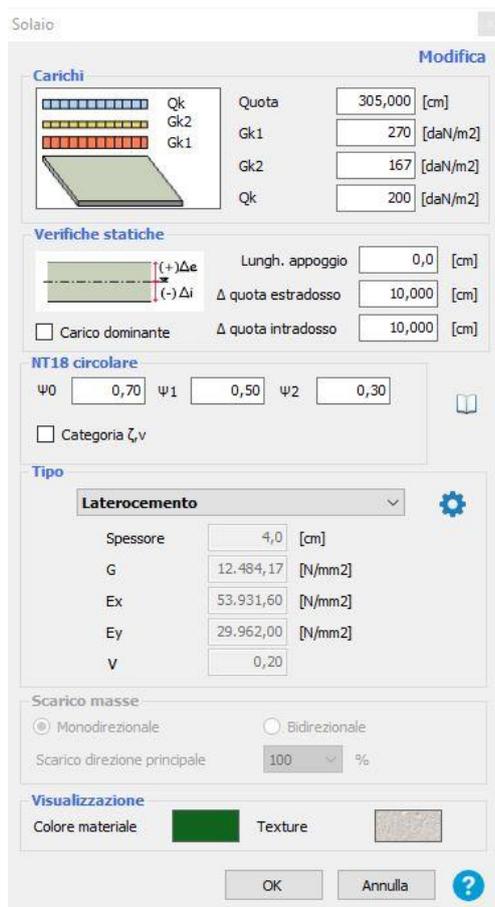


Figura 95: Definizione dei carichi propri e variabili del solaio interpiano nel software 3Muri della Pratica di Via Agnini 11

Di seguito si riporta la pianta modellata in 3Muri, mostrando l'orditura del solaio.

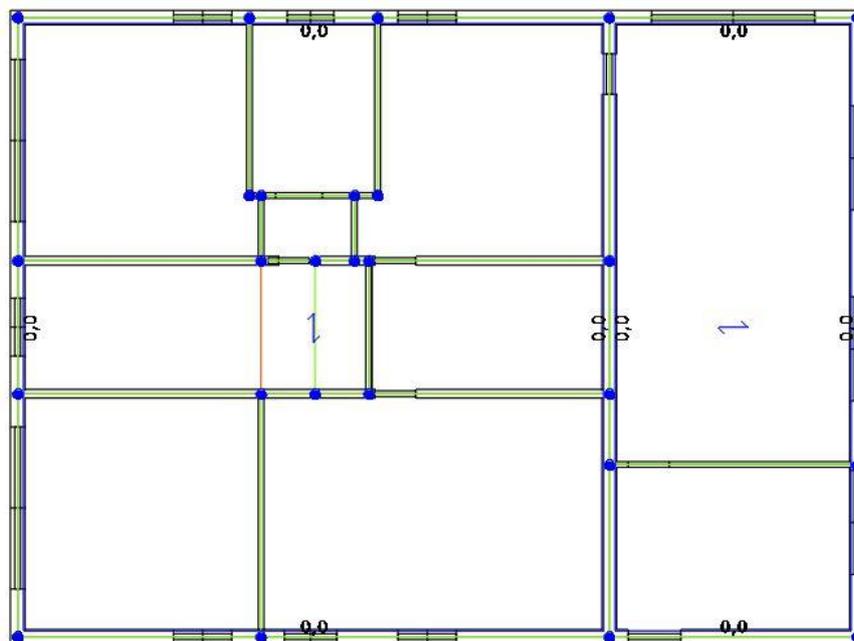


Figura 96: Modellazione del piano terra nel software 3Muri della Pratica di Via Agnini 11

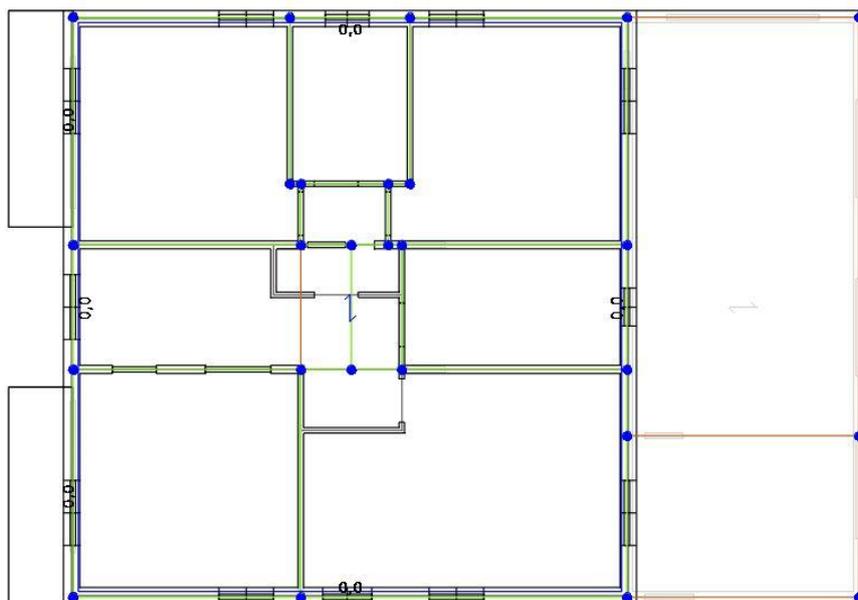


Figura 97: Modellazione del primo piano nel software 3Muri della Pratica di Via Agnini 11

In questo edificio sono presenti anche due balconi: 3Muri fornisce la possibilità di modellarli attraverso un'apposita sezione, in cui viene definita la geometria, i carichi e i coefficienti parziali di sicurezza del balcone stesso.

Nel caso in esame, i valori riportati nel software sono i seguenti:

Figura 98: Definizione dei carichi propri e variabili e della geometria del balcone nel software 3Muri della Pratica di Via Agnini 11

Per quanto riguarda la copertura è stata modellata come “strutturale”, in quanto costituita da un solaio in latero cemento: una volta definito il profilo della copertura stessa, realizzato con travi in C.A. 25x25 cm (aventi le stesse proprietà dei cordoli di piano), e le quote dei nodi, è stata definita la falda, assegnando le caratteristiche e le proprietà del solaio come riportato nella figura seguente.

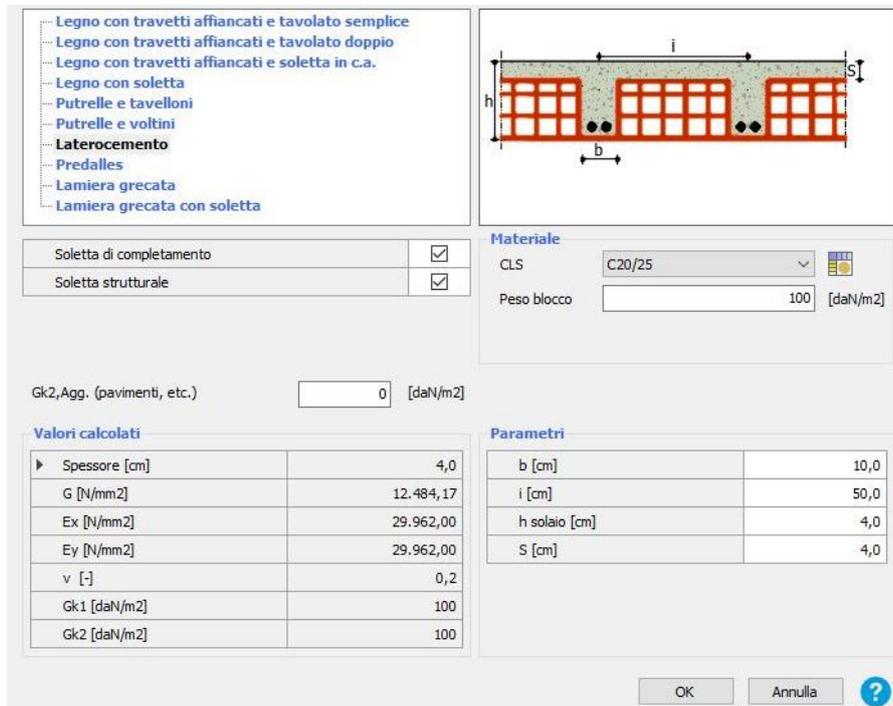


Figura 99: Definizione delle caratteristiche meccaniche e geometriche del solaio di copertura nel software 3Muri della Pratica di Via Agnini 11

I carichi assegnati al solaio sono stati valutati attraverso un'analisi dei carichi, che ha portato alla definizione del carico strutturale $G_{k_1} = 2,70 \frac{kN}{m^2}$, del carico non strutturale $G_{k_2} = 0,96 \frac{kN}{m^2}$. Il valore del carico variabile Q_k è stato considerato pari a $1,2 \frac{kN}{m^2}$, ovvero il carico neve, e ad esso sono stati associati i relativi coefficienti di combinazione che in questo caso sono tutti nulli.

Nella documentazione resa disponibile per questa pratica, viene specificato che la copertura è spingente, dunque, la direzione di orditura è stata modellata come segue:

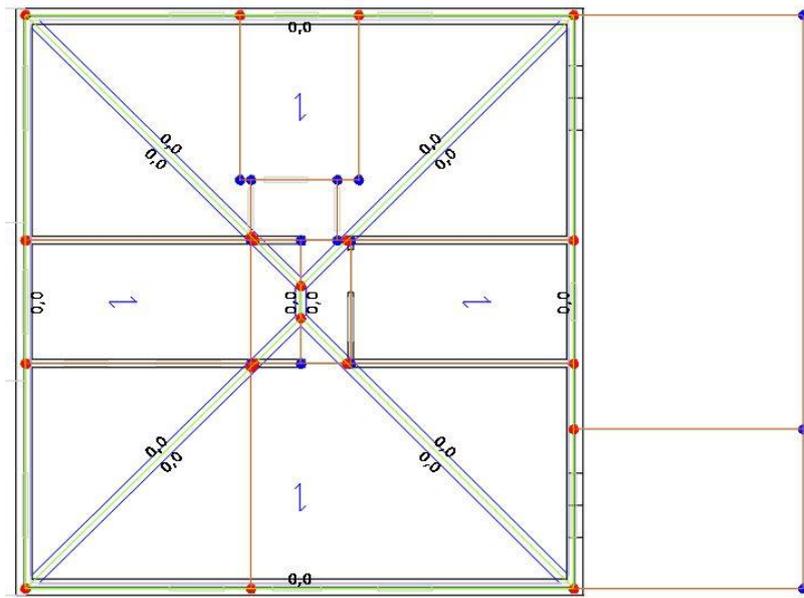


Figura 100: Modellazione del sottotetto e della copertura nel software 3Muri della Pratica di Via Agnini 11

Di seguito, si riporta la vista tridimensionale dell'edificio ottenuto dalla modellazione.

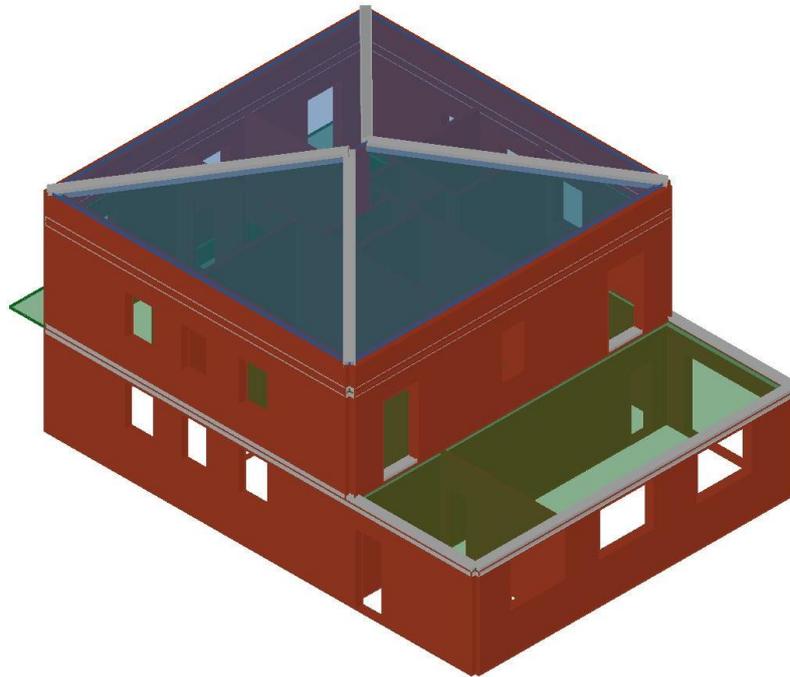


Figura 101: Vista tridimensionale della pratica di Via Agnini 11 lato sud-est

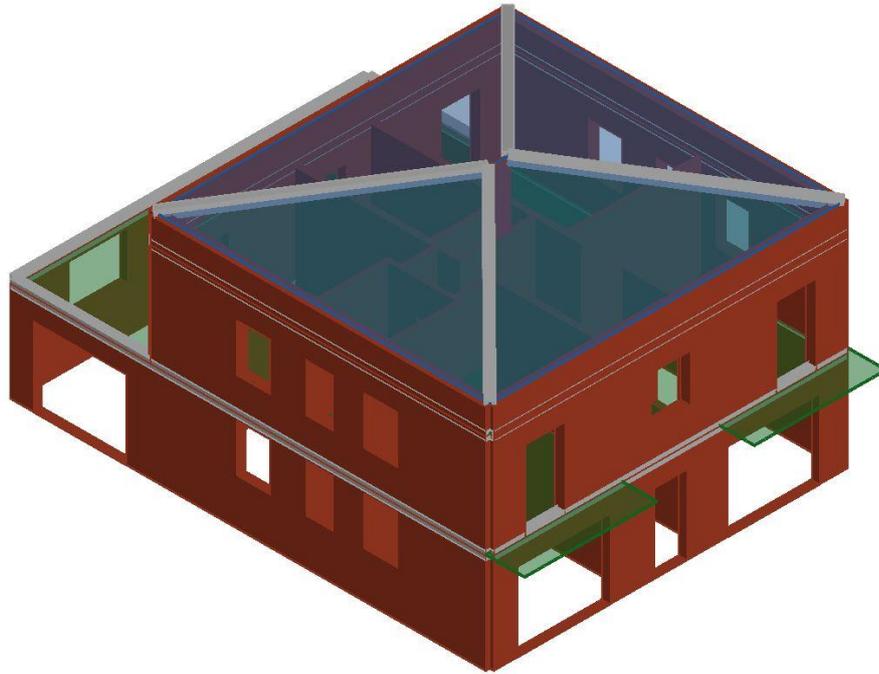


Figura 102: Vista tridimensionale della pratica di Via Agnini 11 lato nord-ovest

Conclusa la modellazione dell'edificio, nell'ambiente Analisi globale è stata generata automaticamente la mesh del modello, secondo le regole descritte in precedenza per la creazione dei maschi murari (di colore marrone), degli elementi fascia (in verde) e dei nodi rigidi (in azzurro) del telaio equivalente.

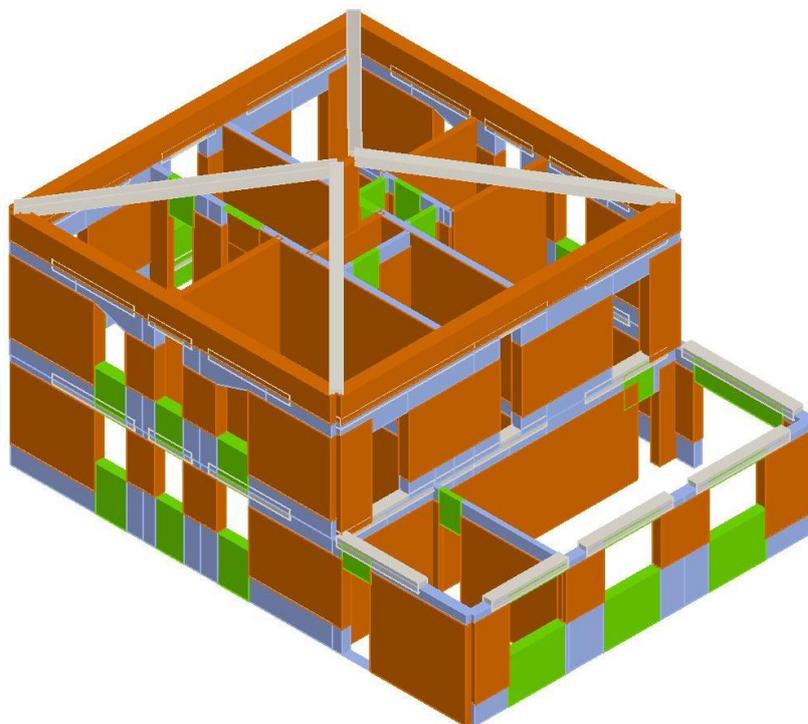


Figura 103: Vista tridimensionale della Pratica di Via Agnini 11 lato sud-est

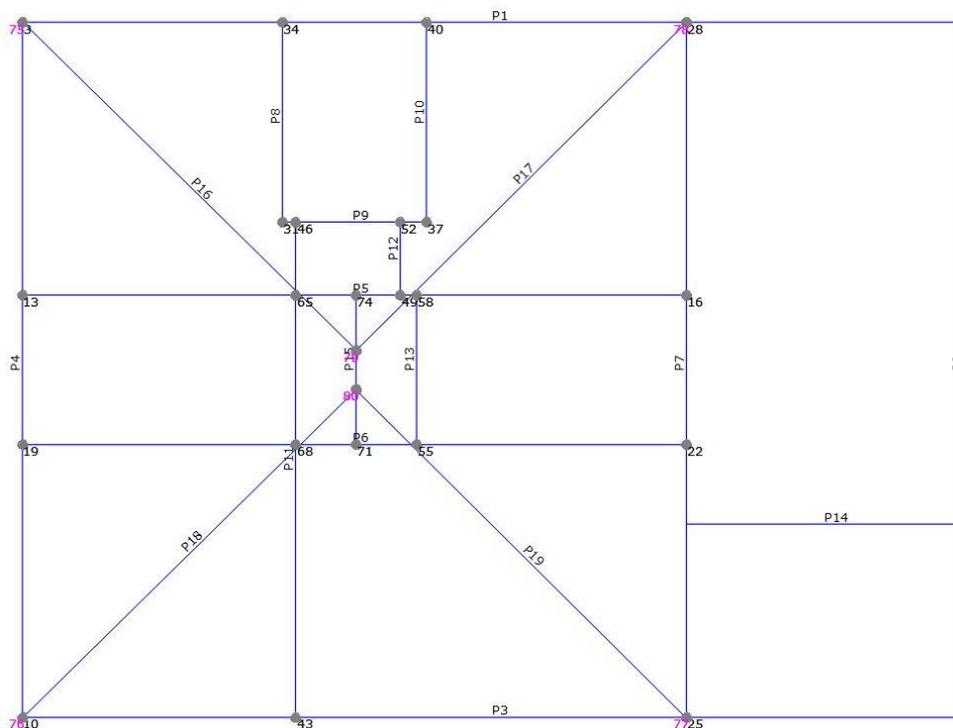


Figura 104: Identificazione delle pareti e dei nodi della mesh della Pratica di Via Agnini 11

Una volta completata la modellazione, è stato possibile procedere con l'analisi statica non lineare, seguendo lo stesso procedimento delle pratiche precedenti.

Una volta definita l'azione sismica del Comune di Maranello, si è passati alla sezione dell'analisi: come per il caso precedente, anche per la pratica 241, sono state eseguite tutte le 24 analisi, scegliendo come **nodo di controllo il numero 37** e, una volta eseguite le analisi, il programma mette in evidenza le analisi non soddisfatte in rosso e quelle soddisfatte in verde (Figura 105).

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLO [cm]	Du SLO [cm]	α SLC	α SLV	α SLO	α SLO		
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00	0,75	1,22	1,26	0,48	0,91	1,04	0,19	0,43	0,15	0,29	1,301	1,246	2,253	1,874
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,00	0,91	1,39	1,34	0,61	1,05	1,11	0,23	0,46	0,18	0,39	1,289	1,319	2,112	1,757
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	0,74	1,26	1,25	0,47	0,94	1,03	0,19	0,43	0,15	0,29	1,338	1,382	2,267	1,886
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0,00	0,90	1,15	1,33	0,60	1,62	1,10	0,23	0,46	0,18	0,33	1,746	1,745	2,132	1,774
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	1,76	1,65	2,65	1,36	1,24	2,19	0,39	0,42	0,31	0,28	0,951	0,929	1,070	0,891
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0,00	1,94	1,78	2,75	1,51	1,33	2,27	0,45	0,46	0,36	0,31	0,931	0,905	1,031	0,858
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	1,57	1,66	2,28	1,20	1,24	1,88	0,34	0,43	0,28	0,23	1,044	1,028	1,243	1,034
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0,00	1,71	1,73	2,33	1,31	1,29	1,92	0,39	0,47	0,31	0,32	1,009	0,990	1,217	1,013
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	53,50	0,76	1,06	1,26	0,49	0,79	1,04	0,19	0,44	0,16	0,28	1,192	1,244	2,254	1,875
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	53,50	0,75	1,03	1,27	0,48	0,77	1,05	0,19	0,42	0,15	0,28	1,185	1,238	2,233	1,857
11	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	53,50	0,91	1,41	1,34	0,62	1,05	1,10	0,23	0,49	0,18	0,32	1,291	1,321	2,120	1,764
12	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	53,50	0,91	1,18	1,35	0,62	0,88	1,11	0,23	0,48	0,18	0,32	1,158	1,197	2,102	1,749
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	53,50	0,76	1,16	1,27	0,49	0,87	1,05	0,19	0,43	0,15	0,29	1,257	1,304	2,237	1,861
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	53,50	0,74	1,31	1,28	0,48	0,98	1,06	0,19	0,41	0,15	0,28	1,374	1,412	2,218	1,845
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	53,50	0,94	1,93	1,37	0,64	1,45	1,13	0,23	0,48	0,19	0,32	1,586	1,591	2,071	1,723
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	53,50	0,89	2,10	1,34	0,60	1,58	1,11	0,22	0,47	0,18	0,31	1,725	1,725	2,112	1,757
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	72,00	1,68	1,58	2,63	1,30	1,19	2,17	0,36	0,39	0,29	0,26	0,953	0,934	1,078	0,897
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	72,00	1,84	1,66	2,66	1,43	1,25	2,20	0,42	0,44	0,33	0,30	0,923	0,901	1,064	0,885
19	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	72,00	1,86	1,76	2,73	1,45	1,32	2,26	0,42	0,44	0,34	0,29	0,957	0,932	1,037	0,863
20	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	72,00	2,02	1,79	2,77	1,58	1,34	2,29	0,48	0,49	0,36	0,33	0,903	0,877	1,022	0,850
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	72,00	1,57	1,58	2,28	1,16	1,19	1,89	0,33	0,41	0,26	0,27	1,029	1,015	1,242	1,033
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	72,00	1,63	1,67	2,28	1,24	1,25	1,88	0,36	0,45	0,29	0,30	1,023	1,006	1,244	1,035
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	72,00	1,65	1,65	2,33	1,27	1,24	1,93	0,37	0,45	0,30	0,30	0,999	0,982	1,215	1,011
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	72,00	1,78	1,87	2,33	1,37	1,40	1,92	0,42	0,51	0,33	0,34	1,043	1,019	1,218	1,013

Figura 105: Riepilogo dei risultati ottenuti dalle 24 analisi della pratica di Via Agnini 11

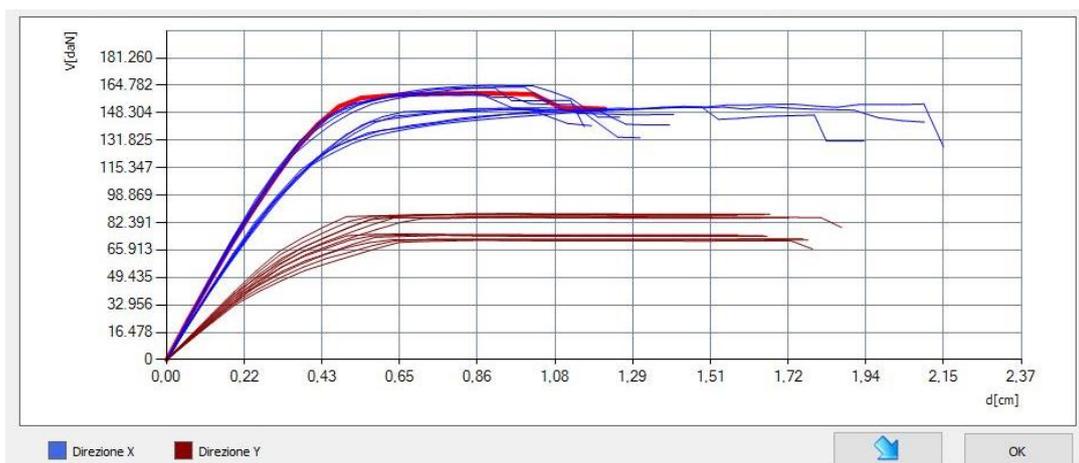


Figura 106: Curve pushover delle 24 analisi della pratica di Via Agnini 11

Dai risultati ottenuti in termini di curve pushover è possibile notare come la risposta della struttura sia distinta nelle due direzioni: in direzione y , infatti, le curve hanno un taglio resistente più basso rispetto alla direzione x in quanto la maggior parte degli elementi resistenti è disposta lungo la direzione x ; dunque, nel caso in esame, la direzione “forte” è quella in x e quella “debole” è quella in y .

Di seguito si riportano i risultati riassunti in una tabella, relativi allo SLV:

Tabella 30: Parametri riassuntivi ottenuti dalle analisi pushover per la Pratica di Via Agnini 11 in direzione x o “forte”

PARAMETRI (SLV)	ANALISI sisma in direzione x o “forte”											
	1	2	3	4	9	10	11	12	13	14	15	16
D_{max} [cm]	0,48	0,61	0,47	0,6	0,49	0,48	0,62	0,62	0,49	0,48	0,64	0,6
D_u [cm]	0,91	1,05	0,94	1,62	0,79	0,77	1,05	0,88	0,87	0,98	1,45	1,58
q^*	1,04	1,11	1,03	1,1	1,04	1,05	1,1	1,11	1,05	1,06	1,13	1,11
PGA_c [m/s^2]	3,16	3,09	3,24	4,09	2,92	2,90	3,10	2,81	3,06	3,31	3,73	4,05
PGA_D [m/s^2]	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35
PGA_c / PGA_D	1,346	1,319	1,382	1,745	1,244	1,238	1,321	1,197	1,304	1,412	1,591	1,725
T^* [s]	0,165	0,179	0,164	0,179	0,166	0,163	0,18	0,179	0,165	0,162	0,181	0,177
m^* [kg]	249059	249059	249059	249059	249059	249059	249059	249059	249059	249059	249059	249059
w [daN]	365302	365302	365302	365302	365302	365302	365302	365302	365302	365302	365302	365302
M [kg]	372377	372377	372377	372377	372377	372377	372377	372377	372377	372377	372377	372377
m^*/M [%]	66,88	66,88	66,88	66,88	66,88	66,88	66,88	66,88	66,88	66,88	66,88	66,88
Γ	1,17	1,17	1,17	1,17	1,17	1,17	1,17	1,17	1,17	1,17	1,17	1,17
F^*_y [daN]	134367	125952	135206	127169	134424	133163	126433	125368	133401	132268	123511	125968
d^*_y [cm]	0,37	0,41	0,37	0,41	0,38	0,36	0,42	0,41	0,37	0,35	0,41	0,4
d^*_u [cm]	1,04	1,2	1,08	1,84	0,91	0,89	1,2	1,01	0,99	1,13	1,66	1,8

Tabella 31: Parametri riassuntivi ottenuti dalle analisi pushover per la Pratica di Via Agnini 11 in direzione y o “debole”

PARAMETRI (SLV)	ANALISI sisma in direzione y o “debole”											
	5	6	7	8	17	18	19	20	21	22	23	24
D_{max} [cm]	1,36	1,51	1,2	1,31	1,3	1,43	1,45	1,58	1,16	1,24	1,27	1,37
D_u [cm]	1,24	1,33	1,24	1,29	1,19	1,25	1,32	1,34	1,19	1,25	1,24	1,4
q^*	2,19	2,27	1,88	1,92	2,17	2,2	2,26	2,29	1,89	1,88	1,93	1,92
$PGA_{,c}$ [m/s^2]	2,18	2,12	2,41	2,32	2,19	2,11	2,19	2,06	2,38	2,36	2,30	2,39
$PGA_{,D}$ [m/s^2]	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35
PGA_c/PGA_D	0,929	0,905	1,028	0,990	0,934	0,901	0,932	0,877	1,015	1,006	0,982	1,019
T^* [s]	0,24	0,257	0,225	0,24	0,231	0,248	0,249	0,266	0,22	0,232	0,234	0,247
m^* [kg]	259306	259306	259306	259306	259306	259306	259306	259306	259306	259306	259306	259306
w [daN]	365302	365302	365302	365302	365302	365302	365302	365302	365302	365302	365302	365302
M [kg]	372377	372377	372377	372377	372377	372377	372377	372377	372377	372377	372377	372377
m^*/M [%]	69,64	69,64	69,64	69,64	69,64	69,64	69,64	69,64	69,64	69,64	69,64	69,64
Γ	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12	1,12
F^*y [daN]	66473	64012	77198	75600	66919	66055	64404	63444	77107	77276	75454	75627
d^*y [cm]	0,37	0,41	0,38	0,42	0,35	0,4	0,39	0,44	0,37	0,41	0,4	0,45
d^*u [cm]	1,48	1,59	1,48	1,54	1,42	1,49	1,58	1,6	1,42	1,5	1,47	1,67

Ottenuti i risultati in termini di PGA_c/PGA_D per ogni analisi, è stato definito un unico valore in direzione x ed uno in direzione y, calcolato come media delle analisi in x e in y:

Tabella 32: Valori della PGA_c e PGA_c/PGA_D ottenuti dalle analisi pushover della Pratica di Via Agnini 11

	VALORI MEDI in direzione x o “forte”	VALORI MEDI in direzione y o “debole”
$PGA_{,c}$ [g]	0,335	0,230
$PGA_{,D}$ [g]	0,239	0,239
PGA_c/PGA_D	1,403	0,960

Inoltre, per la valutazione del taglio resistente del modello nelle due direzioni, è stato eseguito il medesimo procedimento del caso precedente, ottenendo i seguenti risultati:

Tabella 33: Valori del taglio resistente V_R ottenuti dalle analisi pushover per la Pratica di Via Agnini 11

PARAMETRO (SLV)	ANALISI sisma in direzione x o “forte”											
	1	2	3	4	9	10	11	12	13	14	15	16
V_R [kN]	1600	1499	1645	1531	1602	1590	1510	1495	1632	1633	1516	1505
PARAMETRO (SLV)	ANALISI sisma in direzione y o “debole”											
	5	6	7	8	17	18	19	20	21	22	23	24
V_R [kN]	746	719	872	854	751	741	724	713	869	876	851	857

Taglio resistente V_R [kN]		
	Direzione x o “forte”	Direzione y o “debole”
Media di tutte le analisi	1563	798
Media delle analisi senza eccentricità	1515	787

6.4.4 Pratica Via Agnini 41

Il quarto edificio analizzato è situato in Via Agnini 41, realizzato nel 1966, ed è costituito da quattro piani di cui un sottotetto non praticabile.

La sua struttura portante è composta da una muratura in mattoni pieni e malta di calce e in mattoni semi pieni con malta cementizia.

Sia i solai interpiano che il solaio di copertura sono in latero cemento di spessore pari a 20 cm e, dalla documentazione disponibile, è stato possibile ipotizzare che la soletta in calcestruzzo, dello spessore di 4 cm, è armata. Inoltre, escluso il piano di sottotetto, in corrispondenza dei livelli al primo piano, al secondo ed al terzo sono presenti cordoli in calcestruzzo debolmente armato e dunque, il solaio può ritenersi ben ammortato alle pareti. Di seguito, è illustrata la pianta tipo allo stato di fatto.

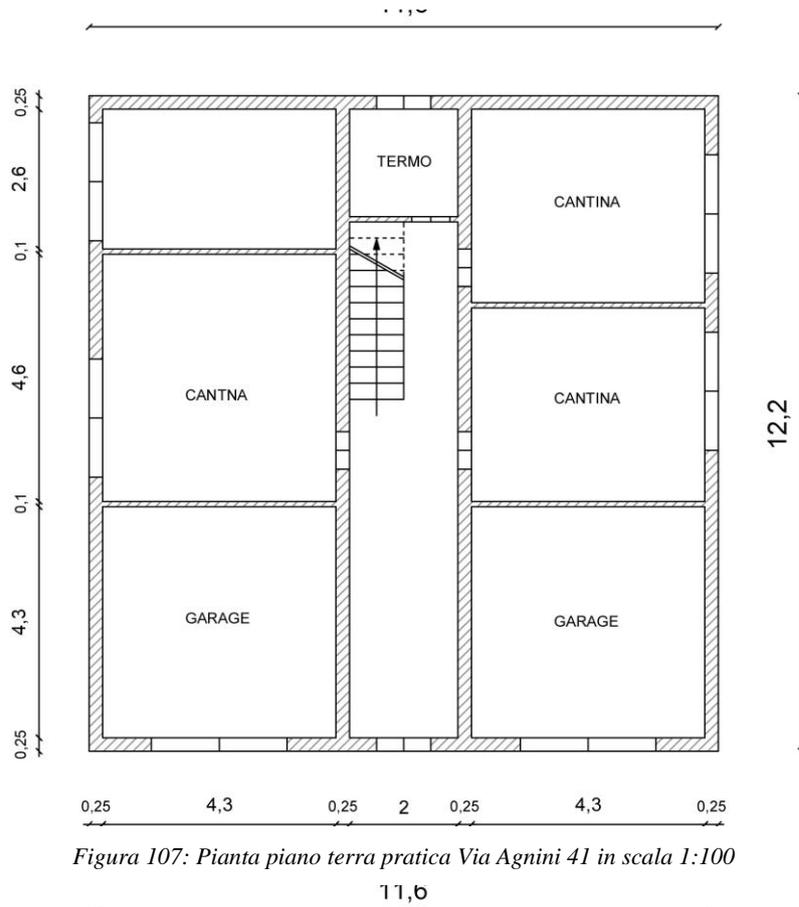


Figura 107: Pianta piano terra pratica Via Agnini 41 in scala 1:100

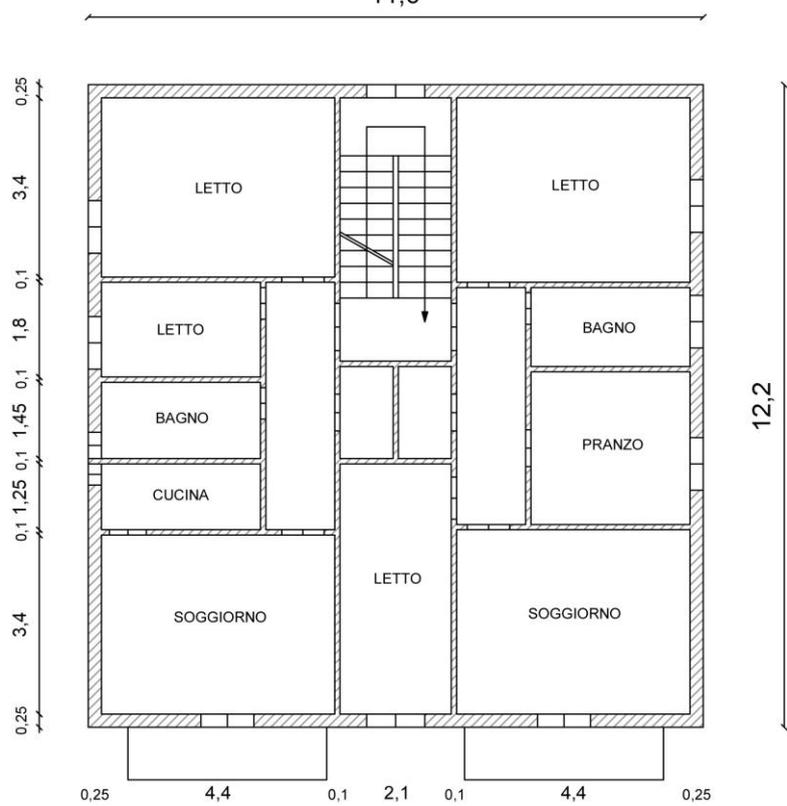


Figura 108: Pianta primo e secondo piano pratica Via Agnini 41 in scala 1:100

Anche in questo caso, si è voluto modellare l'edificio allo stato di fatto, a meno delle pareti che risultano in falso, in quanto il programma non permette di modellarli; inoltre, in questo caso, per la modellazione della copertura è stato necessario riportare la parete divisoria centrale dello spessore di 10 cm dell'edificio anche al piano terra.

Le fasi della creazione del modello seguono esattamente quelle degli edifici illustrati nei sottoparagrafi precedenti.

Le altezze di piano sono le seguenti: il piano terra ha un'altezza pari a 3,28 m, mentre il primo ed il secondo piano piano pari a 3,00 m; il sottotetto ha un massimo di 2,40 m in corrispondenza del colmo e un minimo di 0,80 m sulla linea di gronda.

Una volta realizzati gli allineamenti, sono stati assegnati ad essi le proprietà medie delle murature piene e semipiene, come per i casi precedenti.

Come si osserva dalle piante della struttura (Figura 107, Figura 108), alle pareti sono stati assegnati spessori di 25 cm, 10 cm, modellandoli come semplici "Pannelli murari", mentre la muratura portante esterna, che presenta cordolo di piano debolmente armato (armatura longitudinale 4φ14 e staffe φ6/25 a due bracci) di dimensione 25 x 25cm, è stata modellata come "Pannello + Cordolo C.A".

Definiti i pannelli murari, sono state realizzate le aperture e successivamente i solai, che sono stati valutati attraverso un'analisi dei carichi, definendo i seguenti valori di carichi:

$$Q_{k_1} = 2,7 \frac{kN}{m^2} ; Q_{k_2} = 1,67 \frac{kN}{m^2}$$

Il valore del carico variabile Q_k è stato considerato pari a $2 \frac{kN}{m^2}$, valore associato alla categoria A- Ambienti ad uso residenziale, e sono stati associati ad esso i relativi coefficienti di combinazione $\psi_{0j} = 0,7, \psi_{1j} = 0,5, \psi_{2j} = 0,3$; inoltre, nei campi di solaio in cui non sono stati riportati i tramezzi in falso, è stato incrementato il valore di Q_{k_2} di $1 \frac{kN}{m^2}$ per tener conto dell'incidenza di tali pareti.

Di seguito si riporta la pianta modellata in 3Muri, mostrando l'orditura del solaio.

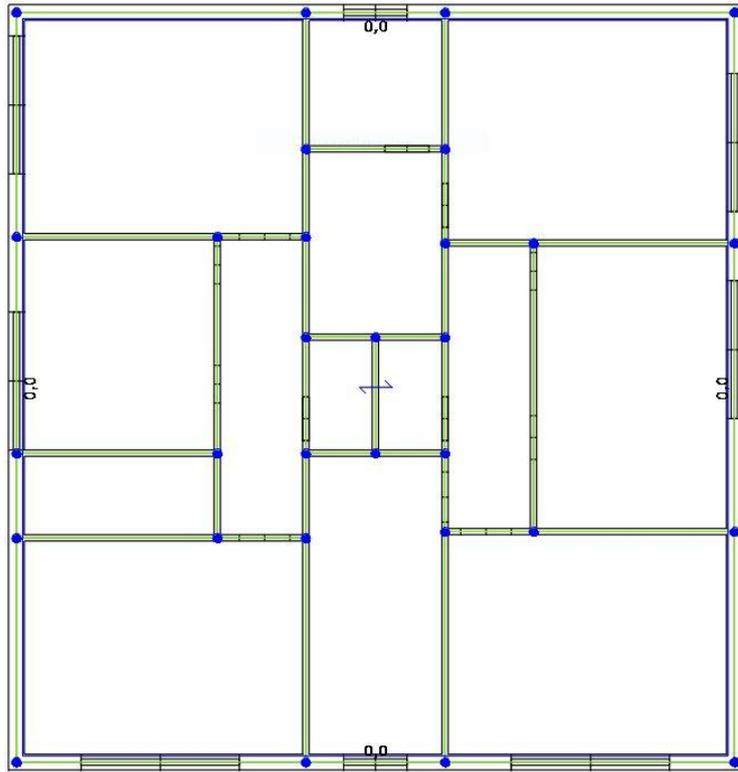


Figura 109: Modellazione del piano terra nel software 3Muri della Pratica di Via Agnini 41

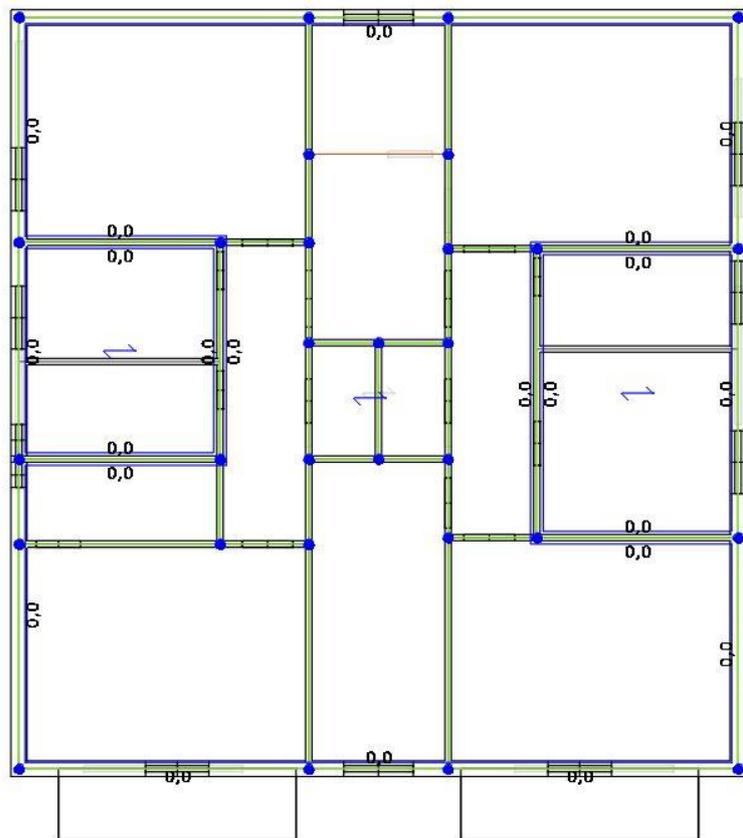


Figura 110: Modellazione del primo e del secondo piano nel software 3Muri della Pratica di Via Agnini 41

In questo edificio, in corrispondenza del primo e del secondo piano, sono presenti anche due balconi: 3Muri dà la possibilità di modellarli attraverso un'apposita sezione, in cui viene definita la geometria, i carichi e i coefficienti parziali di sicurezza del balcone stesso.

Nel caso in esame, i valori riportati nel software sono i seguenti:

The screenshot shows the 3Muri software interface for defining balcony geometry and loads. The 'Geometria' section includes input fields for height (h), width (a), and depth (b). The 'Verifiche statiche' section includes a checkbox for 'Carico dominante' and a field for 'Lungh. appoggio'. The 'NT18 circolare' section includes input fields for partial safety factors ψ_0 , ψ_1 , and ψ_2 . The 'Modalità di inserimento' section includes radio buttons for 'Punto singolo' and 'Due punti sulla parete'. The 'Filo' section includes three buttons with arrows. At the bottom are 'OK', 'Annulla', and a help icon.

Figura 111: Definizione dei carichi propri e variabili e della geometria del balcone nel software 3Muri della Pratica di Via Agnini 41

Per quanto riguarda la copertura è stata modellata come “strutturale”, in quanto costituita da un solaio in latero cemento: una volta definito il profilo della copertura stessa, realizzato con travi in C.A. 25x25 cm (aventi le stesse proprietà dei cordoli di piano), e le quote dei nodi, è stata definita la falda, assegnando le caratteristiche e le proprietà del solaio come riportato nella figura seguente.

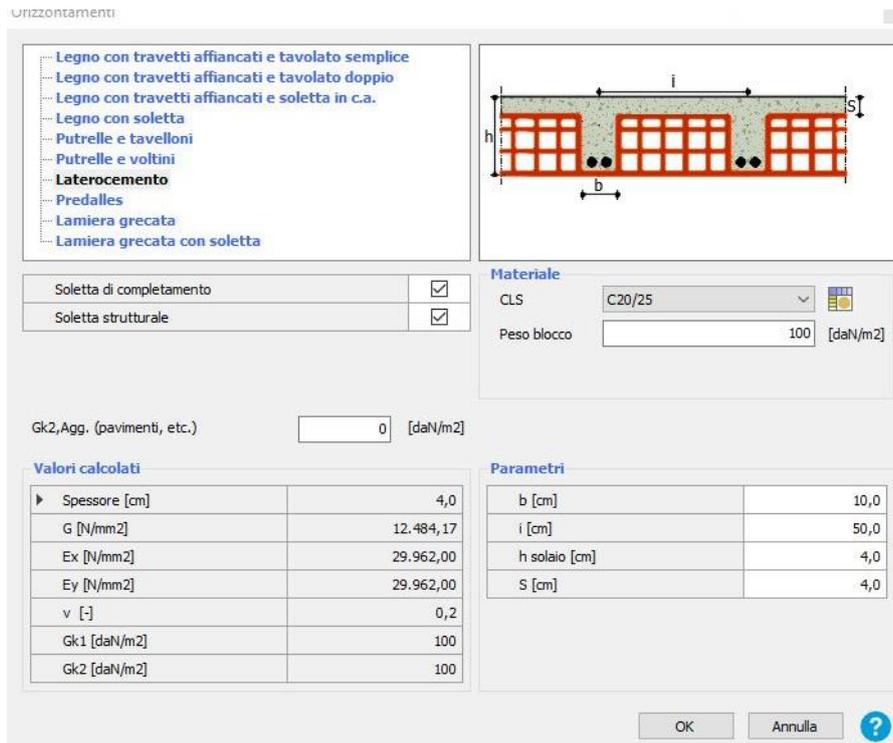


Figura 112: Definizione delle caratteristiche meccaniche e geometriche del solaio di copertura nel software 3Muri della Pratica di Via Agnini 41

I carichi assegnati al solaio sono stati valutati attraverso un'analisi dei carichi, che ha portato alla definizione del carico strutturale $G_{k_1} = 2,70 \frac{kN}{m^2}$, del carico non strutturale $G_{k_2} = 0,96 \frac{kN}{m^2}$. Il valore del carico variabile Q_k è stato considerato pari a $1,2 \frac{kN}{m^2}$, ovvero il carico neve, e ad esso sono stati associati i relativi coefficienti di combinazione che in questo caso sono tutti nulli.

Nella documentazione resa disponibile per questa pratica, viene specificato che la copertura è spingente, dunque, la direzione di orditura è stata modellata come segue:

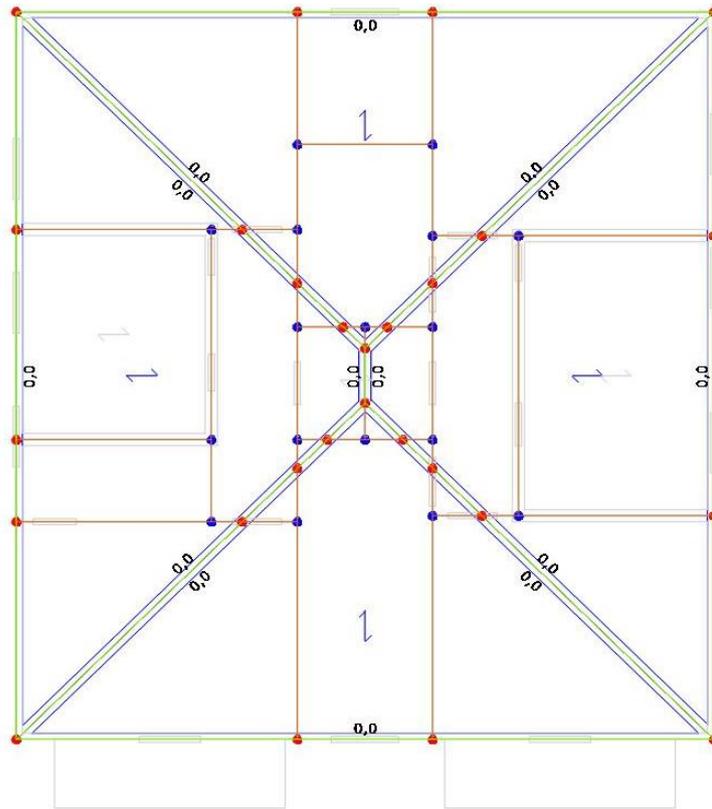


Figura 113: Modellazione del sottotetto e della copertura nel software 3Muri della Pratica di Via Agnini 41

Di seguito, si riporta la vista tridimensionale dell'edificio ottenuto dalla modellazione.

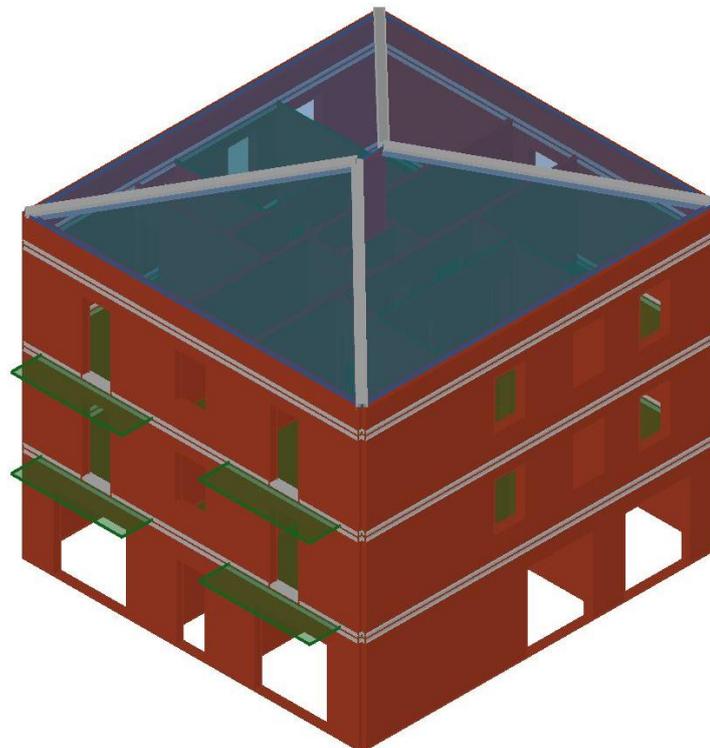


Figura 114: Vista tridimensionale della pratica di Via Agnini 41 lato sud-est

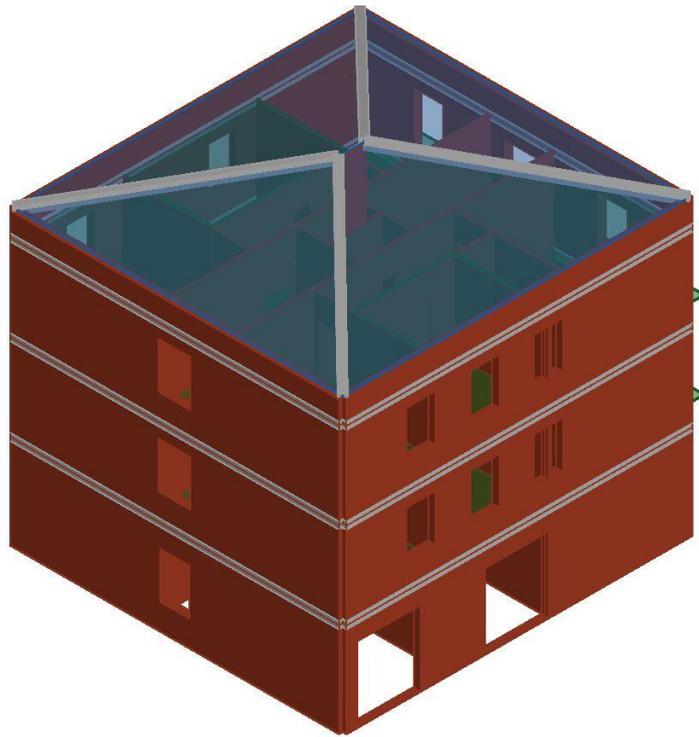


Figura 115: Vista tridimensionale della pratica di Via Agnini 41 lato nord-ovest

Conclusa la modellazione dell'edificio, nell'ambiente Analisi globale è stata generata automaticamente la mesh del modello, secondo le regole descritte in precedenza per la creazione dei maschi murari (di colore marrone), degli elementi fascia (in verde) e dei nodi rigidi (in azzurro) del telaio equivalente.

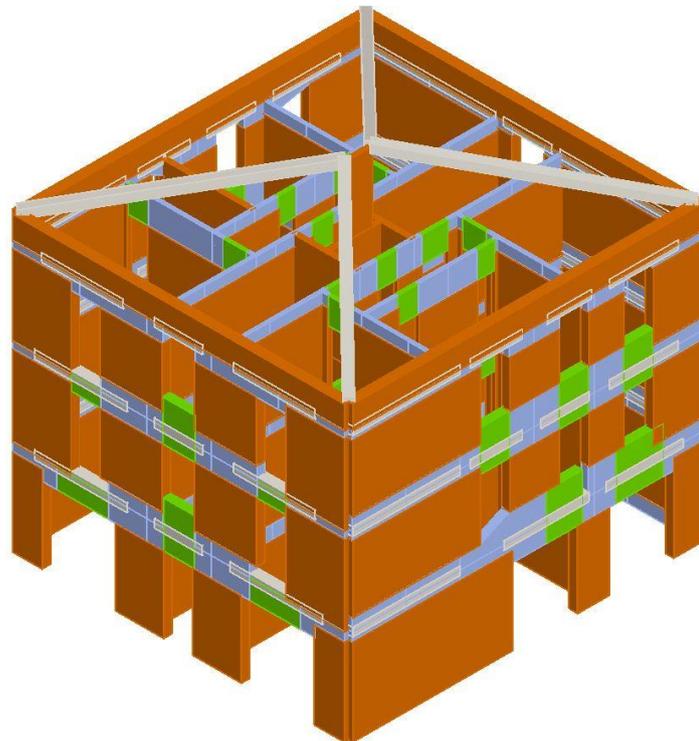


Figura 116: Vista tridimensionale della Pratica di Via Agnini 41 lato sud-est

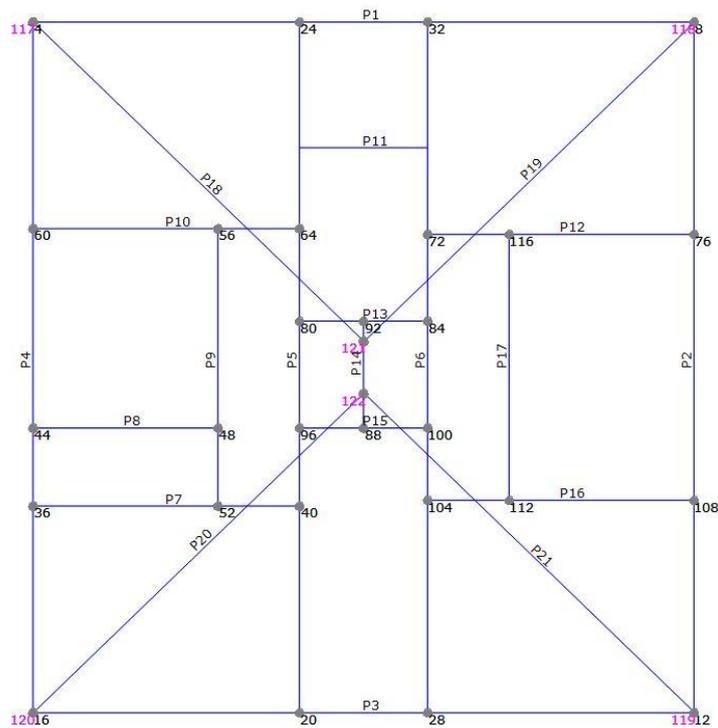


Figura 117: Identificazione delle pareti e dei nodi della mesh della Pratica di Via Agnini 41

Una volta completata la modellazione, è stato possibile procedere con l'analisi statica non lineare, seguendo lo stesso procedimento delle pratiche precedenti.

Una volta definita l'azione sismica del Comune di Maranello, si è passati alla sezione dell'analisi: come per i casi precedenti, sono state eseguite tutte le 24 analisi, scegliendo come **nodo di controllo il numero 52**, e una volta eseguite le analisi, il programma mette in evidenza le analisi non soddisfatte in rosso e quelle soddisfatte in verde (Figura 118).

Verifica analisi																		
N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO	Du SLO [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00	2,14	2,18	2,18	1,66	1,63	1,80	0,54	0,71	0,44	0,47	1,013	0,987	1,302	1,084
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,00	2,57	3,09	2,90	2,02	2,32	1,98	0,69	0,82	0,56	0,55	1,176	1,125	1,181	0,982
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	2,12	3,01	2,04	1,63	2,25	1,68	0,55	0,76	0,44	0,54	1,334	1,288	1,390	1,157
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0,00	2,49	3,17	2,40	1,96	2,38	1,98	0,66	0,78	0,53	0,53	1,231	1,178	1,180	0,981
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	1,31	3,05	1,47	0,94	2,31	1,21	0,33	0,64	0,37	0,43	1,853	1,817	1,932	1,607
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0,00	1,70	2,54	1,78	1,27	1,91	1,47	0,42	0,67	0,34	0,45	1,362	1,335	1,594	1,326
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	1,21	2,14	1,25	0,84	1,61	1,03	0,34	0,78	0,28	0,53	1,440	1,440	2,268	1,887
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0,00	1,65	2,14	1,59	1,22	1,61	1,32	0,43	0,76	0,34	0,51	1,211	1,201	1,778	1,479
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	59,75	2,11	2,07	2,14	1,63	1,55	1,77	0,53	0,71	0,43	0,47	0,983	0,962	1,323	1,100
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-59,75	2,22	2,35	2,20	1,72	1,76	1,82	0,57	0,74	0,46	0,48	1,048	1,017	1,289	1,073
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	59,75	2,50	2,76	2,37	1,96	2,07	1,96	0,67	0,80	0,54	0,53	1,090	1,047	1,197	0,996
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-59,75	2,64	3,16	2,45	2,08	2,37	2,03	0,72	0,83	0,58	0,56	1,170	1,117	1,156	0,962
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	59,75	2,06	2,30	2,06	1,59	1,73	1,70	0,53	0,72	0,42	0,48	1,091	1,064	1,374	1,143
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-59,75	2,18	3,79	2,05	1,69	2,85	1,69	0,57	0,79	0,46	0,53	1,591	1,525	1,384	1,152
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	59,75	2,44	2,92	2,36	1,91	2,19	1,95	0,65	0,78	0,52	0,52	1,164	1,117	1,200	0,999
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-59,75	2,58	3,09	2,46	2,03	2,32	2,03	0,69	0,80	0,56	0,53	1,171	1,119	1,151	0,957
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	56,75	1,31	3,47	1,47	0,94	2,60	1,21	0,33	0,65	0,27	0,43	2,033	1,984	1,934	1,609
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-56,75	1,31	2,68	1,47	0,94	2,01	1,22	0,33	0,64	0,27	0,43	1,658	1,636	1,923	1,600
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	56,75	1,71	2,63	1,81	1,28	1,97	1,50	0,42	0,66	0,34	0,44	1,393	1,362	1,564	1,301
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	-56,75	1,69	2,38	1,79	1,27	1,78	1,48	0,42	0,66	0,34	0,44	1,292	1,270	1,586	1,319
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	56,75	1,21	2,13	1,26	0,84	1,60	1,04	0,34	0,77	0,28	0,53	1,436	1,445	2,251	1,873
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-56,75	1,25	2,12	1,25	0,87	1,59	1,04	0,36	0,81	0,29	0,54	1,399	1,407	2,260	1,880
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	56,75	1,64	1,95	1,58	1,22	1,46	1,30	0,43	0,77	0,34	0,51	1,129	1,127	1,796	1,494
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	-56,75	1,67	1,85	1,63	1,25	1,47	1,35	0,43	0,75	0,35	0,50	1,119	1,114	1,738	1,446

Figura 118: Riepilogo dei risultati ottenuti dalle 24 analisi della pratica di Via Agnini 41

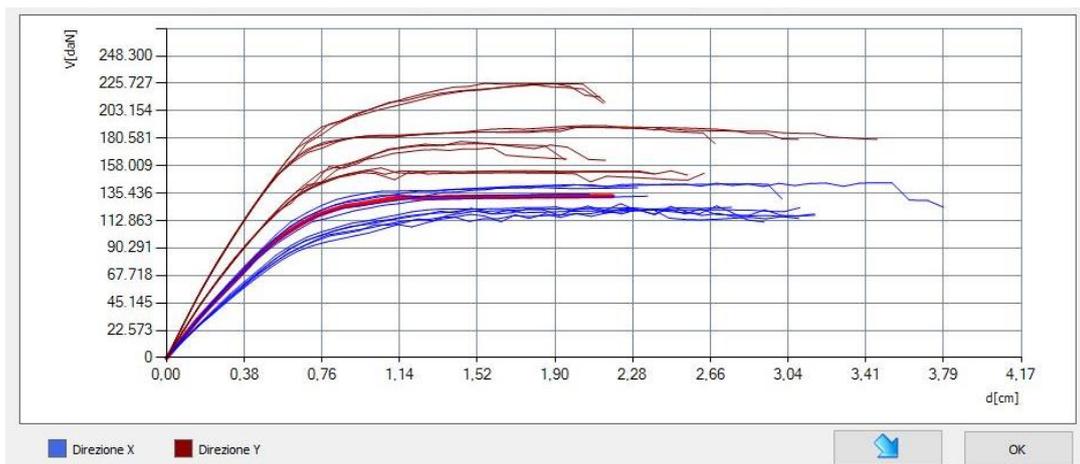


Figura 119: Curve pushover delle 24 analisi della pratica di Via Agnini 41

Dai risultati ottenuti in termini di curve pushover è possibile notare come la risposta della struttura sia distinta nelle due direzioni: in direzione y , infatti, le curve hanno un taglio resistente più alto rispetto alla direzione x in quanto la maggior parte degli elementi resistenti è disposta lungo la direzione y ; dunque, nel caso in esame, la direzione x è quella “debole” e quella in y è quella “forte”.

Di seguito si riportano i risultati riassunti in una tabella, relativi allo SLV:

Tabella 34: Parametri riassuntivi delle analisi pushover della Pratica di Via Agnini 41 in direzione x o “debole”

PARAMETRI (SLV)	ANALISI sisma in direzione x o “debole”											
	1	2	3	4	9	10	11	12	13	14	15	16
D_{max} [cm]	1,66	2,02	1,63	1,96	1,63	1,72	1,96	2,08	1,59	1,69	1,91	2,03
D_u [cm]	1,63	2,32	2,25	2,38	1,55	1,76	2,07	2,37	1,73	2,85	2,19	2,32
q^*	1,8	1,98	1,68	1,98	1,77	1,82	1,96	2,03	1,7	1,69	1,95	2,03
PGA_c [m/s^2]	2,32	2,64	3,02	2,76	2,26	2,39	2,46	2,62	2,50	3,58	2,62	2,63
PGA_D [m/s^2]	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35
PGA_c / PGA_D	0,987	1,125	1,288	1,178	0,962	1,017	1,047	1,117	1,064	1,525	1,117	1,119
T^* [s]	0,272	0,307	0,273	0,3	0,27	0,279	0,302	0,314	0,267	0,279	0,297	0,307
m^* [kg]	344896	344896	344896	344896	344896	344896	344896	344896	344896	344896	344896	344896
w [daN]	522767	522767	522767	522767	522767	522767	522767	522767	522767	522767	522767	522767
M [kg]	532891	532891	532891	532891	532891	532891	532891	532891	532891	532891	532891	532891
m^*/M [%]	64,72	64,72	64,72	64,72	64,72	64,72	64,72	64,72	64,72	64,72	64,72	64,72
Γ	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21
F^*_y [daN]	107578	97536	114829	97434	109243	106505	98840	95476	113499	114357	99147	95034
d^*_y [cm]	0,59	0,68	0,63	0,65	0,58	0,61	0,66	0,69	0,6	0,65	0,64	0,66
d^*_u [cm]	1,8	2,56	2,48	2,62	1,71	1,94	2,28	2,61	1,9	3,14	2,41	2,55

Tabella 35: Parametri riassuntivi delle analisi pushover della Pratica di Via Agnini 41 in direzione y o "forte"

PARAMETRI (SLV)	ANALISI sisma in direzione y o "forte"											
	5	6	7	8	17	18	19	20	21	22	23	24
D_{max} [cm]	0,94	1,27	0,84	1,22	0,94	0,94	1,28	1,27	0,84	0,87	1,22	1,25
D_u [cm]	2,31	1,91	1,61	1,61	2,6	2,01	1,97	1,78	1,6	1,59	1,46	1,47
q^*	1,21	1,47	1,03	1,32	1,21	1,22	1,5	1,48	1,04	1,04	1,3	1,35
PGA_c [m/s^2]	4,26	3,13	3,40	2,82	4,65	3,84	3,20	2,98	3,39	3,30	2,64	2,61
PGA_D [m/s^2]	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35
PGA_c/PGA_D	1,817	1,335	1,449	1,201	1,984	1,636	1,362	1,270	1,445	1,407	1,127	1,114
T^* [s]	0,212	0,238	0,216	0,24	0,212	0,211	0,238	0,237	0,215	0,22	0,24	0,241
m^* [kg]	327088	327088	327088	327088	327088	327088	327088	327088	327088	327088	327088	327088
w [daN]	522767	522767	522767	522767	522767	522767	522767	522767	522767	522767	522767	522767
M [kg]	532891	532891	532891	532891	532891	532891	532891	532891	532891	532891	532891	532891
m^*/M [%]	61,38	61,38	61,38	61,38	61,38	61,38	61,38	61,38	61,38	61,38	61,38	61,38
Γ	1,22	1,22	1,22	1,22	1,22	1,22	1,22	1,22	1,22	1,22	1,22	1,22
F^*y [daN]	151341	124829	177669	139288	151469	150598	122505	124205	176351	177043	140705	136133
d^*y [cm]	0,52	0,55	0,64	0,62	0,53	0,52	0,54	0,54	0,63	0,66	0,63	0,61
d^*u [cm]	2,52	2,08	1,75	1,75	2,84	2,19	2,15	1,94	1,74	1,73	1,59	1,6

Ottenuti i risultati in termini di PGA_c/PGA_D per ogni analisi, è stato definito un unico valore in direzione x ed uno in direzione y, calcolato come media delle analisi in x e in y:

Tabella 36: Valori della PGA_c e PGA_c/PGA_D ottenuti dalle analisi pushover della Pratica di Via Agnini 41

	VALORI MEDI in direzione x o "debole"	VALORI MEDI in direzione y o "forte"
PGA_c [g]	0,270	0,342
PGA_D [g]	0,239	0,239
PGA_c/PGA_D	1,129	1,430

Inoltre, per la valutazione del taglio resistente del modello nelle due direzioni, è stato eseguito il medesimo procedimento del caso precedente, ottenendo i seguenti risultati:

Tabella 37: Valori del taglio resistente V_R ottenuti dalle analisi pushover per la Pratica di Via Agnini 41

PARAMETRO (SLV)	ANALISI sisma in direzione x o "debole"											
	1	2	3	4	9	10	11	12	13	14	15	16
V_R [kN]	1325	1218	1410	1178	1336	1317	1229	1181	1398	1430	1212	1210
PARAMETRO (SLV)	ANALISI sisma in direzione y o "forte"											
	5	6	7	8	17	18	19	20	21	22	23	24
V_R [kN]	1889	1534	2252	1751	1868	1898	1513	1529	2219	2219	1779	1718

Taglio resistente V_R [kN]		
	Direzione x o “debole”	Direzione y o “forte”
Media di tutte le analisi	1290	1847
Media delle analisi senza eccentricità	1198	1642

6.4.5 Pratica Via Bernini 5

Il quinto edificio analizzato è situato in Via Bernini 5, costituito da quattro piani di cui un sottotetto. La sua struttura portante è composta da una muratura mista, in mattoni pieni e malta di calce e in mattoni semi pieni con malta cementizia.

Sia i solai interpiano che il solaio di copertura sono in latero cemento di spessore pari a 20 cm e, dalla documentazione disponibile, è stato possibile ipotizzare che la soletta in calcestruzzo, dello spessore di 4 cm, è armata. Inoltre, in corrispondenza dei livelli al primo piano, al secondo ed al terzo sono presenti cordoli in calcestruzzo debolmente armato e dunque, il solaio può ritenersi ben ammorsato alle pareti. Di seguito, è illustrata la pianta tipo allo stato di fatto.

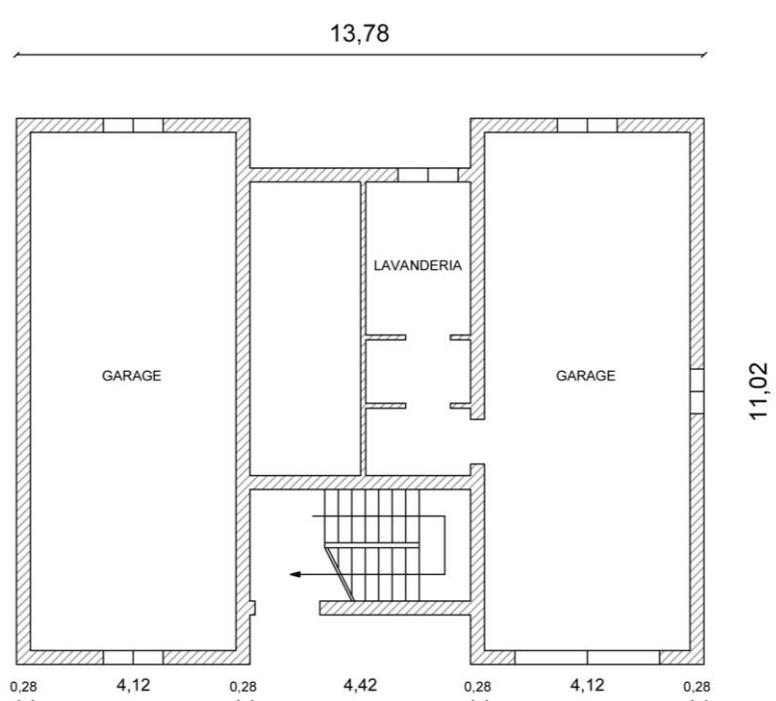


Figura 120: Pianta piano terra pratica Via Bernini 5 in scala 1:100

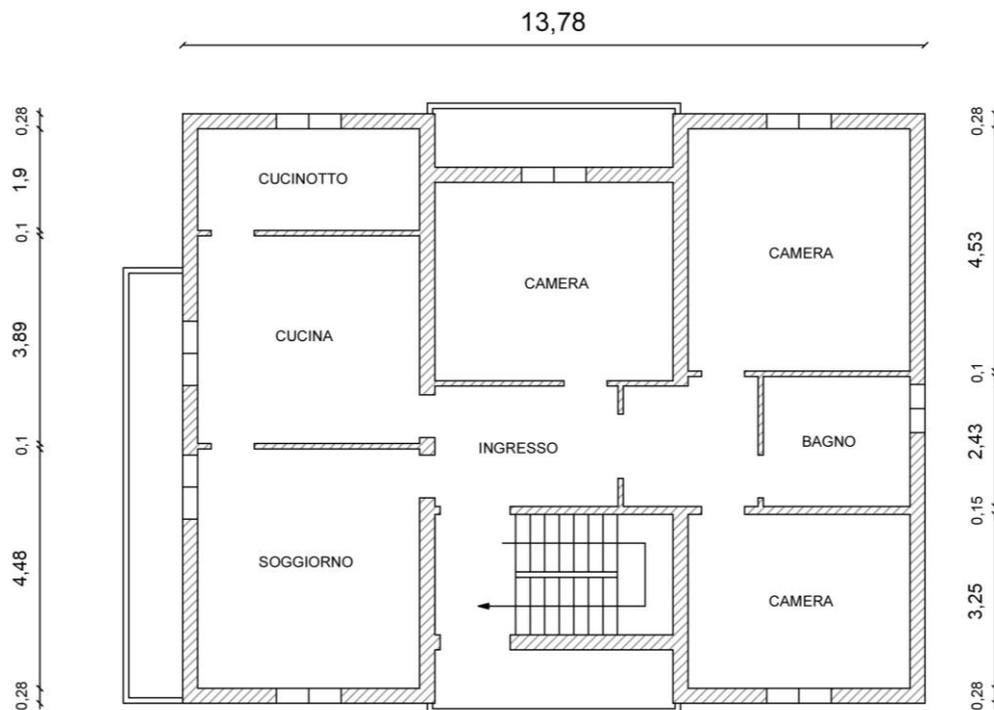


Figura 121: Pianta primo e secondo piano pratica Via Bernini 5 in scala 1:100

Anche in questo caso, si è voluto modellare l'edificio allo stato di fatto, a meno delle pareti che risultano in falso, in quanto il programma non permette di modellarli; inoltre, in questo caso, per la modellazione della copertura è stato necessario riportare la parete divisoria centrale dello spessore di 10 cm dell'edificio anche ai piani superiori.

Le fasi della creazione del modello seguono esattamente quelle degli edifici illustrati nei sottoparagrafi precedenti.

Le altezze di piano sono le seguenti: il piano terra ha un'altezza pari a 3,14 m, mentre il primo ed il secondo piano piano pari a 3,24 m; il sottotetto ha un massimo di 2,76 m in corrispondenza del colmo e un minimo di 0,26 m sulla linea di gronda.

Una volta realizzati gli allineamenti, sono stati assegnati ad essi le proprietà medie delle murature piene e semipiene, come per i casi precedenti.

Come si osserva dalle piante della struttura (Figura 120, Figura 121), alle pareti sono stati assegnati spessori di 28 cm, 15 cm, 10 cm, modellandoli come semplici

“Pannelli murari”, mentre la muratura portante esterna, che presenta cordoli di piano debolmente armato (armatura longitudinale $4\phi 14$ e staffe $\phi 6/25$ a due bracci) di dimensione $25 \times 25\text{cm}$, è stata modellata come “Pannello + Cordolo C.A”.

Definiti i pannelli murari, sono state realizzate le aperture e successivamente i solai, che sono stati valutati attraverso un’analisi dei carichi, definendo i seguenti valori di carichi:

$$Q_{k_1} = 2,56 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} ; Q_{k_2} = 1,56 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Il valore del carico variabile Q_k è stato considerato pari a $2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$, valore associato alla categoria A- Ambienti ad uso residenziale, e sono stati associati ad esso i relativi coefficienti di combinazione, considerando la combinazione caratteristica, $\psi_{0j} = 0,7, \psi_{1j} = 0,5, \psi_{2j} = 0,3$.

Di seguito si riporta la pianta modellata in 3Muri, mostrando l’orditura del solaio.

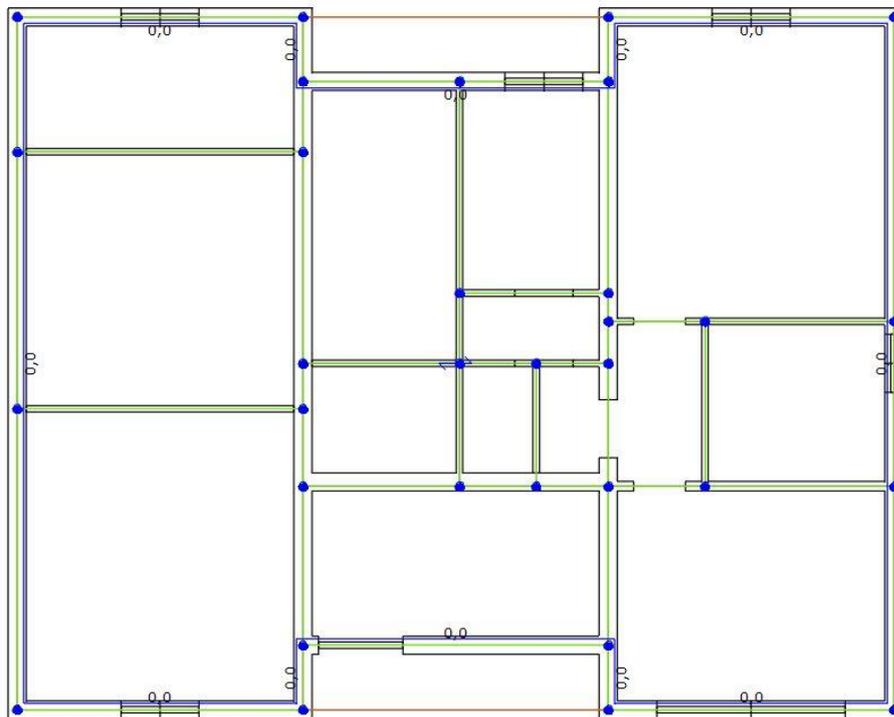


Figura 122: Modellazione del piano terra nel software 3Muri della Pratica di Via Bernini 5

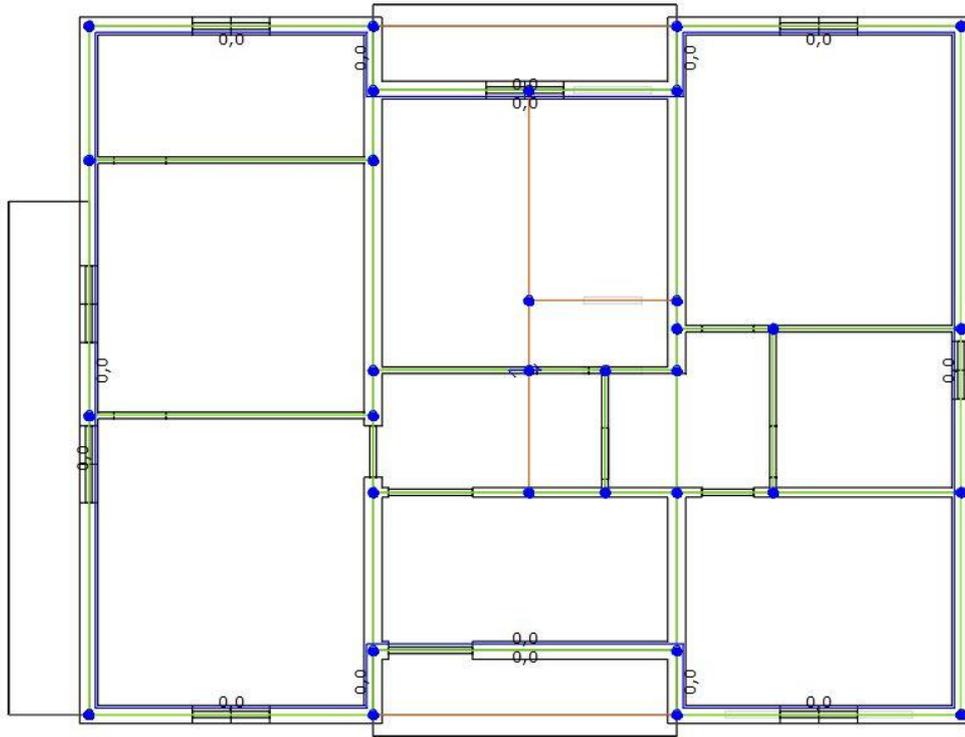


Figura 123: Modellazione del primo e del secondo piano nel software 3Muri della Pratica di Via Bernini 5

In questo edificio, in corrispondenza del primo e del secondo piano, sono presenti anche tre balconi. Nel caso in esame, i valori riportati nel software sono i seguenti:

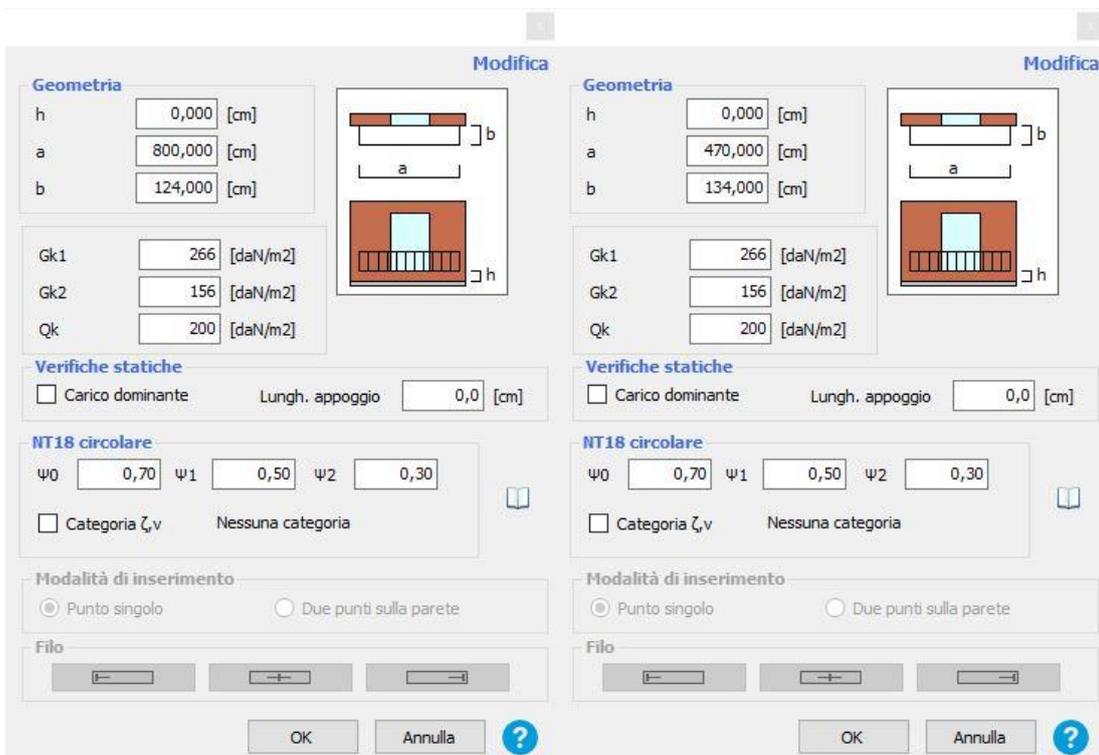


Figura 124: Definizione dei carichi propri e variabili e della geometria dei balconi nel software 3Muri della Pratica di Via Bernini 5

Per quanto riguarda la copertura è stata modellata come “strutturale”, in quanto costituita da un solaio in latero cemento: una volta definito il profilo della copertura stessa, realizzato con travi in C.A. 25x25 cm (aventi le stesse proprietà dei cordoli di piano), e le quote dei nodi, è stata definita la falda, assegnando le caratteristiche e le proprietà del solaio come riportato nella figura seguente.

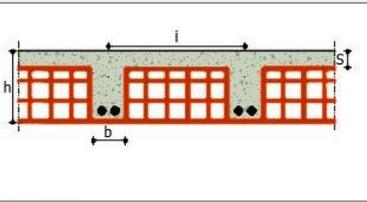
Orizzontamenti

- Legno con travetti affiancati e tavolato semplice
- Legno con travetti affiancati e tavolato doppio
- Legno con travetti affiancati e soletta in c.a.
- Legno con soletta
- Putrelle e tavelloni
- Putrelle e voltini
- Laterocemento**
- Predalles
- Lamiera grecata
- Lamiera grecata con soletta

Soletta di completamento

Soletta strutturale

Gk2, Agg. (pavimenti, etc.) [daN/m2]



Materiale

CLS

Peso blocco [daN/m2]

Valori calcolati

Spessore [cm]	4,0
G [N/mm2]	12.484,17
Ex [N/mm2]	29.962,00
Ey [N/mm2]	29.962,00
v [-]	0,2
Gk1 [daN/m2]	100
Gk2 [daN/m2]	100

Parametri

b [cm]	10,0
i [cm]	50,0
h solaio [cm]	4,0
s [cm]	4,0

Figura 125: Definizione delle caratteristiche meccaniche e geometriche del solaio di copertura nel software 3Muri della Pratica di Via Bernini 5

I carichi assegnati al solaio sono stati valutati attraverso un’analisi dei carichi, che ha portato alla definizione del carico strutturale $G_{k_1} = 2,67 \frac{kN}{m^2}$, del carico non strutturale $G_{k_2} = 0,96 \frac{kN}{m^2}$. Il valore del carico variabile Q_k è stato considerato pari a $1,2 \frac{kN}{m^2}$, ovvero il carico neve, e ad esso sono stati associati i relativi coefficienti di combinazione che in questo caso sono tutti nulli.

Nella documentazione resa disponibile per questa pratica, viene specificato che la copertura è spingente, dunque, la direzione di orditura è stata modellata come segue:

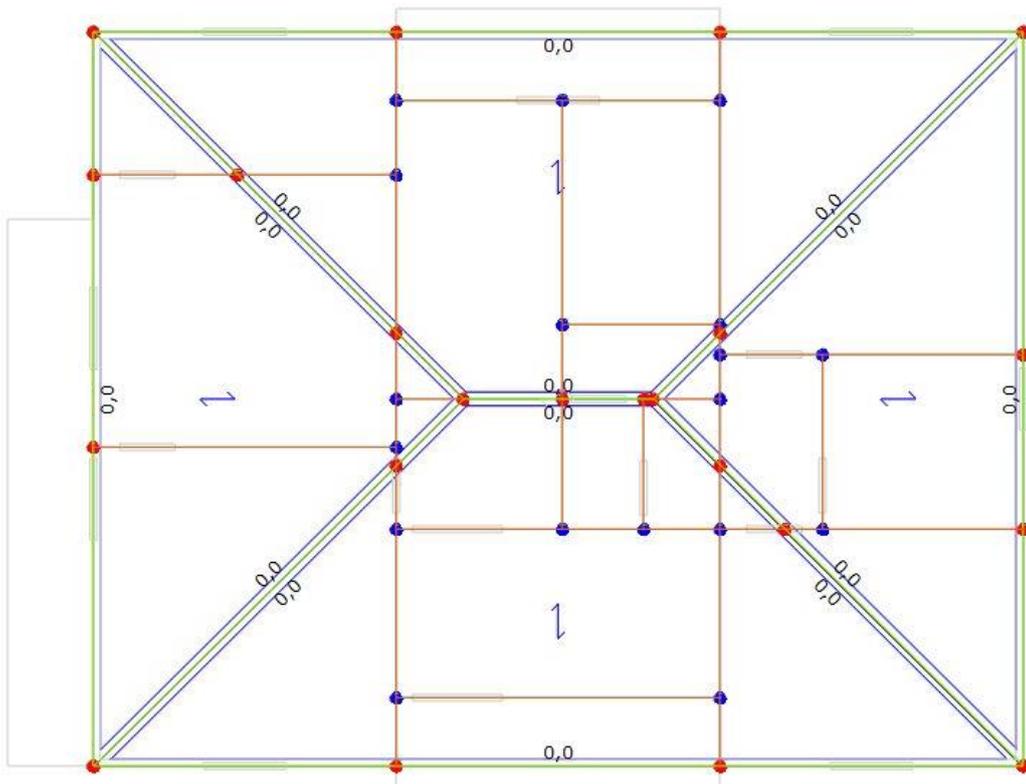


Figura 126: Modellazione del sottotetto e della copertura nel software 3Muri della Pratica di Via Bernini 5

Di seguito, si riporta la vista tridimensionale dell'edificio ottenuto dalla modellazione.

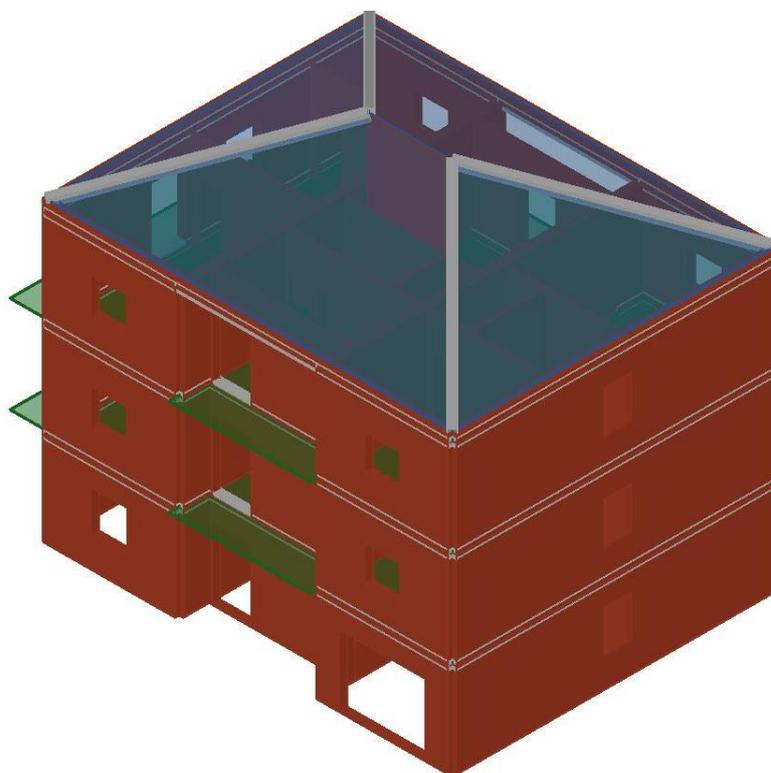


Figura 127: Vista tridimensionale della pratica di Via Bernini 5 lato sud-est

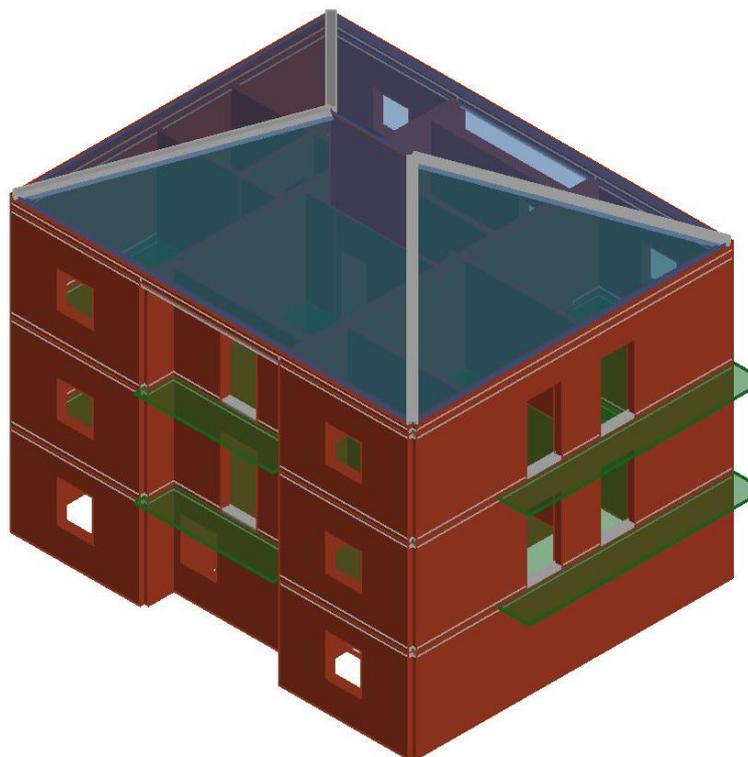


Figura 128: Vista tridimensionale della pratica di Via Bernini 5 lato nord-ovest

Conclusa la modellazione dell'edificio, nell'ambiente Analisi globale è stata generata automaticamente la mesh del modello, secondo le regole descritte in precedenza per la creazione dei maschi murari (di colore marrone), degli elementi fascia (in verde) e dei nodi rigidi (in azzurro) del telaio equivalente.

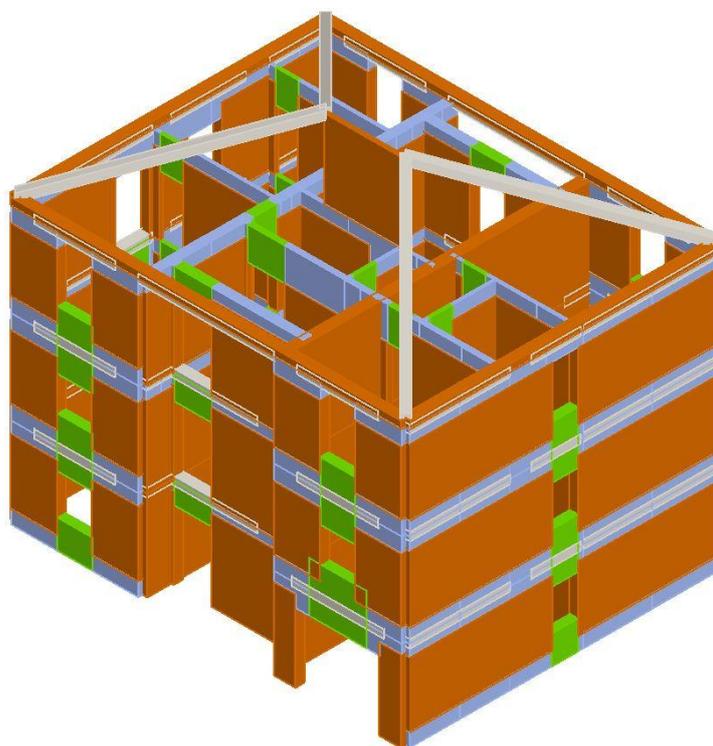


Figura 129: Vista tridimensionale della Pratica di Via Bernini 5 lato sud-est

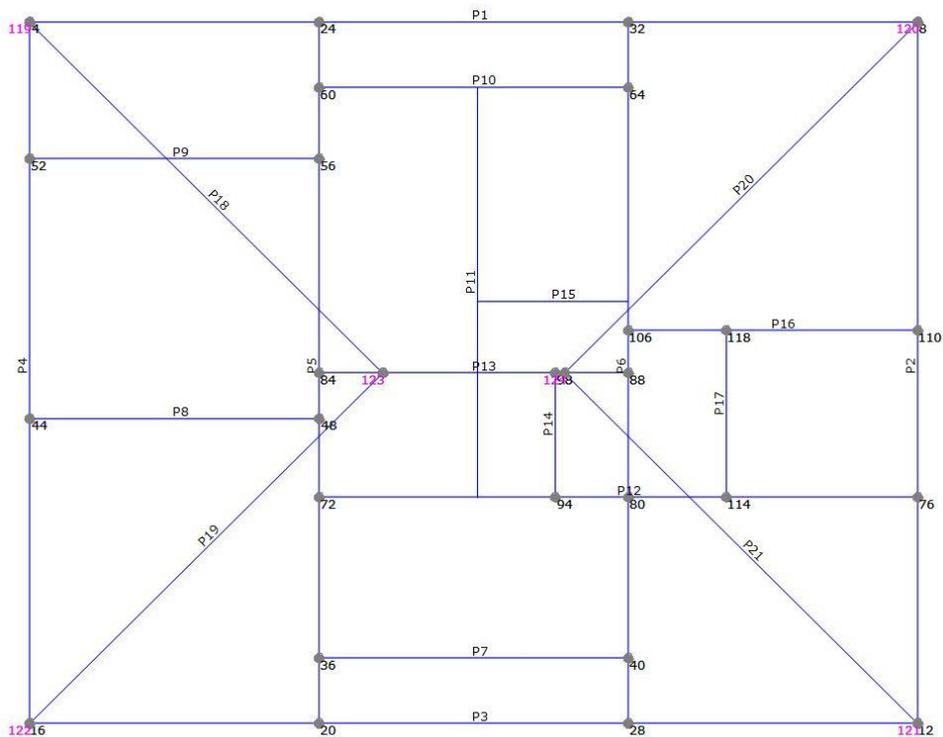


Figura 130: Identificazione delle pareti e dei nodi della mesh della Pratica di Via Bernini 5

Una volta completata la modellazione, è stato possibile procedere con l'analisi statica non lineare, seguendo lo stesso procedimento delle pratiche precedenti.

Una volta definita l'azione sismica del Comune di Maranello, si è passati alla sezione dell'analisi: come per i casi precedenti, sono state eseguite tutte le 24 analisi scegliendo come **nodo di controllo il numero 94** e, una volta eseguite le analisi, il programma mette in evidenza le analisi non soddisfatte in rosso e quelle soddisfatte in verde (Figura 131).

Verifica analisi																		
N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q ^o SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q ^o SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO	Du SLO [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00	2,75	2,15	2,89	2,17	1,61	2,39	0,74	0,72	0,59	0,48	0,808	0,776	0,979	0,814
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,00	3,19	2,72	4,03	2,52	2,04	3,33	0,94	0,81	0,72	0,41	0,872	0,824	0,704	0,585
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	2,55	1,77	2,38	2,00	1,33	1,96	0,68	0,81	0,55	0,54	0,745	0,722	1,192	0,992
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0,00	3,04	3,36	2,41	2,41	2,52	1,99	0,88	1,04	0,71	0,69	1,095	1,040	1,175	0,978
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	1,36	1,71	1,21	0,96	1,28	1,00	0,41	0,96	0,33	0,64	1,151	1,174	2,239	1,946
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0,00	1,73	2,35	1,32	1,28	1,76	1,09	0,51	1,10	0,41	0,73	1,237	1,230	2,141	1,781
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	1,37	1,72	1,23	0,97	1,29	1,02	0,41	0,94	0,33	0,62	1,152	1,174	2,302	1,915
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0,00	1,77	2,16	1,42	1,31	1,62	1,17	0,50	1,01	0,40	0,67	1,155	1,150	1,996	1,661
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	53,70	2,75	2,17	2,87	2,18	1,63	2,37	0,74	0,72	0,59	0,48	0,813	0,781	0,987	0,822
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	53,70	2,76	2,54	2,95	2,19	1,90	2,44	0,75	0,71	0,59	0,47	0,928	0,887	0,959	0,798
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	53,70	3,14	2,65	4,03	2,51	1,99	3,33	0,94	0,61	0,71	0,40	0,856	0,809	0,703	0,585
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	53,70	3,17	2,79	4,03	2,54	2,10	3,33	0,95	0,62	0,72	0,41	0,889	0,839	0,703	0,585
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	53,70	2,55	1,79	2,38	2,00	1,34	1,96	0,68	0,81	0,55	0,54	0,746	0,727	1,192	0,992
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	53,70	2,54	1,75	2,39	1,99	1,31	1,98	0,68	0,80	0,54	0,53	0,736	0,718	1,185	0,986
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	53,70	3,05	3,18	2,46	2,42	2,39	2,03	0,89	1,02	0,71	0,68	1,039	0,987	1,152	0,959
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	53,70	3,03	3,21	2,42	2,40	2,41	2,00	0,88	1,03	0,71	0,69	1,053	1,000	1,171	0,975
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	67,50	1,40	1,46	1,27	1,00	1,10	1,05	0,41	0,91	0,33	0,61	1,027	1,054	2,235	1,860
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	67,50	1,38	2,16	1,22	0,97	1,62	1,01	0,41	0,95	0,33	0,64	1,338	1,346	2,318	1,928
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	67,50	1,76	2,26	1,39	1,31	1,70	1,15	0,51	1,04	0,41	0,69	1,193	1,187	2,043	1,699
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	67,50	1,76	2,25	1,38	1,30	1,69	1,14	0,51	1,05	0,41	0,70	1,190	1,184	2,055	1,710
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	67,50	1,41	1,53	1,30	1,01	1,15	1,08	0,40	0,88	0,32	0,58	1,050	1,073	2,171	1,806
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	67,50	1,36	2,64	1,20	0,96	1,88	0,99	0,41	0,97	0,33	0,62	1,540	1,544	2,359	1,962
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	67,50	1,77	2,52	1,43	1,31	1,89	1,18	0,50	0,99	0,40	0,66	1,295	1,280	1,980	1,647
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	67,50	1,63	1,84	1,52	1,37	1,45	1,26	0,51	0,94	0,41	0,63	1,041	1,039	1,859	1,546

Figura 131: Riepilogo dei risultati ottenuti dalle 24 analisi della pratica di Via Bernini 5

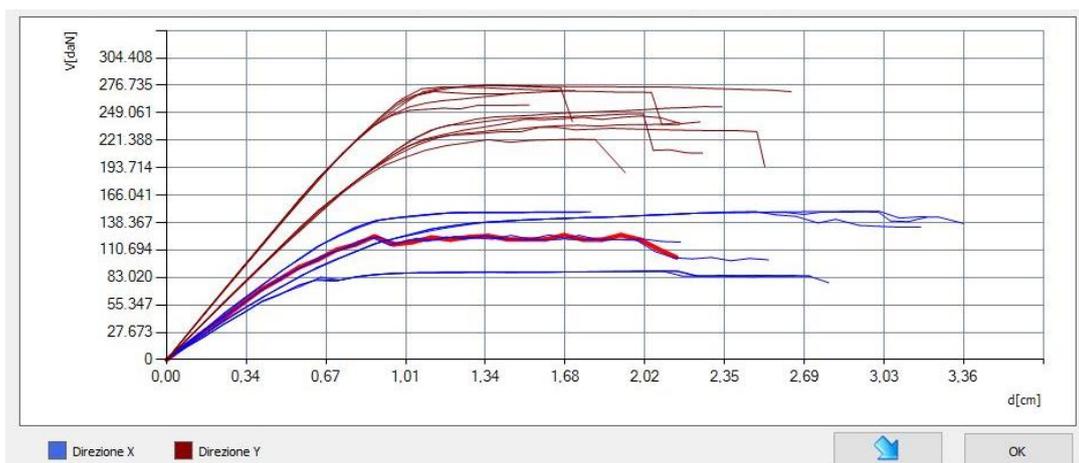


Figura 132: Curve pushover delle 24 analisi della pratica di Via Bernini 5

Dai risultati ottenuti in termini di curve pushover è possibile notare come la risposta della struttura sia distinta nelle due direzioni: in direzione y , infatti, le curve hanno un taglio resistente più alto rispetto alla direzione x in quanto la maggior parte degli elementi resistenti è disposta lungo la direzione y ; dunque, nel caso in esame, la direzione “debole” è quella in x e quella “forte” in y .

Di seguito si riportano i risultati riassunti in una tabella, relativi allo SLV:

Tabella 38: Parametri riassuntivi delle analisi pushover della Prativa di Via Bernini 5 in direzione x o “debole”

PARAMETRI (SLV)	ANALISI sisma in direzione x o “debole”											
	1	2	3	4	9	10	11	12	13	14	15	16
D_{max} [cm]	2,17	2,52	2	2,41	2,17	2,52	2	2,41	2,17	2,52	2	2,41
D_u [cm]	1,61	2,04	1,33	2,52	1,61	2,04	1,33	2,52	1,61	2,04	1,33	2,52
q^*	2,39	3,33	1,96	1,99	2,39	3,33	1,96	1,99	2,39	3,33	1,96	1,99
PGA_c [m/s^2]	1,82	1,93	1,69	2,44	1,82	1,93	1,69	2,44	1,82	1,93	1,69	2,44
PGA_D [m/s^2]	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35
PGA_c / PGA_D	0,776	0,824	0,722	1,040	0,776	0,824	0,722	1,040	0,776	0,824	0,722	1,040
T^* [s]	0,313	0,341	0,302	0,344	0,313	0,341	0,302	0,344	0,313	0,341	0,302	0,344
m^* [kg]	417575	417575	417575	417575	417575	417575	417575	417575	417575	417575	417575	417575
w [daN]	622504	622504	622504	622504	622504	622504	622504	622504	622504	622504	622504	622504
M [kg]	634561	634561	634561	634561	634561	634561	634561	634561	634561	634561	634561	634561
m^*/M [%]	65,81	65,81	65,81	65,81	65,81	65,81	65,81	65,81	65,81	65,81	65,81	65,81
Γ	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23
F^*_y [daN]	97885	70353	119200	117507	97885	70353	119200	117507	97885	70353	119200	117507
d^*_y [cm]	0,58	0,5	0,66	0,84	0,58	0,5	0,66	0,84	0,58	0,5	0,66	0,84
d^*_u [cm]	1,75	2,21	1,44	2,73	1,75	2,21	1,44	2,73	1,75	2,21	1,44	2,73

Tabella 39: Parametri riassuntivi delle analisi pushover della Prativa di Via Bernini 5 in direzione y o "forte"

PARAMETRI (SLV)	ANALISI sisma in direzione y o "forte"											
	5	6	7	8	17	18	19	20	21	22	23	24
D_{max} [cm]	0,96	1,28	0,97	1,31	1	0,97	1,31	1,3	1,01	0,96	1,31	1,37
D_u [cm]	1,28	1,76	1,29	1,62	1,1	1,62	1,7	1,69	1,15	1,98	1,89	1,45
q^*	1	1,09	1,02	1,17	1,05	1,01	1,15	1,14	1,08	0,99	1,18	1,26
PGA_c [m/s^2]	2,75	2,89	2,75	2,70	2,47	3,16	2,78	2,78	2,52	3,62	3,00	2,44
PGA_D [m/s^2]	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35
PGA_c/PGA_D	1,174	1,230	1,174	1,150	1,054	1,346	1,187	1,184	1,073	1,544	1,280	1,039
T^* [s]	0,234	0,262	0,234	0,26	0,234	0,235	0,261	0,262	0,233	0,235	0,259	0,261
m^* [kg]	393438	393438	393438	393438	393438	393438	393438	393438	393438	393438	393438	393438
w [daN]	622504	622504	622504	622504	622504	622504	622504	622504	622504	622504	622504	622504
M [kg]	634561	634561	634561	634561	634561	634561	634561	634561	634561	634561	634561	634561
m^*/M [%]	62,00	62,00	62,00	62,00	62,00	62,00	62,00	62,00	62,00	62,00	62,00	62,00
Γ	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23
F^*y [daN]	220364	201749	216902	188114	210617	218363	192459	193618	204575	222245	186567	175131
d^*y [cm]	0,78	0,89	0,76	0,82	0,74	0,78	0,85	0,85	0,71	0,79	0,81	0,77
d^*u [cm]	1,39	1,91	1,4	1,76	1,19	1,76	1,84	1,83	1,24	2,15	2,05	1,58

Ottenuti i risultati in termini di PGA_c/PGA_D per ogni analisi, è stato definito un unico valore in direzione x ed uno in direzione y, calcolato come media delle analisi in x e in y:

Tabella 40: Valori della PGA_c e PGA_c/PGA_D ottenuta dalle analisi pushover della Pratica di Via Bernini 5

	VALORI MEDI in direzione x o "debole"	VALORI MEDI in direzione y o "forte"
PGA_c [g]	0,201	0,288
PGA_D [g]	0,239	0,239
PGA_c/PGA_D	0,843	1,204

Inoltre, per la valutazione del taglio resistente del modello nelle due direzioni, è stato eseguito il medesimo procedimento del caso precedente, ottenendo i seguenti risultati:

Tabella 41: Valori del taglio resistente VR ottenuti dalle analisi pushover per la Pratica di Via Bernini 5

PARAMETRO (SLV)	ANALISI sisma in direzione x o "debole"											
	1	2	3	4	9	10	11	12	13	14	15	16
V_R [kN]	1213	894	1486	1490	126	1211	892	896	1861	1482	1493	1484
PARAMETRO (SLV)	ANALISI sisma in direzione y o "forte"											
	5	6	7	8	17	18	19	20	21	22	23	24
V_R [kN]	2757	2495	2682	2353	2591	2719	2454	2435	2513	2751	2334	2193

Taglio resistente V_R [kN]		
	Direzione x o “debole”	Direzione y o “forte”
Media di tutte le analisi	1305	2525
Media delle analisi senza eccentricità	1192	2424

6.4.6 Pratica Via Tassoni 7

L'ultimo edificio analizzato è situato in Via Tassoni 7, realizzato negli anni '60 e costituito da quattro piani di cui un sottotetto non praticabile. La sua struttura portante è composta da una muratura mista, in mattoni pieni e malta di calce e in mattoni semi pieni con malta cementizia.

Sia i solai interpiano che il solaio di copertura sono in latero cemento di spessore pari a 20 cm e, dalla documentazione disponibile, è stato possibile ipotizzare che la soletta in calcestruzzo, dello spessore di 4 cm, non è armata. Inoltre, in corrispondenza dei livelli al primo piano, al secondo ed al terzo sono presenti cordoli in calcestruzzo debolmente armato e dunque, il solaio può ritenersi ben ammorsato alle pareti. Di seguito, è illustrata la pianta tipo allo stato di fatto.

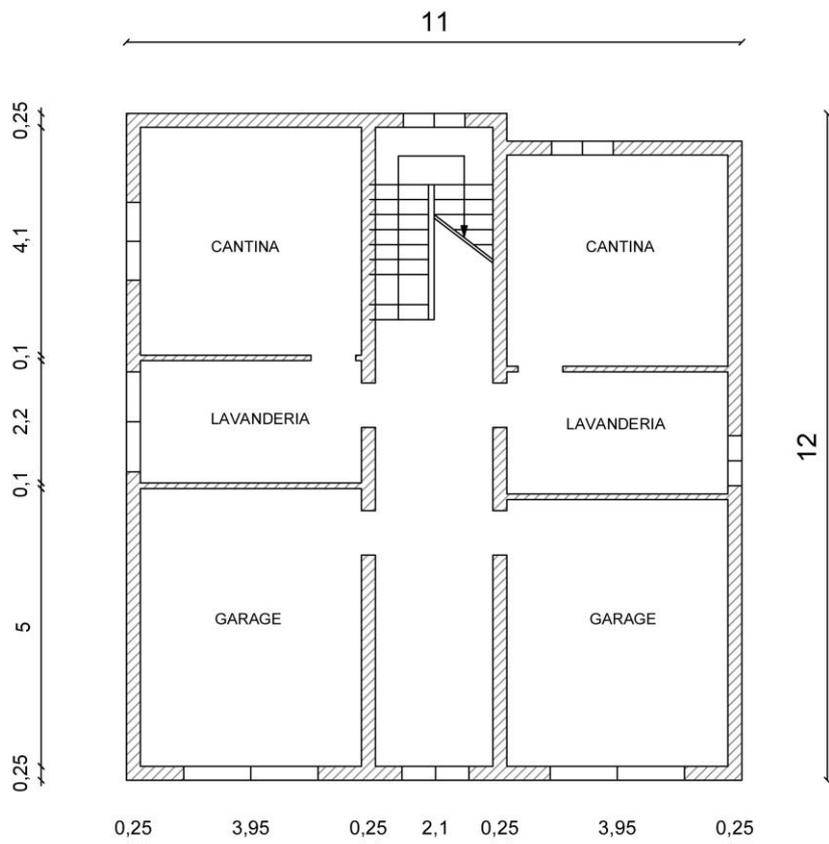


Figura 133: Pianta piano terra pratica Via Tassoni 7 in scala 1:100:

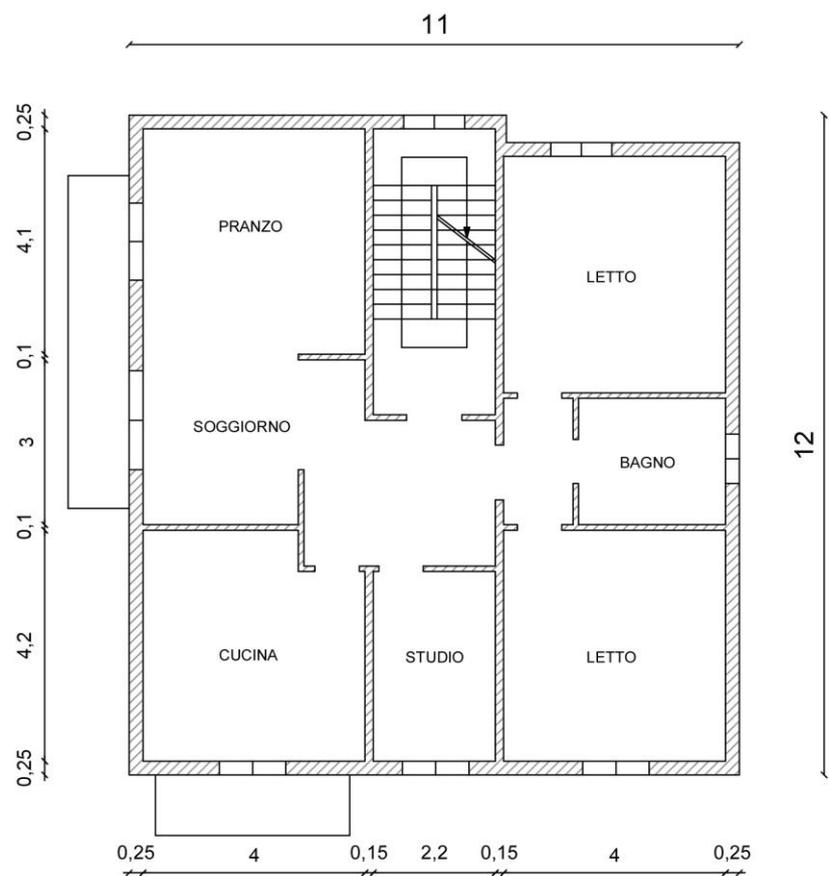


Figura 134: Pianta primo piano pratica Via Tassoni 7 in scala 1:100

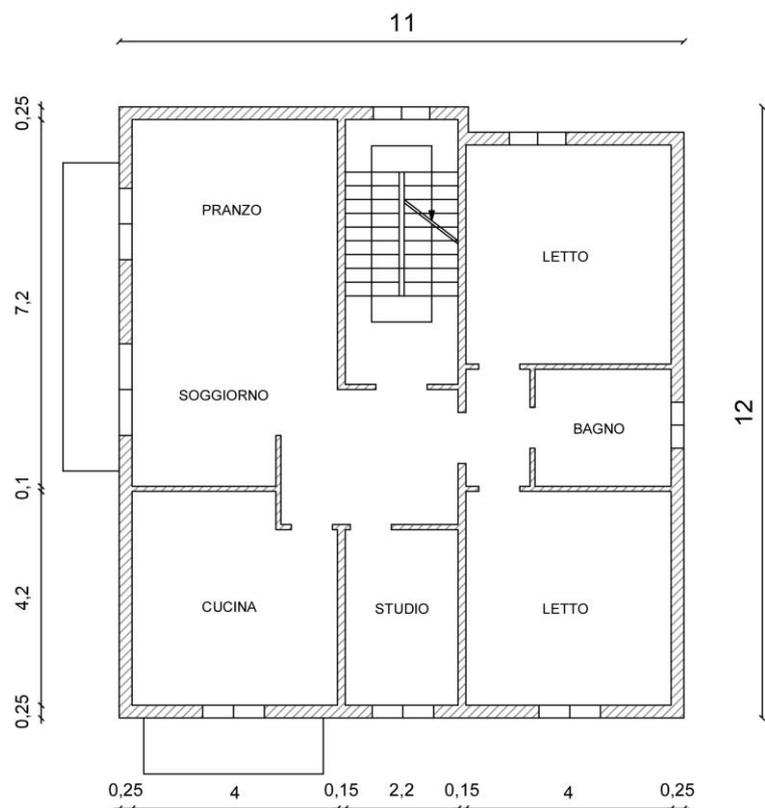


Figura 135: Pianta secondo piano pratica Via Tassoni 7 in scala 1:100

Anche in questo caso, si è voluto modellare l'edificio allo stato di fatto, a meno delle pareti che risultano in falso, in quanto il programma non permette di modellarli; inoltre, in questo caso, per la modellazione della copertura è stato necessario creare una nuova parete divisoria centrale dello spessore di 10 cm.

Le fasi della creazione del modello seguono esattamente quelle degli edifici illustrati nei sottoparagrafi precedenti.

Le altezze di piano sono le seguenti: il piano terra ha un'altezza pari a 2,50 m, mentre il primo ed il secondo piano piano pari a 2,10 m; il sottotetto ha un massimo di 2,76 m in corrispondenza del colmo e un minimo di 0,10 m sulla linea di gronda.

Una volta realizzati gli allineamenti, sono stati assegnati ad essi le proprietà medie delle murature piene e semipiene, come per i casi precedenti.

Come si osserva dalle piante della struttura (Figura 133, Figura 134, Figura 135), alle pareti sono stati assegnati spessori di 25 cm, 15 cm, 10 cm, modellandoli come semplici "Pannelli murari", mentre la muratura portante esterna, che presenta cordolo di piano debolmente armato (armatura longitudinale $4\phi 14$ e staffe $\phi 6/25$ a due bracci) di dimensione $25 \times 25\text{cm}$, è stata modellata come "Pannello + Cordolo C.A".

Definiti i pannelli murari, sono state realizzate le aperture e successivamente i solai, che sono stati valutati attraverso un'analisi dei carichi, definendo i seguenti valori di carichi:

$$Q_{k_1} = 2,66 \frac{kN}{m^2} ; Q_{k_2} = 1,56 \frac{kN}{m^2}$$

Il valore del carico variabile Q_k è stato considerato pari a $2 \frac{kN}{m^2}$, valore associato alla categoria A- Ambienti ad uso residenziale, e sono stati associati ad esso i relativi coefficienti di combinazione, considerando la combinazione caratteristica, $\psi_{0j} = 0,7, \psi_{1j} = 0,5, \psi_{2j} = 0,3$.

Di seguito si riporta la pianta modellata in 3Muri, mostrando l'orditura del solaio.

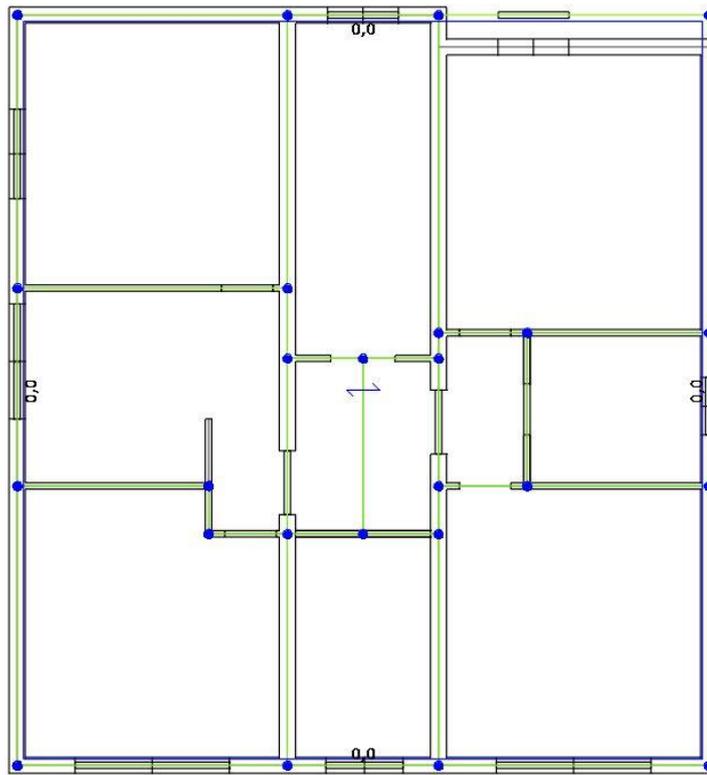


Figura 136: Modellazione del piano terra nel software 3Muri

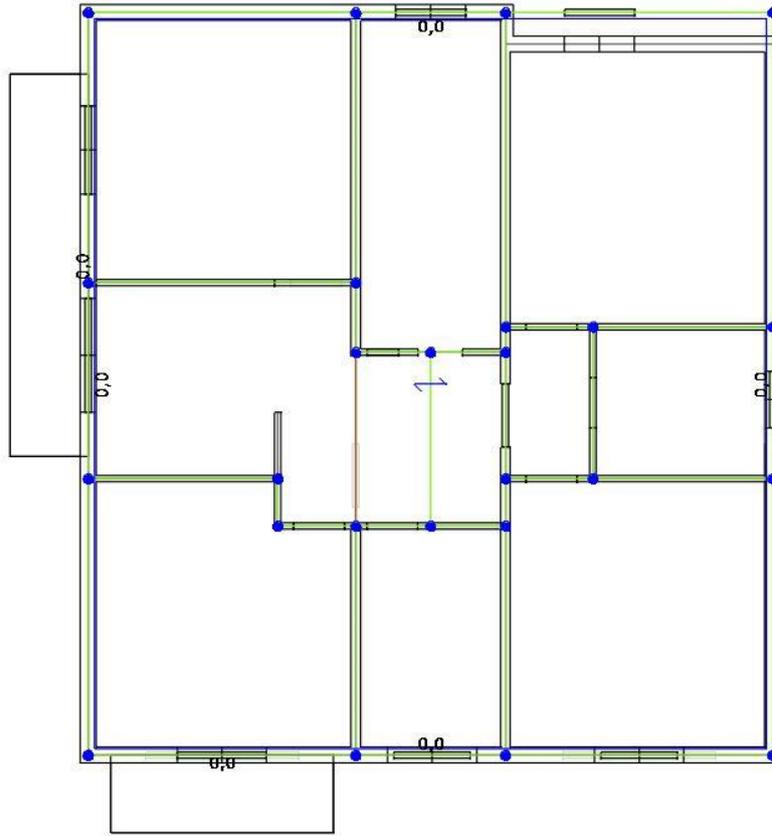


Figura 137: Modellazione del primo piano nel software 3Muri della Pratica di Via Tassoni 7

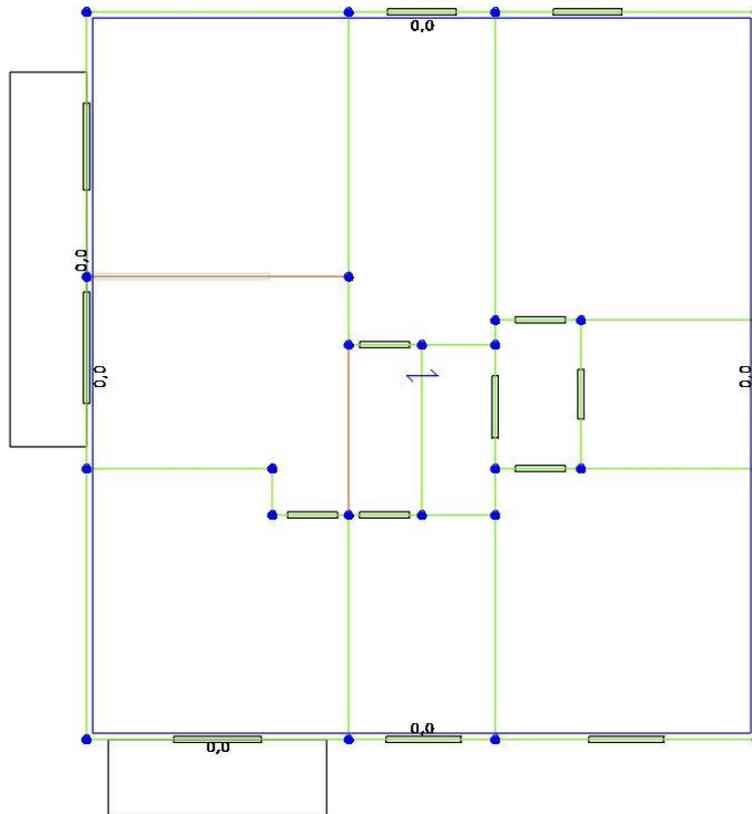


Figura 138: Modellazione del secondo piano nel software 3Muri della Pratica di Via Tassoni 7

In questo edificio, in corrispondenza del primo e del secondo piano, sono presenti anche due balconi. Nel caso in esame, i valori riportati nel software sono i seguenti:

The image shows two identical software panels for defining balcony geometry and loads. Each panel includes the following data:

Parameter	Value	Unit
h	0,000	[cm]
a	605,000	[cm]
b	122,500	[cm]
Gk1	266	[daN/m ²]
Gk2	156	[daN/m ²]
Qk	200	[daN/m ²]
Carico dominante	<input type="checkbox"/>	
Lungh. appoggio	0,0	[cm]
ψ ₀	0,70	
ψ ₁	0,50	
ψ ₂	0,30	
Categoria ζ _v	Nessuna categoria	
Modalità di inserimento	<input checked="" type="radio"/> Punto singolo	
Modalità di inserimento	<input type="radio"/> Due punti sulla parete	

Figura 139: Definizione dei carichi propri e variabili e della geometria dei balconi nel software 3Muri della Pratica di Via Tassoni 7

Per quanto riguarda la copertura è stata modellata come “strutturale”, in quanto costituita da un solaio in latero cemento: una volta definito il profilo della copertura stessa, realizzato con travi in C.A. 25x25 cm (aventi le stesse proprietà dei cordoli di piano), e le quote dei nodi, è stata definita la falda, assegnando le caratteristiche e le proprietà del solaio come riportato nella figura seguente.

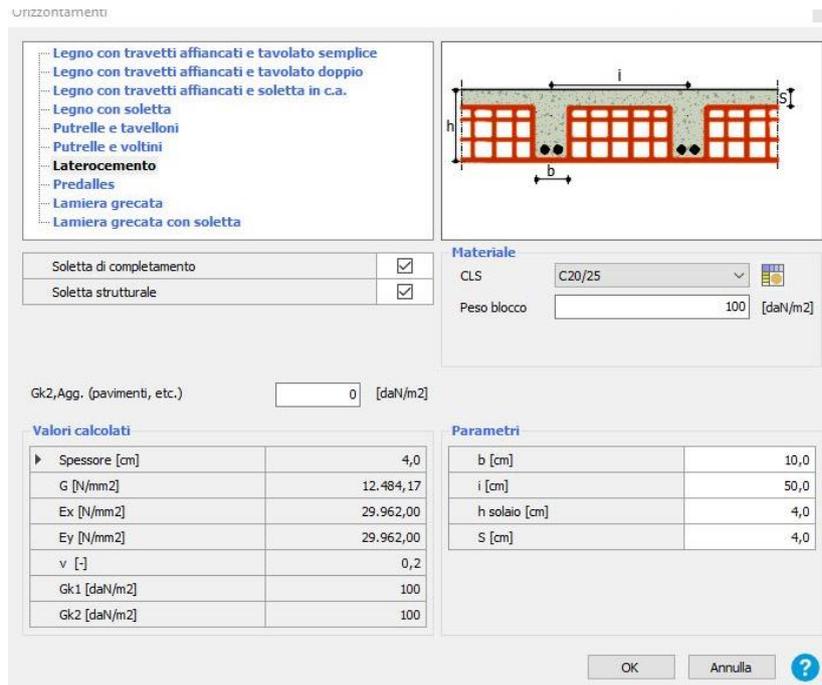


Figura 140: Definizione delle caratteristiche meccaniche e geometriche del solaio di copertura nel software 3Muri della Pratica di Via Tassoni 7

I carichi assegnati al solaio sono stati valutati attraverso un'analisi dei carichi, che ha portato alla definizione del carico strutturale $G_{k_1} = 2,70 \frac{kN}{m^2}$, del carico non strutturale $G_{k_2} = 0,96 \frac{kN}{m^2}$. Il valore del carico variabile Q_k è stato considerato pari a $1,2 \frac{kN}{m^2}$, ovvero il carico neve, e ad esso sono stati associati i relativi coefficienti di combinazione che in questo caso sono tutti nulli.

Nella documentazione resa disponibile per questa pratica, viene specificato che la copertura è spingente, dunque, la direzione di orditura è stata modellata come segue:

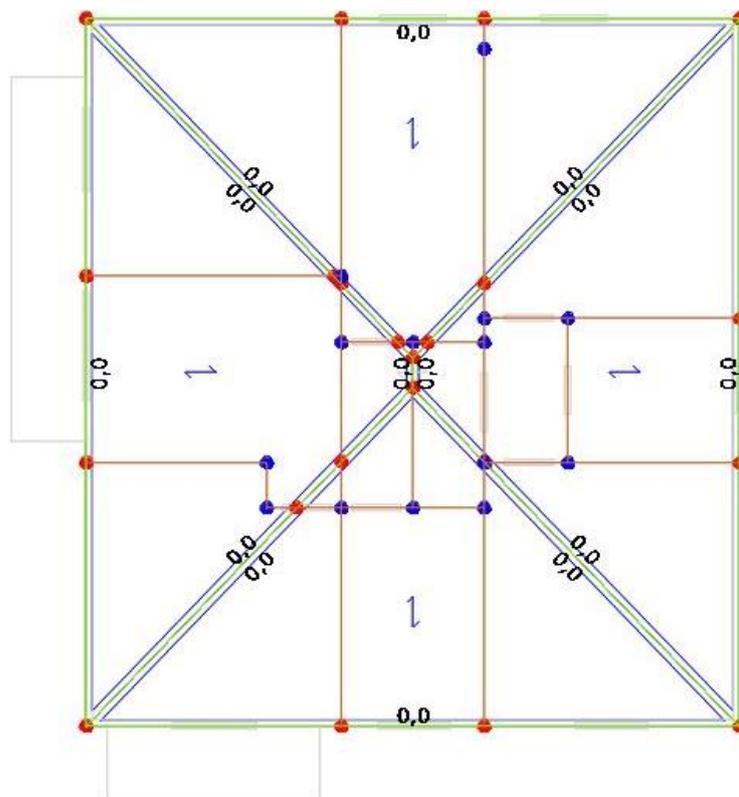


Figura 141: Modellazione del sottotetto e della copertura nel software 3Muri della Pratica di Via Tassoni 7

Di seguito, si riporta la vista tridimensionale dell'edificio ottenuto dalla modellazione.

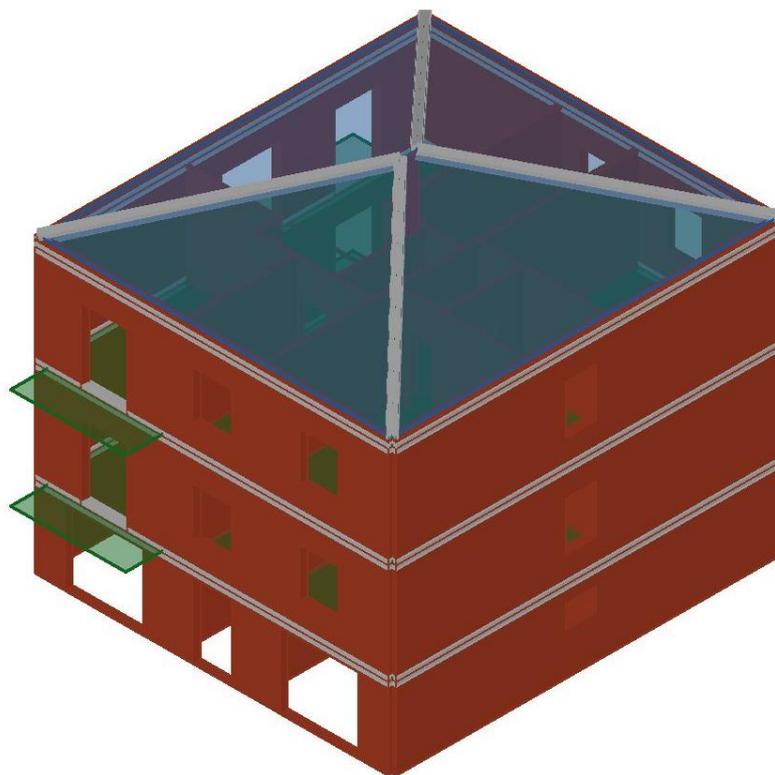


Figura 142: Vista tridimensionale della pratica di Via Tassoni 7 lato sud-ovest

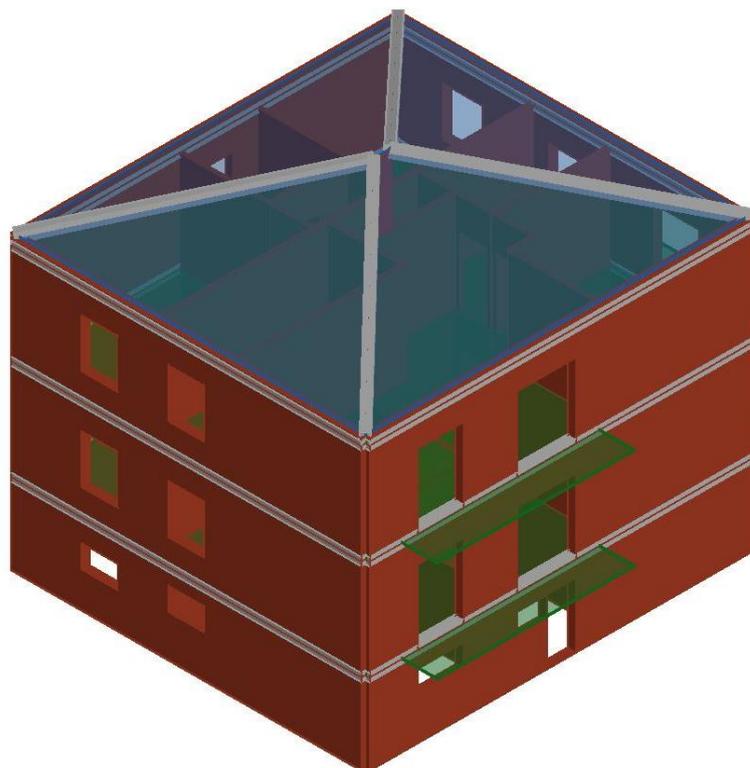


Figura 143: Vista tridimensionale della pratica di Via Tassoni 7 lato nord-est

Conclusa la modellazione dell'edificio, nell'ambiente Analisi globale è stata generata automaticamente la mesh del modello, secondo le regole descritte in precedenza per la creazione dei maschi murari (di colore marrone), degli elementi fascia (in verde) e dei nodi rigidi (in azzurro) del telaio equivalente.

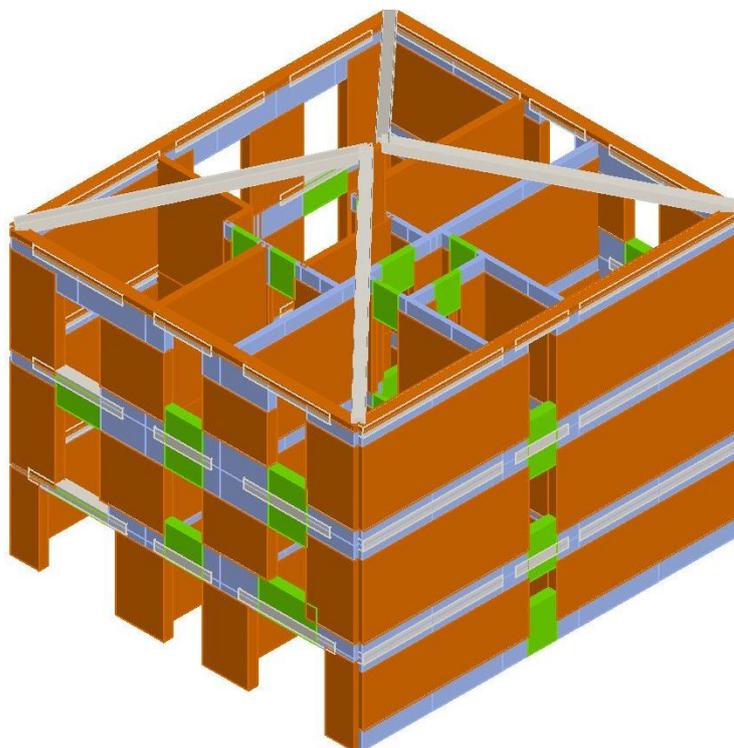


Figura 144: Vista tridimensionale della Pratica di Via Tassoni 7 lato sud-ovest

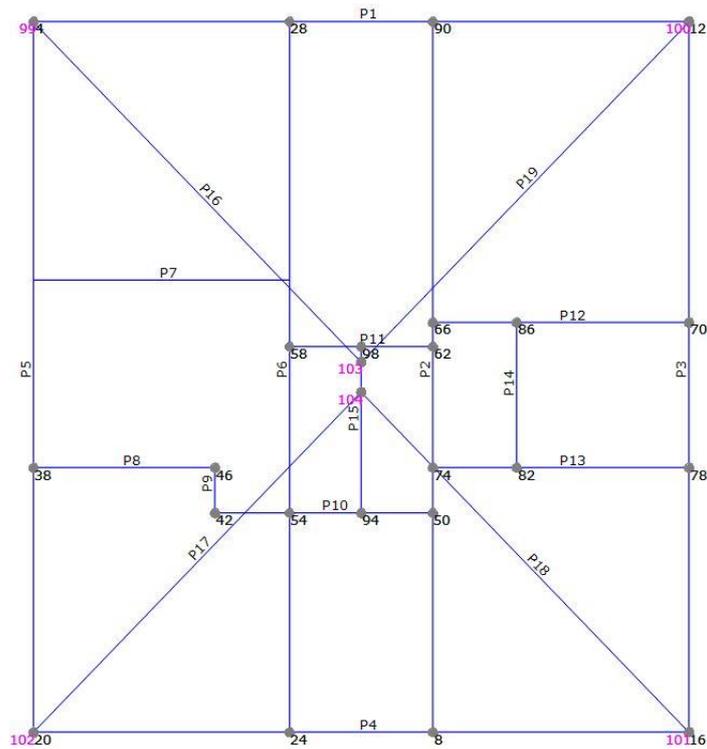


Figura 145: Identificazione delle pareti e dei nodi della mesh della Pratica di Via Tassoni 7

Una volta completata la modellazione, è stato possibile procedere con l'analisi statica non lineare, seguendo lo stesso procedimento delle pratiche precedenti.

Una volta definita l'azione sismica del Comune di Maranello, si è passati alla sezione dell'analisi: come per i casi precedenti, sono state eseguite tutte le 24 analisi scegliendo come nodo di controllo il numero 94 e, una volta eseguite le analisi, il programma mette in evidenza le analisi non soddisfatte in rosso e quelle soddisfatte in verde (Figura 146).

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO	Du SLO [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00	2,38	1,63	2,52	1,86	1,22	2,09	0,60	0,68	0,48	0,45	0,735	0,720	1,123	0,934
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,00	2,81	2,73	2,87	2,23	2,05	2,37	0,76	0,75	0,61	0,59	0,976	0,931	0,987	0,821
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	2,37	1,70	2,34	1,85	1,27	1,94	0,61	0,74	0,49	0,49	0,764	0,749	1,208	1,005
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0,00	2,89	2,78	2,98	2,29	2,08	2,05	0,82	0,93	0,66	0,63	0,965	0,921	1,143	0,951
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	1,14	1,92	1,34	0,79	1,44	1,10	0,30	0,64	0,34	0,43	1,295	1,406	2,120	1,763
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0,00	1,49	2,46	1,59	1,10	1,84	1,31	0,38	0,68	0,30	0,45	1,436	1,416	1,787	1,487
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	1,03	1,97	1,16	0,72	1,48	0,96	0,31	0,75	0,25	0,50	1,470	1,491	2,434	2,025
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0,00	1,38	2,23	1,33	0,99	1,67	1,09	0,39	0,83	0,31	0,55	1,377	1,376	2,138	1,779
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	58,75	2,32	1,57	2,52	1,82	1,18	2,08	0,58	0,65	0,47	0,44	0,728	0,715	1,124	0,935
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-58,75	2,41	1,84	2,55	1,89	1,38	2,11	0,61	0,68	0,49	0,46	0,800	0,779	1,112	0,925
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	58,75	2,77	3,32	2,92	2,19	2,49	2,41	0,75	0,72	0,59	0,48	1,178	1,119	0,970	0,807
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-58,75	2,88	2,49	2,96	2,28	1,86	2,45	0,80	0,75	0,63	0,50	0,878	0,838	0,956	0,796
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	58,75	2,33	1,56	2,32	1,81	1,17	1,92	0,60	0,73	0,48	0,49	0,728	0,718	1,222	1,016
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-58,75	2,42	1,75	2,37	1,89	1,31	1,96	0,63	0,75	0,51	0,50	0,768	0,751	1,196	0,995
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	58,75	2,81	2,82	2,43	2,22	2,11	2,01	0,78	0,91	0,63	0,61	1,004	0,960	1,166	0,970
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-58,75	2,96	2,71	2,54	2,35	2,03	2,10	0,84	0,94	0,67	0,63	0,925	0,883	1,115	0,928
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	53,75	1,11	1,68	1,32	0,76	1,26	1,09	0,30	0,64	0,24	0,43	1,291	1,312	2,153	1,791
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-53,75	1,19	1,97	1,36	0,83	1,48	1,12	0,31	0,66	0,25	0,44	1,389	1,397	2,089	1,738
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	53,75	1,46	2,48	1,55	1,07	1,86	1,28	0,37	0,69	0,30	0,46	1,463	1,444	1,833	1,525
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	-53,75	1,60	2,66	1,62	1,19	2,00	1,34	0,41	0,72	0,33	0,48	1,459	1,432	1,751	1,457
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	53,75	1,01	1,53	1,15	0,71	1,15	0,95	0,30	0,75	0,24	0,58	1,265	1,303	2,456	2,043
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-53,75	1,09	1,40	1,23	0,75	1,05	1,02	0,31	0,72	0,25	0,48	1,150	1,186	2,268	1,912
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	53,75	1,36	2,43	1,31	0,97	1,82	1,09	0,38	0,83	0,31	0,55	1,481	1,474	2,157	1,794
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	-53,75	1,41	2,26	1,37	1,02	1,70	1,13	0,39	0,81	0,31	0,54	1,378	1,374	2,072	1,724

Figura 146: Riepilogo dei risultati ottenuti dalle 24 analisi della pratica di Via Tassoni 7

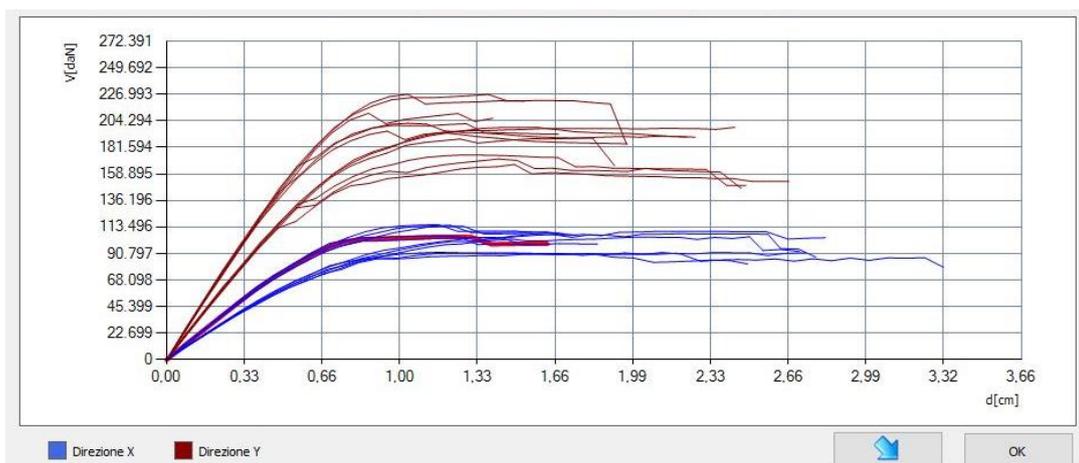


Figura 147: Curve pushover delle 24 analisi della pratica di Via Tassoni 7

Dai risultati ottenuti in termini di curve pushover è possibile notare come la risposta della struttura sia distinta nelle due direzioni: in direzione y , infatti, le curve hanno un taglio resistente più alto rispetto alla direzione x in quanto la maggior parte degli elementi resistenti è disposta lungo la direzione y ; dunque, nel caso in esame, la direzione x è “debole” e quella in y è “forte”.

Di seguito si riportano i risultati riassunti in una tabella, relativi allo SLV:

Tabella 42: Parametri riassuntivi delle analisi pushover della Pratica di Via Tassoni 7 in direzione x o “debole”

PARAMETRI (SLV)	ANALISI sisma in direzione x o “debole”											
	1	2	3	4	9	10	11	12	13	14	15	16
D_{max} [cm]	1,86	2,23	1,85	2,29	1,82	1,89	2,19	2,28	1,81	1,89	2,22	2,35
D_u [cm]	1,22	2,05	1,27	2,08	1,18	1,38	2,49	1,86	1,17	1,31	2,11	2,03
q^*	2,09	2,37	1,94	2,05	2,08	2,11	2,41	2,45	1,92	1,96	2,01	2,1
PGA_c [m/s^2]	1,69	2,18	1,76	2,16	1,68	1,83	2,63	1,97	1,68	1,76	2,25	2,07
PGA_D [m/s^2]	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35
PGA_c/PGA_D	0,720	0,931	0,749	0,921	0,715	0,779	1,119	0,838	0,718	0,751	0,960	0,883
T^* [s]	0,283	0,318	0,286	0,33	0,279	0,286	0,314	0,323	0,282	0,29	0,324	0,335
m^* [kg]	308044	308044	308044	308044	308044	308044	308044	308044	308044	308044	308044	308044
w [daN]	482772	482772	482772	482772	482772	482772	482772	482772	482772	482772	482772	482772
M [kg]	492123	492123	492123	492123	492123	492123	492123	492123	492123	492123	492123	492123
m^*/M [%]	62,59	62,59	62,59	62,59	62,59	62,59	62,59	62,59	62,59	62,59	62,59	62,59
Γ	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23
F^*_y [daN]	82822	72833	89149	84325	82904	82019	71541	70548	90116	88200	85986	82263
d^*_y [cm]	0,55	0,61	0,6	0,76	0,53	0,55	0,58	0,61	0,59	0,61	0,74	0,76
d^*_u [cm]	1,32	2,21	1,38	2,25	1,27	1,49	2,69	2,02	1,27	1,42	2,28	2,19

Tabella 43: Parametri riassuntivi delle analisi pushover della Pratica di Via Tassoni 7 in direzione y o "forte"

PARAMETRI (SLV)	ANALISI sisma in direzione y o "forte"											
	5	6	7	8	17	18	19	20	21	22	23	24
D_{max} [cm]	0,79	1,1	0,72	0,99	0,76	0,83	1,07	1,19	0,71	0,75	0,97	1,02
D_u [cm]	1,44	1,84	1,48	1,67	1,26	1,48	1,86	2	1,15	1,05	1,82	1,7
q^*	1,1	1,31	0,96	1,09	1,09	1,12	1,28	1,34	0,95	1,02	1,09	1,13
PGA_c [m/s^2]	3,30	3,32	3,50	3,23	3,08	3,28	3,39	3,36	3,06	2,78	3,46	3,22
PGA_D [m/s^2]	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35
PGA_c/PGA_D	1,406	1,416	1,491	1,375	1,312	1,397	1,444	1,432	1,303	1,186	1,474	1,374
T^* [s]	0,203	0,228	0,205	0,23	0,201	0,207	0,226	0,237	0,204	0,206	0,229	0,231
m^* [kg]	312054	312054	312054	312054	312054	312054	312054	312054	312054	312054	312054	312054
w [daN]	482772	482772	482772	482772	482772	482772	482772	482772	482772	482772	482772	482772
M [kg]	492123	492123	492123	492123	492123	492123	492123	492123	492123	492123	492123	492123
m^*/M [%]	63,41	63,41	63,41	63,41	63,41	63,41	63,41	63,41	63,41	63,41	63,41	63,41
Γ	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21
F^*y [daN]	158403	133582	181902	159775	160917	156125	136968	130864	183520	171732	161166	154862
d^*y [cm]	0,53	0,56	0,62	0,69	0,53	0,54	0,57	0,6	0,62	0,59	0,69	0,67
d^*u [cm]	1,59	2,04	1,63	1,84	1,39	1,63	2,05	2,21	1,27	1,16	2,01	1,87

Ottenuti i risultati in termini di PGA_c/PGA_D per ogni analisi, è stato definito un unico valore in direzione x ed uno in direzione y, calcolato come media delle analisi in x e in y:

Tabella 44: Valori della PGA_c e PGA_c/PGA_D ottenuti dalle analisi pushover della Pratica di Via Tassoni 7

	VALORI MEDI in direzione x o "debole"	VALORI MEDI in direzione y o "forte"
PGA_c [g]	0,201	0,331
PGA_D [g]	0,239	0,239
PGA_c/PGA_D	0,841	1,385

Inoltre, per la valutazione del taglio resistente del modello nelle due direzioni, è stato eseguito il medesimo procedimento del caso precedente, ottenendo i seguenti risultati:

Tabella 45: Valori del taglio resistente VR ottenuti dalle analisi pushover per la Pratica di Via Tassoni 7

PARAMETRO (SLV)	ANALISI sisma in direzione x o "debole"											
	1	2	3	4	9	10	11	12	13	14	15	16
V_R [kN]	1053	901	1088	1074	1056	1047	582	901	902	1156	1077	1050
PARAMETRO (SLV)	ANALISI sisma in direzione y o "forte"											
	5	6	7	8	17	18	19	20	21	22	23	24
V_R [kN]	1930	1619	2211	1969	2018	1879	1638	1568	2240	2054	1975	1892

Taglio resistente V_R [kN]		
	Direzione x o “debole”	Direzione y o “forte”
Media di tutte le analisi	1029	1916
Media delle analisi senza eccentricità	988	1794

In sintesi, si porta una tabella riepilogativa dei risultati ottenuti per le pratiche esposte in questo paragrafo.

Tabella 46: Riepilogo dei risultati ottenuti per le sei pratiche modellate nella direzione "debole"

Direzione “debole”					
Pratica	PGA_c [g]	PGA_D [g]	PGA_c/PGA_D	V_R [kN]	
				Media di tutte le analisi	Media delle analisi senza eccentricità
3	0,338	0,239	1,205	735	669
241	0,443		1,852	1314	1276
Via Agnini 11	0,230		0,96	1563	1515
Via Agnini 41	0,270		1,129	1287	1198
Via Bernini 5	0,201		0,843	1305	1192
Via Tassoni 7	0,201		0,841	1029	988

Tabella 47: Riepilogo dei risultati ottenuti per le sei pratiche modellate nella direzione "forte"

Direzione “forte”					
Pratica	PGA_c [g]	PGA_D [g]	PGA_c/PGA_D	V_R [kN]	
				Media di tutte le analisi	Media delle analisi senza eccentricità
3	0,440	0,239	1,841	1123	977
241	0,488		2,043	1129	1041
Via Agnini 11	0,335		1,403	798	787
Via Agnini 41	0,342		1,43	1847	1642
Via Bernini 5	0,288		1,204	2525	2424
Via Tassoni 7	0,331		1,385	1916	1794

6.5 Definizione della vulnerabilità sismica dei casi di studio con la metodologia RE.SIS.TO.

La metodologia speditivo RE.SIS.TO. ha permesso di stimare, per ogni edificio individuato dalle pratiche edilizie, il rapporto tra capacità e domanda in termini di accelerazione al suolo, ovvero l'indice di vulnerabilità, col fine di attribuire a ciascuno di essi una delle cinque categorie omogenee stabilite dal metodo RE.SIS.TO. per la valutazione della vulnerabilità sismica.

A titolo dimostrativo, viene riportata nel dettaglio l'applicazione di tale metodo ad un edificio scelto tra quelli analizzati, ovvero la pratica 241, e, a fine paragrafo, vengono riepilogati i risultati ottenuti per tutte le pratiche delle quattro tipologie MUR A, MUR B, MUR A0, MUR C.

Nel presente lavoro di tesi, rispetto alla versione ufficiale del metodo riportata nell'articolo di C. Mazzotti, M. Savoia, C. Chinni, G. Perri (2013), si propongono delle modifiche al calcolo, in modo da valutare il confronto con i risultati di 3MURI.

In particolare:

- Suddivisione del calcolo in x e y per i seguenti fattori: resistenza al taglio τ_0 , taglio resistente V_R , rapporto V_R/V_S , pseudo accelerazione di collasso $S_{a,c}$, $PGA_{,c}$ e il rapporto $PGA_{,c}/PGA_{,D}$;
- Definizione di due direzioni “debole” e “forte” per ciascun edificio, definite dalla direzione che fornisce una $PGA_{,c}$ rispettivamente più bassa e più alta;
- Il calcolo della resistenza al taglio τ_0 è stato valutato come media pesata rispetto alle aree resistenti nelle due direzioni effettivamente presenti nel modello (nel caso di compresenza di diverse tipologie murarie);
- Il calcolo della tensione normale media di compressione agente sui maschi murari si mantiene inalterato.

PRATICA 241

La metodologia RE.SIS.TO. è stata applicata compilando un file Excel ed è costituito da 5 parti:

- Una parte in cui vengono riportati i coefficienti riduttivi C_{RID} , valutati secondo le indicazioni della scheda GNDT II livello

Calculation of the reduction coefficient for the resisting shear force (C_{rid})		
Parameters	Class	C_{rid}
1. Typology and organization of the resisting system	B	0,99
2. Quality of the resisting system	B	1,00
4. Building location and foundation	A	1,00
5. Horizontal structural elements	C	0,99
6. Plan configuration	A	1,00
7. Configuration in elevation	A	1,00
8. Maximum distance between masonry walls	C	0,99
9. Roof	C	0,98
10. Non structural elements	A	1,00
11. State of conservation of the building	B	1,00

Figura 148: Parte 1 della scheda compilativa di RE.SIS.TO.

- Una parte in cui sono riassunti i parametri meccanici della muratura, distinti nelle due direzioni, ovvero τ_0, FC, γ_M

Mechanical Parameters of Masonry (τ_r)					
Direzione x			Direzione y		
$\tau_0(x)$	125	kN/m ²	$\tau_0(y)$	125	kN/m ²
FC	1		FC	1	
γ_M	1		γ_M	1	
giunti sottili	1		giunti sottili	1	
conness trasv	1		conness trasv	1	
τ_r	125,00	kN/m ²	τ_r	125,00	kN/m ²

Figura 149: Parte 2 della scheda compilativa RE.SIS.TO.

- Una parte di calcolo, per la definizione della PGA_c , secondo il procedimento riportato nel paragrafo 5.1 della presente tesi

Calculation of the collapse ground acceleration (PGA_c)					
Floor	4th	3rd	2nd	1st	Ground
h [m]			1,21	2,97	2,97
Ax [m ²]			6,94	6,99	6,99
Ay [m ²]			5,63	7,64	7,64
At [m ²]			127,75	128	128
pm [kN/m ³]			15,00	15,00	15,00
ps [kN/m ²]			1,58	4,97	4,97
q [kN/m ²]			3,37	10,06	10,06
W [kN]			430	1288	1288
σ_0 [kN/m ²]			34,21	117,42	205,46
Vr,x [kN]			943	1114	1265
Vr,y [kN]			765	1218	1383
z [m]			7,15	5,94	2,97
W [kN]			430	1288	1288
z*W			3074	7650	3825
ΣzW			3074	10725	14550
$\Sigma zW/\Sigma zW_{tot}$			0,21	0,74	1,00
F [kN]			635	1580	790
Vs [kN]			635	2216	3006
Vr/Vs (x)			1,485	0,503	0,421
Vr/Vs (y)			1,205	0,550	0,460
Sa,x			1,485	0,503	0,421
Sa,y			1,205	0,550	0,460
Sa,c (Crid) (x)			1,394	0,472	0,395
Sa,c (Crid) (y)			1,130	0,516	0,432
Ax/At			0,0543249	0,0546094	0,0546094
Ay/At			0,0440705	0,0596875	0,0596875

Figura 150: Parte 3 della scheda compilativa RE.SIS.TO.

- Una parte contenente i coefficienti α_{PM} , α_{AD} , α_{DUT} , α_{DT}

Parameters	Masonry
α_{pm}	0,8
α_{ad}	2,5
α_{dt}	0,8
α_{dut}	2
$\alpha_{pm} \cdot \alpha_{ad} \cdot \alpha_{dt} \cdot (1/\alpha_{dut})$	0,80

Figura 151: Parte 4 della scheda compilativa RE.SIS.TO.

- Una parte in cui viene riportata il valore della PGA_C ridotta con il coefficiente C_{RID} , il valore della PGA_D e il rapporto PGA_C / PGA_D

DIREZIONE x		DIREZIONE y	
$S_{a,c}$ [g]	0,395	$S_{a,c}$ [g]	0,432
PGA_c [g]	0,493553	PGA_c [g]	0,539448
PGA_d [g]	0,239	PGA_d [g]	0,239
PGA_c / PGA_d	2,065	PGA_c / PGA_d	2,257

Figura 152: Parte 5 della scheda compilativa RE.SIS.TO.

Come primo dato, si riporta il calcolo dell'azione sismica secondo il procedimento definito nel paragrafo 5.1.: per definire la domanda in termini di accelerazione al suolo PGA_D del Comune di Maranello, è stato utilizzato il documento Excel di SPETTRI NTC ver. 1.0.3., che prevede la scomposizione del calcolo in tre fasi:

- FASE 1: individuazione della pericolosità del sito, sulla base dei risultati del progetto S1 – INGV.

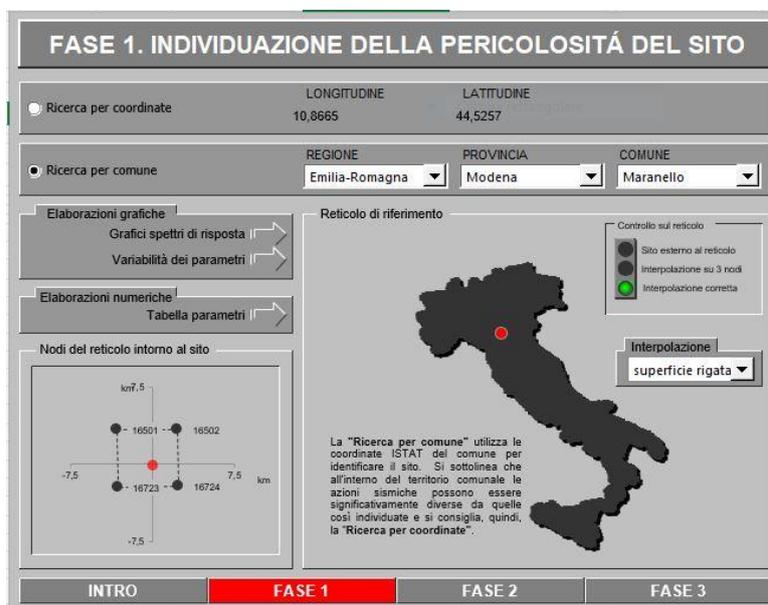


Figura 153: Individuazione della pericolosità di sito attraverso il documento Excel SPETTRI NTC ver. 1.0.3.

- FASE 2: scelta della strategia di progettazione.

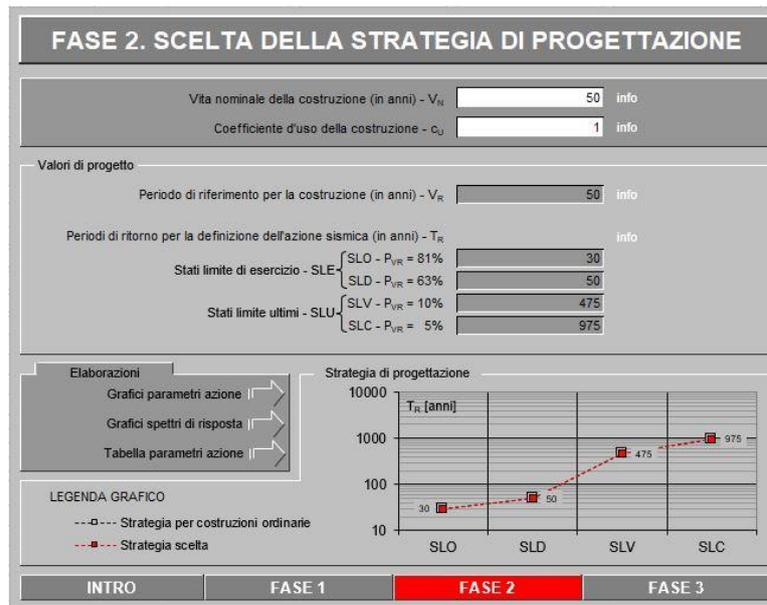


Figura 154: Scelta della strategia di progettazione attraverso il documento Excel SPETTRI NTC ver. 1.0.3.

- FASE 3: determinazione dell'azione di progetto, in cui viene selezionato lo stato limite SLV, a cui corrisponde una probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R del 10%. In questo caso, si indica la categoria di sottosuolo C e la categoria topografica T1.

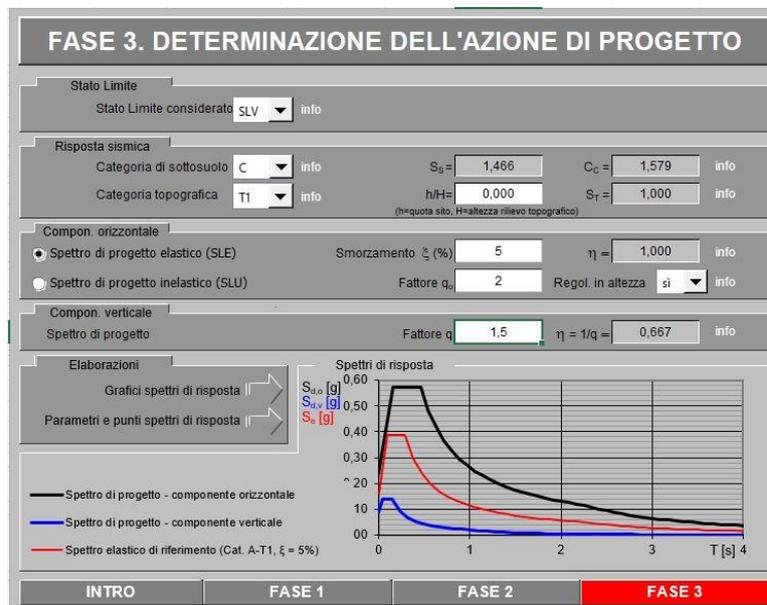
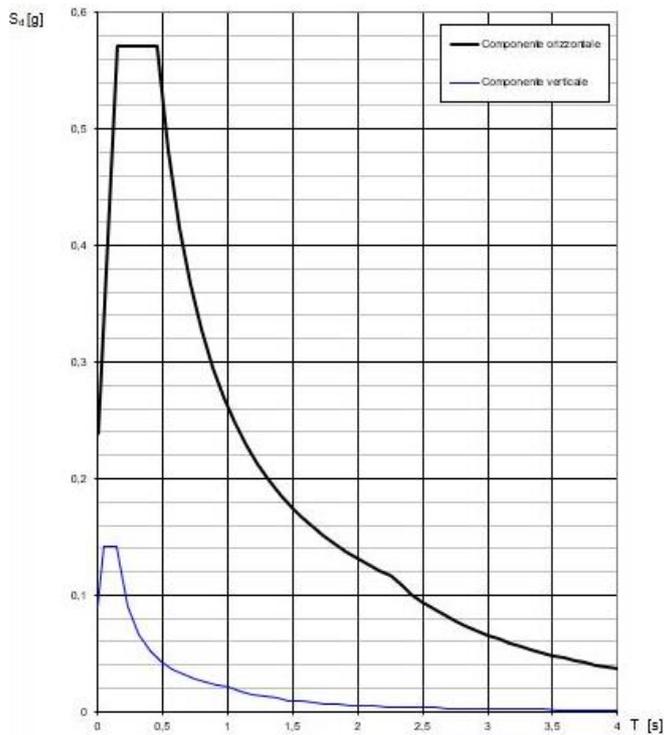


Figura 155: Determinazione dell'azione di progetto attraverso il documento Excel SPETTRI NTC ver. 1.0.3.

Lo spettro di risposta di progetto che si ottiene è il seguente:



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,163 g
F_o	2,391
T_c	0,290 s
S_s	1,466
C_c	1,579
S_T	1,000
q	2,000

Parametri dipendenti

S	1,466
η	1,000
T_B	0,153 s
T_c	0,458 s
T_D	2,251 s

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	S_e [g]
	0,000	0,239
$T_B \leftarrow$	0,153	0,571
$T_c \leftarrow$	0,458	0,571
	0,544	0,481
	0,629	0,416
	0,715	0,366
	0,800	0,327
	0,885	0,296
	0,971	0,270
	1,056	0,248
	1,142	0,229
	1,227	0,213
	1,312	0,200
	1,398	0,187
	1,483	0,177
	1,568	0,167

Figura 156: Spettri di risposta del Comune di Maranello

È stato ottenuto un valore di $PGA_D = 0,239 g$.

I coefficienti C_{RID} sono stati valutati singolarmente, analizzando i documenti a disposizione di ciascuna pratica e, nel caso in esame, le considerazioni fatte sono le seguenti:

- **Parametro 1:** la classe scelta è la B (0,99), in quanto sono presenti cordoli su tutti i livelli di piano;
- **Parametro 2:** la classe scelta è la B (1,00), in quanto la muratura portante dell'edificio è in laterizio;
- **Parametro 4:** la classe scelta è la A (1,00);
- **Parametro 5:** la classe scelta è la C (0,99), in quanto il solaio è di tipo SAP con elevata deformabilità nel piano ma ben collegata alle pareti, per la presenza dei cordoli;
- **Parametro 6:** la classe scelta è la A (1,00), in quanto la configurazione planimetrica è regolare;
- **Parametro 7:** la classe scelta è la A (1,00), in quanto non ci sono arretramenti/ discontinuità in elevazione;

- **Parametro 8:** la classe scelta è la C (0,99), in quanto il rapporto distanza tra le murature/spessore della muratura è compresa tra 18 e 25;
- **Parametro 9:** la classe scelta è la C (0,99), in quanto la copertura è spingente;
- **Parametro 10:** la classe scelta è la A (1,00), in quanto costituito da infissi ben collegati alle pareti, da balconi costituenti parte integrante della struttura degli orizzontamenti;
- **Parametro 11:** la classe scelta è la A (1,00), in quanto non sono visibili lesioni causate dall'azione sismica.

Moltiplicando tra loro tutti questi coefficienti, il C_{RID} che è stato ottenuto per questa pratica è pari a 0,94.

Il calcolo delle aree resistenti nelle due direzioni A_X e A_Y sono stati ricavati mediante l'analisi delle piante con il software AUTOCAD.

La resistenza al taglio della muratura τ_R , in generale, è stata definita attraverso la media pesata (nel caso di compresenza di diverse tipologie murarie) delle aree resistenti effettivamente presenti all'interno del modello per entrambe le direzioni, al fine di ottenere un valore che fosse il più possibile confrontabile con i risultati ottenuti con la modellazione con il software 3Muri; nel caso specifico, essendo costituito da una sola tipologia di muratura, la $\tau_R = 125 \frac{kN}{m^2}$, corrispondente alla resistenza a taglio della muratura semipiena. Tale valore è stato ricavato dalla media dell'intervallo fornito in tabella C.8.5.I della Circolare (2018).

Aree resistenti				Resistenza a taglio τ_0 [kN/m ²]
LIVELLO	Ground	First	Second	
A_X [m ²]	6,99	6,99	6,94	125
A_Y [m ²]	7,64	7,64	5,63	

Inoltre, i valori di α inseriti nel metodo sono quelli consigliati nell'articolo di C. Mazzotti, M. Savoia, C. Chinni, G. Perri (2013), ovvero: $\alpha_{PM} = 0,8$ per edifici con più di un piano fuori terra, $\alpha_{AD} = 2,5$, $\alpha_{DT} = 0,8$ per gli edifici in muratura, $\alpha_{DUC} = 2$.

I valori di γ ed F_C sono stati assunti unitari in quanto si vuole studiare il comportamento medio delle murature per definire le curve di fragilità realistiche tipologiche, e non fare una verifica di sicurezza degli edifici secondo la normativa, ma valutare il comportamento effettivo degli stessi.

Una volta completato il foglio Excel con i dati geometrici, come l'altezza di piano, l'area totale di piano, il peso del solaio (definito dall'analisi dei carichi e riportato nel sotto capitolo 6.4.2. del presente elaborato), i risultati che sono stati ottenuti per la pratica in esame sono i seguenti:

Tabella 48: Valori della PGA_c e PGA_c/PGA_d ottenuti dalle analisi pushover della Pratica 241 in RE.SIS.TO.

PGA_c/PGA_d	Classe di resistenza
0% - 25%	V
25% - 50%	IV
50% - 75%	III
75% - 100%	II
> 100%	I

	DIREZIONE "debole"	DIREZIONE "forte"
PGA_c [g]	0,494	0,539
PGA_d [g]	0,239	0,239
PGA_c/PGA_d [-]	2,065	2,257

Applicando il medesimo procedimento per tutte le pratiche di tutte le tipologie, sono stati ottenuti i seguenti risultati, riferiti alle direzioni "deboli" e "forti" degli edifici:

RISULTATI MUR A

Tabella 49: Risultati ottenuti dalla metodologia RE.SIS.TO. della MUR A in direzione "debole" e "forte"

DIREZIONE "DEBOLE"						
Pratica	CRID	A_r/A_t [-]	PGA_d [g]	PGA_c [g]	PGA_c/PGA_d [-]	τ_0 [N/mm ²]
3	0,90	0,055	0,239	0,338	1,413	0,116
241	0,94	0,055		0,494	2,065	0,125
Via Agnini 11	0,90	0,040		0,323	1,350	0,095
Via Agnini 41	0,94	0,050		0,270	1,129	0,099
Via Bernini 5	0,92	0,055		0,261	1,093	0,097
Via Tassoni 7	0,93	0,040		0,205	0,858	0,098
61	0,92	0,058		0,421	1,760	0,125
231	0,95	0,058		0,336	1,405	0,090
304 e 248	0,71	0,049		0,235	0,984	0,090
333	0,96	0,063		0,479	2,003	0,125
Via Carducci 28	0,94	0,057		0,386	1,614	0,100
Via Cavedoni 41	0,93	0,056		0,355	1,487	0,125
Via Fogliano 12	0,90	0,042		0,271	1,136	0,150
Via Legnano 11	0,91	0,037		0,326	1,363	0,090
Via Martinella8	0,94	0,062		0,273	1,144	0,090
Via Martinella 26	0,94	0,062		0,339	1,416	0,090
Via Martinella 60-62	0,94	0,033		0,196	0,822	0,108
Via Piemonte 23	0,94	0,048		0,314	1,312	0,125
Via Tassoni 16	0,95	0,035		0,204	0,853	0,090
Via Zozi 125	0,88	0,052		0,231	0,967	0,090

DIREZIONE "FORTE"						
Pratica	C _{RID}	A _r /A _t [-]	PGA _d [g]	PGA _c [g]	PGA _c /PGA _d [-]	τ ₀ [N/mm ²]
3	0,90	0,054	0,239	0,501	2,097	0,112
241	0,94	0,059		0,539	2,257	0,125
Via Agnini 11	0,90	0,052		0,434	1,816	0,100
Via Agnini 41	0,94	0,054		0,331	1,386	0,104
Via Bernini 5	0,92	0,076		0,365	1,527	0,091
Via Tassoni 7	0,93	0,082		0,418	1,749	0,096
61	0,92	0,059		0,495	2,070	0,125
231	0,95	0,064		0,372	1,557	0,090
304 e 248	0,71	0,069		0,337	1,410	0,090
333	0,96	0,066		0,497	2,079	0,125
Via Carducci 28	0,94	0,065		0,427	1,789	0,102
Via Cavedoni 41	0,93	0,065		0,415	1,734	0,125
Via Fogliano 12	0,90	0,057		0,312	1,305	0,116
Via Legnano 11	0,91	0,065		0,550	2,302	0,090
Via Martinella8	0,94	0,070		0,309	1,294	0,090
Via Martinella 26	0,94	0,107		0,474	1,983	0,090
Via Martinella 60-62	0,94	0,055		0,306	1,280	0,108
Via Piemonte 23	0,94	0,058		0,380	1,589	0,125
Via Tassoni 16	0,95	0,067		0,445	1,863	0,090
Via Zozi 125	0,88	0,067		0,294	1,228	0,090

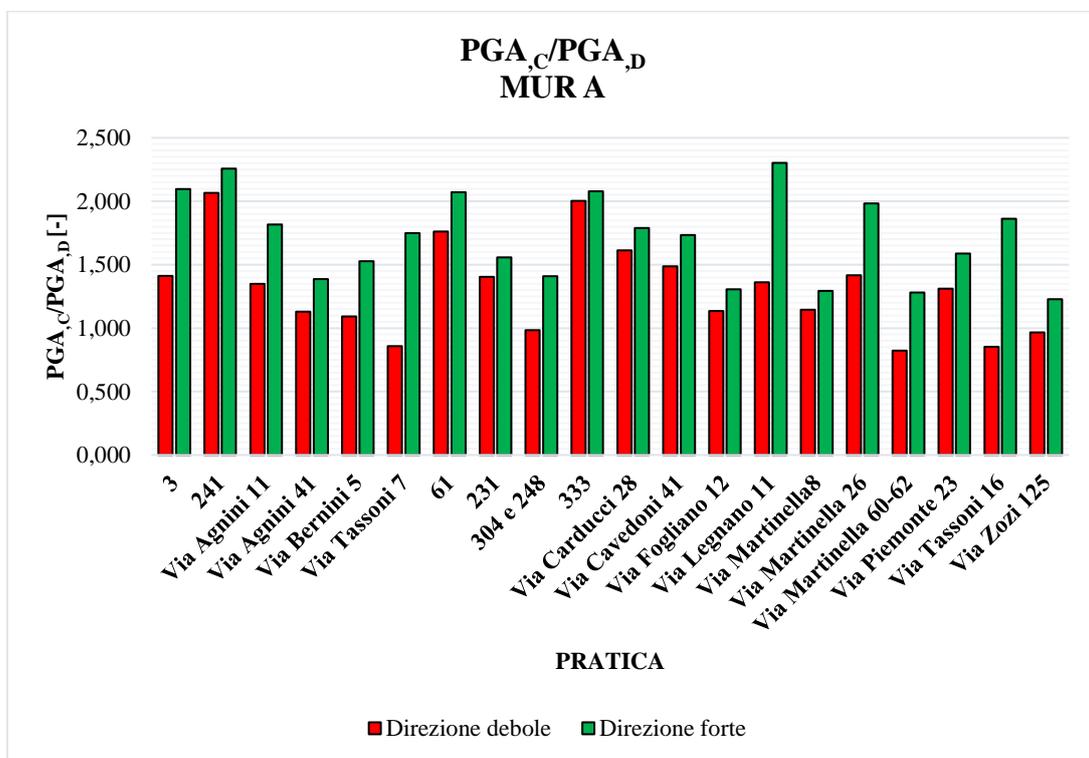


Figura 157: Risultati ottenuti dalla metodologia RE.SIS.SO. in termini di $\frac{PGA_c}{PGA_d}$ MURA

RISULTATI MUR A0

Tabella 50: Risultati ottenuti dalla metodologia RE.SIS.TO. della MUR A0 in direzione “debole” e “forte”

DIREZIONE “DEBOLE”						
Pratica	C _{RID}	A _r /A _t [-]	PGA,d [g]	PGA,c [g]	PGA,c/PGA,d [-]	τ ₀ [N/mm ²]
154 e 249	0,76	0,068	0,239	0,285	1,192	0,090
Via Matteotti 17	0,85	0,061		0,299	1,249	0,090
DIREZIONE “FORTE”						
Pratica	C _{RID}	A _r /A _t [-]	PGA,d [g]	PGA,c [g]	PGA,c/PGA,d [-]	τ ₀ [N/mm ²]
154 e 249	0,76	0,075	0,239	0,313	1,308	0,090
Via Matteotti 17	0,85	0,064		0,314	1,312	0,090

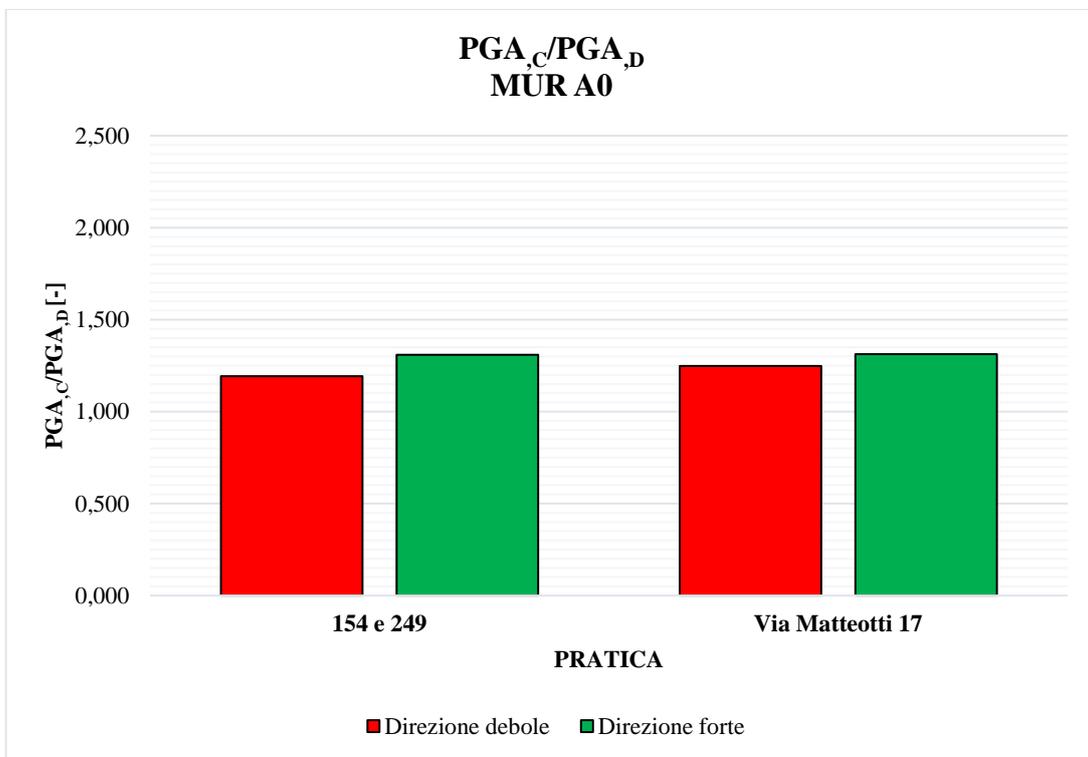


Figura 158: Risultati ottenuti dalla metodologia RE.SIS.SO. in termini di $\frac{PGA_c}{PGA_d}$ MUR A0

RISULTATI MUR B

Tabella 51: Risultati ottenuti dalla metodologia RE.SIS.TO. della MUR B in direzione “debole” e “forte”

DIREZIONE “DEBOLE”						
Pratica	C _{RID}	A _r /A _t [-]	PGA,d [g]	PGA,c [g]	PGA,c/PGA,d [-]	τ ₀ [N/mm ²]
17	0,92	0,068	0,239	0,416	1,742	0,108
237	0,94	0,048		0,319	1,336	0,090
588	0,90	0,050		0,353	1,477	0,125
622	0,89	0,033		0,283	1,184	0,090
Via Alfieri 21	0,93	0,040		0,246	1,030	0,125
Via Alfieri 39	0,92	0,041		0,195	0,815	0,106
Via Boito 11	0,96	0,058		0,339	1,420	0,125
Via Caboto 18	0,93	0,040		0,215	0,901	0,114
Via Carducci 23	0,95	0,039		0,351	1,468	0,125
Via Fogliano 32	0,89	0,039		0,248	1,037	0,112
Via Graziosi 5	0,96	0,050		0,330	1,380	0,125
Via Risorgimento 30	0,93	0,046		0,301	1,261	0,125
Via Sardegna 4-6	0,92	0,040		0,228	0,952	0,103
Via Tagliati 10-12	0,86	0,053		0,318	1,330	0,092
Via Verazzano 5	0,93	0,041		0,193	0,807	0,100
DIREZIONE “FORTE”						
Pratica	C _{RID}	A _r /A _t [-]	PGA,d [g]	PGA,c [g]	PGA,c/PGA,d [-]	τ ₀ [N/mm ²]
17	0,92	0,071	0,239	0,432	1,807	0,108
237	0,94	0,060		0,401	1,677	0,090
588	0,90	0,073		0,518	2,168	0,125
622	0,89	0,048		0,411	1,722	0,090
Via Alfieri 21	0,93	0,053		0,348	1,456	0,125
Via Alfieri 39	0,92	0,059		0,251	1,050	0,090
Via Boito 11	0,96	0,065		0,383	1,602	0,125
Via Caboto 18	0,93	0,053		0,266	1,113	0,109
Via Carducci 23	0,95	0,050		0,449	1,878	0,125
Via Fogliano 32	0,89	0,052		0,297	1,242	0,108
Via Graziosi 5	0,96	0,051		0,338	1,414	0,125
Via Risorgimento 30	0,93	0,064		0,418	1,751	0,125
Via Sardegna 4-6	0,92	0,060		0,324	1,354	0,095
Via Tagliati 10-12	0,86	0,056		0,337	1,412	0,094
Via Verazzano 5	0,93	0,062		0,278	1,162	0,093

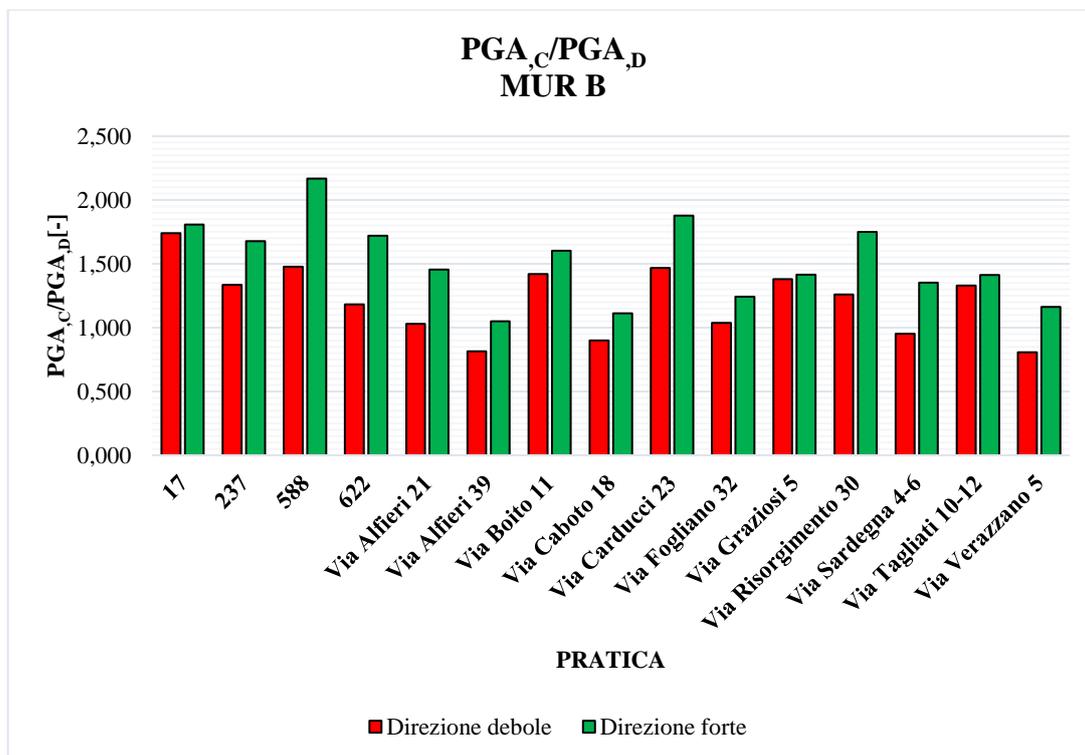


Figura 159: Risultati ottenuti dalla metodologia RE.SIS.SO. in termini di $\frac{PGA_c}{PGA_d}$ MUR B

RISULTATI MUR C

Tabella 52: Risultati ottenuti dalla metodologia RE.SIS.TO. della MUR C in direzione “debole” e “forte”

DIREZIONE X						
Pratica	C _{RID}	A _r /A _t [-]	PGA _d [g]	PGA _c [g]	PGA _c /PGA _d [-]	τ ₀ [N/mm ²]
184	0,68	0,072	0,239	0,244	1,020	0,066
533	0,71	0,047		0,186	0,779	0,065
Via Agnini 50	0,84	0,045		0,253	1,061	0,079
DIREZIONE Y						
Pratica	C _{RID}	A _r /A _t [-]	PGA _d [g]	PGA _c [g]	PGA _c /PGA _d [-]	τ ₀ [N/mm ²]
184	0,68	0,076	0,239	0,257	1,076	0,067
533	0,71	0,058		0,229	0,959	0,065
Via Agnini 50	0,84	0,064		0,340	1,422	0,089

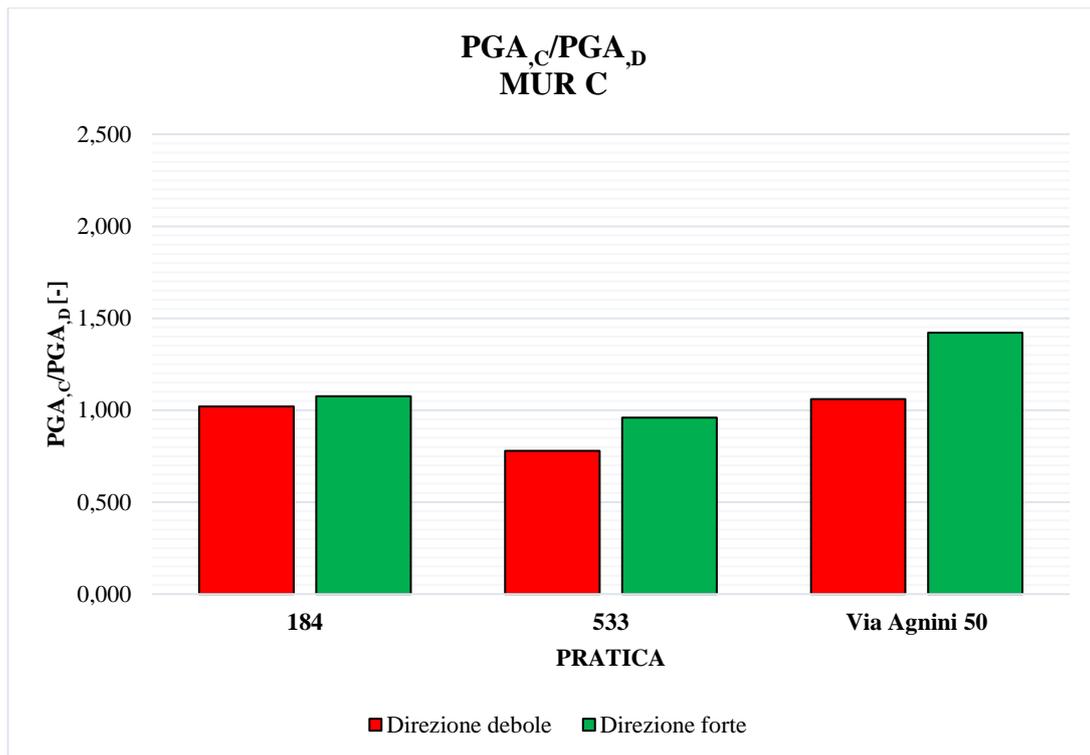


Figura 160: Risultati ottenuti dalla metodologia RE.SIS.SO. in termini di PGA_c/PGA_D MUR C

Capitolo 7

ANALISI COMPARATIVA DEI RISULTATI OTTENUTI RE.SIS.TO. – 3MURI DEI CASI DI STUDIO

Il presente capitolo esamina il confronto tra i risultati ottenuti dalle analisi di vulnerabilità svolte con la metodologia speditiva RE.SIS.TO. e con il software 3Muri (S.T.A.DATA., 2021), attraverso l'analisi statica non lineare. Le procedure riportate sono nel dettaglio, per i casi analizzati, rispettivamente nei paragrafi 966.4, 6.5 del presente elaborato di tesi. In particolare, il confronto è stato studiato sulla base di tre parametri principali:

1. Capacità resistente dell'edificio in termini di accelerazione PGA_C e del rapporto tra la capacità e la domanda PGA_C/PGA_D ;
2. Taglio resistente alla base dell'edificio V_R ;
3. Resistenza al taglio τ_0 della muratura.

Il confronto con i primi due parametri è stato valutato sui modelli studiati con i parametri meccanici medi dell'intervallo fornito in tabella C.8.5.I della Circolare (2018).

Il confronto con il terzo parametro è stato studiato tra i modelli con la resistenza a taglio media e minima, col fine di mettere in luce l'influenza della scelta dei parametri meccanici del materiale sulla risposta sismica per i sei casi di studio.

7.1 Confronto sulla capacità resistente PGA_C

Il primo confronto, valutato per tutti i casi di studio, è stato analizzato rispetto ai parametri PGA_C e al rapporto tra la capacità e la domanda PGA_C/PGA_D : per una chiara illustrazione di tali confronti, di seguito si riporta una tabella riepilogativa dei risultati ottenuti utilizzando i due metodi, RE.SIS.TO. e 3MURI, distinguendoli nella direzione “debole” e nella direzione “forte”: la prima è valutata considerando la PGA_C più bassa ottenuta rispetto alle due direzioni resistenti x e y , e la seconda è definita di conseguenza; da qui in poi la distinzione sarà riportata in questo modo.

Tabella 53: Distinzione nelle direzioni "debole" e "forte" dei sei casi di studio

Pratica	Direzione DEBOLE	Direzione FORTE
3	y	x
241	x	y
Via Agnini 11	y	x
Via Agnini 41	x	y
Via Bernini 5	x	y
Via Tassoni 7	x	y

Tabella 54: Risultati ottenuti dalle metodologie RE.SIS.TO. e 3MURI in direzione "debole" dei sei casi di studio

Direzione "DEBOLE"										
Pratica	n° piani	A_t [m²]	A_r [m²]	A_r/A_t [-]	PGA_D [g]	PGA_C [g]		PGA_C/PGA_D [-]		C_{rid}
						RE.SIS.TO	3MURI	RE.SIS.TO	3MURI	RE.SIS.TO
3	3	103	5,61	0,054	0,239	0,338	0,288	1,413	1,205	0,90
241	3	128	6,99	0,055		0,494	0,443	2,065	1,852	0,94
Via Agnini 11	3	160,42	6,38	0,040		0,323	0,23	1,350	0,960	0,90
Via Agnini 41	4	141,52	6,99	0,050		0,270	0,270	1,129	1,129	0,94
Via Bernini 5	4	151,86	8,37	0,055		0,261	0,201	1,093	0,843	0,92
Via Tassoni 7	4	132	5,26	0,040		0,205	0,201	0,858	0,841	0,93

Tabella 55: Risultati ottenuti dalle metodologie RE.SIS.TO. e 3MURI in direzione "forte" dei sei casi di studio

Direzione "FORTE"										
Pratica	n° piani	A_t [m²]	A_r [m²]	A_r/A_t [-]	PGA_D [g]	PGA_C [g]		PGA_C/PGA_D [-]		C_{rid}
						RE.SIS.TO	3MURI	RE.SIS.TO	3MURI	RE.SIS.TO
3	3	103	5,61	0,055	0,239	0,501	0,440	2,097	1,841	0,338
241	3	128	7,64	0,060		0,539	0,488	2,257	2,043	0,539
Via Agnini 11	3	160,42	8,31	0,052		0,434	0,335	1,816	1,403	0,323
Via Agnini 41	4	141,52	7,69	0,054		0,331	0,342	1,386	1,430	0,331
Via Bernini 5	4	151,86	11,6	0,076		0,365	0,288	1,527	1,204	0,365
Via Tassoni 7	4	132	10,86	0,082		0,418	0,331	1,749	1,385	0,418

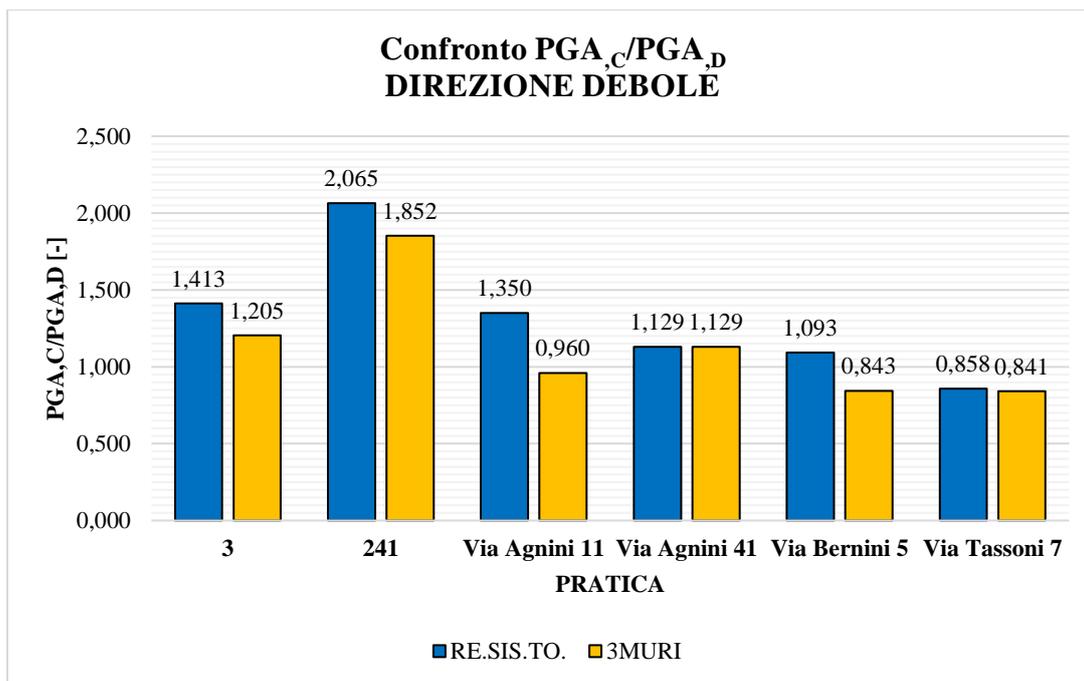


Figura 161: Confronto della PGA_c/PGA_D in direzione "debole" dei sei casi di studio

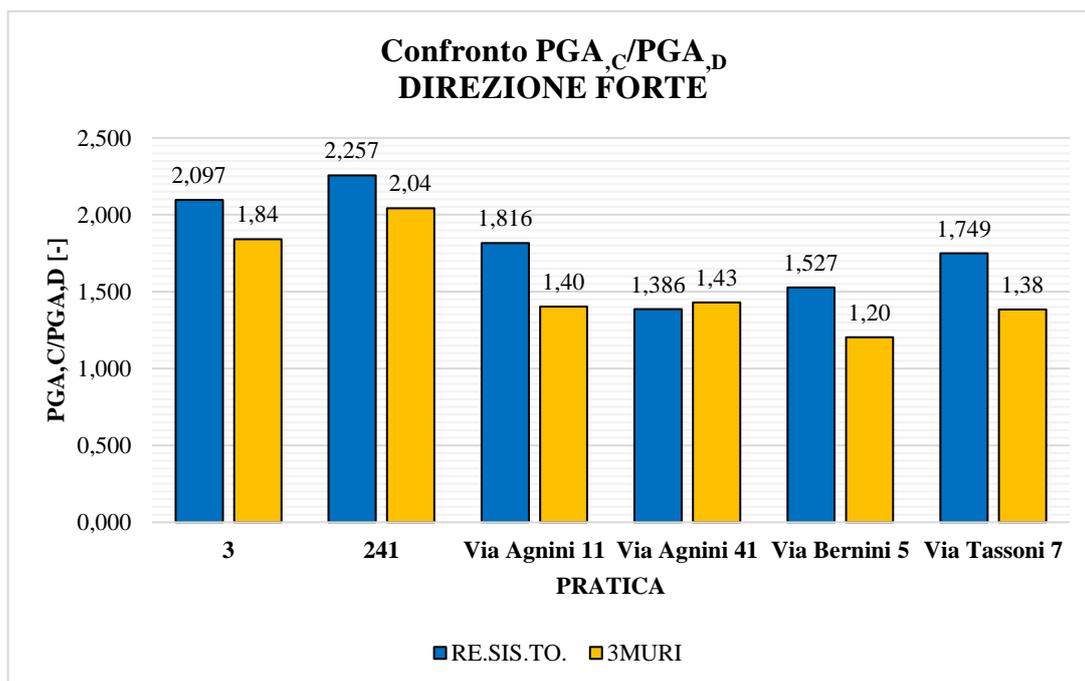


Figura 162: Confronto della PGA_c/PGA_D in direzione "forte" dei sei casi di studio

Dai grafici sopra riportati, è possibile notare come RE.SIS.TO. definisce dei risultati superiori rispetto a 3MURI in entrambe le direzioni, collocando però le soluzioni di entrambe le tipologie di analisi nella stessa categoria della classificazione di RE.SIS.TO., riportata in Tabella 14 nel paragrafo 5.1, ad eccezione della pratica di Via Bernini 5 e di Via Agnini 11.

Per valutare quanto le due soluzioni ottenute si discostano tra loro, è stato realizzato un grafico che riporta la differenza del parametro $\frac{PGA,c}{PGA,D}$ tra i vari casi, definito attraverso un Δ [%] come segue:

$$\Delta [\%] = \frac{\left(\frac{PGA,c}{PGA,d}\right)_{RE.SIS.TO.} - \left(\frac{PGA,c}{PGA,d}\right)_{3MURI}}{\left(\frac{PGA,c}{PGA,d}\right)_{RE.SIS.TO.}}$$

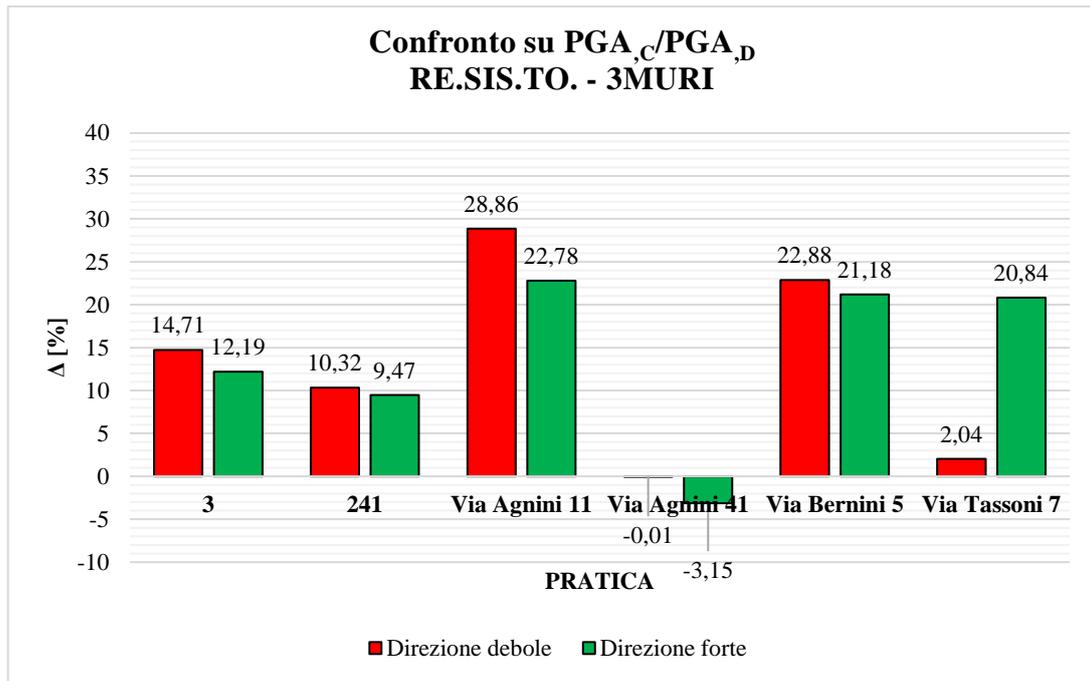


Figura 163: Confronto $\frac{PGA,c}{PGA,D}$ RE.SIS.TO. - 3MURI dei sei casi di studio

Ciò che si deduce da tale confronto è che il valore del Δ risulta positivo sia in direzione debole che in quella forte in tutte le pratiche, esclusa la pratica di Via Agnini 41 in cui il confronto risulta negativo, ma con un Δ assolutamente trascurabile. Dunque, nei casi in cui il rapporto Δ è positivo, la metodologia RE.SIS.TO. fornisce un risultato maggiore rispetto a quello ottenuto dal software 3MURI.

Tale differenza, che si ritiene comunque un risultato soddisfacente dato il basso numero di edifici analizzati, può essere giustificata dalla differenza dei due metodi e del metodo di valutazione del parametro $\frac{PGA,c}{PGA,D}$ degli stessi: la metodologia RE.SIS.TO. segue un metodo di valutazione in termini di forze, mentre il software 3MURI in termini di spostamento; inoltre, RE.SIS.TO. considera una distribuzione di forze applicata staticamente alla struttura secondo un calcolo lineare, mentre, con

il software, è stata eseguita un'analisi statica non lineare, che tiene conto della non linearità meccanica dei materiali.

Un'ulteriore considerazione sul risultato ottenuto è la seguente: la valutazione della capacità resistente PGA_C di RE.SIS.TO. viene effettuata considerando i dieci parametri della scheda GNDT di II livello che, come spiegato nel sottoparagrafo 5.1.1 del presente elaborato, servono a correggere il valore della capacità, tenendo conto delle reali "condizioni" dell'edificio. Questi parametri, però, influenzano la PGA_C in funzione dei pesi specifici associati a ciascun parametro e definiti sulla base di specifici criteri empirici: dunque, alcuni parametri potrebbero influenzare la soluzione più o meno di altri, portando ad una soluzione tendenzialmente maggiore rispetto a quella ottenuta da un'analisi più accurata.

Pertanto, in questo contesto, il metodo semplificato RE.SIS.TO fornisce un risultato meno cautelativo rispetto a quello del Software 3MURI, ma in linea con quanto osservato nei casi studiati nell'articolo di C. Mazzotti, M. Savoia, C. Chinni, G. Perri (2013).

7.2 Confronto sul taglio resistente V_R

Il secondo confronto è stato valutato sul taglio resistente V_R RE.SIS.TO. – 3MURI: il taglio di RE.SIS.TO. è fornito direttamente dal calcolo come somma dei tagli resistenti dei singoli elementi resistenti, distinto nelle due direzioni, mentre quello di 3MURI è stato valutato in corrispondenza dello spostamento ultimo allo SLV dalla curva pushover di ciascuna analisi.

Dopo aver definito i valori di taglio resistente per ogni analisi su 3MURI, per ciascun caso di studio, è stato ottenuto un unico valore di taglio nella direzione debole ed uno in direzione forte mediando rispettivamente i valori corrispondenti alle analisi in direzione debole ed alle analisi in direzione forte (con e senza eccentricità).

Inoltre, al fine di valutare una condizione più coerente con le ipotesi di RE.SIS.TO., è stato valutato il taglio con il procedimento appena descritto ma escludendo le analisi con eccentricità, in quanto RE.SIS.TO. applica le azioni senza tener conto dell'eccentricità accidentale.

Anche in questo caso, per una chiara illustrazione dei risultati ottenuti, sono stati riepilogati in due tabelle: la prima è riferita ai risultati definiti mediante la media di tutte le analisi, la seconda è riferita alle analisi selezionate ovvero quelle senza eccentricità; in entrambe, viene riportato il valore del taglio distinto nelle due

direzioni, definito nei due metodi, e il Δ [%], definito con la formula riportata di seguito.

$$\Delta [\%] = \frac{V_{R, RE.SIS.TO.} - V_{R, 3MURI}}{V_{R, RE.SIS.TO.}}$$

Tabella 56: Confronto sul taglio resistente V_R RE.SIS.TO. - 3MURI dei sei casi di studio

Confronto taglio resistente alla base V_R [kN]						
RE.SIS.TO. - 3MURI						
Pratica	Direzione "Debole"			Direzione "Forte"		
	RE.SIS.TO.	3MURI	Δ [%]	RE.SIS.TO.	3MURI	Δ [%]
3	739	735	0,5	1366	1123	17,8
241	1265	1314	-3,8	1383	1129	18,4
Via Agnini 11	989	797	19,3	1331	1563	-17,4
Via Agnini 41	1222	1287	-5,3	1820	1847	-1,5
Via Bernini 5	1409	1305	7,4	2104	2525	-19,9
Via Tassoni 7	923	1029	-11,5	1879	1916	-1,9

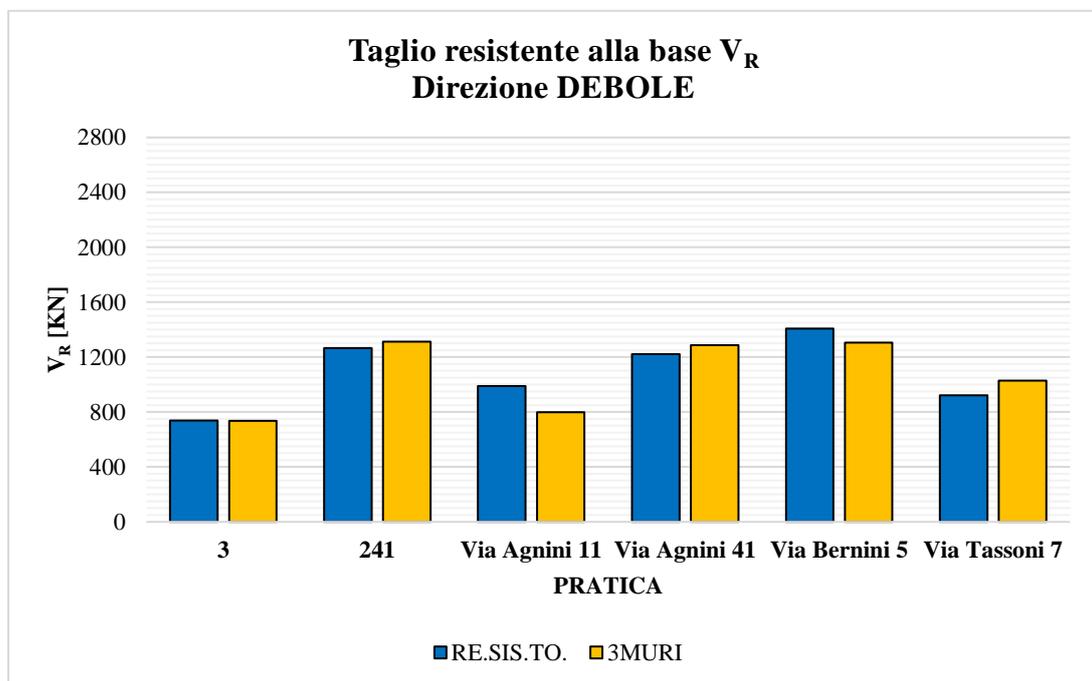


Figura 164: Confronto della V_R in direzione "debole" dei sei casi di studio

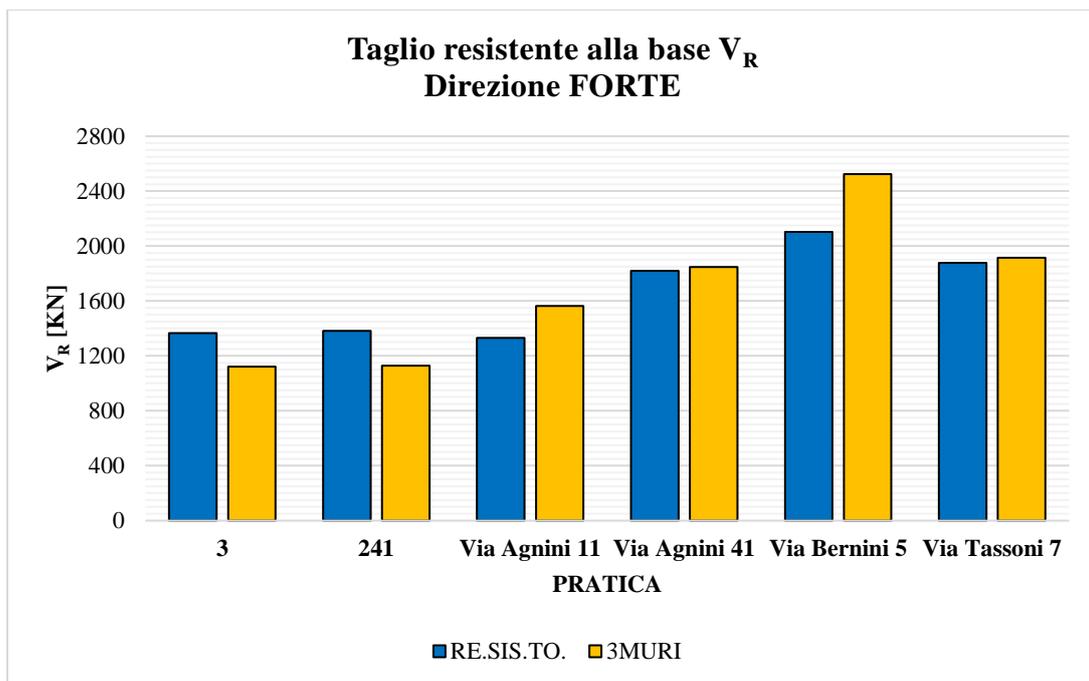


Figura 165: Confronto della V_R in direzione "forte" dei sei casi di studio

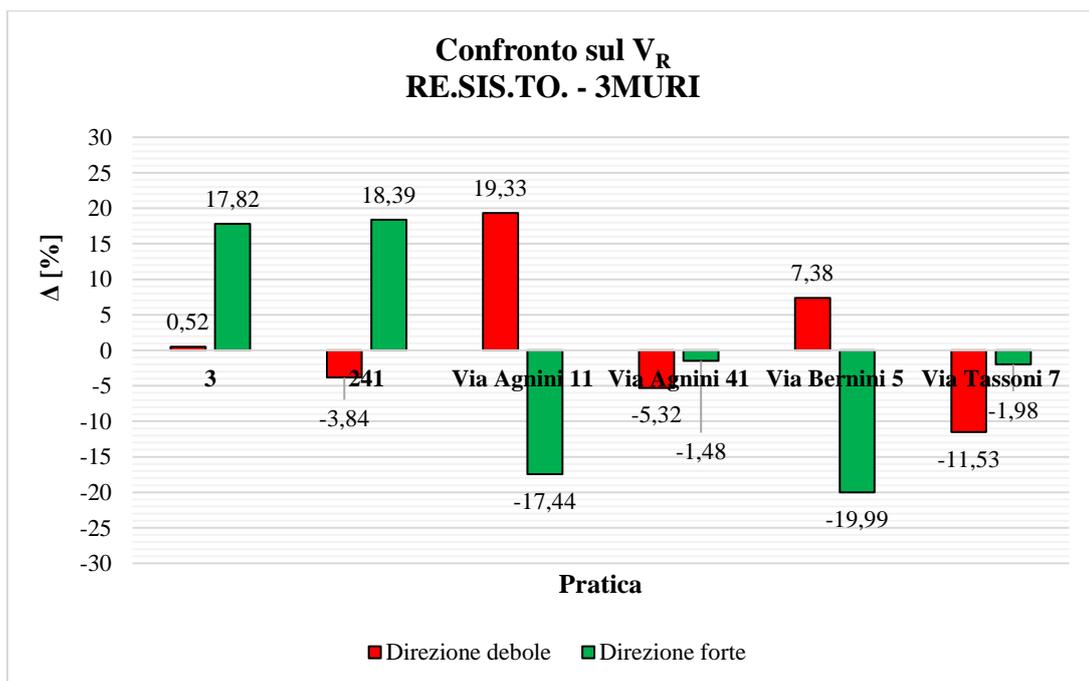


Figura 166: Confronto V_R RE.SIS.TO. - 3MURI dei sei casi di studio

Tabella 57: Confronto sul taglio resistente VR RE.SIS.TO. - 3MURI dei sei casi di studio (analisi selezionata)

Confronto taglio resistente alla base V_R [kN]						
RE.SIS.TO. – 3MURI (analisi selezionate)						
Pratica	Direzione “debole”			Direzione “forte”		
	RE.SIS.TO.	3MURI	Δ [%]	RE.SIS.TO.	3MURI	Δ [%]
3	739	670	9,424	1366	977	25,511
241	1265	1276	-0,8	1383	1041	24,8
Via Agnini 11	989	787	20,5	1331	1515	-13,8
Via Agnini 41	1222	1198	2,0	1820	1642	9,8
Via Bernini 5	1409	1192	15,4	2104	2424	-15,2
Via Tassoni 7	923	988	-7,0	1879	1794	4,5

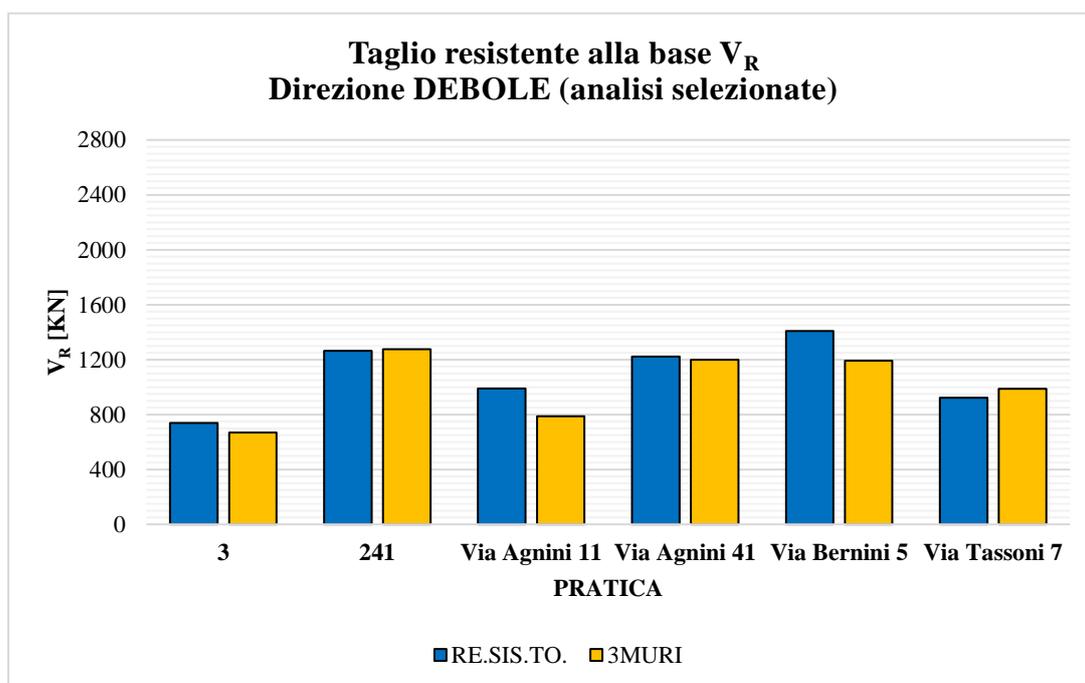


Figura 167: Confronto della V_R in direzione "debole" dei sei casi di studio (analisi selezionate)

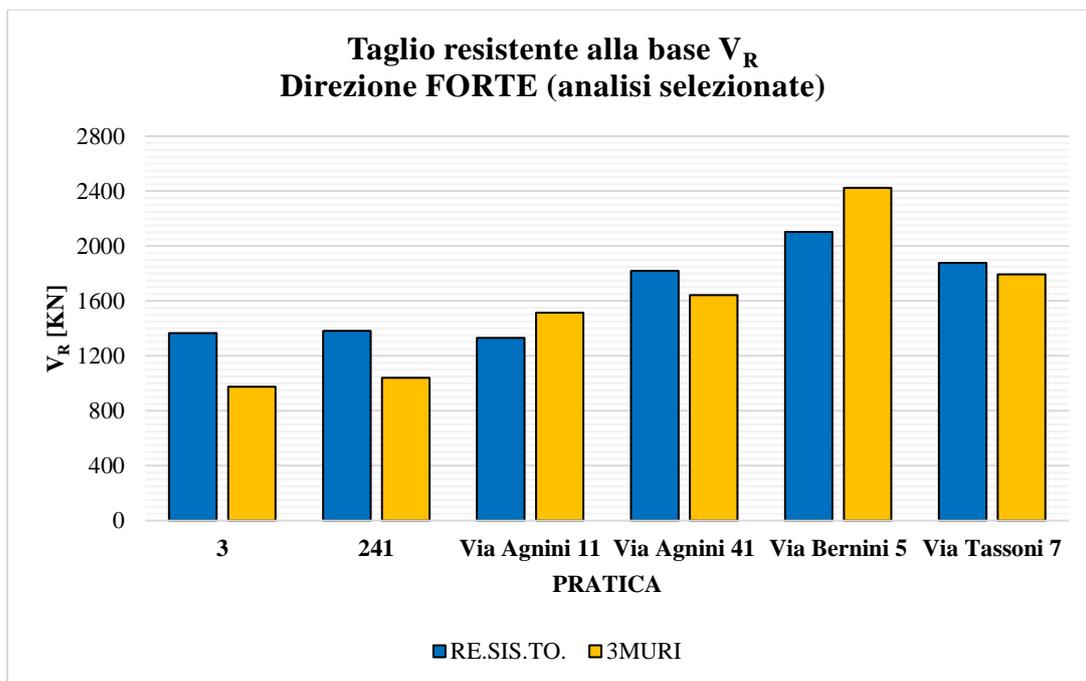


Figura 168: Confronto della V_R in direzione "forte" dei sei casi di studio (analisi selezionate)

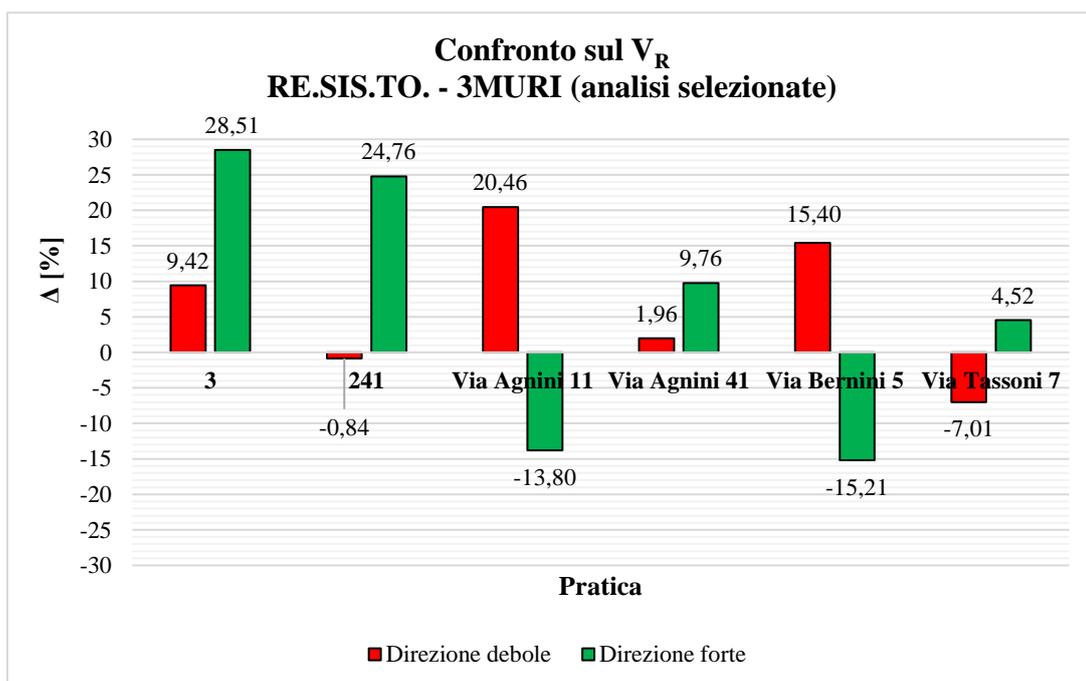


Figura 169: Confronto V_R RE.SIS.TO. - 3MURI dei sei casi di studio (analisi selezionate)

Dai confronti riportati si nota come, sia considerando tutte le analisi che nel caso delle analisi selezionate, si ha una variabilità sul taglio resistente: nel primo caso, nelle pratiche 241, Via Agnini 11 e Via Bernini 5, è stato ottenuto un valore di taglio resistente in RE.SIS.TO. maggiore rispetto a quello in 3MURI (e dunque, Δ [%] positivo) in una direzione, mentre si ottiene l'opposto nell'altra; Invece, per la pratica

3 il Δ risulta positivo per entrambe le direzioni e per Via Agnini 41 e Via Tassoni 7 il Δ risulta negativo per entrambe.

Nel caso delle analisi selezionate, invece, le soluzioni di 3MURI tendono a quelle di RE.SIS.TO., rispetto al caso precedente, riducendo i valori dei Δ [%] negativi ed aumentando i Δ [%] positivi.

Questa differenza relativa sul taglio ottenuta tra le due metodologie è dovuta a diversi aspetti.

Il primo aspetto è legato, oltre alla differente tipologia di analisi che i due metodi effettuano, al tipo di comportamento considerato dell'edificio: 3MURI considera il comportamento scatolare, equiparato ad un telaio equivalente tridimensionale, in cui le pareti sono interconnesse da diaframmi orizzontali di piano (solai), mentre RE.SIS.TO. adotta il comportamento unidirezionale, ovvero considera resistenti i soli elementi disposti lungo la direzione dell'azione; questa differenza giustificherebbe le soluzioni dei casi in cui il taglio in RE.SIS.TO. è più basso di quello in 3MURI, in quanto l'ammorsamento tra due pareti crea un'area resistente maggiore e dunque una resistenza maggiore.

Il secondo aspetto è legato al criterio di rottura considerato per gli elementi resistenti, in quanto la metodologia speditiva valuta esclusivamente la rottura per taglio, immaginando che il singolo maschio murario raggiunga la sua massima resistenza (che sfrutti al massimo la sua capacità resistente); il software di calcolo, invece, tiene in conto di un comportamento più realistico, considerando anche il comportamento flessionale della parete ed escludendo però la risposta fuori piano e stabilendo il "reale" stato di sollecitazione e di danno del singolo maschio murario allo stato limite considerato.

Dunque, questa valutazione giustificherebbe i casi in cui il taglio ottenuto dall'analisi con RE.SIS.TO. sia maggiore rispetto alla soluzione ottenuta con l'analisi pushover, in quanto non tutti gli elementi hanno raggiunto la loro capacità ultima e sono ancora in grado di "assorbire" ulteriore carico.

Nei casi di studio in 3MURI, infatti, i maschi murari all'SLV non sono tutti plasticizzati e gli elementi in direzione ortogonale all'azione sismica collaborano alla risposta del sistema, come mostrano le immagini che seguono, in cui è riportato lo stato di danno all'SLV per le pratiche di Via Agnini 11, Via Agnini 41 e Via Bernini 5.

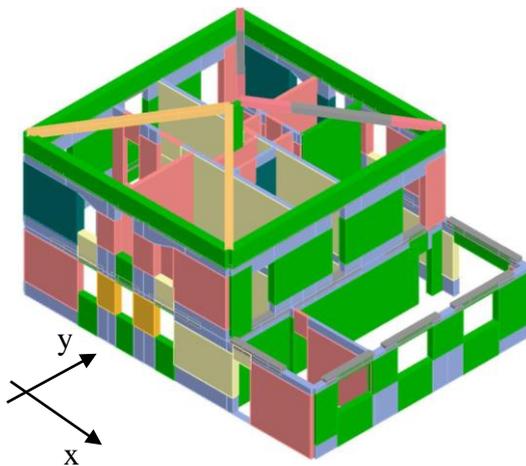
Muratura		C.A.	
<input checked="" type="checkbox"/>	Integro	<input checked="" type="checkbox"/>	Integro
<input checked="" type="checkbox"/>	Incipiente plasticità	<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per taglio
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico per taglio	<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Incipiente rottura per taglio	<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per taglio	<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per compressione
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico presso flessione	<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per trazione
<input checked="" type="checkbox"/>	Incipiente rottura presso flessione	<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per taglio (armatura diagonale ...)
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura presso flessione		
<input checked="" type="checkbox"/>	Crisi grave		
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per compressione		
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per trazione		
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura in fase elastica		
<input checked="" type="checkbox"/>	Elemento non efficace		

Figura 170: Legenda per la valutazione dello stato di danno degli edifici in 3MURI

Stato di danno all' SLV della Pratica di Via Agnini 11

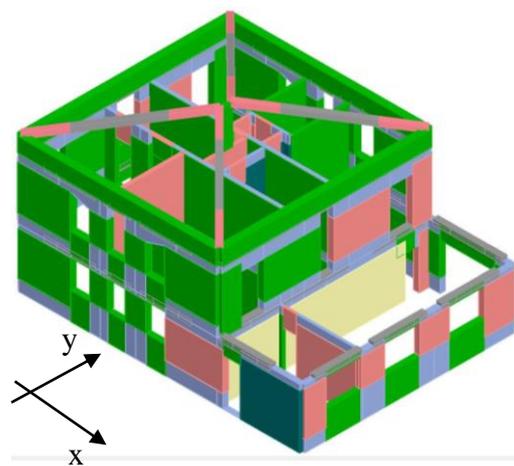
Analisi in direzione x senza eccentricità

(step 18/24)



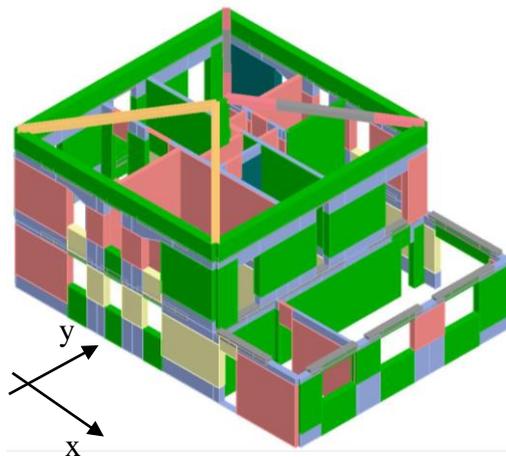
Analisi in direzione y senza eccentricità

(step 20/28)



Analisi in direzione x con eccentricità

(step 12/17)



Analisi in direzione y con eccentricità

(step 22/30)

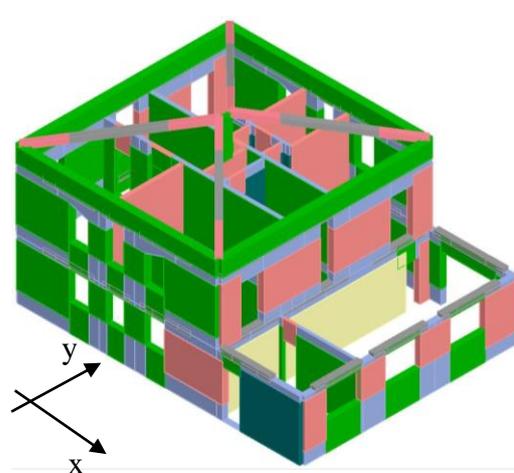
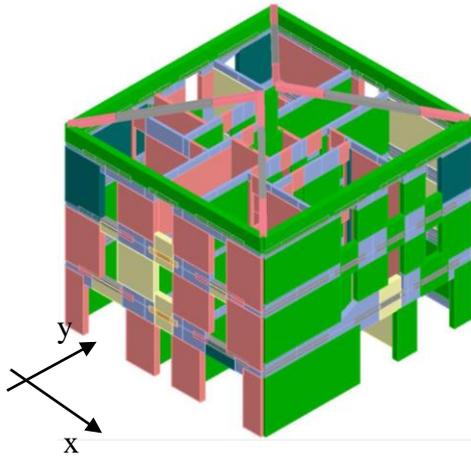


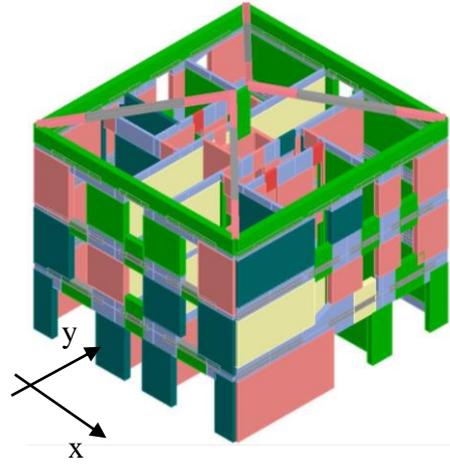
Figura 171: Diversi stati di danno allo Stato Limite di salvaguardia della Vita della Pratica di Via Agnini 11

Stato di danno all' SLV della Pratica di Via Agnini 41

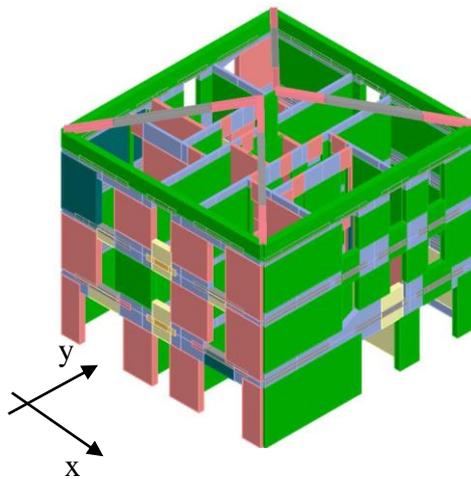
Analisi in direzione x senza eccentricità
(step 31/42)



Analisi in direzione y senza eccentricità
(step 29/40)



Analisi in direzione x con eccentricità
(step 24/33)



Analisi in direzione y con eccentricità
(step 24/33)

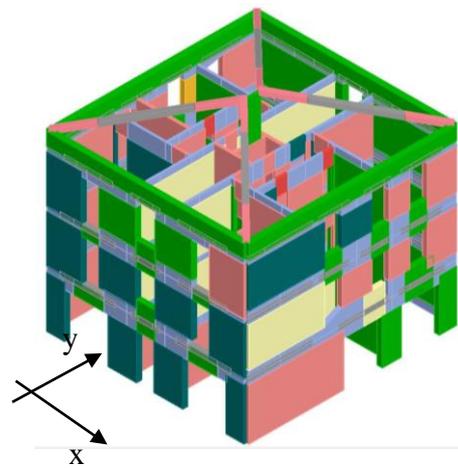


Figura 172: Diversi stati di danno allo Stato Limite di salvaguardia della Vita della Pratica di Via Agnini 41

Stato di danno all' SLV della Pratica di Via Bernini 5

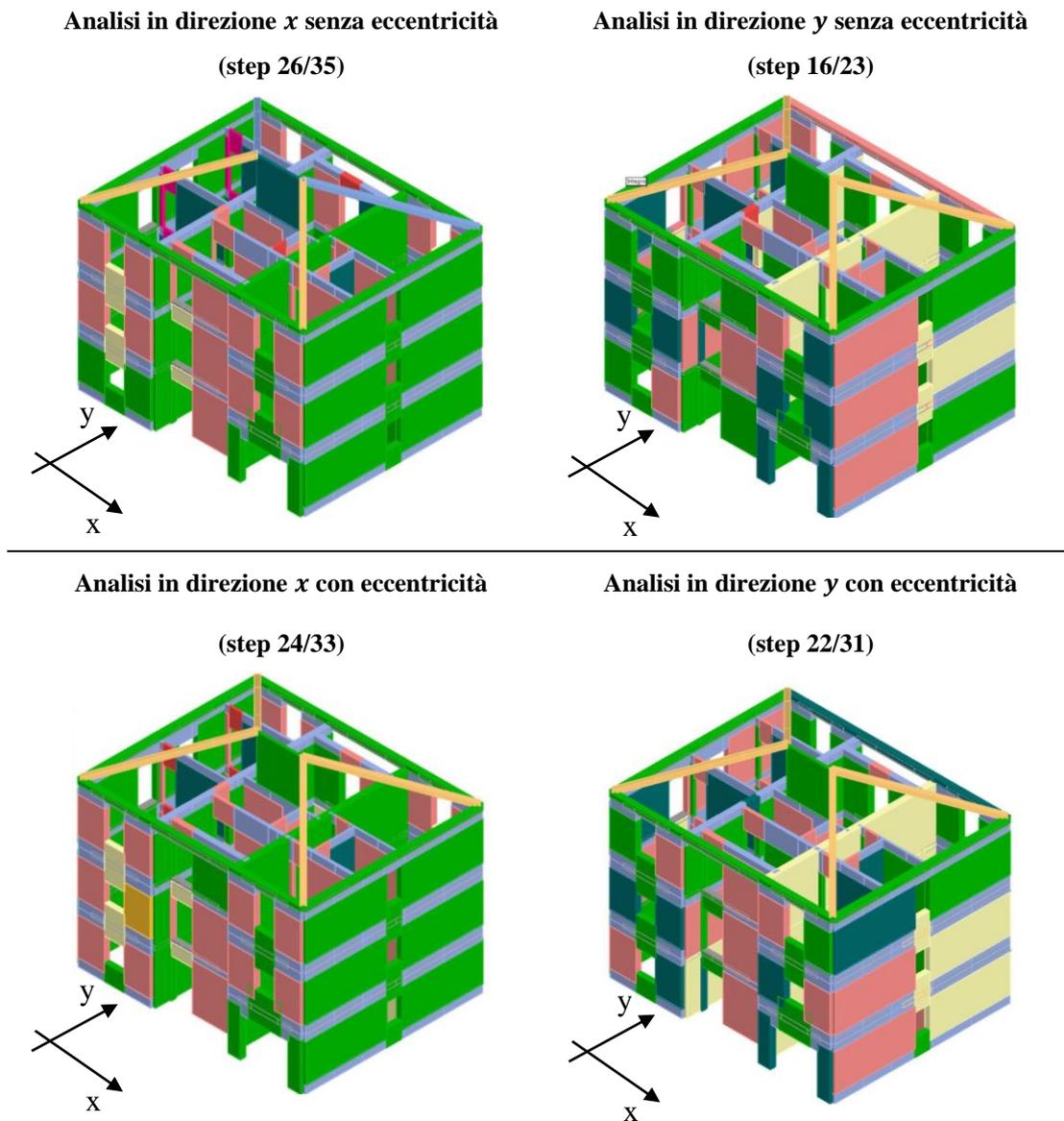


Figura 173: Diversi stati di danno allo Stato Limite di salvaguardia della Vita della Pratica di Via Bernini 5

Come visibile dalle figure precedenti, la maggior parte degli elementi, esclusi quelli integri (verdi), sono plastici per presso-flessione (rosa) e non per taglio.

Il perfetto ammorsamento, che considera implicitamente il software 3MURI, è stato valutato studiando la tensione σ sui singoli maschi, dovuta ai carichi verticali ed in particolare in funzione dell'orditura del solaio, su tre casi di studio scelti: Via Agnini 11, Via Bernini 5, Via Tassoni 7.

Il software 3MURI, come riportato nel paragrafo 5.2, modella il solaio come un elemento finito a membrana ortotropa a 3 nodi, con due gradi di libertà per nodo, e sono identificati da una direzione di orditura, rispetto alla quale sono caratterizzati da

un modulo elastico E_x ; il modulo elastico E_y è definito dalla direzione ortogonale all'orditura.

Il valore di E_x ed E_y rappresentano il grado di collegamento che il solaio esercita tra i nodi di incidenza nel piano della parete: tali valori, sono imposti dal software e questo comporta la scelta obbligata sul comportamento strutturale del modello.

Nei casi di studio selezionati, il tipo di solaio adottato è in latero-cemento in cui i valori di E_x ed E_y imposti dal software di calcolo sono $E_x = 54000MPa$, $E_y = 30000MPa$.

Per i modelli scelti, sono state quantificate le σ sui singoli elementi resistenti definite in ogni analisi: in modo particolare, per la pratica di Via Bernini 5 è stata valutata su tutti i livelli e in due step dell'analisi differente, ovvero il primo step e lo step allo SLV, mentre per le altre due è stata valutata esclusivamente al piano terra e allo step allo SLV.

In generale, le tensioni σ sono state calcolate sia in direzione x che in direzione y : i valori della σ_x e della σ_y sono stati ottenuti dalla media dei maschi disposti rispettivamente in direzione x ed in direzione y ; di seguito, sono sintetizzati i risultati ottenuti nelle tabelle per i casi analizzati, distinguendo anche in questo caso la media definita da tutte le 24 analisi di calcolo e dalle sole analisi senza eccentricità.

Pratica Via Bernini 5: Orditura del solaio in direzione x (x direzione “debole”)

Pratica Via Agnini 11: Orditura del solaio in direzione y per il blocco centrale, in direzione x per la terrazza laterale (y direzione “debole”)

Pratica Via Tassoni 7: Orditura del solaio in direzione x (x direzione “debole”)

Tabella 58: Risultati delle tensioni normali σ ottenute per la Pratica di Via Tassoni 7 dal modello 3MURI in direzione debole

LIVELLO	Risultati delle tensioni normali σ [kPa] Sisma direzione debole							
	Pareti in direzione debole		Pareti in direzione forte		Pareti in direzione debole (analisi selezionate)		Pareti in direzione forte (analisi selezionate)	
	1° STEP	SLV	1° STEP	SLV	1° STEP	SLV	1° STEP	SLV
P.T.	411,82	408,12	351,17	341,75	411,80	408,04	351,14	341,61
1° PIANO	289,30	267,44	207,07	255,40	289,26	267,83	207,10	254,96
2° PIANO	167,11	181,22	117,18	123,42	167,11	180,99	112,65	114,85
3° PIANO	84,92	45,75	61,88	63,54	84,83	46,42	61,88	63,38

Tabella 59: Risultati delle tensioni normali σ ottenute per la Pratica di Via Tassoni 7 dal modello 3MURI

LIVELLO	Risultati delle tensioni normali σ [kPa] Sisma direzione forte							
	Pareti in direzione debole		Pareti in direzione forte		Pareti in direzione debole (analisi selezionate)		Pareti in direzione forte (analisi selezionate)	
	1° STEP	SLV	1° STEP	SLV	1° STEP	SLV	1° STEP	SLV
P.T.	411,91	422,47	351,42	332,86	411,91	419,92	351,39	335,57
1° PIANO	288,02	303,28	208,19	188,11	289,39	304,96	207,90	187,58
2° PIANO	167,13	163,88	113,01	96,92	167,13	163,25	112,83	96,90
3° PIANO	85,61	110,28	62,00	63,46	85,67	111,92	62,00	63,63

Come si può notare dal confronto dei risultati ottenuti dalla pratica di Via Bernini 5, il valore delle σ delle pareti nella direzione dell'azione assume circa lo stesso valore di quelle disposte nella direzione ortogonale, sia allo step iniziale che ad uno step avanzato di carico: questo risultato è la conseguenza dell'ipotesi di buon

ammorsamento tra le pareti che il software in maniera implicita impone attraverso i parametri E_x ed E_y del solaio.

Inoltre, come già esplicitato nel paragrafo 5.2 della presente tesi, i nodi di intersezione tra due pareti sono nodi tridimensionali (ovvero 5 g.d.l.) ed una forza applicata a questo nodo viene scomposta secondo le direzioni individuate dai piani medi delle pareti (Figura 174); lo stesso ragionamento vale per il trasferimento della massa nodale, cioè viene trasferita dal nodo bidimensionale (contenuto nella parete e che riceve direttamente la massa) ai nodi tridimensionali vicini, scomponendosi in funzione della loro distanza (Figura 175).

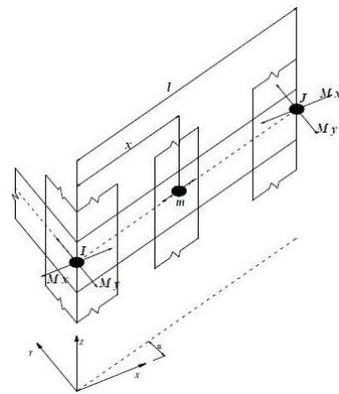
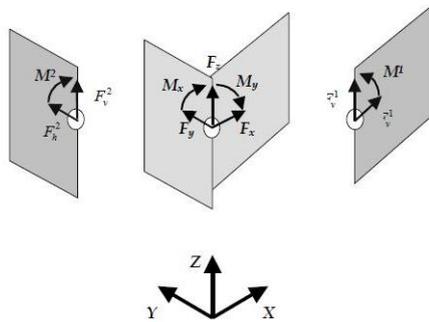


Figura 174: Forze sul nodo a 5 g.d.l. e sui corrispondenti nodi virtuali a 3 g.d.l.

Figura 175: Trasferimento della massa modale dai nodi a 3 g.d.l. ai nodi a 5 g.d.l.

Ponendo a confronto i risultati ottenuti da RE.SIS.TO. con quelli ottenuti dal software all'SLV:

Tabella 60: Confronto delle tensioni normali σ RE.SIS.TO. - 3MURI di Via Tassoni 7, Via Bernini 5, Via Agnini 11

Risultati delle tensioni normali σ [kPa]				
Pratica	Livello	Direzione	RE.SIS.TO.	3MURI
Via Tassoni 7	P.T.	Debole	325,12	432,45
		Forte		256,20
Via Bernini 5	P.T.	Debole	290,75	409,12
		Forte		332,86
	1	Debole	217,09	267,44
		Forte		188,11
	2	Debole	129,64	181,22
		Forte		96,92
	3	Debole	60,48	45,75
		Forte		63,46
Via Agnini 11	P.T.	Forte	271,19	281,54
		Debole		163,15

Tabella 61: Confronto delle tensioni normali σ RE.SIS.TO. - 3MURI di Via Tassoni 7, Via Bernini 5, Via Agnini 11 (analisi selezionate)

Risultati delle tensioni normali σ [kPa]				
Analisi selezionate				
Pratica	Livello	Direzione	RE.SIS.TO.	3MURI
Via Tassoni 7	P.T.	Debole	325,12	440,23
		Forte		260,75
Via Bernini 5	P.T.	Debole	290,75	408,98
		Forte		343,59
	1	Debole	217,09	363,95
		Forte		268,85
	2	Debole	129,64	215,53
		Forte		131,96
	3	Debole	60,48	48,46
		Forte		63,38
Via Agnini 11	P.T.	Forte	271,19	304,84
		Debole		171,28

Nella pratica di Via Agnini 11, la soluzione può essere condizionata dalla presenza dell'orditura del solaio in entrambe le direzioni, mentre per la pratica di Via Tassoni 7, si giunge alle stesse considerazioni fatte per la pratica di Via Bernini 5.

Confrontando tali tensioni con quelle ottenute da RE.SIS.TO., si nota come l'ordine di grandezza è circa lo stesso: il metodo RE.SIS.TO., infatti, calcola il valore della tensione normale media come rapporto tra il peso totale dei piani sovrastanti sull'area degli elementi resistenti in entrambe le direzioni e dunque, a seguito dell'ipotesi sul perfetto ammorsamento delle pareti fatto dal software, ci si aspettava un risultato coerente tra i due metodi all'SLV.

Inoltre, nel calcolo della media sono stati considerati anche gli elementi non efficaci, ovvero quelli che non danno più nessun contributo resistente e che, dunque, alterano il calcolo della sigma.

7.3 Confronto sul taglio resistente V_R per i casi di studio senza tramezzature

Il terzo aspetto è legato alla presenza degli elementi con uno spessore sottile nel modello: la metodologia RE.SIS.TO. non considera la deformabilità degli elementi al contrario del software ed essendo, in generale, snelli e non ammorsati alle pareti possono instabilizzarsi e non fornire alcun contributo resistente.

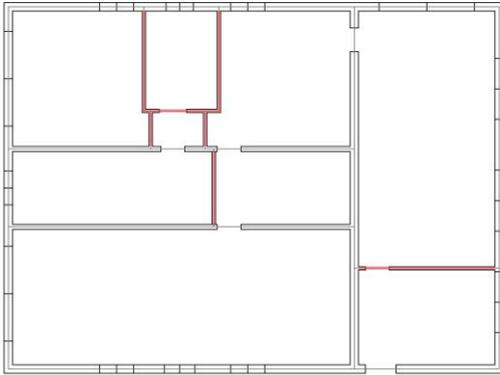
Per questo motivo, per valutare l'influenza degli elementi sottili e snelli sulla soluzione, sono state scelte le pratiche che presentavano un numero maggiore di tramezzi (ovvero Via Agnini 11, Via Agnini 41 e Via Bernini 5) nelle quali sono stati selezionati ed eliminati i tramezzi da entrambi i modelli (in RE.SIS.TO. decurtando il loro contributo dal calcolo delle aree resistenti ed in 3MURI eliminandoli dal modello) ed è stato seguito lo stesso procedimento descritto nel paragrafo 6.4 del presente lavoro di tesi.

Di seguito si mettono a confronto le piante con e senza tramezzi delle pratiche analizzate: in rosso sono evidenziati i tramezzi che sono stati eliminati dai vari modelli.

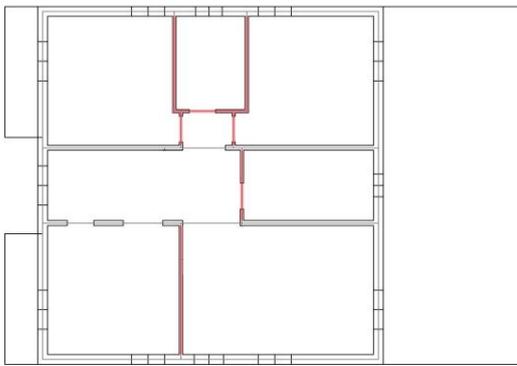
Via Agnini 11

Piante utilizzate nel software 3MURI

Pianta piano terra

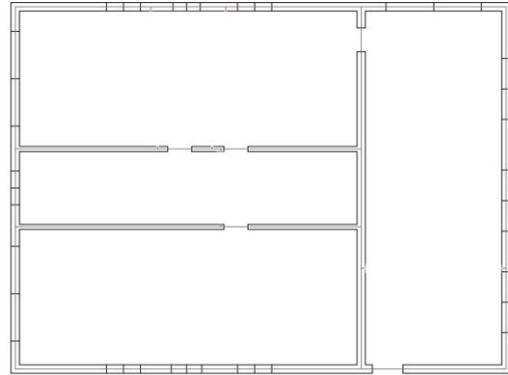


Pianta primo piano



Piante senza tramezzi

Pianta piano terra



Pianta primo piano

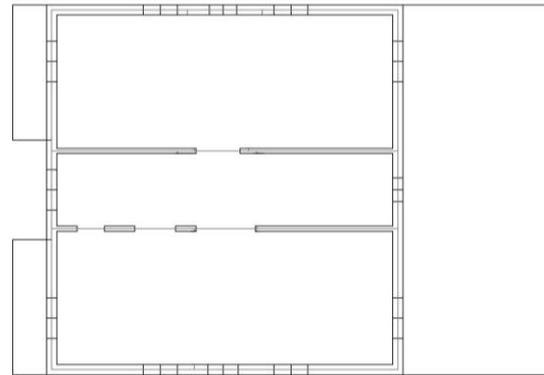


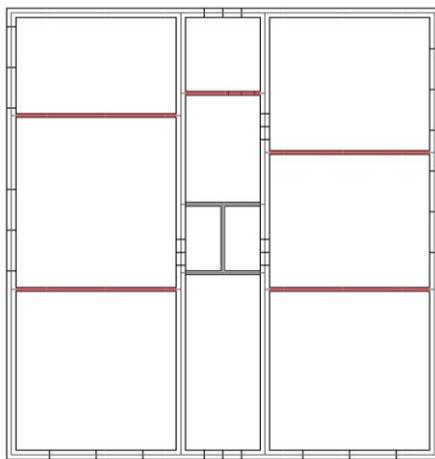
Figura 176: Piante della Pratica di Via Agnini 11 con tramezzi (sx) e senza tramezzi (a sx)

In questo caso sono stati eliminati due tramezzi in direzione x e sei in direzione y .

Via Agnini 41

Piante utilizzate nel software 3MURI

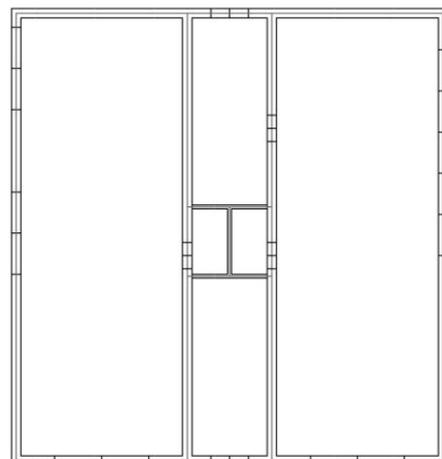
Pianta piano terra



Piante primo e secondo piano

Piante senza tramezzi

Pianta piano terra



Piante primo e secondo piano

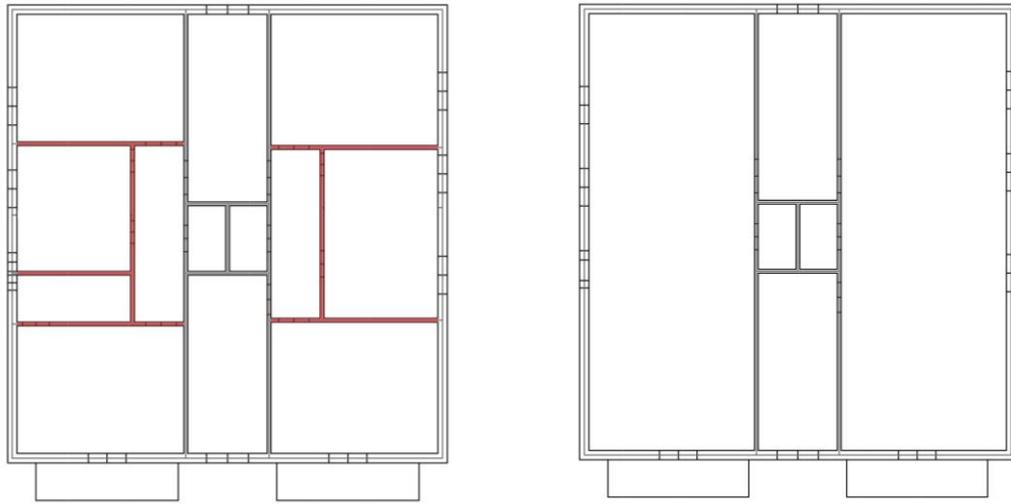


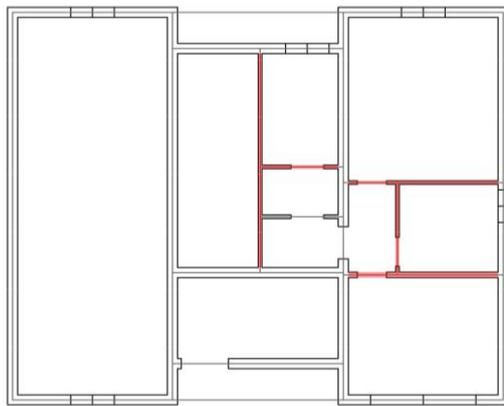
Figura 177: Pianta della Pratica di Via Agnini 41 con tramezzi (sx) e senza tramezzi (a sx)

In questo caso sono stati eliminati sei tramezzi in direzione x e due in direzione y .

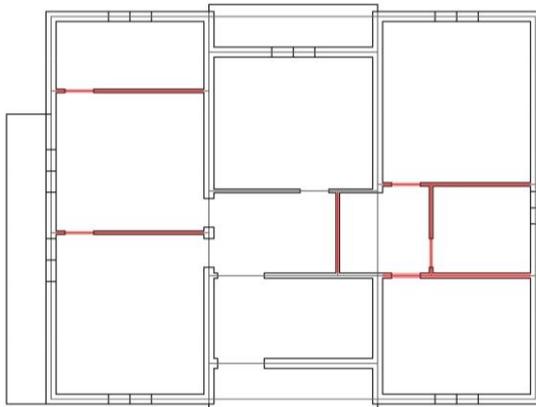
Via Bernini 5

Piante utilizzate nel software 3MURI

Pianta piano terra

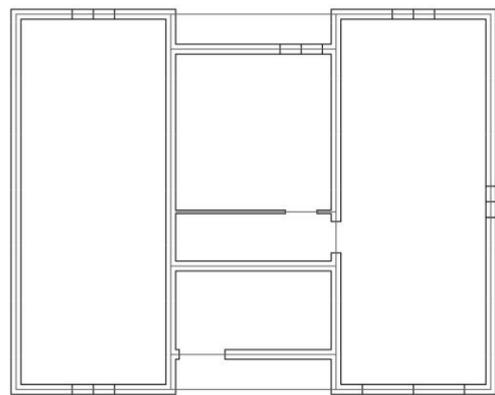


Piante primo e secondo piano



Piante senza tramezzi

Pianta piano terra



Piante primo e secondo piano

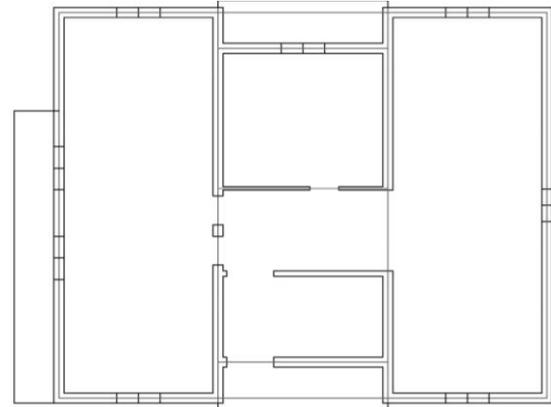


Figura 178: Pianta della Pratica di Via Bernini 5 con tramezzi (sx) e senza tramezzi (a sx)

In questo caso sono stati eliminati cinque tramezzi in direzione x e tre in direzione y . Una volta eseguite le analisi statiche non lineari in 3Muri ed effettuato nuovamente il calcolo in RE.SIS.TO. per ciascuna delle pratiche selezionate, sono stati ottenuti i seguenti risultati in termini di PGA_{c}/PGA_{d} :

Tabella 62: Risultati ottenuti dalle metodologie RE.SIS.TO. e 3MURI in direzione “debole” (caso senza tramezzi)

Direzione DEBOLE										
Pratica	n° piani	A _t [m ²]	A _r [m ²]	A _r /A _t [-]	PGA _d [g]	PGA _c [g]		PGA _c /PGA _d [-]		C _{RID}
						RE.SIS.TO.	3MURI	RE.SIS.TO.	3MURI	
Via Agnini 11	3	160,42	5,47	0,034	0,239	0,271	0,207	1,134	0,868	0,90
Via Agnini 41	4	141,52	4,55	0,032		0,178	0,132	0,746	0,554	0,94
Via Bernini 5	4	151,86	7,04	0,046		0,218	0,176	0,913	0,736	0,92

Tabella 63: Risultati ottenuti dalle metodologie RE.SIS.TO. e 3MURI in direzione “forte” (caso senza tramezzi)

Direzione FORTE										
Pratica	n° piani	A _t [m ²]	A _r [m ²]	A _r /A _t [-]	PGA _d [g]	PGA _c [g]		PGA _c /PGA _d [-]		C _{RID}
						RE.SIS.TO.	3MURI	RE.SIS.TO.	3MURI	
Via Agnini 11	3	160,42	7,78	0,049	0,239	0,407	0,322	1,703	1,348	0,90
Via Agnini 41	4	141,52	6,96	0,049		0,315	0,317	1,316	1,328	0,331
Via Bernini 5	4	151,86	11,21	0,074		0,356	0,276	1,490	1,156	0,365

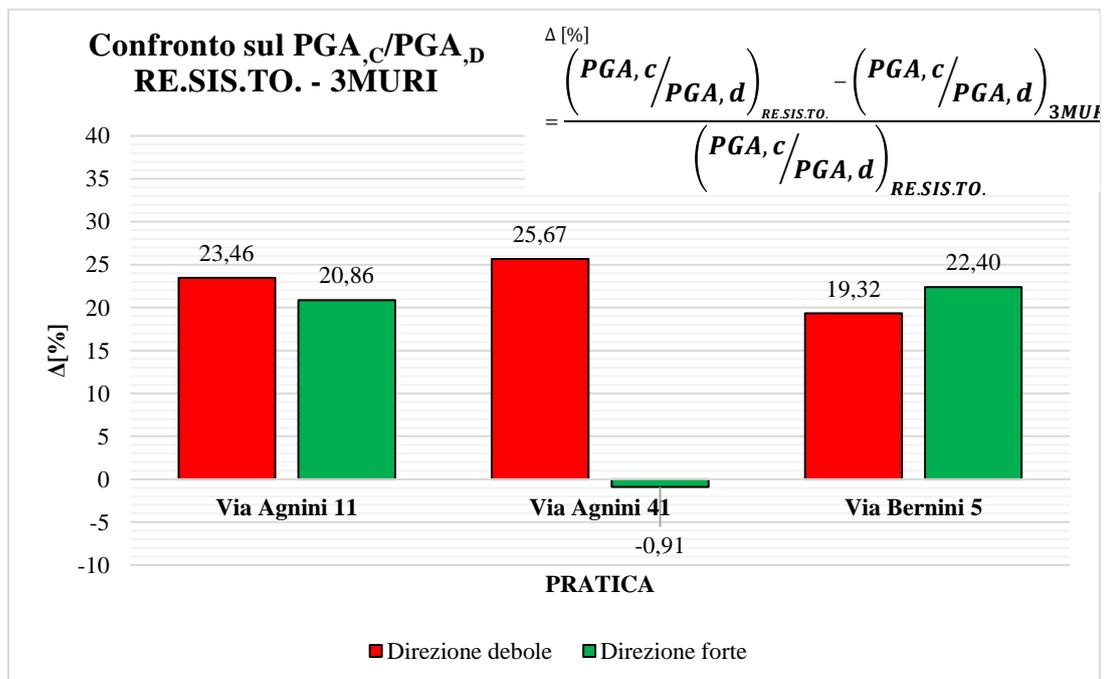


Figura 179: Confronto PGA_{c}/PGA_{d} RE.SIS.TO. - 3MURI (caso senza tramezzi)

Dal grafico appena riportato, si nota che il rapporto PGA_{c}/PGA_{D} fornito dal calcolo RE.SIS.TO. è maggiore in tutti i casi rispetto alla soluzione del software 3Muri, ad esclusione della soluzione in direzione forte di Via Agnini 41, ottenendo dei risultati più vicini tra loro nella direzione in cui sono stati eliminati più tramezzi; anche nell'altra direzione il Δ si riduce ma resta pressoché invariato rispetto al caso con i tramezzi.

Invece, i risultati ottenuti in termini di taglio resistente V_R sono i seguenti:

Via Agnini 11

Tabella 64: Valori del taglio resistente V_R ottenuti dalle analisi pushover per la Pratica di Via Agnini 11 (caso senza tramezzi)

PARAMETRO (SLV)	ANALISI sisma in direzione x 3MURI (direzione FORTE)											
	1	2	3	4	9	10	11	12	13	14	15	16
V_R [kN]	1711	1648	1655	1595	1657	1658	1592	1604	1733	1716	1592	1585
PARAMETRO (SLV)	ANALISI sisma in direzione y 3MURI (direzione DEBOLE)											
	5	6	7	8	17	18	19	20	21	22	23	24
V_R [kN]	728	727	741	743	730	726	729	725	740	743	740	748

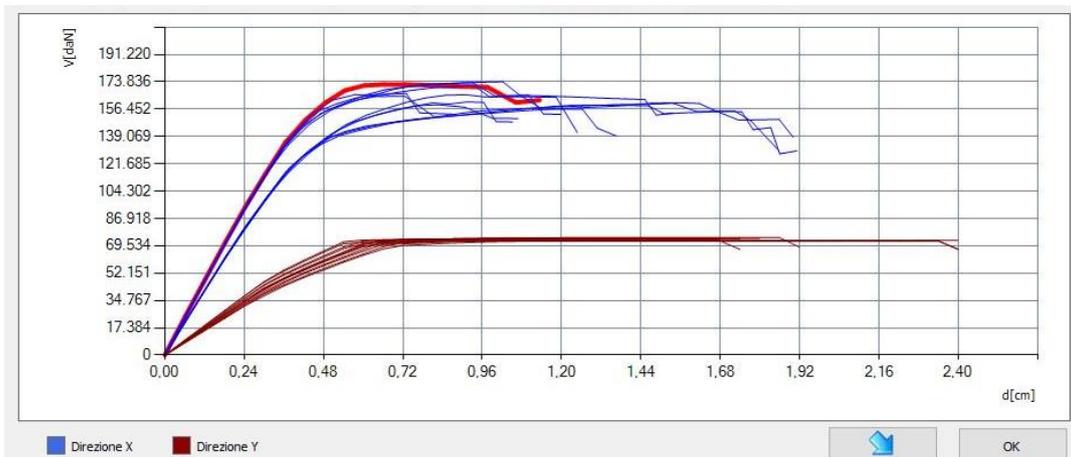


Figura 180: Curve pushover delle 24 analisi della pratica di Via Agnini 11 (caso senza tramezzi)

Via Agnini 41

Tabella 65: Valori del taglio resistente V_R ottenuti dalle analisi pushover per la Pratica di Via Agnini 41 (caso senza tramezzi)

PARAMETRO (SLV)	ANALISI sisma in direzione x 3MURI (direzione DEBOLE)											
	1	2	3	4	9	10	11	12	13	14	15	16
V_R [kN]	836	783	845	800	837	834	796	771	845	845	805	790
PARAMETRO (SLV)	ANALISI sisma in direzione y 3MURI (direzione FORTE)											
	5	6	7	8	17	18	19	20	21	22	23	24
V_R [kN]	2056	1404	2359	1885	2026	2073	1398	1408	2314	2317	1888	1872

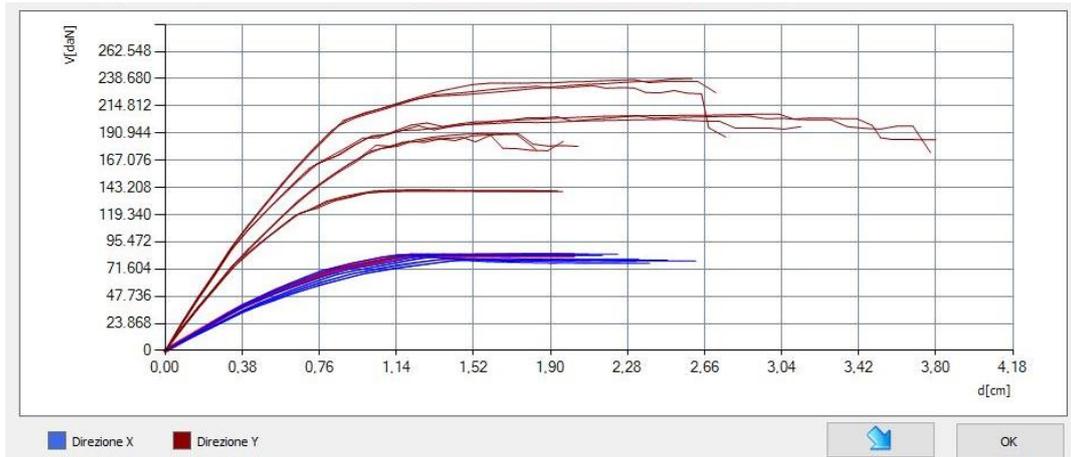


Figura 181: Curve pushover delle 24 analisi della pratica di Via Agnini 41 (caso senza tramezzi)

Via Bernini 5

Tabella 66: Valori del taglio resistente V_R ottenuti dalle analisi pushover per la Pratica di Via Agnini 41 (caso senza tramezzi)

PARAMETRO (SLV)	ANALISI sisma in direzione x 3MURI (direzione DEBOLE)											
	1	2	3	4	9	10	11	12	13	14	15	16
V_R [kN]	1169	979	1334	1320	1169,9	1170	983	979	1333	1336	1321	1322
PARAMETRO (SLV)	ANALISI sisma in direzione y 3MURI (direzione FORTE)											
	5	6	7	8	17	18	19	20	21	22	23	24
V_R [kN]	2801	2626	2855	2445	2706	2761	2488	2491	2757	2764	2505	2288

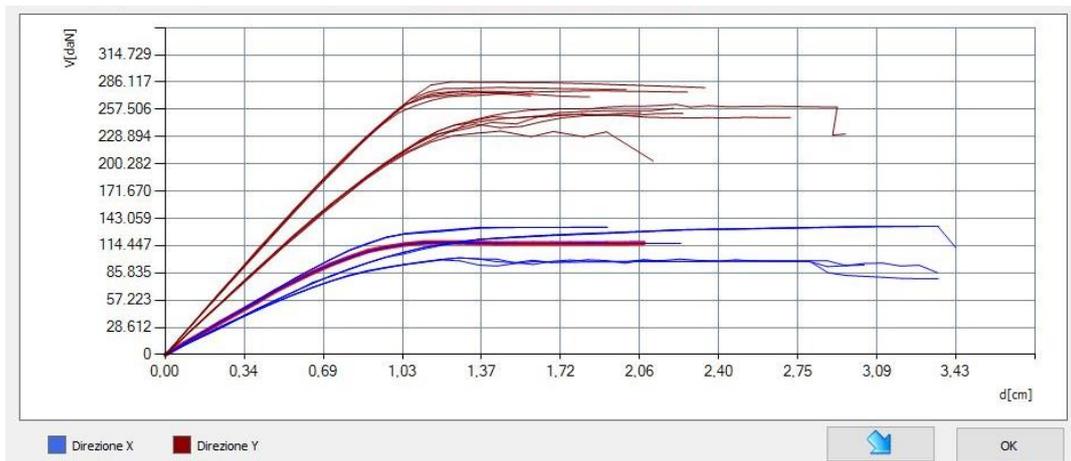


Figura 182: Curve pushover delle 24 analisi della pratica di Via Bernini 5 (caso senza tramezzi)

Per una chiara illustrazione dei risultati ottenuti, sono stati riepilogati i risultati ottenuti, in termini di taglio resistente attraverso la media di tutte le analisi e decurtando dalla media le analisi con eccentricità nelle due direzioni, e attraverso il Δ [%], definito con la formula riportata di seguito.

$$\Delta [\%] = \frac{V_{R, RE.SIS.TO.} - V_{R, 3MURI}}{V_{R, RE.SIS.TO.}}$$

Tabella 67: Confronto sul taglio resistente VR RE.SIS.TO. - 3MURI (caso senza tramezzi)

Confronto taglio resistente alla base V_R [kN]						
RE.SIS.TO. – 3MURI (caso senza tramezzi)						
	Direzione “debole”			Direzione “forte”		
Pratica	RE.SIS.TO.	3MURI	Δ [%]	RE.SIS.TO.	3MURI	Δ [%]
Via Agnini 11	862	735	14,7	1294	1646	-27,2
Via Agnini 41	810	816	-0,7	1833	1917	-4,6
Via Bernini 5	1202	1201	0,1	2027	2624	-29,4

Tabella 68: Confronto sul taglio resistente VR RE.SIS.TO. - 3MURI (caso senza tramezzi e analisi selezionate)

Confronto taglio resistente alla base V_R [kN]						
RE.SIS.TO. – 3MURI						
(caso senza tramezzi, analisi selezionate)						
	Direzione “debole”			Direzione “forte”		
Pratica	RE.SIS.TO.	3MURI	Δ [%]	RE.SIS.TO.	3MURI	Δ [%]
Via Agnini 11	862	738	14,4	1294	1621	-25,3
Via Agnini 41	810	791	2,3	1833	1645	10,3
Via Bernini 5	1202	1150	4,4	2027	2536	-25,1

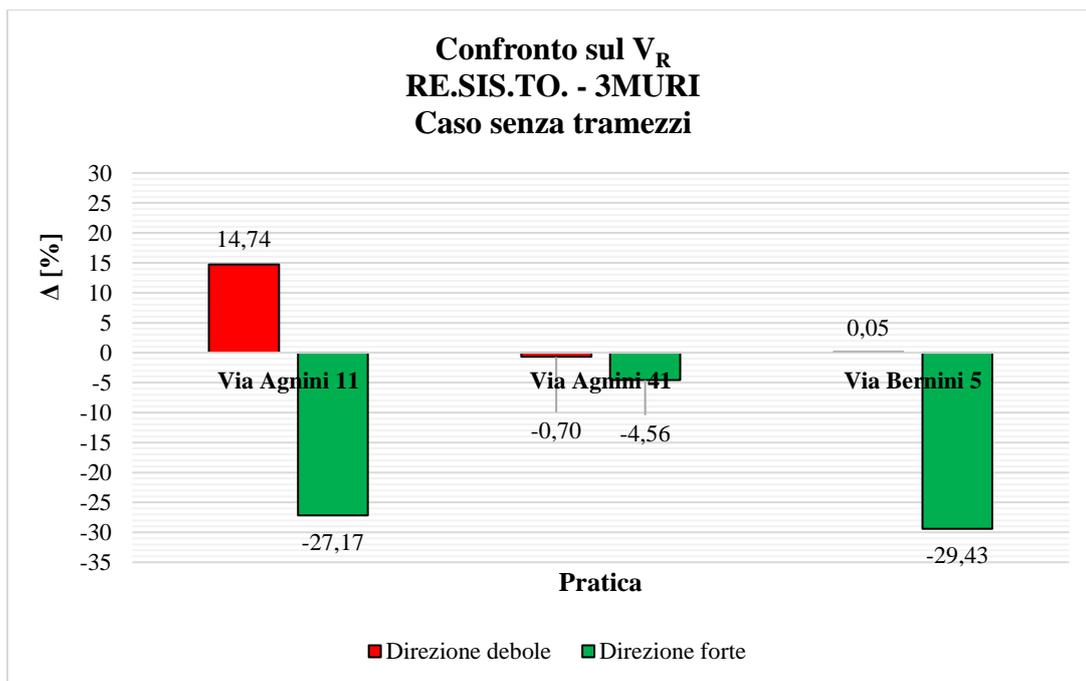


Figura 183: Confronto sul taglio resistente V_R RE.SIS.TO. - 3MURI (caso senza tramezzi)

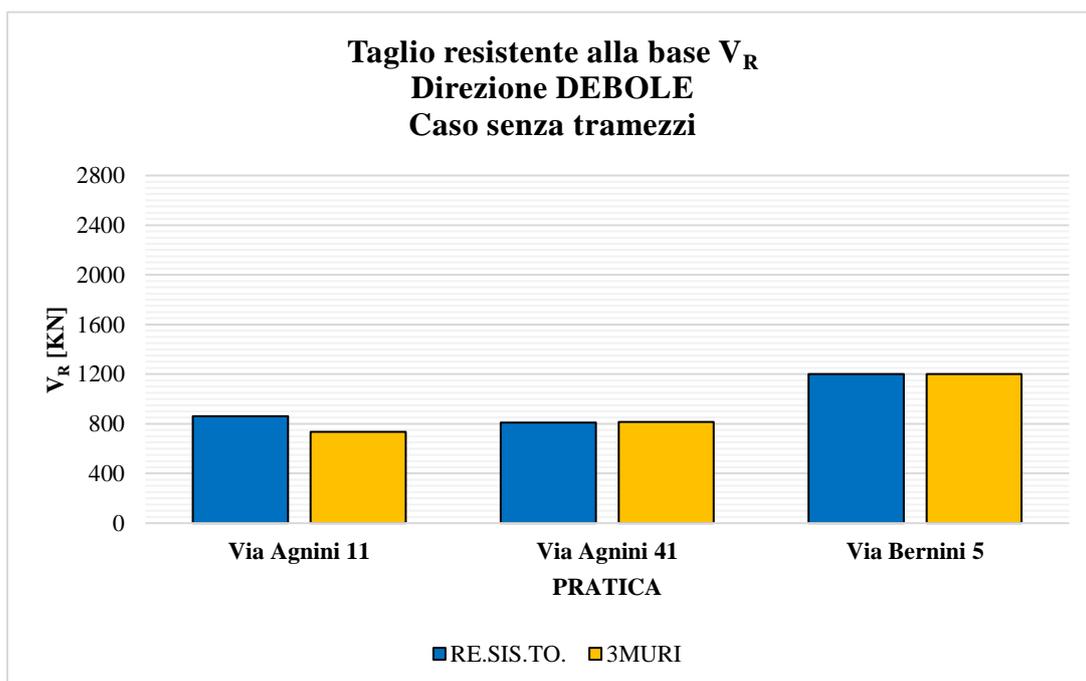


Figura 184: Confronto della V_R in direzione "debole" (caso senza tramezzi)

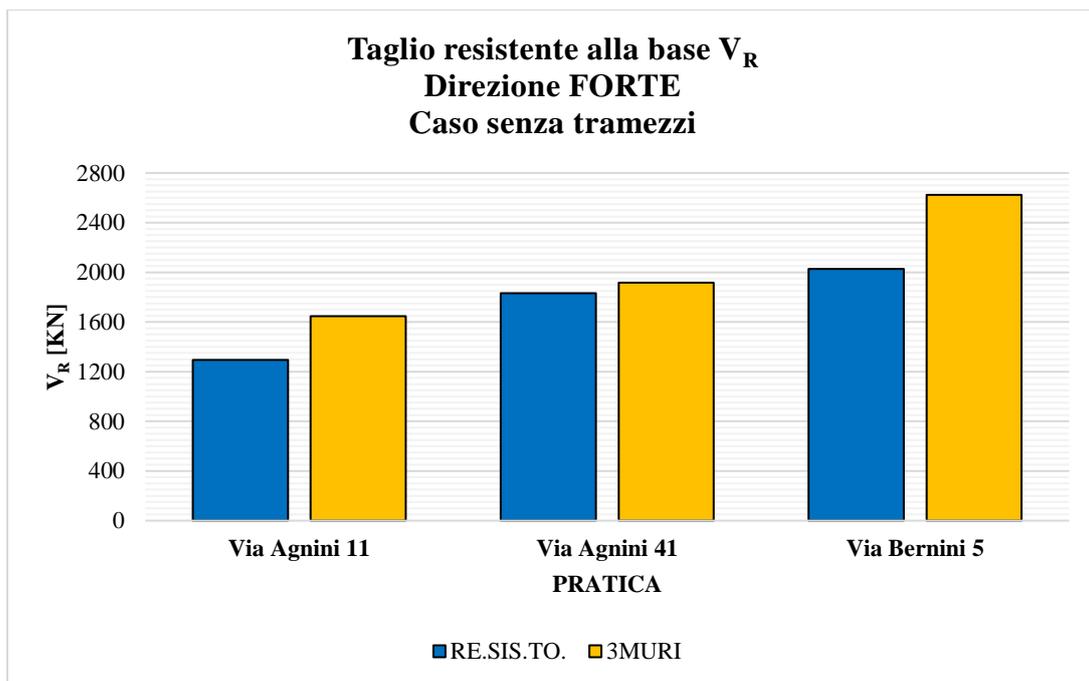


Figura 185: Confronto della V_R in direzione "forte" (caso senza tramezzi)

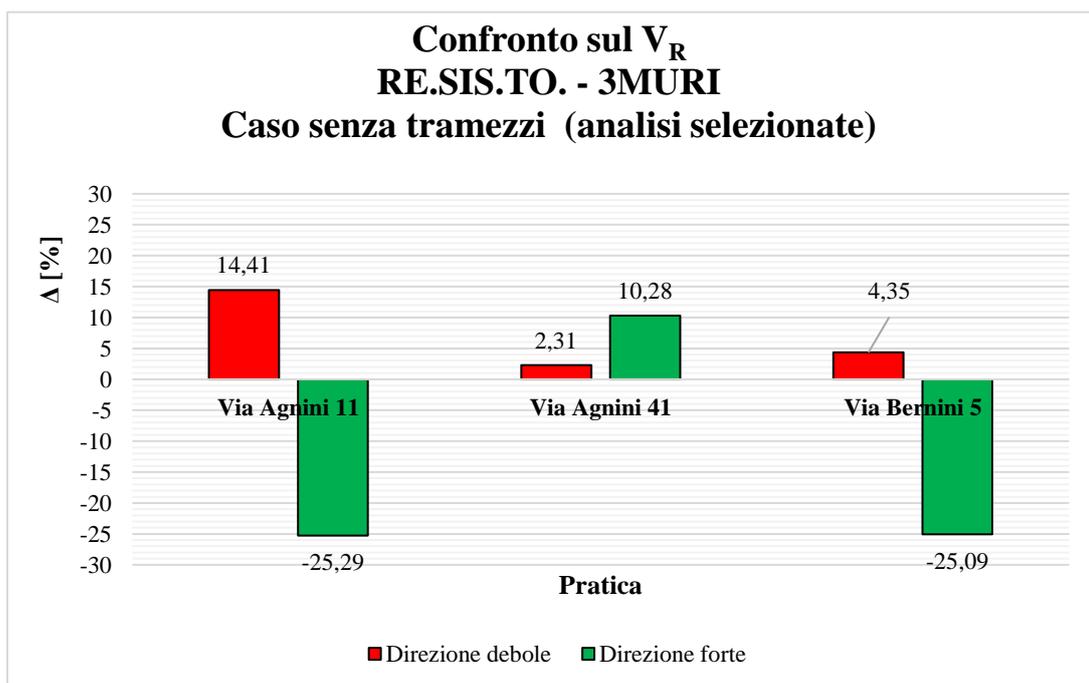


Figura 186: Confronto sul taglio resistente V_R RE.SIS.TO. - 3MURI (caso senza tramezzi e analisi selezionate)

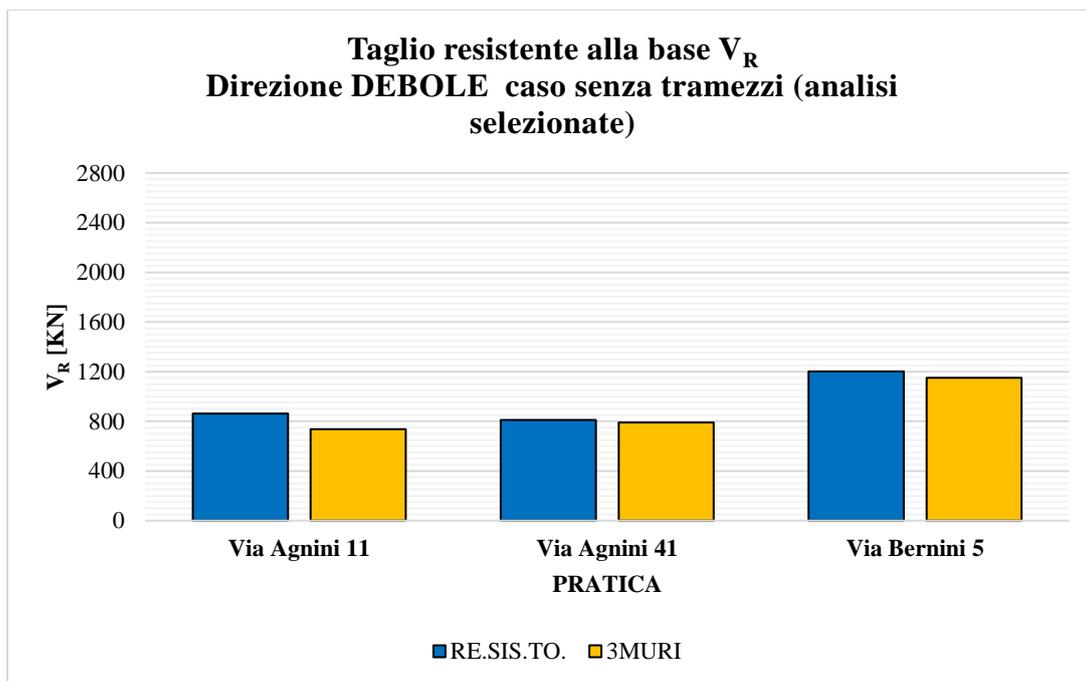


Figura 187: Confronto della V_R in direzione "debole" (caso senza tramezzi e analisi selezionate)

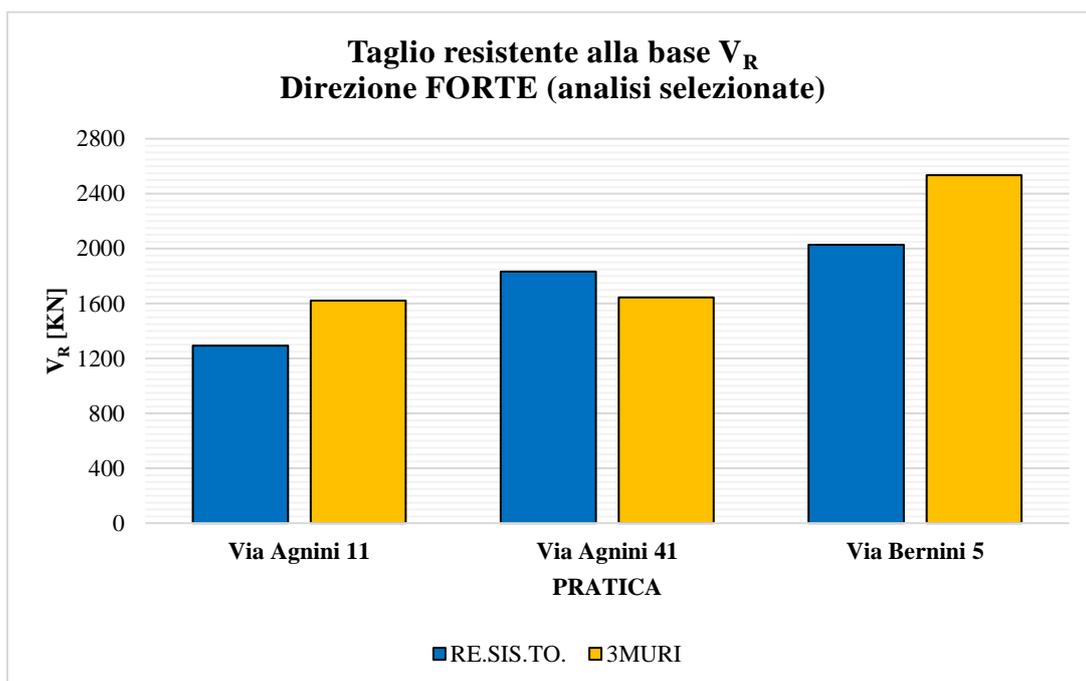


Figura 188: Confronto della V_R in direzione "forte" (caso senza tramezzi e analisi selezionate)

Come è possibile notare dai confronti riportati sul taglio, la presenza di meno pareti nei modelli, ha comportato una variazione di taglio Δ [%] : in modo particolare, in tutti e tre i casi analizzati, si nota che nella direzione in cui sono stati eliminati più tramezzi, il Δ [%] si riduce, mantenendo comunque un certo margine di errore tra i due risultati.

Al fine di cogliere di più il confronto tra i due casi di modellazione, si riportano alcuni grafici comparativi basati sui parametri PGA_{c}/PGA_{D} e V_R .

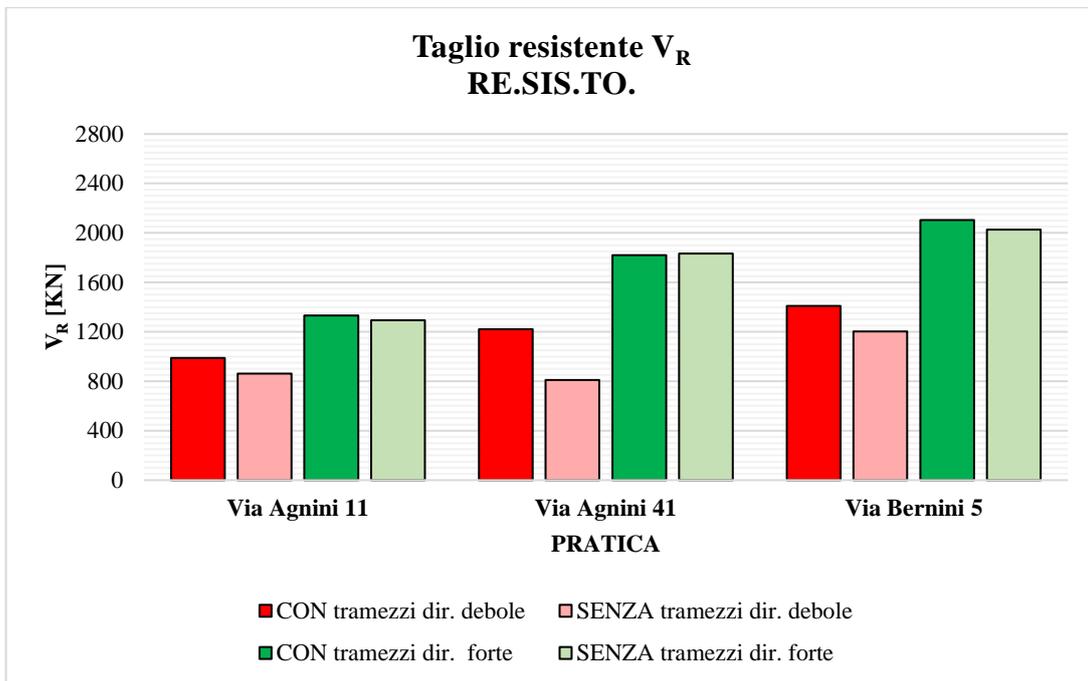


Figura 189: Confronto taglio resistente V_R con e senza trapezzi, direzione "debole" e "forte" (risultati RE.SIS.TO.)

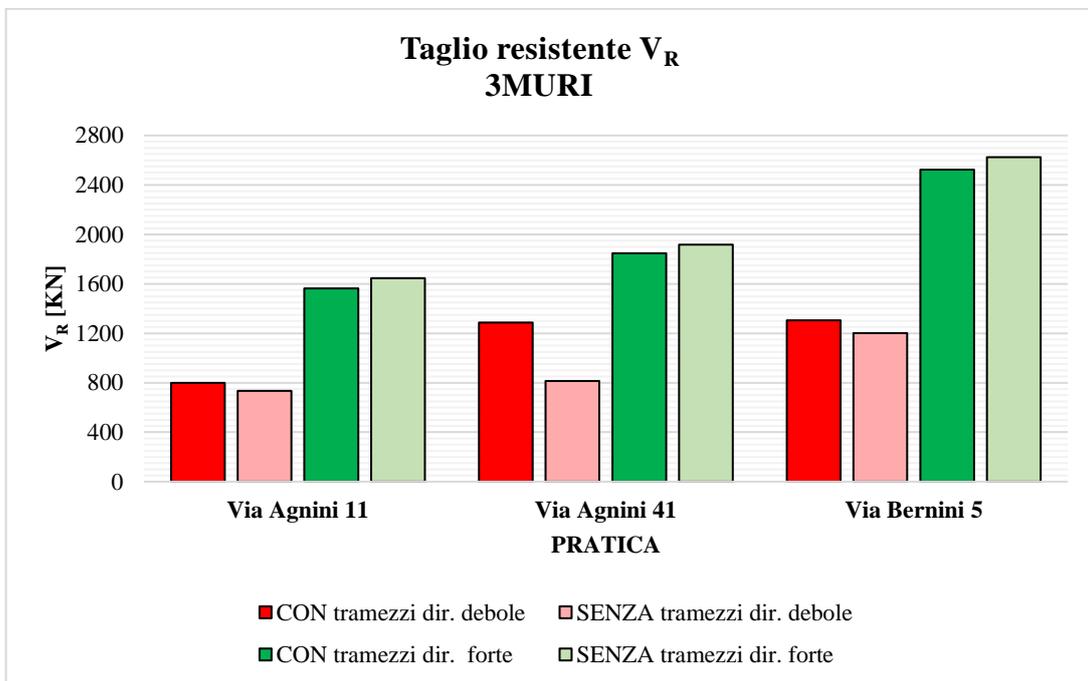


Figura 190: Confronto taglio resistente V_R con e senza trapezzi, direzione "debole" e "forte" (risultati 3MURI)

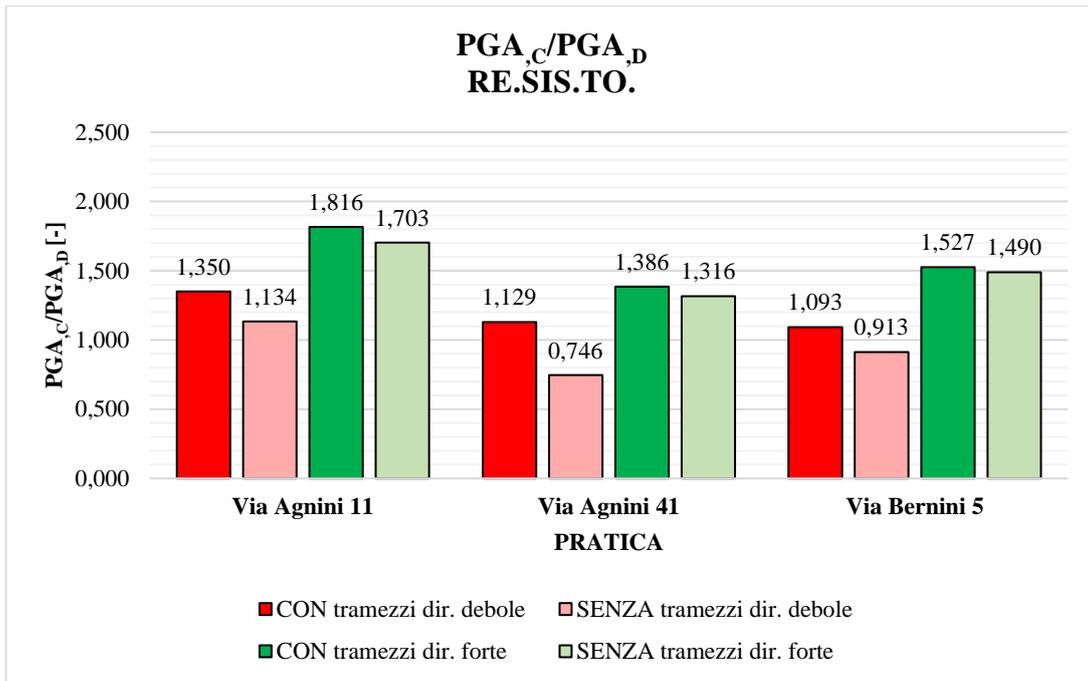


Figura 191: Confronto taglio resistente PGA_c/PGA_d con e senza tramezzi, direzione "debole" e "forte" (risultati RE.SIS.TO.)

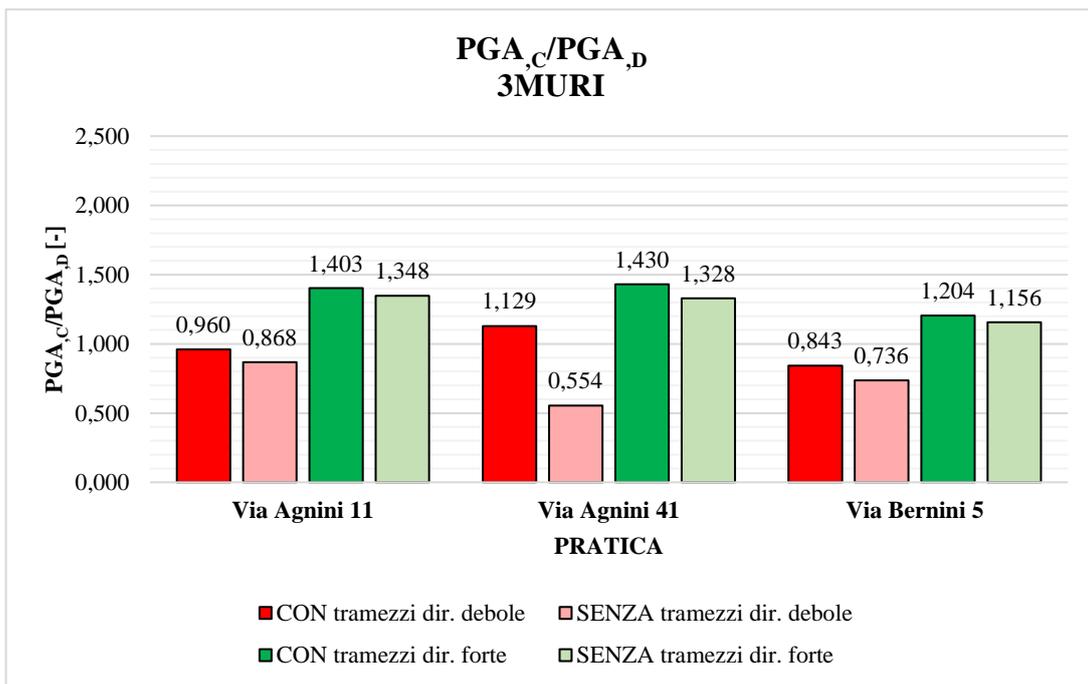


Figura 192: Confronto PGA_c/PGA_d con e senza tramezzi, direzione "debole" e "forte" (risultati 3MURI)

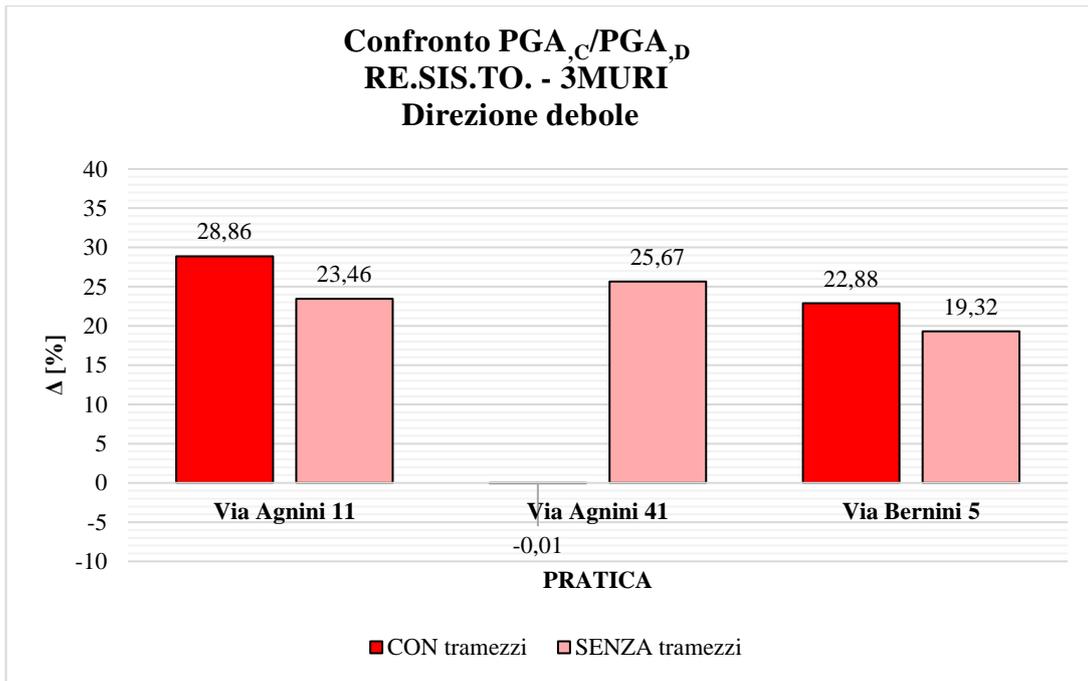


Figura 193: Confronto PGA_{c}/PGA_{d} RE.SIS.TO. - 3MURI con e senza tramezzi, direzione "debole"

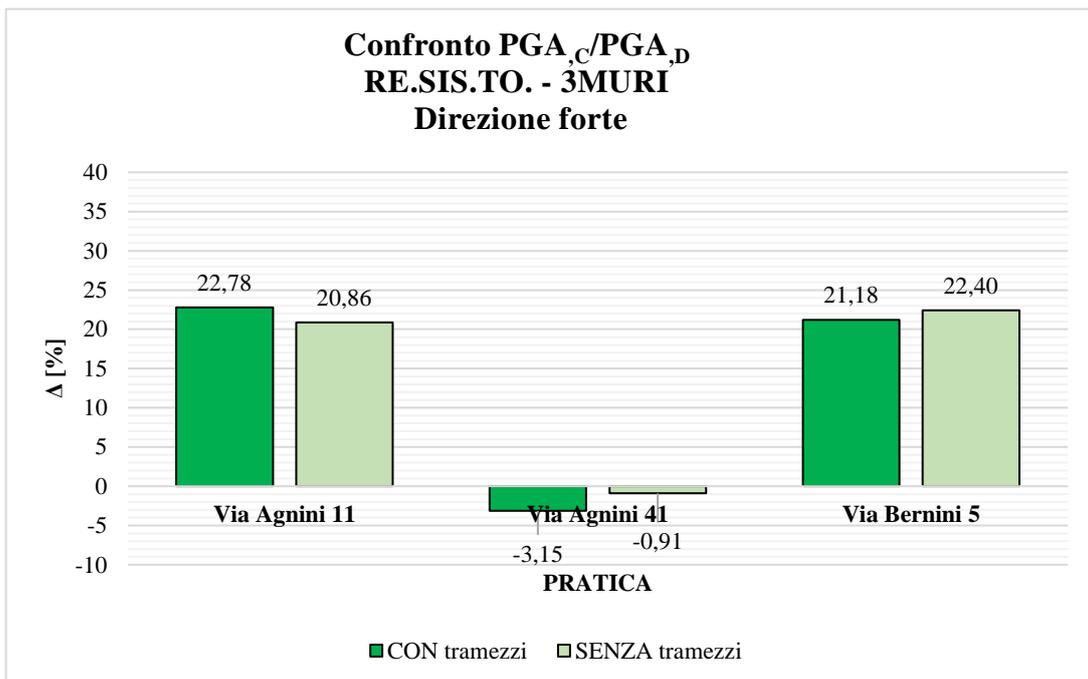


Figura 194: Confronto PGA_{c}/PGA_{d} RE.SIS.TO. - 3MURI con e senza tramezzi, direzione "forte"

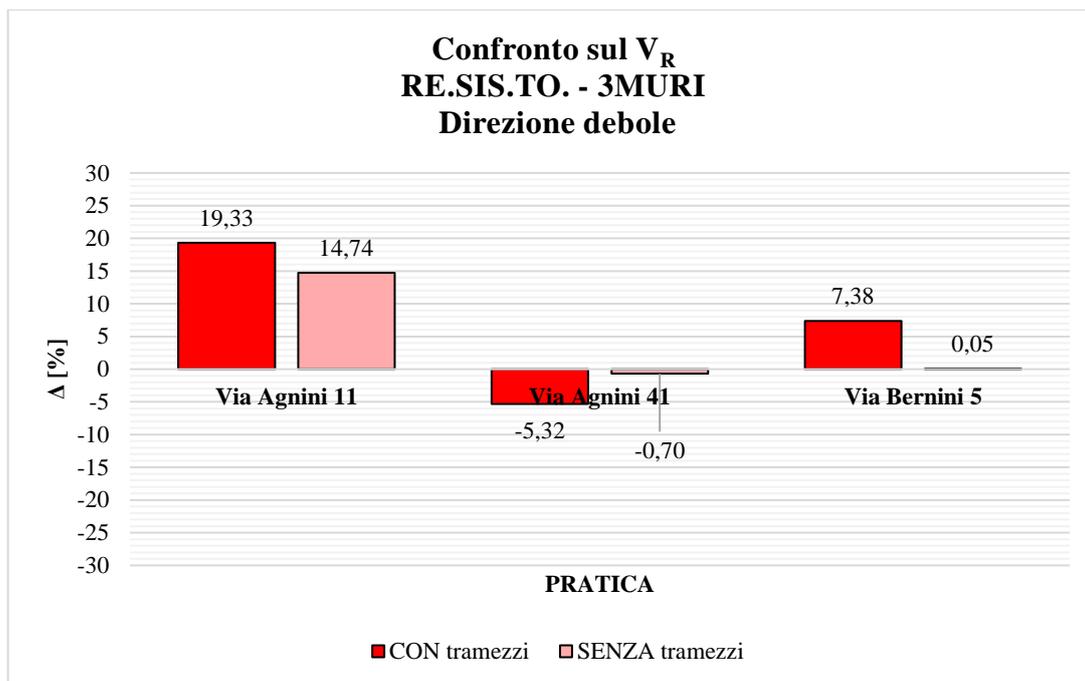


Figura 195: Confronto V_R RE.SIS.TO. - 3MURI con e senza tramezzi, direzione "debole"

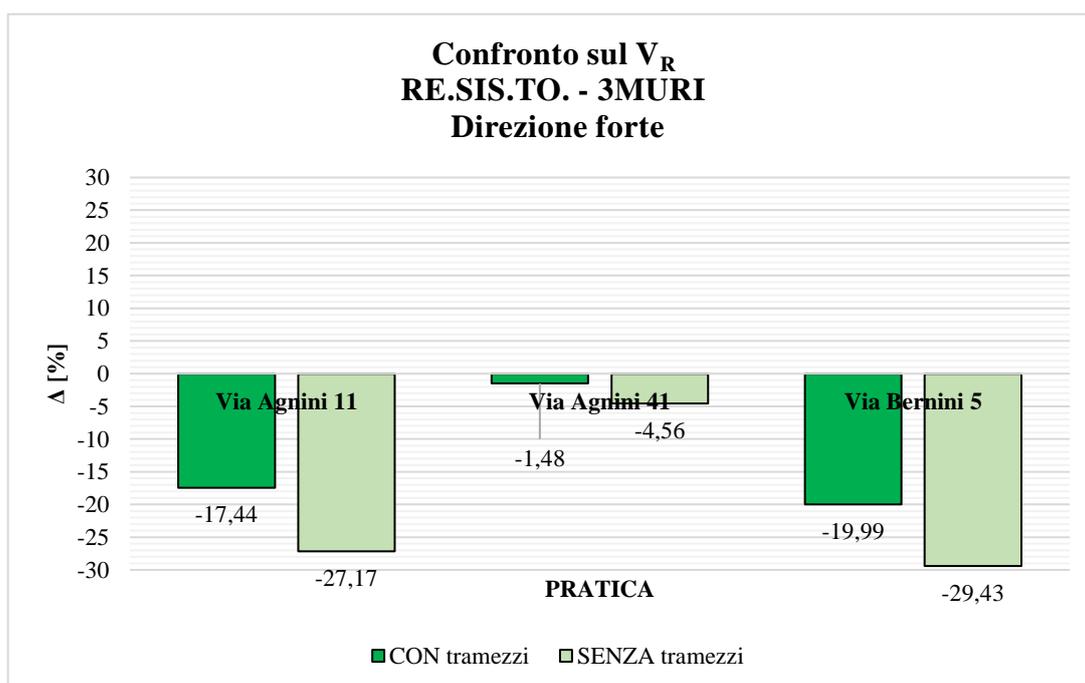


Figura 196: Confronto V_R RE.SIS.TO. - 3MURI con e senza tramezzi, direzione "forte"

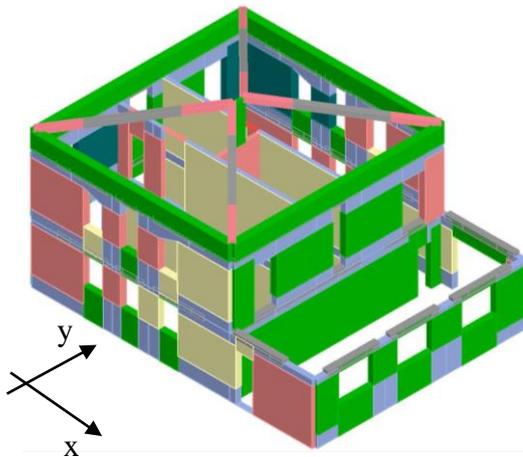
In linea generale, si può notare come l'effetto degli elementi sottili influenzi la risposta del sistema: in modo particolare, la soluzione dell'analisi pushover tende a quella della metodologia speditiva, nella direzione in cui sono stati decurtati più tramezzi (in tutti i casi nella direzione "debole") e nelle analisi senza eccentricità, in quanto la presenza di meno elementi resistenti nel modello fa sì che gli elementi

rimanenti si trovino in uno stato di sollecitazione più avanzato e, dunque, in linea con le ipotesi di RE.SIS.TO.

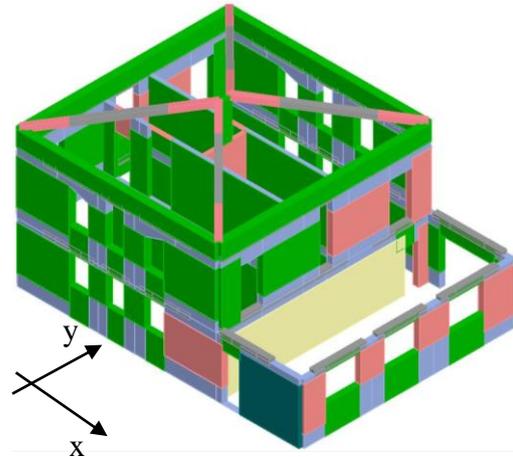
Le immagini che seguono mostrano lo stato di danno all'SLV per le pratiche di Via Agnini 11, Via Agnini 41 e Via Bernini 5, modellate senza tramezzi

Stato di danno all' SLV della Pratica di Via Agnini 11 senza tramezzi

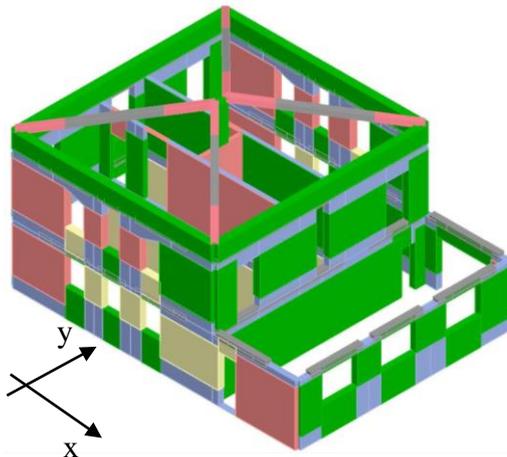
**Analisi in direzione x senza eccentricità
(step 19/27)**



**Analisi in direzione y senza eccentricità
(step 21/29)**



**Analisi in direzione x con eccentricità
(step 11/17)**



**Analisi in direzione y con eccentricità
(step 30/41)**

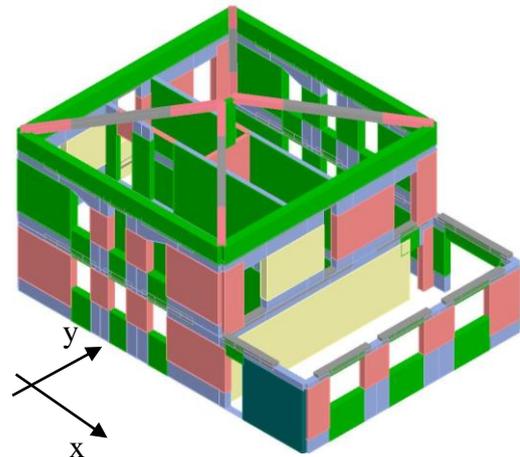
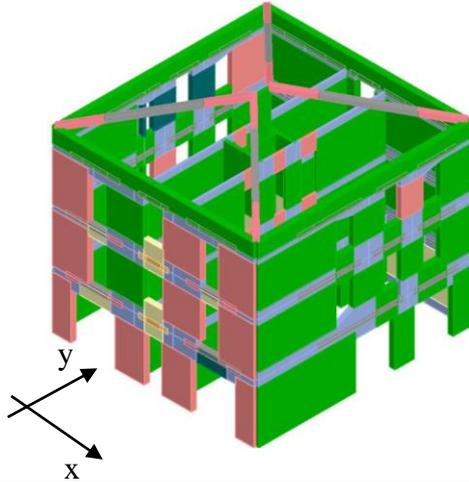


Figura 197: Diversi stati di danno allo Stato Limite di salvaguardia della Vita della Pratica di Via Agnini 11 senza tramezzi

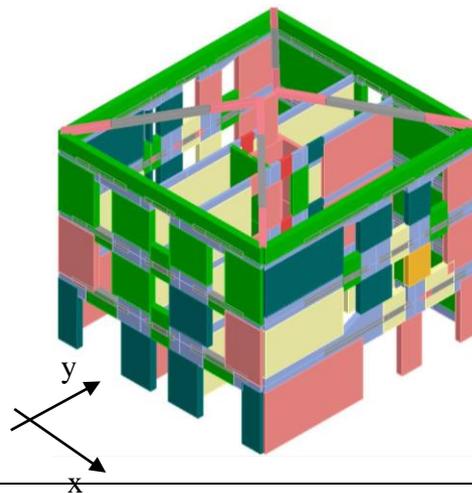
Stato di danno all' SLV della Pratica di Via Agnini 41

senza tramezzi

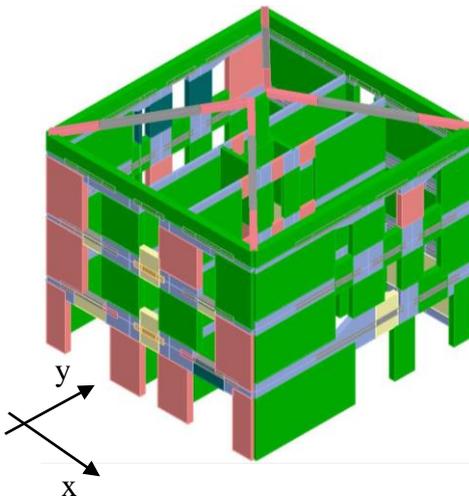
Analisi in direzione x senza eccentricità
(step 23/31)



Analisi in direzione y senza eccentricità
(step 35/48)



Analisi in direzione x con eccentricità
(step 21/29)



Analisi in direzione y con eccentricità
(step 18/25)

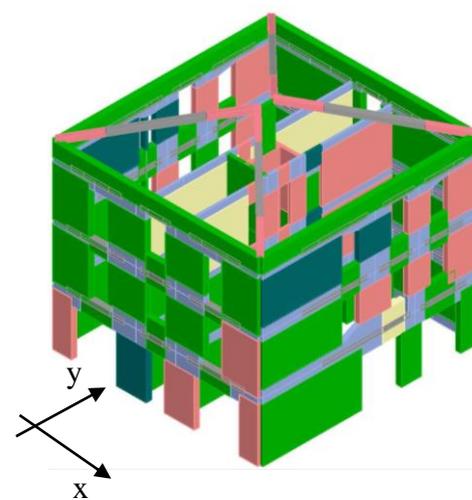
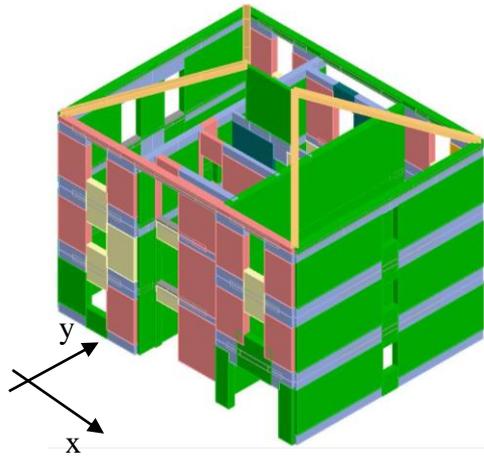


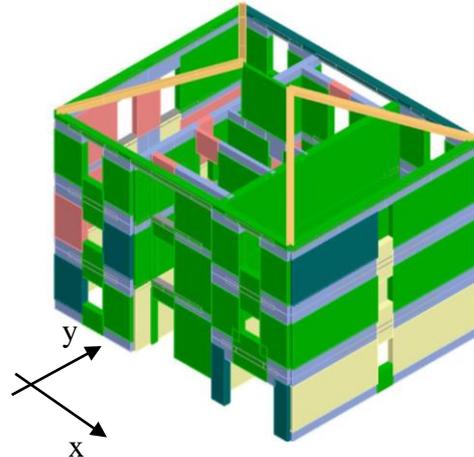
Figura 198: Diversi stati di danno allo Stato Limite di salvaguardia della Vita della Pratica di Via Agnini 41 senza tramezzi

Stato di danno all' SLV della Pratica di Via Bernini 5 senza tramezzi

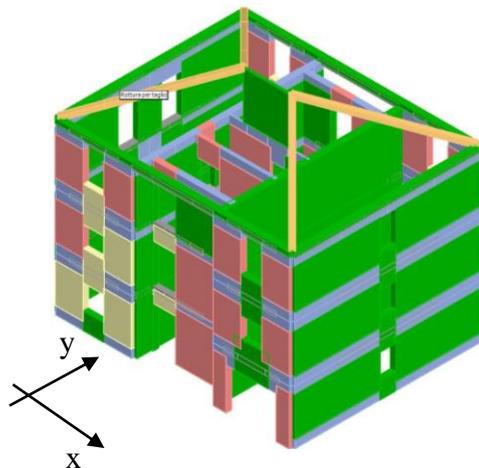
Analisi in direzione x senza eccentricità
(step 29/39)



Analisi in direzione y senza eccentricità
(step 19/26)



Analisi in direzione x con eccentricità
(step 21/29)



Analisi in direzione y con eccentricità
(step 20/29)

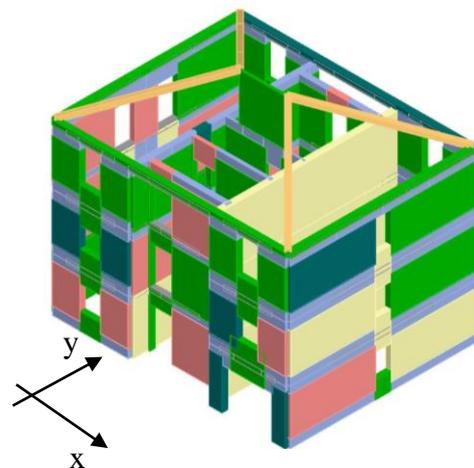


Figura 199: Diversi stati di danno allo Stato Limite di salvaguardia della Vita della Pratica di Via Bernini 5 senza tramezzi

Dalle figure sopra riportate, si nota che lo stato limite SLV viene raggiunto in un numero di step in alcuni casi leggermente più alto rispetto ai casi precedenti, in quanto la redistribuzione dell'azione avviene su un minor numero di elementi più resistenti; ovviamente, questo effetto è più accentuato nelle analisi con carico sismico nella direzione meno debole.

Un'ulteriore considerazione è che la maggior parte degli elementi disposti lungo l'azione sismica sono in fase plastica sia per pressoflessione che per taglio.

Dunque, la differenza legata al taglio resistente V_R tra i due casi può essere giustificata dai differenti criteri di rottura considerati nei due metodi utilizzati.

7.4 Confronto sulla resistenza al taglio resistente τ_0

Il terzo confronto è stato valutato per i sei modelli analizzati con la resistenza al taglio τ_0 media e minima: seguendo lo stesso procedimento fin qui descritto, sono stati rieseguiti i calcoli con entrambe le metodologie, associando alla muratura piena e alla muratura semipiena i parametri meccanici minimi definiti nella circolare esplicativa del D.M. 17/01/2018.

Per questi modelli, vengono soltanto riepilogati i risultati finali ottenuti in termini di PGA_{c}/PGA_{D} , distinti nelle due direzioni, in una tabella ed infine confrontati con i casi valutati con la resistenza al taglio minima in un grafico.

Tabella 69: Risultati ottenuti dalla metodologia RE.SIS.TO. e 3MURI in direzione “debole” e forte con parametri meccanici minimi della muratura

Pratica	PGA _D [g]	DIREZIONE DEBOLE				DIREZIONE FORTE			
		PGA _c [g]		PGA _c /PGA _D [-]		PGA _c [g]		PGA _c /PGA _D [-]	
		RE.SIS.TO	3MURI	RE.SIS.TO	3MURI	RE.SIS.TO	3MURI	RE.SIS.TO	3MURI
3	0,239	0,242	0,196	1,012	0,821	0,351	0,334	1,471	1,399
241		0,359	0,337	1,503	1,410	0,393	0,399	1,643	1,670
Via Agnini 11		0,223	0,191	0,935	0,798	0,304	0,281	1,273	1,177
Via Agnini 41		0,192	0,194	0,804	0,813	0,235	0,252	0,983	1,056
Via Bernini 5		0,184	0,148	0,770	0,621	0,249	0,224	1,041	0,936
Via Tassoni 7		0,141	0,155	0,592	0,647	0,295	0,262	1,236	1,097

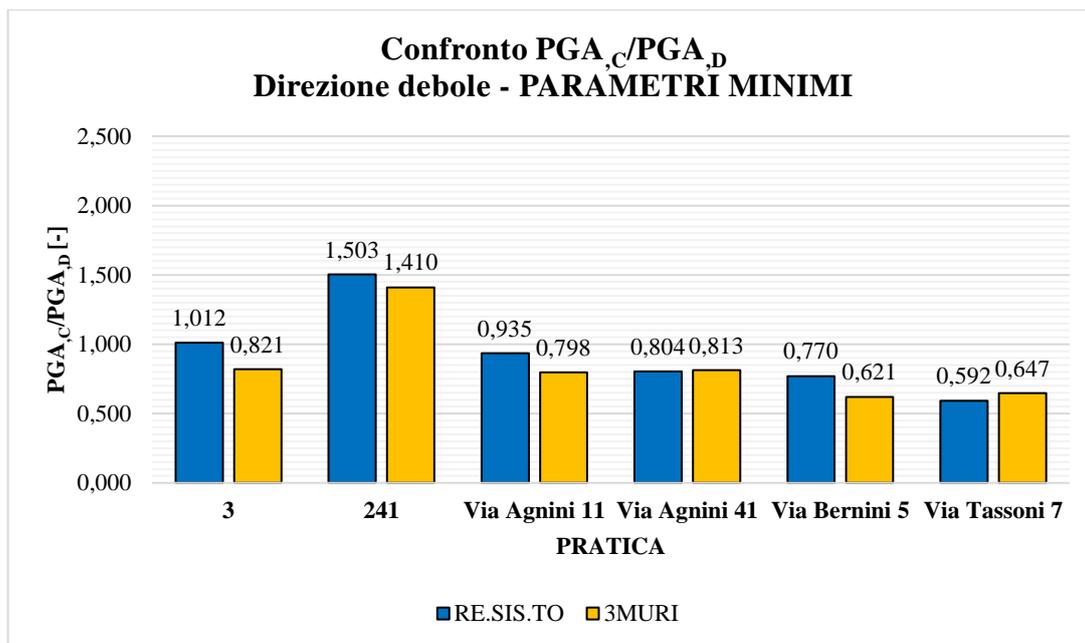


Figura 200: Confronto della PGA_c/PGA_D in direzione "debole" dei modelli con parametri minimi

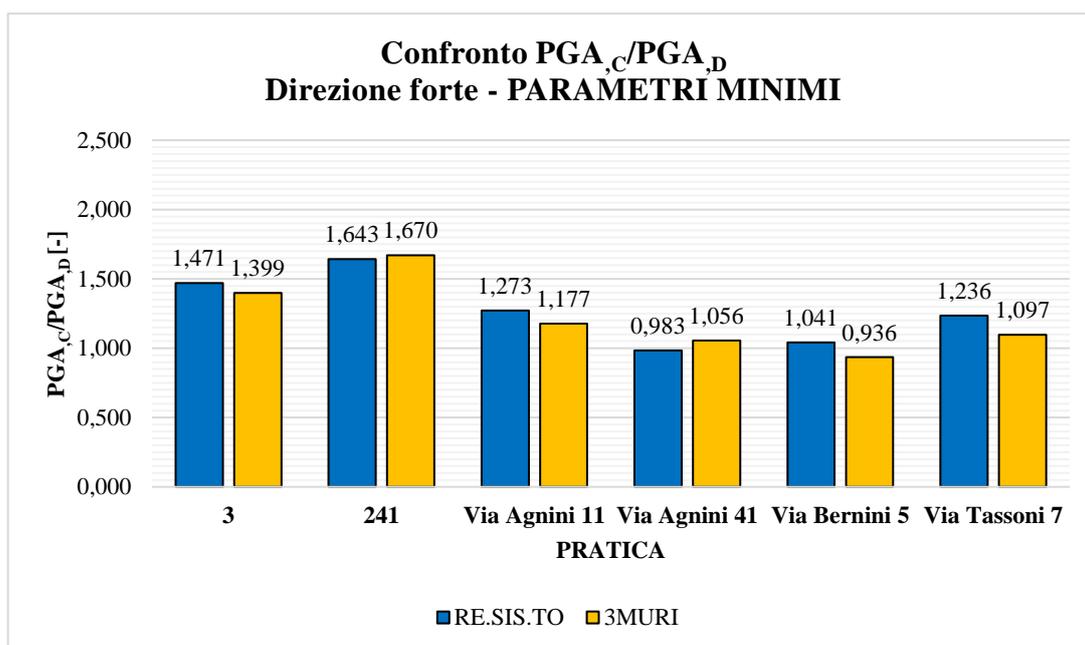


Figura 201: Confronto della PGA_c/PGA_D in direzione "forte" dei modelli con parametri minimi

Ovviamente i risultati dei nuovi casi rimangono in linea con quelli ottenuti adottando i parametri meccanici medi: in particolare, nel caso della pratica di Via Agnini 41, Via Tassoni 7 nella direzione debole e pratica 241 nella direzione forte, 3MURI fornisce un risultato di poco superiore rispetto a RE.SIS.TO. mentre nelle restanti, RE.SIS.TO. definisce un risultato superiore rispetto a 3MURI.

Di seguito, si illustra l'andamento della $\frac{PGA_c}{PGA_D}$ nelle due direzioni, mettendoli a confronto rispetto ai parametri medi e minimi, considerando, ora, tutte le pratiche della MUR A.

RISULTATI MUR A

Tabella 70: Risultati ottenuti dalla metodologia RE.SIS.TO. della MUR A in direzione "debole" dei modelli con parametri minimi

DIREZIONE DEBOLE				
Pratica	PGA _D [g]	PGA _C [g]	PGA _C /PGA _D [-]	τ ₀ [N/mm ²]
3	0,239	0,242	1,012	0,072
241		0,359	1,503	0,080
Via Agnini 11		0,223	0,935	0,055
Via Agnini 41		0,192	0,804	0,059
Via Bernini 5		0,184	0,770	0,056
Via Tassoni 7		0,141	0,592	0,057
61		0,307	1,286	0,080
231		0,23	0,964	0,057
304 e 248		0,156	0,651	0,050
333		0,351	1,467	0,080
Via Carducci 28		0,270	1,130	0,058
Via Cavedoni 41		0,264	1,105	0,080
Via Fogliano 12		0,201	0,842	0,072
Via Legnano 11		0,218	0,913	0,050
Via Martinella 8		0,190	0,797	0,050
Via Martinella 26		0,223	0,931	0,050
Via Martinella 60-62		0,145	0,607	0,065
Via Piemonte 23		0,235	0,983	0,080
Via Tassoni 16		0,140	0,586	0,050
Via Zozi 125		0,162	0,676	0,050

Tabella 71: Risultati ottenuti dalla metodologia RE.SIS.TO. della MUR A in direzione “debole” dei modelli con parametri minimi

DIREZIONE FORTE				
Pratica	PGA _D [g]	PGA _C [g]	PGA _C /PGA _D [-]	τ ₀ [N/mm ²]
3	0,239	0,351	1,471	0,069
241		0,393	1,643	0,080
Via Agnini 11		0,304	1,273	0,059
Via Agnini 41		0,235	0,983	0,062
Via Bernini 5		0,249	1,041	0,051
Via Tassoni 7		0,295	1,236	0,055
61		0,355	1,485	0,080
231		0,255	1,068	0,050
304 e 248		0,229	0,957	0,050
333		0,364	1,522	0,080
Via Carducci 28		0,294	1,231	0,060
Via Cavedoni 41		0,305	1,276	0,080
Via Fogliano 12		0,233	0,976	0,094
Via Legnano 11		0,369	1,542	0,050
Via Martinella8		0,215	0,901	0,050
Via Martinella 26		0,320	1,338	0,050
Via Martinella 60-62		0,220	0,922	0,065
Via Piemonte 23		0,285	1,191	0,080
Via Tassoni 16		0,296	1,239	0,050
Via Zozi 125		0,205	0,859	0,050

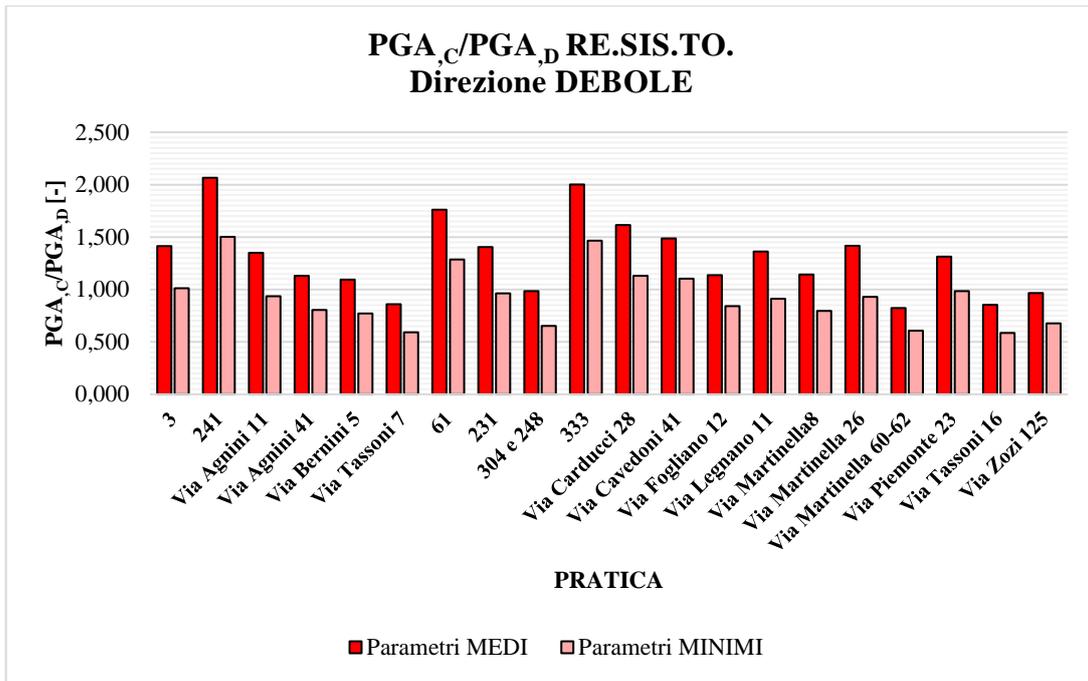


Figura 202: Risultati ottenuti dalla metodologia RE.SIS.SO. in termini di $\frac{PGA_c}{PGA_D}$ della MUR A dei modelli con parametri minimi (direzione "forte")

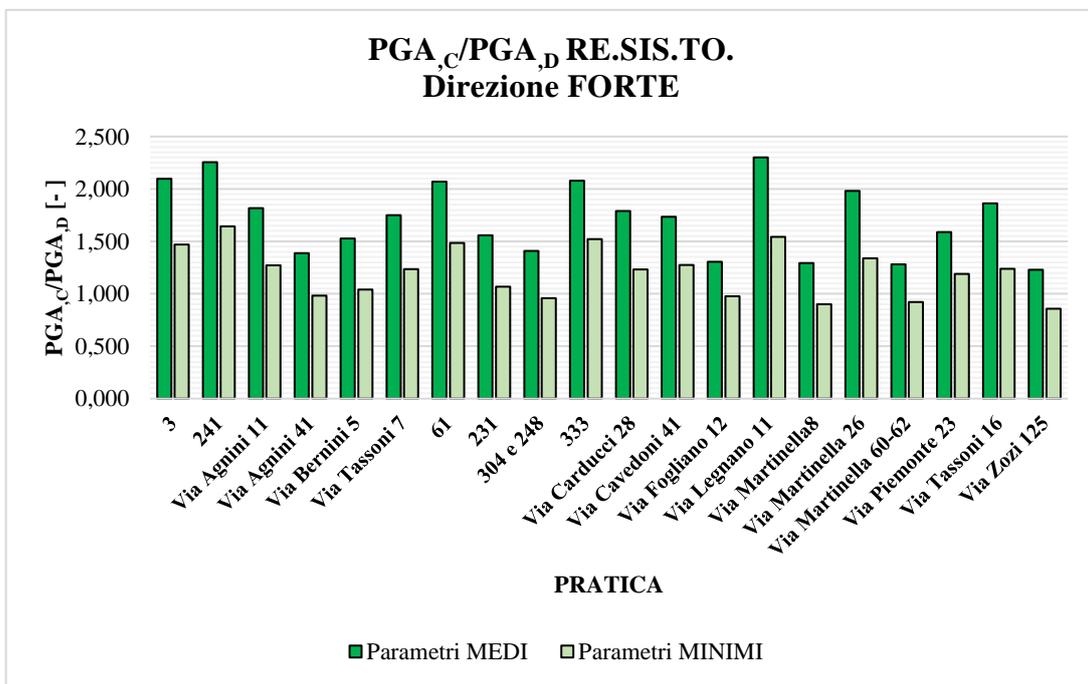


Figura 203: Risultati ottenuti dalla metodologia RE.SIS.SO. in termini di $\frac{PGA_c}{PGA_D}$ della MUR A dei modelli con parametri minimi (direzione "forte")

Capitolo 8

DEFINIZIONE DELLE CURVE DI FRAGILITÀ DEL COMUNE DI MARANELLO

Nel presente capitolo è riportato il procedimento logico ed i risultati ottenuti per la valutazione delle curve di fragilità del Comune di Maranello (MO).

Come per la definizione della vulnerabilità sismica delle quattro tipologie murarie identificate nel Comune, anche la stima delle curve di fragilità è stata valutata nel lavoro di tesi di Minghetti (2020), sia per valutare la fragilità delle quattro tipologie in muratura, che quella dei comparti CARTIS.

L'obiettivo e il procedimento attuato in questa fase è il medesimo, ma è stato valutato in maniera differente. Infatti, viene definita la fragilità delle diverse tipologie murarie considerando un range minimo – massimo delle curve lognormali per ciascuna tipologia, ricavato grazie allo studio della direzione debole e della direzione forte degli edifici.

In questo modo, è stato possibile stabilire qual è la percentuale di probabilità di collasso delle diverse classi tipologiche rispetto alla direzione meno resistente e alla direzione più resistente (definita a partire dalla curva di fragilità creata con i risultati descritti al capitolo 7).

Lo strumento che è stato utilizzato per la costruzione delle curve di fragilità è il metodo Monte Carlo, passando attraverso la definizione delle superfici di risposta di ciascuna tipologia rispetto a parametri strutturali significativi.

8.1 Il metodo Monte Carlo

La simulazione Monte Carlo consiste nell'applicazione di una serie di algoritmi per riprodurre e risolvere numericamente un problema in cui sono coinvolte diverse variabili aleatorie, ma di cui si hanno pochi dati noti di partenza.

In pratica, il metodo Monte Carlo si basa sul fatto che una soluzione analitica diretta del problema, che permetta cioè di esplicitare direttamente il legame dell'output che si desidera ottenere con i dati di ingresso, può essere troppo onerosa o magari impossibile.

Quindi, il problema viene risolto numericamente mediante delle simulazioni numeriche, producendo un numero N sufficientemente elevato di possibili

combinazioni dei valori che le variabili di ingresso possono assumere, e calcolandone il relativo output sulla base delle equazioni del modello. Per costruire ciascuna delle N combinazioni viene generato (ossia “estratto”) casualmente un valore per ciascuna variabile di input, in accordo con la distribuzione di probabilità specificata e rispettando le correlazioni tra variabili. Ripetendo N volte questo procedimento (con N sufficientemente grande da permettere risultati statisticamente affidabili, rendendo l’errore intrinseco al metodo “trascurabile”), si ottengono N valori indipendenti delle variabili di output, che rappresentano dunque un campione dei possibili valori assumibili dall’output. Il campione potrà essere studiato con tecniche di analisi statistica per stimarne i parametri descrittivi, riprodurre istogrammi delle frequenze, e ricavare numericamente gli andamenti delle funzioni di distribuzione dell’output.

La caratteristica principale di queste tecniche è quella di valutare una determinata quantità in output attraverso i parametri come media μ , varianza σ^2 e correlazione di una certa distribuzione di probabilità. Inoltre, la bontà o meno della simulazione Monte Carlo dipende fortemente dalle assunzioni alla base del modello e dalle equazioni, fornite in input, che esprimono le relazioni matematiche tra le variabili di input e quelle di output.

Nelle simulazioni probabilistiche di tipo Montecarlo, riveste una particolare importanza il metodo di generazione del campione statistico: il metodo di campionamento utilizzato, infatti, influenza direttamente non solo la bontà dei risultati ottenuti ma soprattutto l’efficienza computazionale dell’intero processo.

Al metodo di campionamento si richiede non solo di produrre un campione statisticamente rappresentativo della popolazione statistica esaminata ma anche, al fine di ottimizzare l’efficienza computazionale della simulazione probabilistica, di mantenere una buona rappresentatività del campione al diminuire delle sue dimensioni. Il metodo di campionamento più semplice e intuitivo è basato sulla generazione puramente casuale o più propriamente pseudo casuale degli elementi del campione medesimo.

Per migliorare l’efficienza del metodo Monte Carlo si può ricorrere a metodi di campionamento più raffinati che generano gli individui costituenti il campione statistico seguendo degli opportuni criteri che ne assicurino la rappresentatività anche per dimensioni ridotte.

Il campionamento applicato in questa tesi si basa su estrazioni casuali di parametri opportunamente selezionati come rappresentativi delle diverse tipologie in muratura, e significativi per l'analisi semplificata RE.SIS.TO. applicabile su larga scala. Le estrazioni sono effettuate considerando variabili lognormali del parametro A_r/A_t e τ_0 , tarate sui dati rappresentativi degli edifici studiati nelle pratiche edilizie selezionate.

Nei paragrafi successivi vengono riportate le costruzioni delle curve di fragilità per le diverse classi tipologiche, e poi per ogni comparto in cui è classificato il Comune di Maranello.

8.2 Definizione delle superfici di risposta delle tipologie strutturali prevalenti nel Comune

Al fine di definire le curve di fragilità al collasso delle quattro tipologie prevalenti in muratura nel Comune di Maranello (MUR A, B, C e A0) è necessario estendere i dati a disposizione, individuando delle relazioni tra le PGA_C trovate per i 34 edifici in esame e le caratteristiche meccaniche/geometriche più significative.

Una volta definito un andamento attendibile di variazione di una specifica caratteristica a partire dai dati a disposizione, è stato possibile simulare il risultato in termini di PGA_C , sfruttando la relazione ottenuta che si configura come una superficie di risposta della tipologia edilizia in esame.

Per determinare un'unica funzione di correlazione della PGA_C con i parametri strutturali di area resistente su area totale (A_r/A_t) e di resistenza media a taglio τ_0 [N/mm^2], sono stati applicati dei modelli di *regressione lineare multipla*.

La variabile $y = PGA_C$ è la “variabile di risposta”, che risulta dipendente dalle variabili $x_1 = \tau_0$ e $x_2 = A_r/A_t$ (dette “variabili indipendenti o predittive”).

Sono state adottate due differenti funzioni di correlazione, di complessità crescente, a seconda del numero di dati disponibili per ciascuna tipologia:

Modello di regressione lineare utilizzato per MUR A0 e MUR C

$$y = \beta_1 + \beta_2 x_1 + \beta_3 x_2$$

Modello di regressione lineare utilizzato per MUR A e MUR B

$$y = \beta_1 + \beta_2 x_1 + \beta_3 x_2 + \beta_4 x_1 x_2$$

In cui:

- β_1 è l'intercetta, ossia il valore di y quando tutti i valori x_i sono tutti uguali a zero;
- β_2, β_3 sono i coefficienti rispettivamente della prima e della seconda caratteristica;
- β_4 è il coefficiente del termine di interazione x_1x_2 .

Lo scopo della regressione lineare multipla è quello di determinare il miglior piano o superficie curva, che intercetta i dati di partenza e, per farlo, occorre stimare i coefficienti di regressione β per ogni funzione adottata.

Grazie ad un'elaborazione con uno script in ambiente Matlab (Mathworks), sono state ricavate le seguenti funzioni per le quattro tipologie prevalenti: per ciascuna tipologia, il procedimento di calcolo fin qui descritto è stato differenziato in due casi, ovvero il caso definito a partire dai parametri corrispondenti alla minore PGA_C (chiamato "minimo") e quello a cui corrisponde il massimo valore di PGA_C (chiamato "massimo").

RISULTATI MINIMI (direzione debole)

- **MUR A:** $y = 0,0168 + 0,1101x_1 + 1,1956x_2 + 41,9438x_1x_2$

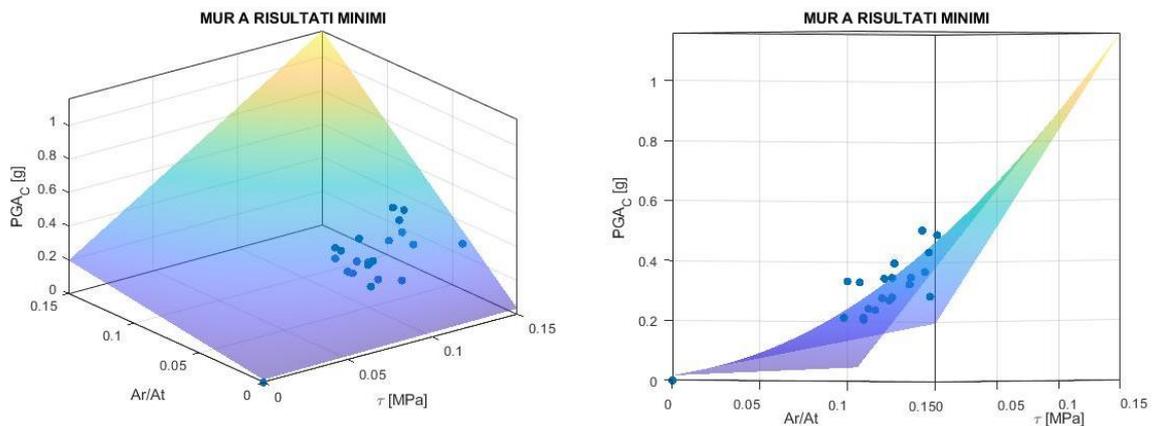


Figura 204: Superficie di risposta della $PGA_{C,c}$ della MUR A (direzione debole)

– **MUR B:** $y = 0,0008 + 0,4354x_1 + 4,6672x_2 + 5,244x_1x_2$

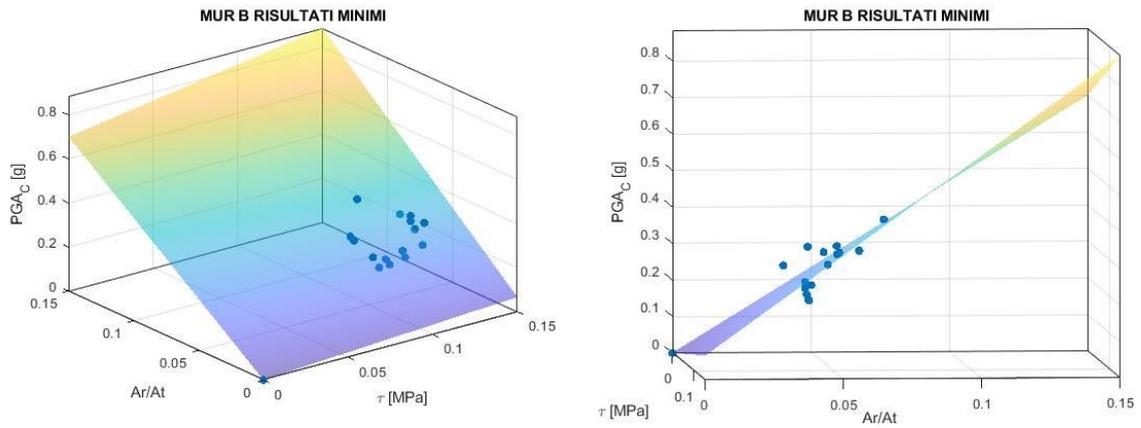


Figura 205: Superficie di risposta della PGA_c della MUR B (direzione debole)

– **MUR A0:** $y = 4,6894x_1 - 2,0166x_2$

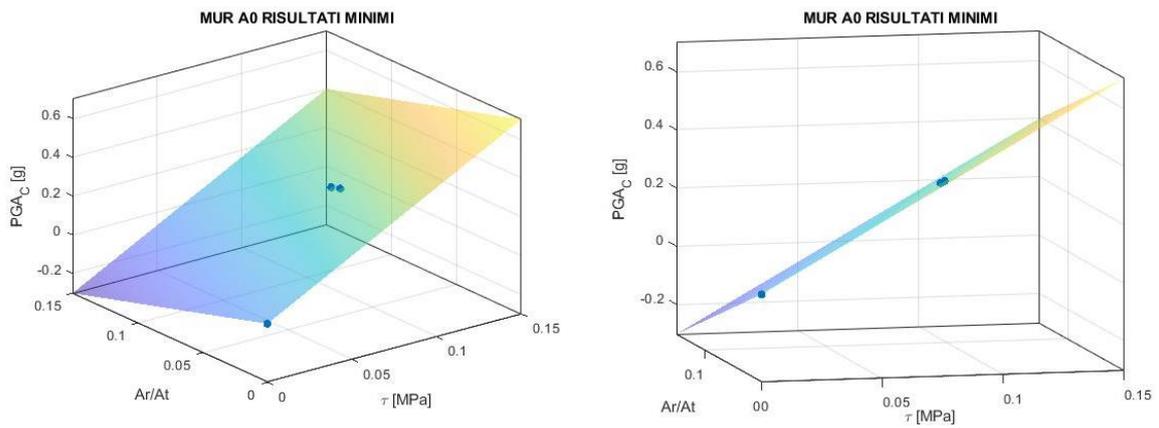


Figura 206: Superficie di risposta della PGA_c della MUR A0 con parametri minimi

– **MUR C:** $y = -0,0028 + 2,5234x_1 + 1,0023x_2$

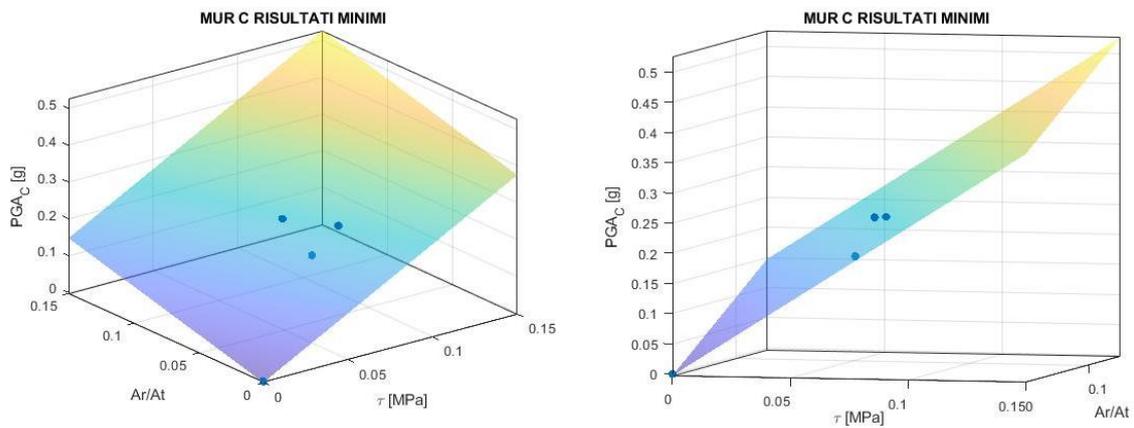


Figura 207: Superficie di risposta della PGA_c della MUR C (direzione debole)

RISULTATI MASSIMI (direzione forte)

- **MUR A:** $y = 0,0015 + 2,8984x_1 + 2,5842x_2 - 9,2395x_1x_2$

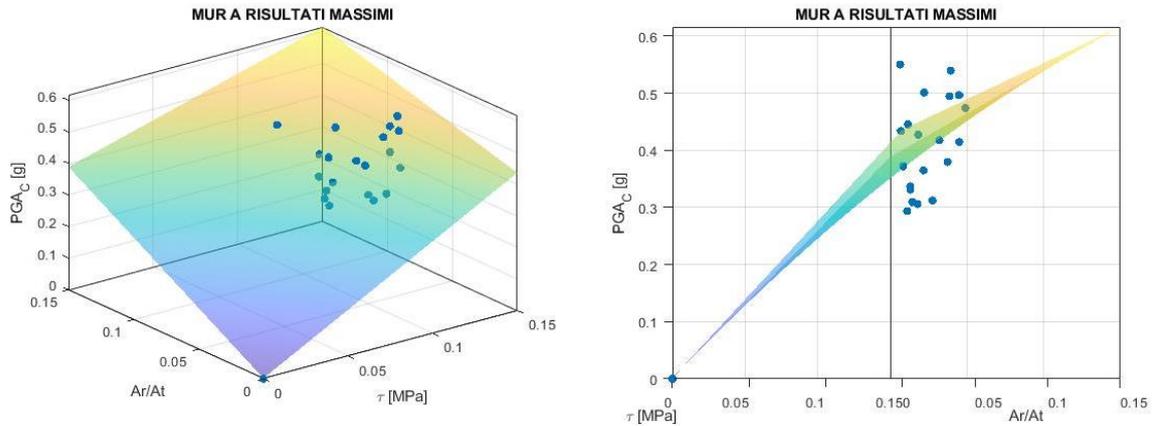


Figura 208: Superficie di risposta della PGA_c della MUR A (direzione forte)

- **MUR B:** $y = 0,0048 + 1,2381x_1 + 2,2406x_2 + 14,7794x_1x_2$

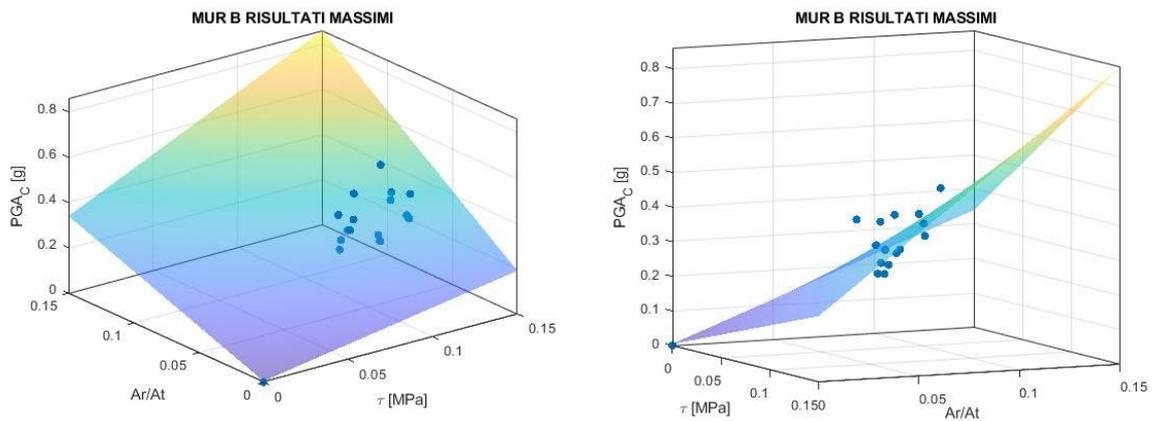


Figura 209: Superficie di risposta della PGA_c della MUR B (direzione forte)

- **MUR A0:** $y = 3,5499x_1 - 0,0914x_2$

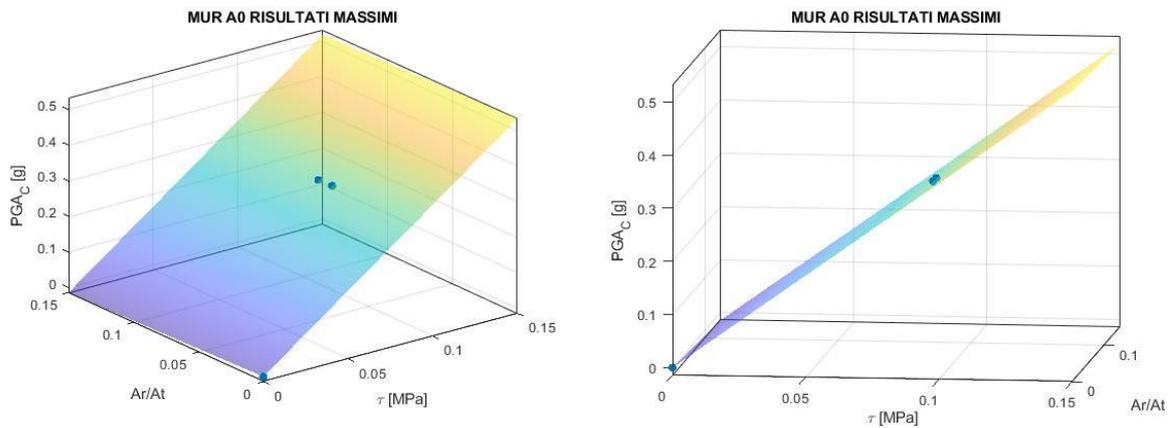


Figura 210: Superficie di risposta della PGA_c della MUR A0 con parametri massimi

– **MUR C:** $y = -0,0024 + 3,7088x_1 + 0,0908x_2$

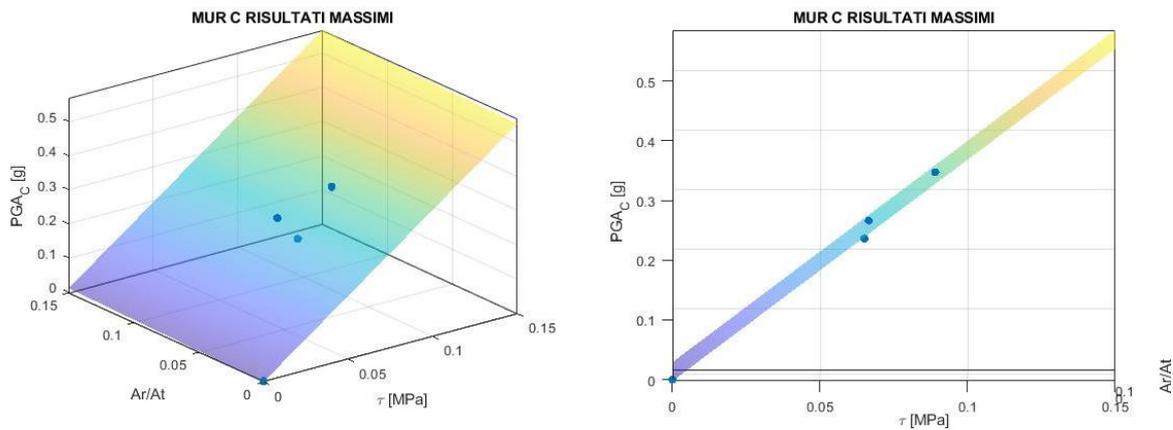


Figura 211: Superficie di risposta della $PGA_{,c}$ della MUR C con parametri massimi

Dai risultati ottenuti, sia per il caso dei minimi che dei massimi, si nota che in generale la $PGA_{,c}$ aumenta all'aumentare del rapporto A_r/A_t , tranne nel caso della MUR A0: in questo caso, la superficie di risposta è generata a partire da soli due dati a disposizione e, dunque, risulta molto approssimata e poco verosimile.

8.3 Definizione delle curve di fragilità delle tipologie strutturali prevalenti nel Comune

Ricavati i coefficienti di regressione e quindi la funzione $PGA_{,c}$ in funzione del rapporto di area resistente su area totale A_r/A_t e della resistenza media a taglio τ_0 , sono state ricavate le curve di fragilità utilizzando il Metodo Montecarlo.

Il campionamento applicato si basa su estrazioni casuali da variabili log-normali di A_r/A_t e τ_0 tarate sui dati rappresentativi degli edifici analizzati nel caso studio, cioè estrazioni casuali dei due parametri strutturali selezionati che influenzano il comportamento sismico delle murature.

Sono state, quindi, implementate delle distribuzioni Lognormali di A_r/A_t e τ_0 incentrate sui valori medi dei dati disponibili, di cui vengono forniti i parametri: di seguito sono riportati in una tabella riassuntiva i valori di media μ e deviazione standard σ associati a ciascun parametro strutturale di ciascuna tipologia.

	MIN			
	μ		σ	
	A_r/A_t	τ_0	A_r/A_t	τ_0
MUR A	0,203	0,159	0,050	0,106
MUR B	0,185	0,127	0,046	0,111
MUR A0	0,074	0,159	0,065	0,090
MUR C	0,259	0,104	0,055	0,070

	MAX			
	μ		σ	
	A_r/A_t	τ_0	A_r/A_t	τ_0
MUR A	0,168	0,137	0,065	0,104
MUR B	0,128	0,142	0,058	0,108
MUR A0	0,106	0,137	0,070	0,090
MUR C	0,136	0,175	0,066	0,074

Questi valori riportati in tabella sono stati calcolato rispetto ai valori logaritmici delle grandezze A_r/A_t e τ_0 , al fine di evitare l'estrazione di valori negativi di area, che sarebbero stati privi di significato.

Sono stati definite 100'000 estrazioni casuali di coppie di valori di A_r/A_t e τ_0 per calcolare le rispettive PGA_C a partire dalle superfici di risposta, per ciascuna tipologia.

Una volta definite le curve di fragilità, l'elevato numero di PGA_C computato è stato confrontato con un set di valori casuali di PGA_D , così da calcolare il numero cumulato di edifici simulati che raggiungono il collasso ($PGA_C < PGA_D$), per ciascuna tipologia strutturale. I punti ottenuti sono stati interpolati con funzioni log-normali cumulate di cui vengono mostrati di seguito gli andamenti, con i rispettivi valori di media e deviazione standard, in cui i punti in blu rappresentano i valori ottenuti con il metodo Monte Carlo.

RISULTATI MINIMI (direzione debole)

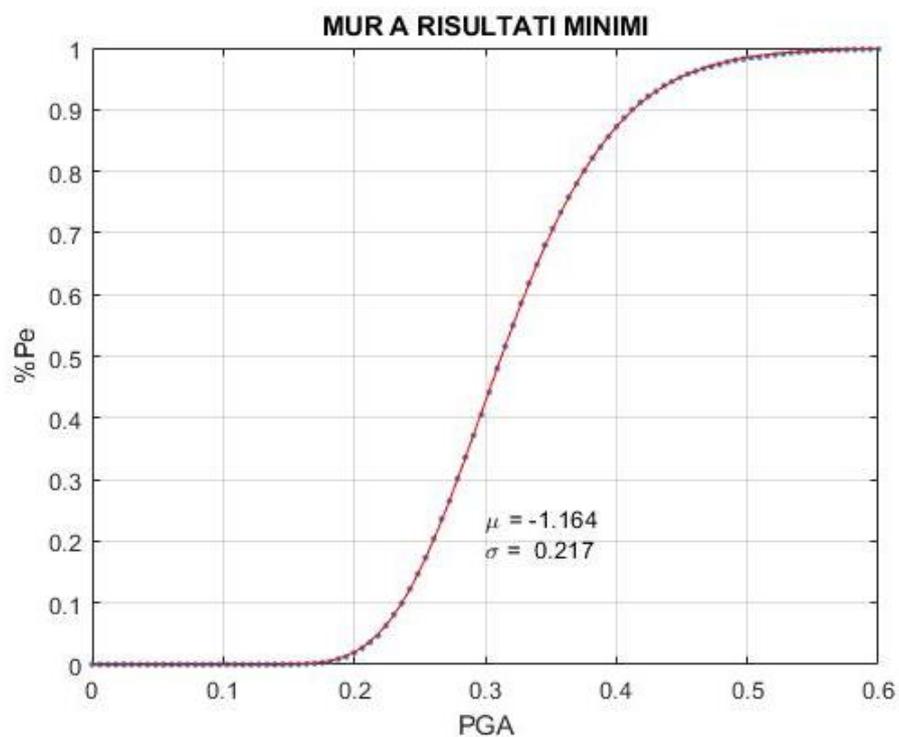


Figura 212: Funzione cumulata MUR A ottenuta dal software Matlab (direzione debole)

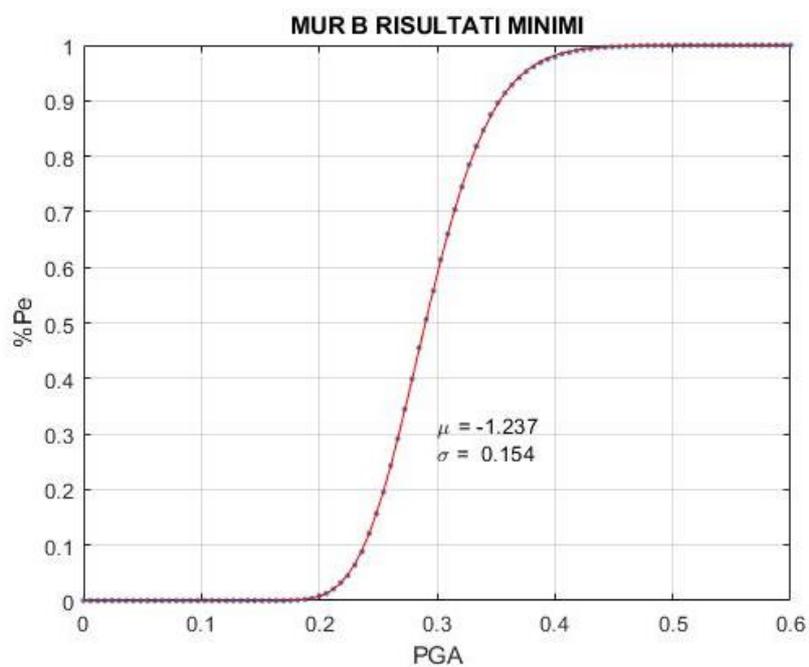


Figura 213: Funzione cumulata MUR B ottenuta dal software Matlab (direzione debole)

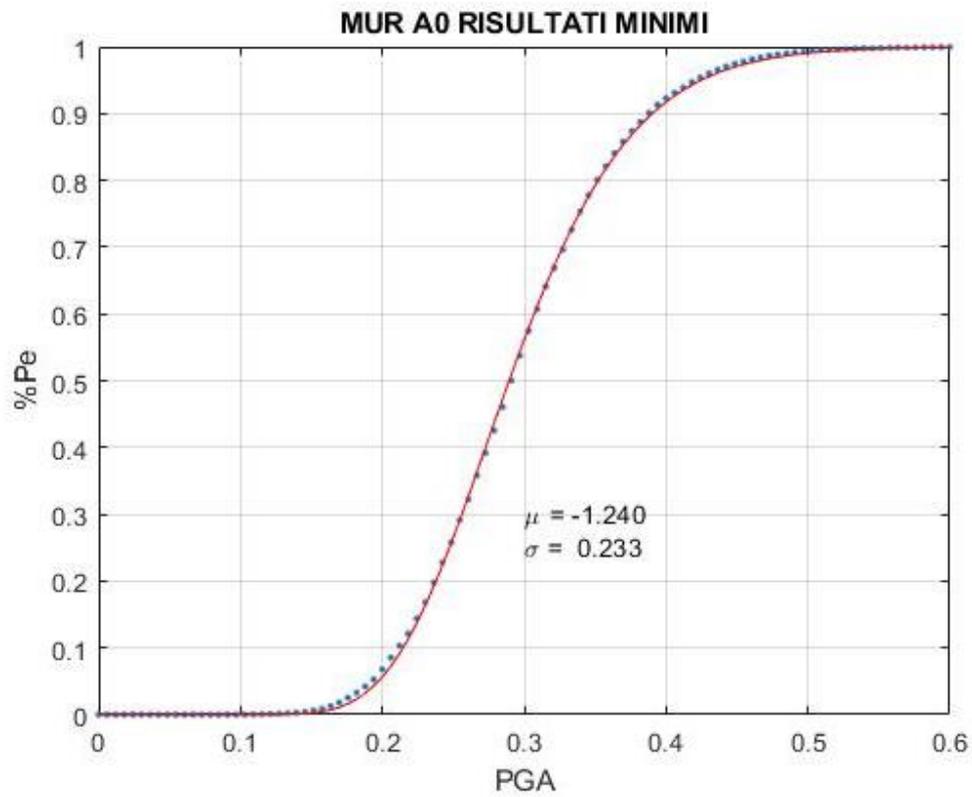


Figura 214: Funzione cumulata MUR A0 ottenuta dal software Matlab (direzione debole)

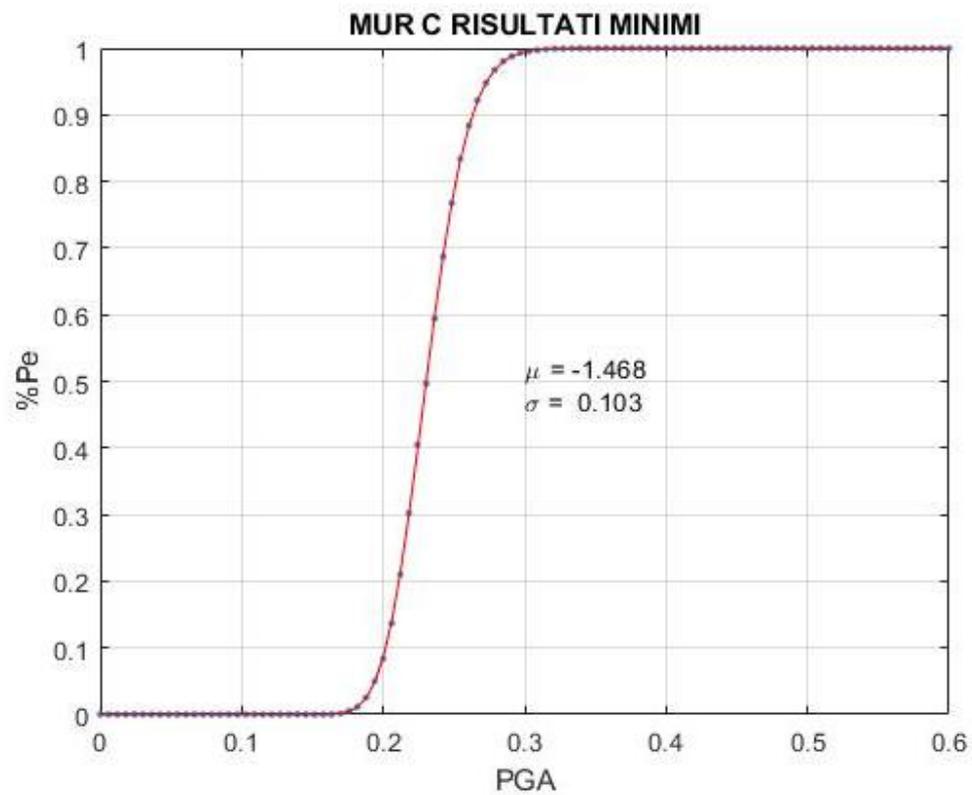


Figura 215: Funzione cumulata MUR C ottenuta dal software Matlab (direzione debole)

	MIN (direzione debole)		
	μ	$\log(\mu)$	σ
MUR A	0,313	-1,163	0,218
MUR B	0,290	-1,239	0,155
MUR A0	0,291	-1,235	0,230
MUR C	0,230	-1,469	0,104

RISULTATI MASSIMI (direzione forte)

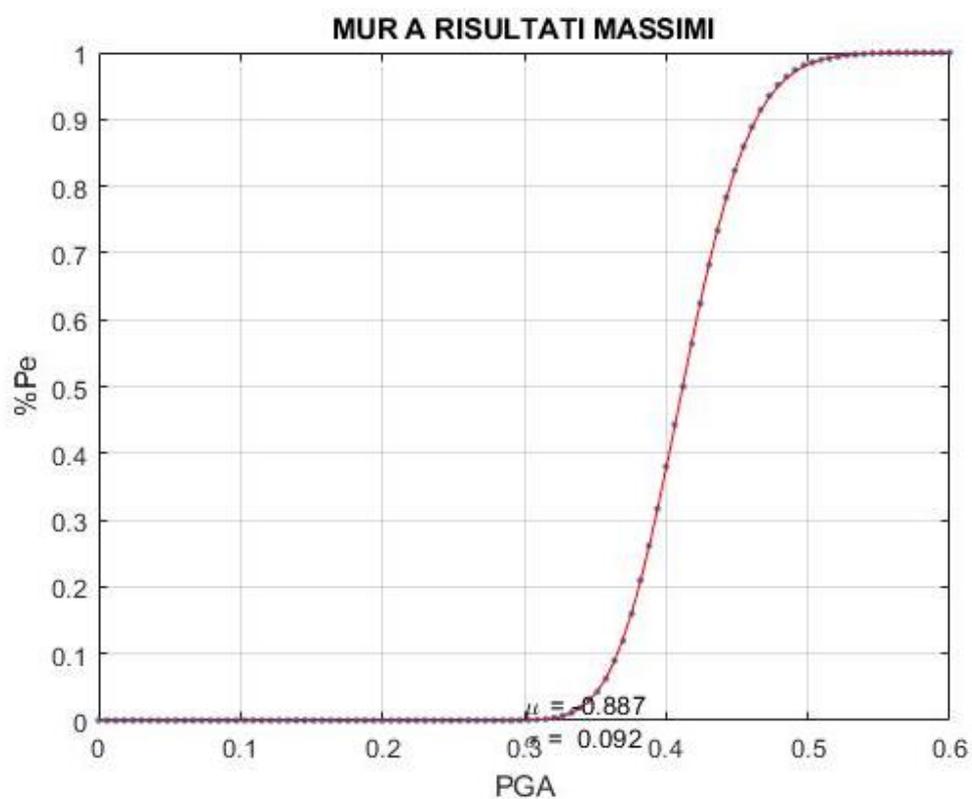


Figura 216: Funzione cumulata MUR A ottenuta dal software Matlab (direzione forte)

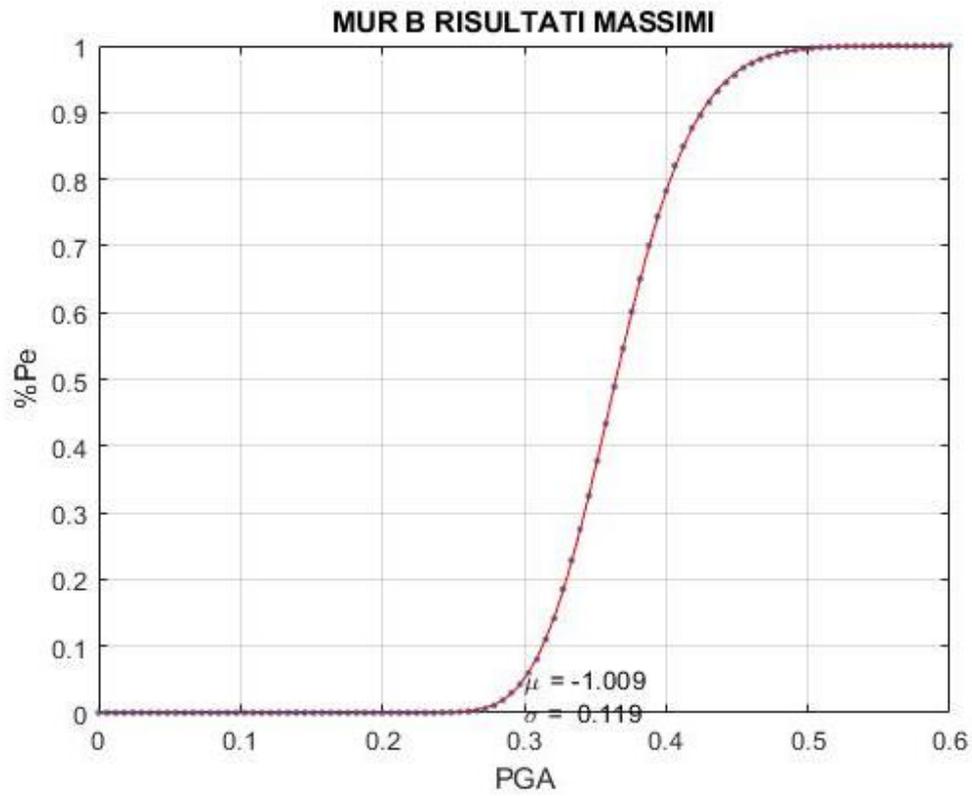


Figura 217: Funzione cumulata MUR B ottenuta dal software Matlab (direzione forte)

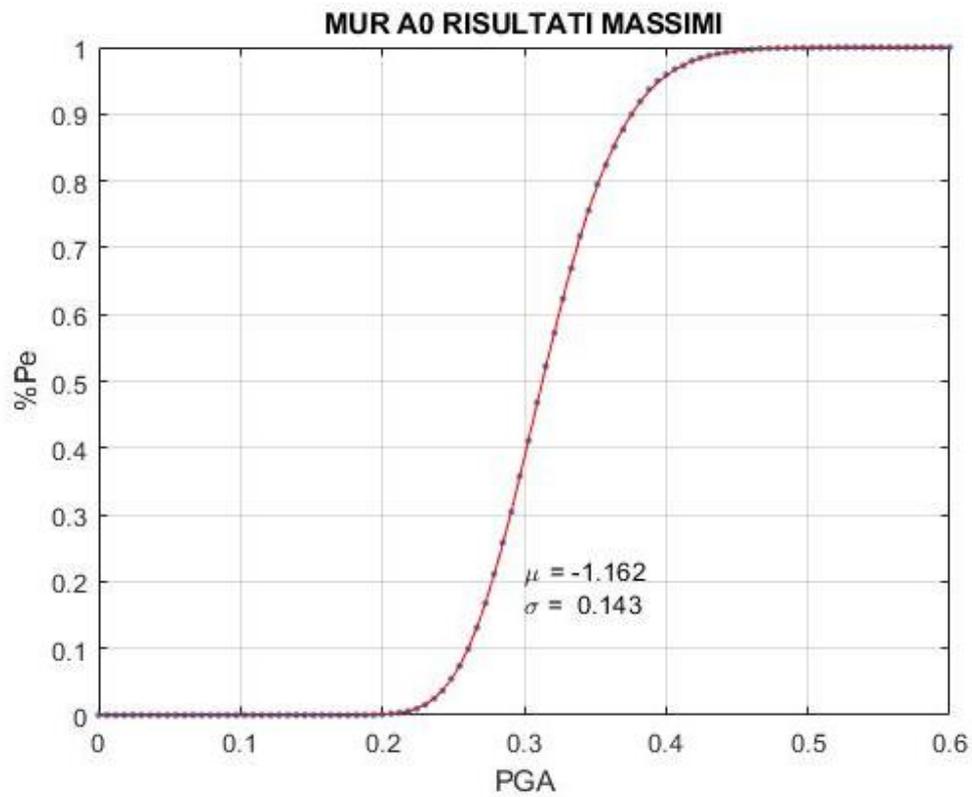


Figura 218: Funzione cumulata MUR A0 ottenuta dal software Matlab (direzione forte)

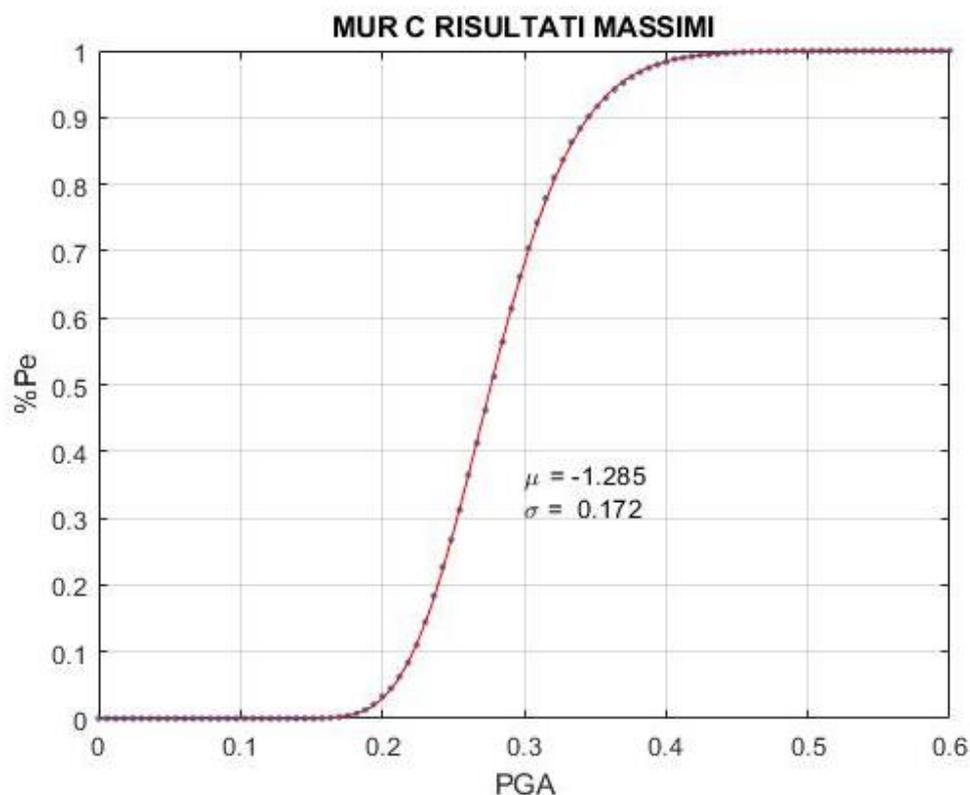


Figura 219: Funzione cumulata MUR C ottenuta dal software Matlab (direzione forte)

	MAX (direzione forte)		
	μ	$\log(\mu)$	σ
MUR A	0,412	-0,887	0,092
MUR B	0,365	-1,009	0,119
MUR A0	0,313	-1,161	0,142
MUR C	0,276	-1,287	0,175

Osservando i grafici nella soluzione ottenuta con i risultati minimi, si può notare che: ad una probabilità di collasso del 50% corrisponde una PGA pari a circa 0,30 g per la MUR A, mentre sia per la MUR A0 che per la MUR B il valore della PGA è di poco inferiore a circa di 0,30 g; per la MUR C è circa di 0,24 g.

Pertanto, si evince che la tipologia di muratura più fragile nel Comune di Maranello è la muratura indentificata come MUR C seguita dalla MUR A0, dalla MUR B e dalla MUR A. Difatti la tipologia MUR C è caratterizzata dagli edifici più vetusti con muratura portante in misto pietra e laterizio, mentre la tipologia MUR A è caratterizzata da edifici con epoca di primo impianto più recente, con struttura

portante in mattoni pieni o semipieni. Perciò, i comparti che sono caratterizzati dalla presenza percentuale maggiore di tipologia MUR C e MUR A0 risulteranno essere i più vulnerabili sotto azione sismica.

Per ogni tipologia di muratura, inoltre, è stato costruito un grafico contenente entrambe le curve di fragilità, ovvero quella ottenuta dai risultati minimi e dai massimi, che fornisce un ventaglio probabile di curva di fragilità al SLV per un edificio classificato in una certa tipologia.

CURVE DI FRAGILITÀ per TIPOLOGIA MURARIA MIN-MAX

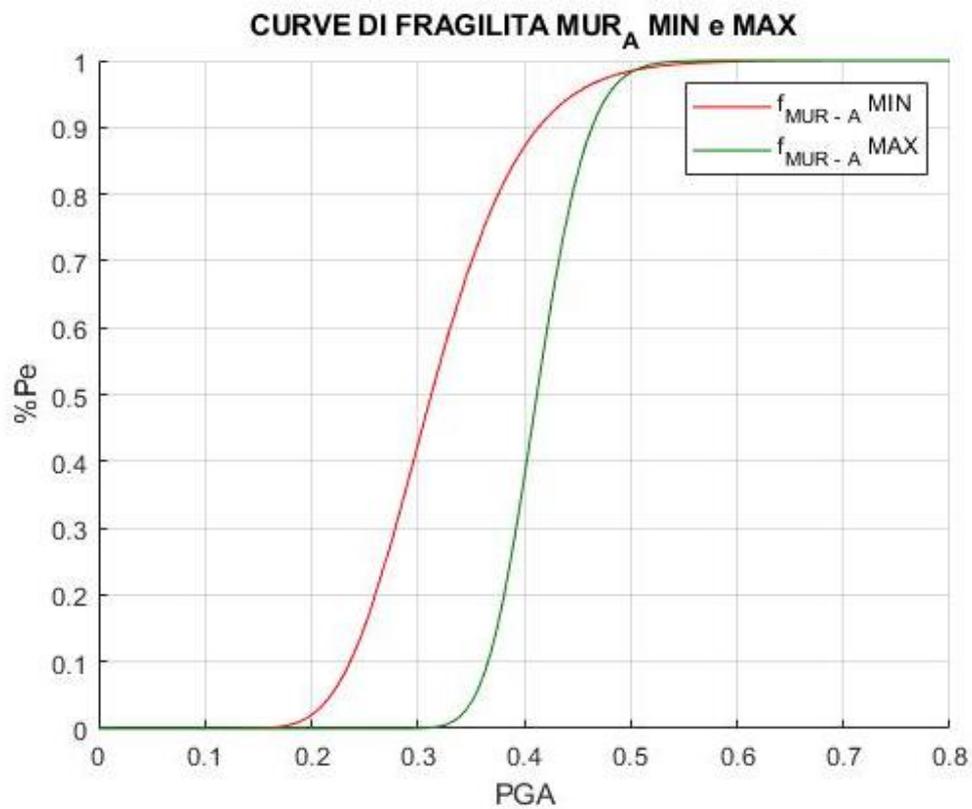


Figura 220: Curve di fragilità min-max MUR A ottenuta dal software Matlab

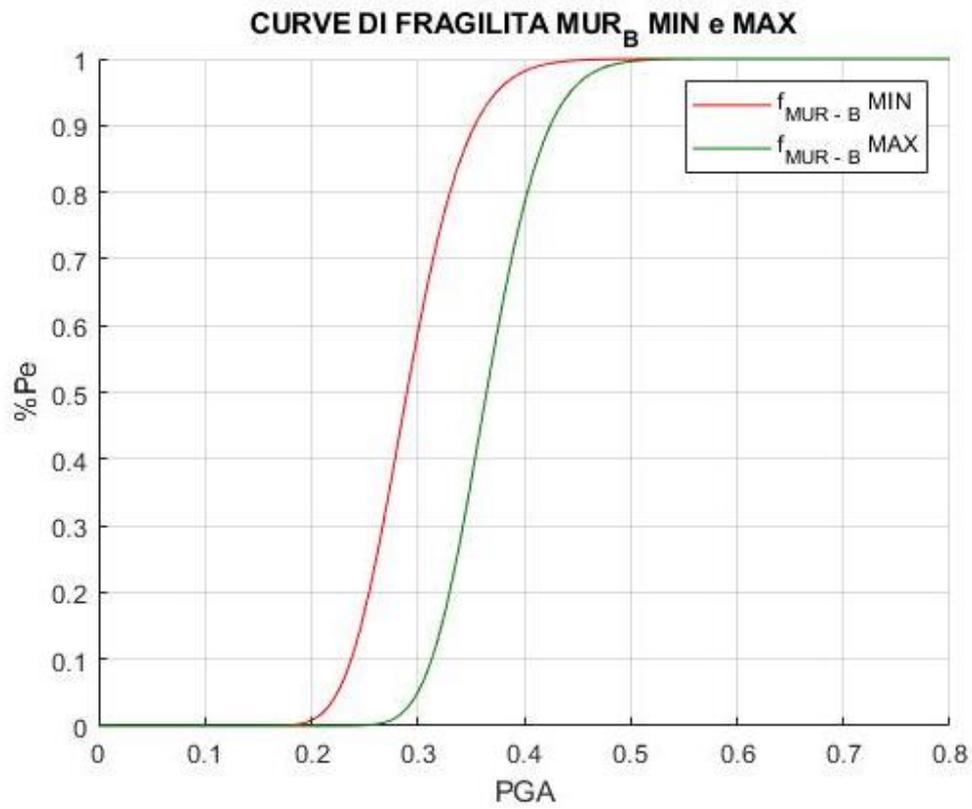


Figura 221: Curve di fragilità min-max MUR B ottenuta dal software Matlab

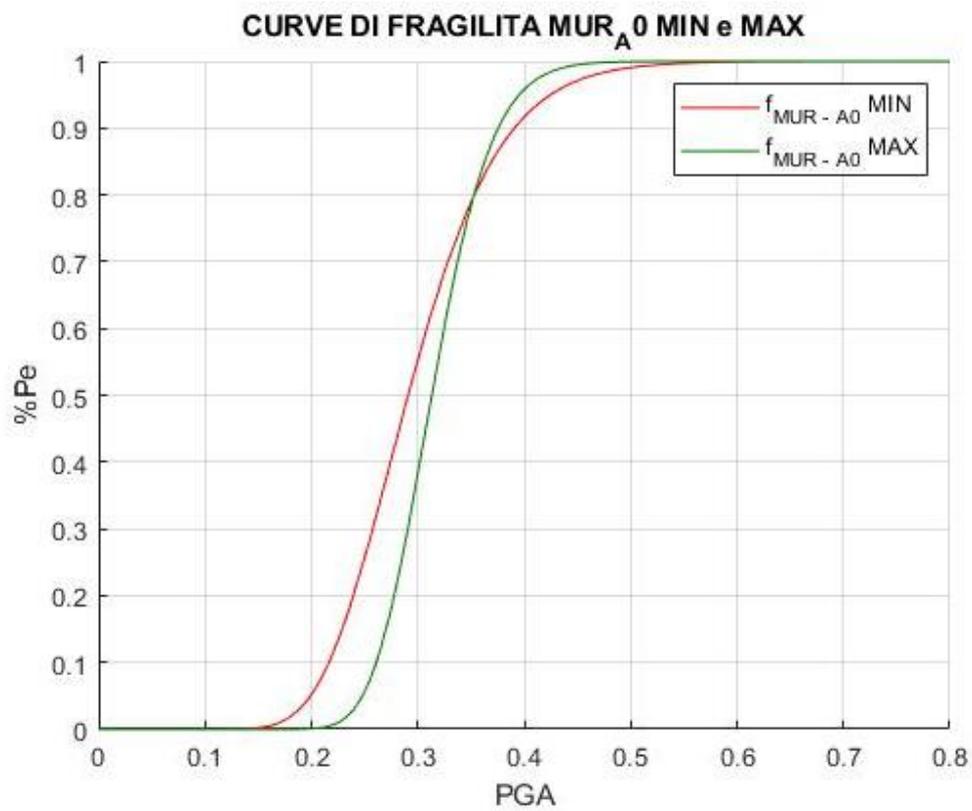


Figura 222: Curve di fragilità min-max MUR A0 ottenuta dal software Matlab

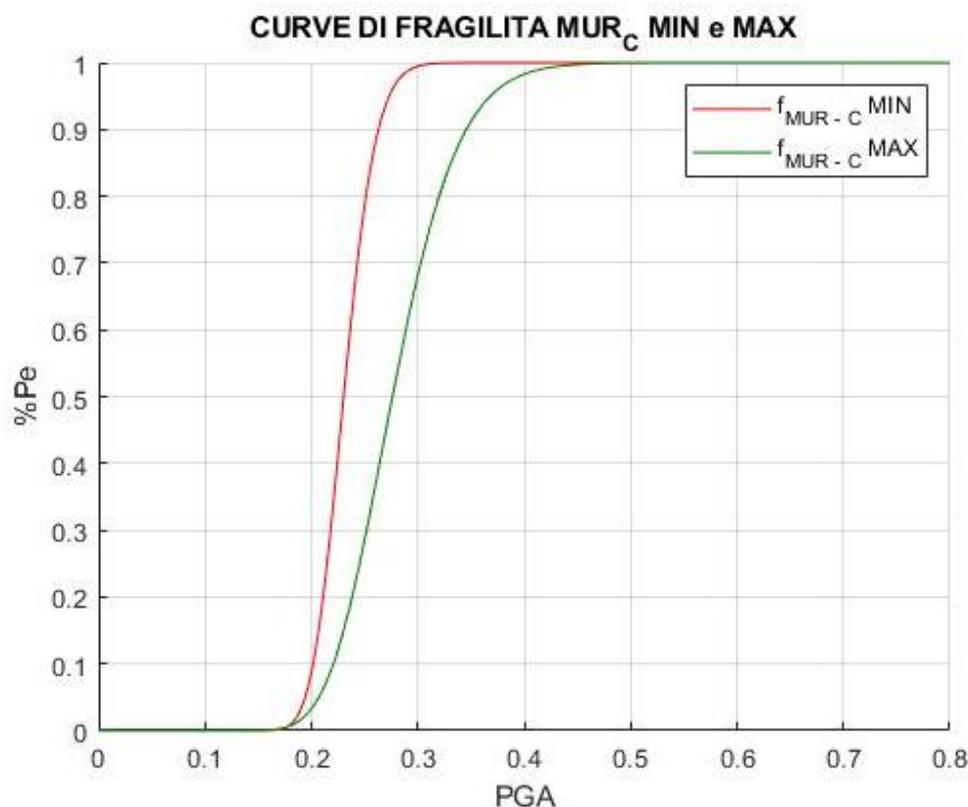


Figura 223: Curve di fragilità min-max MUR C ottenuta dal software Matlab

Dalle figure appena riportate, è possibile notare come, combinando i risultati ottenuti dai parametri minimi e massimi, si crea un fascio nel quale ricade la fragilità di ciascuna tipologia di muratura.

Inoltre, per la MUR C e per la MUR A0, si evince che i dati di partenza disponibili sono insufficienti, e hanno portato ad un risultato affetto da incertezze molto elevate: infatti, nella Figura 222 (della MUR A0) si può notare l'intersezione delle due curve. Tale risultato è poco realistico anche a livello fisico, e si ritiene si possa superare aggiungendo ulteriori edifici caso studio appartenenti a quella tipologia muraria.

Anche in questa rappresentazione, si può notare come la muratura più fragile è la MUR C, seguita dalla MUR A0.

Per un ultimo confronto, sono riportate in un unico grafico le curve di fragilità di tutte le MUR ottenute distintamente con parametri minimi (direzione debole) (Figura 224) e con parametri massimi (direzione forte) (Figura 225).

CURVE DI FRAGILITÀ MUR_A MUR_B MUR_{A0} MUR_C IN DIREZIONE DEBOLE

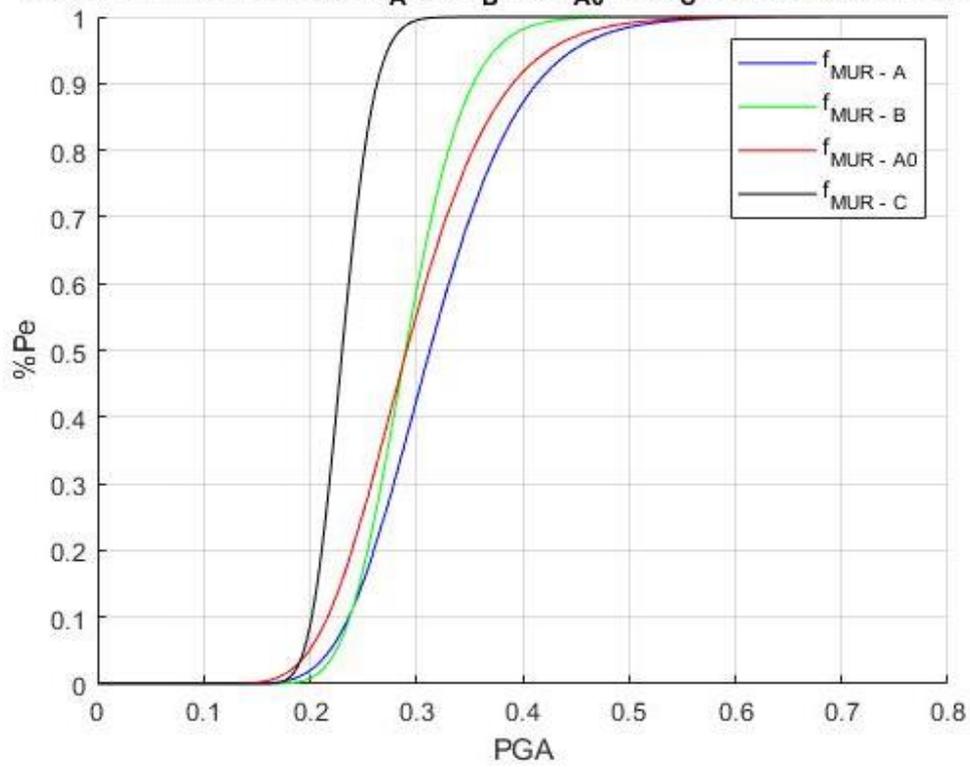


Figura 224: Curve di fragilità di tutte le tipologie di muratura ottenute dal software Matlab (direzione debole)

CURVE DI FRAGILITÀ MUR_A MUR_B MUR_{A0} MUR_C IN DIREZIONE FORTE

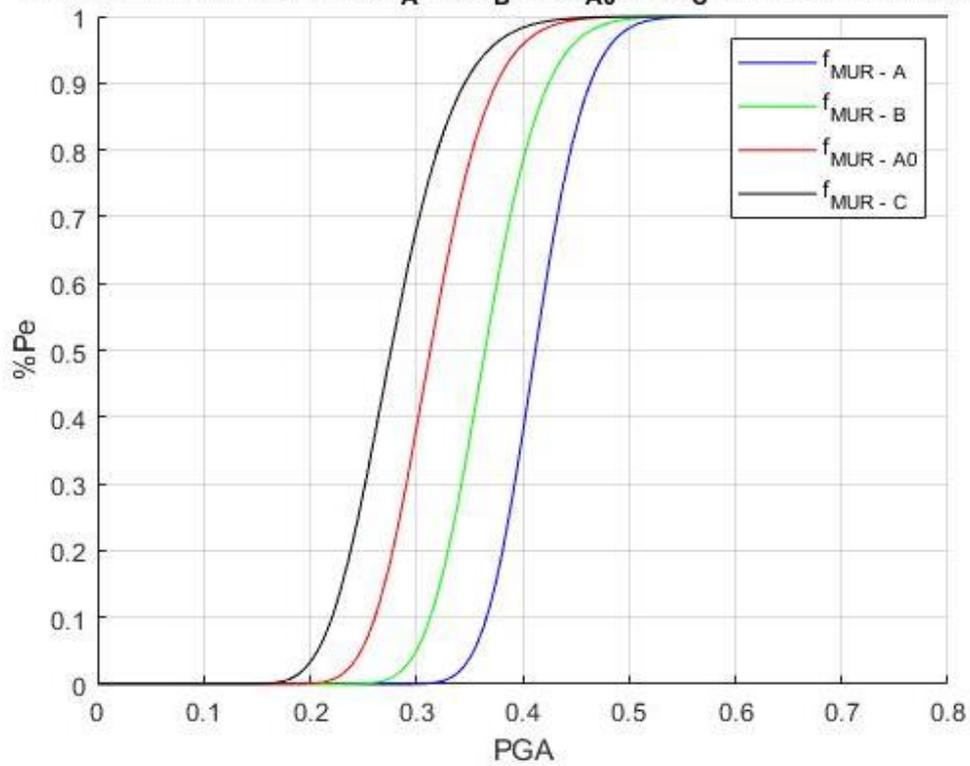


Figura 225: Curve di fragilità di tutte le tipologie di muratura ottenute dal software Matlab (direzione forte)

Confrontando i risultati ottenuti a valle del procedimento con quelli ottenuti nello studio fatto da Minghetti nel suo lavoro di tesi, si può notare una differenza: le curve di fragilità da lui ottenute sono ovviamente tutte “traslate” verso sinistra, indicando una fragilità in generale più alta in tutte le tipologie, in quanto i parametri meccanici delle murature adottati nel suo studio erano i minimi degli intervalli da Normativa. Inoltre, il suo lavoro si era incentrato nella definizione delle curve di fragilità a partire dai dati corrispondenti alla PGA_C più bassa fornita dagli edifici appartenenti a ciascuna classe tipologica (e dunque la direzione più “fragile”), a favore di sicurezza. In questo caso, invece, i risultati mostrati consentono di apprezzare un ventaglio di fragilità per ciascuna tipologia, che offre una valutazione più realistica e completa della vulnerabilità sismica di un generico edificio classificabile entro una delle tipologie studiate.

Per confronto con i risultati ottenuti in questo lavoro, di seguito, si riportano le curve finali ottenute da Minghetti.

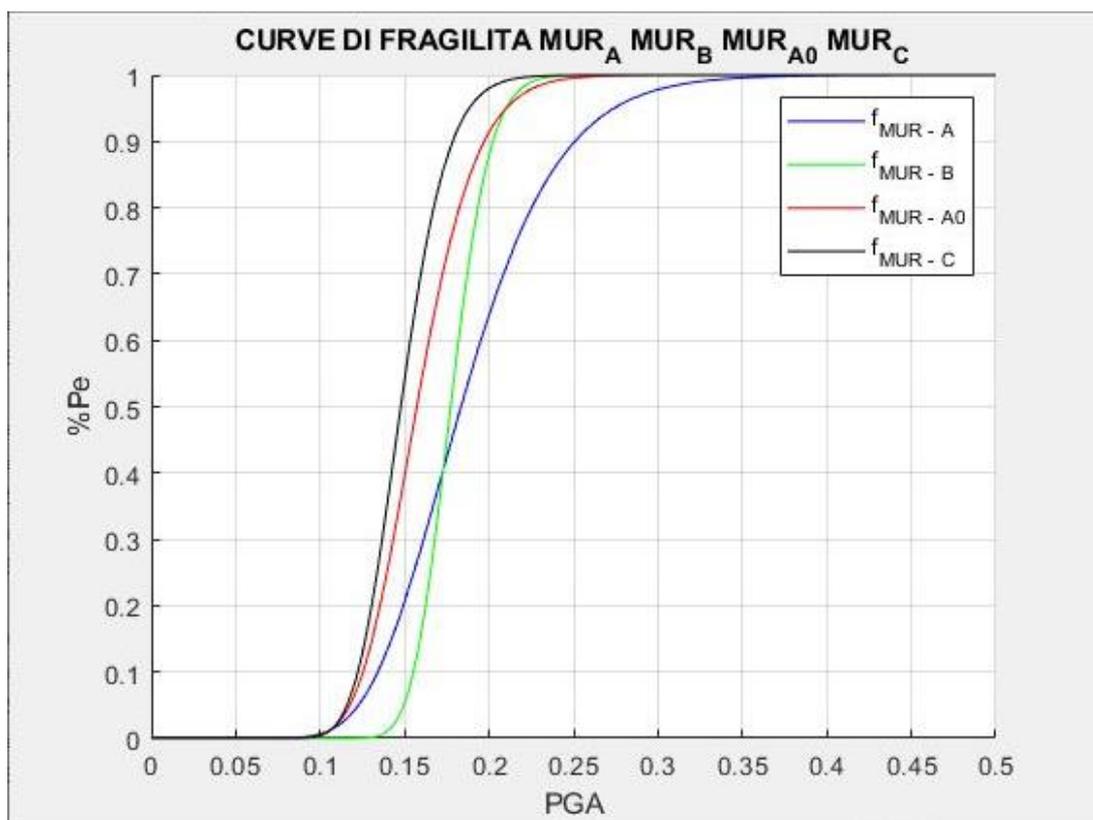


Figura 226: Curve di fragilità di tutte le tipologie di muratura ottenute nel lavoro di tesi di Minghetti (2020)

Nel paragrafo successivo, sono state determinate le curve di fragilità dei singoli comparti: ovviamente, ci si aspetta una fragilità maggiore per tutti quei comparti caratterizzati dalla presenza percentuale maggiore di tipologia MUR C e MUR A0.

8.4 Definizione delle curve di fragilità dei comparti

Ottenute le curve di fragilità delle tipologie prevalenti di muratura nel Comune, sono state valutate le curve di fragilità dei singoli comparti in cui è suddiviso il Comune stesso: a partire dai dati % delle tipologie CARTIS nei comparti del comune, uniti alla corrispondenza con le quattro tipologie prevalenti individuate, è stato possibile creare una matrice di corrispondenza tra le tipologie, come mostrato nella tabella seguente.

Tabella 72: Percentuali di tipologie strutturali prevalenti nel comparto del Comune di Maranello

COMPARTI	Tipologia prevalente nel Comune	% delle tipologie prevalenti nel comparto	% totale MUR	% tipologia di MUR (sul totale di MUR)
C1	MUR A0	90	100	90
	MUR C	10		10
C2	MUR A	20	40	50
	MUR B	20		50
C3	MUR A	25	45	56
	MUR B	20		44
C4	/	/	0	/
C5	MUR A	50	50	100
C6	MUR A	40	40	100
C7	MUR A	25	25	100
C8	MUR A0	30	100	30
	MUR B	70		70
C9	MUR A	55	55	92
	MUR C	5		8

Con questi dati percentuali è stato implementato un algoritmo di combinazione delle curve di fragilità tipologiche per ciascun comparto, secondo le espressioni definite da Shinozuka et al. (2004), per il calcolo di media e varianza delle funzioni combinate. In questo modo è stato possibile ricavare le funzioni di fragilità rappresentative di un edificio medio in muratura dei singoli comparti. Si noti che il comparto 4 e il comparto 10 non sono stati studiati in quanto caratterizzati unicamente da edifici ordinari in C.A.

Per fare questo è stato creato uno script Matlab che permette di trovare la curva di fragilità di un comparto dalla combinazione delle curve di fragilità delle tipologie prevalenti nel comune di Maranello che caratterizzano il Comparto.

Nello script è stata calcolata la media $\mu_{COMPARTO\ 1}$ e la varianza $VAR_{COMPARTO\ 1}$ della funzione combinata per il comparto 1, a partire dai dati relativi alla MUR A0 e MUR C, in cui P_{A0} e P_C sono le percentuali presenti nel comparto delle due tipologie. Sono state implementate le seguenti formulazioni:

$$\mu_{COMPARTO\ 1} = \mu_{A0}^{P_{A0}} \cdot \mu_C^{P_C}$$

$$VAR_{COMPARTO\ 1}$$

$$= P_{A0} \cdot VAR_{A0} + P_C \cdot VAR_C + P_{A0} \cdot (1 - P_{A0}) \cdot (\ln \mu_{A0})^2 + P_C \cdot VAR_C +$$

$$+ P_{A0} \cdot VAR_{A0} + P_C \cdot (1 - P_C) \cdot (\ln \mu_C)^2 - 2 \cdot P_{A0} \cdot P_C \cdot \ln \mu_{A0} \cdot \ln \mu_C$$

$$\sigma_{COMPARTO\ 1} = \sqrt{VAR_{COMPARTO\ 1}}$$

Operando allo stesso modo per tutti i comparti caratterizzati da edifici in muratura, si ottengono le curve di fragilità illustrate in figura. Ovviamente nei comparti dove è presente una sola tipologia MUR, la curva di fragilità corrisponde a quella della tipologia, poiché non viene calcolata alcuna combinazione.

RISULTATI MINIMI (direzione debole)

Tabella 73: Parametri delle curve di fragilità al collasso per i comparti CARTIS direzione debole

	COMPARTO							
	1	2	3	5	6	7	8	9
μ	-1,258	-1,201	-1,196	-1,163	-1,163	-1,163	-1,238	-1,187
σ	0,232	0,193	0,196	0,218	0,218	0,218	0,181	0,234

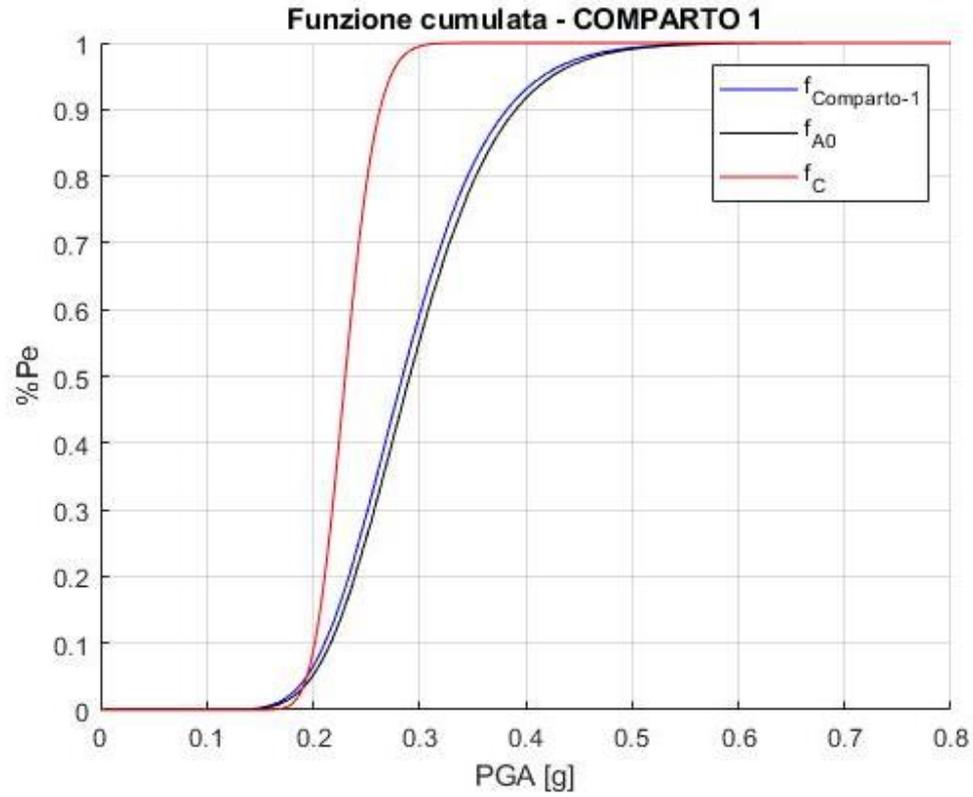


Figura 227: Curve di fragilità al collasso del COMPARTO 1 (direzione debole)

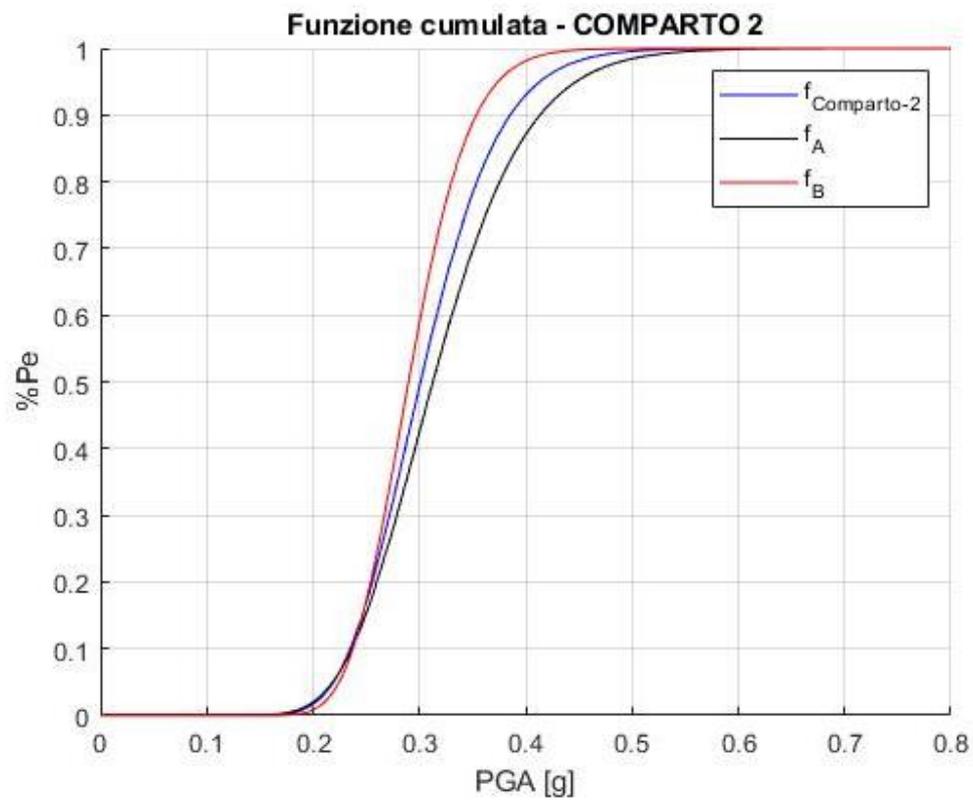


Figura 228: Curve di fragilità al collasso del COMPARTO 2 (direzione debole)

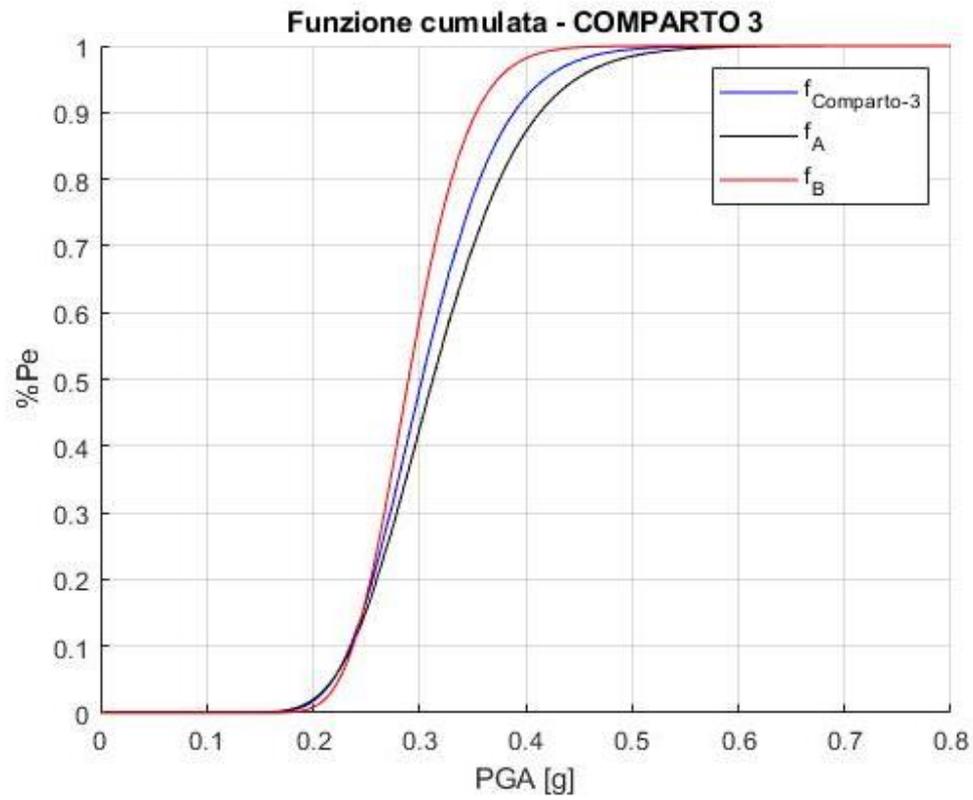


Figura 229: Curve di fragilità al collasso del COMPARTO 3 (direzione debole)

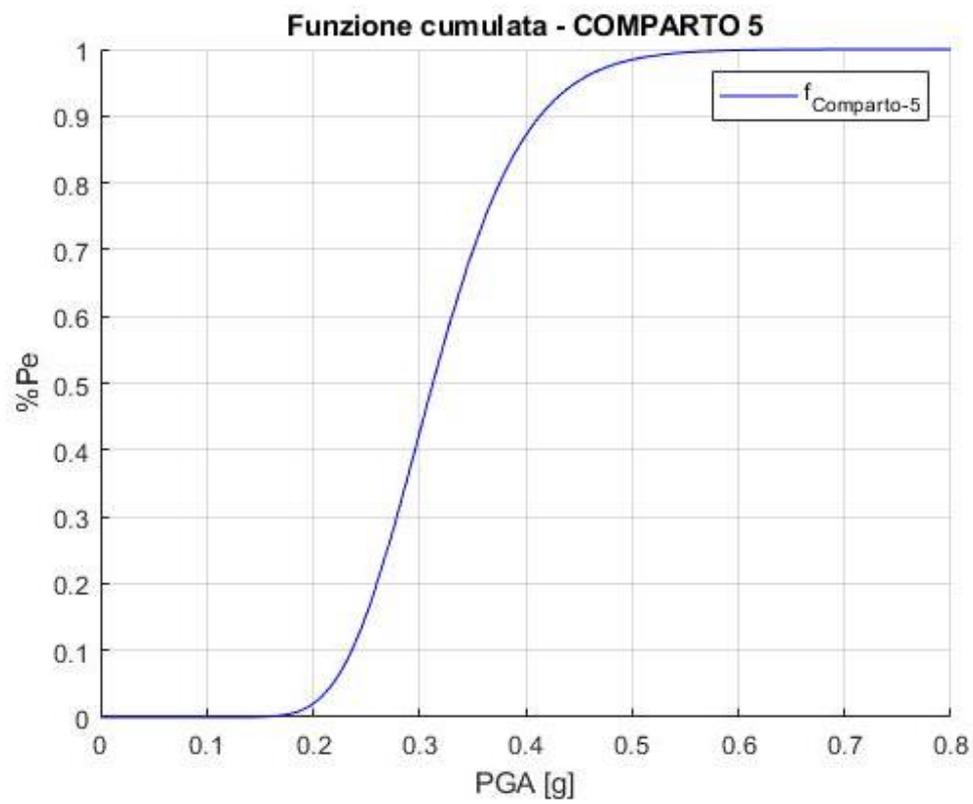


Figura 230: Curve di fragilità al collasso del COMPARTI 5, 6, 7 (direzione debole)

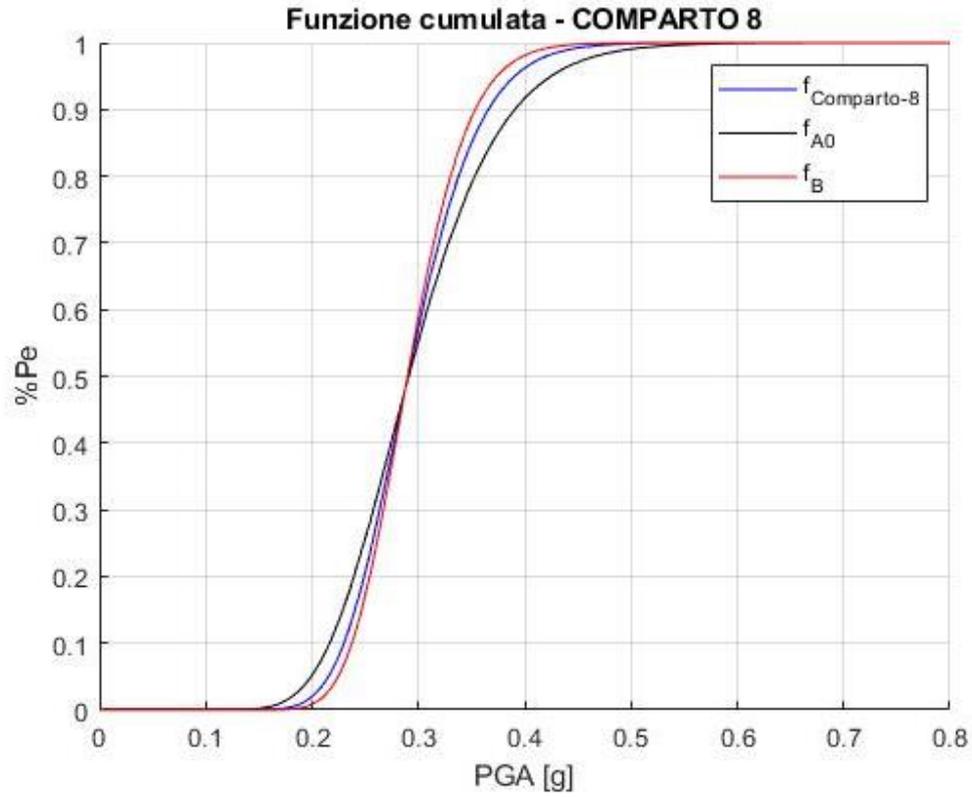


Figura 231: Curve di fragilità al collasso del COMPARTO 8 (direzione debole)

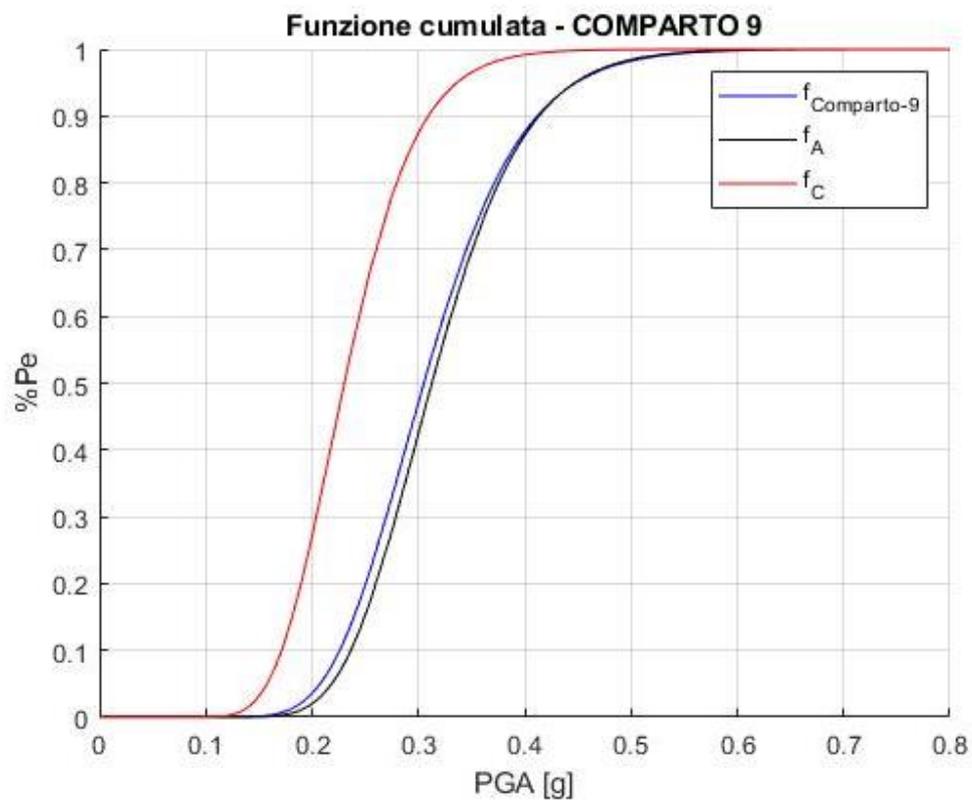


Figura 232: Curve di fragilità al collasso del COMPARTO 9 (direzione debole)

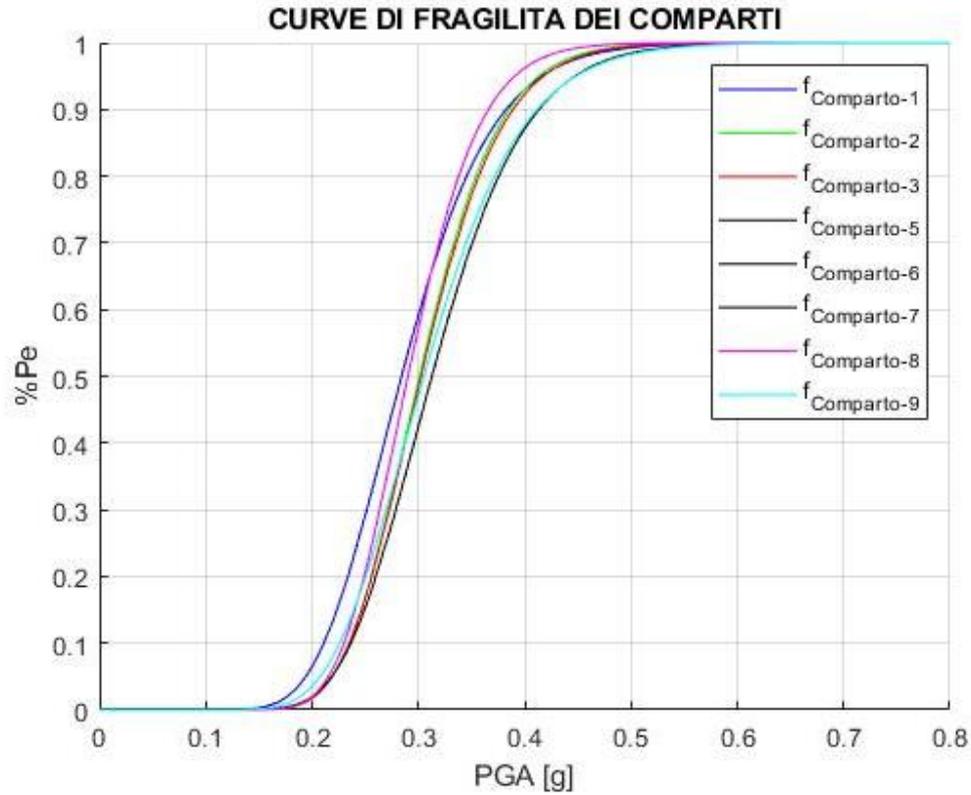


Figura 233: Curve di fragilità al collasso di tutti i compartimenti del Comune di Maranello (direzione debole)

RISULTATI MASSIMI (direzione forte)

Tabella 74: Parametri delle curve di fragilità al collasso per i compartimenti CARTIS direzione forte

	COMPARTO							
	1	2	3	5	6	7	8	9
μ	-1,1737	-0,9479	-0,9406	-0,8869	-0,8869	-0,8869	-1,0546	-0,9189
σ	0,1503	0,1225	0,1209	0,0921	0,0921	0,0921	0,1441	0,1484

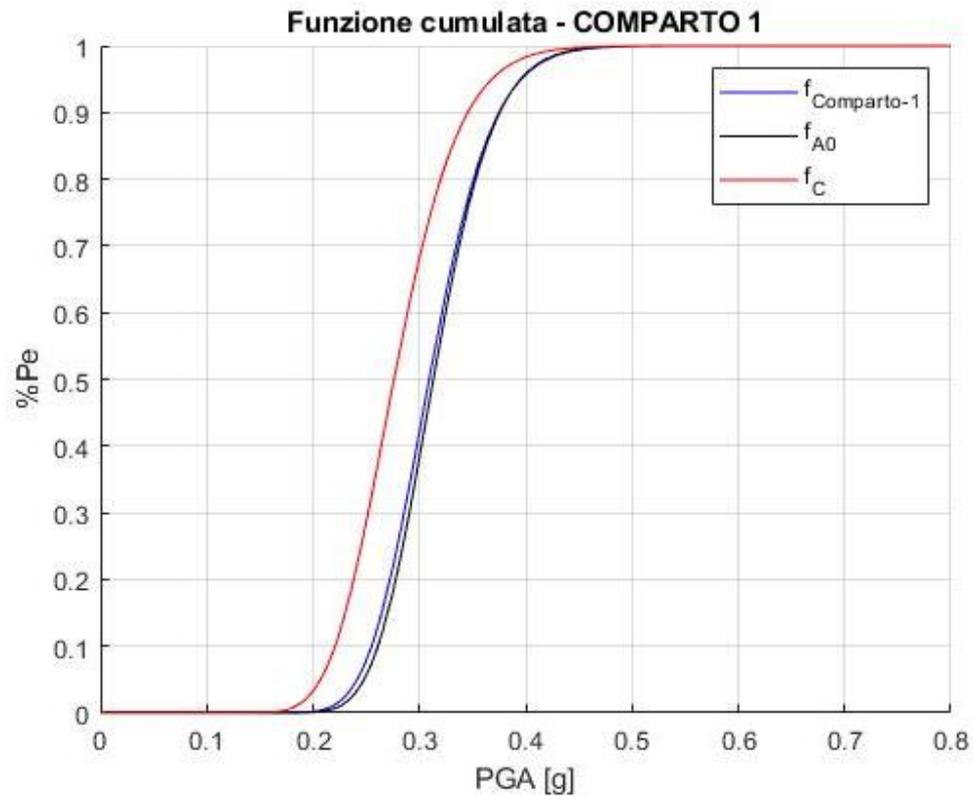


Figura 234: Curve di fragilità al collasso del COMPARTO 1 (direzione forte)

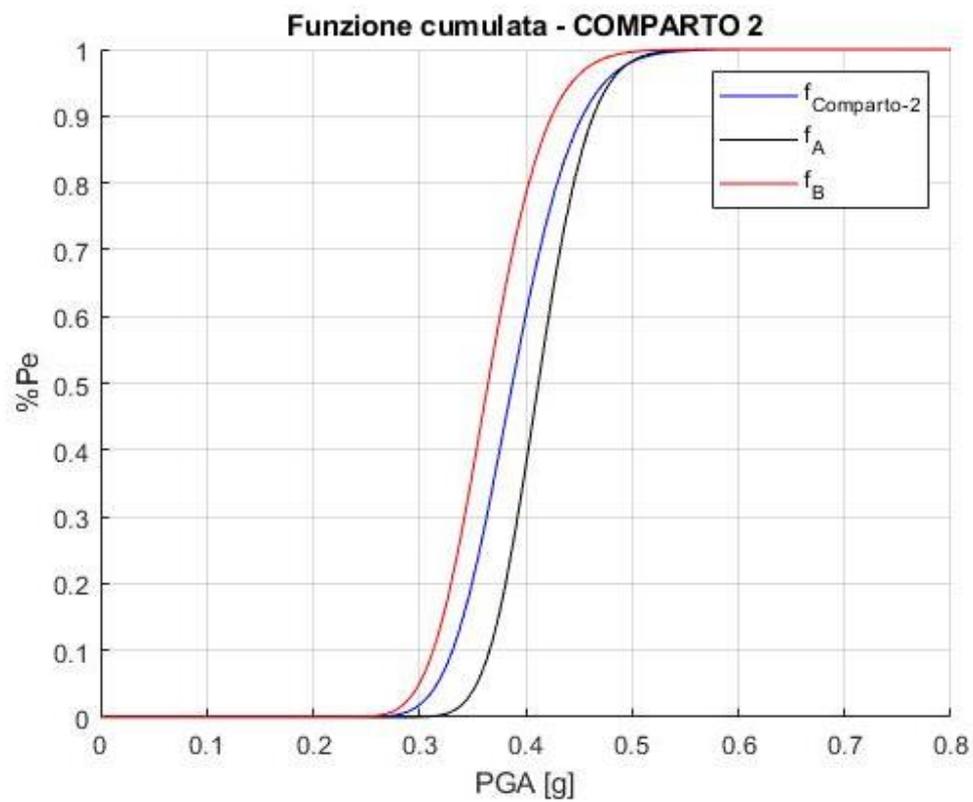


Figura 235: Curve di fragilità al collasso del COMPARTO 2 (direzione forte)

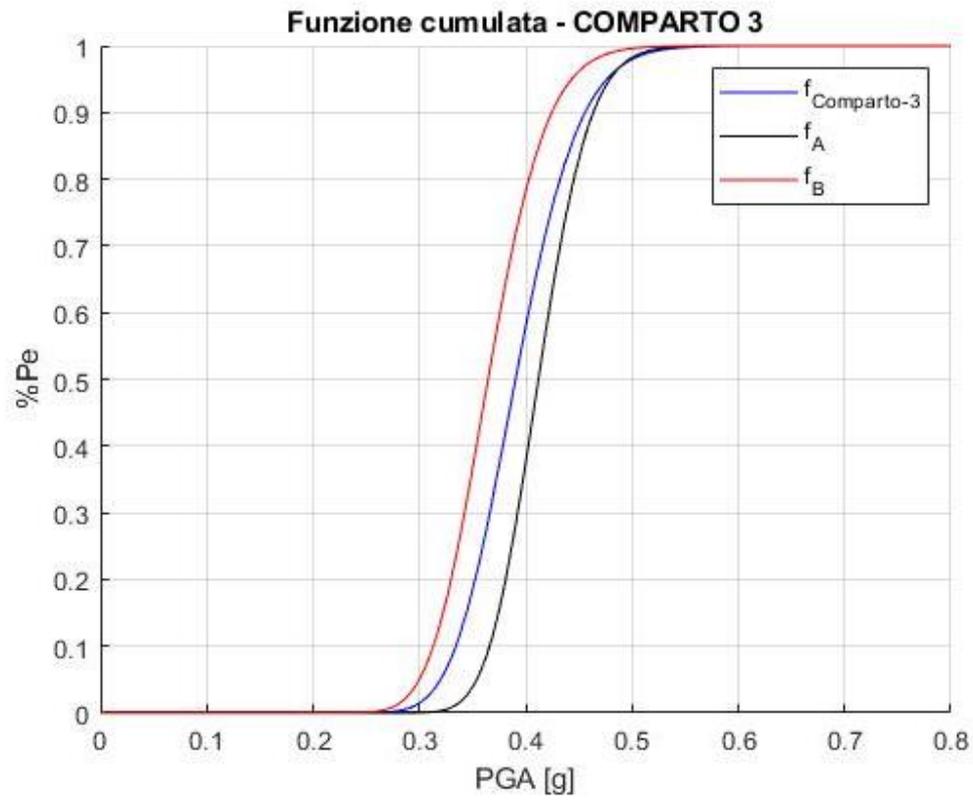


Figura 236: Curve di fragilità al collasso del COMPARTO 3 (direzione forte)

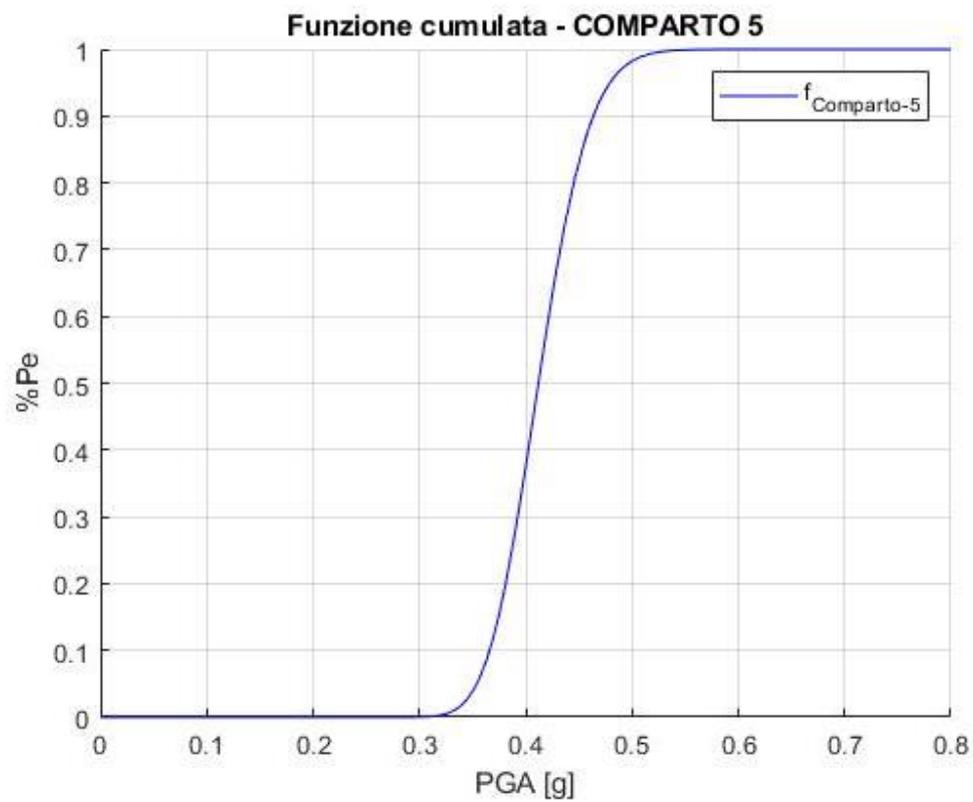


Figura 237: Curve di fragilità al collasso dei COMPARTI 5, 6, 7 (direzione forte)

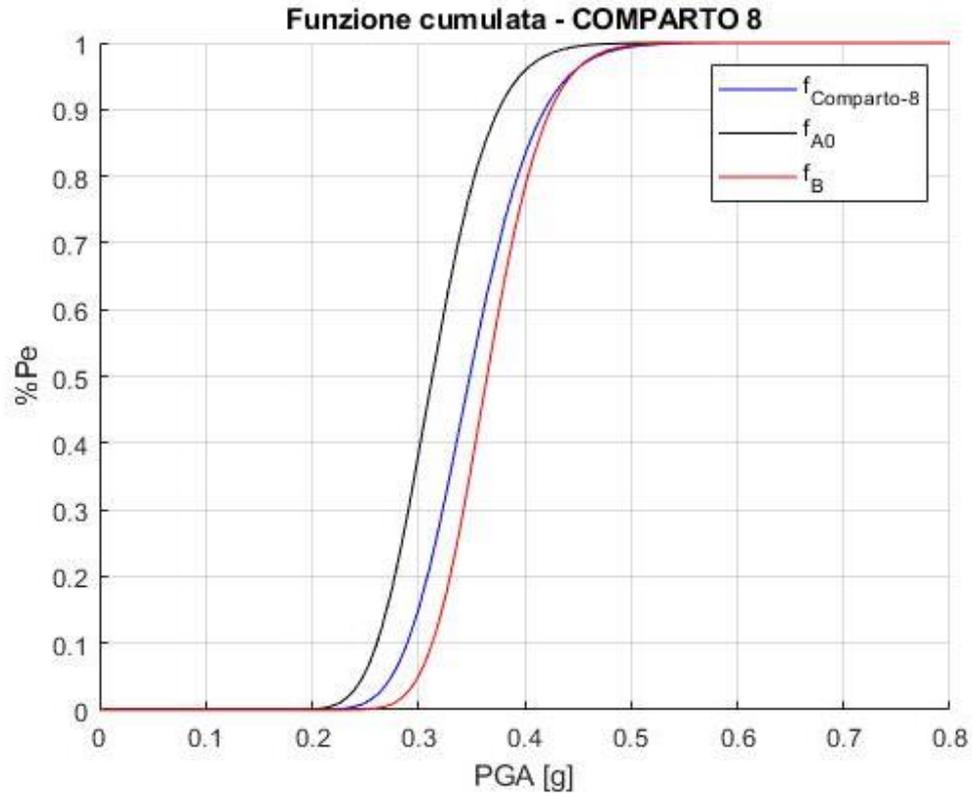


Figura 238: Curve di fragilità al collasso del COMPARTO 8 (direzione forte)

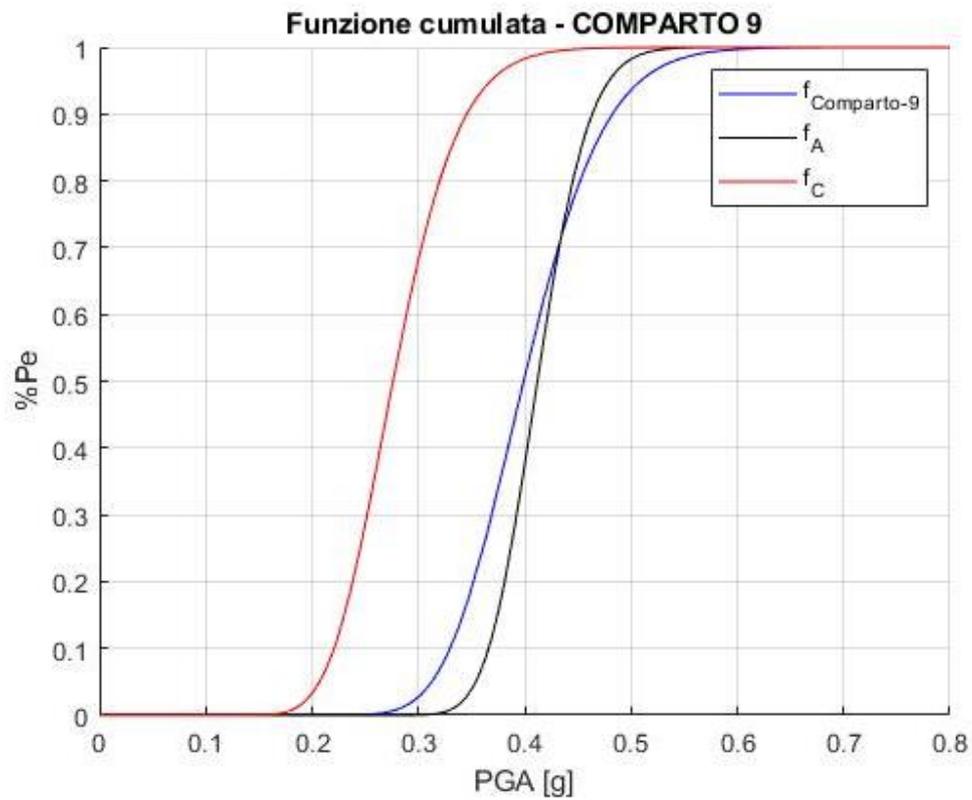


Figura 239: Curve di fragilità al collasso del COMPARTO 9 (direzione forte)

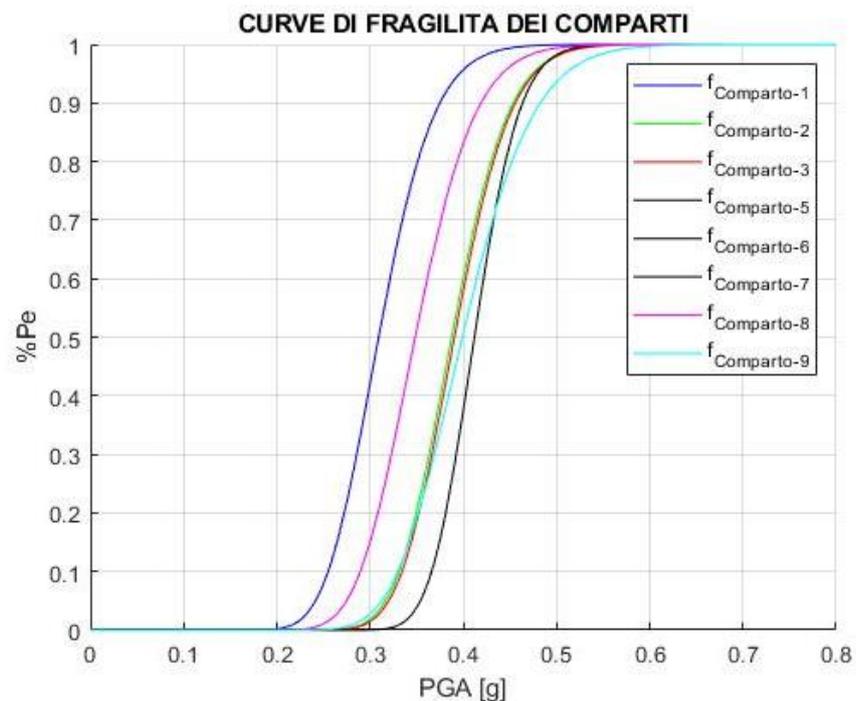


Figura 240: Curve di fragilità al collasso di tutti i compartimenti del Comune di Maranello (direzione forte)

Come fatto per le curve di fragilità per ciascuna tipologia strutturale, anche per le curve di fragilità al collasso di ciascun comparto si riportano in un unico grafico, distinguendole in direzione debole e direzione forte.

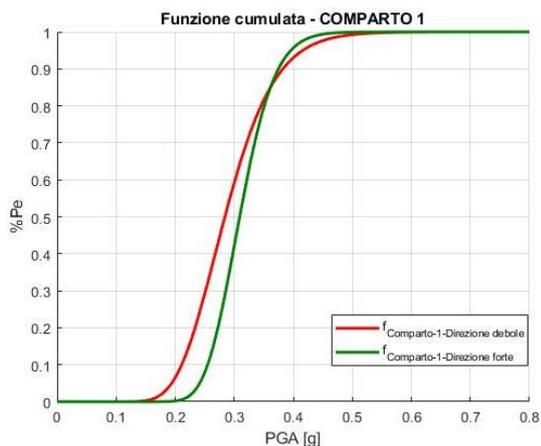


Figura 241: Curve di fragilità al collasso del COMPARTO 1 direzione debole e forte

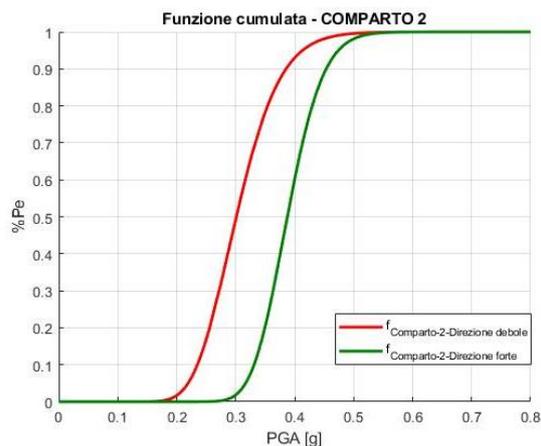


Figura 242: Curve di fragilità al collasso del COMPARTO 2 direzione debole e forte

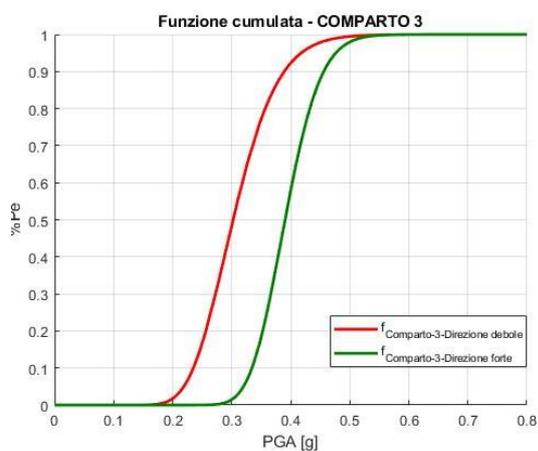


Figura 243: Curve di fragilità al collasso del COMPARTO 3 direzione debole e forte

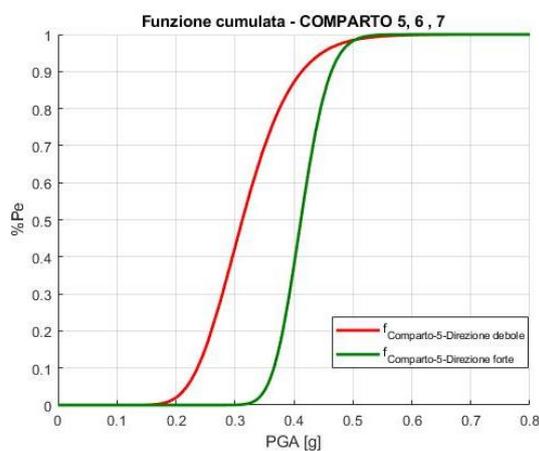


Figura 244: Curve di fragilità al collasso dei COMPARTI 5, 6, 7 direzione debole e forte

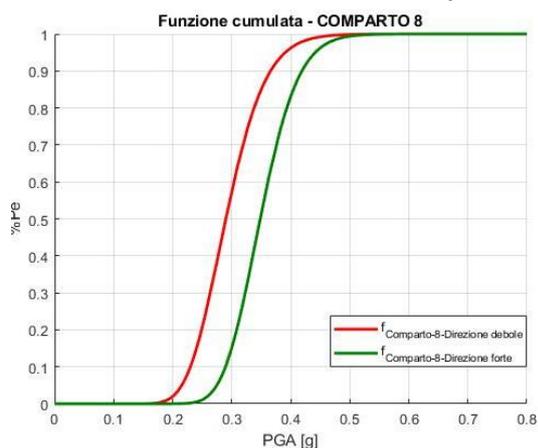


Figura 245: Curve di fragilità al collasso del COMPARTO 8 direzione debole e forte

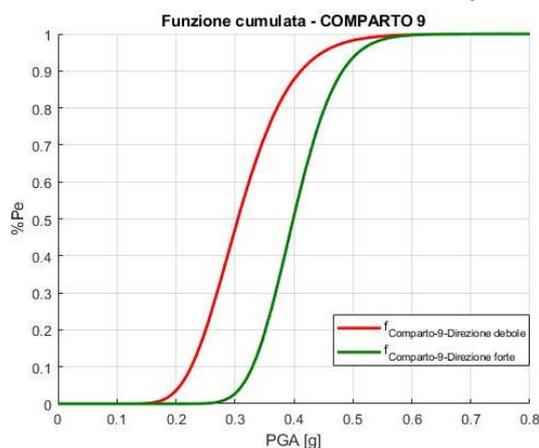


Figura 246: Curve di fragilità al collasso del COMPARTO 9 direzione debole e forte

Dalle figure appena riportate, è possibile notare come, combinando i risultati ottenuti dai parametri minimi e massimi, si crea un fascio nel quale ricade la fragilità di ciascun comparto: per il comparto C1, costituiti dalle tipologie MUR A0 e MUR C,

si evince che i dati di partenza disponibili sono insufficienti, e hanno portato ad un risultato affetto da incertezze molto elevate, infatti, si può notare l'intersezione delle due curve. Tale risultato è poco realistico anche a livello fisico, e si ritiene si possa superare aggiungendo ulteriori edifici caso studio appartenenti a quella tipologia muraria.

Dai risultati ottenuti e dal confronto effettuato tra le curve, si evince che il comparto più fragile del Comune di Maranello è il Comparto 1, seguito dal Comparto 8, dal Comparto 2 e 3 e poi dai comparti 5, 6, 7 e 9.

Quanto analizzato dal grafico trova riscontro nel fatto che il comparto 1, che risulta essere il più fragile, è il comparto del centro storico caratterizzato da edifici più vetusti e con struttura portante misto pietra e laterizi, con solai in legno classificati come deformabili nel loro piano. Il comparto 8 risulta molto vulnerabile, infatti, è caratterizzato da edifici adiacenti al centro storico e quindi con le stesse caratteristiche, ma anche da grandi ville con portici e logge. I comparti 5 6 7 risultano essere i meno fragili in quanto la tipologia in essi prevalente è la MUR A e quindi sono caratterizzati da edifici con epoca di primo impianto più recente con struttura portante in mattoni pieni o semipieni, solai in latero cemento gettato in opera.

È interessante notare come il Comparto 3, pur essendo il più esteso e il più densamente edificato, quindi caratterizzato da una maggiore esposizione, non risulti tra i comparti più fragili dal punto di vista sismico: ciò si verifica perché esso è caratterizzato da un'elevata percentuale di tipologie strutturali in muratura poco fragili, la MUR A, e dalla MUR B che ha un comportamento intermedio.

Infine, si osserva che tutti i comparti caratterizzati dalla maggiore presenza percentuale di tipologia MUR C e MUR A0 risultano essere i più vulnerabili al collasso per azione sismica; viceversa, quelli con una prevalenza di tipologie MUR A e MUR B risultano essere i meno fragili.

Capitolo 9

CONCLUSIONI

Il lavoro di tesi ha come obiettivo quello di valutare la vulnerabilità sismica di edifici ordinari in muratura e di eseguire un'analisi di fragilità delle tipologie strutturali esistenti, identificati all'interno del Comune di Maranello (MO), utilizzando il metodo semplificato-speditivo chiamato *RE.SIS.TO*. Si tratta di una metodologia semplificata che si propone come uno strumento utile per l'utilizzo su larga scala, per l'identificazione delle aree urbane più vulnerabili di un Comune.

Nel lavoro di tesi, il metodo è stato utilizzato per definire le curve di fragilità, allo stato limite di salvaguardia della vita, per le tipologie strutturali in muratura identificate all'interno del Comune, e quindi per i comparti urbani definiti con il metodo CARTIS. Per validare i risultati delle analisi *RE.SIS.TO*, è stato effettuato un confronto con analisi statiche non lineari (pushover) condotte con il software 3MURI (S.T.A.DATA., 2021); tale confronto è stato svolto per sei edifici appartenenti ad una delle tipologie costruttive identificate in precedenza.

Il confronto tra i risultati ottenuti per i sei edifici studiati con i due metodi ha portato a diverse considerazioni.

La prima, fondamentale, è legata alla differente tipologia di analisi: *RE.SIS.TO*. esegue un'analisi statica lineare e considera la non linearità meccanica della struttura attraverso dei coefficienti, e, attraverso l'uso dei parametri GNDT II livello, adatta la capacità resistente del modello ad un valore più realistico; 3MURI, invece, esegue un'analisi statica non lineare.

Il secondo aspetto è legato al tipo di comportamento considerato da ciascun metodo, in quanto 3MURI adotta il comportamento scatolare per il modello, mentre *RE.SIS.TO*. utilizza un comportamento unidirezionale, cioè considera resistenti soltanto i maschi murari disposti nella direzione dell'azione. Infatti, nel confronto dei tagli resistenti ottenuti nei sei modelli analizzati, in alcuni casi si è visto che 3MURI fornisce un risultato maggiore rispetto a *RE.SIS.TO*. e questo è stato giustificato dal fatto che il perfetto ammorsamento delle pareti ha fatto sì che l'area resistente considerata fosse maggiore, e di conseguenza anche il taglio resistente.

Inoltre, lo studio specifico del dominio di rottura su un singolo maschio murario ha portato alla conclusione che il differente criterio di rottura considerato dai due metodi genera una discrepanza nel calcolo del taglio resistente: RE.SIS.TO., infatti, considera solo il criterio di rottura per taglio con fessurazione diagonale, mentre 3MURI considera anche il criterio per presso-flessione, oltre agli effetti deformativi che possono variare lo stato di sollecitazione degli elementi.

Il terzo aspetto è riferito allo stato di danno dei singoli maschi dell'edificio: RE.SIS.TO. considera che tutti i maschi di piano raggiungano la loro massima capacità in termini di resistenza, mentre 3MURI valuta lo stato di danno degli elementi resistenti rispetto allo stato limite considerato e, dunque, la presenza di alcuni elementi ancora in fase elastica fornisce generalmente un taglio resistente più basso.

Nonostante le differenze riscontrate nelle soluzioni, si considera il metodo RE.SIS.TO. sufficientemente valido per la costruzione delle curve di fragilità.

Inoltre, applicando il metodo semplificato di valutazione della vulnerabilità sismica su larga scala (RE.SIS.TO.), la classificazione di ciascun edificio caso studio nelle due direzioni resistenti “debole” e “forte”, ha condotto ad un passo avanti nella definizione delle curve di fragilità. Rispetto ai risultati precedentemente ottenuti nel lavoro di Minghetti, grazie a questa distinzione, è stato definito un fascio delimitato da due curve di fragilità entro il quale si ritiene possa ricadere, con buona approssimazione, la fragilità di un edificio classificato in una delle quattro tipologie in muratura considerate.

I risultati ottenuti consentono di definire eventuali sviluppi futuri, quali, ad esempio:

- Introdurre, in forma semplificata, del criterio di rottura per presso-flessione all'interno della metodologia RE.SIS.TO., in quanto si è visto che può influire in modo significativo sui risultati ottenuti;
- Rivalutare i pesi associati ai dieci parametri della scheda GNDT II livello introdotti in RE.SIS.TO per la valutazione della PGA_C , per far sì che sia più vicina ad un risultato ottenuto da un'analisi più accurata;
- Approfondire la scomposizione del procedimento di calcolo di RE.SIS.TO. nelle due direzioni “debole” e “forte”, in modo da definire la fragilità di un edificio o di un complesso di edifici considerando un ventaglio limitato dai due comportamenti possibili sotto azione sismica.

RINGRAZIAMENTI

Questo elaborato rappresenta per me un grandissimo traguardo.

Ringrazio in modo particolare il Prof. Marco Savoia, per avermi dato la possibilità di affrontare un tema così importante e di grande attualità.

Ringrazio le mie due correlatrici, Francesca Ferretti e Lucia Praticò, perché in qualsiasi momento erano pronte ad ascoltarmi e a supportarmi, sono state un grande punto di riferimento per me.

Un ringraziamento speciale va alla mia famiglia, ai miei genitori e a mio fratello, perché mi hanno sempre sostenuta e sono sempre al mio fianco.

Ringrazio il mio fidanzato Stefano, il mio punto di riferimento, il mio complice da sempre, perché mi hai insegnato a credere più in me stessa e a non mollare mai. Insieme, da quasi nove anni, siamo una squadra invincibile.

Un grazie particolare a Davide, l'amico più prezioso che ho conosciuto grazie a questo percorso di studio.

Ringrazio Giada, la mia amica di sempre.

Ringrazio Valerio, perché è sempre presente, in qualsiasi momento.

Ringrazio Luca, perché in tante occasioni mi hai insegnato cosa vuol dire davvero l'amicizia.

Ringrazio la mia Ila, la compagna perfetta di avventure e soprattutto di belle mangiate.

Grazie a tutti i miei amici, perché ognuno di voi, in questo percorso e non solo, ha lasciato qualcosa che porterò sempre con me.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Augenti, N., Parisi, F. (2019) *“Teoria e tecnica delle strutture in muratura: analisi e progettazione”*, HOEPLI
- [2] Benjamin, J. R., Cornell, C. A. *“Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers”*, McGraw-Hill Book Company
- [3] Buratti, N., Ferracuti, B., Savoia, M. (2009) *“Response Surface with random factors for seismic fragility of reinforced concrete frames”* Structural Safety, vol. 32
- [4] Carbone, I. V., Fiore, A., Pistone, G., (2005) *“Le costruzioni in muratura - interpretazione del comportamento statico e tecniche di intervento”*,
- [5] CARTIS, (2014) *“Manuale per la compilazione della scheda di 1° livello per la caratterizzazione tipologico strutturale dei comparti urbani costituiti da edifici ordinari”*
- [6] Chen, D.G., Chen, J.D. (2017), *“Monte-Carlo Simulation-Based Statistical Modeling”*, Springer, Singapore
- [7] Douglas C. Montgomery, George C. Runger, (2002) *“Applied Statistics and Probability of Engineers”*, third edition, John Wiley & Sons, Inc.
- [8] Feller, W., (1968) *“An Introduction to Probability Theory and Its Applications”*, third edition, John Wiley & Sons, Inc.
- [9] GNDT, (1986) *“Istruzioni per la compilazione della scheda di rilevamento esposizione e vulnerabilità sismica degli edifici”*, Litografia della Giunta Regionale, Regione Emilia-Romagna/Regione Toscana

- [10] Lagomarsino, S., Cattari, S., Ottonelli, D. (2021) "*The heuristic vulnerability model: fragility curves for masonry buildings*", Department of Civil, Chemical and Environmental Engineering, University of Genova, Genova, Italy
- [11] Mazzotti, C., Savoia, M., Chinni, C., Perri, G. (2013), "*Una metodologia speditiva per la valutazione di vulnerabilità sismica di edifici in muratura e calcestruzzo armato*"
- [12] Minghetti, S., (2020) "*Valutazione della fragilità sismica di edifici ordinari in muratura nel Comune di Maranello (MO)*", Bologna
- [13] Presidenza del Consiglio dei Ministri, (2018) "*Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni*"
- [14] Presidenza del Consiglio dei Ministri, (2019) "*Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.*"
- [15] Rossi, L., Winands, Mark H. M., Butenweg, C. (2021) "*Monte Carlo Tree Search as an intelligent search tool in structural design problems*"
- [16] Savoia, M., Mazzotti, C., Ferracuti, B., Ferretti F., Tilocca, A. R. (2015) "*Realizzazione di indagini sperimentali in situ su pareti in muratura nei comuni dell'Emilia colpiti dal Sisma del 2012*", Bologna
- [17] Shinozuka, M., Feng, M.Q., Kim, H., Uzawa, T., Ueda, T. (2000) "*Statistical analysis of fragility curves. Journal of Engineering Mechanics 126(12):1224-1231*"
- [18] S.T.A.DATA srl, (2020) "*3Muri – Manuale d'uso, Versione 13*", Torino, Italia
- [19] Zuccaro, G., Dolce, M., De Gregorio, D., Speranza, E., Moroni, C. (2015). "*La scheda Cartis per la caratterizzazione tipologico-strutturale dei comparti urbani costituiti da edifici ordinari. Valutazione dell'esposizione in analisi di rischio sismico*", GNGTS, Trieste, Italy

LISTA DELLE FIGURE

FIGURA 1: ESEMPIO SULLA DISPOSIZIONE IN SPESSORE DELLA MURATURA	6
FIGURA 2: ESEMPIO SULLA DISPOSIZIONE IN CHIAVE DELLA MURATURA.....	7
FIGURA 3: ESEMPIO SULLA DISPOSIZIONE A BLOCCO DELLA MURATURA.....	7
FIGURA 4: ESEMPIO SULLA DISPOSIZIONE GOTICA DELLA MURATURA.....	7
FIGURA 5: ESEMPI SULLA DISPOSIZIONE FIAMMINGA DELLA MURATURA	8
FIGURA 6: LEGAME COSTITUTIVO QUALITATIVO DELLA MURATURA	9
FIGURA 7: LEGAME COSTITUTIVO DELLA NORMATIVA PROPOSTO DAL D.M. 17/01/2018.....	10
FIGURA 8: RAPPRESENTAZIONE SEMPLIFICATA DI UN SISTEMA SCATOLARE DI UN EDIFICIO (FIGURA DA TOULITOS, 1996).....	11
FIGURA 9: DETTAGLI COSTRUTTIVI PER IL RAGGIUNGIMENTO DI UN COMPORTAMENTO SCATOLARE	12
FIGURA 10: COMPORTAMENTO DELLA STRUTTURA CON SOLAIO DEFORMABILE E SENZA CORDOLO (A),.....	12
FIGURA 11: MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE	14
FIGURA 12: MECCANISMI DI RIBALTAMENTO COMPOSTO	14
FIGURA 13: MECCANISMO DI FLESSIONE VERTICALE.....	15
FIGURA 14: MECCANISMO DI FLESSIONE ORIZZONTALE	16
FIGURA 15: MECCANISMI TIPICI DI UNA PARETE IN MURATURA.....	17
FIGURA 16: ONDE P.....	25
FIGURA 17: ONDE S.....	25
FIGURA 18: ONDE R	25
FIGURA 19: ONDE L.....	25
FIGURA 20: SCALA MERCALLI.....	26
FIGURA 21: SCALA RICHTER	27
FIGURA 22: RELAZIONE DI RICORRENZA DI GUTEMBERG-RICHTER (1944).....	29
FIGURA 23: ZONAZIONE SISMOGENETICA ZS9 (FONTE: ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA)	31
FIGURA 24: MAPPA DI PERICOLOSITÀ IN TERMINI DI PGA PER UNA PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO DEL 10% IN 50 ANNI.....	32
FIGURA 25: MAPPA CLASSIFICAZIONE SISMICA PER PROVINCIA (AGG. APRILE 2021).....	33
FIGURA 26: CLASSIFICAZIONE SISMICA EMILIA-ROMAGNA (FONTE REGIONE EMILIA-ROMAGNA).....	36
FIGURA 27: VALORI DI PERICOLOSITÀ SISMICA DELL'EMILIA-ROMAGNA IN TERMINI DI PGA (G).....	37
FIGURA 28: SEZIONE 0 DELLA SCHEDA CARTIS: IDENTIFICAZIONE DEI COMUNI E DEI COMPARTI	43
FIGURA 29: SEZIONE 0 DELLA SCHEDA CARTIS: PLANIMETRIA, PERIMETRAZIONE E NUMERAZIONE DEI COMPARTI.....	44
FIGURA 30: SEZIONE 1 DELLA SCHEDA CARTIS: IDENTIFICAZIONE DELLA TIPOLOGIA	45
FIGURA 31: SEZIONE 2 DELLA SCHEDA CARTIS: CARATTERISTICHE GENERALI DELLE TIPOLOGIE	45
FIGURA 32: SEZIONI 3.1. A E 3.2 DELLA SCHEDA CARTIS: CARATTERIZZAZIONE TIPOLOGICA DELLA MURATURA	47
FIGURA 33: ESEMPIO CURVE DI FRAGILITÀ DI UN EDIFICIO (POLESE, 2002).....	49
FIGURA 34: ESEMPIO DI FUNZIONE DI DENSITÀ DI PROBABILITÀ LOG-NORMALE CON MEDIA NULLA	50
FIGURA 35: SCHEDA DI VULNERABILITÀ DI 2° LIVELLO (MURATURA) (GNDDT II LIVELLO, 2012)	65
FIGURA 36: IDEALIZZAZIONE DELLA PARETE IN MURATURA IN TELAIO EQUIVALENTE NEL CASO DI DISPOSIZIONE DI APERTURE REGOLARE	69
FIGURA 37: IDEALIZZAZIONE DELLA PARETE IN MURATURA IN TELAIO EQUIVALENTE NEL CASO DI DISPOSIZIONE DI APERTURE IRREGOLARE	69
FIGURA 38: MODELLO CINEMATICO (A) E STATICO (B) DEL MACROELEMENTO	70
FIGURA 39: CRITERIO DI RESISTENZA M-N DELLA ROTTURA PER FLESSIONE	72
FIGURA 40: CRITERIO DI RESISTENZA SECONDO TURNŠEK E CACOVIC	73
FIGURA 41: RIEPILOGO DEI CRITERI DI RESISTENZA.....	73
FIGURA 42: GRADI DI LIBERTÀ DEL NODO TRIDIMENSIONALE	75
FIGURA 43: FASI DI CALCOLO IN 3MURI.....	75
FIGURA 44: CURVA FORZA - SPOSTAMENTO DEL NODO DI CONTROLLO (3MURI, S.T.A.DATA, 2020)	79
FIGURA 45: PROPRIETÀ MECCANICHE ADOTTATE PER LA PARETE RESISTENTE NEL SOFTWARE 3MURI (MODELLO FITTIZIO)	81
FIGURA 46: PROPRIETÀ MECCANICHE ADOTTATE PER LA PARETE NON RESISTENTE NEL SOFTWARE 3MURI (MODELLO FITTIZIO)	81
FIGURA 47: DEFINIZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE E GEOMETRICHE DEL SOLAIO INTERPIANO NEL SOFTWARE 3MURI DEL MODELLO FITTIZIO	82
FIGURA 48: DEFINIZIONE DEI CARICHI PROPRI E VARIABILI DEL SOLAIO NEL SOFTWARE 3MURI DEL MODELLO FITTIZIO	82

FIGURA 49: VISTA 3D DEL MODELLO FITTIZIO ESEGUITO DAL SOFTWARE 3MURI.....	83
FIGURA 50: STATO DI DANNO ALL'SLV DEL MODELLO FITTIZIO PER L'ANALISI IN DIREZIONE +X SENZA ECCENTRICITÀ	85
FIGURA 51: DOMINIO DI ROTTURA $V-\varepsilon$ DEFINITO PER UN MASCHIO MURARIO CON L'AUSILIO DEL PROGRAMMA EXCEL	87
FIGURA 52: ZOOM DEL DOMINIO DI ROTTURA $V-\varepsilon$ DEFINITO PER UN SINGOLO MASCHIO MURARIO.....	88
FIGURA 53: VISTA SATELLITARE DEL COMUNE DI MARANELLO (MO) TRAMITE GOOGLE EARTH.....	90
FIGURA 54: PERIMETRAZIONE DEI COMPARTI DEL COMUNE DI MARANELLO (MO)	91
FIGURA 55: PERCENTUALI DI TIPOLOGIE PREVALENTI NEL COMUNE DI MARANELLO CALCOLATO SUI SOLI EDIFICI ORDINARI.....	94
FIGURA 56: INDIVIDUAZIONE DELLE PRATICHE SULLA MAPPA DEL COMUNE DI MARANELLO (MO)	96
FIGURA 57: PIANTA PIANO TERRA PRATICA 3 (VIA PIEMONTE, 9) IN SCALA 1:100	98
FIGURA 58: PIANTA PRIMO PIANO PRATICA 3 (VIA PIEMONTE, 9) SCALA 1:100.....	98
FIGURA 59: PARAMETRI MECCANICI DELLA MURATURA PIENA DEFINITA NEL SOFTWARE 3MURI DELLA PRATICA 3.....	100
FIGURA 60: PARAMETRI MECCANICI DELLA MURATURA SEMIPIENA DEFINITA NEL SOFTWARE 3MURI DELLA PRATICA 3	100
FIGURA 61: DEFINIZIONE DELLE CARATTERISTICHE DEI PANNELLI MURARI CON CORDOLI NEL SOFTWARE 3MURI DELLA PRATICA 3.....	101
FIGURA 62: DEFINIZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE E GEOMETRICHE DEL SOLAIO INTERPIANO NEL SOFTWARE 3MURI DELLA PRATICA 3.....	102
FIGURA 63: DEFINIZIONE DEI CARICHI PROPRI E VARIABILI DEL SOLAIO INTERPIANO NEL SOFTWARE 3MURI DELLA PRATICA 3	103
FIGURA 64: MODELLAZIONE DEL PIANO TERRA NEL SOFTWARE 3MURI DELLA PRATICA 3	104
FIGURA 65: MODELLAZIONE DEL PRIMO PIANO NEL SOFTWARE 3MURI DELLA PRATICA 3.....	104
FIGURA 66: DEFINIZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE E GEOMETRICHE DEL SOLAIO DI COPERTURA NEL SOFTWARE 3MURI	105
FIGURA 67: DEFINIZIONE DEI CARICHI PROPRI E VARIABILI DEL SOLAIO INTERPIANO NEL SOFTWARE 3MURI DELLA PRATICA 3	106
FIGURA 68: MODELLAZIONE DEL SOTTOTETTO E DELLA COPERTURA NEL SOFTWARE 3MURI DELLA PRATICA 3	107
FIGURA 69: VISTA TRIDIMENSIONALE DELLA PRATICA 3 LATO SUD-EST	107
FIGURA 70: VISTA TRIDIMENSIONALE DELLA PRATICA 3 LATO NORD-OVEST	108
FIGURA 71: VISTA TRIDIMENSIONALE DELLA PRATICA 3 LATO SUD-EST	108
FIGURA 72: IDENTIFICAZIONE DELLE PARETI E DEI NODI DELLA MESH DELLA PRATICA 3.....	109
FIGURA 73: DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA NEL COMUNE MARANELLO (MO).....	110
FIGURA 74: RIEPILOGO DEI RISULTATI OTTENUTI DALLE 24 ANALISI DELLA PRATICA 3	111
FIGURA 75: CURVE PUSHOVER DELLE 24 ANALISI DELLA PRATICA 3	111
FIGURA 76: PIANTA PIANO TIPO PRATICA 241 (VIA VITTORIO VENETO, 16-18) IN SCALA 1:100	115
FIGURA 77: PARAMETRI MECCANICI DELLA MURATURA SEMIPIENA DEFINITA NEL SOFTWARE 3MURI.....	116
FIGURA 78: DEFINIZIONE DELLE CARATTERISTICHE DEI PANNELLI MURARI CON CORDOLI NEL SOFTWARE 3MURI DELLA PRATICA 241.....	117
FIGURA 79: DEFINIZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE E GEOMETRICHE DEL SOLAIO INTERPIANO NEL SOFTWARE 3MURI	117
FIGURA 80: DEFINIZIONE DEI CARICHI PROPRI E VARIABILI DEL SOLAIO INTERPIANO NEL SOFTWARE 3MURI DELLA PRATICA 241	118
FIGURA 81: MODELLAZIONE DEL PIANO TERRA NEL SOFTWARE 3MURI DELLA PRATICA 241	119
FIGURA 82: DEFINIZIONE DELLE CARATTERISTICHE DELLE TRAVI DI LEGNO DI COPERTURA NEL SOFTWARE 3MURI DELLA PRATICA 241.....	119
FIGURA 83: DEFINIZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE E GEOMETRICHE DEL SOLAIO DI COPERTURA NEL SOFTWARE 3MURI	120
FIGURA 84: DEFINIZIONE DEI CARICHI PROPRI E VARIABILI DEL SOLAIO INTERPIANO NEL SOFTWARE 3MURI DELLA PRATICA 241	121
FIGURA 85: MODELLAZIONE DEL SOTTOTETTO E DELLA COPERTURA NEL SOFTWARE 3MURI DELLA PRATICA 241	121
FIGURA 86: VISTA TRIDIMENSIONALE DELLA PRATICA 241 LATO SUD-EST	122
FIGURA 87: VISTA TRIDIMENSIONALE DELLA PRATICA 241 LATO NORD-OVEST	122
FIGURA 88: VISTA TRIDIMENSIONALE DELLA PRATICA 241 LATO SUD-EST	123
FIGURA 89: IDENTIFICAZIONE DELLE PARETI E DEI NODI DELLA MESH DELLA PRATICA 241.....	123
FIGURA 90: RIEPILOGO DEI RISULTATI OTTENUTI DALLE 24 ANALISI DELLA PRATICA 241	124
FIGURA 91: CURVE PUSHOVER DELLE 24 ANALISI DELLA PRATICA 241	124
FIGURA 92: PIANTA PIANO TERRA PRATICA VIA AGNINI 11 IN SCALA 1:100	127
FIGURA 93: PIANTA PRIMO PIANO PRATICA VIA AGNINI 11 IN SCALA 1:100.....	128

FIGURA 94: PIANTA SOTTOTETTO PRATICA VIA AGNINI 11 IN SCALA 1:100.....	128
FIGURA 95: DEFINIZIONE DEI CARICHI PROPRI E VARIABILI DEL SOLAIO INTERPIANO NEL SOFTWARE 3MURI	130
FIGURA 96: MODELLAZIONE DEL PIANO TERRA NEL SOFTWARE 3MURI DELLA PRATICA DI VIA AGNINI 11	130
FIGURA 97: MODELLAZIONE DEL PRIMO PIANO NEL SOFTWARE 3MURI DELLA PRATICA DI VIA AGNINI 11	131
FIGURA 98: DEFINIZIONE DEI CARICHI PROPRI E VARIABILI E DELLA GEOMETRIA DEL BALCONE NEL SOFTWARE 3MURI	131
FIGURA 99: DEFINIZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE E GEOMETRICHE DEL SOLAIO DI COPERTURA NEL SOFTWARE 3MURI	132
FIGURA 100: MODELLAZIONE DEL SOTTOTETTO E DELLA COPERTURA NEL SOFTWARE 3MURI DELLA PRATICA DI VIA AGNINI 11	133
FIGURA 101: VISTA TRIDIMENSIONALE DELLA PRATICA DI VIA AGNINI 11 LATO SUD-EST.....	133
FIGURA 102: VISTA TRIDIMENSIONALE DELLA PRATICA DI VIA AGNINI 11 LATO NORD-OVEST.....	134
FIGURA 103: VISTA TRIDIMENSIONALE DELLA PRATICA DI VIA AGNINI 11 LATO SUD-EST	134
FIGURA 104: IDENTIFICAZIONE DELLE PARETI E DEI NODI DELLA MESH DELLA PRATICA DI VIA AGNINI 11	135
FIGURA 105: RIEPILOGO DEI RISULTATI OTTENUTI DALLE 24 ANALISI DELLA PRATICA DI VIA AGNINI 11	135
FIGURA 106: CURVE PUSHOVER DELLE 24 ANALISI DELLA PRATICA DI VIA AGNINI 11	136
FIGURA 107: PIANTA PIANO TERRA PRATICA VIA AGNINI 41 IN SCALA 1:100	139
FIGURA 108: PIANTA PRIMO E SECONDO PIANO PRATICA VIA AGNINI 41 IN SCALA 1:100	139
FIGURA 109: MODELLAZIONE DEL PIANO TERRA NEL SOFTWARE 3MURI DELLA PRATICA DI VIA AGNINI 41.....	141
FIGURA 110: MODELLAZIONE DEL PRIMO E DEL SECONDO PIANO NEL SOFTWARE 3MURI DELLA PRATICA DI VIA AGNINI 41	141
FIGURA 111: DEFINIZIONE DEI CARICHI PROPRI E VARIABILI E DELLA GEOMETRIA DEL BALCONE NEL SOFTWARE 3MURI	142
FIGURA 112: DEFINIZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE E GEOMETRICHE DEL SOLAIO DI COPERTURA NEL SOFTWARE 3MURI	143
FIGURA 113: MODELLAZIONE DEL SOTTOTETTO E DELLA COPERTURA NEL SOFTWARE 3MURI DELLA PRATICA DI VIA AGNINI 41	144
FIGURA 114: VISTA TRIDIMENSIONALE DELLA PRATICA DI VIA AGNINI 41 LATO SUD-EST.....	144
FIGURA 115: VISTA TRIDIMENSIONALE DELLA PRATICA DI VIA AGNINI 41 LATO NORD-OVEST.....	145
FIGURA 116: VISTA TRIDIMENSIONALE DELLA PRATICA DI VIA AGNINI 41 LATO SUD-EST	145
FIGURA 117: IDENTIFICAZIONE DELLE PARETI E DEI NODI DELLA MESH DELLA PRATICA DI VIA AGNINI 41	146
FIGURA 118: RIEPILOGO DEI RISULTATI OTTENUTI DALLE 24 ANALISI DELLA PRATICA DI VIA AGNINI 41	146
FIGURA 119: CURVE PUSHOVER DELLE 24 ANALISI DELLA PRATICA DI VIA AGNINI 41	147
FIGURA 120: PIANTA PIANO TERRA PRATICA VIA BERNINI 5 IN SCALA 1:100.....	149
FIGURA 121: PIANTA PRIMO E SECONDO PIANO PRATICA VIA BERNINI 5 IN SCALA 1:100.....	150
FIGURA 122: MODELLAZIONE DEL PIANO TERRA NEL SOFTWARE 3MURI DELLA PRATICA DI VIA BERNINI 5	151
FIGURA 123: MODELLAZIONE DEL PRIMO E DEL SECONDO PIANO NEL SOFTWARE 3MURI DELLA PRATICA DI VIA BERNINI 5	152
FIGURA 124: DEFINIZIONE DEI CARICHI PROPRI E VARIABILI E DELLA GEOMETRIA DEI BALCONI NEL SOFTWARE 3MURI.....	152
FIGURA 125: DEFINIZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE E GEOMETRICHE DEL SOLAIO DI COPERTURA NEL SOFTWARE 3MURI	153
FIGURA 126: MODELLAZIONE DEL SOTTOTETTO E DELLA COPERTURA NEL SOFTWARE 3MURI DELLA PRATICA DI VIA BERNINI 5	154
FIGURA 127: VISTA TRIDIMENSIONALE DELLA PRATICA DI VIA BERNINI 5 LATO SUD-EST	154
FIGURA 128: VISTA TRIDIMENSIONALE DELLA PRATICA DI VIA BERNINI 5 LATO NORD-OVEST	155
FIGURA 129: VISTA TRIDIMENSIONALE DELLA PRATICA DI VIA BERNINI 5 LATO SUD-EST.....	155
FIGURA 130: IDENTIFICAZIONE DELLE PARETI E DEI NODI DELLA MESH DELLA PRATICA DI VIA BERNINI 5	156
FIGURA 131: RIEPILOGO DEI RISULTATI OTTENUTI DALLE 24 ANALISI DELLA PRATICA DI VIA BERNINI 5	156
FIGURA 132: CURVE PUSHOVER DELLE 24 ANALISI DELLA PRATICA DI VIA BERNINI 5.....	157
FIGURA 133: PIANTA PIANO TERRA PRATICA VIA TASSONI 7 IN SCALA 1:100:	160
FIGURA 134: PIANTA PRIMO PIANO PRATICA VIA TASSONI 7 IN SCALA 1:100.....	160
FIGURA 135: PIANTA SECONDO PIANO PRATICA VIA TASSONI 7 IN SCALA 1:100.....	161
FIGURA 136: MODELLAZIONE DEL PIANO TERRA NEL SOFTWARE 3MURI	162
FIGURA 137: MODELLAZIONE DEL PRIMO PIANO NEL SOFTWARE 3MURI DELLA PRATICA DI VIA TASSONI 7	163
FIGURA 138: MODELLAZIONE DEL SECONDO PIANO NEL SOFTWARE 3MURI DELLA PRATICA DI VIA TASSONI 7	163
FIGURA 139: DEFINIZIONE DEI CARICHI PROPRI E VARIABILI E DELLA GEOMETRIA DEI BALCONI NEL SOFTWARE 3MURI.....	164
FIGURA 140: DEFINIZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE E GEOMETRICHE DEL SOLAIO DI COPERTURA NEL SOFTWARE 3MURI	165

FIGURA 141: MODELLAZIONE DEL SOTTOTETTO E DELLA COPERTURA NEL SOFTWARE 3MURI DELLA PRATICA DI VIA TASSONI 7	166
FIGURA 142: VISTA TRIDIMENSIONALE DELLA PRATICA DI VIA TASSONI 7 LATO SUD-OVEST	166
FIGURA 143: VISTA TRIDIMENSIONALE DELLA PRATICA DI VIA TASSONI 7 LATO NORD-EST	167
FIGURA 144: VISTA TRIDIMENSIONALE DELLA PRATICA DI VIA TASSONI 7 LATO SUD-OVEST	167
FIGURA 145: IDENTIFICAZIONE DELLE PARETI E DEI NODI DELLA MESH DELLA PRATICA DI VIA TASSONI 7	168
FIGURA 146: RIEPILOGO DEI RISULTATI OTTENUTI DALLE 24 ANALISI DELLA PRATICA DI VIA TASSONI 7	168
FIGURA 147: CURVE PUSHOVER DELLE 24 ANALISI DELLA PRATICA DI VIA TASSONI 7	169
FIGURA 148: PARTE 1 DELLA SCHEDA COMPILATIVA DI RE.SIS.TO.	173
FIGURA 149: PARTE 2 DELLA SCHEDA COMPILATIVA RE.SIS.TO.....	173
FIGURA 150: PARTE 3 DELLA SCHEDA COMPILATIVA RE.SIS.TO.....	173
FIGURA 151: PARTE 4 DELLA SCHEDA COMPILATIVA RE.SIS.TO.....	174
FIGURA 152: PARTE 5 DELLA SCHEDA COMPILATIVA RE.SIS.TO.....	174
FIGURA 153: INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DI SITO ATTRAVERSO IL DOCUMENTO EXCEL SPETTRI NTC VER. 1.0.3.	174
FIGURA 154: SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE ATTRAVERSO IL DOCUMENTO EXCEL SPETTRI NTC VER. 1.0.3.	175
FIGURA 155: DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO ATTRAVERSO IL DOCUMENTO EXCEL SPETTRI NTC VER. 1.0.3.	175
FIGURA 156: SPETTRI DI RISPOSTA DEL COMUNE DI MARANELLO.....	176
FIGURA 157: RISULTATI OTTENUTI DALLA METODOLOGIA RE.SIS.SO. IN TERMINI DI <i>PGA, CPGA, D</i> MUR A.....	179
FIGURA 158: RISULTATI OTTENUTI DALLA METODOLOGIA RE.SIS.SO. IN TERMINI DI <i>PGA, CPGA, D</i> MUR A0.....	180
FIGURA 159: RISULTATI OTTENUTI DALLA METODOLOGIA RE.SIS.SO. IN TERMINI DI <i>PGA, CPGA, D</i> MUR B	182
FIGURA 160: RISULTATI OTTENUTI DALLA METODOLOGIA RE.SIS.SO. IN TERMINI DI <i>PGA, CPGA, D</i> MUR C	183
FIGURA 161: CONFRONTO DELLA <i>PGA, CPGA, D</i> IN DIREZIONE "DEBOLE" DEI SEI CASI DI STUDIO	186
FIGURA 162: CONFRONTO DELLA <i>PGA, CPGA, D</i> IN DIREZIONE "FORTE" DEI SEI CASI DI STUDIO	186
FIGURA 163: CONFRONTO <i>PGA, CPGA, D</i> RE.SIS.TO. - 3MURI DEI SEI CASI DI STUDIO	187
FIGURA 164: CONFRONTO DELLA <i>VR</i> IN DIREZIONE "DEBOLE" DEI SEI CASI DI STUDIO	189
FIGURA 165: CONFRONTO DELLA <i>VR</i> IN DIREZIONE "FORTE" DEI SEI CASI DI STUDIO	190
FIGURA 166: CONFRONTO <i>VR</i> RE.SIS.TO. - 3MURI DEI SEI CASI DI STUDIO	190
FIGURA 167: CONFRONTO DELLA <i>VR</i> IN DIREZIONE "DEBOLE" DEI SEI CASI DI STUDIO (ANALISI SELEZIONATE)	191
FIGURA 168: CONFRONTO DELLA <i>VR</i> IN DIREZIONE "FORTE" DEI SEI CASI DI STUDIO (ANALISI SELEZIONATE).....	192
FIGURA 169: CONFRONTO <i>VR</i> RE.SIS.TO. - 3MURI DEI SEI CASI DI STUDIO (ANALISI SELEZIONATE).....	192
FIGURA 170: LEGENDA PER LA VALUTAZIONE DELLO STATO DI DANNO DEGLI EDIFICI IN 3MURI	194
FIGURA 171: DIVERSI STATI DI DANNO ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA DELLA PRATICA DI VIA AGNINI 11	194
FIGURA 172: DIVERSI STATI DI DANNO ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA DELLA PRATICA DI VIA AGNINI 41	195
FIGURA 173: DIVERSI STATI DI DANNO ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA DELLA PRATICA DI VIA BERNINI 5	196
FIGURA 174: FORZE SUL NODO A 5 G.D.L. E SUI CORRISPONDENTI NODI VIRTUALI A 3 G.D.L.	199
FIGURA 175: TRASFERIMENTO DELLA MASSA MODALE DAI NODI A 3 G.D.L. AI NODI A 5 G.D.L.....	199
FIGURA 176: PIANTE DELLA PRATICA DI VIA AGNINI 11 CON TRAMEZZI (SX) E SENZA TRAMEZZI (A SX).....	202
FIGURA 177: PIANTE DELLA PRATICA DI VIA AGNINI 41 CON TRAMEZZI (SX) E SENZA TRAMEZZI (A SX).....	203
FIGURA 178: PIANTE DELLA PRATICA DI VIA BERNINI 5 CON TRAMEZZI (SX) E SENZA TRAMEZZI (A SX)	203
FIGURA 179: CONFRONTO <i>PGA, cPGA, d</i> RE.SIS.TO. - 3MURI (CASO SENZA TRAMEZZI)	204
FIGURA 180: CURVE PUSHOVER DELLE 24 ANALISI DELLA PRATICA DI VIA AGNINI 11 (CASO SENZA TRAMEZZI)	205
FIGURA 181: CURVE PUSHOVER DELLE 24 ANALISI DELLA PRATICA DI VIA AGNINI 41 (CASO SENZA TRAMEZZI)	206
FIGURA 182: CURVE PUSHOVER DELLE 24 ANALISI DELLA PRATICA DI VIA BERNINI 5 (CASO SENZA TRAMEZZI).....	206
FIGURA 183: CONFRONTO SUL TAGLIO RESISTENTE <i>VR</i> RE.SIS.TO. - 3MURI (CASO SENZA TRAMEZZI)	208
FIGURA 184: CONFRONTO DELLA <i>V_R</i> IN DIREZIONE "DEBOLE" (CASO SENZA TRAMEZZI)	208
FIGURA 185: CONFRONTO DELLA <i>V_R</i> IN DIREZIONE "FORTE" (CASO SENZA TRAMEZZI).....	209
FIGURA 186: CONFRONTO SUL TAGLIO RESISTENTE <i>V_R</i> RE.SIS.TO. - 3MURI (CASO SENZA TRAMEZZI E ANALISI SELEZIONATE).....	209
FIGURA 187: CONFRONTO DELLA <i>V_R</i> IN DIREZIONE "DEBOLE" (CASO SENZA TRAMEZZI E ANALISI SELEZIONATE)	210
FIGURA 188: CONFRONTO DELLA <i>V_R</i> IN DIREZIONE "FORTE" (CASO SENZA TRAMEZZI E ANALISI SELEZIONATE).....	210

FIGURA 189: CONFRONTO TAGLIO RESISTENTE V_R CON E SENZA TRAMEZZI, DIREZIONE "DEBOLE" E "FORTE" (RISULTATI RE.SIS.TO.).....	211
FIGURA 190: CONFRONTO TAGLIO RESISTENTE V_R CON E SENZA TRAMEZZI, DIREZIONE "DEBOLE" E "FORTE" (RISULTATI 3MURI).....	211
FIGURA 191: CONFRONTO TAGLIO RESISTENTE $PGA, cPGA, d$ CON E SENZA TRAMEZZI, DIREZIONE "DEBOLE" E "FORTE" ...	212
FIGURA 192: CONFRONTO $PGA, cPGA, d$ CON E SENZA TRAMEZZI, DIREZIONE "DEBOLE" E "FORTE" (RISULTATI 3MURI) ...	212
FIGURA 193: CONFRONTO $PGA, cPGA, d$ RE.SIS.TO. – 3MURI CON E SENZA TRAMEZZI, DIREZIONE "DEBOLE"	213
FIGURA 194: CONFRONTO $PGA, cPGA, d$ RE.SIS.TO. – 3MURI CON E SENZA TRAMEZZI, DIREZIONE "FORTE".....	213
FIGURA 195: CONFRONTO V_R RE.SIS.TO. – 3MURI CON E SENZA TRAMEZZI, DIREZIONE "DEBOLE"	214
FIGURA 196: CONFRONTO V_R RE.SIS.TO. – 3MURI CON E SENZA TRAMEZZI, DIREZIONE "FORTE"	214
FIGURA 197: DIVERSI STATI DI DANNO ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA.....	215
FIGURA 198: DIVERSI STATI DI DANNO ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA.....	216
FIGURA 199: DIVERSI STATI DI DANNO ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA.....	217
FIGURA 200: CONFRONTO DELLA $PGA, CPGA, D$ IN DIREZIONE "DEBOLE" DEI MODELLI CON PARAMETRI MINIMI.....	219
FIGURA 201: CONFRONTO DELLA $PGA, CPGA, D$ IN DIREZIONE "FORTE" DEI MODELLI CON PARAMETRI MINIMI	219
FIGURA 202: RISULTATI OTTENUTI DALLA METODOLOGIA RE.SIS.SO. IN TERMINI DI $PGA, CPGA, D$ DELLA MUR A.....	222
FIGURA 203: RISULTATI OTTENUTI DALLA METODOLOGIA RE.SIS.SO. IN TERMINI DI $PGA, CPGA, D$ DELLA MUR A.....	222
FIGURA 204: SUPERFICIE DI RISPOSTA DELLA PGA, C DELLA MUR A (DIREZIONE DEBOLE).....	226
FIGURA 205: SUPERFICIE DI RISPOSTA DELLA PGA, C DELLA MUR B (DIREZIONE DEBOLE).....	227
FIGURA 206: SUPERFICIE DI RISPOSTA DELLA PGA, C DELLA MUR A0 CON PARAMETRI MINIMI.....	227
FIGURA 207: SUPERFICIE DI RISPOSTA DELLA PGA, C DELLA MUR C (DIREZIONE DEBOLE).....	227
FIGURA 208: SUPERFICIE DI RISPOSTA DELLA PGA, C DELLA MUR A (DIREZIONE FORTE)	228
FIGURA 209: SUPERFICIE DI RISPOSTA DELLA PGA, C DELLA MUR B (DIREZIONE FORTE)	228
FIGURA 210: SUPERFICIE DI RISPOSTA DELLA PGA, C DELLA MUR A0 CON PARAMETRI MASSIMI	228
FIGURA 211: SUPERFICIE DI RISPOSTA DELLA PGA, C DELLA MUR C CON PARAMETRI MASSIMI	229
FIGURA 212: FUNZIONE CUMULATA MUR A OTTENUTA DAL SOFTWARE MATLAB (DIREZIONE DEBOLE)	231
FIGURA 213: FUNZIONE CUMULATA MUR B OTTENUTA DAL SOFTWARE MATLAB (DIREZIONE DEBOLE)	231
FIGURA 214: FUNZIONE CUMULATA MUR A0 OTTENUTA DAL SOFTWARE MATLAB (DIREZIONE DEBOLE).....	232
FIGURA 215: FUNZIONE CUMULATA MUR C OTTENUTA DAL SOFTWARE MATLAB (DIREZIONE DEBOLE)	232
FIGURA 216: FUNZIONE CUMULATA MUR A OTTENUTA DAL SOFTWARE MATLAB (DIREZIONE FORTE).....	233
FIGURA 217: FUNZIONE CUMULATA MUR B OTTENUTA DAL SOFTWARE MATLAB (DIREZIONE FORTE).....	234
FIGURA 218: FUNZIONE CUMULATA MUR A0 OTTENUTA DAL SOFTWARE MATLAB (DIREZIONE FORTE)	234
FIGURA 219: FUNZIONE CUMULATA MUR C OTTENUTA DAL SOFTWARE MATLAB (DIREZIONE FORTE).....	235
FIGURA 220: CURVE DI FRAGILITÀ MIN-MAX MUR A OTTENUTA DAL SOFTWARE MATLAB	236
FIGURA 221: CURVE DI FRAGILITÀ MIN-MAX MUR B OTTENUTA DAL SOFTWARE MATLAB	237
FIGURA 222: CURVE DI FRAGILITÀ MIN-MAX MUR A0 OTTENUTA DAL SOFTWARE MATLAB	237
FIGURA 223: CURVE DI FRAGILITÀ MIN-MAX MUR C OTTENUTA DAL SOFTWARE MATLAB	238
FIGURA 224: CURVE DI FRAGILITÀ DI TUTTE LE TIPOLOGIE DI MURATURA OTTENUTE DAL SOFTWARE MATLAB (DIREZIONE DEBOLE)	239
FIGURA 225: CURVE DI FRAGILITÀ DI TUTTE LE TIPOLOGIE DI MURATURA OTTENUTE DAL SOFTWARE MATLAB (DIREZIONE FORTE).....	239
FIGURA 226: CURVE DI FRAGILITÀ DI TUTTE LE TIPOLOGIE DI MURATURA OTTENUTE NEL LAVORO DI TESI DI MINGHETTI (2020)	240
FIGURA 227: CURVE DI FRAGILITÀ AL COLLASSO DEL COMPARTO 1 (DIREZIONE DEBOLE).....	243
FIGURA 228: CURVE DI FRAGILITÀ AL COLLASSO DEL COMPARTO 2 (DIREZIONE DEBOLE).....	243
FIGURA 229: CURVE DI FRAGILITÀ AL COLLASSO DEL COMPARTO 3 (DIREZIONE DEBOLE).....	244
FIGURA 230: CURVE DI FRAGILITÀ AL COLLASSO DEL COMPARTI 5, 6, 7 (DIREZIONE DEBOLE).....	244
FIGURA 231: CURVE DI FRAGILITÀ AL COLLASSO DEL COMPARTO 8 (DIREZIONE DEBOLE).....	245
FIGURA 232: CURVE DI FRAGILITÀ AL COLLASSO DEL COMPARTO 9 (DIREZIONE DEBOLE).....	245
FIGURA 233: CURVE DI FRAGILITÀ AL COLLASSO DI TUTTI I COMPARTI DEL COMUNE DI MARANELLO (DIREZIONE DEBOLE).....	246
FIGURA 234: CURVE DI FRAGILITÀ AL COLLASSO DEL COMPARTO 1 (DIREZIONE FORTE)	247
FIGURA 235: CURVE DI FRAGILITÀ AL COLLASSO DEL COMPARTO 2 (DIREZIONE FORTE)	247
FIGURA 236: CURVE DI FRAGILITÀ AL COLLASSO DEL COMPARTO 3 (DIREZIONE FORTE)	248
FIGURA 237: CURVE DI FRAGILITÀ AL COLLASSO DEI COMPARTI 5, 6, 7 (DIREZIONE FORTE).....	248
FIGURA 238: CURVE DI FRAGILITÀ AL COLLASSO DEL COMPARTO 8 (DIREZIONE FORTE)	249
FIGURA 239: CURVE DI FRAGILITÀ AL COLLASSO DEL COMPARTO 9 (DIREZIONE FORTE)	249

FIGURA 240: CURVE DI FRAGILITÀ AL COLLASSO DI TUTTI I COMPARTI DEL COMUNE DI MARANELLO (DIREZIONE FORTE) ..	250
FIGURA 241: CURVE DI FRAGILITÀ AL COLLASSO DEL	251
FIGURA 242: CURVE DI FRAGILITÀ AL COLLASSO DEL	251
FIGURA 243: CURVE DI FRAGILITÀ AL COLLASSO DEL	251
FIGURA 244: CURVE DI FRAGILITÀ AL COLLASSO DEI	251
FIGURA 245: CURVE DI FRAGILITÀ AL COLLASSO DEL	251
FIGURA 246: CURVE DI FRAGILITÀ AL COLLASSO DEL	251

LISTA DELLE TABELLE

TABELLA 1: CLASSI DI MALTE A PRESTAZIONE GARANTITA (TAB. 11.10.II D.M. 17/01/18).....	4
TABELLA 2: VALORI DI RESISTENZA CARATTERISTICA PER LE MURATURE IN ELEMENTI ARTIFICIALI PIENI O SEMIPIENI	19
TABELLA 3: VALORI DI RIFERIMENTO DELLA RESISTENZA MEDIA A COMPRESSIONE F DELLA MURATURA.....	20
TABELLA 4: RESISTENZA CARATTERISTICA A TAGLIO IN ASSENZA DI TENSIONI NORMALI f_{vk0} (TAB. 11.101.VIII DEL D.M. 17/01/18).....	21
TABELLA 5: VALORI DI RIFERIMENTO DI τ_0 e f_{v0} (TAB. 11.101.VIII DEL D.M. 17/01/18).....	22
TABELLA 6: VALORI DI RIFERIMENTO DI MODULI ELASTICI TANGENTI E E SECANTI G (TAB. 11.101.VIII DEL D.M. 17/01/18).....	23
TABELLA 7: PARAMETRI, CLASSI DI VULNERABILITÀ, PUNTEGGI E PESI DELLE SCHEDE DI VULNERABILITÀ SISMICA GNDT DI	58
TABELLA 8: VALORI MINIMI DELLA VITA NOMINALE V_N DI PROGETTO PER I DIVERSI TIPI DI COSTRUZIONI (§2.4.1. D.M. 17/01/2018).....	61
TABELLA 9 VALORI DEI COEFFICIENTI DI CLASSE D'USO (§2.4.3. D.M. 17/01/2018).....	61
TABELLA 10 VALORI DI P_{VR} IN FUNZIONE DELLO STATO LIMITE CONSIDERATO (§3.2 D.M. 17/01/2018).....	61
TABELLA 11: ESPRESSIONI DI S_s (§3.2 D.M. 17/01/2018).....	63
TABELLA 12: VALORI MASSIMI DEL COEFFICIENTE DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA S_t (§3.2 D.M. 17/01/2018).....	63
TABELLA 13: ESPRESSIONI DI C_c (§3.2 D.M. 17/01/2018).....	63
TABELLA 14: INTERVALLI DEL RAPPORTO CAPACITÀ-DOMANDA E CLASSI RE.SIS.TO. CORRISPONDENTI.....	64
TABELLA 15: PARAMETRI RIASSUNTIVI DELLE ANALISI PUSHOVER DEL MODELLO FITTIZIO	83
TABELLA 16: VALORI DELLA PGA_C , $PGACPGAD$ E V_R OTTENUTI DALLE ANALISI PUSHOVER IN 3MURI DEL MODELLO FITTIZIO	83
TABELLA 17: VALORI DELLA PGA_C , $PGACPGAD$ E V_R OTTENUTI DALLE ANALISI PUSHOVER IN RE.SIS.TO. DEL MODELLO FITTIZIO	84
TABELLA 18: PARAMETRI RIASSUNTIVI UTILIZZATI PER LA DEFINIZIONE DEI DOMINI DI ROTTURA DEL MASCHIO MURARIO	86
TABELLA 19: RISULTATI DELLE TENSIONI NORMALI σ OTTENUTE DAL MODELLO FITTIZIO IN 3MURI	87
TABELLA 20: SINTESI DEI VALORI DI TAGLIO RESISTENTE V_R OTTENUTI DEL SINGOLO MASCHIO MURARIO	88
TABELLA 21: ELENCO DELLE PRATICHE APPARTENENTI A CIASCUNA TIPOLOGIA STRUTTURALE INDIVIDUATA NEL COMUNE DI MARANELLO.....	95
TABELLA 22: PARAMETRI RIASSUNTIVI DELLE ANALISI PUSHOVER DELLA PRATICA 3 IN DIREZIONE X O "FORTE"	112
TABELLA 23: PARAMETRI RIASSUNTIVI OTTENUTI DELLE ANALISI PUSHOVER DELLA PRATICA 3 IN DIREZIONE Y O "DEBOLE"	113
TABELLA 24: VALORI DELLA PGA_C E $PGACPGAD$ OTTENUTI DALLE ANALISI PUSHOVER DELLA PRATICA 3	113
TABELLA 25: VALORI DEL TAGLIO RESISTENTE V_R OTTENUTI DALLE ANALISI PUSHOVER PER LA PRATICA 3	114
TABELLA 26: PARAMETRI RIASSUNTIVI DELLE ANALISI PUSHOVER DELLA PRATICA 241 IN DIREZIONE X O "DEBOLE"	125
TABELLA 27: PARAMETRI RIASSUNTIVI DELLE ANALISI PUSHOVER DELLA PRATICA 241 IN DIREZIONE Y O "FORTE"	125
TABELLA 28: VALORI DELLA PGA_C E $PGACPGAD$ OTTENUTI DALLE ANALISI PUSHOVER DELLA PRATICA 241	126
TABELLA 29: VALORI DEL TAGLIO RESISTENTE V_R OTTENUTI DALLE ANALISI PUSHOVER PER LA PRATICA 241.....	126
TABELLA 30: PARAMETRI RIASSUNTIVI OTTENUTI DALLE ANALISI PUSHOVER PER LA PRATICA DI VIA AGNINI 11 IN DIREZIONE X O "FORTE".....	136
TABELLA 31: PARAMETRI RIASSUNTIVI OTTENUTI DALLE ANALISI PUSHOVER PER LA PRATICA DI VIA AGNINI 11 IN DIREZIONE Y O "DEBOLE"	137
TABELLA 32: VALORI DELLA PGA_C E $PGACPGAD$ OTTENUTI DALLE ANALISI PUSHOVER DELLA PRATICA DI VIA AGNINI 11	137
TABELLA 33: VALORI DEL TAGLIO RESISTENTE V_R OTTENUTI DALLE ANALISI PUSHOVER PER LA PRATICA DI VIA AGNINI 11	137
TABELLA 34: PARAMETRI RIASSUNTIVI DELLE ANALISI PUSHOVER DELLA PRATICA DI VIA AGNINI 41 IN DIREZIONE X O "DEBOLE".....	147
TABELLA 35: PARAMETRI RIASSUNTIVI DELLE ANALISI PUSHOVER DELLA PRATICA DI VIA AGNINI 41 IN DIREZIONE Y O "FORTE"	148
TABELLA 36: VALORI DELLA PGA_C E $PGACPGAD$ OTTENUTI DALLE ANALISI PUSHOVER DELLA PRATICA DI VIA AGNINI 41	148

TABELLA 37: VALORI DEL TAGLIO RESISTENTE V_R OTTENUTI DALLE ANALISI PUSHOVER PER LA PRATICA DI VIA AGNINI 41	148
TABELLA 38: PARAMETRI RIASSUNTIVI DELLE ANALISI PUSHOVER DELLA PRATICA DI VIA BERNINI 5 IN DIREZIONE X O "DEBOLE"	157
TABELLA 39: PARAMETRI RIASSUNTIVI DELLE ANALISI PUSHOVER DELLA PRATICA DI VIA BERNINI 5 IN DIREZIONE Y O "FORTE"	158
TABELLA 40: VALORI DELLA PGA_C E $PGACPGAD$ OTTENUTA DALLE ANALISI PUSHOVER DELLA PRATICA DI VIA BERNINI 5	158
TABELLA 41: VALORI DEL TAGLIO RESISTENTE V_R OTTENUTI DALLE ANALISI PUSHOVER PER LA PRATICA DI VIA BERNINI 5	158
TABELLA 42: PARAMETRI RIASSUNTIVI DELLE ANALISI PUSHOVER DELLA PRATICA DI VIA TASSONI 7 IN DIREZIONE X O "DEBOLE"	169
TABELLA 43: PARAMETRI RIASSUNTIVI DELLE ANALISI PUSHOVER DELLA PRATICA DI VIA TASSONI 7 IN DIREZIONE Y O "FORTE"	170
TABELLA 44: VALORI DELLA PGA_C E $PGACPGAD$ OTTENUTI DALLE ANALISI PUSHOVER DELLA PRATICA DI VIA TASSONI 7	170
TABELLA 45: VALORI DEL TAGLIO RESISTENTE V_R OTTENUTI DALLE ANALISI PUSHOVER PER LA PRATICA DI VIA TASSONI 7	170
TABELLA 46: RIEPILOGO DEI RISULTATI OTTENUTI PER LE SEI PRATICHE MODELLATE NELLA DIREZIONE "DEBOLE"	171
TABELLA 47: RIEPILOGO DEI RISULTATI OTTENUTI PER LE SEI PRATICHE MODELLATE NELLA DIREZIONE "FORTE"	171
TABELLA 48: VALORI DELLA PGA_C E $PGA, CPGA, D$ OTTENUTI DALLE ANALISI PUSHOVER DELLA PRATICA 241 IN RE.SIS.TO.	178
TABELLA 49: RISULTATI OTTENUTI DALLA METODOLOGIA RE.SIS.TO. DELLA MUR A IN DIREZIONE "DEBOLE" E "FORTE"	178
TABELLA 50: RISULTATI OTTENUTI DALLA METODOLOGIA RE.SIS.TO. DELLA MUR A0 IN DIREZIONE "DEBOLE" E "FORTE"	180
TABELLA 51: RISULTATI OTTENUTI DALLA METODOLOGIA RE.SIS.TO. DELLA MUR B IN DIREZIONE "DEBOLE" E "FORTE"	181
TABELLA 52: RISULTATI OTTENUTI DALLA METODOLOGIA RE.SIS.TO. DELLA MUR C IN DIREZIONE "DEBOLE" E "FORTE"	182
TABELLA 53: DISTINZIONE NELLE DIREZIONI "DEBOLE" E "FORTE" DEI SEI CASI DI STUDIO	185
TABELLA 54: RISULTATI OTTENUTI DALLE METODOLOGIA RE.SIS.TO. E 3MURI IN DIREZIONE "DEBOLE" DEI SEI CASI DI STUDIO	185
TABELLA 55: RISULTATI OTTENUTI DALLE METODOLOGIA RE.SIS.TO. E 3MURI IN DIREZIONE "DEBOLE" DEI SEI CASI DI STUDIO	185
TABELLA 56: CONFRONTO SUL TAGLIO RESISTENTE V_R RE.SIS.TO. - 3MURI DEI SEI CASI DI STUDIO	189
TABELLA 57: CONFRONTO SUL TAGLIO RESISTENTE V_R RE.SIS.TO. - 3MURI DEI SEI CASI DI STUDIO (ANALISI SELEZIONATA)	191
TABELLA 58: RISULTATI DELLE TENSIONI NORMALI σ OTTENUTE PER LA PRATICA DI VIA TASSONI 7 DAL MODELLO 3MURI	198
TABELLA 59: RISULTATI DELLE TENSIONI NORMALI Σ OTTENUTE PER LA PRATICA DI VIA TASSONI 7 DAL MODELLO 3MURI	198
TABELLA 60: CONFRONTO DELLE TENSIONI NORMALI Σ RE.SIS.TO. - 3MURI	200
TABELLA 61: CONFRONTO DELLE TENSIONI NORMALI Σ RE.SIS.TO. - 3MURI	200
TABELLA 62: RISULTATI OTTENUTI DALLE METODOLOGIE RE.SIS.TO. E 3MURI IN DIREZIONE "DEBOLE" (CASO SENZA TRANMEZZI)	204
TABELLA 63: RISULTATI OTTENUTI DALLE METODOLOGIE RE.SIS.TO. E 3MURI IN DIREZIONE "FORTE" (CASO SENZA TRANMEZZI)	204
TABELLA 64: VALORI DEL TAGLIO RESISTENTE V_R OTTENUTI DALLE ANALISI PUSHOVER PER LA PRATICA DI VIA AGNINI 11	205
TABELLA 65: VALORI DEL TAGLIO RESISTENTE V_R OTTENUTI DALLE ANALISI PUSHOVER PER LA PRATICA DI VIA AGNINI 41	205
TABELLA 66: VALORI DEL TAGLIO RESISTENTE V_R OTTENUTI DALLE ANALISI PUSHOVER PER LA PRATICA DI VIA AGNINI 41	206
TABELLA 67: CONFRONTO SUL TAGLIO RESISTENTE V_R RE.SIS.TO. - 3MURI (CASO SENZA TRAMEZZI)	207
TABELLA 68: CONFRONTO SUL TAGLIO RESISTENTE V_R RE.SIS.TO. - 3MURI (CASO SENZA TRAMEZZI E ANALISI SELEZIONATE)	207
TABELLA 69: RISULTATI OTTENUTI DALLA METODOLOGIA RE.SIS.TO. E 3MURI IN DIREZIONE "DEBOLE" E FORTE	218

TABELLA 70: RISULTATI OTTENUTI DALLA METODOLOGIA RE.SIS.TO. DELLA MUR A IN DIREZIONE “DEBOLE”	220
TABELLA 71: RISULTATI OTTENUTI DALLA METODOLOGIA RE.SIS.TO. DELLA MUR A IN DIREZIONE “DEBOLE”	221
TABELLA 72: PERCENTUALI DI TIPOLOGIE STRUTTURALI PREVALENTI NEL COMPARTO DEL COMUNE DI MARANELLO	241
TABELLA 73: PARAMETRI DELLE CURVE DI FRAGILITÀ AL COLLASSO PER I COMPARTI CARTIS DIREZIONE DEBOLE.....	242
TABELLA 74: PARAMETRI DELLE CURVE DI FRAGILITÀ AL COLLASSO PER I COMPARTI CARTIS DIREZIONE FORTE	246