



UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E ARCHITETTURA (DICEA)

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

*INCERTEZZE DI MODELLO NELL'ANALISI DI VULNERABILITA' SISMICA DI UN
EDIFICIO STORICO IN MURATURA*

*MODEL UNCERTAINTIES IN THE SEISMIC VULNERABILITY ANALYSIS OF A
HISTORIC MASONRY BUILDING*

RELATORE:

Prof. Ing. Dezi Luigino

TESI DI LAUREA DI:

Rapone Valentina

CORRELATORE:

Prof. Ing. Carbonari Sandro

ANNO ACCADEMICO 2020-2021

Sommario

PREMESSA	3
1 Il comportamento sismico degli edifici in muratura	5
1.1 Meccanismi di collasso	6
1.2 Le incertezze alla base della modellazione	9
2. Caratterizzazione meccanica della muratura	12
2.1 Elementi costituenti la muratura	16
2.2 Parametri meccanici della muratura	19
3 Modellazione	23
3.1 Modello a telaio equivalente	24
3.1.1 Meccanismi di rottura per maschi murari e fasce.....	25
3.1.2 Cerniere plastiche	34
3.2 Modello a elementi bidimensionali tipo plate	36
3.2.1 Legami costitutivi commerciali	37
3.3 Modelli semplificati: maschi deboli-fasce forti.....	39
3.4 Modelli semplificati: maschi forti- fasce deboli.....	40
4 Analisi e metodi di verifica	41
4.1 Analisi dinamica lineare	41
4.2 Analisi statica non lineare	43
4.2.1 Metodo N2	48

5 Caso studio: villa “Il Castellano”	51
5.1 Il modello geometrico	56
5.2 Definizione dei materiali.....	65
5.3 Analisi modale.....	67
5.4 Assegnazione dei carichi statici e sismici	71
5.5 Legame costitutivo	74
5.6 Analisi pushover.....	77
5.7 Indicatori di rischio.....	81
5.8 Risultati	83
5.8.1 Pushmassax+.....	83
5.8.2 Pushmassax-.....	87
5.8.3 Pushmassay+.....	90
5.8.4 Pushmassay-.....	93
6 Analisi comparative	97
6.1 Influenza dei parametri meccanici.....	97
6.2 Confronto con i modelli semplificati.....	101
CONCLUSIONE	105
BIBLIOGRAFIA	106
NORMATIVA DI RIFERIMENTO	106

PREMESSA

Gli edifici in muratura costituiscono una parte importante del costruito esistente in molti Paesi, sia per uso abitativo sia per attività economiche e funzioni di grande rilevanza sociale. Come è stato più volte confermato dai terremoti che negli ultimi decenni hanno colpito il territorio italiano, il rischio sismico in Italia è condizionato in larga misura dall'elevata vulnerabilità del patrimonio edilizio in muratura. Per la sua riduzione è perciò necessario intervenire sugli edifici con struttura in muratura, attraverso progetti ben calibrati, che scaturiscano da una completa comprensione del loro complesso comportamento sotto azioni sismiche e ne tengano correttamente ed esaustivamente conto mediante adeguate valutazioni numeriche.

Oggi, infatti, una buona progettazione antisismica non può prescindere da una corretta valutazione della sicurezza, che a sua volta richiede una attenta modellazione dell'edificio soggetto al terremoto ed una adeguata capacità di analisi in campo non lineare. D'altra parte, le potenzialità di calcolo attualmente a disposizione del progettista portano spesso all'adozione di modelli complessi che, fornendo una riproduzione geometricamente molto accurata delle strutture murarie, possono dare l'illusione che anche i risultati, dipendenti in realtà da alcuni aspetti peculiari e di dettaglio della modellazione meccanica, riproducano accuratamente i variegati comportamenti delle strutture murarie. Spesso, inoltre i programmi di calcolo specialistici propongono delle modalità di modellazione predefinite, che possono portare il progettista a non valutare attentamente se le ipotesi su cui queste si basano siano in grado di riprodurre con la necessaria fedeltà i comportamenti dello specifico edificio in esame, stante la grande varietà delle tipologie

di edifici, di muratura, di orizzontamenti e di coperture che caratterizza il patrimonio edilizio italiano. D'altra parte, la tendenza a rendere sempre più facile e rapido l'utilizzo dei programmi di calcolo specialistici porta il progettista ancor più a ignorare le scelte di base fatte dall'autore del programma, favorendone il possibile uso improprio. Per questo è particolarmente importante che il progettista, sia che usi programmi agli elementi finiti di tipo generale, sia che usi programmi specialistici che modellano direttamente gli elementi strutturali degli edifici in muratura, possa fare le scelte più adeguate o almeno essere cosciente delle ipotesi di modellazione automaticamente adottate dal programma, eventualmente impiegando le opzioni disponibili che ne ottimizzino l'uso per la modellazione del problema in esame.

Nel presente lavoro di tesi saranno affrontate alcune delle problematiche presenti nella pratica ingegneristica della valutazione della sicurezza degli edifici esistenti in muratura; analizzando i vantaggi e le limitazioni delle varie tipologie di modellazione.

Con riferimento ad un edificio storico in muratura, caratterizzato dalla presenza di un sistema voltato al primo piano, si eseguirà il confronto dei risultati ottenuti con il modello che tiene conto della reale geometria delle volte con quelli derivanti dal modello semplificato, in cui le volte sono sostituite da un solaio.

Al fine di ottenere un quadro di analisi completo si analizzerà l'influenza dei parametri meccanici, che definiscono i costituenti della muratura, sul comportamento sismico globale, in particolare sull'indice di rischio, in termini di resistenza a trazione della malta e del mattone e del modulo elastico, parametri richiesti per la definizione del legame costitutivo.

1 Il comportamento sismico degli edifici in muratura

Come ben noto, le murature offrono ottima resistenza ai carichi verticali, ossia al peso proprio e ai carichi variabili, che producono effetti di compressione. I carichi sismici, che si manifestano con azioni orizzontali, possono, invece, indurre sollecitazioni di trazione, incompatibili con la capacità di resistenza del materiale, come è evidente al manifestarsi di crepe che denunciano lo stato di sofferenza della struttura. Quanto detto è alla base del comportamento non lineare delle strutture realizzate in muratura.

La risposta di una struttura in muratura sottoposta ad azione sismica deve essere valutata considerando il livello di interazione presente tra gli elementi strutturali costituenti. In assenza di opportuni collegamenti tra pareti ortogonali (ammorsamenti, catene) e a livello degli orizzontamenti, la risposta della costruzione all'azione orizzontale avviene per parti. Le singole pareti tendono a comportarsi indipendentemente le une dalle altre e a sviluppare meccanismi di collasso fuori dal piano, trasformando la risposta globale della costruzione nella somma delle risposte locali delle singole pareti. Nel caso invece sia presente un sufficiente grado di collegamento tra le pareti, la ripartizione delle azioni sismiche avviene secondo la rigidezza e la posizione relativa delle pareti mediata dalla rigidezza di piano degli orizzontamenti. In quest'ultimo caso la risposta dipende dal comportamento delle pareti nel proprio piano, le quali collaborano tra loro e fra le quali le azioni sono ripartite seguendo l'evoluzione non lineare del sistema. Si viene così a costituire grazie al collegamento tra elementi verticali (pareti) e orizzontali (solai), che mutuamente vincolati costituiscono l'organismo strutturale, uno schema scatolare.

1.1 Meccanismi di collasso

Dall'osservazione del danno che una struttura soggetta a sisma può subire è possibile evidenziare, con gli strumenti della meccanica e della scienza delle costruzioni, come, a differenti caratteristiche tipologico costruttive corrisponda una diversità di comportamento della struttura sollecitata dall'azione sismica.

I danni tipici del costruito in muratura possono essere distinti secondo due fondamentali modalità di collasso, detti meccanismi di I e II modo (*Giuffrè, 1993*).

Per meccanismi di I modo si intendono quei cinematismi di collasso connessi al comportamento delle pareti in muratura fuori dal proprio piano, quindi con comportamento flessionale e ribaltamento (rocking).

I meccanismi di II modo riguardano invece la risposta della parete nel proprio piano, con tipici danneggiamenti per taglio e flessione. La grande resistenza che una parete offre nel proprio piano è indice della potenzialità che essa ha come elemento strutturale portante e di controventamento in questa direzione. La rottura si manifesta prevalentemente per taglio diagonale o flessione negli spigoli. Fuori dal piano, invece, la muratura non ha capacità resistente apprezzabile e quindi di fatto viene trascurata, inoltre la rottura si verifica prevalentemente per ribaltamento, flessione o instabilità. L'attivazione di tali modalità di collasso è strettamente dipendente dal comportamento globale dell'edificio che, a sua volta, dipende dalle sue caratteristiche tipologiche e tecnologiche, alcune delle quali sono:

- qualità dei collegamenti delle pareti verticali sia tra loro sia con gli orizzontamenti;

- ruolo della resistenza meccanica delle pareti murarie;
- distanza massima tra le pareti;
- altezza massima d'interpiano;
- rigidità dei solai;
- regolarità in pianta.

Il comportamento globale della struttura nei confronti dell'azione sismica è fortemente influenzato dal grado di connessione presente tra gli elementi strutturali, ancor prima che dalle loro caratteristiche. Carenze nel collegamento di pareti ortogonali sia tra loro sia con gli orizzontamenti fanno sì che la struttura non sia in grado di sviluppare, durante il terremoto, una risposta globale che chiami a collaborare fra loro le diverse pareti e a ripartire tra esse le sollecitazioni indotte. Infatti, si ha una risposta pressoché indipendente della singola parete con una limitata interazione con il resto della struttura. La risposta che la parete tende ad avere è allora dominata dal comportamento fuori piano, esibendo un'evidente maggiore vulnerabilità nei riguardi dei meccanismi di I modo. La presenza invece di un buon ammassamento tra pareti o di connessioni anche puntuali, ottenibili ad esempio con l'inserimento di catene metalliche, innesca la collaborazione nella risposta tra le varie componenti della struttura. L'edificio ha, perciò, un comportamento d'insieme che lo induce a dover eventualmente ricorrere alle maggiori risorse di rigidità e resistenza delle pareti nel proprio piano.

La probabilità di insorgenza di meccanismi di ribaltamento fuori piano viene decisamente ridotta dalle diverse condizioni di vincolo delle pareti e può ulteriormente ridursi nel caso queste siano ben collegate agli orizzontamenti. Se si realizza il cosiddetto comportamento scatolare, assume un ruolo fondamentale, ai fini della risposta sismica, la rigidità dei solai nel proprio piano. Ai solai, infatti, è affidato il compito di ridistribuire le forze

d'inerzia indotte dal sisma sugli elementi verticali assicurando che gli elementi resistenti collaborino nel sopportare l'azione orizzontale: in particolare, i solai rigidi ripartiscono le azioni in base alla rigidezza degli elementi resistenti verticali e alla loro posizione in pianta, favorendo l'instaurarsi di meccanismi di collasso nel piano. Invece se si hanno solai molto flessibili la ripartizione delle azioni sulle varie pareti resistenti avviene in funzione della loro area d'influenza per i carichi verticali, accentuandone il comportamento indipendente.

1.2 Le incertezze alla base della modellazione

Il comportamento sismico degli edifici in muratura, come evidenziato dal danneggiamento post-sismico, non è sempre facilmente prevedibile, per cui la fase di modellazione strutturale necessaria per la valutazione della loro capacità sismica risente di tali incertezze e si presenta spesso complessa.

Vari studi in letteratura hanno messo in evidenza come la dispersione dei risultati ottenibili al variare di diverse strategie di modellazione, analisi eseguite da diversi analisti e/o con diversi software, possa essere anche molto significativa.

Questo è conseguenza di molteplici fattori insiti:

- nell'*oggetto della valutazione*, ossia il costruito esistente: ad esempio le fonti di incertezza che intrinsecamente caratterizzano il processo di valutazione di sicurezza degli edifici esistenti, approfondite con tecniche diverse e con un diverso grado di accuratezza, possono portare a diverse scelte nella fase di modellazione e analisi;
- nella *modellazione*, ossia nel processo di idealizzazione della struttura reale nel corrispondente modello di calcolo. Diversi sono gli approcci e i legami costitutivi disponibili che, con diversi gradi di approssimazione, consentono di descrivere il comportamento del costruito in muratura. La scelta tra queste possibilità e il loro coerente uso non possono prescindere anzitutto dalla approfondita conoscenza delle modalità di risposta ricorrenti che caratterizzano il costruito in muratura e dei fattori che ne influenzano l'occorrenza. Tale conoscenza è lo strumento imprescindibile per essere consapevoli dei limiti degli strumenti utilizzati nel descrivere l'edificio di volta in volta esaminato;

- nei *metodi di verifica* adottati. Nel caso del costruito in muratura, è molto diffuso non solo in ambito scientifico ma anche nella pratica professionale l'uso di metodi non lineari che implicano la dipendenza della soluzione da ulteriori fattori, quali ad esempio gli algoritmi di convergenza o di risoluzione del problema non lineare;
- nell'*utilizzo degli stessi software*. Grazie ai progressi nell'informativa e alla diffusione di programmi di calcolo, anche sviluppati *ad hoc* per le costruzioni in muratura, questi strumenti non sono più appannaggio solo di utenti molto esperti. La relativa semplicità di utilizzo dei software non può ovviamente sostituirsi alla necessaria e approfondita conoscenza prima citata ma può dare l'errata illusione di renderla meno indispensabile per conseguire un risultato affidabile.

L'analisi della risposta di strutture murarie inizia a trovare il primo ostacolo concettuale già nella definizione di parametri meccanici che descrivano adeguatamente la risposta globale della muratura che è, come ben noto, un materiale essenzialmente anisotropo con direzioni di scorrimento preferenziali. Per le murature esistenti si pone l'ulteriore difficoltà di conoscere o stimare la consistenza della malta e dei mattoni impiegati per la costruzione: la mancanza di standardizzazione, l'approvvigionamento da fornaci locali con standard produttivi dipendenti dalla qualità della materia prima reperibile in loco nonché, da ultimo, anche le abitudini esecutive locali introducono ulteriori incertezze molto più difficilmente stimabili rispetto a quanto non sia possibile fare oggi sull'attuale produzione di materiali edilizi.

In un edificio sono spesso presenti più tipologie murarie, diverse per materiali, leganti e numero di parametri. La scelta di moduli diversi per le diverse zone dell'edificio richiederebbe indagini sperimentali poco praticabili in modo sistematico. E sarebbe in ogni caso illusorio pensare che la conoscenza puntuale delle caratteristiche meccaniche

sia in grado di rendere più affidabile il modello. L'esperienza mostra infatti che, molto spesso, nelle vecchie costruzioni in muratura il collasso è determinato, più che dalla resistenza ultima della muratura, dalla carenza di vincoli o da difetti costruttivi o dalla presenza di discontinuità non sempre visibili: e questi aspetti non sono ancora efficacemente modellabili nei codici disponibili.

Le incertezze legate ai parametri da utilizzare, combinate con le incertezze legate al modello matematico complesso, devono essere valutate con attenzione.

2. Caratterizzazione meccanica della muratura

Un aspetto essenziale, in particolare per quanto riguarda la muratura ordinaria (ovvero quella priva di armatura), che caratterizza la maggior parte del costruito storico italiano, risiede nella reale natura del materiale utilizzato, costituito da un assemblaggio di elementi lapidei e malta, talvolta molto caotico come nel caso delle murature di pietrame, oppure costituito da un nucleo interno di materiale scadente, nel caso delle murature “a sacco”. Tale aspetto comporta molteplici implicazioni:

- la corretta modellazione della muratura deve avere, quale punto iniziale, la definizione tipologica, geometrica, meccanica e dello stato di conservazione dei singoli materiali costitutivi, ovvero degli elementi lapidei e dei giunti di malta.
- una scarsa qualità o uno stato di degrado molto avanzato dei singoli materiali costituenti, ovvero degli elementi lapidei (soprattutto nel caso di pietre naturali) o della malta, possono pregiudicare notevolmente il comportamento meccanico d'insieme (cioè monolitico) della muratura;
- la discontinuità dell'assemblaggio murario e l'interazione tra materiali differenti determina, in linea di principio, la necessità di considerare leggi di contatto o elementi d'interfaccia che, ad esempio nel caso delle murature di laterizio, governano spesso le modalità di crisi e di danneggiamento delle pareti;
- la caratterizzazione sperimentale, la diagnostica (importante per individuare eventuali condizioni di dissesto già esistenti o in corso) e la definizione delle proprietà meccaniche della muratura, devono essere necessariamente coerenti con

una logica multi-scala, che si muove dai singoli materiali costituenti verso l'intero assemblaggio murario.

Sebbene esistano specifiche tecniche di modellazione multi-scala della muratura, la maggior parte delle quali basate sul metodo degli elementi finiti e su procedimenti di omogeneizzazione lineare o non lineare, il più delle volte, è possibile trattare la muratura come singolo materiale omogeneo equivalente, al quale vengono assegnate opportune leggi costitutive (ossia legami tensione-deformazione), proprietà meccaniche, criteri di crisi e danneggiamento. È bene tuttavia sottolineare che la modellazione della muratura come materiale unico è valida soltanto quando si ritiene che elementi lapidei e malta possano interagire bene tra loro, garantendo un comportamento monolitico. In caso contrario, sia per effetto delle azioni sismiche che delle azioni di altra natura, la muratura potrà subire fenomeni di disgregazione e quindi perdere la propria integrità.

Essa può essere considerata come un sistema di elementi di varia natura la cui interazione a livello micromeccanico ne determina il comportamento macroscopico. Dal punto di vista morfologico, può definirsi come un aggregato di elementi lapidei, naturali o artificiali, generalmente legati da malta (ci sono anche numerosi esempi di murature “a secco”).

Il modo di assemblare questi elementi è estremamente variabile, per cui esiste una vasta rassegna tipologica classificabile sulla base di:

- composizione (assortimento di elementi lapidei e malta);
- tessitura (disposizione ed organizzazione delle pietre);
- tecniche costruttive (tipiche delle varie epoche e aree geografiche).

Inoltre, con riferimento a una stessa costruzione, si può riscontrare un'estrema variabilità non solo da muro a muro, ma anche tra due punti vicini della stessa parete e ciò rende

conto del carattere artigianale di realizzazione e della stratificazione nel tempo degli edifici esistenti in muratura.

Nel seguente capitolo verranno analizzate le principali caratteristiche meccaniche della muratura, sia per quanto riguarda gli elementi che fanno parte di essa (mattoni) sia per quanto riguarda l'interazione mattone – giunto di malta.

Le più importanti caratteristiche della muratura dal punto di vista del comportamento meccanico sono:

- la disomogeneità;
- l'anisotropia;
- l'asimmetria di comportamento rispetto al segno delle sollecitazioni (compressione-trazione);
- la non – linearità del legame sforzi – deformazioni.

La disomogeneità è dovuta al fatto che gli elementi e la malta di cui è costituita la muratura possono avere caratteristiche meccaniche fortemente diverse. Inoltre, spesso non è sufficiente conoscere le caratteristiche dei materiali componenti presi singolarmente per prevedere il comportamento meccanico dell'insieme, in quanto un ruolo fondamentale è giocato dall'interfaccia ovvero dall'unione fra i componenti, che per particolari fenomeni chimico – fisici tende a sviluppare un comportamento meccanico non necessariamente riconducibile a quello dei singoli componenti.

Il comportamento meccanico macroscopico della muratura può quindi essere considerato come il risultato dell'interazione meccanica fra gli elementi e la malta, attraverso la loro interfaccia.

L'anisotropia è dovuta alla direzionalità intrinseca della muratura, legata alla forma e alle proporzioni degli elementi e al modo con cui essi vengono disposti, nonché all'eventuale

presenza di fori e alla loro direzione. La quasi totalità delle murature moderne presentano elementi regolari disposti per corsi orizzontali, con giunti orizzontali di malta continui, laddove i giunti verticali sono invece sfalsati per legare meglio la muratura.

L'asimmetria di comportamento meccanico è la diretta conseguenza del fatto che sia gli elementi, sia la malta, sia l'interfaccia malta – elemento presentano un comportamento asimmetrico nei riguardi della trazione e della compressione. Un particolare ruolo in questo fenomeno è giocato dall'interfaccia, che in molti casi presenta una resistenza a trazione più bassa di quella dei singoli componenti.

2.1 Elementi costituenti la muratura

Gli elementi resistenti in muratura si distinguono in artificiali, come il laterizio e il calcestruzzo, e naturali, ricavati da materiale lapideo.

Gli elementi resistenti artificiali possono essere dotati di fori in direzione normale al piano di posa (foratura verticale) oppure in direzione parallela (foratura orizzontale). Gli elementi possono essere rettificati sulla superficie di posa.

Per l'impiego nelle opere trattate dalle NCT2018, gli elementi sono classificati in base alla percentuale di foratura φ ed all'area media della sezione normale di ogni singolo foro f . I fori sono di regola distribuiti pressoché uniformemente sulla faccia dell'elemento.

La percentuale di foratura è espressa dalla relazione $\varphi = 100 F/A$ dove:

- F è l'area complessiva dei fori passanti e profondi non passanti;
- A è l'area lorda della faccia dell'elemento di muratura delimitata dal suo perimetro.

Tab. 2.1 – Classificazione elementi in laterizio.

Elementi	Percentuale di foratura φ	Area f della sezione normale del foro
Pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 9 \text{ cm}^2$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 12 \text{ cm}^2$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 15 \text{ cm}^2$

Tab. 2.2 – Classificazione elementi in calcestruzzo.

Elementi	Percentuale di foratura φ	Area f della sezione normale del foro	
		$A \leq 900 \text{ cm}^2$	$A > 900 \text{ cm}^2$
Pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$

Gli elementi naturali sono ricavati da materiale lapideo non friabile o sfaldabile, e resistente al gelo; essi non devono contenere in misura sensibile sostanze solubili, o residui organici e devono essere integri, senza zone alterate o rimovibili.

Per l'impiego dei mattoni nelle murature portanti sono da tenere in considerazione alcune caratteristiche fisiche e meccaniche quali il colore (dipendente dai minerali contenuti e dalla temperatura di cottura), la trama superficiale, il peso, l'assorbimento e la struttura dei pori, la conducibilità termica (dipendente anche da altri fattori oltre che dalle caratteristiche degli elementi), la resistenza al fuoco (gli elementi sono intrinsecamente resistenti al fuoco quindi il fattore critico è la progettazione di dettaglio della struttura), alla compressione e alla trazione.

Il secondo costituente della muratura è rappresentato dalla malta; quest'ultima si ottiene dalla miscela di uno o più leganti inorganici, aggregati, acqua ed eventualmente aggiunte e/o additivi per il riempimento, il collegamento e l'allettamento della muratura.

I leganti sono materiali utilizzati per legare insieme particelle solide in una massa coesa, per esempio cemento o calce da costruzione; gli aggregati sono materiali granulari che non contribuiscono alla reazione di indurimento della malta; le aggiunte sono costituite da materiale inorganico fine (che non è un aggregato o un legante) che può essere aggiunto alla malta per migliorare o ottenere proprietà speciali.

In base al tipo di legante utilizzato le malte si dividono in quattro gruppi:

- malta aerea: il legante utilizzato è la calce idrata o aerea (indurisce lentamente all'aria reagendo con l'anidride carbonica atmosferica);
- malta idraulica: il legante utilizzato è la calce idraulica (legante idraulico che può far presa ed indurire anche se immerso in acqua);
- malta cementizia: il legante utilizzato è il cemento (legante idraulico);

- malta bastarda o composta: se oltre al cemento si utilizza anche un altro legante.

La normativa italiana vigente definisce sei classi differenti di malta a composizione prescritta in base alla loro composizione in volume:

Tab. 2.3 - Corrispondenza tra classi di resistenza e composizione in volume delle malte.

Classe	Tipo di malta	Composizione				
		Cemento	Calce aerea	Calce idraulica	Sabbia	Pozzolana
M 2,5	Idraulica	–	–	1	3	–
M 2,5	Pozzolonica	–	1	–	–	3
M 2,5	Bastarda	1	–	2	9	–
M 5	Bastarda	1	–	1	5	–
M 8	Cementizia	2	–	1	8	–
M 12	Cementizia	1	–	–	3	–

Benché la malta all'interno di una struttura muraria rappresenti una piccola percentuale, essa ha una notevole influenza sul comportamento della muratura ed è quindi necessario che soddisfi determinati requisiti: la malta indurita deve essere in grado di sviluppare una buona aderenza con i mattoni e non deve sviluppare ritiri eccessivi, che premetterebbero all'acqua piovana di infiltrarsi e di provocare perdite di resistenza o addirittura lesioni nei mattoni.

2.2 Parametri meccanici della muratura

La resistenza a compressione della muratura può essere determinata o mediante prove sperimentali o con l'utilizzo di tabelle. Nel primo caso la resistenza caratteristica si determina mediante la relazione:

$$f_k = f_m - ks$$

dove f_m è la resistenza media, s la stima dello scarto e k un coefficiente che dipende dal numero n di muretti testati e diminuisce all'aumentare di n . Il numero dei muretti testati non deve essere inferiore a 6 e devono essere costituiti da almeno tre corsi di elementi resistenti, devono avere una lunghezza pari ad almeno due volte la lunghezza del blocco e il rapporto altezza/spessore deve essere compreso tra 2.5 e 4.

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. Oltre alle prove di compressione sui muretti è necessario eseguire anche delle prove sui materiali: almeno 3 prove di flessione su provini prismatici (40x40x160 mm) di malta e successivamente verifiche di compressione sulle metà risultanti; 10 prove di compressione perpendicolarmente al letto di posa sugli elementi artificiali.

Nel secondo caso (uso di tabelle) si può risalire al valore della resistenza caratteristica a compressione conoscendo il tipo di malta e la resistenza caratteristica a compressione degli elementi artificiali:

Tab. 2.4 - Valori di f_k per murature in elementi artificiali pieni e semipieni (valori in N/mm^2).

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento N/mm^2	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
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 resistenza caratteristica a compressione (resistenza al di sotto della quale si trovano solo il 5% dei valori delle misure di resistenza effettuate) degli elementi resistenti si determina con la relazione:

$$f_{bk} = f_{bm} \cdot (1 - 1.64\delta)$$

dove f_{bm} è la media aritmetica della resistenza dei singoli elementi

$$f_{bi} = \frac{N}{A} = \frac{\text{carico di rottura ortogonale al piano di posa}}{\text{area lorda della sezione normale alla direzione di carico}}$$

δ è un coefficiente di variazione dipendente dallo scarto quadratico medio. Se δ supera il valore di 0.2 allora la resistenza caratteristica determinata non è attendibile.

È necessario che il numero di elementi sottoposti a prova sia almeno 30.

Per il calcolo della resistenza caratteristica a taglio in assenza di sforzi normali è possibile, anche in questo caso, procedere in due modi differenti:

- nel primo caso si eseguono prove di taglio su almeno sei provini e si determina la resistenza caratteristica a taglio mediante la relazione:

$$f_{vk0} = 0.7f_{vm}$$

dove f_{vm} è la resistenza media a taglio determinata mediante prove di taglio su triplette o con prove di compressione diagonale su almeno sei muretti.

- Nel secondo caso si determina mediante la seguente tabella:

Tab. 2.5 - Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali f_{vk0} (valori in N/mm^2).

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	M10 - M20	0,30*	0,15
	M2,5 - M9		
	M1 - M2		
Silicato di calcio	M10 - M20	0,20**	0,15
	M2,5 - M9		
	M1 - M2		
Calcestruzzo vibrocompresso Calcestruzzo areato autoclavato Pietra artificiale e pietra naturale a massello	M10 - M20	0,20**	0,15
	M2,5 - M9		
	M1 - M2		

* valore valido per malte di classe M10 o superiore e resistenza dei blocchi $f_{bk} \geq 5.0$ N/mm^2

** valore valido per malte di classe M5 o superiore e resistenza dei blocchi $f_{bk} \geq 3.0$ N/mm^2

È quindi necessario conoscere il tipo di elemento resistente, la sua resistenza caratteristica a compressione, determinata come specificato nel paragrafo precedente, e la classe della malta. Questa tabella è utilizzabile solo nel caso di elementi artificiali pieni o semipieni e per giunti di malta aventi spessore compreso tra 5 e 15 mm.

Nel caso in cui sia presente uno sforzo normale di compressione, la resistenza caratteristica a taglio è definita come resistenza all'effetto combinato delle forze orizzontali e dei carichi verticali e la si può determinare mediante la relazione seguente:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4\sigma_n$$

dove f_{vk0} è la resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali definita al paragrafo precedente e σ_n è la tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti nella sezione di verifica.

Il modulo di elasticità normale secante si può determinare mediante prove di compressione, calcolato come il modulo secante dalla media delle deformazioni di quattro punti di misura verificatesi ad uno sforzo pari ad un terzo del massimo sforzo ottenuto:

$$E_i = \frac{F_{i,max}}{3\varepsilon_i A_i}$$

Nel caso in cui non si sia in possesso di prove sperimentali, il modulo di elasticità secante verrà calcolato mediante la formula:

$$E = 1000f_k$$

con f_k resistenza caratteristica a compressione della muratura determinata come descritto nei paragrafi precedenti. Il modulo di elasticità tangenziale secante si ricava da quello elastico secante secondo la relazione:

$$G = 0.4E$$

Una volta descritte quelle che sono le componenti della muratura, entriamo nel merito delle problematiche che andremo ad affrontare con il presente lavoro di tesi, vale a dire le incertezze legate ai parametri meccanici che definiscono i costituenti della muratura e la loro sensibile influenza sui risultati delle analisi.

Attraverso un caso reale si andrà a studiare come, al variare della resistenza a trazione degli elementi costituenti, varia sensibilmente l'indice di sicurezza ottenuto all'analisi pushover; in particolare si andrà ad analizzare l'influenza dei parametri di resistenza della malta e del mattone, quali la resistenza a trazione ed il modulo elastico.

3 Modellazione

La tipologia strutturale della costruzione influenza notevolmente la scelta del tipo di modello di calcolo da utilizzare. Nel caso delle costruzioni in muratura, le tipologie strutturali possono essere molteplici e molto differenti. Di conseguenza anche la modellazione più adeguata per ciascuna tipologia può variare da quella ad elementi finiti sia 3D, 2D che 1D, per analisi globali e verifiche nel piano degli elementi resistenti, a quella basata sulla suddivisione della struttura in macroelementi per le verifiche fuori piano.

La valutazione della sicurezza richiede sempre che lo studio di una struttura in muratura sia condotto in parallelo con analisi globale (azioni nel piano) e valutazione dei meccanismi di collasso locali (azioni fuori dal piano).

L'analisi sismica globale prevede diverse strategie di modellazione che hanno subito un'evoluzione nel tempo. Più in generale si può distinguere tra:

- modelli a telaio equivalente;
- modelli a elementi bidimensionale di tipo plate;
- modelli semplificati (FEMA 356, FEMA 306, metodo POR).

3.1 Modello a telaio equivalente

Uno dei metodi più utilizzati è il metodo del telaio equivalente. All'interno di questo approccio, maschi e fasce sono discretizzati in elementi trave (beam 1D), caratterizzati dalla sezione reale del muro, connessi fra loro da link rigidi, rappresentanti le regioni nodali delle pareti.

Vi sono numerosi vantaggi nell'adozione del metodo con elementi monodimensionali: è pur vero che la muratura è formata da strutture a sviluppo superficiale, ma la modellazione bidimensionale è molto impegnativa dal punto computazionale. Inoltre, richiede algoritmi ad elementi finiti in grado di tener conto della non linearità del materiale e della non resistenza a trazione, caratteristiche di analisi molto più agevolmente implementate nel modello semplificato a telaio.

Il problema della schematizzazione della muratura è legato alla conoscenza corretta dei parametri meccanici in gioco, oltre che delle situazioni di geometria, vincoli e carichi; e soprattutto per gli edifici esistenti può essere fuorviante associare modelli troppo accurati a parametri incerti.

La modellazione a telaio equivalente è tanto più agevole quanto più la posizione delle aperture risulta regolare tra un'elevazione e l'altra, ciò non è sempre riscontrabile, soprattutto nel caso del costruito storico che può aver subito modifiche, anche sostanziali, nel corso del tempo. La mancanza di allineamento tra successivi elementi strutturali tipo maschio, che vanno a gravare sugli elementi rigidi in falso, induce delle eccentricità nell'applicazione dei carichi assiali con conseguente momento flettente che sollecita in modo anomalo le fasce di piano. Risulta più gestibile mantenere il medesimo

allineamento tra un piano e l'altro. Discorso analogo per le eccentricità nella direzione ortogonale al piano della parete, dovute a rastremazioni o ringrossi della parete.

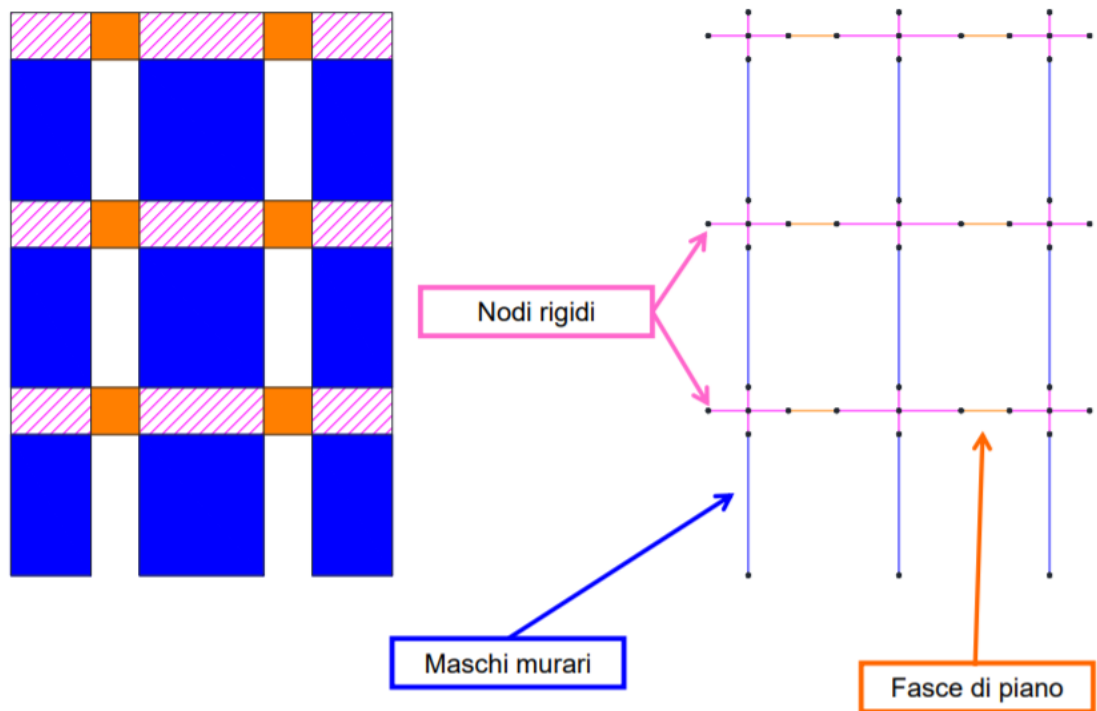


Fig. 3.1: Esempio di parete modellata a telaio.

3.1.1 Meccanismi di rottura per maschi murari e fasce

Il comportamento dell'elemento maschio murario viene definito elasto-plastico con limite di deformazione.

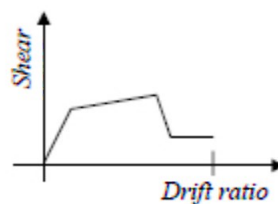


Fig. 3.2: Legame elasto-plastico maschi murari.

Il pannello resta in campo elastico finché non si verifica uno dei seguenti meccanismi di collasso:

- Rottura per pressoflessione: rocking and/or crushing;
- rottura a taglio diagonale: diagonal cracking;
- rottura a taglio per scorrimento: bed joint sliding.

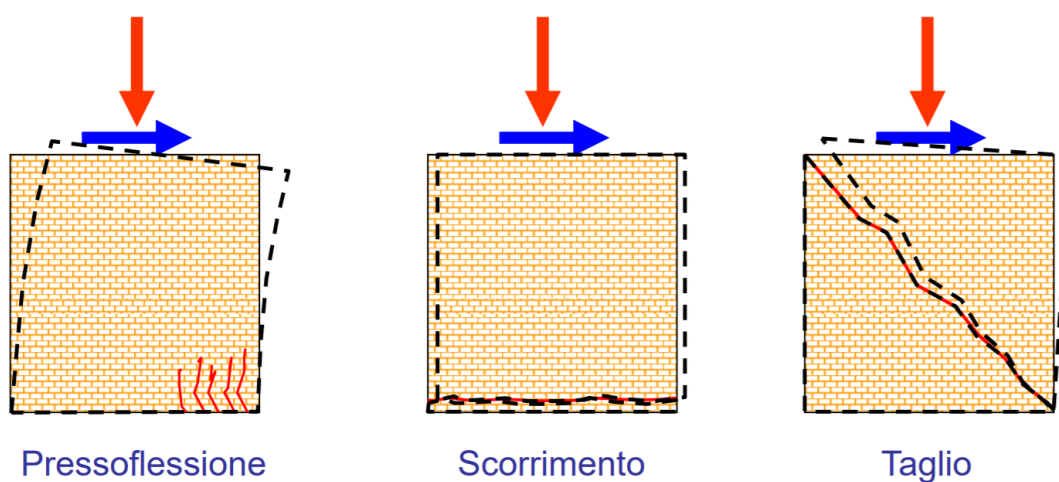


Fig. 3.3: Meccanismi di collasso pannelli murari.

Nell'elaborazione di un modello tridimensionale ai maschi deve essere svincolata la rotazione fuori dal piano della parete in cui si trova (comportamento a biella fuori dal piano).

Il legame costitutivo dell'elemento fascia di piano viene definito elasto-plastico o elasto-fragile anch'esso con limite di deformazione dipendente dal tipo di rottura.



Fig. 3.4: Legami costitutivi dell'elemento fascia.

Pur adottando i medesimi criteri di rottura (taglio e pressoflessione) dei maschi murari, il comportamento delle fasce si differenzia (oltre che per l'entità della forza assiale) a causa dell'orientamento dei giunti di malta rispetto all'asse dell'elemento, quindi paralleli.

Nell'elaborazione del modello di calcolo è necessario prestare la giusta attenzione nella definizione della sezione delle fasce di piano (nel caso del modello a telaio equivalente), che attraversando due elevazioni successive, potrebbero avere spessori diversi per via di eventuali rastremazioni della muratura.

Entrando nel merito dei criteri di rottura, per le valutazioni relative al taglio, sia nei maschi che nelle fasce, si distinguono due famiglie di murature:

- le murature a tessitura irregolare, con rottura per trazione diagonale governata dal parametro τ_0 ;
- le murature a tessitura regolare, per le quali la fessurazione può essere “a scaletta”, ossia con andamento diagonale attraverso i giunti di malta (governata dal parametro di resistenza f_{v0} , associato idealmente alla crisi dei giunti), oppure diagonale attraverso gli inerti della muratura (governata dal parametro di resistenza $f_{v,lim}$); la prima si presenterà quando la resistenza della malta risulta inferiore a quella dei mattoni mentre la seconda quando le due resistenze sono paragonabili.

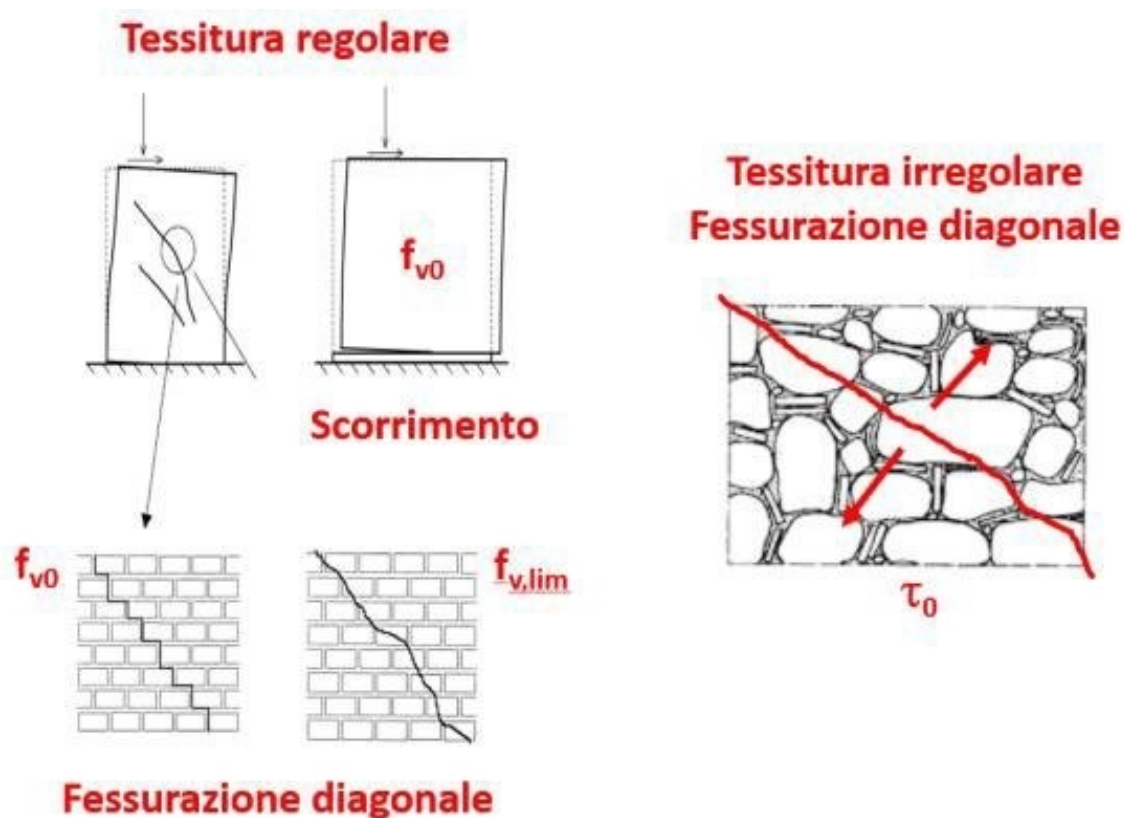


Fig. 3.5: Tipologie di fessurazione in base alla tessitura.

All'interno della Tab. C8.5.I, presente nella Circolare esplicativa, si nota una netta distinzione tra le tessiture irregolare e regolari; infatti, è presente un nuovo parametro, rispetto alla normativa precedente, f_{v0} che assume un valore solo in riferimento alla muratura ordinata. Per la muratura irregolare invece l'unica grandezza utilizzabile è la τ_0 , parametro presente già nelle vecchie NTC; ma in realtà la Circolare ci suggerisce che anche per la tessitura di tipo regolare la resistenza a taglio possa essere ottenuta dalla relazione indicata per la muratura irregolare; in particolare questa risulterà più cautelativa. Di seguito si riporta la tabella sopra citata:

Tabella C8.5.I - Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei quadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

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

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

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

Per quanto riguarda il meccanismo taglio scorrimento per i maschi, nel caso di tessitura regolare, si fa riferimento al § 7.8.2.2.2 delle NTC2018, nel quale viene specificato che:

La capacità a taglio di ciascun elemento strutturale è valutata per mezzo della relazione seguente:

$$V_t = l' \cdot t \cdot f_{vd}$$

dove:

- l' è la lunghezza della parte compressa della parete ottenuta sulla base di un diagramma lineare delle compressioni ed in assenza di resistenza a trazione;
- t è lo spessore della parete;
- $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M$ è definito al § 4.5.6.1 e al § 11.3.3, calcolando la tensione normale media (indicata con σ_n nei paragrafi citati) sulla parte compressa della sezione ($\sigma_n = N/(l' \cdot t)$).

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a taglio può essere calcolata ponendo $f_{yd} = f_{vm0} + 0,4\sigma_n \leq f_{y,lim}$ con f_{vm0} resistenza media a taglio della muratura (in assenza di determinazione diretta si può porre $f_{vm0} = f_{vk0}/0,7$ e $f_{y,lim} = f_{yk,lim}/0,7$), e lo spostamento ultimo allo *SLC*, a meno di moti rigidi del pannello, può essere assunto pari allo 0,5% dell'altezza del pannello.

Va precisato che la limitazione $f_{y,lim}$ relativa alla rottura dei blocchi è fornita dalla seguente relazione, ricavata per blocchi di forma standard:

$$f_{v,lim} = \frac{0.065 f_b}{0.7} \quad [C8.7.1.14]$$

dove f_b è la resistenza a compressione del blocco, normalizzata. Il metodo più attendibile per reperire tale dato consiste nelle prove di laboratorio su blocchi prelevati *in situ*.

Nel caso di muratura irregolare, la resistenza a taglio di calcolo per azione nel piano del pannello può essere valutata con la relazione seguente:

$$V_t = l \cdot t \cdot \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} \quad [C8.7.1.16]$$

dove:

- l è la lunghezza del pannello;

- t è lo spessore del pannello;
- σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ($=P/lt$, con P forza assiale agente, positiva se di compressione);
- τ_{0d} da tab. C8.5.1.

Per quanto riguarda la fessurazione diagonale ma su tessitura regolare, la resistenza a taglio può essere ottenuta dalla relazione semplificata, indicata per muratura irregolare, che risulterà generalmente più cautelativa, oppure dalla relazione più completa riportata nel seguito:

$$V_t = \frac{lt}{b} (\bar{f}_{vod} + \bar{\mu} \cdot \sigma_0) = \frac{lt}{b} \left(\frac{f_{vod}}{1+\mu\phi} + \frac{\mu}{1+\mu\phi} \sigma_0 \right) \leq V_{t,lim} \quad [C8.7.1.17]$$

dove: \bar{f}_{vod} è la resistenza equivalente a taglio della muratura e μ è un coefficiente di attrito equivalente, funzione dei parametri di resistenza locale del giunto e della tessitura attraverso il coefficiente di ingranamento murario ϕ definito come il rapporto tra l'altezza del blocco e la lunghezza di sovrapposizione minima dei blocchi di due corsi successivi (tale parametro rappresenta la tangente dell'angolo medio di inclinazione della fessura diagonale "a scaletta" e può essere stimato sulla base del rilievo della tessitura del paramento murario).

$V_{t,lim}$ è un valore che può essere stimato, in via approssimativa, in funzione della rottura a trazione dei blocchi f_{bt} , e tenendo conto della geometria del pannello, attraverso l'espressione, ricavata per blocchi di forma standard:

$$V_{t,lim} = \frac{lt}{b} \frac{f_{btd}}{2.3} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{btd}}} \quad [C8.7.1.18]$$

Dove f_{bt} può essere ricavata da dati di letteratura o attraverso prove di caratterizzazione diretta in laboratorio su campioni prelevati in sito, eventualmente stimandola a partire dalla resistenza a compressione del blocco f_b , come $f_{bt}=0,1f_b$.

Passando al meccanismo di rottura per pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale, questa si esegue confrontando il momento agente di progetto con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione e un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare e diagramma delle compressioni rettangolare con valore della resistenza pari a $0.85f_d$, tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = \left(l^2 \cdot t \cdot \frac{\sigma_0}{2} \right) \left(1 - \frac{\sigma_0}{0.85f_d} \right) \quad [7.8.2]$$

dove:

- M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;
- L è la lunghezza complessiva della parete (comprensiva della zona tesa);
- T è lo spessore della zona compressa della parete;
- σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, $\sigma_0 = N/(lt)$, con N forza assiale agente positiva se di compressione; se N è di trazione, $M_u = 0$;
- $f_d = f_k / \gamma_M$.

In merito alle fasce la Circolare, all'interno del paragrafo C8.7.1.3.1, specifica che: nella modellazione globale, eventuali porzioni di muratura in grado di accoppiare la risposta degli elementi verticale possono essere considerate parte del sistema resistente, quando siano verificate entrambe le seguenti condizioni:

- la porzione considerata sia sorretta da un architrave, da un arco o da una piattabanda strutturalmente efficace, che ne garantisca il sostegno anche nel caso in cui la stessa sia fessurata e danneggiata dal sisma;
- essa sia efficacemente ammorsata alle pareti che la sostengono (ovvero sia possibile confidare in una resistenza orizzontale a trazione, anche se limitata) o si

possa instaurare nella porzione un meccanismo resistente a puntone diagonale (ad esempio per la presenza di una catena o di un elemento accoppiato resistente a trazione).

Nell'eventualità che nelle fasce l'azione assiale sia nota la normativa dice che: la verifica di travi di accoppiamento in muratura ordinaria viene effettuata in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali.

Nel caso in cui l'azione assiale sia sconosciuta, la capacità massima a flessione, associata al meccanismo di pressoflessione, in presenza di elementi orizzontali resistenti a trazione in grado di equilibrare una compressione orizzontale nelle travi in muratura, può essere valutata come:

$$M_u = H_p \cdot \frac{h}{2} \cdot \left[1 - \frac{H_p}{(0.85 \cdot f_{bd} \cdot h \cdot t)} \right] \quad [7.8.5]$$

dove:

- H_p è il minimo tra la capacità a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0.4 f_{hd} h_t$;
- $f_{hd} = f_{hk} / \gamma_M$ è la resistenza di progetto a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete). Nel caso di analisi statica non lineare essa può essere posta uguale al valore medio ($f_{hd} = f_{hm}$).

La normativa non contempla il caso in cui tali elementi orizzontali siano assenti e non sia nota la forza assiale, ciò vuol dire che non è possibile fare affidamento sulle fasce.

Nel caso di tessitura regolare la capacità a taglio di travi di accoppiamento in muratura ordinaria, in presenza di cordolo di piano o di un architrave resistente a flessione efficacemente ammorsato alle estremità, sempre nel caso di azione assiale sconosciuta, può essere calcolata in modo semplificato come:

$$V_t = h \cdot t \cdot f_{vd0} \quad [7.8.4]$$

dove:

- h è l'altezza della sezione della trave;
- $f_{vd0} = f_{vk0} / \gamma_M$ è la resistenza di progetto a taglio in assenza di compressione; nel caso di analisi statica non lineare può essere posta pari al valore medio ($f_{vd0} = f_{vm0}$).

Per la tessitura irregolare la resistenza a taglio per azioni nel piano del pannello può essere valutata con la relazione seguente:

$$V_t = l \cdot t \cdot \frac{1.5\tau_{0d}}{b}$$

E' evidente l'analogia con la formula precedente, ma compare un nuovo coefficiente b ; si tratta di un parametro correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b=h/l$, comunque non superiore a 1.5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza del pannello.

Per la rottura a pressoflessione vale la stessa formula precedentemente riportata per i pannelli in muratura.

3.1.2 Cerniere plastiche

Nell'analisi pushover il comportamento post-elastico della struttura viene modellato attraverso l'utilizzo di cerniere plastiche. Si tratta di particolari cerniere che simulano il comportamento non-lineare della struttura.

Le cerniere plastiche si comportano da incastri finché il momento sollecitante è inferiore al momento resistente della sezione. Superato il momento resistente, per ogni incremento

del momento sollecitante dovuto all'applicazione di carichi crescenti, la cerniera plastica esibisce una rotazione.

Di seguito viene descritto il legame costitutivo della cerniera FEMA per la muratura.

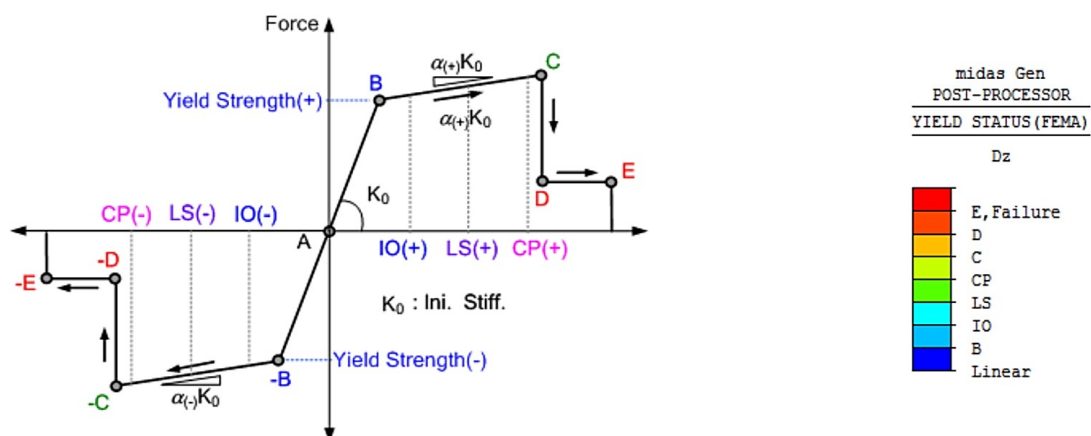


Fig. 3.6: *legame costitutivo della cerniera FEMA per la muratura.*

- Tratto AB: comportamento elastico, caratterizzato da una rigidezza iniziale K_0 ;
- punto B: definisce il passaggio tra la fase elastica e quella plastica, in funzione del meccanismo di rottura;
- tratto BC: rappresentativo dell'escursione in campo plastico, molto limitata e perfettamente orizzontale nel caso della muratura;
- punto C: individua lo sviluppo della plasticità della muratura fino allo spostamento ultimo;
- tratto CD: rottura improvvisa dell'elemento → abbattimento di resistenza e rigidezza;
- tratto DE: rappresenta una resistenza residua priva di significato fisico, necessaria per individuazione soluzione numerica.

3.2 Modello a elementi bidimensionali tipo plate

Viene ora proposta una soluzione al problema della parete tramite una modellazione più dettagliata con l'utilizzo di elementi 2D plate successivamente meshati. Questa procedura differisce dal metodo a telaio equivalente poiché la proprietà non lineare viene assegnata direttamente ai parametri fisici del materiale e non come fenomeno attraverso una cerniera. Si ragiona quindi in termini di tensioni/deformazioni e non di sollecitazioni/spostamenti come nel metodo a telaio equivalente.

La modellazione è più dettagliata e permette di cogliere in maniera più precisa e coerente il comportamento della muratura, nonché fenomeni di dettaglio quali concentrazione di tensioni in prossimità di zone angolose; è una modellazione più aperta e permette di rappresentare geometrie complesse, aspetto limitato nel metodo a telaio per il quale bisogna scendere ad una schematizzazione più grossolana.

Lo svantaggio è rappresentato sia dagli oneri di calcolo che dai legami costitutivi elasto-perfettamente plastici che nel caso della muratura rende difficile il trattamento dei risultati.

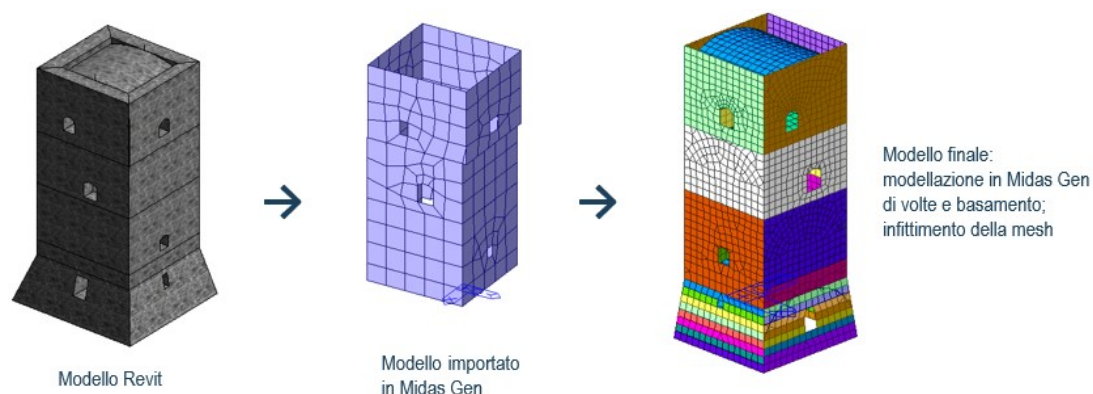


Fig. 3.7: esempio di modellazione in Midas Gen.

3.2.1 Legami costitutivi commerciali

I legami elasto-plastici utilizzati per la muratura sono: Morh-Coulomb, Drucker-Prager e Strumas.

Il legame costitutivo assegnato alla muratura è denominato “Strumas”, ed è un modello di materiale omogeneo equivalente definito “micro-macro” (Luciano et al., 1997) in quanto, partendo dalla definizione di un volume elementare rappresentativo e da differenti legami costitutivi per i tre costituenti (blocchi, giunti di malta orizzontali e verticali), attraverso una omogeneizzazione perviene al legame del materiale muratura da utilizzare nell’analisi al continuo equivalente.

La tecnica di omogeneizzazione è quella proposta da Pande (Pande et al. 1989) e basata sull’eguaglianza dell’energia di deformazione. Le due ipotesi di base per la costruzione delle proprietà del materiale equivalente riguardano i blocchi ed i giunti di malta, considerati solidali, ed i giunti di malta verticali e orizzontali, considerati continui. Il modello prevede in compressione un comportamento indefinitamente elastico e ad ogni incremento di forze risale dai valori delle tensioni e delle deformazioni all’interno del volume elementare di riferimento a quelle dei costituenti. La procedura resta lineare in ogni passo, ma se la tensione principale di trazione in un costituente supera la resistenza assegnata dall’utente, il suo contributo alla nuova matrice di rigidezza del materiale omogeneizzato è ridotto o annullato. La riduzione dipende da un parametro di abbattimento della rigidezza (stiffness reduction factor), riducibile a valori prossimi allo zero, cui corrisponde un comportamento pressoché elasto-plastico (Lee et al., 1996).

Le proprietà del materiale equivalente dipendono, quindi, dalla dimensione media di blocchi, giunti verticali e orizzontali, oltre che dalle relative caratteristiche meccaniche E e ν .

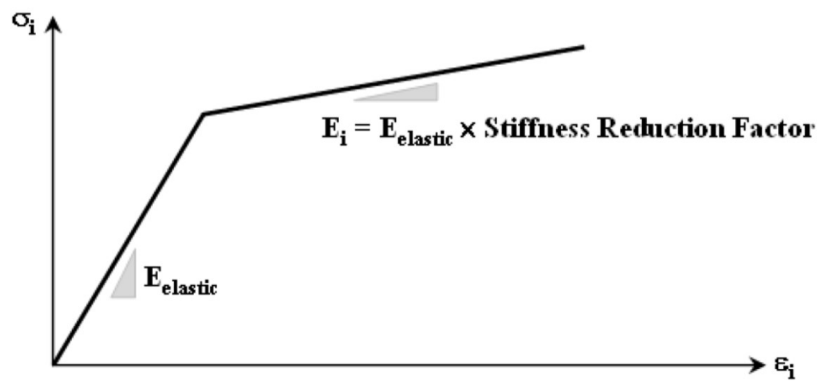


Fig. 3.8: *legame costitutivo denominato STRUMAS per muratura.*

I criteri di rottura di Mohr-Coulomb e Drucker-Prager vengono implementati su una legge costitutiva elastica perfettamente plastica. Superata la rottura, il materiale si deforma in modo perfettamente plastico. Il materiale è inoltre assunto omogeneo e isotropo. Il modello è ben noto agli ingegneri essendo utilizzato per descrivere materiali disomogenei ed anisotropi (terreni, rocce, calcestruzzo, ecc.) e fornisce di solito una risposta più che accettabile dal punto di vista ingegneristico.

3.3 Modelli semplificati: maschi deboli-fasce forti

Le fasce sono considerate elementi rigidi che realizzano l'accoppiamento tra i maschi murari.

La modellazione a fasce forti e maschi deboli è generalmente coerente con le nuove costruzioni in muratura in cui le fasce di piano sono sempre connesse con architravature, cordoli rigidi e solette collaboranti.

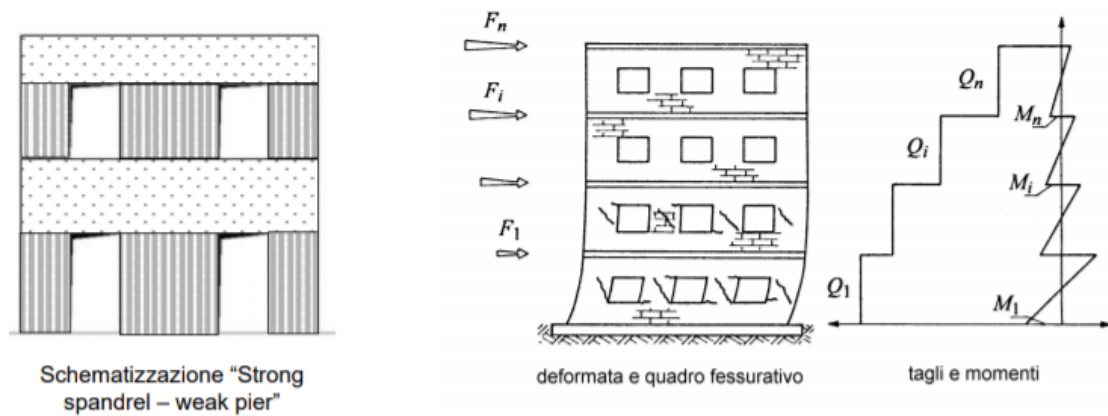


Fig. 3.9: modellazione a fasce forti e maschi deboli.

Limite: Tale tipo di modellazione sovrastima la resistenza e sottostima la capacità di spostamento.

3.4 Modelli semplificati: maschi forti- fasce deboli

Le fasce sono ipotizzate come elementi privi di rigidezza e resistenza.

La modellazione a fasce deboli e maschi forti è generalmente coerente con costruzioni esistenti in muratura in cui gli architrave sono realizzati in legno, non si ha la presenza di cordolature ed i solai di piano, anch'essi lignei, sono considerati flessibili.

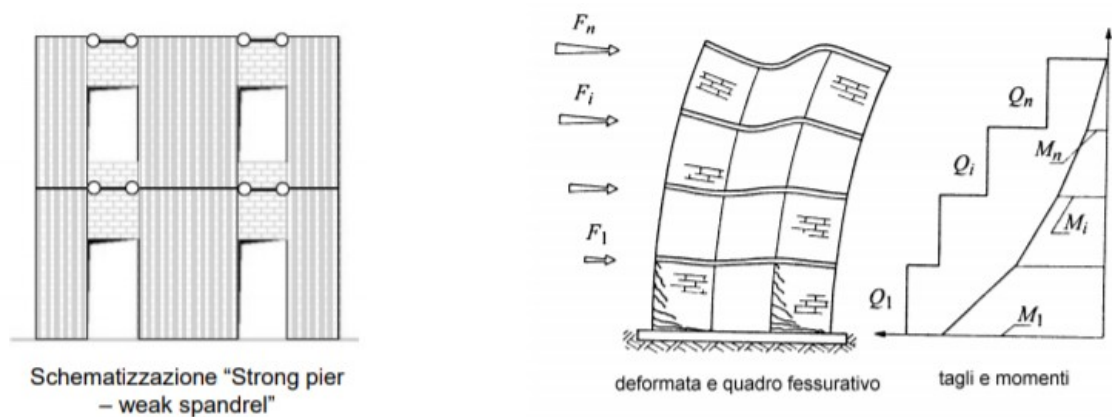


Fig. 3.10: modellazione a fasce deboli e maschi forti.

Limite: Tale tipo di modellazione sottostima notevolmente la resistenza della struttura.

4 Analisi e metodi di verifica

4.1 Analisi dinamica lineare

La principale differenza dell'analisi dinamica lineare rispetto all'analisi statica equivalente consiste nel fatto che, nel calcolo dei parametri di risposta del sistema, si tiene conto delle caratteristiche dinamiche della struttura mediante un'analisi modale, che prevede la determinazione dei modi propri di vibrare della costruzione.

L'analisi dinamica lineare è applicabile secondo quanto indicato al § 7.3.3.1 delle NTC 2018.

Allo stesso modo dell'analisi statica lineare, l'analisi dinamica lineare può essere effettuata secondo due diverse modalità, ossia:

- impiegando lo spettro di risposta elastico di cui al § 3.2.3 delle NTC (si parlerà di analisi dinamica modale con spettro di risposta elastico), oppure;
- utilizzando lo spettro di progetto (si parlerà, in questo caso, di analisi dinamica modale con fattore q).

Affinché i valori ottenuti da un'analisi dinamica modale con spettro di risposta elastico possano essere considerati attendibili e possano essere utilizzati per le verifiche, si devono rispettare le due condizioni presentate al § C8.7.2.2 della circolare esplicativa delle NTC.

Una volta creato il modello lineare della struttura, in cui sono definite le masse dei vari piani, ai fini dello svolgimento dell'analisi dinamica lineare si devono seguire i seguenti passi:

- determinazione dei modi di vibrare “naturali” della struttura tramite un’analisi agli autovalori;
- calcolo degli effetti dell’azione sismica (valori massimi di sollecitazioni e spostamenti ottenuti in seguito all’applicazione dello spettro di risposta elastico in accelerazione) per ciascun modo di vibrare;
- combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare.

Per la determinazione delle sollecitazioni e delle deformazioni si devono considerare tutti i modi aventi massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi tale per cui la somma delle masse partecipanti sia superiore all’85% (trascurando quindi solo i modi di vibrare meno significativi in termini di massa partecipante).

La modalità con cui si devono combinare gli effetti, in termini di sollecitazioni e spostamenti, dipende dal rapporto reciproco dei periodi associati a ciascun modo di vibrare considerato. Tali combinazioni sono definite al § 7.3.3.1 delle NTC e nella nota del § C7.3.3.1 della circolare esplicativa.

L’utilizzo dello spettro di risposta consente di calcolare gli effetti massimi del terremoto sulla costruzione associati a ciascun modo di vibrare. Tuttavia, poiché durante il terremoto gli effetti massimi associati ad un modo di vibrare non si verificano generalmente nello stesso istante in cui sono massimi quelli associati ad un altro modo di vibrare, tali effetti non possono essere combinati tra di loro mediante una semplice somma, ma con specifiche regole di combinazione (CQC, SRSS), di natura probabilistica, che tengono conto di questo sfasamento temporale.

Ai fini della validazione del modello geometrico andremo ad eseguire un’analisi dinamica modale, la quale ci permetterà di verificare la continuità della mesh mettendo in luce eventuali errori di modellazione.

4.2 Analisi statica non lineare

L'analisi di *pushover* o analisi di spinta (letteralmente *pushover* significa “spingere oltre”) è una procedura statica non lineare impiegata per determinare il comportamento di una struttura a fronte di una determinata azione (forza o spostamento) applicata. Essa consiste nello “spingere” la struttura fino a che questa collassa o un parametro di controllo di deformazione non raggiunge un valore limite prefissato; la “spinta” si ottiene applicando in modo incrementale monotono un profilo di forze o di spostamenti prestabilito.

In sostanza l'analisi di spinta è una tecnica di soluzione incrementale-iterativa delle equazioni di equilibrio statico della struttura in cui la forzante è rappresentata dal sistema di spostamenti o forze applicato. L'analisi di spinta consente di definire un legame scalare forza-spostamento caratteristico del sistema studiato, detto curva di capacità, che permette di ricondurre la ricerca dello spostamento massimo di un sistema soggetto ad una certa azione esterna a quella di un sistema SDOF equivalente.

Nel caso di **sistemi** SDOF l'analisi di spinta è particolarmente intuitiva. Un sistema SDOF può essere idealizzato come una massa concentrata m sorretta da un elemento privo di massa con rigidezza laterale k e collegato ad un elemento (privo di massa e rigidezza) responsabile dello smorzamento. La configurazione deformata (o campo di spostamento) del sistema è definita quindi da un unico parametro che può identificarsi con lo spostamento relativo della massa rispetto al suolo (spostamento orizzontale D , in Figura).

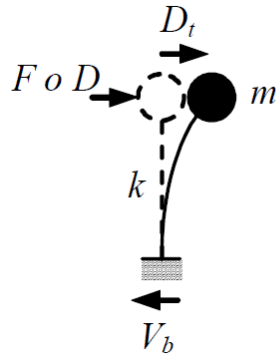


Fig. 4.1: sistema 1-GDL in configurazione deformata.

In questi semplici casi, l'analisi di spinta consiste nell'applicare alla massa del sistema uno spostamento D o una forza F la cui intensità viene gradualmente incrementata nella direzione dell'unico grado di libertà disponibile. Il valore iniziale della forza o dello spostamento non ha ovviamente importanza. Le espressioni che definiscono la forzante (intesa in senso generalizzato come forza o spostamento) possono esprimersi come:

$$D = \alpha \cdot d$$

$$F = \beta \cdot f$$

Dunque, fissato arbitrariamente il valore di d o f , il fattore moltiplicativo α o β viene gradualmente incrementato da zero fino ad un valore finale che permetta di investigare il campo di risposta di interesse per il sistema in esame. Ad ogni valore di α o β corrisponde quindi un valore di D o F che rappresenta lo spostamento o la forza applicati alla massa del sistema.

Il comportamento del sistema è definito da un legame forza-spostamento in cui la forza coincide con il taglio alla base V_b e lo spostamento con quello della massa D_t :

- Nel caso di analisi a forze imposte (F è la forza applicata ad m): $V_b = F$ e $D_t = D$ essendo D lo spostamento di m prodotto da F ;

- nel caso di analisi a spostamenti imposti (D è lo spostamento applicato ad m):

$D_i=D$ e $V_b=F$ essendo F la reazione vincolare risultante.

Nel caso di sistemi MDOF, l'approccio è simile con la differenza che la struttura viene "spinta" applicando un profilo di forze o di spostamenti orizzontali in corrispondenza di ciascun piano e che, per descrivere il comportamento dell'intero sistema in termini di legame forza-spostamento, è necessario scegliere un solo parametro di forza ed un solo parametro di spostamento. La scelta di tali parametri non è univoca e può dar luogo a differenti legami forza-spostamento ossia a differenti legami costitutivi del sistema SDOF equivalente detti curva di capacità. Solitamente, come parametri di forza e di deformazione, si selezionano il taglio alla base e lo spostamento del baricentro dell'ultimo piano dell'edificio.

Secondo la normativa devono essere considerate almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (gruppo 2) di seguito riportate.

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- a. distribuzione proporzionale alle forze statiche, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la 2a);
- b. distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- c. in tutti i casi può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi

dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%. L'utilizzo di questa distribuzione è obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è superiore a $1.3T_c$.

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

- a. distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- b. distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura;
- c. distribuzione multimodale, considerando almeno 6 modi significativi.

L'applicazione di almeno due distribuzioni di forze è finalizzata all'individuazione di diversi inviluppi che siano rappresentativi della risposta strutturale (indicativi della distribuzione di forze inerziali indotta dall'evento sismico) e della differente ridistribuzione delle azioni fra gli elementi, conseguentemente all'evoluzione del comportamento in ambito non lineare (effettiva evoluzione del danneggiamento strutturale). La distribuzione principale è adottata con l'intento di cogliere al meglio la risposta della struttura in campo elastico, e la distribuzione secondaria con l'intento di cogliere la risposta in campo non lineare (comportamento di una struttura che presenta un meccanismo di collasso di piano). Diversi profili di carico, forniscono curve di capacità diverse, e di conseguenza, risultati di calcolo diversi. Ogni sistema di forze deve essere applicato nelle due direzioni principali in pianta (X e Y), e nei due versi (+ e -). I carichi laterali delle due distribuzioni, vengono applicati al centro di massa di ogni piano, avendo schematizzato il solaio come infinitamente rigido. Il solaio rigido deve ripartire le forze d'inerzia sugli elementi resistenti senza subire deformazioni anelastiche durante il sisma.

L'analisi statica non lineare è applicabile agli edifici in muratura secondo le modalità descritte al paragrafo 7.3.4.2 delle NTC 2018, con la possibilità di estendere quanto ivi indicato per le strutture in cui il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%, anche ai casi in cui la partecipazione di massa sia non inferiore al 60%.

Se la normativa non avesse previsto questa riduzione di massa partecipante per le strutture in muratura, la maggior parte dei fabbricati sarebbe rimasta esclusa dalla possibilità di verifica tramite il sistema pushover, perché essendo sistemi rigidi, impegnano nei loro modi di vibrare percentuali non elevatissime della propria massa.

Il risultato di un'analisi di pushover è la definizione della *curva di capacità* (o *curva di pushover*) della struttura ossia della curva forza-spostamento espressa, solitamente, in termini di taglio alla base (V_b) e spostamento in sommità (D_t) che rappresenta appunto la capacità esibita dal sistema a fronteggiare una certa azione esterna.

Lo sviluppo della curva inizia sempre con un tratto lineare, che parte dall'origine, e rappresenta il comportamento elastico delle strutture in risposta a bassi valori della tagliante. Continuando ad incrementare i carichi orizzontali, si arriverà al punto in cui uno o più elementi si plasticizzano, la risposta progredisce in campo non lineare. Riducendosi il grado di vincolo, si riduce anche la rigidezza complessiva della struttura; ogni cerniera plastica che si forma sul fabbricato, aumenta la deformabilità (a parità di incremento di forze la struttura è più deformabile), ed i successivi rami della curva hanno pendenze minori, a causa appunto della minore rigidezza.

Più cerniere si formano e più la curva si sviluppa verso destra, con un andamento che si avvicina sempre di più all'orizzontale. La curva si arresta quando la struttura raggiunge la crisi.

4.2.1 Metodo N2

La verifica di sicurezza avviene in termini globali e non puntuali, diversamente da quanto accade per le analisi lineari, confrontando la Capacità della struttura (sappiamo infatti quanto l'edificio può sopportare in termini di spinta orizzontale, e quanto può deformarsi prima di collassare) con la Domanda, cioè con i livelli di deformazione o spostamento richiesti dal sisma che lo colpirà.

Esistono due metodi per effettuare il confronto: il metodo N2 e il CSM (Capacity Spectrum Method); per il seguente lavoro di tesi si andrà ad utilizzare il metodo N2, di seguito approfondito.

Il nome del metodo sintetizza i suoi due aspetti peculiari. La sigla N2 indica, infatti, che il metodo è non lineare (N) ed utilizza “2” modelli di calcolo della struttura (il modello MDOF e quello SDOF). Le operazioni che si eseguono nell'applicazione del metodo N2 possono essere articolate nei passi di seguito descritti.

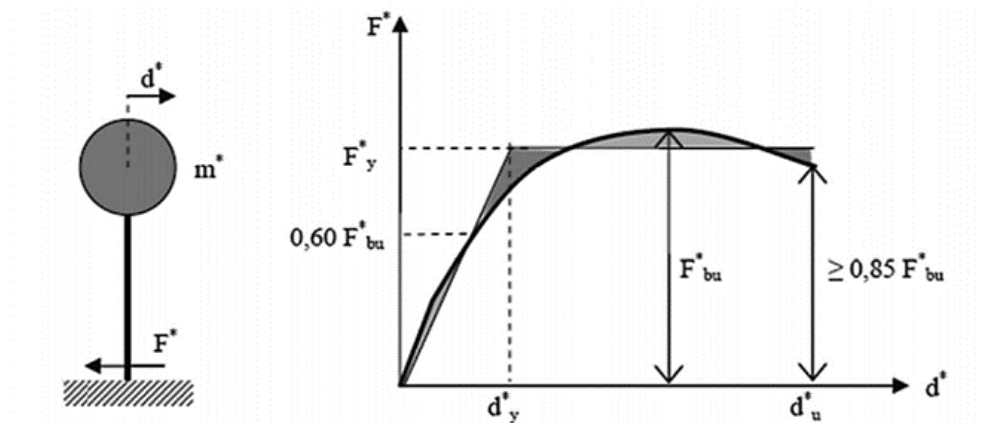
- Fasi per la determinazione della curva di capacità del sistema SDOF equivalente:
 - Si ricava la curva di capacità del sistema MDOF che rappresenta la relazione tra taglio alla base F_b e spostamento all'ultimo piano d_c , determinata eseguendo un'analisi statica incrementale;
 - Si determina il fattore di partecipazione di massa Γ , il quale nel caso di spinta proporzionale alla massa risulta pari a 1, per la riduzione della curva di capacità rappresentativa del sistema MDOF ad una curva SDOF elasto-plastica mediante le seguenti formule:

$$\Gamma_j = \frac{\sum_i m_i \phi_{i,j}}{\sum_i m_i \phi_{i,j}^2}$$

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}$$

$$d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

- Alla curva di pushover del sistema equivalente si sostituisce una curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico (determinazione del comportamento bilineare equivalente). Il tratto elastico si individua imponendo il passaggio per il punto $0.6 F^*_{bu}$ (per le murature il punto diventa $0.7 F^*_{bu}$) della curva di capacità del sistema equivalente. La forza di plasticizzazione F^*_y si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo d^*_u ; tale spostamento massimo corrisponde a una riduzione di resistenza $\leq 0.15 F^*_{bu}$.



- Si riporta la curva bilinearizzata nel piano ADRS (Acceleration-Displacement response spectrum), che ha in ordinata la pseudo-accelerazione spettrale (S_{ae}) e in ascissa lo spostamento relativo spettrale (S_{de}). La curva di capacità sul piano ADRS può essere ottenuta semplicemente scalando le ordinate, ovvero i valori della forza F^* , per la

massa partecipante m^* in modo da ottenere un'accelerazione. I valori in spostamento della curva dell'oscillatore elasto-plastico non necessitano, al contrario, di essere modificati.

- Si riporta la curva di domanda, rappresentata dallo spettro da normativa corrispondente allo stato limite indagato, nel piano ADRS. Oltre a quello elastico, si riporta anche lo spettro opportunamente ridotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura.
- Si confrontano la curva di capacità della struttura con la domanda nel piano ADRS, utilizzando il metodo dell'equal energy nel caso in cui $T^* < T_c$ o dell'equal displacement quando $T^* \geq T_c$.

$$k^* = \frac{F_y^*}{d_y^*} \quad T^* = 2\pi\sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad R_\mu = \frac{S_{ae}}{S_{ay}}$$

$$\boxed{T^* < T_c}$$

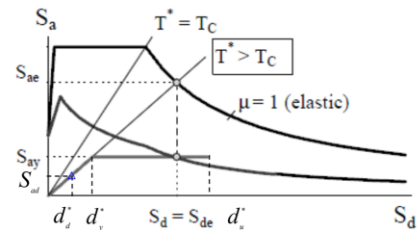
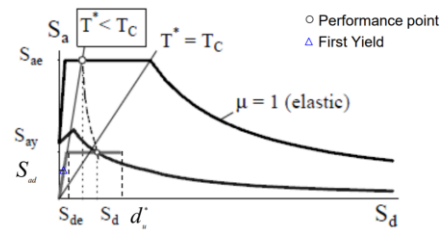
$$S_d = \mu \frac{S_{de}}{R_\mu} = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left(1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} \right)$$

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} + 1$$

$$\boxed{T^* \geq T_c}$$

$$S_d = S_{de}$$

$$\mu = R_\mu$$



- La verifica dello stato limite risulta soddisfatta se: $S_d \leq d^*_u$

5 Caso studio: villa “Il Castellano”

La villa "Il Castellano" si trova nel Comune di Porto Sant'Elpidio, in provincia di Fermo.

La sua tipologia edilizia, caratterizzata da un massiccio corpo di fabbrica quadrangolare sormontato da un'altana, si riscontra in pochi altri esempi di residenze di campagna risalenti ai primi decenni del XVII secolo: la villa del Cardinale Decio Azzolino a Grottammare e la Villa Alvitreti a Foligno.

L'edificio padronale si distingue dagli altri che costellano la campagna circostante, oltre che per le notevoli dimensioni, anche per una maggiore e più accurata qualità architettonica. L'intero complesso, sviluppatosi nel tempo, è costituito da un blocco centrale adibito a residenza e da dependances, poste lateralmente, usate come rimessaggio.

Completano la struttura gli edifici rurali, utilizzati un tempo come magazzini e la cappella privata che, in altezza, non supera i corpi di fabbrica longitudinali.

Citata come chiesa rurale di Santa Maria del Carmine e S. Antonio, nella visita pastorale effettuata nel 1843 dal Cardinal Filippo De Angelis, la cappella risultava essere stata eretta dal Conte Annibale Guerrieri e officiata nelle feste della dedizione da un sacerdote, così come stabilito con atto 6 aprile 1686 del Notaio Recchi e del 16 luglio 1696 del notaio Petrini.

L'esterno della chiesa, decorato agli angoli con paraste e cornici in laterizio, presenta una semplice facciata, completata da un timpano e da un modesto campanile a vela.

Il complesso dell'edificio principale e delle dependances laterali racchiude al suo interno l'ampia corte ed è circondata da un ampio parco che si sviluppa in spazi distinti lungo le

facciate esterne del complesso dove si trovano la piscina, il fienile trasformato in gazebo, il giardino all'italiana antistante alla chiesa che ha libera vista sul mare adriatico.

L'analisi di vulnerabilità riguarderà il corpo principale evidenziato nell'immagine seguente.



Fig. 5.1: Vista dall'alto del complesso edilizio “Il Castellano” a Porto Sant’Elpidio.

L’edificio, a pianta rettangolare, ha una superficie di circa 370 m^2 e si sviluppa su 2 livelli fuori terra per un’altezza totale di 7.5 m. La struttura resistente è in muratura portante, caratterizzata da un sistema di volte al primo piano.

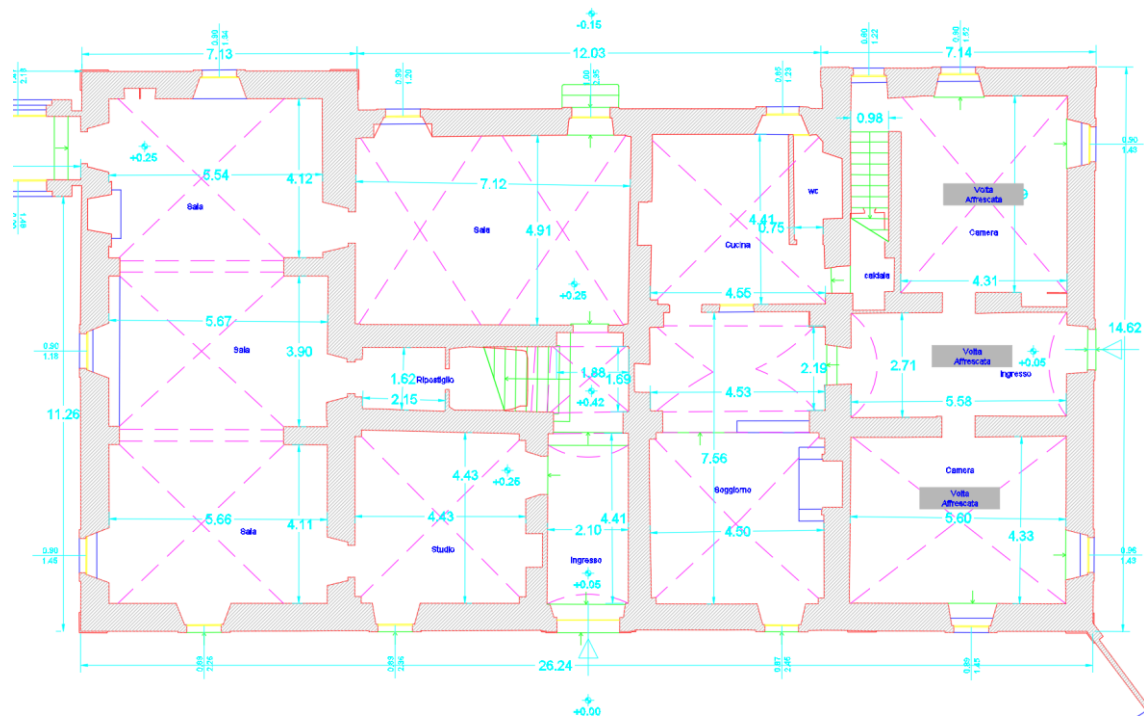


Fig. 5.2: Pianta piano terra.

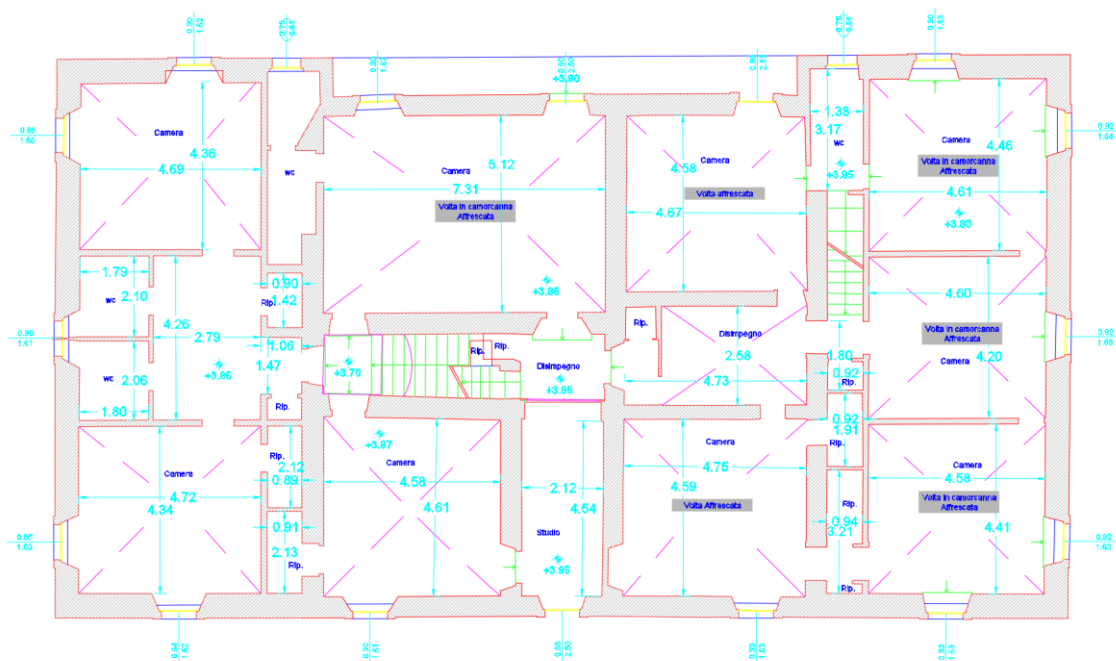


Fig. 5.3: Pianta piano primo.

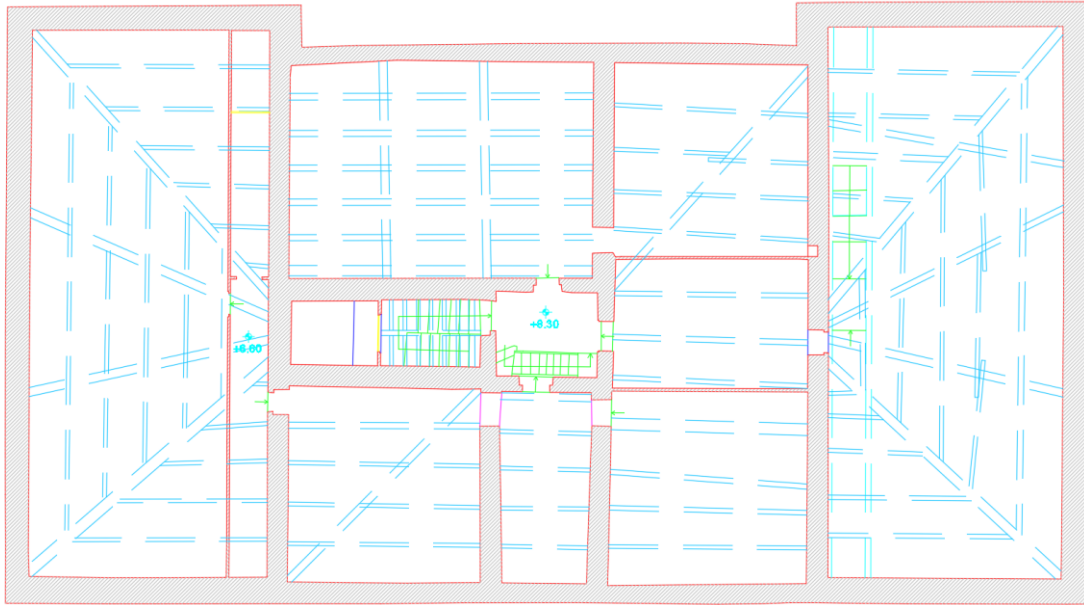


Fig. 5.4: *Pianta piano sottotetto.*

5.1 Il modello geometrico

Vista la complessa geometria, dovuta alla presenza del sistema di volte al primo piano, si è scelto di utilizzare la modellazione a elementi bidimensionali di tipo plate, che verranno successivamente meshati.

A partire dalle piante, riportate all'interno del precedente paragrafo, è stato realizzato il modello unifilare mediante il software di modellazione 3D Rhino; successivamente lo scheletro, in formato dxf, è stato importato all'interno del Midas FEA NX+.

Il modellatore geometrico Midas FX+ rappresenta un ambiente di pre-processing per i software di calcolo Midas Gen e Midas Civil, che esplica maggiormente la sua utilità in presenza di superfici curve o, in generale, di geometrie solide complesse. Infatti, la possibilità di gestire oggetti geometrici privi di significato matematico (in termini di elementi finiti) permette all'Utente di sfruttare una serie di comandi atti alla loro gestione, che non sarebbero utilizzabili direttamente nell'ambiente di calcolo.

Preliminarmente, all'interno del software di disegno (Rhino), vanno tracciati i contorni del piano medio delle pareti, evidenziando le aperture laddove presenti e indicando i punti notevoli delle volte, in modo da poterle ricostruire in Midas FX+.

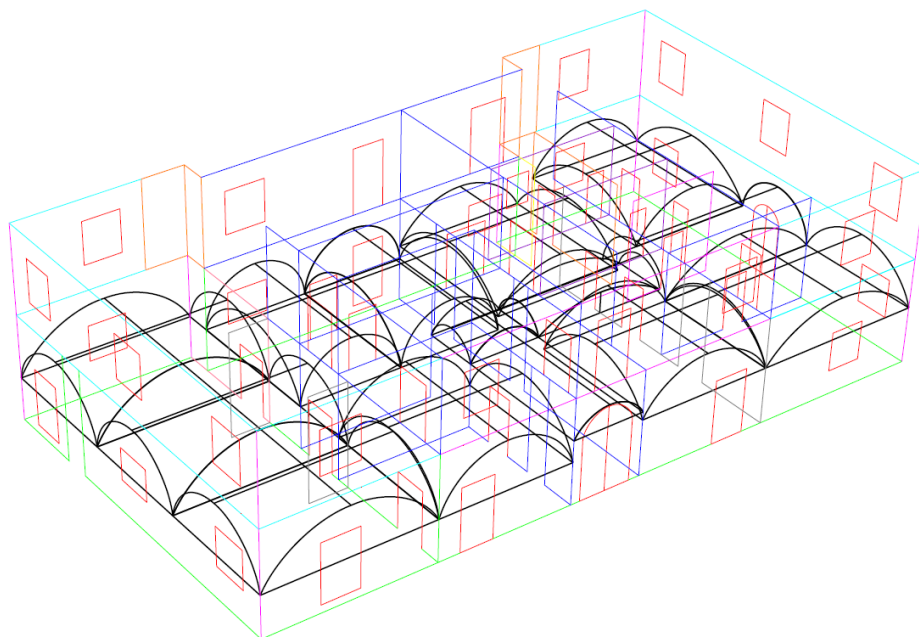


Fig. 5.5: Modello unifilare realizzato in Rhino e importato nel Midas Fea NX+.

Dopo l'importazione, prima di tutto vanno ricostruite le superfici piane costituenti le pareti verticali.

A questo scopo si utilizza il comando *Make Face*, richiamabili dal menu *Surface*, che permette di generare superfici piane partendo, rispettivamente, da 2 e 4 linee.

Si possono inserire le aperture chiedendo al programma di tagliare le pareti per mezzo delle linee di contorno con il comando *Divide Surface by Curve* al menu *Surface*.

La figura seguente mostra la struttura completa; si noti la sovrapposizione tra superfici e linee di costruzione importate da *dxf*. Queste ultime, una volta terminata la costruzione, possono essere congelate in un unico oggetto (denominato *Compound*) e rimosse dalla visualizzazione. Con questo strumento è possibile mettere da parte le *Shape* al momento

inutilizzate, assicurando però sempre la possibilità di richiamarle se necessario. Il comando *Compound* è accessibile dal menu *Geometry*.

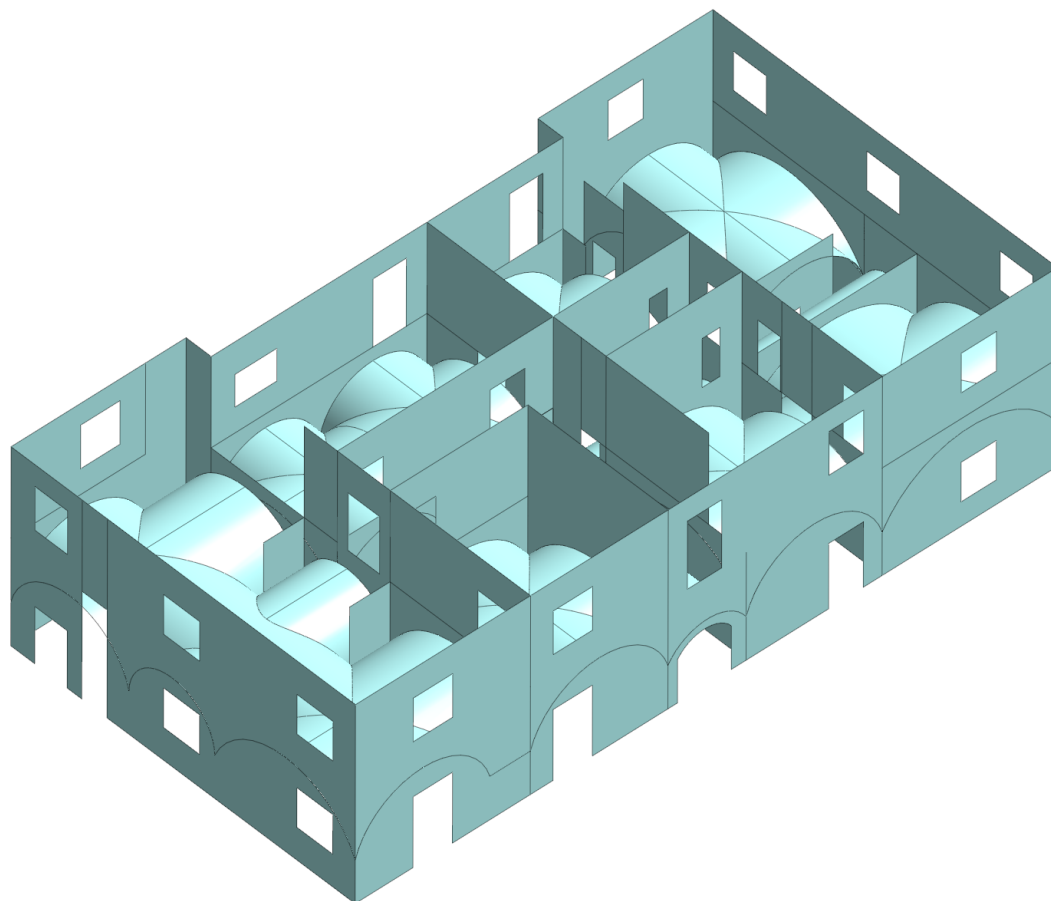


Fig. 5.6: *Modello con elementi Face.*

Una volta completate le geometrie, prima di procedere alla loro meshatura automatica, è necessario assicurare la continuità tra esse. La funzione dedicata a questa operazione è richiamabile col comando *Sew Surface* presente al menu *Surface*.

Successivamente si procede alla meshatura tramite il comando *Generate Mesh 2D* → *Auto-Face*.

Per il seguente lavoro di tesi sono stati realizzati e poi confrontati nella fase di analisi, due modelli, il primo caratterizzato dalla presenza del sistema voltato al primo piano ed il secondo senza volte in cui il sistema è stato sostituito sia da un solaio deformabile ,realizzato con un elemento shell dello spessore di 4 cm, a simulare un tavolata in legno; e sia con un diaframma di piano (solaio rigido).

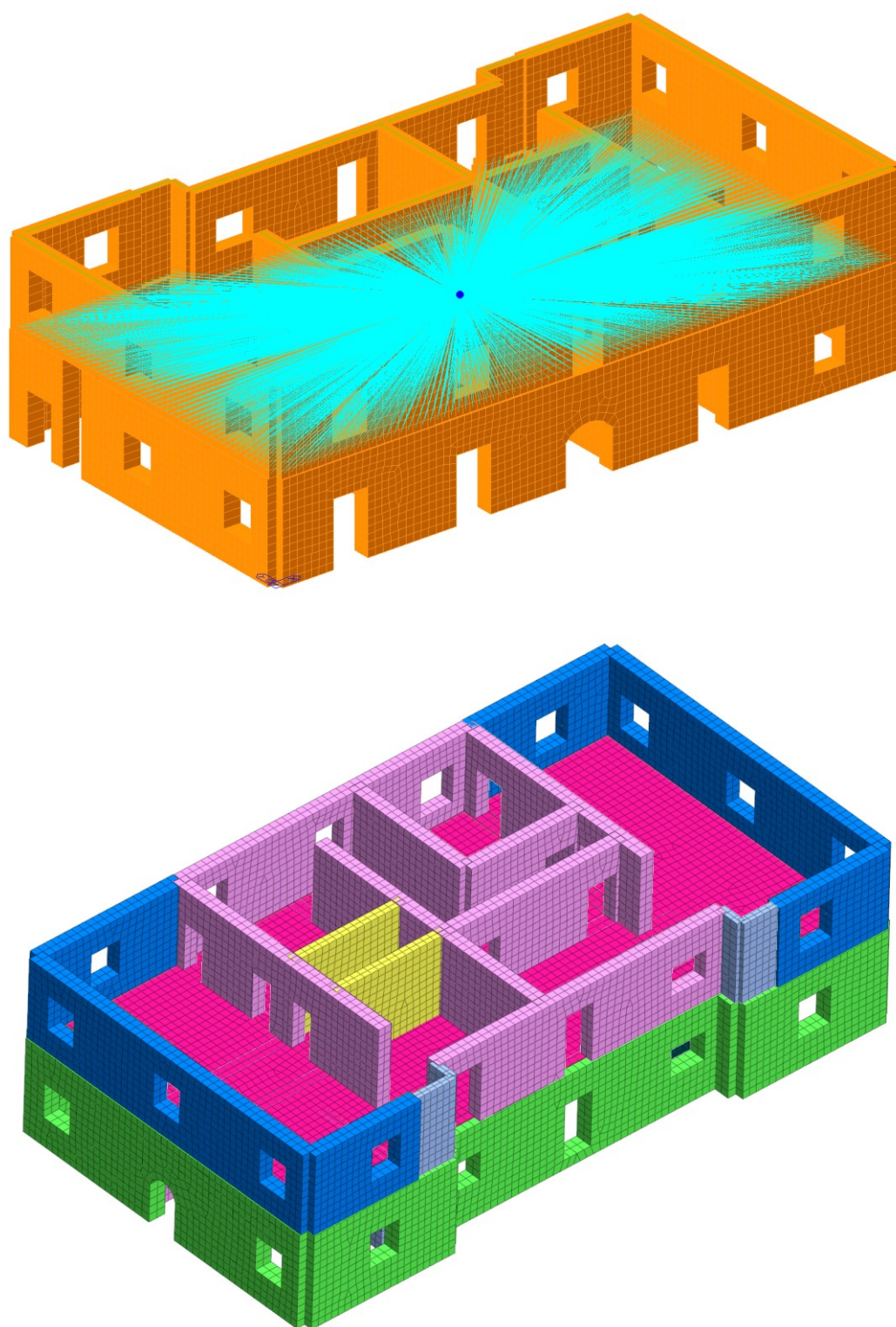


Fig. 5.7: Modello Castellano meshatura completa con solaio rigido e deformabile.

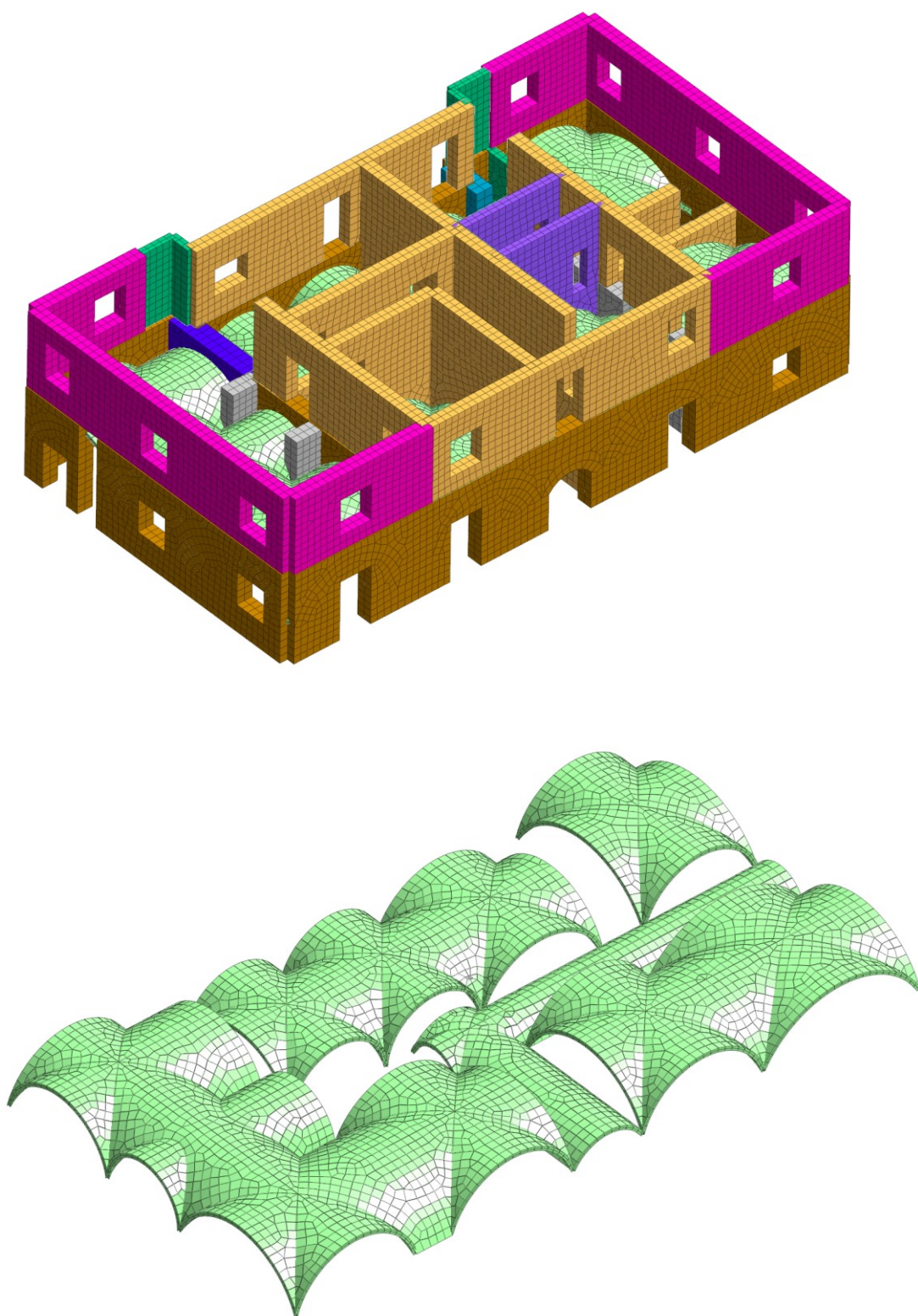


Fig. 5.8: Modello Castellano meshatura completa con sistema di volte al primo piano.

Al fine di simulare la presenza della copertura in legno, per semplicità di modellazione, è stato realizzato su entrambi i modelli un elemento shell a chiusura dello spessore di 4 cm, avente il modulo elastico del tavolato in legno e il peso specifico nullo.

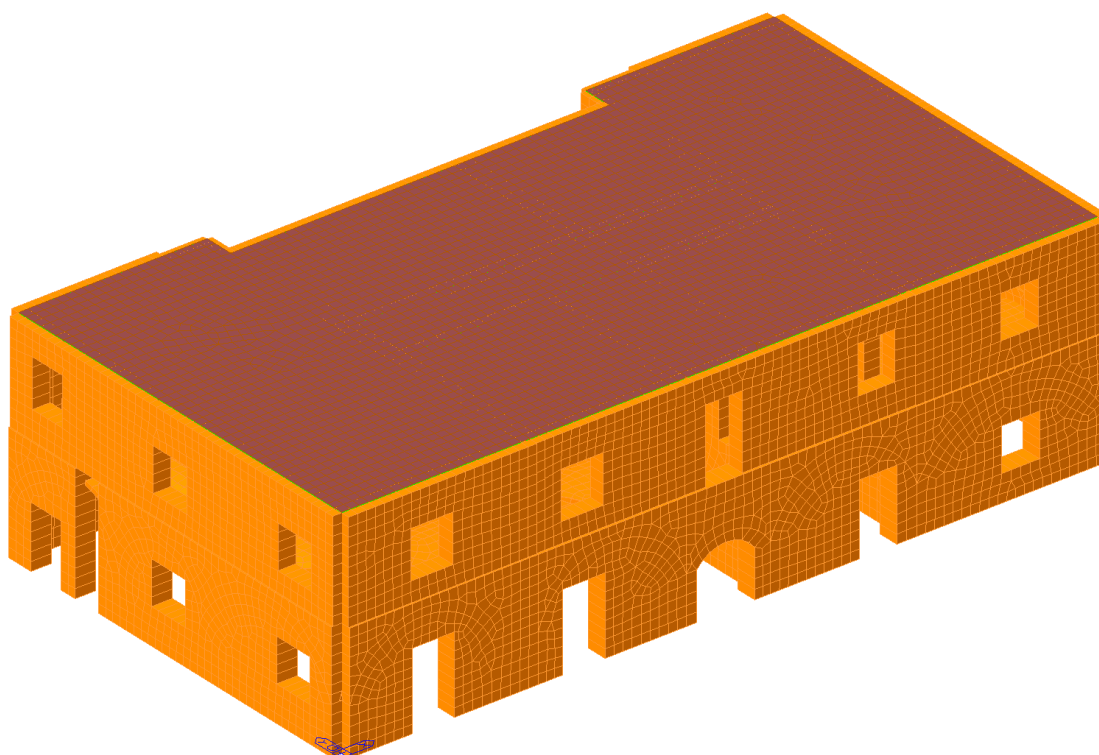
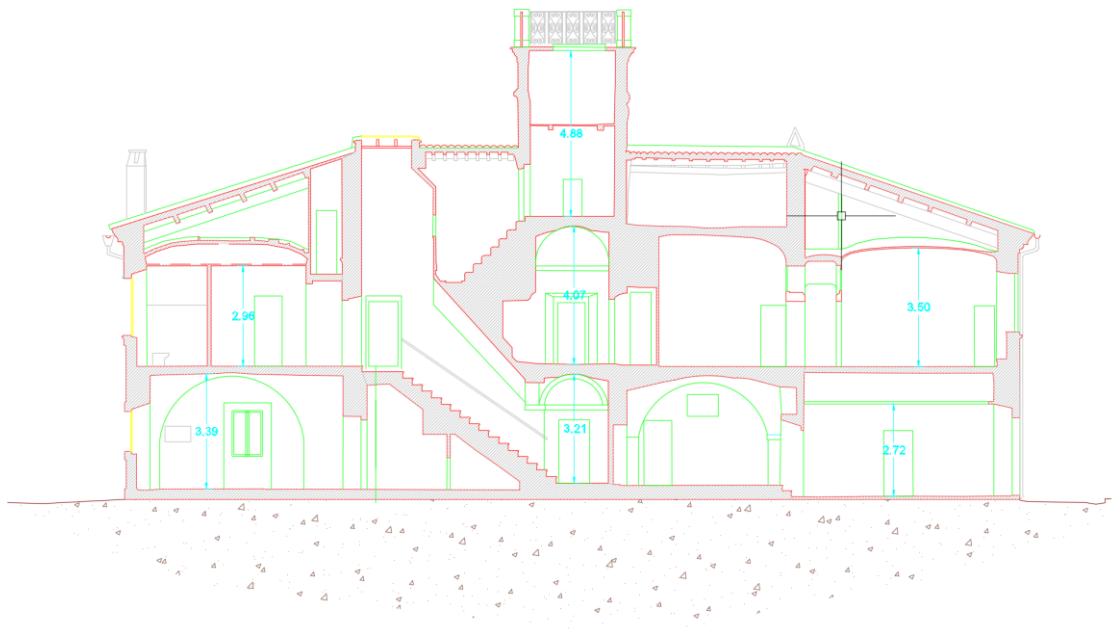
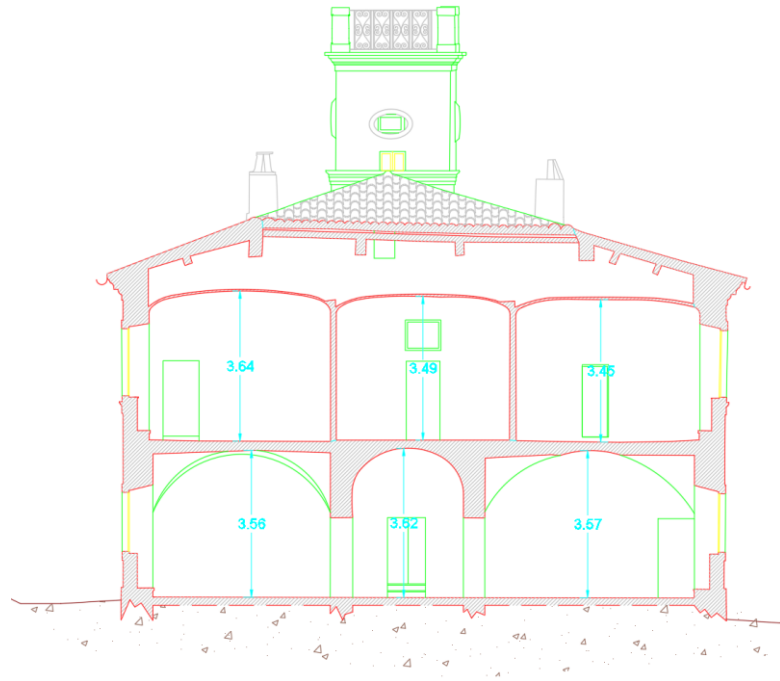


Fig. 5.9: Modello Castellano copertura.

Di seguito si riportano alcune sezioni in cui è possibile osservare la struttura in legno a copertura dell'edificio oggetto di studio:



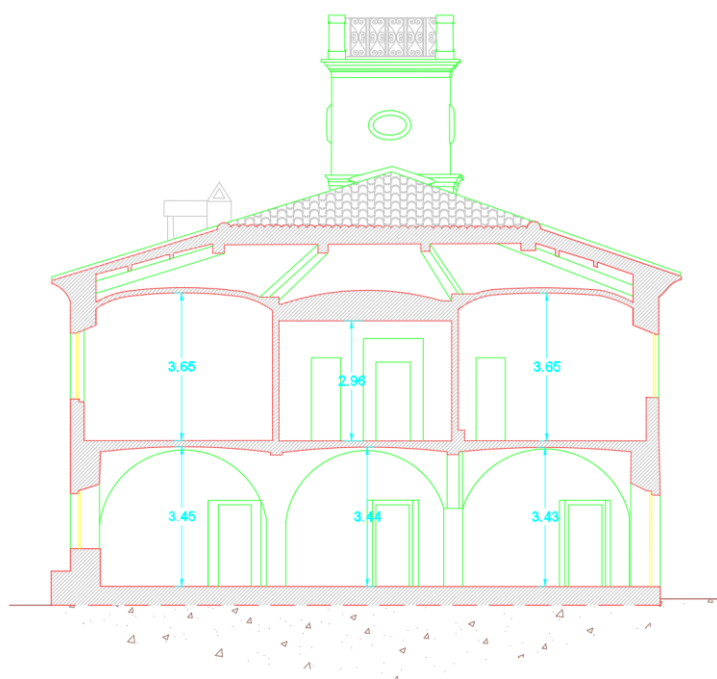


Fig. 5.10: *Sezioni edificio oggetto di studio.*

Successivamente è bene effettuare un controllo della bontà della mesh per mezzo di appositi comandi che ne saggiano la congruenza in ogni sua parte, nonché il grado di distorsione degli elementi che la compongono. Questi comandi, indicati rispettivamente col nome di *Check Mesh* e *Mesh Quality*, sono richiamabili dal menu *Mesh*.

Completato il modello, la sola parte ad elementi finiti è pronta per il trasferimento automatico al software di calcolo Midas Gen. Questa operazione avviene mediante il comando di Midas *FX+ File > Export > MGT File*. Viene così creato il file di estensione .mgt che contiene la descrizione in formato proprietario del modello geometrico. Il file va importato in Midas Gen attraverso il comando di Midas *Gen: File > Import > MGT File*.

Alla base tutti i nodi devono essere incastrati in modo da non sopravvalutare la capacità in spostamento della struttura nelle analisi di pushover.

5.2 Definizione dei materiali

Le caratteristiche meccaniche delle murature possono essere ottenute attraverso le indicazioni della tabella C8.5.I della Circolare, assumendo come valori delle resistenze di calcolo i valori minimi e come parametri di elasticità i valori medi riportati nell'intervallo; sulla base dell'ipotesi di raggiungimento del livello di conoscenza 1.

La muratura individuata nel caso in esame è la muratura in mattoni pieni e malta di calce.

Tabella C8.5.I - Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, F_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16 (**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

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

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

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

Per quanto riguarda la copertura in legno il modulo elastico risulta pari a 8400 N/mm² mentre è stato assegnato il valore nullo al peso specifico.

5.3 Analisi modale

Una volta inserite tutte le masse, le analisi modali possono essere svolte con l'ausilio dell'algoritmo dei Vettori di Ritz, che permette un'estrazione mirata degli autovalori in accordo alle direzioni del sisma, consentendo di ridurre il numero di autovalori/autovettori estratti e limitando di conseguenza i tempi di calcolo. Questo metodo risulta essere estremamente valido nel caso di strutture modellate al continuo, in cui i gradi di libertà sono numerosi a causa della presenza di elementi finiti a 3 e 4 nodi, e nel caso di strutture in acciaio che, solitamente molto svincolate, manifestano modi locali, provocando una dispersione della massa partecipante. Per la struttura in esame, servono 20 modi per entrambe le direzioni X e Y per ciascuna delle quali si arriva al 99% della massa.

Node	Mode	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ	
EIGENVALUE ANALYSIS													
	Mode No	Frequency		Period		Tolerance							
		(rad/sec)	(cycle/sec)		(sec)								
	1	24.7223	3.9347	0.2542	0								
	2	25.7611	4.1	0.2439	0								
	3	30.6014	4.8704	0.2053	0								
	4	34.4992	5.4907	0.1821	0								
	5	37.1639	5.9148	0.1691	0								
	6	37.8928	6.0308	0.1658	0								
	7	42.6264	6.7842	0.1474	0								
	8	46.5862	7.4144	0.1349	0								
	9	49.3989	7.8621	0.1272	0								
	10	49.7915	7.9246	0.1262	0								
	11	51.676	8.2245	0.1216	0								
	12	53.6262	8.5349	0.1172	0								
	13	54.9743	8.7494	0.1143	0								
	14	55.7987	8.8806	0.1126	0								
	15	57.137	9.0936	0.11	0								
	16	58.2355	9.2685	0.1079	0								
	17	59.3905	9.4523	0.1058	0								
	18	60.7206	9.664	0.1035	0								
	19	62.4576	9.9404	0.1006	0								
	20	63.789	10.1523	0.0985	0								
	21	68.0162	10.8251	0.0924	0								
	22	70.786	11.2659	0.0888	0								
	23	72.7514	11.5788	0.0864	0								
	24	75.0961	11.9519	0.0837	0								
	25	79.2612	12.6148	0.0793	0								
	26	81.5403	12.9775	0.0771	0								
	27	92.2138	14.6763	0.0681	0								
	28	93.6061	14.8979	0.0671	0								
	29	106.3954	16.9333	0.0591	0								
	30	108.287	17.2344	0.058	0								
	31	127.8526	20.3484	0.0491	0								
	32	132.3487	21.0639	0.0475	0								
	33	156.5271	24.9121	0.0401	0								
	34	160.7798	25.5889	0.0391	0								
	35	200.0049	31.8318	0.0314	0								
	36	207.3135	32.995	0.0303	0								
	37	320.1627	50.9555	0.0196	0								
	38	325.8262	51.8569	0.0193	0								
	39	659.7188	104.9975	0.0095	0								
	40	663.2748	105.5635	0.0095	0								
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	59.1122	59.1122	3.0889	3.0889	0	0	3.3214	3.3214	67.0868	67.0868	2.959	2.959
	2	4.9146	64.0268	48.0384	51.1273	0	0	49.9241	53.2455	5.1892	72.276	26.4422	29.4011
	3	0.1694	64.1962	29.5563	80.6837	0	0	22.5113	75.7568	0.1033	72.3793	44.1715	73.5726
	4	8.076	72.2722	0.0442	80.7279	0	0	0.057	75.8138	5.3566	77.736	0.3678	73.9404
	5	0.003	72.2752	0.0001	80.7279	0	0	1.5455	77.3593	0.0102	77.7462	0.2284	74.1688
	6	0.2101	72.4852	0.2395	80.9674	0	0	0.606	77.9653	0.2301	77.9762	1.7341	75.9029
	7	0.1022	72.5874	0.0431	81.0105	0	0	0.2773	78.2427	0.0741	78.0504	8.1825	84.0854
	8	2.0026	74.59	0.002	81.0125	0	0	0.0544	78.297	1.0777	79.1281	0.0372	84.1226
	9	0.2888	74.8788	1.563	82.5756	0	0	0.0233	78.3203	0.0598	79.1879	0.0993	84.2218
	10	3.9834	78.8622	0.1393	82.7148	0	0	0.0396	78.3599	1.6989	80.8867	0.0497	84.2715
	11	0.0001	78.8622	0.0002	82.715	0	0	0.0001	78.36	0	80.8868	0	84.2715
	12	2.8344	81.6966	0.3167	83.0317	0	0	0.0711	78.4311	0.7883	81.6751	0.0051	84.2766
	13	0.4269	82.1235	0.04	83.0717	0	0	0	78.4311	0.0388	81.7139	0.1101	84.3868
	14	0.3196	82.4431	1.1392	84.2109	0	0	0.224	78.6551	0.0098	81.7237	0.0261	84.4128
	15	2.3036	84.7467	1.4747	85.6856	0	0	2.5289	81.184	0.2641	81.9878	0.5607	84.9735
	16	2.7192	87.4659	0.3643	86.0499	0	0	1.1774	82.3614	0.0442	82.0321	0.6561	85.6296
	17	0.7316	88.1975	0.7057	86.7556	0	0	0.612	82.9734	0.0364	82.0685	0.318	85.9476
	18	0.0473	88.2448	0.8239	87.5795	0	0	1.1729	84.1463	0.0622	82.1307	0.3672	86.3148
	19	0.0006	88.2454	1.0521	88.6317	0	0	0.8289	84.9751	0.0903	82.221	0.0293	86.344
	20	0.2416	88.487	0.3814	89.013	0	0	1.0422	86.0173	0.2797	82.5007	1.3808	87.7248
	21	0.0092	88.4961	0.3078	89.3208	0	0	0.2302	86.2475	1.3726	83.8733	0.5249	88.2497
	22	0.1896	88.6858	0.1049	89.4258	0	0	0.4373	86.6848	0.1933	84.0667	0.0399	88.2896
	23	0.0629	88.7487	1.0748	90.5006	0	0	0.7756	87.4604	0.3116	84.3782	0.038	88.3275
	24	1.2975	90.0462	0.0518	90.5524	0	0	0.1405	87.6009	2.6073	86.9855	0.0543	88.3818
	25	0.0536	90.0998	0.872	91.4244	0	0	1.9336	89.5345	0.0102	86.9957	0.03	88.4119
	26	0.5822	90.682	0.0238	91.4482	0	0	0.0036	89.5381	0.008	87.0037	0.0002	88.4121
	27	0.1237	90.8056	0.1792	91.6274	0	0	0	89.5381	0.0005	87.0042	0.0339	88.446
	28	0.3694	91.175	0.0478	91.6752	0	0	0.087	89.6251	0.0122	87.0164	0.0043	88.4504
	29	0.0765	91.2516	0.8684	92.5436	0	0	0.1345	89.7596	0.0023	87.0187	0.0134	88.4638
	30	0.6527	91.9043	0.0656	92.6092	0	0	0.0486	89.8082	0.0123	87.031	0.0347	88.4984
	31	0.0141	91.9184	0.6635	93.2727	0	0	0.8259	90.6341	0.0151	87.0461	0.0066	88.505
	32	0.7918	92.7101	0.0046	93.2773	0	0	0.0122	90.6464	0.463	87.5091	0.0492	88.5542
	33	0.1022	92.8123	1.6505	94.9278	0	0	1.5295	92.1758	0.0233	87.5324	0.0165	88.5707
	34	1.917	94.7293	0.054	94.9818	0	0	0.0321	92.2079	1.2516	88.784	0.0069	88.5776
	35	0.0001	94.7294	1.1959	96.1777	0	0	1.3815	93.5894	0.0126	88.7966	0.1116	88.6892
	36	1.346	96.0754	0.0006	96.1783	0	0	0.0091	93.5985	1.7897	90.5863	0.0095	88.6987
	37	0.1792	96.2547	0.8812	97.0595	0	0	0.9097	94.5082	0.0893	90.6755	0.0042	88.7029
	38	0.8864	97.1411	0.1609	97.2204	0	0	0.1282	94.6365	0.8107	91.4863	0	88.7029
	39	1.5965	98.7376	0.5512	97.7715	0	0	0.6297	95.2661	2.2864	93.7727	0.0687	88.7716
	40	0.5711	99.3087	1.5372	99.3087	0	0	1.9988	97.2649	0.6628	94.4355	0.008	88.7796

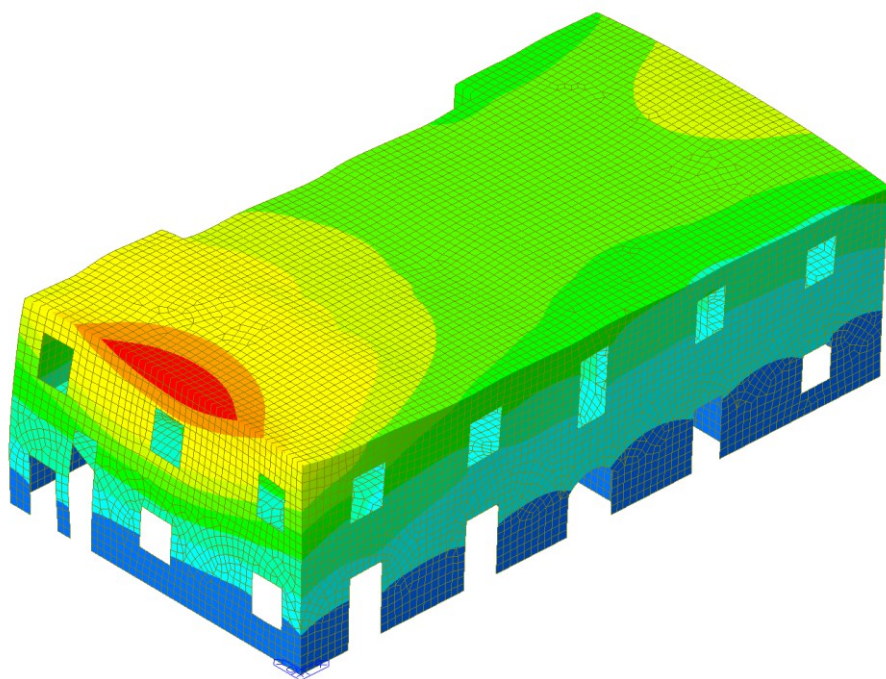


Fig. 5.11: Modo 1 in direzione X.

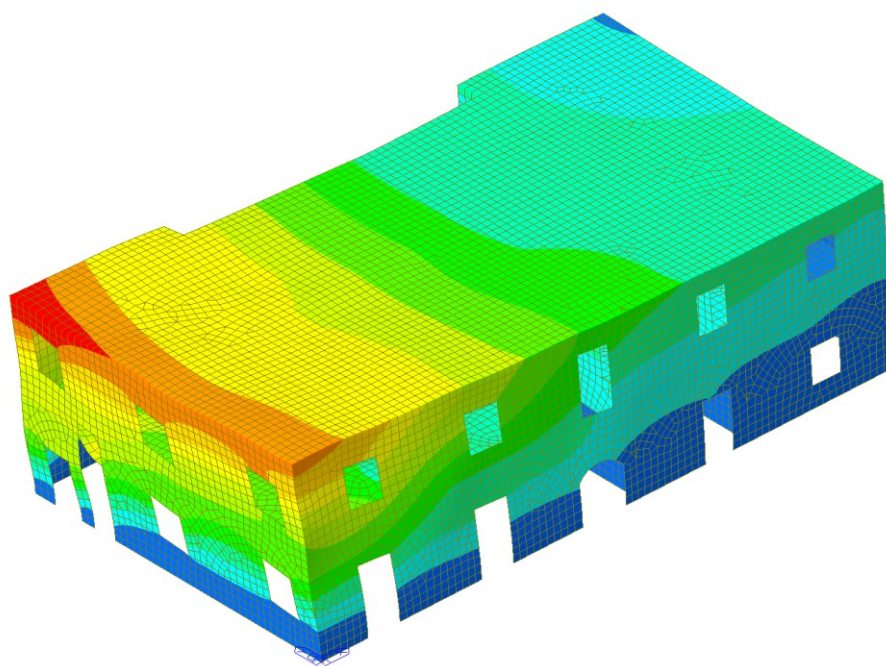


Fig. 5.12: Modo 2 in direzione Y.

Con l'ausilio dell'analisi modale è stato convalidato il modello, assicurandoci la continuità della mesh e mettendo in luce eventuali errori o porzioni di struttura disconnesse.

5.4 Assegnazione dei carichi statici e sismici

Per quanto riguarda i carichi della copertura in legno questi sono stati direttamente assegnati alle pareti verticali in funzione dell'area d'influenza come carichi lineari; mentre il carico dovuto al riempimento sovrastante le volte è stato assegnato come carico di pressione moltiplicando il peso del riempimento pari a 15 kN/m^3 per lo spessore medio pari a 1.4 m.

Per la definizione dello spettro è stato utilizzato il foglio Excel "*Spettro-NTCver.1.0.3*", di seguito si riportano i dati inseriti:

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento

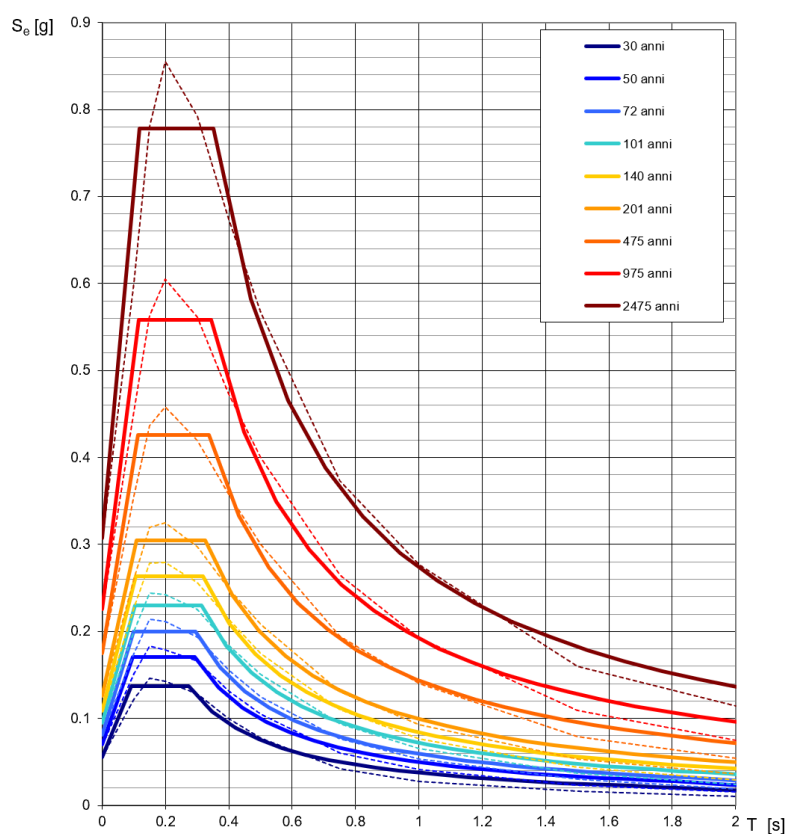


Fig. 5.13: Spettri di risposta elastici per differenti periodi di ritorno.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

☐ Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

☐ Sito esterno al reticolo

☐ Interpolazione su 3 nodi

☒ Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che ... all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="30"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="50"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="475"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="975"/>

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

--□-- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

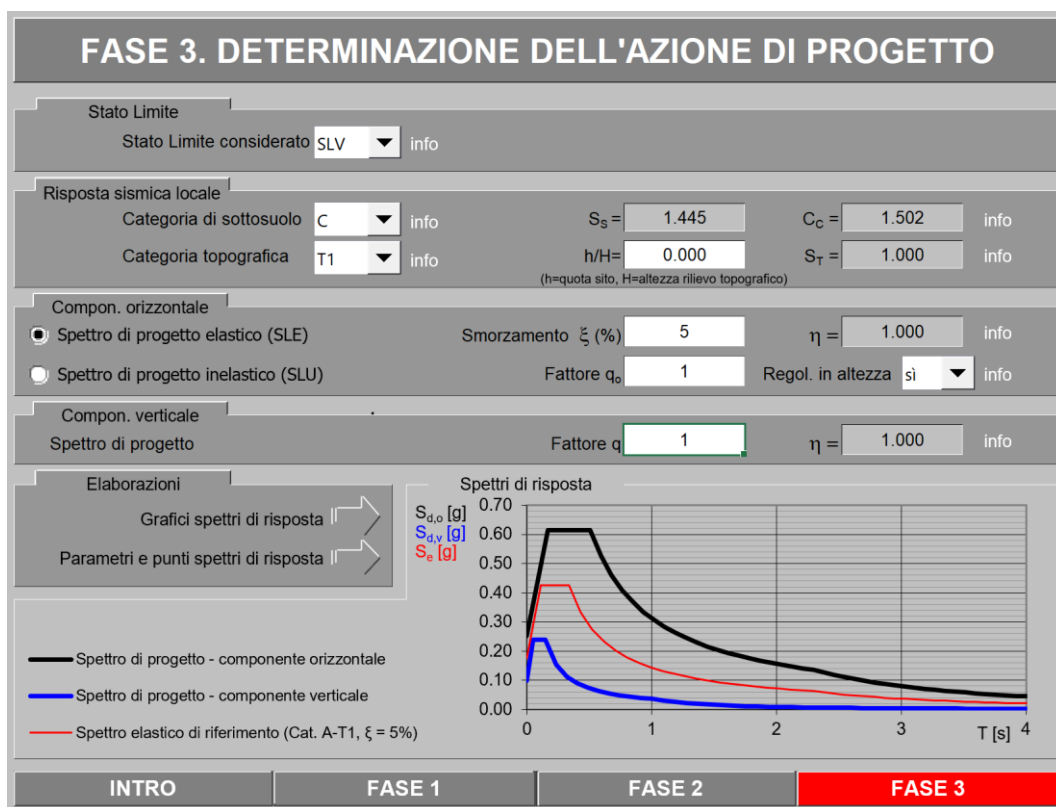


Fig. 5.14: Dati per la definizione dello spettro.

5.5 Legame costitutivo

In vista delle analisi di pushover si sceglie un legame costitutivo non lineare. Per la muratura è consigliabile lo Strumas (implementato già nella versione plus di Midas Gen), che nasce da una proposta di G. N. Pande & J. S. Lee del 1994.

Il legame si compone delle seguenti 3 caratteristiche: un motore di omogeneizzazione dei parametri della muratura, una relazione elasto-plastico incrudente con possibilità di simulare perfetta plasticità ed un criterio di rottura basato sulla resistenza a trazione del materiale. Il legame è univocamente definito una volta inseriti: parametri di deformabilità (modulo di Young e coefficiente di Poisson), parametri di resistenza (resistenza a trazione) e coefficiente di riduzione della rigidità post-picco per i tre elementi costituenti la muratura (mattoni, giunti orizzontali e giunti verticali).

Ai fini della definizione del legame sono stati assegnati alla malta e ai mattoni i seguenti valori di resistenza a trazione:

Tab. 5.1: Resistenza a trazione di mattoni (Curioni, 1868).

MATERIALE	Resistenza a trazione [kg/cm ²]
Mattoni di Provenza, ben cotti	19.5
Mattoni ordinari, deboli	8.0

Tab. 5.2: Resistenza a trazione di malte e cementi (Curioni, 1868).

MATERIALE	Resistenza a trazione [kg/cm ²]
Gesso impastato solidamente	120
Gesso impastato col metodo ordinario con un po di sabbia	4
Malta di calce grassa e di sabbia a 14 anni	3.5
Malta di cattiva qualità di calce grassa e sabbia	0.8
Malta di calce idraulica ordinaria e sabbia a 18 mesi	8
Malta con calce eminentemente idraulica ad 1 anno	14
Malta di parti eguali di cemento di Pouilly e sabbia ad 1 anno	9.6
Malta di parti eguali di cemento di Vassy e sabbia a 6 mesi (in acqua)	9.6
Malta di parti eguali di cemento di Vassy e sabbia ad 1 anno (in acqua)	15.1
Malta di puro cemento di Vassy ad 1 anno (in luogo umido)	20.7
Malta di parti eguali di cemento di Vassy e sabbia ad 1 mese (in acqua di mare)	11.3
Malta di puro cemento di Vassy ad 1 mese (in acqua di mare)	8.5

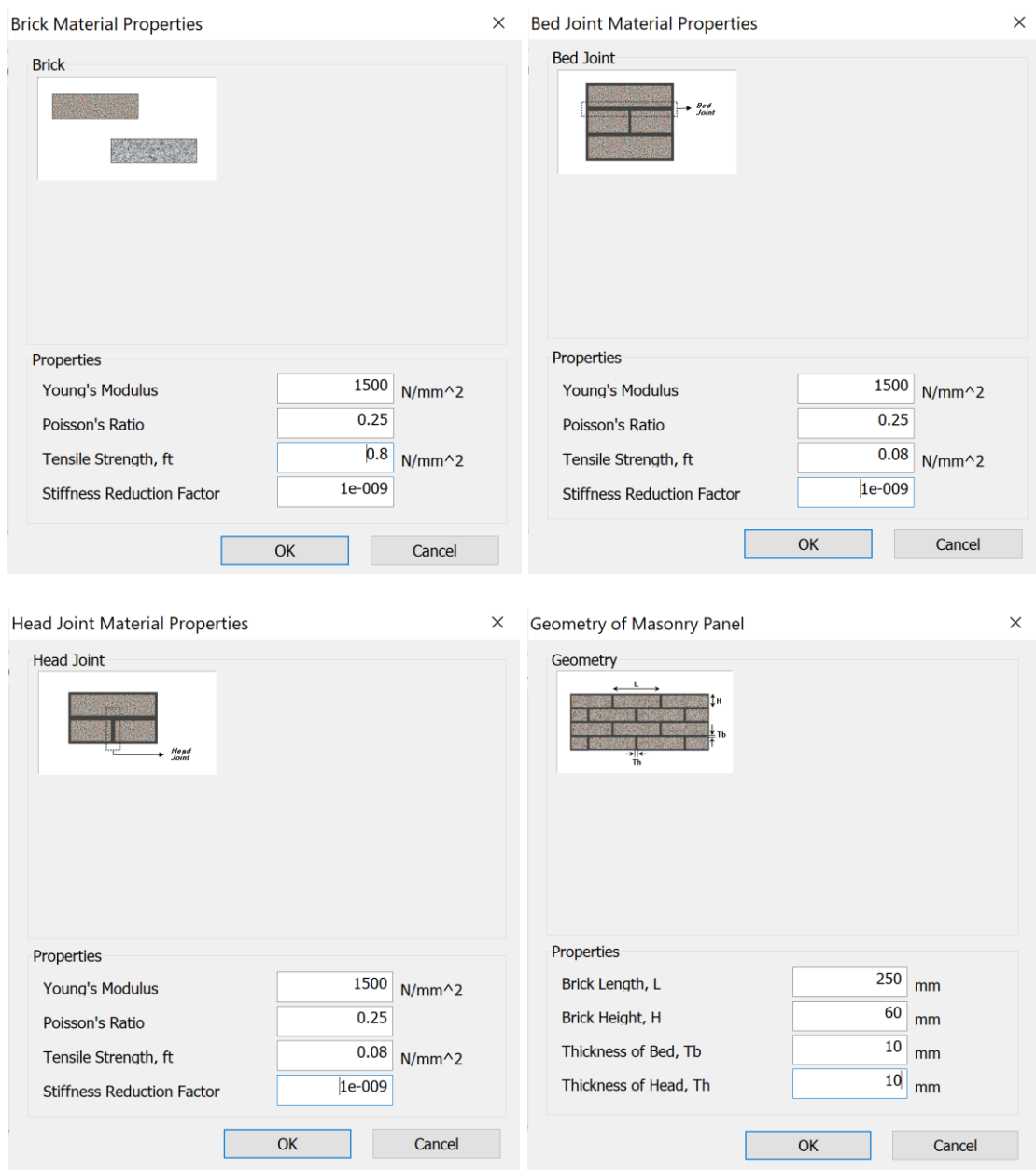


Fig. 5.15: Definizione del legame costitutivo per muratura tipo STRUMAS.

Le ipotesi alla base di questo modello sono le seguenti: mattoni e malta perfettamente ed infinitamente congruenti, giunti di malta continui, l'omogeneizzazione viene operata prima tra mattoni e giunti orizzontali. Le proprietà del materiale così omogeneizzato vengono utilizzate per costruire la matrice di rigidezza del continuo. Dal calcolo ad

elementi finiti si ricavano lo stato di sforzo e deformazione del materiale omogeneizzato.

Ad ogni step dell'analisi non lineare lo stato di sforzo subisce una sorta di deomogeneizzazione con cui si ricavano gli sforzi nei tre costituenti. Quando lo sforzo principale massimo di trazione supera la resistenza per uno dei tre componenti, il contributo alla rigidezza globale di quel costituente viene abbattuta in accordo allo *Scale Factor* inputato dall'Utente. Allo step successivo si riparte quindi con una matrice di rigidezza differente.

La scelta di un criterio di rottura basato sulla resistenza a trazione deriva dall'idea di simulare muratura datata e quindi, presumibilmente, disordinata in cui non è possibile rilevare un unico letto di malta lungo il quale l'intero maschio possa scorrere per effetto dei carichi orizzontali.

5.6 Analisi pushover

L'analisi di pushover viene eseguita applicando i carichi di forze previsti dalle NTC2018 descritti all'interno del capitolo 5:

- carico Verticale: carichi verticali costituenti lo stato di fatto;
- carico Orizzontale: sistema di forze orizzontali da far crescere monotonamente fino al raggiungimento delle condizioni ultime di collasso di una porzione di struttura o della struttura nel suo insieme.

Tale sistema di forze è ottenuto applicando la distribuzione di carico secondaria del Gruppo 2 proporzionale ad una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione (forze proporzionali alle masse).

Bisogna eseguire 4 analisi, variando la direzione (asse X e asse Y) e il verso di applicazione dei carichi (verso + e verso -).

In pratica, bisogna prima di tutto creare gli *Static Load Case* che accolgano i 4 carichi orizzontali; successivamente, per quanto riguarda il carico orizzontale del Gruppo 2, si sfrutta il comando *Nodal Body Force* disponibile al menu *Load* (con *Load Type* = *Static Loads*), che converte le masse del tipo selezionato (nodali, ottenute dalla conversione automatica dei carichi, oppure masse da peso proprio) nei nodi e nella direzione richiesti in accordo al coefficiente specificato. Un coefficiente pari ad 1 equivale ad applicare delle forze orizzontali ottenute moltiplicando le masse per l'accelerazione di gravità g . Tuttavia, spesso, soprattutto in assenza di piani rigidi, quando le analisi sono condotte in controllo di forza, come in questo caso, è utile compiere almeno un primo tentativo con un coefficiente elevato, in modo da poter esplorare l'intera curva di capacità.

Infine, vanno settati opportunamente i parametri per lo svolgimento dell'analisi statica non lineare.

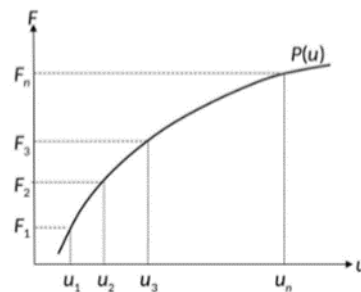
I criteri di convergenza tra i quali si può scegliere sono 3:

- *Displacement Norm*: si utilizza per cercare convergenza su sistemi flessibili dove lo spostamento è dominante rispetto alla forza (strutture in acciaio, talvolta cls);
- *Force Norm*: si utilizza per cercare convergenza su sistemi rigidi dove la forza è dominante rispetto lo spostamento (strutture muratura, talvolta cls);
- *Energy Norm*: per sistemi misti in genere si abbina ad una delle precedenti due, più criteri di convergenza si impongono, maggiore è la sicurezza della soluzione ma di conseguenza aumenta l'onere di calcolo.

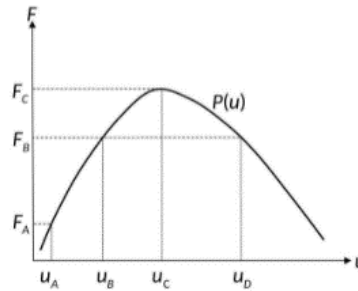
In genere un valore di tolleranza 0.001 per modelli ordinari anche 3D va bene tuttavia in alcuni casi si può forzare a 0.01 per modelli particolarmente complessi.

Si procede ora ad impostare i casi di spinta, precedentemente descritti, e si sceglie il metodo d'incremento:

- *Load Control*: ad ogni incremento di forza si trova il corrispondente spostamento appartenente alla curva, utile per curva di tipo elasto-plastiche incrudenti, ma non è adatto a trovare soluzione nel caso di curve softening;



- *Displacement control*: questo metodo è più sofisticato poiché abbina l'incremento di forza ad un controllo di spostamento è quindi in grado di descrivere curve di capacità con caratteristica a tratto softening (tipico della muratura).



Data l'assenza di diaframmi rigidi di piano si è scelto di effettuare l'analisi in controllo di forza non potendo individuare un nodo di controllo (il quale solitamente coincide con il centro di massa dell'ultima elevazione); per quanto riguarda i criteri quello che garantisce la convergenza e il criterio *Energy Norm* con un valore di tolleranza pari a 0.01.

A differenza delle metodologie lineari nel caso di analisi non lineari perdiamo la possibilità di sommare algebricamente i risultati, al contrario si diventa fortemente dipendenti dalla storia di carico. A seguito di questa fondamentale caratteristica il metodo prevede prima l'applicazione dei carichi verticali che rappresentano uno scenario di carico pre-sisma, successivamente si procede con la spinta sotto carichi sismici.

Di seguito vengono mostrati i settaggi dell'analisi.

Nonlinear Analysis Control
×

Nonlinear Type

☐ Geometry Nonlinear
☒ Material Nonlinear

Iteration Method

☒ Newton-Raphson
☐ Arc-Length
☐ Displacement-Control

Number of Load Steps : 50

Maximum Number of Iterations/Load Step : 30

Convergence Criteria

☒ Energy Norm : 0.01
☐ Displacement Norm : 0.001
☐ Force Norm : 0.001

Load Case Specific Nonlinear Analysis Control Data

Load Case	Iteration Method
PESO_PROPRIO	Newton-Raphson
CARICO_VOLTE	Newton-Raphson
COPERTURA	Newton-Raphson

Add

Modify/Show

Delete

Remove Nonlinear Analysis Control Data

OK

Cancel

Fig. 5.16: *Settaggio parametri per analisi statica non lineare.*

5.7 Indicatori di rischio

Nei paragrafi seguenti verranno confrontati i risultati, ottenuti dall'analisi pushover applicando il metodo N2, in termini di indice di rischio.

Si definiscono due tipi di indicatori di rischio:

- I_{ag_SL} dato dal rapporto fra capacità e domanda in termini di PGA;
- I_{TR_SL} espresso dall'analogo rapporto fra i periodi di ritorno dell'azione sismica T_R .

$$I_{ag_SL} = \frac{a_{g_c}}{a_{g_SL}}$$

$$I_{TR_SL} = \left(\frac{T_{RC_SL}}{T_{RD_SL}} \right)^{0.41}$$

Il primo rapporto rappresenta una “scala di percezione” del rischio, ma non è sufficiente a descrivere compiutamente il rapporto fra le azioni sismiche, vista l'articolazione della definizione di queste ultime.

Viene quindi introdotto il secondo rapporto, fra i periodi di ritorno di Capacità (T_{RC}) e Domanda (T_R).

L'indicatore di rischio dato dal rapporto fra i periodi di ritorno porta ad una scala di rischio molto diversa a causa della conformazione delle curve di pericolosità (accelerazione o ordinata spettrale in funzione del periodo di ritorno), che sono tipicamente concave. Al fine di ottenere una scala di rischio simile alla precedente, quindi, il rapporto fra i periodi propri viene elevato ad un coefficiente “a” = 0,41 ottenuto dall'analisi statistica delle curve di pericolosità a livello nazionale.

La correlazione tra il periodo di ritorno e l'accelerazione al suolo è data dalla relazione, definita nelle NTC, secondo cui:

$$\lg(T_R) = \lg(T_{R1}) + \lg\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right) \cdot \lg\left(\frac{a_g}{a_{g1}}\right) \cdot \left[\lg\left(\frac{a_g}{a_{g1}}\right)\right]^{-1}$$

I punti 1 e 2 sono rappresentativi degli SL a cavallo dei quali si trova l'accelerazione al suolo di cui si vuole determinare il corrispondente periodo di ritorno.

Valori prossimi o superiori all'unità caratterizzano casi in cui il livello di rischio è prossimo a quello richiesto dalle norme; valori bassi, prossimi allo zero, caratterizzano casi ad elevato rischio.

5.8 Risultati

Nel seguente capitolo vengono confrontati i risultati delle analisi pushover per il Gruppo 2 nella direzione X e Y con verso sia positivo che negativo; in tutti e 4 i casi trattati per la costruzione della curva di capacità è stato fatto un primo tentativo con un coefficiente di scala pari a 1 al fine di esplorare l'intera curva, ciò si è dimostrato eccessivo in termini di spostamenti quindi il fattore è stato ridotto 0.25.

Lo spostamento massimo considerato risulta pari a 0.075 cioè all'1% dell'altezza dell'edificio pari a 7.5 m.

5.8.1 Pushmassax+

Seguendo la procedura descritta all'interno del paragrafo 4.2.1, per i 4 casi, si andrà a confrontare la capacità con la domanda.

Dal software di calcolo Midas Gen vengono estrapolati i dati relativi al taglio e agli spostamenti per poter costruire la curva di capacità del sistema.

Curva di capacità del sistema M-GDL	
F [kN]	d [m]
0	0.000288
-179.608753	0.000288
-359.217505	0.000432
-538.826258	0.000583
-718.43501	0.000741
-898.043763	0.000906
-1077.652515	0.001082
-1257.261268	0.001271
-1436.87002	0.001475
-1616.478773	0.001699
-1796.087526	0.001951
-1975.696278	0.002238
-2155.305031	0.00256
-2334.913783	0.002929
-2514.522536	0.003379
-2694.131288	0.003936
-2873.740041	0.004666
-3053.348794	0.005704
-3232.957546	0.007339
-3412.566299	0.009821
-3592.175051	0.014153
-3771.783804	0.023222
-3951.392556	0.03976
-4131.001309	0.073117
-4131.001309	0.075

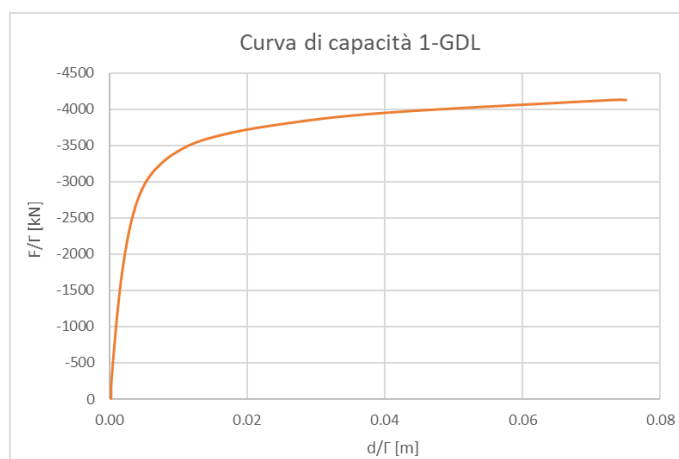
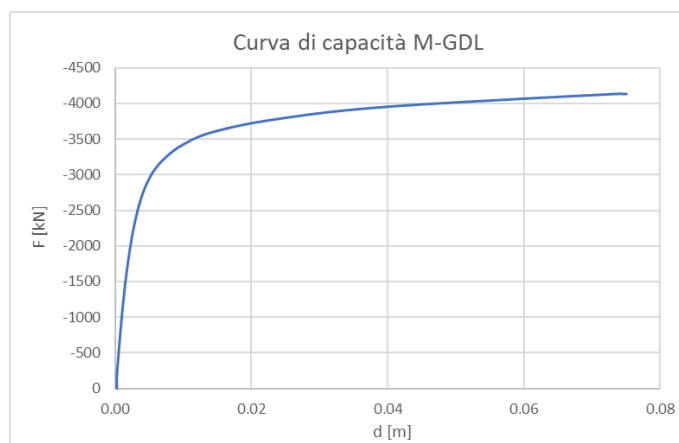


Fig. 5.17: Curva di capacità del sistema.

Si può così procedere alla bilinearizzazione della curva e al suo trasferimento nel piano ADSR:

Tab. 5.3: Dati per la costruzione della bilineare equivalente.

Dati per ricavare la bilineare equivalente a 1-GDL			
F_{bu}	[kN]	4131.001309	Massima azione sistema equivalente SDOF
$0.7F_{bu}$	[kN]	2891.700916	punto di intersezione
$d(0.7F_{bu})$	[m]	0.0047698	punto di intersezione
k	[kN/m]	606252.0266	rigidezza primo ramo
H	[m]	7.5	altezza edificio
$d_{u,SLC}$	[m]	0.0375	spostamento ultimo SLC
$d_{u,SLV}$	[m]	0.028125	spostamento ultimo SLV
d_u	[m]	0.075	spostamento ultimo
d_y	[m]	0.006430656	spostamento limite primo ramo
$A_{bilineare}$	[m ²]	279.8596	area sottesa alla bilineare
A_{curva}	[m ²]	279.8596	area sottesa alla curva
F_y	[kN]	3898.5983	snervamento
m^*	[kg]	3661.753313	PUSHMASSA
T	[sec]	0.488064909	Periodo del sistema

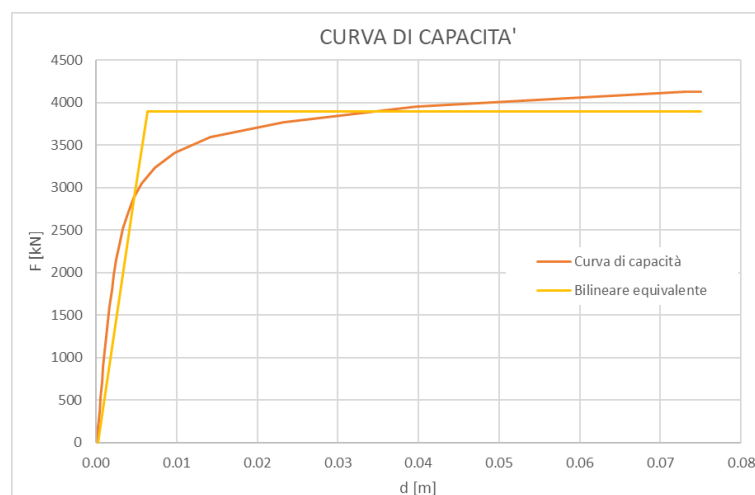


Fig. 5.18: Bilinearizzazione della curva di capacità.

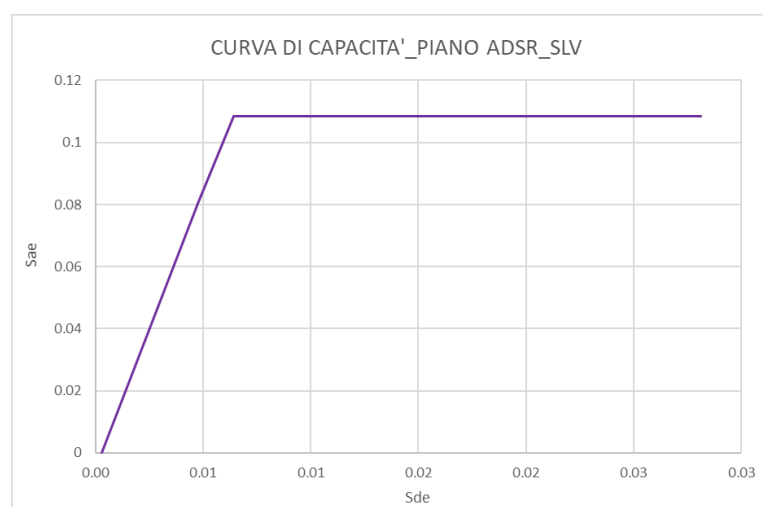


Fig. 5.19: Curva di capacità nel piano ADSR.

Si confronta la domanda con la capacità per la determinazione dell'indice di rischio:

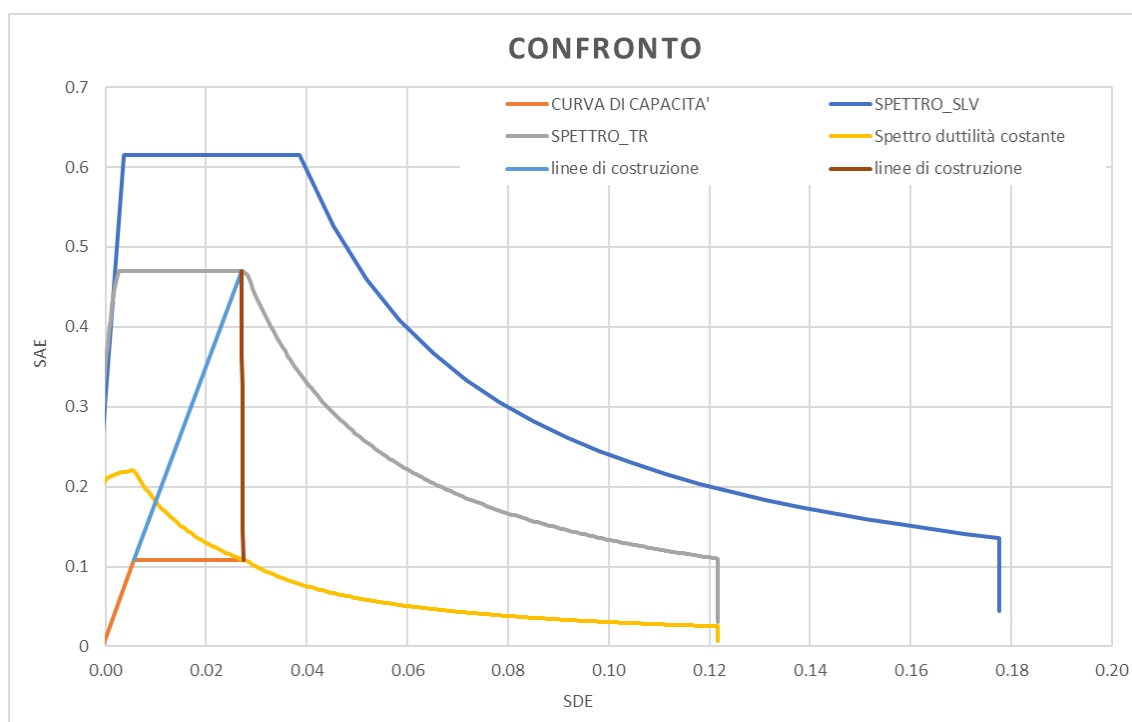


Fig. 5.20: Confronto tra capacità e domanda.

INDICE DI RISCHIO	I_{ag}	0.74
	I_{tr}	0.72

5.8.2 Pushmassax-

Dal software di calcolo Midas Gen vengono estrapolati i dati relativi al taglio e agli spostamenti per poter costruire la curva di capacità del sistema a più gradi di libertà.

Nel caso di spinta orizzontale proporzionale alla massa il fattore di partecipazione di massa Γ , con il quale si andrà a scalare la curva, risulta pari a 1

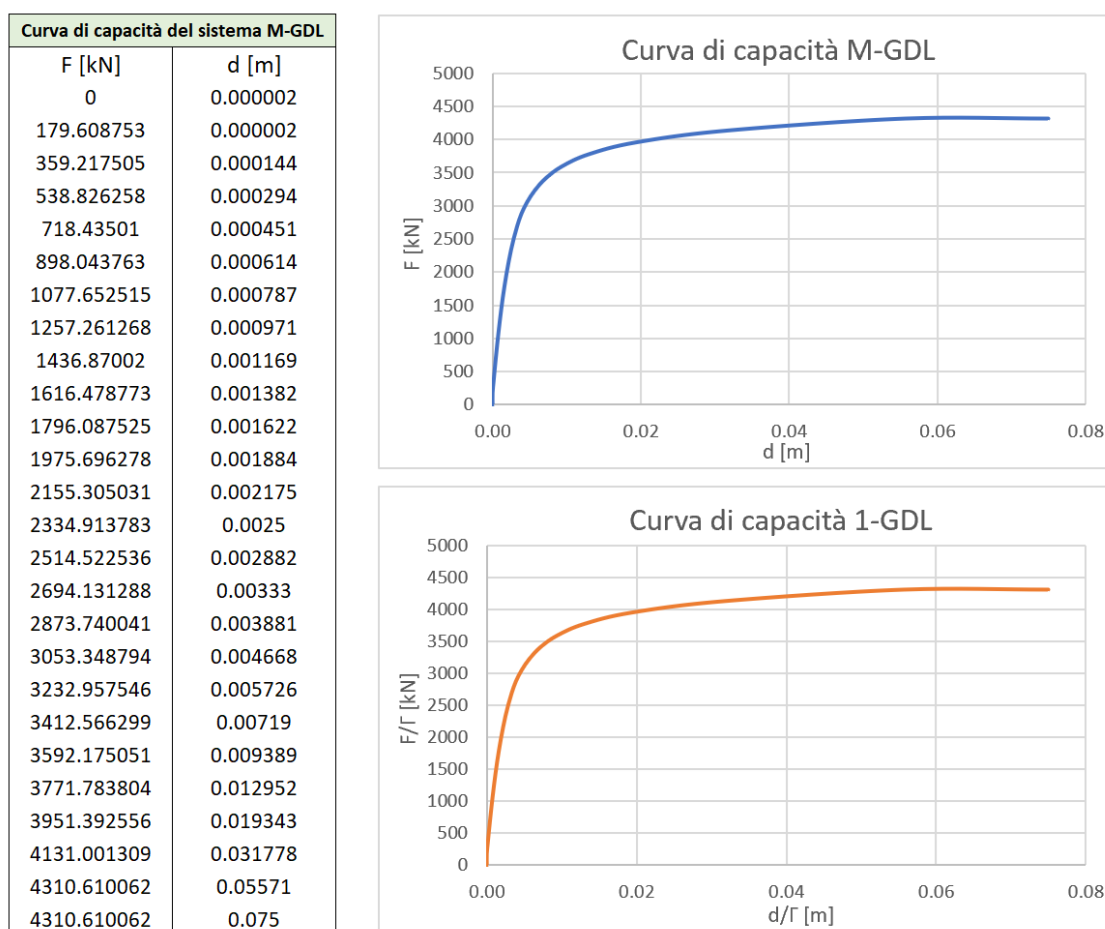


Fig. 5.21: Curva di capacità del sistema.

Si procede alla bilinearizzazione della curva:

Tab. 5.4: Dati per la costruzione della bilineare equivalente.

Dati per ricavare la bilineare equivalente a 1-GDL			
F_{bu}	[kN]	4310.610062	Massima azione sistema equivalente SDOF
$0.7F_{bu}$	[kN]	3017.427043	punto di intersezione
$d(0.7F_{bu})$	[m]	0.0045106	punto di intersezione
k	[kN/m]	668963.5621	rigidezza primo ramo
H	[m]	7.5	altezza edificio
$d_{u,SLC}$	[m]	0.0375	spostamento ultimo SLC
$d_{u,SLV}$	[m]	0.028125	spostamento ultimo SLV
d_u	[m]	0.075	spostamento ultimo
d_y	[m]	0.006187028	spostamento limite primo ramo
$A_{bilineare}$	[m ²]	297.6135	area sottesa alla bilineare
A_{curva}	[m ²]	297.6135	area sottesa alla curva
F_y	[kN]	4138.896462	snervamento
m^*	[kg]	3661.753313	PUSHMASSA
T	[sec]	0.464625406	Periodo del sistema

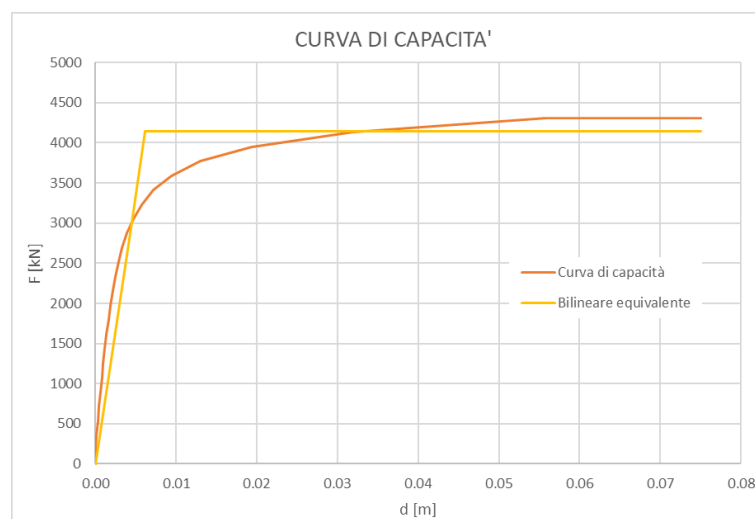


Fig. 5.22: Bilinearizzazione della curva di capacità.

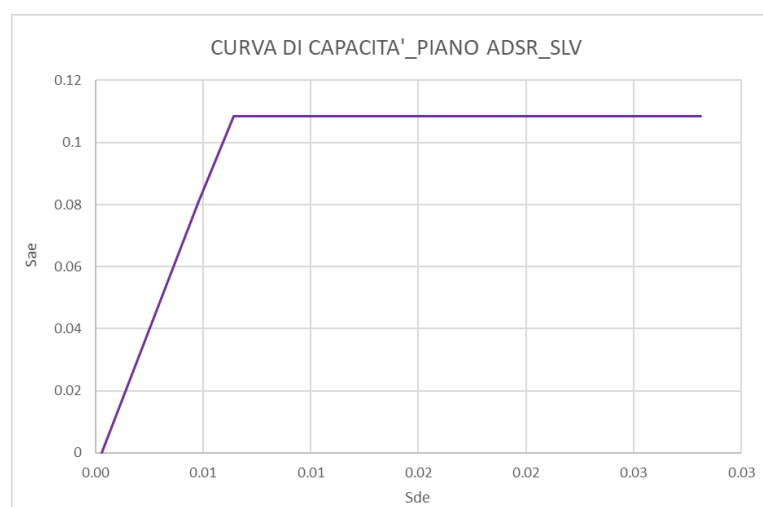


Fig. 5.23: *Curva di capacità nel piano ADSR.*

Si confronta la domanda con la capacità per la determinazione dell'indice di rischio:

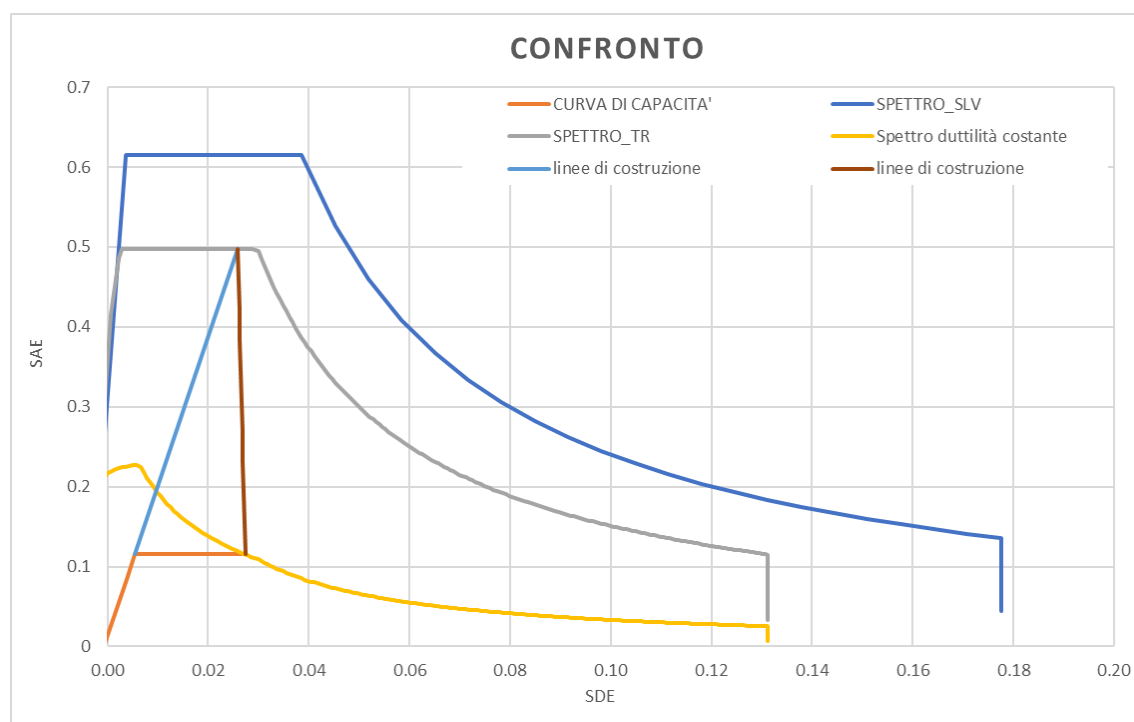


Fig. 5.24: *Confronto tra capacità e domanda.*

INDICE DI RISCHIO	I_{ag}	0.78
	I_{tr}	0.77

5.8.3 Pushmassay+

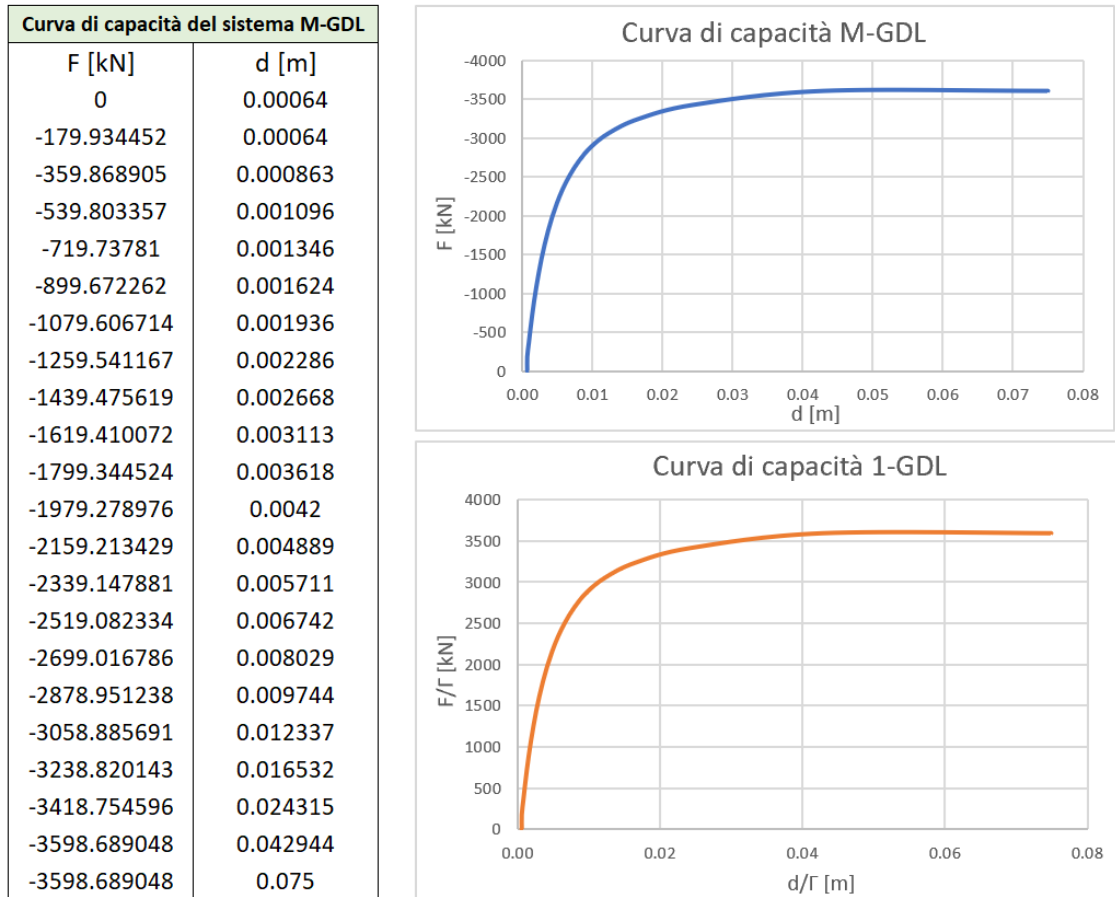


Fig. 5.25: Curva di capacità.

Si procede alla bilinearizzazione della curva:

Tab. 5.5: Dati per la costruzione della bilineare equivalente.

Dati per ricavare la bilineare equivalente a 1-GDL			
F_{bu}	[kN]	3598.689048	Massima azione sistema equivalente SDOF
$0.7F_{bu}$	[kN]	2519.082334	punto di intersezione
$d(0.7F_{bu})$	[m]	0.006742	punto di intersezione
k	[kN/m]	373640.2158	rigidezza primo ramo
H	[m]	7.5	altezza edificio
$d_{u,SLC}$	[m]	0.0375	spostamento ultimo SLC
$d_{u,SLV}$	[m]	0.028125	spostamento ultimo SLV
d_u	[m]	0.075	spostamento ultimo
d_y	[m]	0.00935819	spostamento limite primo ramo
$A_{bilineare}$	[m ²]	245.8838	area sottesa alla bilineare
A_{curva}	[m ²]	245.8838	area sottesa alla curva
F_y	[kN]	3496.596071	snervamento
m^*	[kg]	3661.753313	PUSHMASSA
T	[sec]	0.621695005	Periodo del sistema

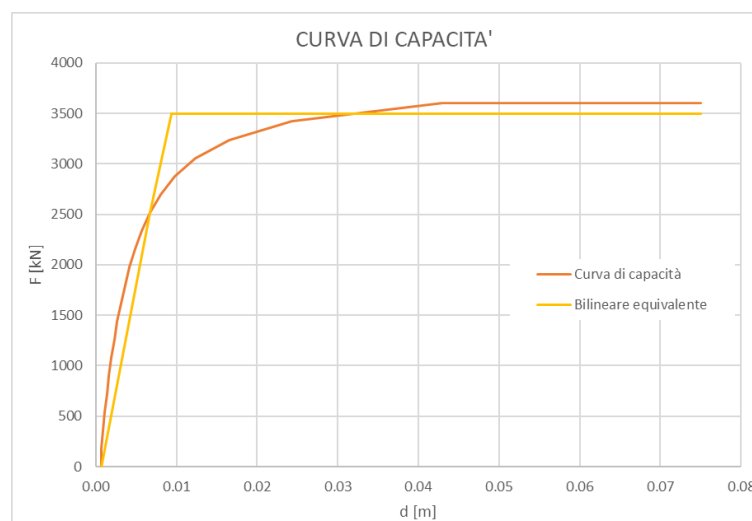


Fig. 5.26: Bilinearizzazione della curva di capacità.

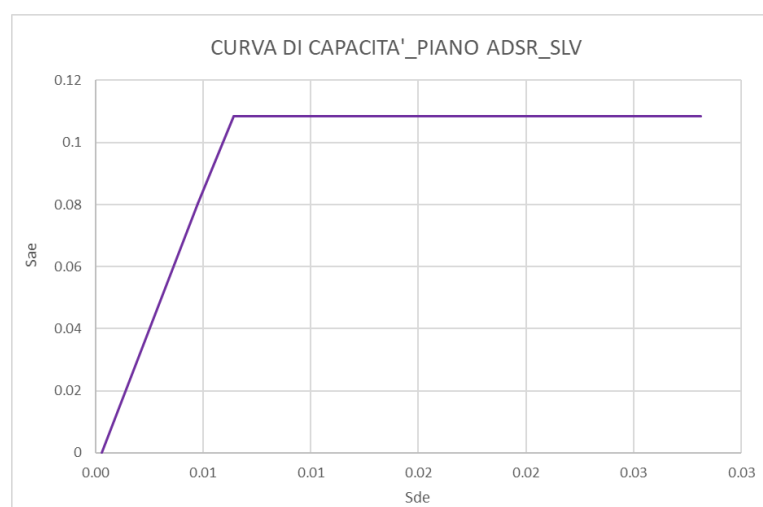


Fig. 5.27: Curva di capacità nel piano ADSR.

Si confronta la domanda con la capacità per la determinazione dell'indice di rischio:

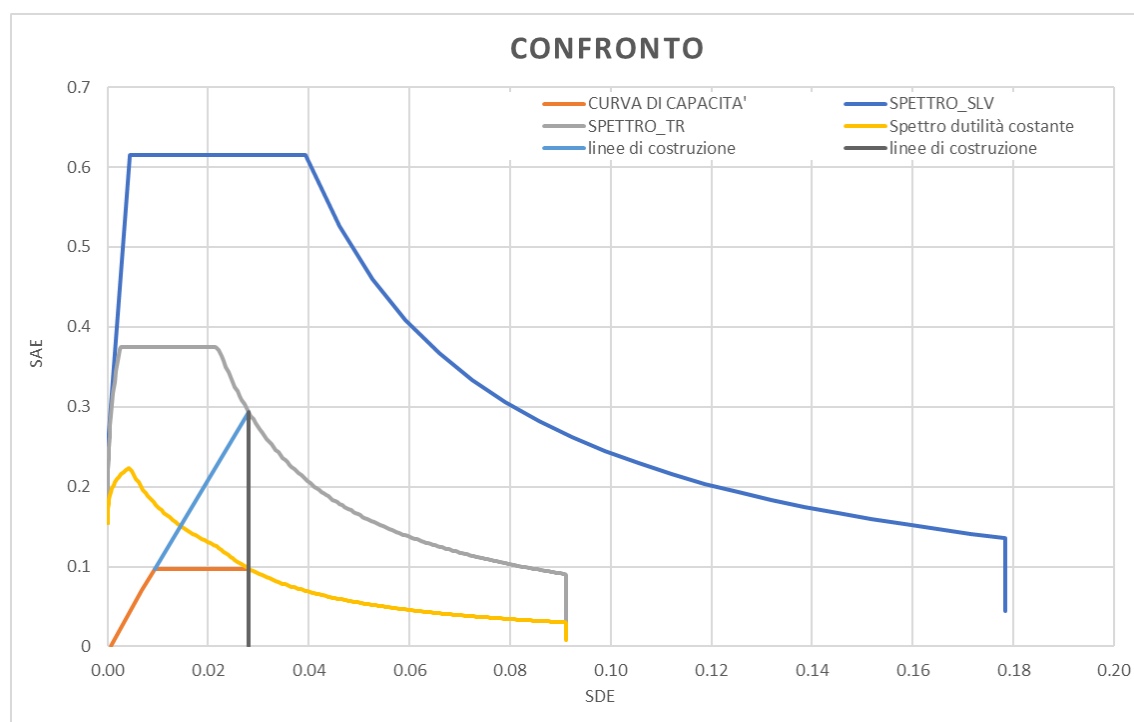


Fig. 5.28: Confronto tra capacità e domanda.

INDICE DI RISCHIO	I_{ag}	0.59
	I_{tr}	0.58

5.8.4 Pushmassay-

Curva di capacità del sistema M-GDL	
F [kN]	d [m]
0	0.000221
179.934452	0.000221
359.868905	0.000003
539.803357	0.00024
719.73781	0.000489
899.672262	0.00075
1079.606714	0.001024
1259.541167	0.00131
1439.475619	0.001613
1619.410072	0.001937
1799.344524	0.002288
1979.278976	0.002678
2159.213429	0.003145
2339.147881	0.003772
2519.082334	0.004502
2699.016786	0.005377
2878.951238	0.006478
3058.885691	0.007978
3238.820143	0.010147
3418.754595	0.013522
3598.689048	0.01947
3778.6235	0.032413
3958.557953	0.070948
3958.557953	0.075

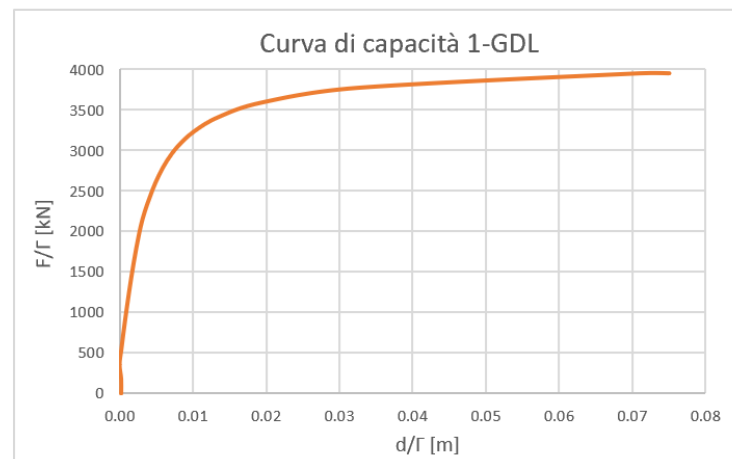
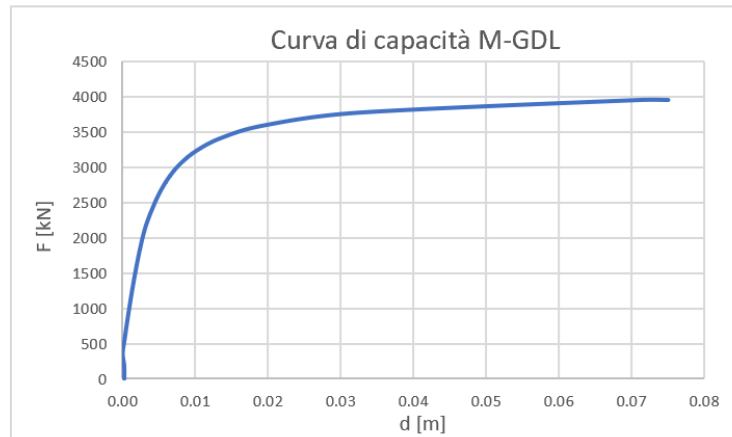


Fig. 5.29: Curva di capacità.

Si procede alla bilinearizzazione della curva:

Tab. 5.6: Dati per la costruzione della bilineare equivalente.

Dati per ricavare la bilineare equivalente a 1-GDL			
F_{bu}	[kN]	3958.557953	Massima azione sistema equivalente SDOF
$0.7F_{bu}$	[kN]	2770.990567	punto di intersezione
$d(0.7F_{bu})$	[m]	0.005727	punto di intersezione
k	[kN/m]	483846.79	rigidezza primo ramo
H	[m]	7.5	altezza edificio
$d_{u,SLC}$	[m]	0.0375	spostamento ultimo SLC
$d_{u,SLV}$	[m]	0.028125	spostamento ultimo SLV
d_u	[m]	0.075	spostamento ultimo
d_y	[m]	0.00782094	spostamento limite primo ramo
$A_{bilineare}$	[m ²]	269.0125	area sottesa alla bilineare
A_{curva}	[m ²]	269.0125	area sottesa alla curva
F_y	[kN]	3784.136719	snervamento
m^*	[kg]	3661.753313	PUSHMASSA
T	[sec]	0.546323967	Periodo del sistema

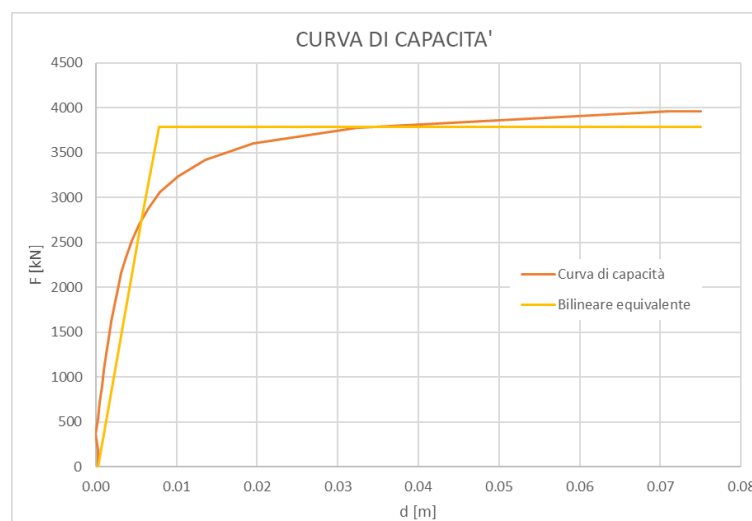


Fig. 5.30: Bilinearizzazione della curva di capacità.

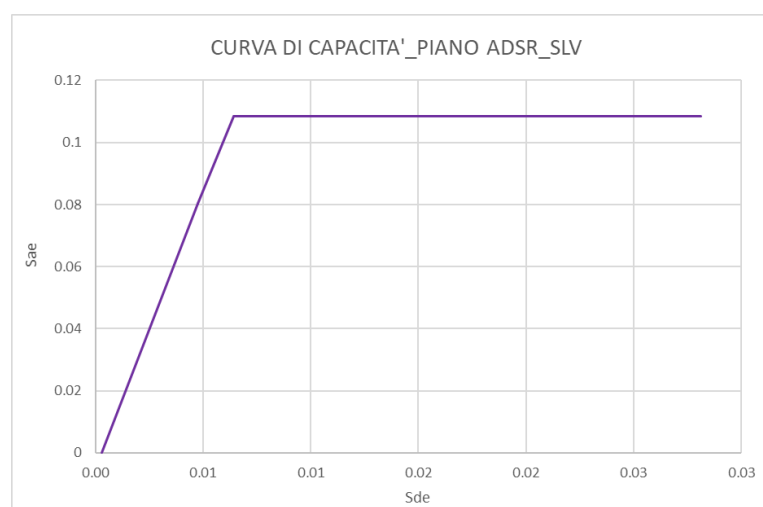


Fig. 5.31: Curva di capacità nel piano ADSR.

Si confronta la domanda con la capacità per la determinazione dell'indice di rischio:

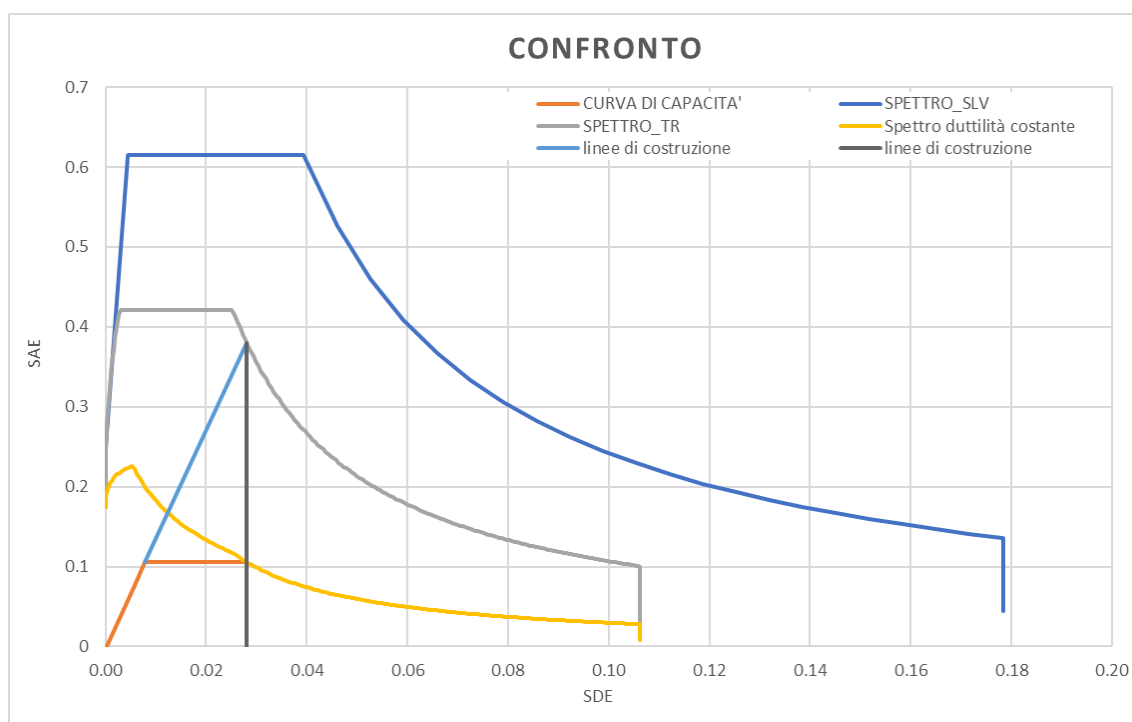


Fig. 5.32: Confronto tra capacità e domanda.

INDICE DI RISCHIO	I_{ag}	0.66
	I_{tr}	0.65

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva contenente i risultati delle analisi:

Tab. 5.7: *Indici di rischio nel caso di spinta proporzionale alla massa.*

DISTRIBUZIONE	PGA (C)	PGA (D)	$T_{R,C}$ [anni]	$T_{R,D}$ [anni]	IR [PGA]	IR [T_R]
Masse X+	0.129	0.175	215.39	475	0.74	0.72
Masse X-	0.136	0.175	249.34	475	0.78	0.77
Masse Y+	0.103	0.175	123.41	475	0.59	0.58
Masse Y-	0.116	0.175	164.84	475	0.66	0.65

In tutti e 4 casi la verifica non risulta soddisfatta essendo l'indice di rischio inferiore all'unità; inoltre, la direzione Y, è la più critica.

6 Analisi comparative

All'interno del seguente paragrafo verranno posti a paragone una serie di modelli, differenti per: valore del parametro di resistenza a trazione della malta o del mattone, modulo elastico e geometria (si intenda la presenza o meno del sistema di volte), al fine di ottenere un quadro di analisi completo della struttura in esame.

6.1 Influenza dei parametri meccanici

Come già accennato all'interno del capitolo introduttivo, ai fine dell'analisi statica non lineare, il primo problema concettuale che si incontra è proprio nella definizione dei parametri meccanici che descrivano adeguatamente la risposta globale della muratura che è, come ben noto, un materiale essenzialmente anisotropo con direzioni di scorrimento preferenziali. Per le murature esistenti si pone l'ulteriore difficoltà di conoscere o stimare la consistenza della malta e dei mattoni impiegati per la costruzione.

Quello che si vuole fare nel presente paragrafo è mettere in luce come anche una piccola variazione della resistenza dei costituenti o del modulo elastico della muratura possa portare a esiti completamente diversi; sono stati quindi confrontati i risultati descritti nel paragrafo 5.8 con quelli ottenuti dalla variazione di uno o più parametri.

Si è notato come anche un piccolo aumento del valore di resistenza a trazione della malta, lasciando invariato il modulo elastico, abbia portato ad un risultato completamente diverso, questo a dimostrazione dell'elevata sensibilità dell'analisi nei confronti di tale

parametro. Di seguito si riporta quanto detto in termini numerici per il caso di spinta orizzontale proporzionale alla massa in direzione X con verso positivo.

Una volta indagata l'intera curva applicando un fattore di scala pari a 1 si è ritenuto sufficiente un valore pari a 0.35.

Nel caso seguente il valore è stato aumentato passando da 0.08 N/mm^2 a 0.13 N/mm^2 .

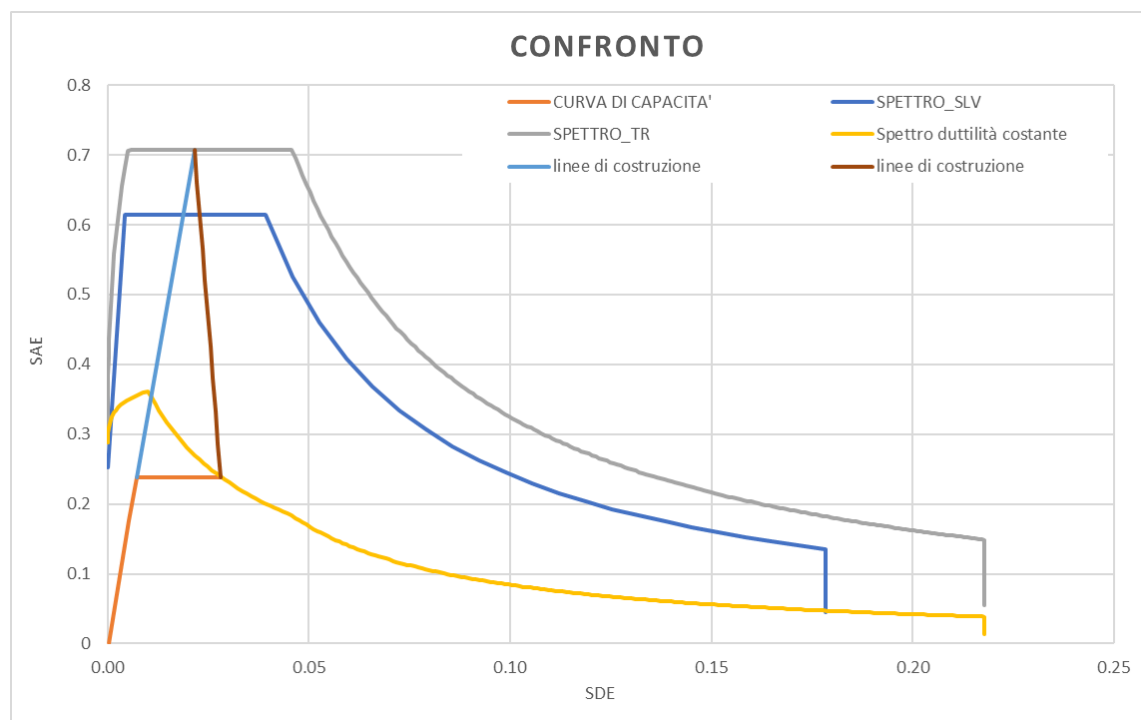


Fig. 6.1: Confronto tra capacità e domanda nel caso di resistenza a trazione pari a 0.13 N/mm^2 .

E' evidente come l'indice di rischio sia aumentato portando al soddisfacimento della verifica, a conferma dell'alta sensibilità del legame costitutivo nei confronti di questo parametro; di seguito si riporta la tabella con i parametri a confronto nel caso PUSHMASSAX+:

Tab. 6.1: Confronto indici di rischio ottenuti per parametri di resistenza a trazione differenti.

DISTRIBUZIONE	PGA (C)	PGA (D)	$T_{R,C}$ [anni]	$T_{R,D}$ [anni]	IR [PGA]	IR [T_R]
Masse X+ $f_t=0.08$ N/mm ²	0.129	0.175	215.39	475	0.74	0.72
Masse X+ $f_t=0.13$ N/mm ²	0.206	0.175	752.28	475	1.18	1.21

Un'ulteriore analisi è stata svolta abbattendo il modulo elastico, passando dal valore medio pari a 1500 N/mm² al minimo di 1200 N/mm² previsto dalla tabella C8.5.I; si è così registrata una lieve riduzione dell'indice di rischio del 8% circa.

Di seguito si riportano i risultati ottenuti:

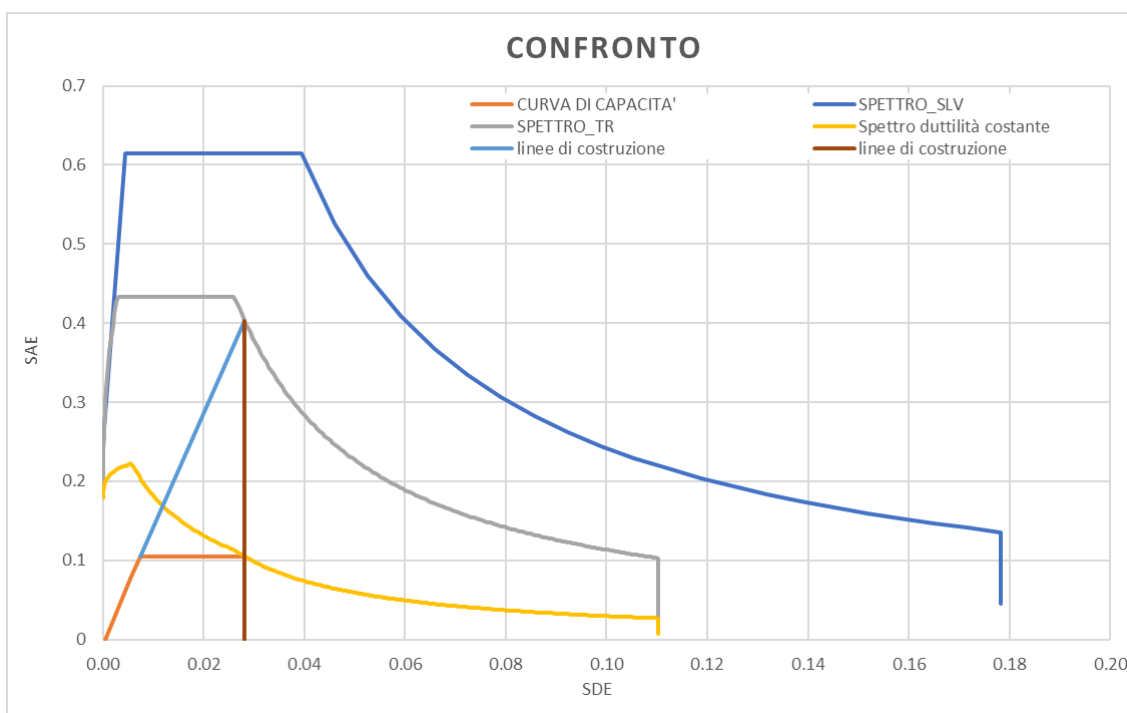


Fig. 6.2: Confronto tra capacità e domanda nel caso di modulo elastico pari a 1200 N/mm².

Tab. 6.2: Confronto indici di rischio ottenuti per moduli elastici differenti.

DISTRIBUZIONE	PGA (C)	PGA (D)	$T_{R,C}$ [anni]	$T_{R,D}$ [anni]	IR [PGA]	IR [T_R]
Masse X+ E=1500 N/mm ²	0.129	0.175	215.39	475	0.74	0.72
Masse X+ E=1200 N/mm ²	0.119	0.175	176.61	475	0.68	0.67

Andando infine a ridurre il valore di resistenza a trazione del mattone da 0.8 N/mm² a 0.13 N/mm² si è registrata una variazione trascurabile, in particolare un aumento del coefficienti pari a 0.02; si può così concludere che tale parametro non influenza i risultati dell'analisi.

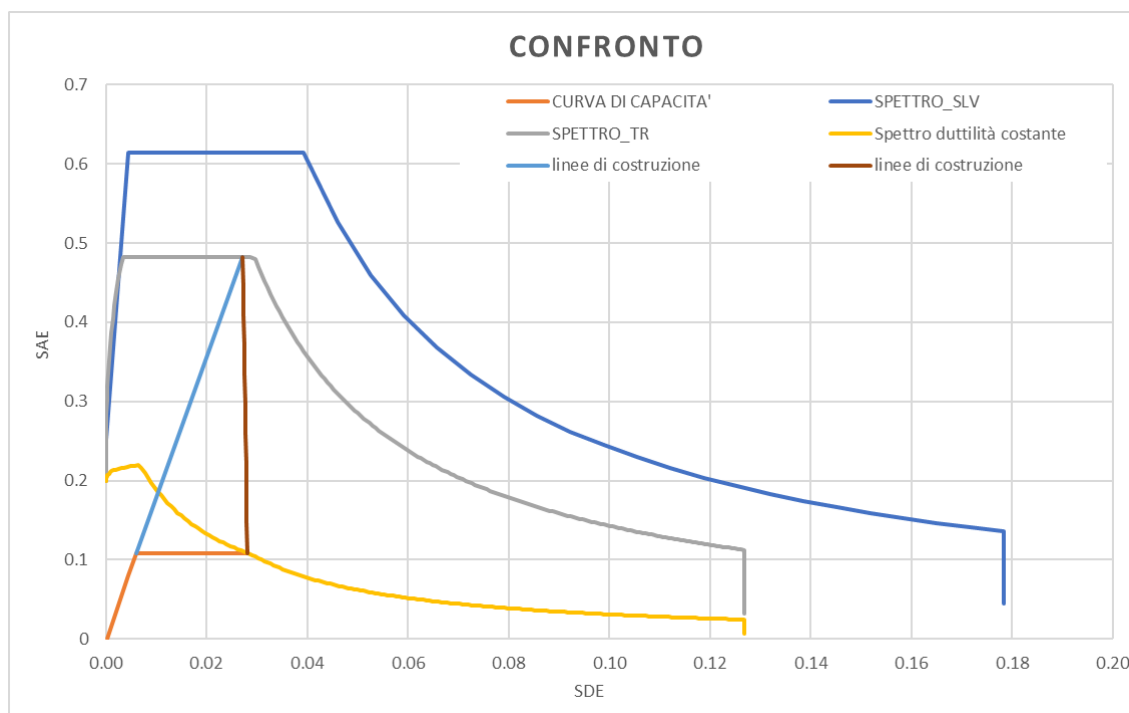


Fig. 6.3: Confronto tra capacità e domanda.

Tab. 6.3: Confronto indici di rischio ottenuti per valori di resistenza a trazione differenti.

DISTRIBUZIONE	PGA (C)	PGA (D)	$T_{R,C}$ [anni]	$T_{R,D}$ [anni]	IR [PGA]	IR [T_R]
Masse X+ $f_{t,mattone}=0.8$ N/mm ²	0.129	0.175	215.39	475	0.74	0.72
Masse X+ $f_{t,mattone}=0.13$ N/mm ²	0.133	0.175	231.15	475	0.76	0.74

6.2 Confronto con i modelli semplificati

Lo studio del caso in esame è stato esteso al confronto tra il modello dell'edificio reale, caratterizzato dalla presenza di volte al primo piano, con dei modelli semplificati, in cui il sistema voltato è stato sostituito con un solaio sia rigido che deformabile; l'obiettivo del seguente lavoro è riuscire a capire quale delle due modellazioni semplificate più si avvicina al caso reale e in che modo il tipo di solaio influenza i risultati delle analisi statiche non lineare, in termini di indice di rischio.

A tale scopo è stato realizzato un modello eliminando le volte e sostituendole con un solaio in legno deformabile, come quello utilizzato per simulare la copertura; per quanto riguarda i carichi, sia il peso delle volte che il riempimento, sono stati assegnati come carichi uniformemente distribuiti sul solaio rappresentato da un elemento shell.

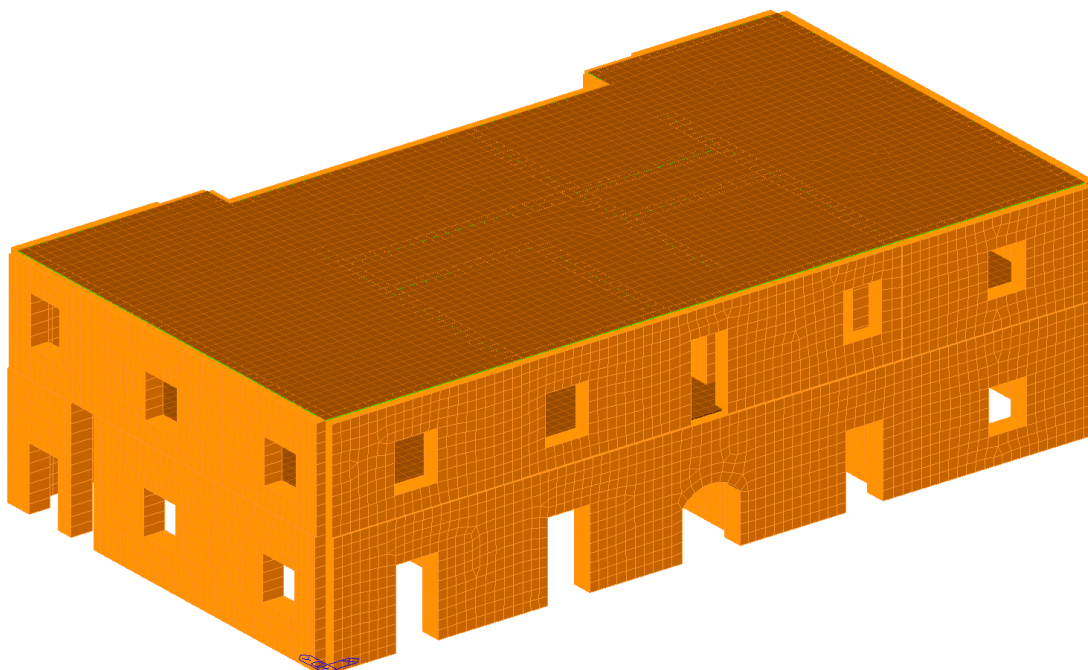


Fig. 6.4: Modello solaio deformabile in sostituzione alle volte.

Di seguito si riportano i risultati dell'analisi nel caso di spinta proporzionale alla massa in direzione X positiva.

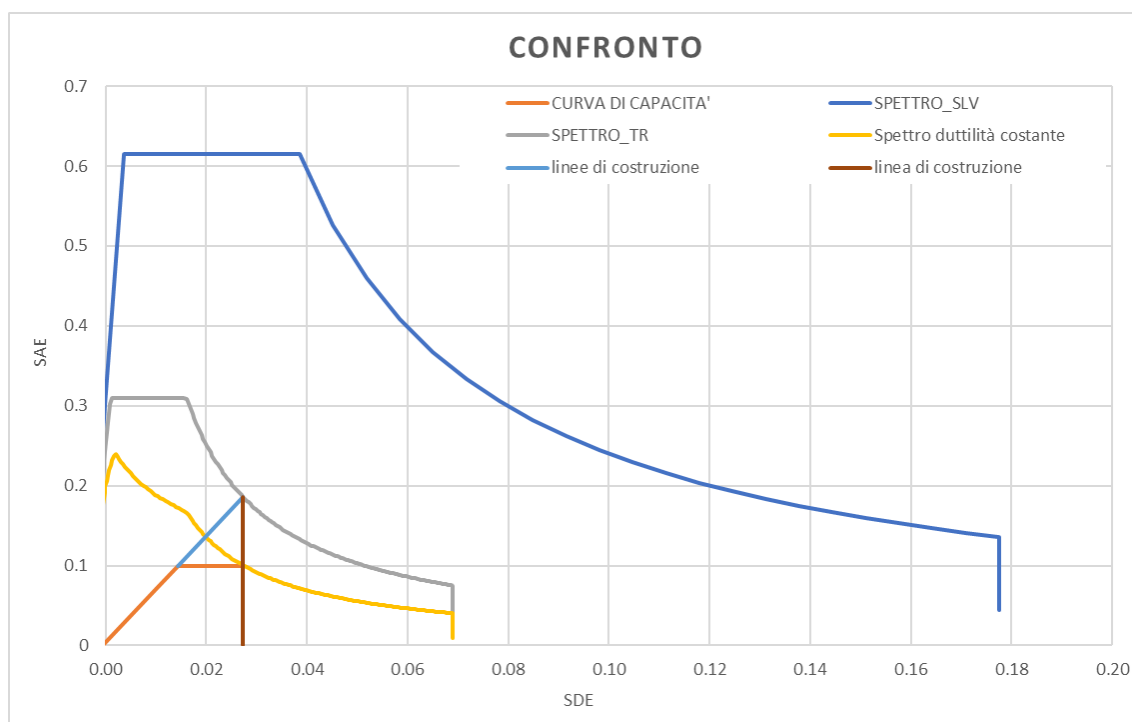


Fig. 6.5: Confronto tra capacità e domanda modello solaio deformabile.

Passiamo ora al confronto con il modello realizzato con il solaio rigido, mediante l'opzione di diaframma di piano presente in Midas Gen, in cui si vanno a vincolare tutti i nodi di piano ad un centro di massa.

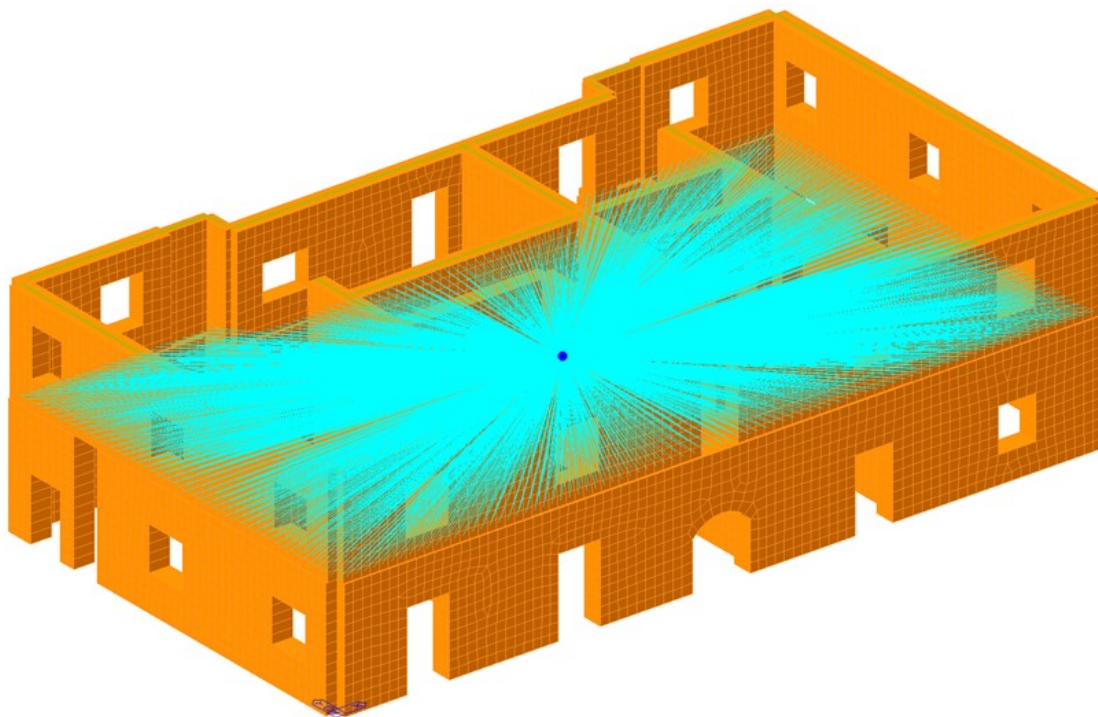


Fig. 6.6: *Modello con diaframma di piano.*

Il risultato nel caso di spinta orizzontale proporzionale alla massa è il seguente:

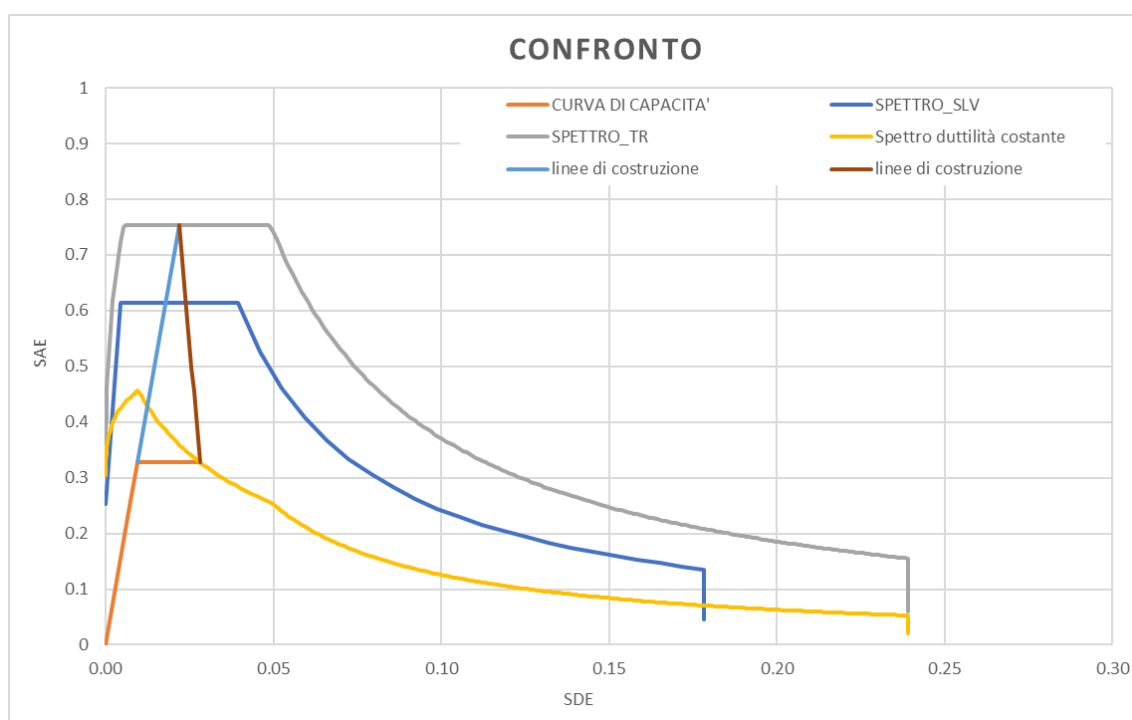


Fig. 6.7: Confronto tra capacità e domanda modello solaio rigido.

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva dei casi sovra citati:

Tab. 6.4: Confronto indici di rischio.

DISTRIBUZIONE	PGA (C)	PGA (D)	$T_{R,C}$ [anni]	$T_{R,D}$ [anni]	IR [PGA]	IR [T_R]
Masse X+_Volte	0.129	0.175	215.39	475	0.74	0.72
Masse X+_Solaio deformabile	0.084	0.175	77.88	475	0.48	0.48
Masse X+_Solaio rigido	0.222	0.175	934.23	475	1.27	1.32

E' evidente la maggior criticità del modello caratterizzato dalla presenza del solaio deformabile, avente indice di rischio pari a 0.48; ci si aspettava tale riduzione del coefficiente in quanto le volte sono sistemi più rigidi rispetto al solaio deformabile; risulta, invece, superiore a 1, quindi verificabile, nel caso di solaio rigido. Il modello reale risulta essere un caso intermedio tra i due proposti.

CONCLUSIONE

L'obiettivo del presente lavoro di ricerca è stato quello di analizzare le problematiche relative alla modellazione di un edificio storico in muratura e di mettere in evidenza l'influenza dei parametri meccanici, che definiscono i costituenti della muratura, sul comportamento sismico globale.

Dall'osservazione dei risultati ottenuti è emersa una marcata influenza della resistenza a trazione della malta, contrariamente a quanto si è evidenziato per la resistenza a trazione del mattone. È risultata invece modesta l'influenza del modulo elastico.

Tra i due costituenti la muratura, il dominante, è rappresentato dalla malta; la variazione della resistenza a trazione di questo elemento ha influenzato in maniera considerevole il valore dell'indice di rischio, portando da valori al di sotto dell'unità, quindi non verificati, a valori superiori ad uno.

Lo studio è stato inoltre approfondito mettendo a confronto i risultati ottenuti con il modello reale, caratterizzato da un sistema voltato al primo piano, con un modello semplificato in cui le volte sono state sostituite da un solaio con differenti livelli di rigidezza.

Dai risultati è emerso un indice di rischio più basso nel caso del modello con solaio deformabile, quindi più vulnerabile dal punto di vista sismico, e molto più elevato nel caso con solaio rigido.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Augenti, Parisi. *Modellazione della muratura, analisi strutture consolidate.*
- [2] *Linee-guida software murature.*
- [3] *Uso software calcolo, analisi sismica di edifici in muratura_V1.0_Novembre 2020_pp.*
- [4] Cspfea 237, *progetto e verifica di vulnerabilità sismica di un edificio in muratura ordinaria portante.*
- [5] Cspfea 236, *analisi non lineare delle strutture in muratura.*
- [6] DISEG - Centro di Ricerca sui Ponti in Muratura. *Caratteristiche meccaniche della muratura.*

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [1] Norme tecniche per le costruzioni-NTC2018.
- [2] Circolare esplicativa NTC2018.