

UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E ARCHITETTURA
CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA EDILE



Analisi e modellazione di un edificio monumentale:
la Rocca di Senigallia

Analysis and modeling of a monumental building:
the Fortress of Senigallia

Relatore della tesi:
Prof. Ing. Roberto Capozucca

Tesi di Laurea di:
Elisa Bettucci
Matricola: 1086623

ANNO ACCADEMICO 2020/2021

Alla mia famiglia, a Daniele, a Sonia e Fabrizio

INDICE

1 INTRODUZIONE	1
2 COMPORTAMENTO SISMICO DI EDIFICI IN MURATURA	3
2.1 PROBLEMATICHE DEGLI EDIFICI STORICI IN MURATURA	4
2.1.1 CONCEZIONE SCATOLARE	4
2.1.2 REGOLARITA' IN PIANTA E IN ELEVAZIONE	7
2.2 MODELLAZIONE DI PANNELLI IN MURATURA SOTTOPOSTI AD AZIONI NEL PIANO	9
2.3 MODALITA' DI ROTTURA DEI PANNELLI MURARI	12
3 TECNICHE DI MODELLAZIONE DELLA MURATURA	15
3.1 MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI	16
3.1.1 MICRO-MODELLAZIONE	17
3.1.2 MACRO-MODELLAZIONE	18
3.2 MODELLAZIONE A TELAIO EQUIVALENTE	19
3.2.1 IL METODO POR	21
3.2.2 MODELLI A MACROELEMENTI MONODIMENSIONALI	22
3.2.3 MODELLI A MACROELEMENTI BIDIMENSIONALI	23
4 CASO STUDIO: ROCCA DI SENIGALLIA	24
4.1 INQUADRAMENTO GENERALE	25
4.1.1 INQUADRAMENTO TERRITORIALE E PLANIMETRICO	25
4.1.2 INDAGINI IN SITU: INQUADRAMENTO SISMICO	26
4.1.3 CARATTERISTICHE GENERALI ED EVOLUZIONE STORICA DELLA COSTRUZIONE	30
4.2 CONOSCENZA DEL MANUFATTO	35
4.2.1 RILIEVO GEOMETRICO	35
4.2.2 RILIEVO VISIVO E FOTOGRAFICO	41
5 MODELLAZIONE A TELAIO EQUIVALENTE	44
5.1 ASPETTI GENERALI	45
5.1.1 CREAZIONE DELLA GEOMETRIA	45
5.1.2 AZIONI SULLA COSTRUZIONE	50
5.1.3 ANALISI DEI CARICHI	50
5.1.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA MURATURA	54
5.1.4 CONSIDERAZIONI PER LE ANALISI	55
5.2 ANALISI DINAMICA LINEARE (MODALE)	56

5.2.1	RISULTATI DELL' ANALISI MODALE	56
5.3	ANALISI STATICA NON LINEARE (PUSHOVER).....	59
5.3.1	RISULTATI DELL' ANALISI PUSHOVER: CURVE DI CAPACITA'	60
6	CREAZIONE DEL MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI	62
6.1	MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI DI UNA PARETE IN MURATURA.....	63
6.1.1	INDAGINI SPERIMENTALI.....	63
6.1.2	RISULTATI SPERIMENTALI.....	65
6.1.3	APPROCCIO ALLA MODELLAZIONE.....	69
6.1.4	CREAZIONE DELLA GEOMETRIA AGLI ELEMENTI FINITI.....	71
6.1.5	SCELTA DEL TIPO DI ELEMENTI.....	74
6.1.6	SCELTA DEI MATERIALI E CRITERI DI ROTTURA	75
6.1.7	DEFINIZIONE DELLA MESH.....	85
6.1.8	CARICHI E CONDIZIONI DI VINCOLO.....	87
6.1.9	IMPOSTAZIONE DELL'ANALISI STATICA NON LINEARE.....	90
6.1.10	RISULTATI CARICO-SPOSTAMENTO DEL MODELLO 1.....	91
6.1.11	RISULTATI CARICO-SPOSTAMENTO DEL MODELLO 2.....	92
6.1.12	COMPARAZIONE DEI RISULTATI SPERIMENTALI E TEORICI (MODELLO 1 E 2).....	94
6.2	MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI DELLA PORZIONE IN ESAME DELLA ROCCA DI SENIGALLIA.....	99
6.2.1	CREAZIONE DELLA GEOMETRIA AGLI ELEMENTI FINITI.....	99
6.2.2	SCELTA DEL TIPO DI ELEMENTI.....	109
6.2.3	SCELTA DEL MATERIALE E DEL CRITERIO DI ROTTURA	111
6.2.4	DEFINIZIONE DELLA MESH.....	112
6.2.5	CARICHI E CONDIZIONI DI VINCOLO.....	115
6.2.6	IMPOSTAZIONE DELL'ANALISI DINAMICA LINEARE (MODALE)	125
6.2.7	ANALISI DINAMICA LINEARE (MODALE).....	125
6.2.8	IMPOSTAZIONE DELL'ANALISI STATICA NON LINEARE.....	129
6.2.9	ANALISI STATICA NON LINEARE	130
7	CONFRONTO DEI RISULTATI	135
7.1	ANALISI MODALE.....	135
7.2	ANALISI STATICA NON LINEARE.....	136
8	CONCLUSIONI.....	139
	BIBLIOGRAFIA.....	141

1 INTRODUZIONE

Il patrimonio edilizio giunto ai giorni nostri è costituito in buona parte da costruzioni in muratura, essendo stata pressoché l'unica tecnica costruttiva fino a circa metà dell'Ottocento, ossia fino alla prima comparsa del cemento armato e dell'acciaio come materiale da costruzione. L'edificato storico in muratura può essere suddiviso in edilizia "comune", solitamente costruzioni di civile abitazione, e edilizia "monumentale", cioè avente valore storico-artistico, come ad esempio luoghi di culto, musei, edifici pubblici.

Lo studio della muratura, soprattutto per quanto concerne la salvaguardia delle strutture esistenti, è un tema estremamente attuale: nell'ambito del panorama nazionale italiano, il campo della ricerca ruota principalmente attorno alla conservazione degli edifici storici. Conservazione degli edifici che, in Italia, significa principalmente miglioramento sismico, con funzione preventiva o di riparazione. In Italia, infatti, il naturale e inevitabile susseguirsi di eventi sismici pone il patrimonio edilizio in una condizione di elevato degrado potenziale; in particolar modo gli edifici più vulnerabili al sisma, come evidenziato dal danneggiamento osservato con i recenti sismi, sono proprio gli edifici storici in muratura.

Il comportamento degli edifici in muratura sottoposti ad azione sismica non è sempre chiaro e prevedibile. Se da una parte un aspetto di prioritaria importanza risiede nella conoscenza del manufatto che, nel caso particolare di strutture storiche, è ancora più complessa, dall'altra altrettanto lo è quella del programma di calcolo utilizzato ai fini dell'analisi strutturale. Alle incertezze sulle proprietà meccaniche dei materiali¹, si sommano i differenti presupposti teorici, tipologie di modellazione numerica e livelli di dettaglio dei software numerici proposti negli ultimi anni. Risulta pertanto del tutto irrealistico pensare di adottare un unico modello di assoluta applicabilità e validità.

Nel seguente lavoro di tesi sono state per l'appunto messi in luce questi aspetti, evidenziando le criticità e l'influenza nei risultati legate al tipo di modellazione

¹ Dipendono da vari fattori, non sempre di facile e univoca determinazione, come l'interazione tra malta e blocco, tipologia di tessitura e tecnica di posa in opera degli elementi.

scelto. La scelta della strategia di modellazione è ricaduta su un codice di calcolo agli elementi finiti, Ansys Mechanical APDL², messo a confronto con un programma a telaio equivalente, Aedes.PCM.

La struttura presa in esame è una porzione di fabbricato della Rocca di Senigallia, nota anche come Rocca Roveresca, un edificio storico in muratura molto complesso per la sua storia edificativa, dall'epoca di colonizzazione romana fino all'inizio del XV secolo, che si è protratta nel tempo subendo numerosissime modifiche fino ad oggi. Sono state condotte due tipologie di analisi numerica della struttura in muratura: un'analisi dinamica lineare (modale) e un'analisi statica non lineare (pushover). L'analisi non lineare condotta tramite FEM risente notevolmente del tipo di legame costitutivo utilizzato per la descrizione del comportamento non lineare del materiale, un aspetto poco pratico in ambito professionale dal punto di vista computativo e di sviluppo del modello. Pur trattandosi di un metodo molto efficace e preciso, infatti, quello agli elementi finiti richiede inevitabilmente un onere maggiore a livello computazionale, a partire dalla definizione del modello, fino all'esecuzione delle stesse analisi. Recentemente, dunque, sono stati sviluppati per gli edifici in muratura altri modelli di calcolo semplificati che schematizzano la struttura in un telaio equivalente. Questi, considerati un'evoluzione dello storico metodo POR, si basano principalmente sui danni osservati in seguito ad eventi sismici. Software commerciali di questo tipo, come il PCM, se da una parte agevolano il progettista, dall'altra però richiedono semplificazioni che potrebbero restituire un modello strutturale non corrispondente al reale comportamento globale.

L'obiettivo del seguente lavoro di tesi è quindi quello di valutare la risposta sismica di una porzione del fabbricato in esame (analisi pushover), ponendo l'accento su come l'utilizzo di diversi criteri di discretizzazione geometrica di elementi strutturali conduce, di conseguenza, a risposte sismiche spesso significativamente diverse tra loro.

² ANSYS è un pacchetto di modellazione di elementi finiti di uso generale per risolvere numericamente un'ampia varietà di problemi meccanici. Questi problemi includono: analisi strutturale statica/dinamica (sia lineare che non lineare), trasferimento di calore e problemi di fluidi, nonché problemi acustici ed elettromagnetici.

2 COMPORTAMENTO SISMICO DI EDIFICI IN MURATURA

Se non sono attesi eventi sismici, la stabilità delle strutture in muratura necessita di essere verificata solo per i carichi verticali. In caso di azione sismica, invece, la struttura sarà sottoposta ad una serie di azioni orizzontali cicliche, che spesso possono causare grandi tensioni a flessione e taglio nelle pareti murarie, superando il limite elastico del comportamento del materiale murario. Ciò causa il danneggiamento delle strutture in muratura e, laddove esse non sono progettate per resistere a grandi deformazioni in campo post elastico e dissipare energia, anche il collasso della costruzione. Poiché il movimento del suolo è tridirezionale, vengono indotte forze di inerzia sia verticali che orizzontali, che cambiano nel tempo, provocando vibrazioni della struttura nelle tre direzioni. Inoltre, a causa della massa distribuita delle pareti in muratura, vengono indotte anche forze di inerzia perpendicolari ai piani delle pareti, con conseguente vibrazione fuori piano delle pareti strutturali e non strutturali.

I danni dovuti alle azioni sismiche rilevati sugli edifici in muratura possono essere così classificati in due grandi gruppi:

1. Quelli dovuti a *meccanismi di primo modo*, ossia meccanismi fuori dal piano, associati ad azioni ortogonali alle pareti;
2. Quelli dovuti a *meccanismi di secondo modo*, ossia meccanismi nel piano o a “taglio”, associati ad azioni complanari alle pareti.

In generale, la stabilità di una struttura muraria è profondamente connessa con i meccanismi di primo modo, specialmente negli edifici in muratura storici.

È poi importante sottolineare come, per poter riconoscere uno di questi meccanismi, in una struttura in muratura danneggiata dal sisma, la muratura deve avere un comportamento monolitico, ossia deve rispettare le cosiddette “regole dell’arte”, insieme di principi costruttivi pratici a carattere empirico tramandati nel corso della storia. In caso contrario la muratura si disgrega prima ancora dell’innescarsi di qualsiasi tipo di cinematismo.

2.1 PROBLEMATICHE DEGLI EDIFICI STORICI IN MURATURA

2.1.1 CONCEZIONE SCATOLARE

L'edificio in muratura deve essere concepito e realizzato come un assemblaggio tridimensionale di muri e solai, che possano garantire un comportamento d'insieme detto *scatolare*. Questo conferisce una opportuna stabilità e robustezza del complesso sistema edificio, dove tutti gli elementi sono chiamati a sostenere i carichi applicati.

Nell'organismo strutturale si possono individuare elementi distinti di diverso comportamento statico:

- Orizzontamenti di piano e di copertura, impegnati da azioni normali, date dal peso proprio e dai sovraccarichi nel piano medio, e da azioni agenti nel piano medio, con la funzione di distribuzione delle forze orizzontali;
- Muri portanti, impegnati sia da azioni verticali, come il peso proprio, i carichi permanenti e accidentali, sia da azioni orizzontali ortogonali al piano medio, date dall'azione del vento e da quella sismica;
- Muri di controventamento, impiegati prevalentemente sotto carichi orizzontali nel piano medio.

I muri possono assolvere alla funzione portante e/o di controventamento. La collaborazione tramite un adeguato assemblaggio di questi elementi indipendenti genera la struttura in muratura.

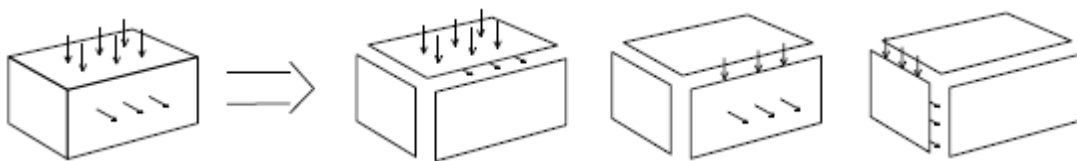


Figura 2.1 Concezione scatolare

La stabilità alle forze orizzontali, ad esempio, richiede la disposizione di murature secondo almeno due direzioni ortogonali. La resistenza dei muri a forze agenti nel piano è di gran lunga maggiore rispetto a quella agente ortogonalmente al piano;

perciò, quando le murature si comportano da controventamento contro queste azioni, danno una risposta migliore. Un altro fattore importante da tenere in considerazione, che ne influenza la resistenza, è la presenza di forze verticali stabilizzanti.

Il comportamento globale della struttura nei confronti dell'azione sismica è fortemente influenzato dal grado di connessione presente tra gli elementi strutturali. Gli edifici in muratura sono sistemi strutturali continui in cui tutte le parti devono trasmettere tra loro le azioni di collaborazione per far assumere all'intero edificio un comportamento scatolare. Le tensioni che occorre limitare il più possibile sono quelle di trazione, poiché sono molto basse nella muratura: a tal fine, visto che tutte le pareti sono sollecitate a flessione e taglio, è opportuno che esse siano in buona misura compresse.

È bene inoltre che le pareti siano ben vincolate agli elementi trasversali, come i solai e i muri di controventamento. Questi ultimi risulteranno così maggiormente sollecitati, ma le forze taglienti e flettenti in questi agiranno nel piano, nel quale hanno maggiore rigidità e resistenza. Così facendo le azioni ortogonali al piano della parete inducono sollecitazioni taglienti e flettenti di valore limitato.

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 ed a ripartire tra esse le sollecitazioni indotte. La presenza di un buon ammorsamento tra pareti 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 ed 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.

In Figura 2.2 è possibile osservare la risposta di un edificio in muratura, soggetto ad azioni orizzontali, in funzione del tipo di ammassamento.

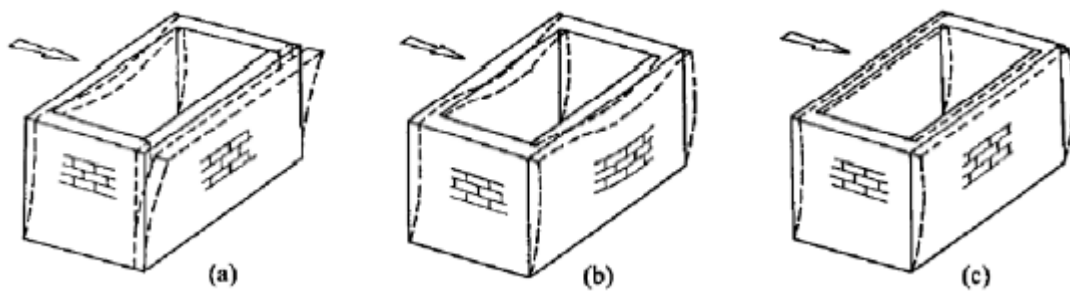


Figura 2.2 Risposta di un edificio in muratura in funzione del tipo di ammassamento:
(a) assenza di ammassamenti; (b) presenza di ammassamenti con solaio deformabile;
(c) presenza di ammassamenti con solaio rigido

Nel caso (a), in presenza di ammassamenti scarsi o assenti, le pareti ortogonali alla direzione del sisma si trovano ad essere sollecitate da forze orizzontali. Esse raggiungeranno rapidamente la crisi senza poter contare sull'aiuto delle pareti adiacenti, che hanno un miglior comportamento nei confronti delle azioni orizzontali.

Nel caso (b), le pareti e il solaio sono ben ammassati tra loro ma la flessibilità di quest'ultimo scarica l'azione sismica al centro delle pareti perpendicolari alla direzione del sisma, invece di convogliarla correttamente alle pareti laterali (tipico dei solai in legno a semplice orditura).

Nel caso (c), si hanno buoni ammassamenti e il solaio sufficientemente rigido nel piano, quindi le azioni sismiche vengono ripartite tra le pareti parallele alla direzione del sisma, le quali presentano un buon comportamento nel proprio

piano. Inoltre, le pareti ortogonali sono sostenute da quelle adiacenti grazie al buon grado di vincolo.

In conclusione, si può affermare che, con la realizzazione del comportamento scatolare, si può definire una vulnerabilità globale dell'edificio, che dipende dalla risposta sismica di tutto il sistema strutturale, governata dalla risposta nel piano delle pareti e dall'azione di collegamento e di ripartizione esercitate dagli orizzontamenti. Risulta dunque fondamentale analizzare la risposta della parete nel proprio piano, studiare i possibili meccanismi di danneggiamento e valutare l'interazione con il resto della costruzione.

2.1.2 REGOLARITA' IN PIANTA E IN ELEVAZIONE

Un altro requisito che influenza il comportamento degli edifici sottoposti ad azioni orizzontali è quello della regolarità in pianta e in altezza. Per fabbricati di altezza modesta, quali quelli in muratura, le azioni orizzontali sono limitate agli eventi sismici.

Il mancato rispetto di questo requisito da parte della maggioranza degli edifici di vecchia concezione ha reso necessaria l'introduzione di modelli di analisi più sofisticati, che permettono di osservare la formazione di fenomeni di carattere torsionale, quale quello tridimensionale considerato in fase di analisi in questo lavoro di tesi. Durante la sua azione, il sisma induce un'accelerazione nella struttura che provoca la nascita di forze d'inerzia orizzontali, rappresentate da forze F agenti a livello di ciascun solaio nel centro di massa (G), dove si può assumere concentrata la massa dell'edificio stesso. Assumendo i solai rigidi nel proprio piano, si ha che le forze orizzontali producono traslazioni e rotazioni rigide di un generico piano della struttura rispetto al piano sottostante. Lo spostamento imposto agli elementi resistenti verticali provocherà la nascita di forze orizzontali resistenti, proporzionali alla rigidità degli stessi. Il baricentro delle forze di taglio è il centro di rigidità (R). Gli edifici nei quali il centro delle masse non coincide con il centro delle rigidità, sono definiti asimmetrici: quest'eventualità può essere prodotta non soltanto da una disposizione non regolare degli elementi resistenti ma anche da una distribuzione asimmetrica delle masse al piano.

Premesso ciò, per un sistema di controventamento di tipo spaziale, quale può essere ad esempio l'insieme delle pareti di taglio negli edifici in muratura, si possono fondamentalmente verificare due casi:

1. il sistema ha due assi di simmetria e il centro di massa coincidente con il centro di rigidezza (Figura 2.3);
2. il sistema non è simmetrico e il centro di massa non coincide con il centro di rigidezza (Figura 2.4).

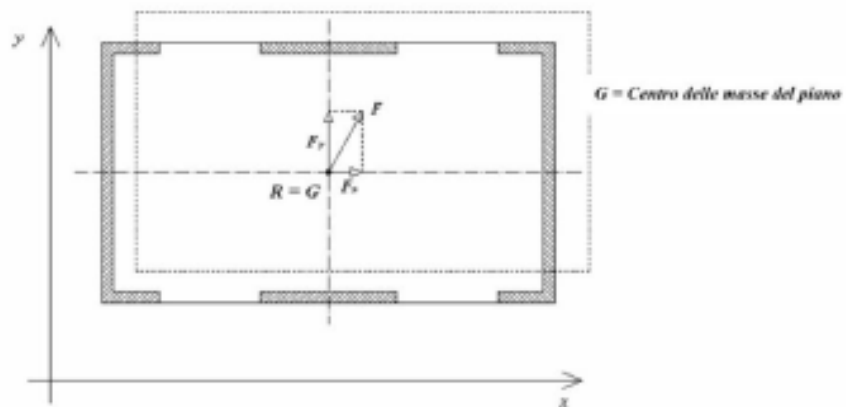


Figura 2.3 Sistema spaziale di controventamento geometricamente simmetrico in pianta

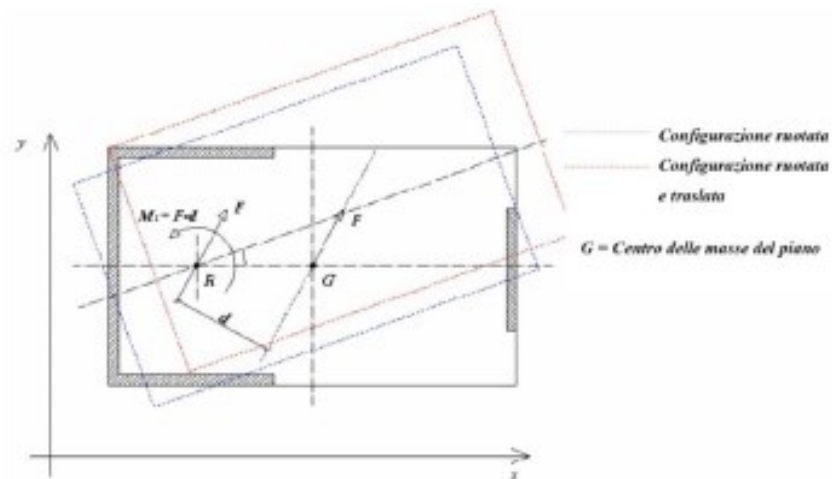


Figura 2.4 Sistema spaziale di controventamento geometricamente asimmetrico in pianta

Nel primo caso, con riferimento alla Figura 2.3, il movimento teorico del piano è puramente traslatorio e, nell'ipotesi di solai rigidi nel piano, tutti i punti dell'impalcato subiscono uguale spostamento. Scomponendo la forza sismica, genericamente orientata lungo le due direzioni principali in pianta x e y , l'analisi può essere condotta in modo indipendente per i due sistemi di pareti lungo le due direzioni principali.

Nel secondo caso, con riferimento alla Figura 2.4, la forza agente e la forza resistente possono equilibrarsi solo con l'introduzione di un momento torcente, che produce una rotazione relativa del piano. Ciò comporta sia un aumento della forza di taglio su alcuni elementi resistenti sia ulteriori spostamenti di interpiano, che possono diventare molto elevati. In caso di asimmetria, siccome le pareti di taglio generalmente si considerano prive di rigidità a flessione, si ha lo sviluppo di significative rotazioni attorno al baricentro delle rigidità e la coppia M_t risulta equilibrata dalle coppie generate dai tagli di piano, che agiscono sui vari elementi. È evidente come, in questa circostanza, gli elementi si trovino ad essere sollecitati in modo assai differente rispetto al caso di struttura simmetrica in pianta e come siano soggetti a spostamenti elevati in prossimità dell'estremo meno rigido.

Il concetto di regolarità di un edificio è generale, valido quindi per qualunque sistema costruttivo. Da quanto detto è evidente che la morfologia, la forma e le dimensioni della struttura nel suo complesso e degli elementi che la compongono, sono determinanti nei riguardi dell'attivazione di meccanismi di collasso, globali e locali. La presenza di irregolarità e/o discontinuità planimetriche e altimetriche è un aspetto di cui è necessario avere considerazione.

2.2 MODELLAZIONE DI PANNELLI IN MURATURA SOTTOPOSTI AD AZIONI NEL PIANO

La definizione di adeguati modelli semplificati per valutare la capacità portante di pannelli in muratura soggetti ad azioni nel proprio piano, sia in termini di resistenza che di spostamento, ha un ruolo fondamentale nella verifica sismica delle costruzioni in muratura.

Modellare il comportamento non elastico, non omogeneo e anisotropo della muratura, è un'operazione non affatto semplice. La previsione della capacità di resistenza ai carichi orizzontali e della deformabilità delle pareti in muratura si basa solitamente sull'analogia con gli elementi strutturali in cemento armato.

Come è noto, l'analisi del comportamento sotto sisma di costruzioni in muratura, richiede l'utilizzo di adeguate procedure di analisi in campo non lineare. Il comportamento inelastico che il materiale muratura evidenzia già a bassi livelli tensionali rende, infatti, i metodi dell'analisi lineare fortemente inadatti a studiarne la risposta.

Nell'ultima decade, sulla base dei concetti dell'ingegneria sismica, si è avuto un incremento notevole dell'utilizzo delle procedure statiche non lineari al fine di valutare la prestazione sismica delle costruzioni in muratura. Come è noto, queste procedure sono basate sul confronto tra la capacità di spostamento della struttura e la richiesta di spostamento relativa ad un determinato terremoto. La definizione della capacità di spostamento richiede la valutazione di una curva forza-spostamento (curva di pushover) in grado di descrivere la risposta complessiva inelastica della struttura e di offrire informazioni circa il suo comportamento in termini di rigidità, resistenza complessiva e capacità di spostamento ultimo. Questa curva può essere ottenuta da un'analisi statica incrementale non lineare (pushover), sottoponendo la struttura, idealizzata attraverso un adeguato modello, ad un carico laterale statico di intensità crescente (forze sismiche). A tale obiettivo si può arrivare attraverso diverse strategie.

Un primo approccio consiste nel discretizzare il continuo muratura in un numero di elementi finiti (Figura 2.5, a), con un'opportuna discretizzazione (*mesh*) di ogni singolo elemento, nell'adottare una legge costitutiva appropriata e, infine, nel compiere un'analisi incrementale non lineare. Sebbene questo approccio fornisca una descrizione abbastanza accurata della struttura e del suo materiale, può però comportare richieste computazionali eccessivamente dispendiose per la pratica professionale. Inoltre, esso crea alcuni problemi nel correlare la capacità di spostamento della struttura a predefiniti stati limiti. Infatti, gli stati limiti sono comunemente associati a molti parametri, i cui valori di riferimento sono convenzionalmente definiti su basi sperimentali per singoli pannelli. Modellando

la struttura, attraverso il metodo agli elementi finiti, come un continuo, la identificazione degli elementi su cui monitorare questi parametri potrebbe essere ambigua.

Per queste ragioni, al fine di ovviare a queste problematiche, un secondo approccio, particolarmente adatto per analisi di costruzioni in muratura standard, composte da muri ben connessi e un modello di aperture abbastanza regolare, è basato sull'idealizzazione della struttura attraverso un telaio equivalente (Figura 2.5, b). In tal caso l'edificio in muratura viene schematizzato come un insieme di elementi monodimensionali (travi) verticali e orizzontali, fra loro collegati ai nodi, solitamente assunti come rigidi. In tal caso viene considerato solo il meccanismo resistente nel piano. In realtà, una esaustiva verifica sismica, dovrebbe prendere in considerazione anche un eventuale meccanismo fuori del piano; comunque, se si focalizza l'attenzione sul comportamento sismico globale della struttura, è pratica comune trascurare questa classe di meccanismi. Infatti, essi, di solito, riguardano parti della struttura senza una significativa influenza sul comportamento globale; come conseguenza vengono solitamente verificati a parte. Nel contesto del secondo approccio, la previsione della capacità di sostenere carichi nel piano sia in termini di spostamento che di resistenza è un punto fondamentale. Essa potrebbe essere valutata attraverso tests sperimentali su campioni che abbiano stesse condizioni di vincolo e di forze agenti rispetto al caso reale, attraverso la definizione, per un dato elemento di una ben definita muratura, di un dominio di resistenza limite nello spazio delle forze applicate. Un tale approccio ha una elevata accuratezza ma è enormemente costoso sia in termini economici che di tempo, visto che richiede un gran numero di test da compiere. Inoltre, in molti casi, la tecnica richiesta è inapplicabile nelle costruzioni esistenti a causa della sua alta natura distruttiva. Per queste ragioni è stato necessario sviluppare modelli teorici semplificati.

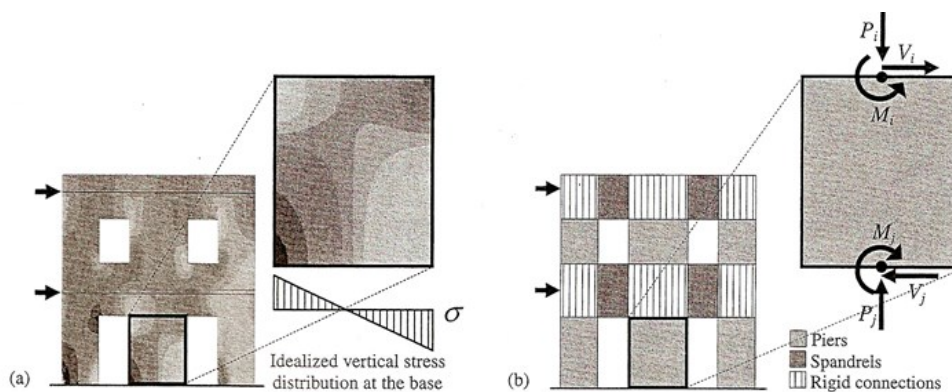


Figura 2.5 Differenti approcci nella modellazione delle costruzioni in muratura: (a) FEM, (b) schema a telaio equivalente

2.3 MODALITA' DI ROTTURA DEI PANNELLI MURARI

In base ai danni osservati dopo i terremoti e alle successive sperimentazioni, tre differenti tipologie di rottura definiscono il comportamento sismico delle pareti strutturali in muratura, quando soggette ad azioni sismiche nel proprio piano. Il comportamento in termini di modalità di rottura di un pannello murario soggetto ad azioni nel piano, dipende da diversi parametri tra i quali alcuni legati alla geometria (altezza, base, spessore, snellezza, regolarità di conci, tessitura, etc.), altri connessi alle caratteristiche meccaniche degli elementi costituenti il pannello (resistenza a compressione e trazione del concio murario, resistenza a trazione della malta, resistenza a taglio della muratura, etc.) ed altri ancora dipendono dall'entità dello stato tensionale agente sul pannello. Le modalità di rottura possono essere suddivise in (Figura 2.6):

- (a) Rottura per flessione (*flexural cracking*);
- (b) Rottura per meccanismo di scorrimento (*joint sliding*);
- (c) Rottura per taglio, con fessurazione diagonale (*diagonal tension*);

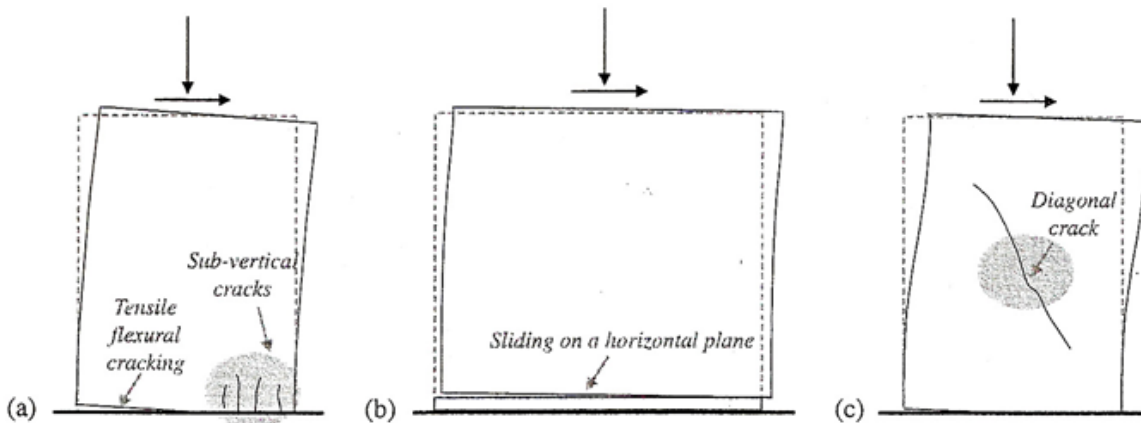


Figura 2.6 Modalità di rottura di pannelli in muratura nel piano: (a) flexural cracking; (b) sliding; (c) diagonal tension

La rottura a taglio avviene quando le principali tensioni di trazione, sviluppate nella parete sotto una combinazione di carichi verticali e orizzontali, superano la resistenza a trazione del materiale. Nella rottura per fessurazione diagonale, le fessure che si sviluppano sono orientate secondo le direzioni principali di tensione e, in dipendenza dal tipo di malta, possono interessare solo i giunti di malta o attraversare anche gli elementi murari, a seconda della resistenza relativa malta-mattone.

In caso di carico verticale basso e malta di scarsa qualità, i carichi sismici causano spesso il taglio della parete in due parti e lo scorrimento della parte superiore della parete su uno dei giunti orizzontali della malta. La rottura per scorrimento (*joint sliding*), avviene in corrispondenza dei giunti di malta, presentando questa una resistenza, soprattutto negli edifici storici, solitamente inferiore rispetto ai blocchi. Questo scorrimento può avvenire o lungo linee di frattura orizzontali (in genere quando si è in presenza di pannelli con conci o mattoni regolari), oppure secondo un andamento diagonale a scaletta, quando i giunti di malta interessati sono in alternanza orizzontali e verticali. Lo scorrimento può avvenire anche in corrispondenza del piano di fondazione (*bed-joint sliding at wall base*), dove è massimo il tagliante di piano.

Nella rottura per flessione (*flexural cracking*), le fessure, dovute a schiacciamento per compressione, hanno origine alla base del muro ma non si propagano in

maniera tale da interessarlo interamente. Tale modalità può essere seguita dalla rotazione del pannello (*rocking*) in conseguenza della trascurabile resistenza a trazione dei giunti di malta e degli elementi murari. Questo meccanismo si presenta tipicamente quando la resistenza a taglio del pannello è elevata, lo sforzo normale su di esso agente è basso e il pannello è snello. Infatti, snellezza ed elevata resistenza a taglio, comportano la crisi per flessione.

3 TECNICHE DI MODELLAZIONE DELLA MURATURA

Determinare la risposta sismica di un edificio in muratura può essere un processo complicato. La natura di questa tecnica di costruzione non è omogenea, diverse sono le tipologie di materiali utilizzabili e molteplici le tipologie di tessitura. Il comportamento di una struttura di questo tipo è quindi caratterizzato da grandezze fisiche di difficile valutazione. Il processo diventa ancora più complicato nel caso di un edificio storico, dove le incognite sono dettate anche dalle poche e incerte conoscenze del manufatto. La modellazione di un edificio esistente in muratura, quindi, deve essere preceduta da una valutazione delle caratteristiche dei materiali e delle tecniche costruttive mediante un accurato sopralluogo in situ, valutando anche lo stato di conservazione del manufatto.

Gli aspetti da considerare quando si intraprende un'analisi strutturale di un edificio in muratura sono molteplici, considerarli tutti porterebbe a dei costi computazionali elevati e a risultati di non sempre facile interpretazione. È necessario dunque fare delle semplificazioni, sia per una più chiara lettura dei risultati che per un minor onere computazionale. A seconda delle finalità delle analisi dovranno essere fatte delle scelte fondamentali per la modellazione.

Differenti modelli del materiale, criteri di rottura e tecniche di modellazione sono stati proposti da vari autori per studiare le strutture in muratura e capire il loro comportamento, cosa estremamente ardua quando le caratteristiche inelastiche non possono essere trascurate. Infatti, sebbene un modello lineare del materiale sembri essere inizialmente appropriato, il comportamento inelastico anisotropo caratterizza fortemente la prestazione della muratura.

La muratura è composta da un insieme di blocchi congiunti tra loro da strati di malta. I blocchi e la malta sono due elementi differenti, ognuno con le sue proprietà meccaniche. Un materiale con queste particolari caratteristiche è governato da una serie di meccanismi di rottura molto complessi che interessano i singoli componenti. Questi sono:

- a) Rottura dei blocchi per trazione parallela ai giunti orizzontali di malta;

- b) Scorrimento lungo i giunti di malta dovuto ad azioni taglianti e valori bassi di compressione normale;
- c) Apertura dei giunti di malta a trazione;
- d) Rottura diagonale dei blocchi dovuta ad azioni taglianti.

Si può facilmente osservare che il meccanismo di rottura “a” interessa i blocchi, i meccanismi “b” e “c” i giunti di malta, mentre il meccanismo “d” è dovuto ad una combinazione dei due elementi. La precisione con cui si può riuscire a cogliere il reale meccanismo di rottura della muratura, dunque, è fortemente dipendente dalla tipologia di discretizzazione.

3.1 MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI

La modellazione agli elementi finiti, definita anche FEM (Finite Element Method), è una strategia di modellazione numerica il cui obiettivo è essenzialmente la risoluzione in forma discreta di sistemi generali di equazioni differenziali alle derivate parziali, riducendo queste ultime ad un sistema di equazioni algebriche. Per fare ciò il dominio della struttura viene suddiviso in tanti sottodomini, definiti “elementi finiti”, riducendo così il problema ad un numero finito di incognite. I singoli elementi possono avere forme diverse (triangolari, quadrilateri, esaedri e tetraedri) e possono essere monodimensionali, bidimensionali o tridimensionali. Sono collegati tra loro da dei nodi, detti “punti nodali”. Gli spostamenti di questi ultimi corrispondono ai gradi di libertà della struttura e su di essi si concentrano anche le forze esterne.

Dato che un’analisi di questo tipo è dipendente dalla scelta degli elementi finiti che compongono il dominio (cioè dalla *mesh* di suddivisione), è evidente che il livello di approssimazione è condizionato dalle scelte di impostazione del modello. In particolare, questo è più preciso all’aumentare del numero di elementi finiti. È importante dunque scegliere la giusta scala di modellazione che, nel caso specifico della muratura, può anche essere indipendente dalla reale tessitura.

Tutti i modelli possono essere classificati entro due gruppi principali (Figura 3.1):

- a) modellazione a micro-livello
- b) modellazione a macro-livello

in accordo con lo stato di accuratezza che l'analisi si propone di raggiungere.

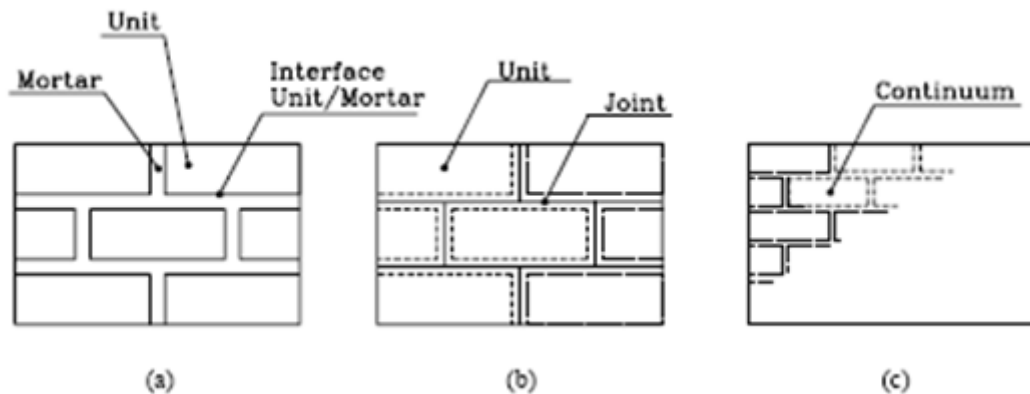


Figura 3.1 Tecnica di modellazione: (a) tessitura dettagliata della reale muratura; (b) modellazione a micro-livello; (c) modellazione a macro-livello

3.1.1 MICRO-MODELLAZIONE

L'approccio alla micro-modellazione considera le distinte proprietà meccaniche dei componenti (unità e giunti di malta), così da poter considerare i giunti come piani di debolezza e individuare, con una certa precisione, tutti i meccanismi di rottura che interessano i blocchi e la malta. Attraverso questa procedura si rappresenta quindi la reale tessitura del pannello murario. Tuttavia, è evidente che, nel caso di murature con tessiture non regolari, questo approccio risulta di difficile applicazione. Inoltre, dato il suo alto onere computazionale, mostra i suoi limiti nel caso di modellazione di interi edifici. Rimane comunque un ottimo metodo di modellazione per piccole porzioni murarie con tessitura abbastanza regolare, dove è necessario cogliere nel dettaglio i singoli meccanismi di rottura. Un'interessante alternativa è rappresentata dalla micro-modellazione semplificata, definita anche "modellazione ad interfacce" (Figura 3.1b). Con questa strategia la muratura è modellata come unità connesse tramite elementi di interfaccia: le unità sono generalmente assunte come elastiche ed isotrope e rappresentate da elementi continui, mentre gli elementi di interfaccia sono

assunti per descrivere il comportamento dei giunti di malta, il tipo di vincolo malta-mattone e sono considerati come potenziali linee di frattura o slittamento. Con tale semplificazione si accetta dunque una leggera perdita di accuratezza dei risultati, a fronte però di una riduzione dell'onere computazionale.

3.1.2 MACRO-MODELLAZIONE

Per superare i problemi sopra enunciati, si può ricorrere ad una modellazione a macro-livello che, considerando un materiale equivalente ed omogeneo, è in grado di fornirci una risposta complessiva della struttura. Unità, malta ed elementi di interfaccia sono spalmati nel continuo, quindi, non essendoci distinzione tra essi, la muratura è considerata un unico materiale continuo, omogeneo e anisotropo. Ad ogni elemento si chiederà di rappresentare un comportamento “medio” di un insieme congruo di blocchi e giunti. Di conseguenza la *mesh* è indipendente dalla reale tessitura muraria. Tale modellazione ha sicuramente un minor livello di accuratezza. Quest'ultimo dipende molto dai singoli elementi e dal legame costitutivo con cui si sceglie di rappresentare le proprietà della muratura. Tuttavia, dato il suo ridotto onere computazionale, si presta meglio ad analisi di tipo ingegneristico. Quando l'ambito di applicazione è un'intera struttura, infatti, è necessario cogliere il danneggiamento su larga scala e si può dunque trascurare la precisa localizzazione degli sforzi. La modellazione omogenea è sicuramente il metodo più utilizzato: si farà uso di questo modello anche per le trattazioni che seguiranno.

È evidente che, semplificando un materiale composito in un continuo, tale modellazione risulta meno performante quando il metodo di frattura del pannello è strettamente governato dall'interazione di giunti e malta. Anche se questa assunzione altera la natura fisica del problema, i modelli con materiali equivalenti si sono mostrati in grado di cogliere aspetti della risposta globale senza il numero di parametri e l'onere computazionale di cui necessitano i micromodelli. La micro-modellazione, infatti, anche se potenzialmente permette di ricreare il reale

comportamento della muratura, necessita della gestione di un maggior numero di parametri meccanici che possono influire notevolmente sul risultato.

3.2 MODELLAZIONE A TELAIO EQUIVALENTE

L'analisi statica non lineare viene considerata il più efficace strumento per determinare la risposta sismica degli edifici in muratura. In Italia, l'introduzione a livello normativo di metodi di analisi statica non lineare risale ai primi anni '80 con il metodo POR, sino alla più recente analisi non lineare (pushover) sfruttando il metodo a telaio equivalente.

Osservando il comportamento della muratura in seguito ad azioni di tipo sismico si è potuto riscontrare come le lesioni si concentrino in alcune zone, lasciandone intatte delle altre. L'osservazione sperimentale degli effetti dei terremoti sulle costruzioni esistenti costituisce la base della strategia di modellazione a macroelementi, i quali schematizzano una generica parete muraria forata come un insieme di pannelli reciprocamente connessi. Lo scopo è quindi quello di cogliere con sufficiente approssimazione il comportamento di macroelementi (pannelli) semplici mediante i quali sia possibile valutare la risposta globale della struttura. Volendo dunque schematizzarne il comportamento, è possibile suddividere la struttura in macroelementi, interconnessi tra loro secondo questo schema (Figura 3.2):

- maschi murari, ossia i pannelli verticali ai lati delle aperture;
- fasce di piano, ossia i pannelli orizzontali al di sopra e al di sotto delle aperture;
- nodi rigidi, ossia le porzioni di muratura restante comprese tra i maschi e le fasce. Essi sono definiti "rigidi" proprio perché, confinati dai pannelli che li delimitano, non vengono interessati da lesioni e trasferiscono le azioni sulle porzioni adiacenti.

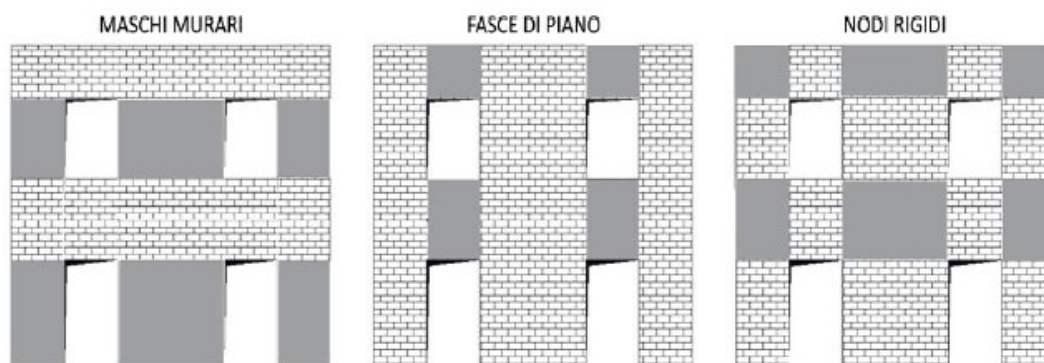


Figura 3.2 Individuazione dei macroelementi (Lagomarsino et al., 2013)

Allo stesso modo di un telaio in calcestruzzo armato, i maschi murari (equivalenti ai pilastri) e le fasce di piano (equivalenti alle travi) confluiscono sui nodi considerati infinitamente rigidi. Le diverse porzioni così individuate vengono poi assemblate e opportunamente connesse per modellare la parete secondo il metodo a telaio equivalente. Quando la parete è regolare, quindi con aperture ben allineate sia in direzione verticale che orizzontale, il processo di schematizzazione è molto semplice; nel caso invece di pareti irregolari, identificare le corrette dimensioni di maschi e fasce diventa decisamente più complesso. Inoltre, per questi casi, venendo appunto meno il concetto di “telaio” per il mancato allineamento di pilastri e travi, l’applicazione di tale metodo risulta meno efficace.

La soluzione di schematizzazione per casi di pareti irregolari non è sempre univoca e si può ricorrere a diverse soluzioni indicate in letteratura. Tra queste si cita quella proposta da Dolce del 1989, mostrata in Figura 3.3, volta ad una identificazione più precisa dell’altezza efficace dei maschi murari H_{eff} , secondo la relazione:

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

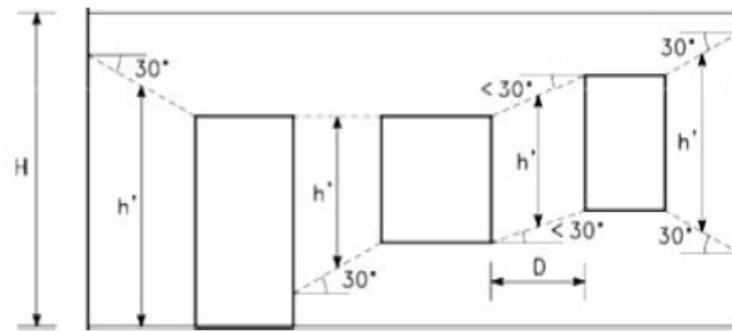


Figura 3.3 Definizione dell'altezza efficace dei maschi murari (Dolce, 1989)

3.2.1 IL METODO POR

La modellazione a telaio equivalente può essere considerata un'evoluzione del metodo POR, sviluppato alla fine degli anni Settanta da Tomazevic. Fu introdotto in Italia in seguito al terremoto del Friuli del 1976, con l'obiettivo di rendere possibile l'applicazione di analisi incrementali al collasso anche attraverso procedimenti di calcolo manuale. Per questo motivo il metodo POR schematizzava la struttura in modo molto semplificato, tenendo conto del contributo resistente dei soli elementi murari disposti verticalmente (maschi) senza prendere in esame la rigidezza reale delle fasce orizzontali in muratura. La scelta di considerare il solaio a rigidezza infinita, come sistema di collegamento tra le diverse pareti murarie, in sostituzione dell'effettiva rigidezza del sistema solaio più fascia, equivale ad utilizzare un modello di calcolo in cui gli elementi murari sono da considerarsi a rotazioni impedita alle estremità. Non sono dunque previsti meccanismi di danneggiamento delle fasce, sovrastimando la rigidezza strutturale e sottostimando fortemente la duttilità del sistema.

I limiti principali del metodo consistevano infatti nel:

- considerare i maschi murari come unica sede di deformazioni e rotture;
- ipotizzare come unico meccanismo di collasso quello di taglio per fessurazione diagonale;
- valutare le condizioni di collasso ai vari piani, prescindendo dal comportamento globale della struttura.

Nonostante i limiti di applicazione che lo rendono ormai superato, al metodo POR va riconosciuta l'importanza storica di aver introdotto una tecnica di analisi non

lineare nell'ambito di strutture in muratura. Sulla base di questo metodo si sono sviluppati i principali modelli a telaio equivalente utilizzati al giorno d'oggi. Questi sono divisibili in due categorie sulla base del tipo di macroelemento utilizzato:

- 1) modelli a macroelementi monodimensionali;
- 2) modelli a macroelementi bidimensionali.

3.2.2 MODELLI A MACROELEMENTI MONODIMENSIONALI

Questa tipologia schematizza le varie porzioni della parete muraria (maschi, fasce e nodi) mediante delle aste, cioè in elementi monodimensionali (Figura 3.4). La schematizzazione della parete muraria in un telaio equivalente viene fatta posizionando le aste, deformabili a taglio e a flessione, sull'asse baricentrico dei maschi e delle fasce. Il punto d'incontro tra le travi e i pilastri che identificano il telaio avviene su dei nodi rigidi. Visto il numero limitato di gradi di libertà questa tipologia di modello consente di ottenere la risposta di una parete sotto azioni orizzontali con un modesto onere computazionale. Tuttavia, non riproduce in maniera accurata la geometria e la cinematica della struttura.

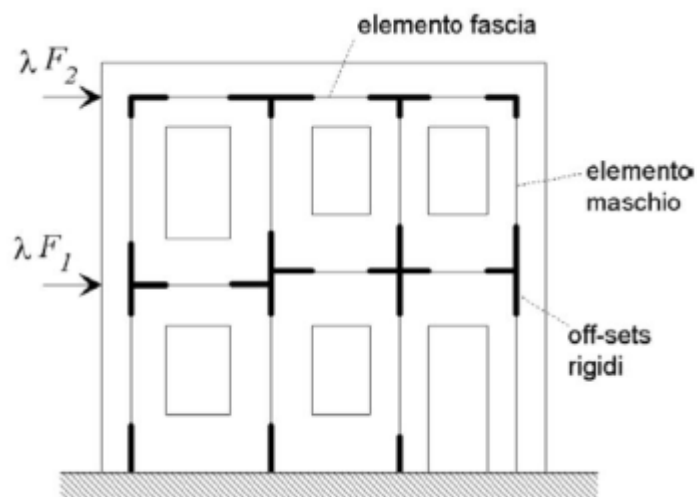


Figura 3.4 Esempio di schematizzazione a telaio equivalente con elementi monodimensionali (Magenes et al., 2000)

3.2.3 MODELLI A MACROELEMENTI BIDIMENSIONALI

A differenza dei modelli monodimensionali, in questa tipologia i maschi murari, le fasce di piano e i nodi rigidi vengono rappresentati da dei macroelementi bidimensionali. Non più dunque semplici aste, ma interi pannelli che rispecchiano le reali dimensioni degli elementi murari (Figura 3.5).

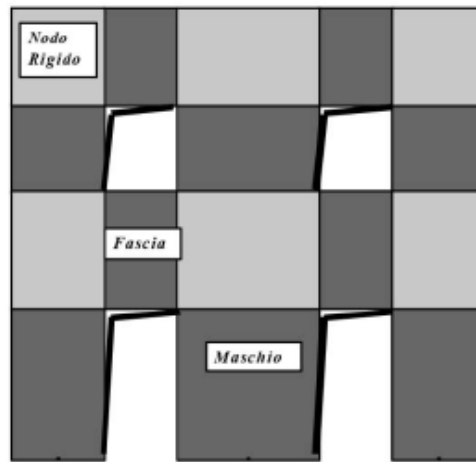


Figura 3.5 Esempio di schematizzazione a telaio equivalente con elementi bidimensionali (Galasco et al., 2000)

4 CASO STUDIO: ROCCA DI SENIGALLIA

La scelta del caso studio è ricaduta su una porzione di manufatto della Rocca di Senigallia, che si sviluppa dal secondo piano fuori terra fino alla sommità della copertura. Conosciuta anche come Rocca Roveresca, dal nome dei committenti, i Della Rovere, è ad oggi uno dei più importanti monumenti della città e della regione: ospita mostre, eventi musicali e artistici. Non avendo svolto personalmente indagini in loco, le conoscenze sull'edificio sono state ottenute dai documenti messi a disposizione dal *Ministero dei Beni e delle Attività Culturali e del Turismo* e da quelli recuperati presso l'ufficio locale della *Soprintendenza dei Beni Architettonici e Paesaggistici delle Marche*, materiale supervisionato e integrato, poi, dai sopralluoghi effettuati dall'Università Politecnica delle Marche in collaborazione con l'Università di Camerino.

Da quanto è emerso dalla documentazione a disposizione, la porzione in esame presenta un'articolazione in pianta e in elevazione di media complessità. Sebbene, però, sia stata conseguita una discreta conoscenza per quello che riguarda la dimensione e la distribuzione degli ambienti, alcune informazioni risultano mancanti, nonché restano tuttora sconosciute alcune tipologie strutturali. Questo ha portato all'attuazione di dovute e opportune semplificazioni e supposizioni. Semplificazioni dettate non solo dalla presenza di indicazioni poco esaustive, ma, in particolar modo, dall'inevitabile necessità di agevolare la modellazione tridimensionale finalizzata ad analisi strutturali.

4.1 INQUADRAMENTO GENERALE

Di seguito verrà fornito un inquadramento generale del fabbricato oggetto di studio, al fine di localizzare la struttura, identificare la sismicità del sito ove essa sorge e comprendere la sua evoluzione storica.

4.1.1 INQUADRAMENTO TERRITORIALE E PLANIMETRICO

La Rocca Roveresca sorge nelle Marche, a Senigallia, in provincia di Ancona, e rappresenta un sistema di difesa tipico della costa mediterranea del centro Italia. L'imponente struttura è localizzata in Piazza del Duca, una delle più belle e caratteristiche piazze della città, sulla quale si affaccia anche il Palazzo Ducale. La sua importanza strategica la si evince sia dalla posizione ravvicinata al mare, che permetteva di avere una larga visuale delle aree circostanti prevenendo così possibili attacchi nemici durante le guerre, sia dal mutamento architettonico e funzionale subito lungo l'arco della storia.



Figura 4.1 Rocca di Senigallia

La Rocca non presenta punti di contatto con gli edifici del centro storico di Senigallia bensì risulta circondata da un'area a giardino, che la separa dal resto dell'edificato, posto, per altro, dal punto di vista altimetrico, ad una quota più alta rispetto all'area a giardino, ma corrispondente al piano del ponte di ingresso alla Rocca stessa. Piuttosto, ciò che contraddistingue il complesso architettonico della Rocca, è il suo essere frutto del susseguirsi di eventi fortificatori succedutosi nel corso dei secoli, a partire da metà del XIV secolo, su un impianto originale di età romana.

4.1.2 INDAGINI IN SITU: INQUADRAMENTO SISMICO

Ai fini dell'esecuzione dell'analisi di vulnerabilità si è fatto riferimento alle analisi geologiche e geofisiche sviluppate da uno studio della microzonazione sismica condotta nel 2005 dalla Regione Marche e dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), con la collaborazione della Sezione Geotecnica del Dipartimento di Ingegneria Civile (DIC) dell'Università di Firenze, tramite una specifica campagna di indagini geotecniche volta alla definizione del modello numerico atto all'analisi della risposta locale e conseguente caratterizzazione del comportamento e composizione dei terreni del comune di Senigallia.

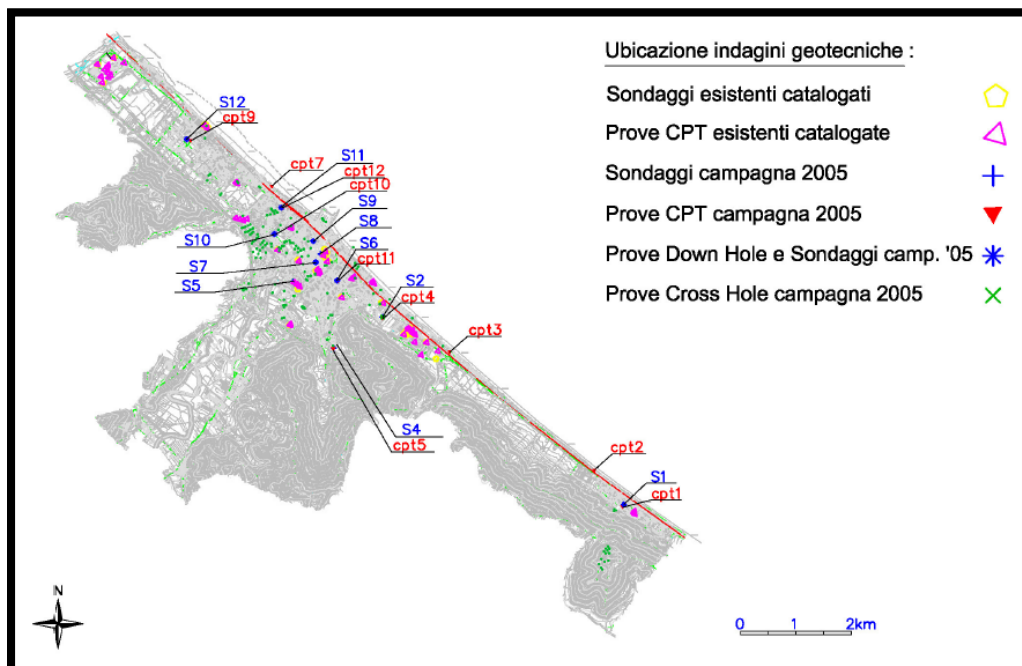


Figura 4.2 Carta di localizzazione dei sondaggi, delle prove CPT, DH e CH

Il caso in esame tiene conto del sondaggio "S8" svolto nella campagna del 2005 e di altri sondaggi e prove CPT E SPT risalenti a periodi antecedenti.

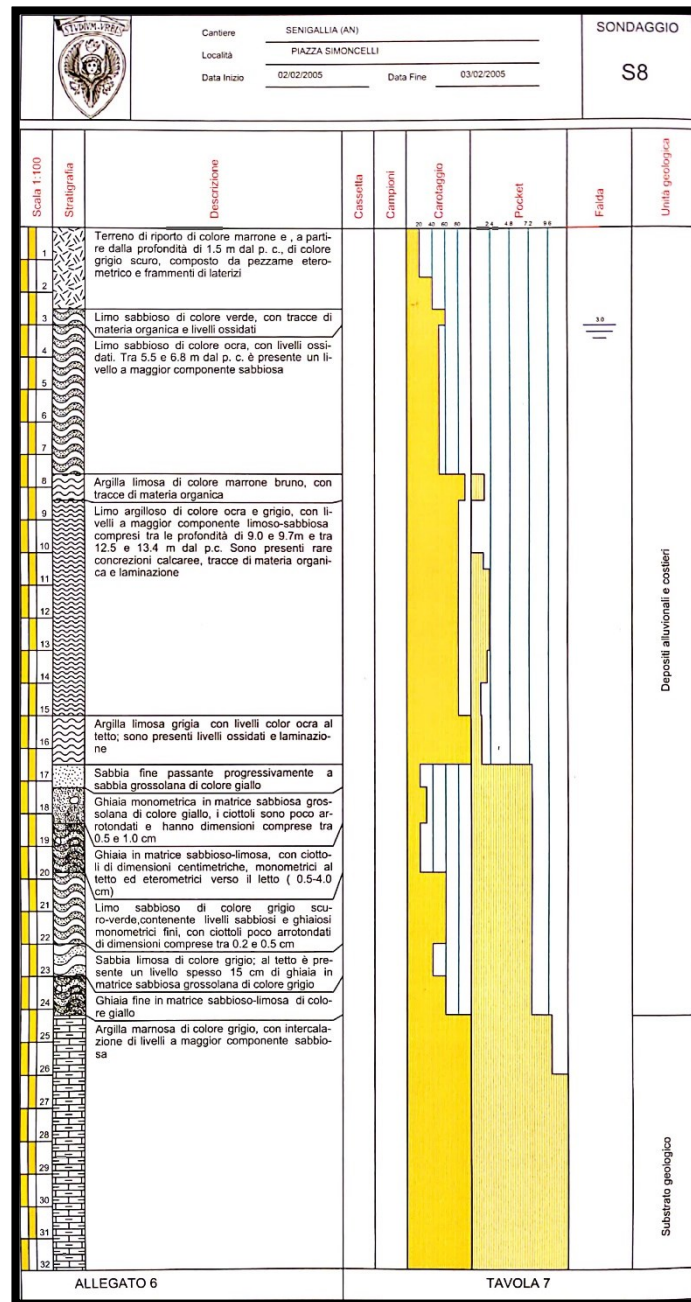


Figura 4.3 Descrizione sondaggio S8

Sondaggio	n° prova	Z (m)	N _{spt}	N ₁₍₆₀₎	Dr corr	Descrizione	Note
S2 Saline	SPT 1	16,5	49	44	82	Addensata	Il livello di ghiaie basali
S7 P.Lamarmora	SPT 1	18,0	40	27	64	Media	I livello ghiaie basali
S8 P. Simoncelli	SPT1	19,5	24	17	51	Media	I livello ghiaie basali
S9 Porta Lambestina	SPT1	18,0	62	44	82	Addensata	I livello ghiaie basali
S10 Parco Pace	SPT 1	10,5	32	28	66	Addensata	sabbie basali
	SPT 2	12,0	68	57	94	Molto addensata	Il livello di ghiaie basali
S11 Via R. Sanzio	SPT 2	2,5	23	38	76	Addensata	Ghiaie di cordone
	SPT 3	5,0	51	66	100	Molto addensata	Ghiaie di cordone

Tabella 4.1 Dati relativi alle prove SPT eseguite nel corso dei sondaggi

Il manufatto si colloca in Zona III, con massimo livello di amplificazione e categoria di sottosuolo D. Dagli esiti degli approfondimenti fatti in sito si è potuta rilevare una categoria C, meno onerosa della precedente in fatto di risposta sismica.

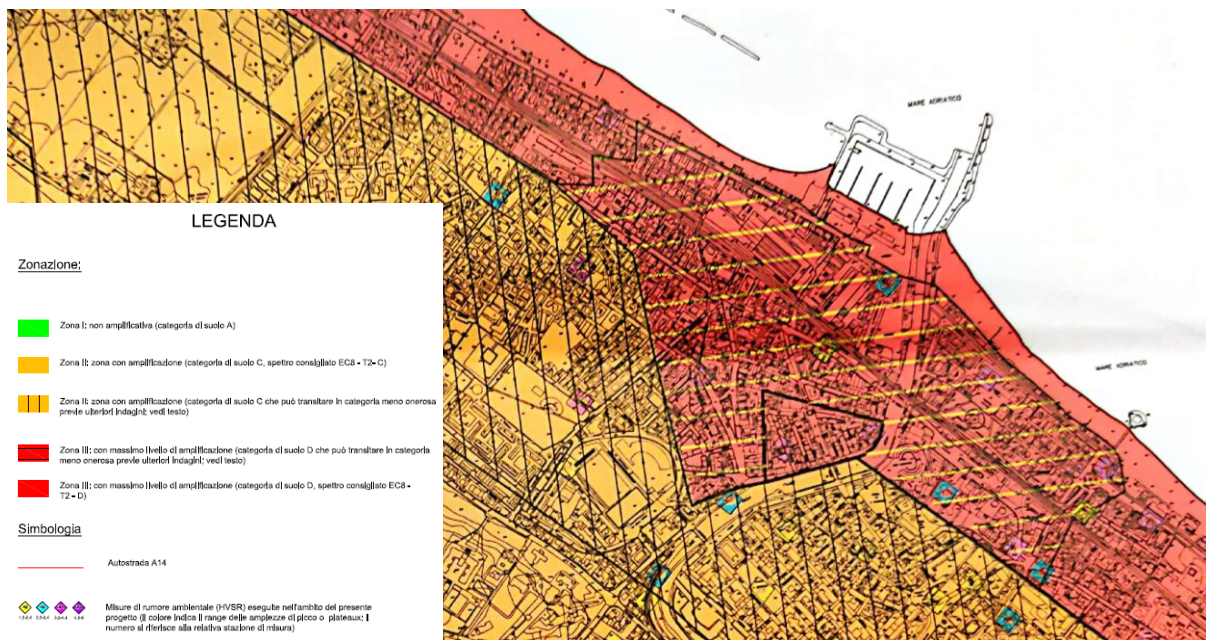


Figura 4.4 Zonazione territorio di Senigallia

Per la determinazione dell'azione sismica, nel programma PCM sono state inserite le coordinate geografiche (latitudine e longitudine) del sito in esame. Attraverso l'approccio semplificato secondo le NTC2018, si è definita la risposta sismica locale, considerando la categoria di sottosuolo di tipo C (Figura 4.5) e la topografica T1 (Figura 4.6), secondo i dati prima definiti, il fattore di posizione del manufatto in relazione al rilievo (terreno pianeggiante =1) e il fattore di amplificazione topografica $St = 1$.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Figura 4.5 Tabella 3.2.II della Normativa: categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	<i>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$</i>
T2	<i>Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$</i>
T3	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$</i>
T4	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$</i>

Figura 4.6 Tabella 3.2.III della Normativa: categorie topografiche

In riferimento alla risposta sismica locale definita dallo studio di microzonazione, si è deciso di utilizzare nelle fasi di calcolo quella di riferimento data dalla normativa poiché tende a restituire un comportamento incline ad una situazione di maggiore sicurezza.

4.1.3 CARATTERISTICHE GENERALI ED EVOLUZIONE STORICA DELLA COSTRUZIONE

Sebbene attualmente quella prevalente sia la sua configurazione tardo quattrocentesca, da indagini storiche si sono potute identificare nella Rocca almeno sei principali fasi costruttive, basandosi sulle tecniche costruttive e sui tipi di materiali impiegati nell'edificazione della struttura.

La prima fase risale al periodo di colonizzazione romana e all'età repubblicana. È possibile attestarla grazie ai ritrovamenti, durante le fasi di restauro, di grossi blocchi di tufo giallo, provenienti dal Monte di Pesaro, sulla parete nord del cortile e da altri conci di pietra calcarea lavorati a bugnato e montati in opera pseudo isodoma, che facevano probabilmente parte di una primitiva torre di difesa.

Phase 1: Roman Period

1 ■

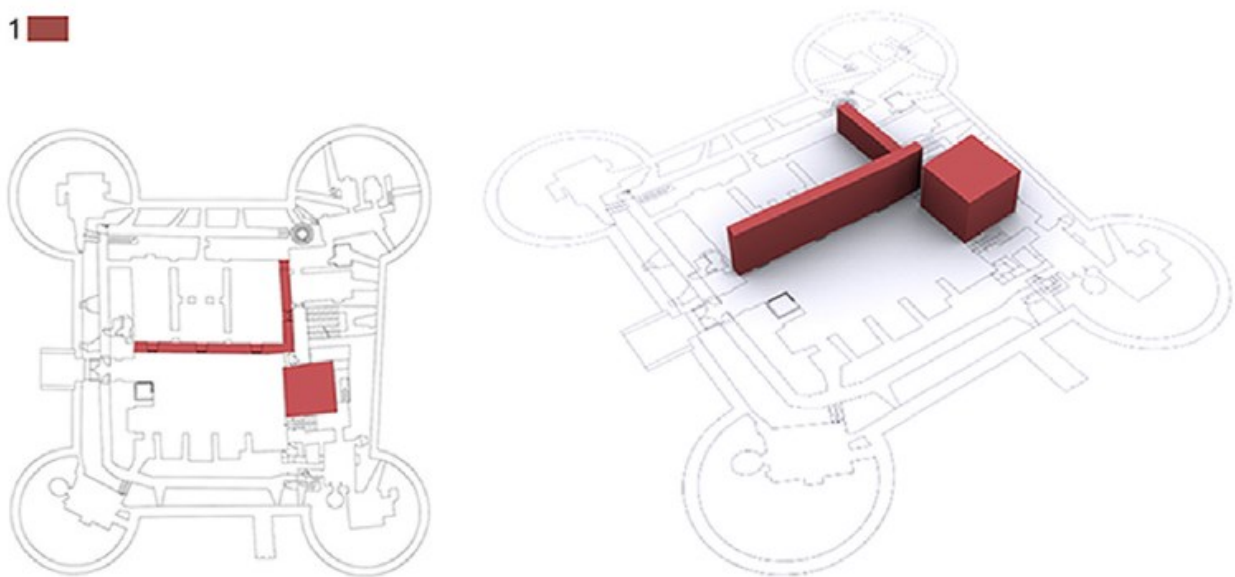


Figura 4.7 Ricostruzione della prima fase evolutiva della Rocca Roveresca

La seconda fase può essere collocata nel Basso-Medioevo dove troviamo identificata una prima fortificazione sviluppata sui resti di quella romana. Questa parte è facilmente riscontrabile poiché le mura definiscono l'attuale cortile interno.

Phase 2: Low Medieval

1 ■ 2 ■

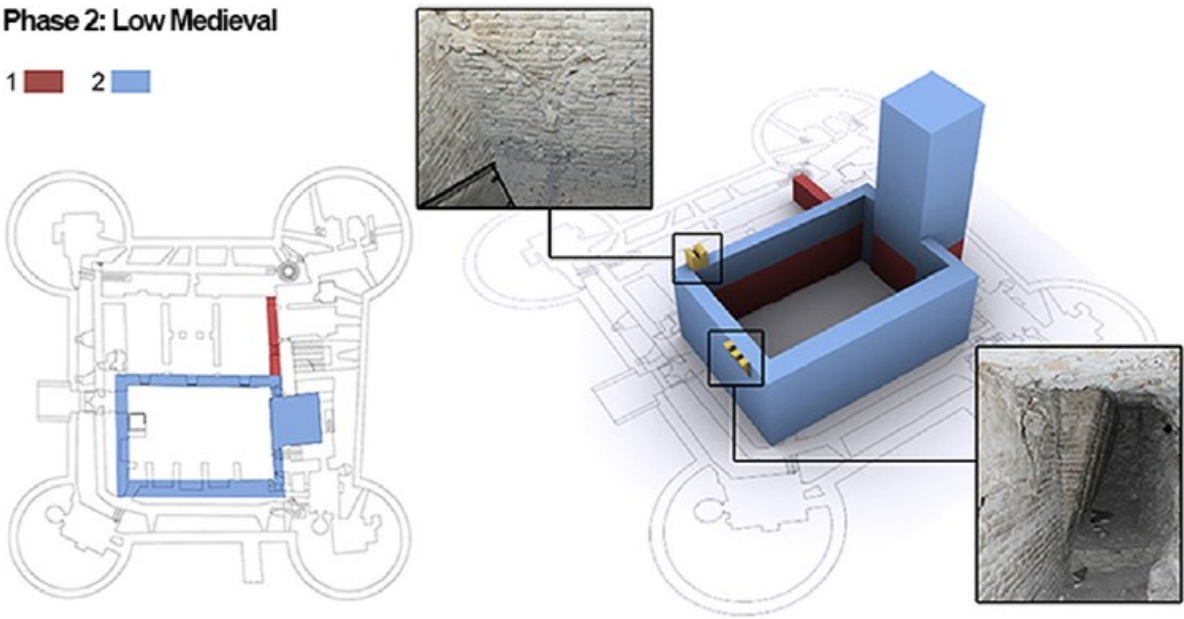


Figura 4.8 Ricostruzione della seconda fase evolutiva della Rocca Roveresca

La terza fase risale al primo periodo della famiglia nobile dei Malatesta. Qui la Rocca prese una conformazione quadrangolare e vi furono realizzati dei bastioni rettangolari ai vertici, cortine laterizie a piombo con beccatelli e merli ghibellini.

Phase 3: Malatesta Period

1 ■ 2 ■ 3 ■

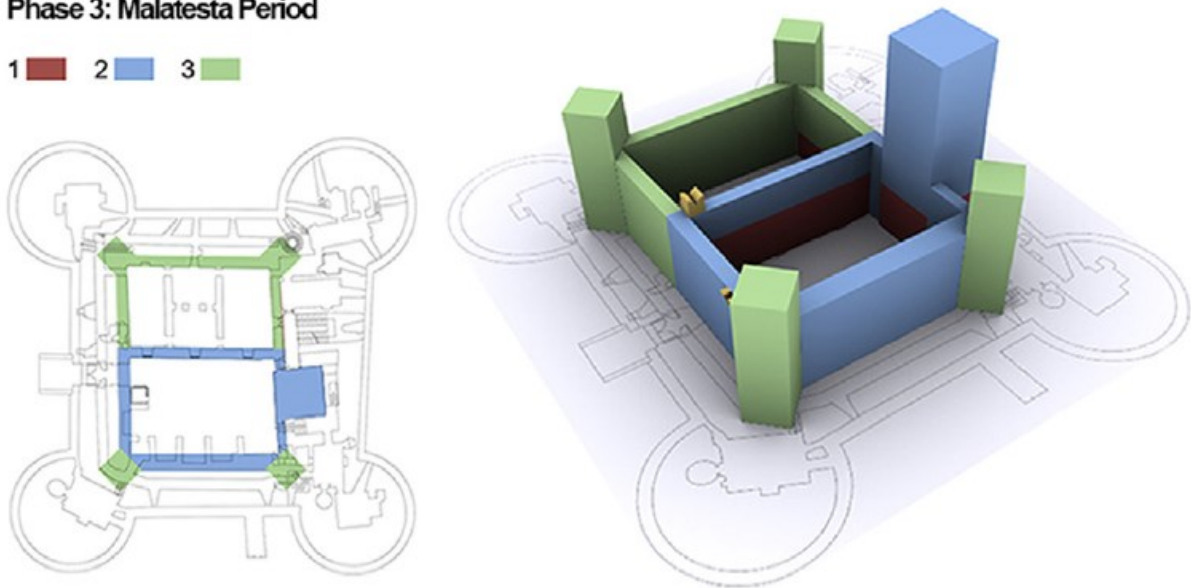


Figura 4.9 Ricostruzione della terza fase evolutiva della Rocca Roveresca

La quarta fase risale al secondo periodo della famiglia dei Malatesta, dove vennero apportati dei rinforzi nella cinta muraria con pietre in arenaria creando una scarpata obliqua. È possibile osservarla nei piani interrati e in alcune aperture delle murature.

Phase 4: Malatesta Period

- 1 ■ 2 ■ 3 ■
- 4 ■

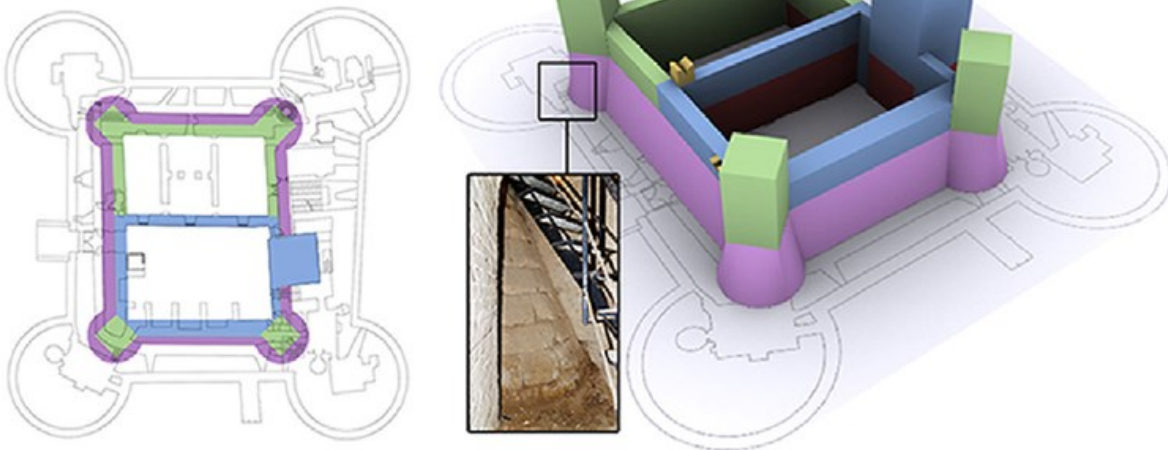


Figura 4.10 Ricostruzione della quarta fase evolutiva della Rocca Roveresca

La quinta fase fa capo invece alla famiglia dei Della Rovere. Ci fu una vera e propria rivoluzione dello stato di fatto. La famiglia fece erigere una nuova fortezza che cinturasse l'esistente, con l'impiego di terracotta come materiale di riempimento e innalzando agli angoli quattro bastioni circolari, andando ad aumentare così il potere difensivo che meglio si addiceva ai bisogni dell'epoca.

Phase 5: Della Rovere Period

- 1 ■ 2 ■ 3 ■
4 ■ 5 ■

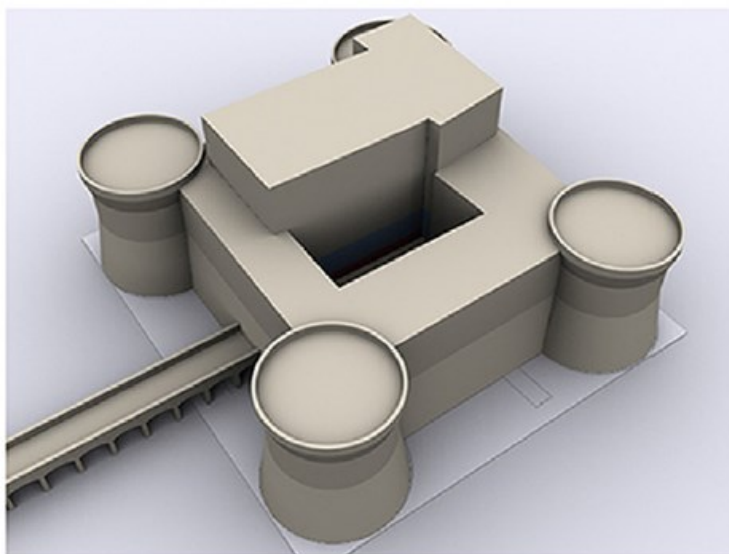


Figura 4.11 Ricostruzione della quinta fase evolutiva della Rocca Roveresca

La sesta ed ultima fase si colloca alla fine del XV secolo, dove vennero applicati dei rinforzi con degli archi lungo le mura di cinta sovrastanti il portale di entrata della fortezza.

Phase 6: End of the 15th century

- 1 ■ 2 ■ 3 ■
4 ■ 5 ■

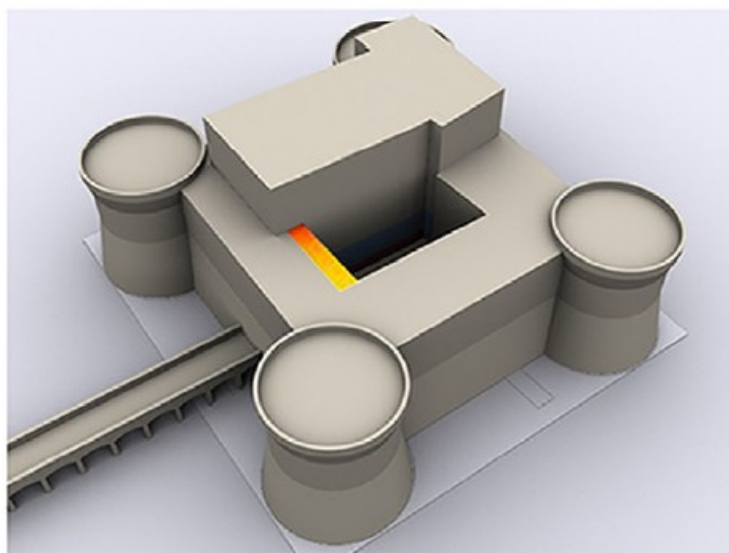


Figura 4.12 Ricostruzione della sesta fase evolutiva della Rocca Roveresca

Nel complesso si presentava con il corpo centrale come residenza signorile, il corpo esterno che lo circonda come difesa militare e al centro il cortile che collegava le due parti.

Più recentemente la Rocca è stata oggetto di interventi di restauro e consolidamento statico eseguiti dalla *Soprintendenza per i Beni Architettonici e Paesaggistici delle Marche*. In particolare, gli interventi di consolidamento succedutisi con una certa regolarità per circa un trentennio a partire dal 1965, hanno avuto la finalità di eliminare le vulnerabilità sismiche legate specificamente a possibili ribaltamenti dei parapetti dovuti al deterioramento delle mensole lapidee dei beccatelli, nonché ai fenomeni di spinta sulle pareti con impianto circolare dei torrioni d'angolo nei quali sono evidenti quadri fessurativi verticali generati da probabili trazioni orizzontali. Gli interventi sono consistiti principalmente nella sostituzione di elementi lapidei (mensole dei beccatelli realizzate in pietra d'Istria che per sua natura si presta a progressivi fenomeni di deterioramento soprattutto in ambiente marino) e all'inserimento di cordolature in calcestruzzo armato, massetti armati e tirantature metalliche.

La successione delle fasi edificatorie precedentemente descritte ha portato ad un sistema murario caratterizzato da discontinuità nette (interfaccia tra paramenti di accrescimento, disomogeneità dei materiali, tessitura e tecniche costruttive) all'interno delle pareti massicce, che rappresentano la caratteristica saliente della costruzione per ciò che attiene il suo comportamento statico e sismico. Poiché gran parte della costruzione è faccia a vista, si ritiene che siano necessarie minime operazioni di indagine per confermare le stratificazioni costruttive dedotte dall'indagine storica, tenendo conto dei resti visibili in alcune parti della Rocca.

4.2 CONOSCENZA DEL MANUFATTO

4.2.1 RILIEVO GEOMETRICO

I documenti messi a disposizione dal Ministero e quelli recuperati presso l'ufficio locale della Soprintendenza includono un rilievo geometrico e fotografico. In particolare, sono disponibili le piante dei piani principali del corpo di fabbrica, alcune sezioni complessive e i prospetti esterni in formato digitale. Il materiale è stato criticamente visionato dall'Università Politecnica delle Marche allo scopo di individuare le informazioni mancanti e quindi le integrazioni da porre in atto, finalizzate alla definizione di alcuni aspetti importanti ai fini della verifica sismica. Allo scopo di migliorare il livello di conoscenza, sono stati svolti appropriati sopralluoghi di controllo sistematico sia per l'esterno sia per l'interno, procedendo piano per piano. Si è determinato di procedere con tecniche di rilievo diretto e strumentale, mediante l'utilizzo di tecnologia laser scanner: mentre al rilievo diretto sono stati sostanzialmente demandati i controlli a piccola scala, la tecnologia laser scanner è stata utilizzata sia all'esterno che negli spazi interni. Nello specifico per l'esterno, la realizzazione di un totale di 16 stazioni di scansione ha consentito una restituzione ortofoto dei prospetti, non soltanto corretta da un punto di vista geometrico-metrico, ma contenente altresì una definizione accurata, misurabile, anche dei dettagli architettonici nonché dei paramenti murari e dei relativi quadri fessurativi individuati. Si è poi stabilito di utilizzare lo stesso strumento per un più dettagliato rilevamento e quindi approfondimento di alcune parti interne della Rocca, come la torre romana inglobata e il piano delle coperture. Per quanto riguarda gli interni, utilizzando uno strumento laser scanner a differenza di fase, che a piccole distanze di scansione consente maggiore precisione, sono state rilevate la geometria di tutti i diversi sistemi voltati presenti nei diversi ambienti posti ai vari livelli e i sottotetti a capriate del volume che emerge in copertura. Sono state altresì localizzate le principali nicchie, cavità e canne fumarie in aggiunta a tutte le aperture.

Tutti i sopradetti rilievi stanno permettendo la ricostruzione di un attendibile modello 3D dello stato attuale della Rocca.

Lo studio della campagna di rilievo svolta sulla Rocca nella presente tesi si limiterà, come già detto, alla porzione del palazzo interno che si erge dall'estradosso della cinta muraria sino in copertura.

Di seguito verranno riportati i quattro prospetti dell'intera struttura con indicazione della parte oggetto di esame, mentre, per quanto riguarda le planimetrie, per agevolare la trattazione si riporteranno esclusivamente quelle di interesse.

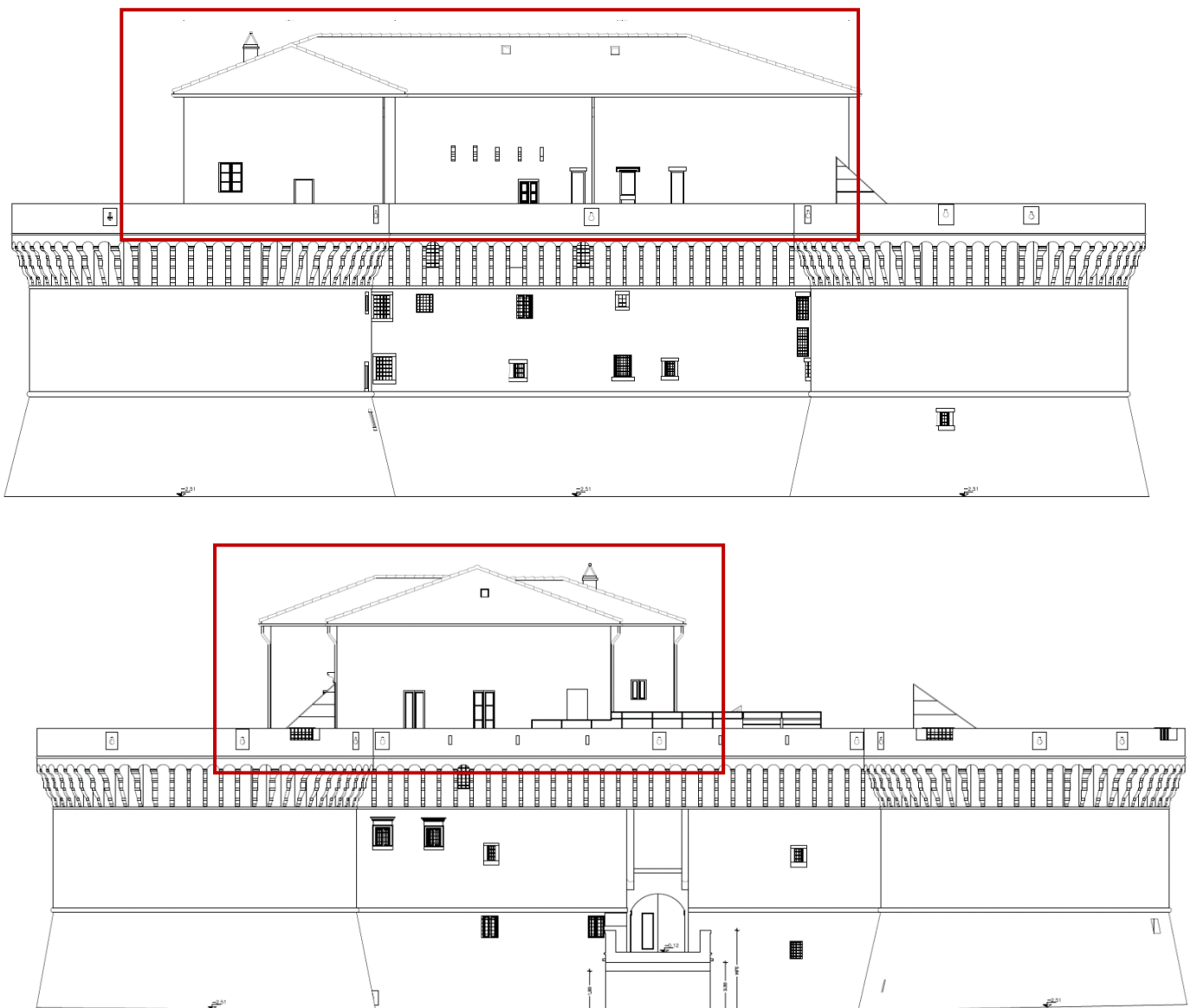


Figura 4.13 Prospetti Nord e Ovest della Rocca con indicazione della porzione in esame

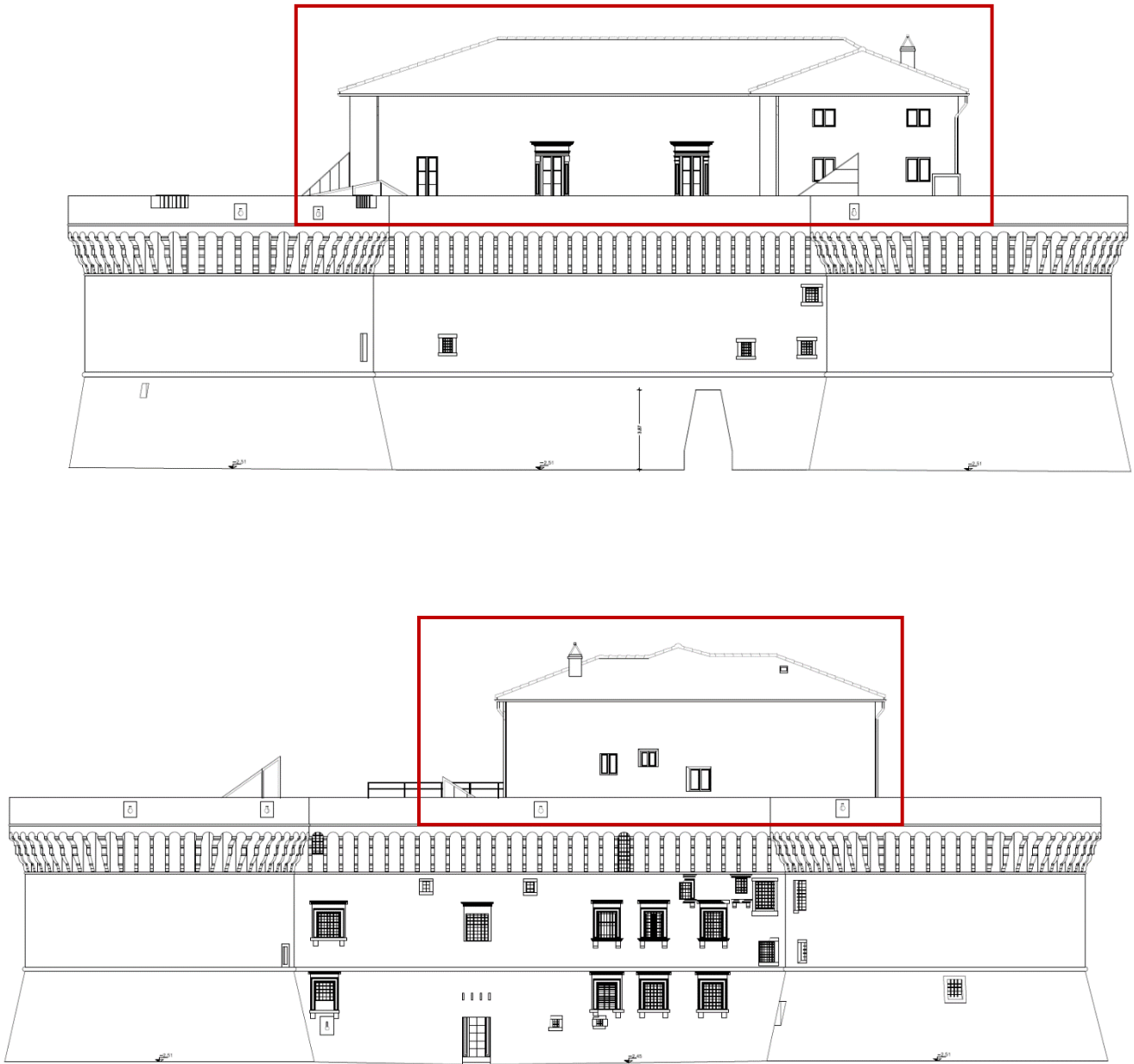


Figura 4.14 Prospetti Sud e Est della Rocca con indicazione della porzione in esame

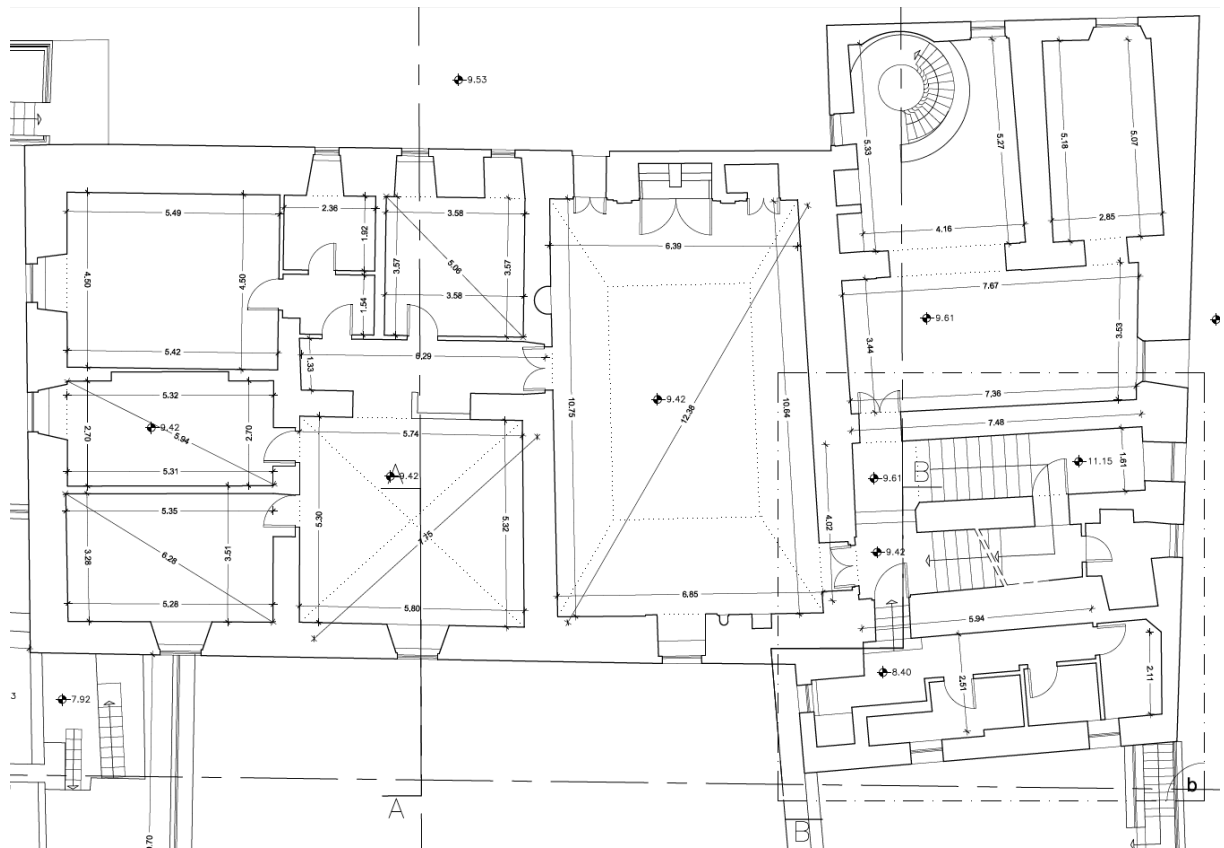
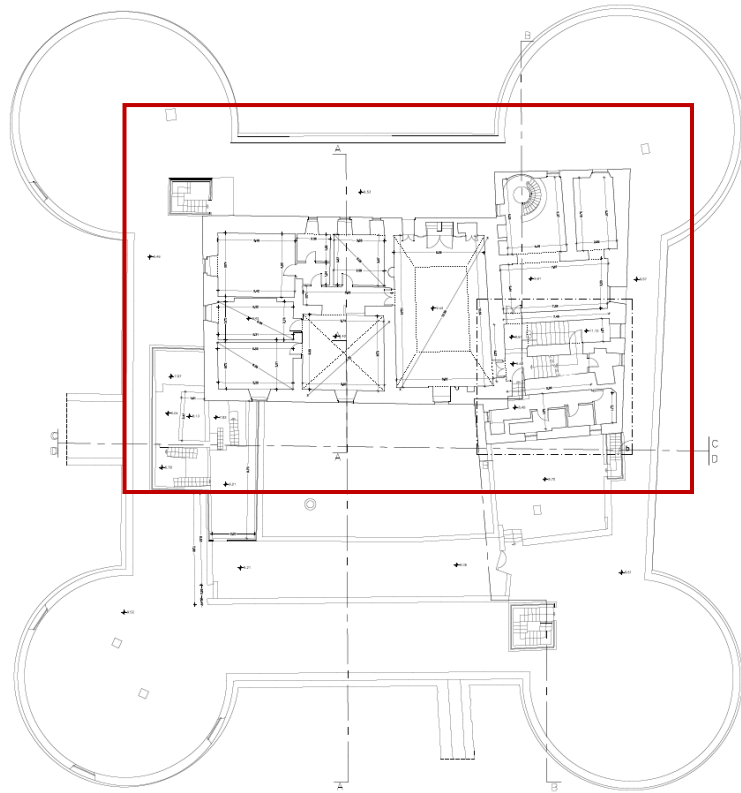


Figura 4.15 Planimetria livello 2

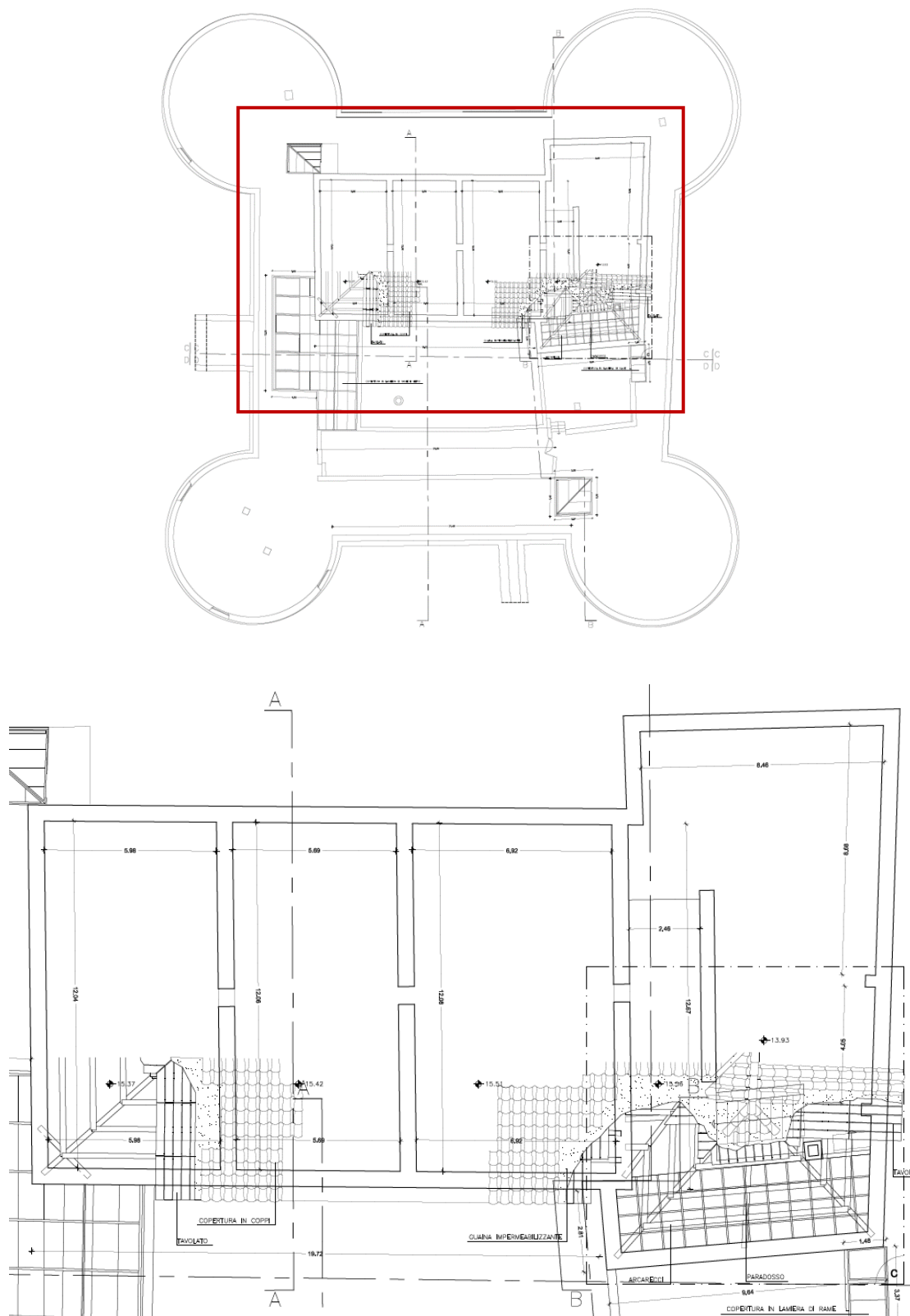


Figura 4.16 Planimetria livello 3

Si riportano di seguito le sezioni A-A e B-B, solo della porzione oggetto di studio.

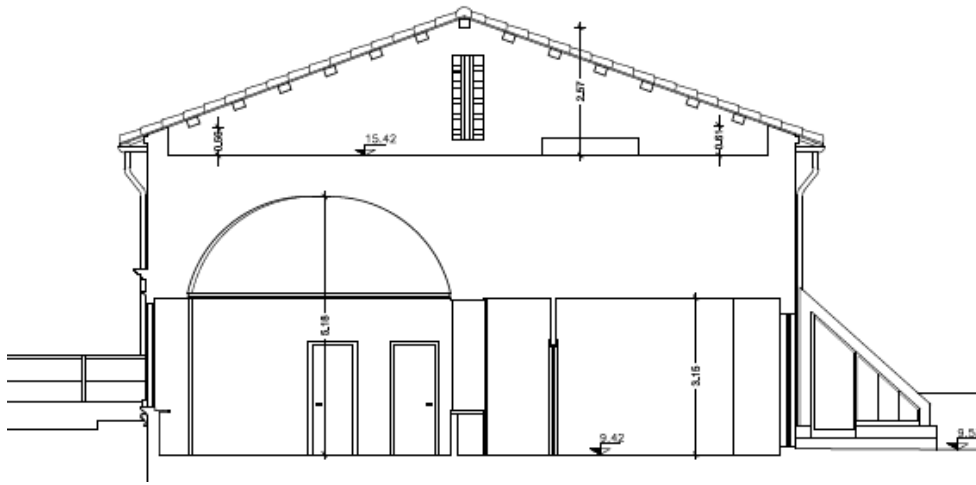


Figura 4.17 Sezione A-A

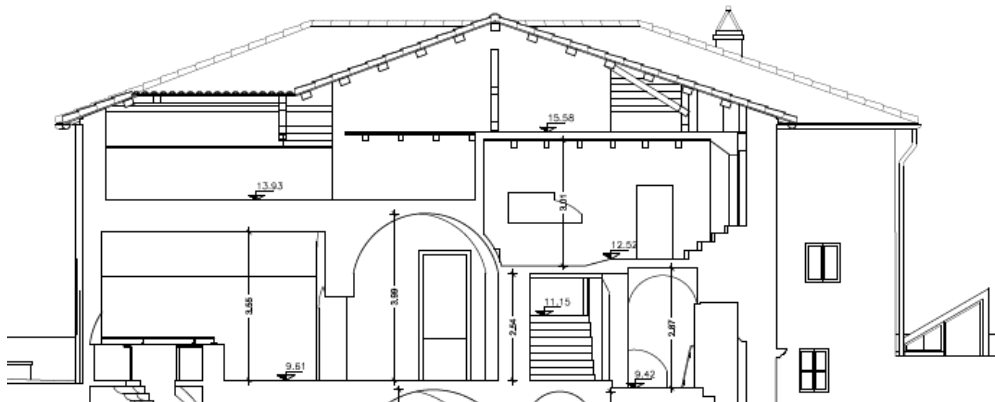


Figura 4.18 Sezione B-B

Iniziamo a fare una prima considerazione sulla conformazione a “T” dell’edificio a muratura portante. Esso si presenta come l’unione di due rettangoli dalle direzioni principali opposte. Questo tipo di disposizioni asimmetriche sono svantaggiose sotto l’azione sismica poiché possono far nascere effetti di tipo torsionale, producendo così distribuzioni di tensioni indesiderate. Un ulteriore elemento che crea una distribuzione asimmetrica della rigidezza nel piano è rappresentato dalla presenza del vano scala nella parte a Nord. Nonostante ciò, la struttura nella parte interna si organizza in un sistema scatolare e cellulare, dove le murature interne ed esterne hanno la funzione di portare i carichi

orizzontali e verticali, generando così una favorevole distribuzione della rigidezza nelle due direzioni principali e una buona duttilità del sistema.

Gli ambienti interni presentano differenti quote di piano soprattutto nella parte Nord-Est del fabbricato, adiacente al vano scala.

4.2.2 RILIEVO VISIVO E FOTOGRAFICO

Dalle prese fotografiche esterne è possibile notare un'ulteriore caratteristica di buon concepimento di un edificio in muratura, data dalla distribuzione allineata in altezza delle aperture lungo le murature (Figura 4.19). Questo permette di avere maschi murari di maggiore superficie e una distribuzione ottimale delle tensioni date dai carichi verticali lungo le fasce. Numerose inoltre sono le nicchie presenti, le quali influiscono, in maniera limitata, alla distribuzione delle tensioni interne alle murature.



Figura 4.19 Ripresa fotografica esterna della porzione sommitale della Rocca

Per quanto riguarda i solai di interpiano è possibile affermare con una certa sicurezza che si trattino per la maggior parte di solaio in legno a singola orditura. Questa tipologia viene utilizzata per coprire luci di piccola entità, scaricando il carico nella sola direzione delle pareti di appoggio delle travi. Queste sono poste ad un passo di circa 1 – 2 metri e sostengono nella parte superiore un tavolato di legno e una soletta di cemento alleggerito per una distribuzione uniforme degli

sforzi e per l'allettamento della pavimentazione in cotto. Nelle stanze dove non è visibile la parte strutturale del solaio all'intradosso, è stato utilizzato un sistema cannicciato come controsoffittatura.

Per avere una più chiara idea degli spazi interni ci basiamo anche sulla documentazione fotografica a disposizione. Per non appesantire la trattazione, si riportano solamente alcune delle riprese fotografiche effettuate.

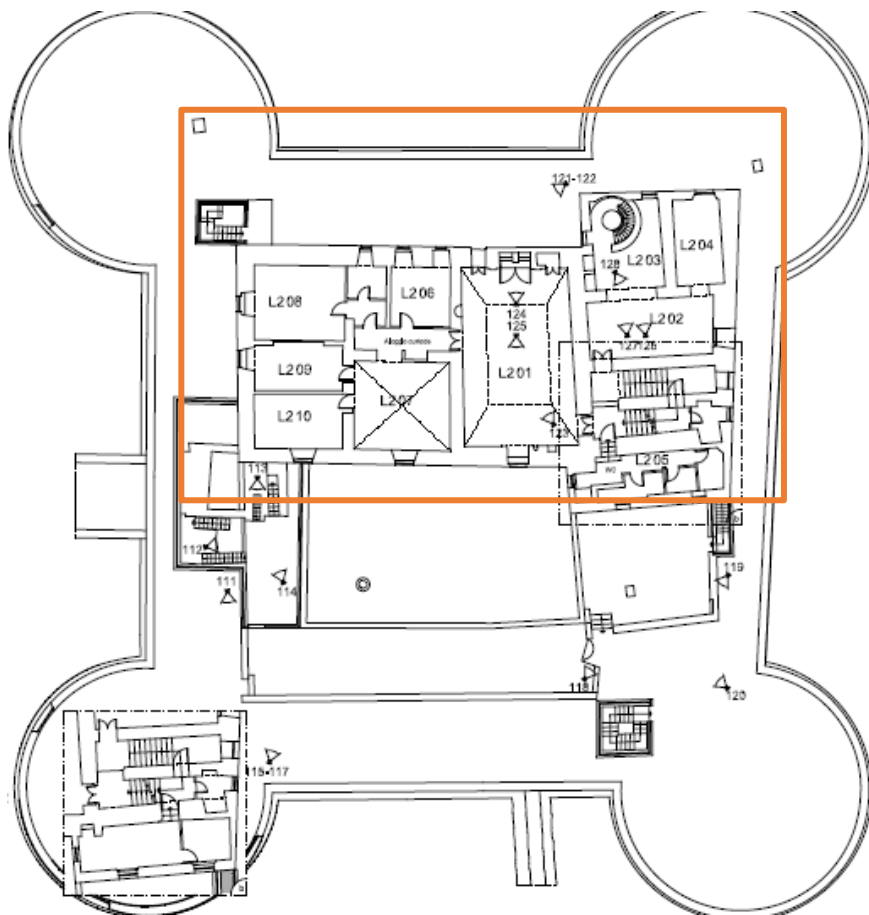


Figura 4.20 Planimetria livello 2 con indicazione dei coni ottici



Foto 123



Foto 125



Foto 127

5 MODELLAZIONE A TELAIO EQUIVALENTE

Per la modellazione a telaio equivalente è stato utilizzato il codice di calcolo Aedes.PCM. Aedes.PCM è un vero e proprio BIM strutturale, cioè un CAD 2D/3D parametrico dedicato agli edifici in muratura, ordinaria e armata, nuova ed esistente, incluse le strutture miste, con elementi in cemento armato e/o acciaio affiancati alle murature. Alla modellazione architettonica si affianca la schematizzazione strutturale, finalizzata all'analisi con corrispondenti verifiche di sicurezza statiche e sismiche.

Il PCM è un software che parte da una modellazione strutturale a macroelementi monodimensionali, "a telaio equivalente", creata automaticamente dal programma una volta completata la modellazione architettonica, per giungere alla formulazione di un'analisi non lineare generalizzata, nel rispetto delle indicazioni normative vigenti. Il modello strutturale viene così definito da aste che schematizzano gli elementi murari verticali e orizzontali oltre a elementi lineari quali travi in altri materiali (legno). Nei punti di collegamento delle stesse si vengono a creare appositi link rigidi denominati nodi, che tengono conto delle intersezioni dei maschi murari e delle fasce di piano. Nella fase iniziale di modellazione architettonica, l'inserimento del modello viene agevolato dall'importazione di riferimenti grafici su disegni (in formato *dxf*) e immagini.

In questo capitolo si vogliono far cogliere gli aspetti salienti della modellazione, effettuata per il calcolo e la verifica sismica della porzione della Rocca di Senigallia oggetto di studio, che costituiscono utile riferimento per la successiva modellazione agli elementi finiti mediante Ansys APDL. I risultati ottenuti dalle analisi, dinamica lineare (modale) e statica non lineare (pushover), saranno poi confrontati con quelli ricavati dalle medesime analisi eseguite sul modello FE.

5.1 ASPETTI GENERALI

La porzione di manufatto analizzata nel modello si sviluppa dal secondo piano fuori terra fino alla sommità della copertura. Come già detto, la struttura presenta un'articolazione in pianta e in elevazione relativamente complessa. Pertanto, con lo scopo anche di trascurare aspetti poco rilevanti ai fini delle analisi strutturali, sono state effettuate opportune semplificazioni nella creazione del modello architettonico.

5.1.1 CREAZIONE DELLA GEOMETRIA

Nelle Figure 5.1 e 5.2 è visibile il modello tridimensionale generato dal programma, frutto di una serie di modifiche del modello architettonico originale.

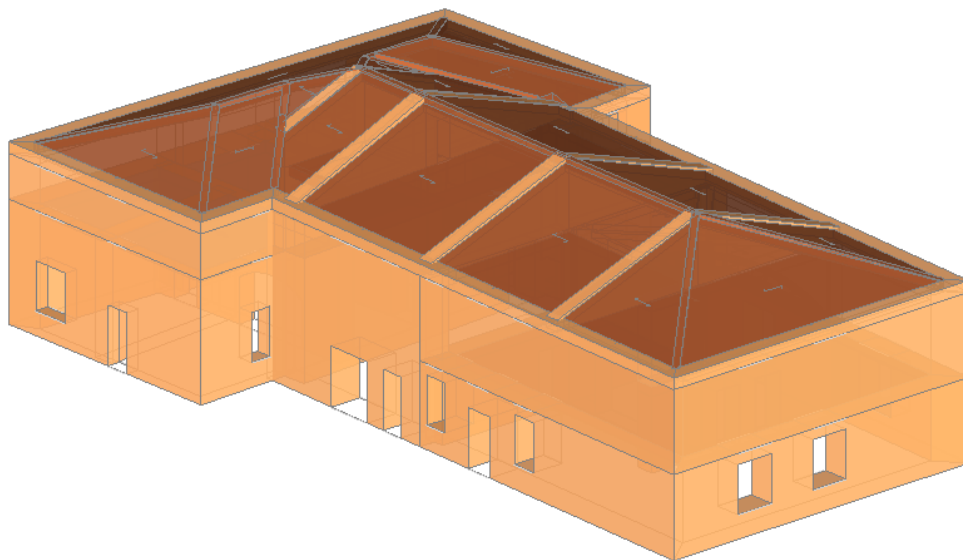


Figura 5.1 Vista tridimensionale Nord-Ovest del modello

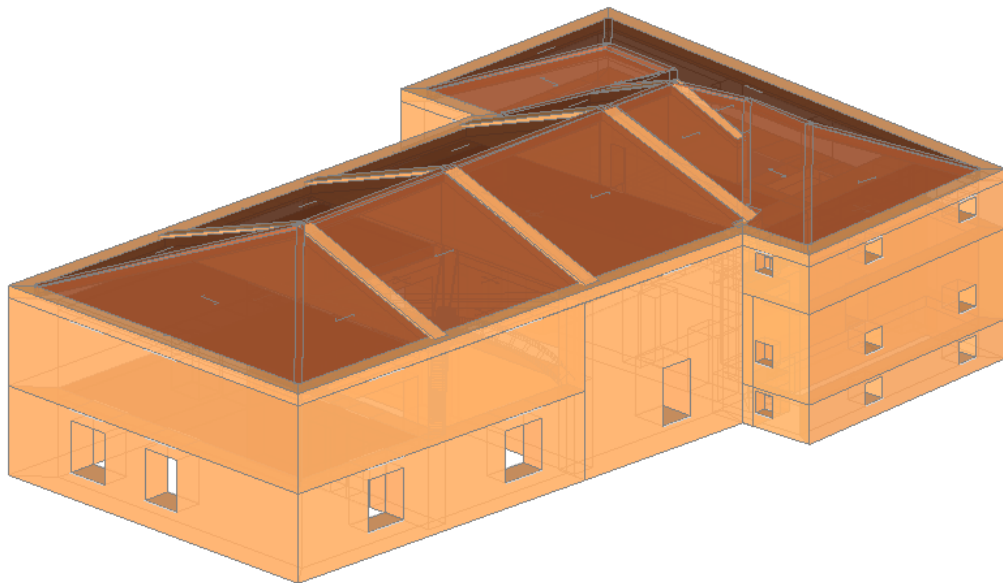


Figura 5.2 Vista tridimensionale Sud-Ovest del modello

Per quanto riguarda l'edificio da un punto di vista altimetrico, è stato necessario suddividere l'impalcato in più livelli di riferimento, in corrispondenza dell'estradosso dei solai di interpiano presenti a diverse quote sfalsate, e trascurare eventuali differenze di quote dei solai di interpiano al di sotto dei 60 cm di altezza, riferendosi ad un'unica quota per garantire un corretto funzionamento del programma nella fase di analisi dei modelli. Le quote degli impalcati (quota di estradosso del solaio) sono le seguenti:

- quota 0 – 9,42 m – piano secondo;
- quota 1 – 10,78 m – piano secondo (Figura 5.3);
- quota 2 – 12,52 m – piano secondo (Figura 5.4);
- quota 3 – 13,93 m – piano sottotetto (Figura 5.5);
- quota 4 – 15,58 m – piano soppalco (Figura 5.6);
- quota 5 – 18,20 m – piano copertura (Figura 5.7).

I solai di piano, essendo per la maggior parte in legno, non vengono considerati rigidi nel loro piano. Per il solaio di copertura, invece, si considera un comportamento non spingente e infinitamente rigido nel piano, con un'inclinazione di 30°.

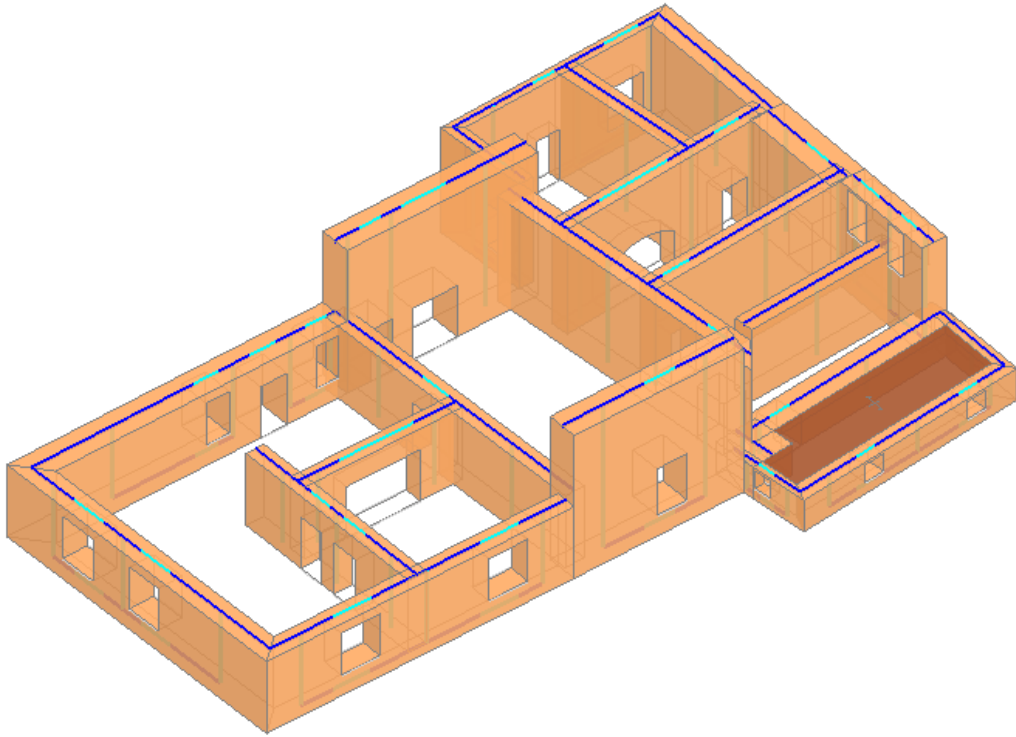


Figura 5.3 Piano secondo, livello 1

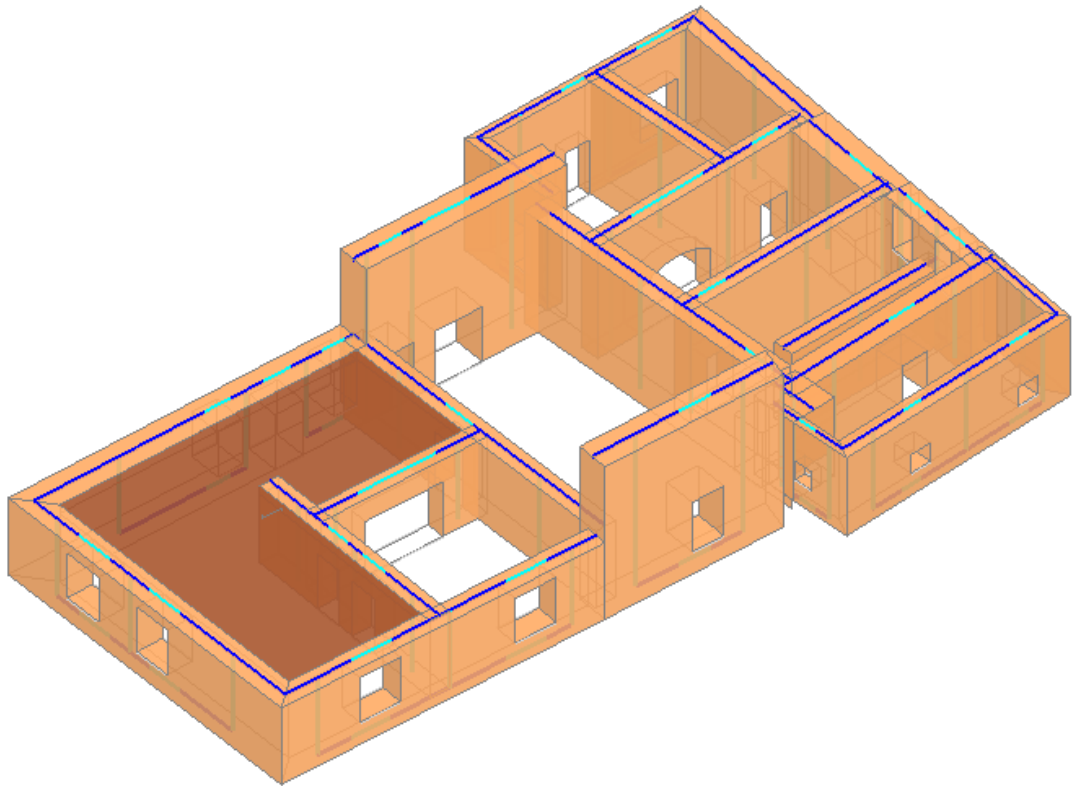


Figura 5.4 Piano secondo, livello 2

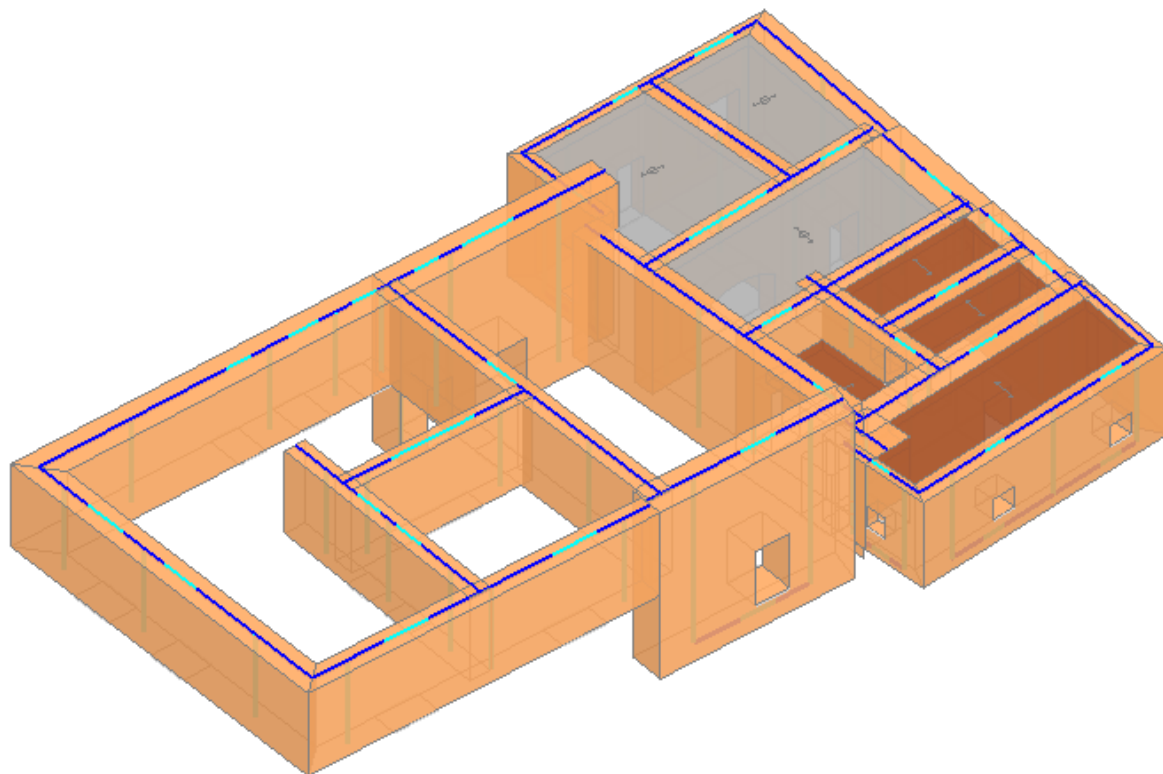


Figura 5.5 Piano sottotetto, livello 3

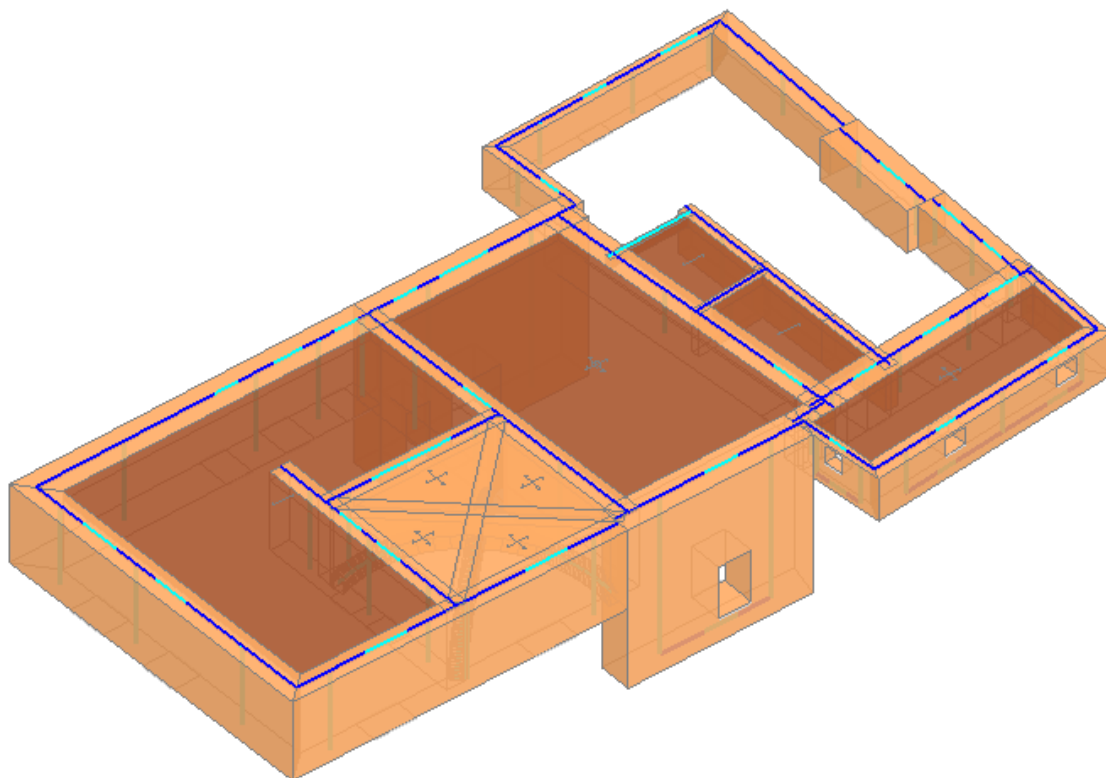


Figura 5.6 Piano soppalco, livello 4

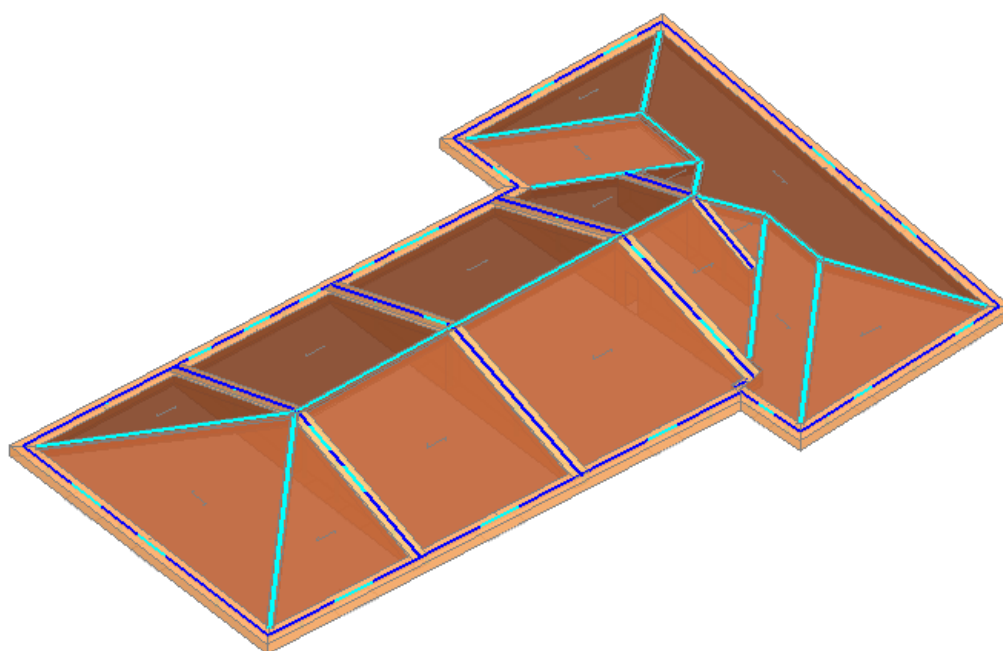


Figura 5.7 Piano copertura, livello 5

Alla base della struttura sono stati implementati dei vincoli di incastro, ipotizzando che non ci siano stati cedimenti fondali.

In fase di modellazione, inoltre:

- si è ritenuto necessario non considerare eventuali collegamenti verticali e di rimandarli ad un eventuale studio più approfondito della struttura;
- non sono state prese in considerazione eventuali tamponature e murature con spessore inferiore a 30 cm, data la loro scarsa partecipazione alla rigidità della struttura.

Una volta completata la modellazione architettonica, il programma genera il modello a telaio equivalente, riportato in Figura 5.8.

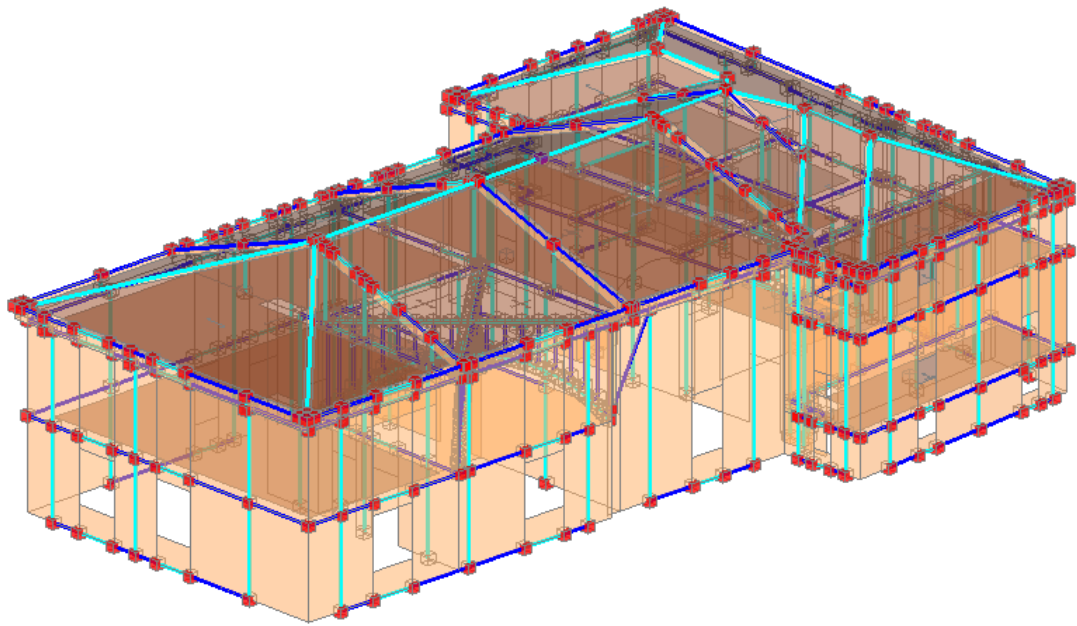


Figura 5.8 Modello 3D del telaio equivalente

5.1.2 AZIONI SULLA COSTRUZIONE

Le azioni che agiscono sulle varie parti del fabbricato di cui si tiene conto per la valutazione sismica sono:

- Pesi propri - G_1 ;
- Pesi permanenti - G_2 ;
- Carichi Variabili - Q , per ambienti suscettibili ad affollamento, quali musei, di cui alla categoria C3 e per coperture, di cui alla categoria H;
- Azione della neve.

Ai fini della determinazione dell'azione sismica non è necessario considerare l'effetto della variabilità spaziale del moto.

5.1.3 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito le analisi dei carichi svolte per vari solai di interpiano, a singola orditura e con volte, e di copertura (Tabella 5.1) e il calcolo atto alla determinazione dell'azione della neve nella copertura a falda inclinata (Figura 5.9).

1 - Solaio con volta a padiglione			PESO PROPRIO SOLAIO								
			G1 (kN/m ²)	0.72	s (m)	base (m)	altezza (m)	γ (kN/m ³)	i (m)	P (kN/mq)	
Volte mattoni	0.72	kN/mq	G1 (kN/m ²)	0.72	Mattoni	0.04		18		0.72	
Riempimento	19.36	kN/mq									
Caldana 4 cm	0.28	kN/mq									
Massetto 3 cm	0.54	kN/mq									
Intonaco 1 cm	0.18	kN/mq	G2 (kN/m ²)	20.36							
Accidentale Cat. C	5.00	kN/mq	Q (kN/m ²)	5.00							
2 - Solaio con volta a padiglione			PESO PROPRIO SOLAIO								
			G1 (kN/m ²)	0.72	s (m)	base (m)	altezza (m)	γ (kN/m ³)	i (m)	P (kN/mq)	
Volte mattoni	0.72	kN/mq	G1 (kN/m ²)	0.72	Mattoni	0.04		18		0.72	
Riempimento	14.32	kN/mq									
Caldana 4 cm	0.28	kN/mq									
Massetto 3 cm	0.54	kN/mq									
Intonaco 1 cm	0.18	kN/mq	G2 (kN/m ²)	15.32							
Accidentale Cat. C	5.00	kN/mq	Q (kN/m ²)	5.00							
3 - Solaio con volta a botte			PESO PROPRIO SOLAIO								
			G1 (kN/m ²)	0.72	s (m)	base (m)	altezza (m)	γ (kN/m ³)	i (m)	P (kN/mq)	
Volte mattoni	0.72	kN/mq	G1 (kN/m ²)	0.72	Mattoni	0.04		18		0.72	
Riempimento	7.81	kN/mq									
Caldana 4 cm	0.28	kN/mq									
Massetto 3 cm	0.54	kN/mq									
Intonaco 1 cm	0.18	kN/mq	G2 (kN/m ²)	8.81							
Accidentale Cat. C	5.00	kN/mq	Q (kN/m ²)	5.00							
4 - Solaio con volta a botte			PESO PROPRIO SOLAIO								
			G1 (kN/m ²)	0.72	s (m)	base (m)	altezza (m)	γ (kN/m ³)	i (m)	P (kN/mq)	
Volte mattoni	0.72	kN/mq	G1 (kN/m ²)	0.72	Mattoni	0.04		18		0.72	
Riempimento	9.34	kN/mq									
Caldana 4 cm	0.28	kN/mq									
Massetto 3 cm	0.54	kN/mq									
Intonaco 1 cm	0.18	kN/mq	G2 (kN/m ²)	10.34							
Accidentale Cat. C	5.00	kN/mq	Q (kN/m ²)	5.00							
Solaio in legno			PESO PROPRIO SOLAIO								
			G1 (kN/m ²)	0.32	s (m)	base (m)	altezza (m)	γ (kN/m ³)	i (m)	P (kN/mq)	
Solaio legno	0.32	kN/mq	G1 (kN/m ²)	0.32	Trave legno	0.1	0.14	6	0.5	0.168	
Caldana 4 cm	0.28	kN/mq					Tavolato	0.03		6	0.15
Massetto 3 cm	0.54	kN/mq					TOT				0.318
Pavimento	0.40	kN/mq	G2 (kN/m ²)	1.45							
Cannicciato	0.23	kN/mq									
Accidentale Cat. C	5.00	kN/mq	Q (kN/m ²)	5.00							
Solaio di copertura in legno			PESO PROPRIO SOLAIO								
			G1 (kN/m ²)	0.3	s (m)	base (m)	altezza (m)	γ (kN/m ³)	i (m)	P (kN/mq)	
Solaio	0.35	kN/mq	G1 (kN/m ²)	0.3	Trave legno	0.1	0.14	6	0.5	0.168	
Massetto 3 cm	0.54	kN/mq					Tavolato	0.03		6	0.18
Imperm. 0,6cm	0.30	kN/mq					TOT				0.348
Coppi	0.60	kN/mq	G2 (kN/m ²)	1.44							
Accidentale Cat. H	0.50	kN/mq	Q (kN/m ²)	0.5							
Neve	1.20	kN/mq	Neve (kN/m ²)	1.20							

Tabella 5.1 Analisi dei carichi

AZIONE DELLA NEVE PAR. 3.4 NTC18

1.DEFINIZIONE DEI DATI

Il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota $a_s \leq 1500$ m s.l.m., non dovrà essere assunto minore di quello indicato in tabella, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Per altitudini $a_s \geq 1500$ m s.l.m. si dovrà fare riferimento a valori statistici locali utilizzando comunque valori non inferiori a quelli previsti per 1500m

1.1 a_s (altitudine sul livello del mare): [m]

1.2 zona:

Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza	$q_{rk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{rk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese	$q_{rk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{rk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona	$q_{rk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{rk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
Zona III Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo	$q_{rk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{rk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$

3 CALCOLO DEI COEFFICIENTI

3.1 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione deve essere utilizzato per modificare il valore del carico della neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Normalmente si adotta **C_e=1**. Si riportano in tabella i coefficienti consigliati per le diverse classi di topografia.

Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0.9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti.	1.1

3.1.1 Classe di topografia:

Il coefficiente di esposizione vale:

3.2 Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.

Il coefficiente topografico vale:

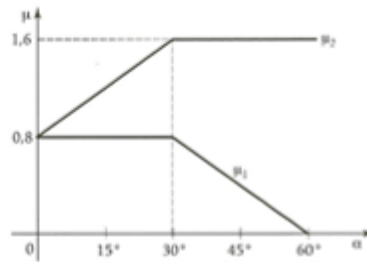
c_t

3.2 Coefficiente di forma

3.2.1 Inclinazione della falda α (1)

3.2.2 Inclinazione della falda α (2)

3.2.3 Legge di variazione del coefficiente di forma:



$\mu_1 (\alpha_1)$	0.80
$\mu_1 (\alpha_2)$	0.80
$\mu_2 (\alpha)$	1.20

4 CARICO NEVE SULLA COPERTURA E COMBINAZIONI DI CARICO

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/m}^2\text{])} = \mu_i q_{sk} C_E C_t$$

μ_i (coefficiente di forma)

q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/m²])

C_E (coefficiente di esposizione)

C_t (coefficiente termico)

4.1 Combinazione per il caso di copertura ad una falda

Inclinazione falda

μ_1

μ_1

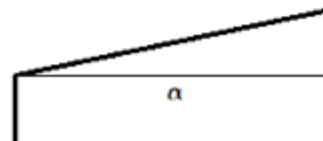


Figura 5.9 Determinazione del carico da neve sulla copertura

5.1.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA MURATURA

Per quanto riguarda invece i parametri di comportamento meccanico dei materiali ci si è basati sulla pubblicazione *“Integrated approach for Seismic Vulnerability analysis of historic massive defensive structures”* della School of Architecture and Design, University of Camerino, la quale prende in esame la Torre della rocca Roveresca di Senigallia. In questo studio vengono considerati tali parametri facendo riferimento alla tipologia di muratura e alle condizioni dei materiali, stimate da prove endoscopiche e indagini visive, seguendo le indicazioni fornite dai codici strutturali e dalle guide-linea. L’impiego di altri approcci per la caratterizzazione dei materiali viene giudicato inefficace.

I valori assunti per i parametri meccanici, così come il loro range di variazione (minimo e massimo), sono elencati nella Tabella 5.2.

Table 1

Adopted material parameters for the structural analysis of the Rocca Roveresca of Senigallia (minimum, mean, and maximum values).

Masonry typology	Compressive strength f_m (MPa)	Shear strength τ_0 (MPa)	Elastic modulus E (MPa)	Tangential modulus G (MPa)	Specific weight γ (kN/m ³)
Squared stone-blocks	6.00	0.090	2400	780	21
	7.00	0.105	2800	860	22
	8.00	0.120	3200	940	23
Rubble stone infills	1.00	0.020	690	230	18
	1.40	0.026	870	290	19
	1.80	0.032	1050	350	20
Clay bricks and thin layers of lime mortar	2.40	0.060	1200	400	17
	3.20	0.076	1500	500	18
	4.00	0.092	1800	600	19

Tabella 5.2 Parametri meccanici della muratura

La muratura considerata è composta da elementi lapidei con malta di calce, il tutto in un buon stato di mantenimento, perciò si è ritenuto opportuno prendere in via confidenziale i parametri intermedi come riferimento.

Si tenga presente che a tali valori di partenza vengono poi applicati i vari coefficienti di sicurezza, tra cui il Fattore di Confidenza (FC), pari ad 1,35, e quello parziale sulla muratura $g_m = 2,40$ per l’analisi sismica. Infatti, non avendo un buon livello di conoscenza delle caratteristiche delle murature esistenti, dovuto soprattutto alla parziale ispezionabilità e alla mancanza di prove eseguite sulle stesse, si è ritenuto opportuno far riferimento ad un fattore di confidenza elevato. In Tabella 5.3 si riporta un riassunto della caratterizzazione meccanica della muratura all’interno del programma.

Generale	
Nome	Muratura esistente
Riferimento	NTC 2018, Tab. C8.5.1
Tipologia	Mattoni pieni e malta di calce
Condizioni	Standard
Fattore di Confidenza	1.35
Moduli elastici	
Valori	Personalizzati
E	1500
G	500
Resistenze	
Valori	Personalizzati
f,m	3.200
f,tm	0.260
f,hm	1.300
τ_0	0.076
f,vm0	0.130
Altre proprietà meccaniche	
w	18.00
α	0.000010
f,b	10.000
μ	0.577
φ	1.000

Tabella 5.3 Caratterizzazione della muratura

5.1.4 CONSIDERAZIONI PER LE ANALISI

Nelle analisi vengono considerati come resistenti alle sollecitazioni solo i maschi murari, non comprendendo così le fasce di muratura che incontrano le aperture verticalmente. Le murature nel loro piano sono prese come non infinitamente rigide.

Le murature del livello 5 non sono prese come riferimento per la verifica poiché sono considerate atte al solo trasferimento di carichi dovuti dalla copertura alle murature sottostanti.

Allo stesso tempo i solai di interpiano sono considerati non infinitamente rigidi nel loro piano, con un buon grado di appoggio nella muratura e una distribuzione trasversale degli sforzi del 30% rispetto all'orditura principale.

Sono stati inoltre tralasciati eventuali interventi atti al miglioramento scatolare e sismico della struttura e non sono state effettuate analisi di meccanismi cinematici localizzati.

5.2 ANALISI DINAMICA LINEARE (MODALE)

Al fine di determinare le frequenze proprie e i modi di vibrare, ossia le caratteristiche dinamiche della struttura in esame, viene eseguita dapprima un'analisi dinamica lineare (modale). Essa tiene conto delle oscillazioni libere di un sistema elastico lineare prese come la sovrapposizione di "oscillazioni semplici", ognuna corrispondente ad una determinata forma o deformata. L'analisi modale ignora qualunque tipo di forza esterna. Si definisce così il modo di vibrazione, caratterizzato anche dalla rigidità e dalla massa del sistema. A ciascuna oscillazione corrisponde un periodo di vibrazione e il primo modo di vibrare, con il periodo più elevato, è generalmente il più importante, poiché ad esso corrispondono forze di inerzia maggiori.

Dai modi di vibrazione verranno poi calcolate e applicate staticamente le forze orizzontali per simulare l'azione sismica.

Nelle analisi spaziali avremo modi di vibrare lungo le direzioni principali X e Y, e nel caso in cui il centro delle masse e delle rigidità non coincidano, come nel nostro caso, anche torsionali.

5.2.1 RISULTATI DELL' ANALISI MODALE

Nel caso in esame sono stati definiti 50 modi di vibrazione, dei quali solo i primi 13 sono stati definiti significativi dal programma:

- Il primo modo definisce lo spostamento maggiore in Y con un periodo $T = 0.138s$ e 53% di massa partecipante;
- Il secondo definisce lo spostamento maggiore in X con un periodo $T = 0.129s$ e 86% di massa partecipante;
- Il terzo definisce lo spostamento torsionale maggiore con un periodo $T = 0.110s$ e 92% di massa partecipante.

Nelle Tabelle 5.4-5.5 si riportano le caratteristiche modali dell'analisi, mentre nelle Figure 5.10-5.12 i primi tre modi di vibrare della struttura.

Modo	Autovalore (rad/sec) ²	Frequenza (cicli/sec)	Periodo (sec)	Masse modali efficaci (% sulla massa totale)			Totale progressivo %			Quote masse modali efficaci (%)		
				X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
1	2.08250E03	7.3E00	0.138	21.067	53.075	0.001	21.067	53.075	0.001	5.377	5.405	4.993
2	2.35507E03	7.7E00	0.129	64.797	27.557	0.008	85.864	80.632	0.009	5.356	5.357	4.969
3	3.27126E03	9.1E00	0.110	6.610	11.641	0.006	92.475	92.273	0.015	5.383	4.906	4.678
4	1.59269E04	2.0E01	0.050	0.105	0.006	22.428	92.580	92.280	22.443	4.611	4.975	5.451
5	1.66373E04	2.1E01	0.049	0.041	0.033	18.888	92.621	92.312	41.331	4.611	4.715	5.341
6	1.89159E04	2.2E01	0.046	0.040	0.288	2.073	92.661	92.600	43.404	5.007	4.049	5.319
7	1.96859E04	2.2E01	0.045	0.092	0.035	0.605	92.753	92.635	44.009	4.897	4.724	5.212
8	2.10128E04	2.3E01	0.043	0.052	1.104	9.032	92.806	93.739	53.041	5.096	4.580	5.512
9	2.40084E04	2.5E01	0.041	2.574	0.846	2.458	95.379	94.585	55.500	4.561	4.295	5.431
10	2.41252E04	2.5E01	0.040	1.212	1.520	0.447	96.592	96.105	55.947	4.086	4.412	5.337
11	2.84507E04	2.7E01	0.037	0.090	0.008	0.897	96.681	96.113	56.844	4.012	4.272	5.212
12	3.02443E04	2.8E01	0.036	0.020	0.010	27.582	96.701	96.123	84.425	5.081	4.352	5.258
13	3.16424E04	2.8E01	0.035	0.050	0.075	1.277	96.751	96.198	85.702	4.793	4.459	5.198

Tabella 5.4 Risultati dell'analisi modale: caratteristiche dinamiche della struttura

Modo	Coefficienti di partecipazione			Angolo max partecip. (°)
	X	Y	Z	
1	19.538	31.012	0.123	57.79
2	-34.266	22.346	-0.381	146.89
3	-10.944	-14.524	-0.322	53.00
4	-1.380	-0.337	20.072	13.71
5	0.866	-0.771	18.419	138.32
6	-0.856	2.283	6.102	110.56
7	-1.291	-0.798	3.297	31.72
8	-0.975	-4.473	-12.738	77.70
9	-6.829	-3.916	6.645	29.83
10	-4.687	5.248	-2.833	131.77
11	1.274	-0.382	4.014	163.29
12	0.600	-0.431	22.258	144.34
13	0.954	-1.163	-4.789	129.37

Tabella 5.4 Risultati dell'analisi modale

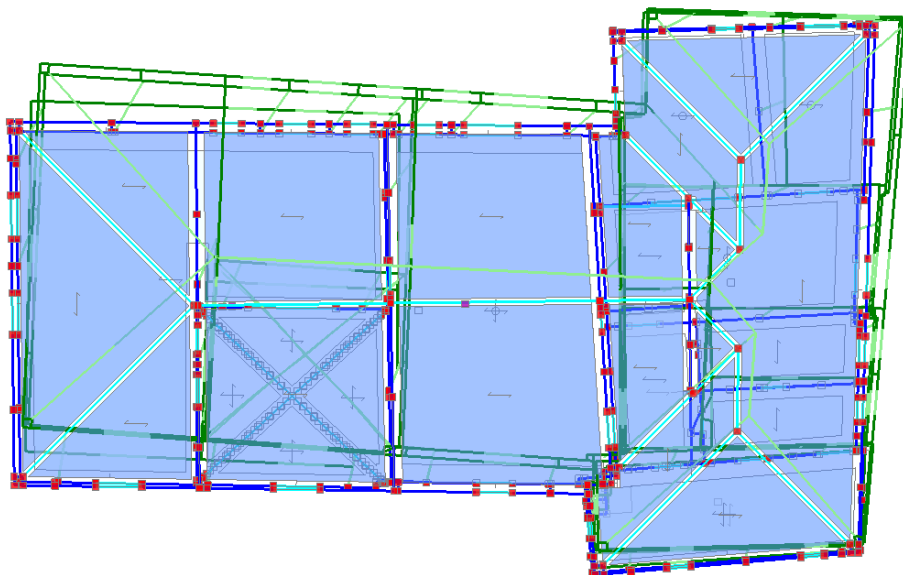


Figura 5.10 Primo modo di vibrare: traslatorio in Y

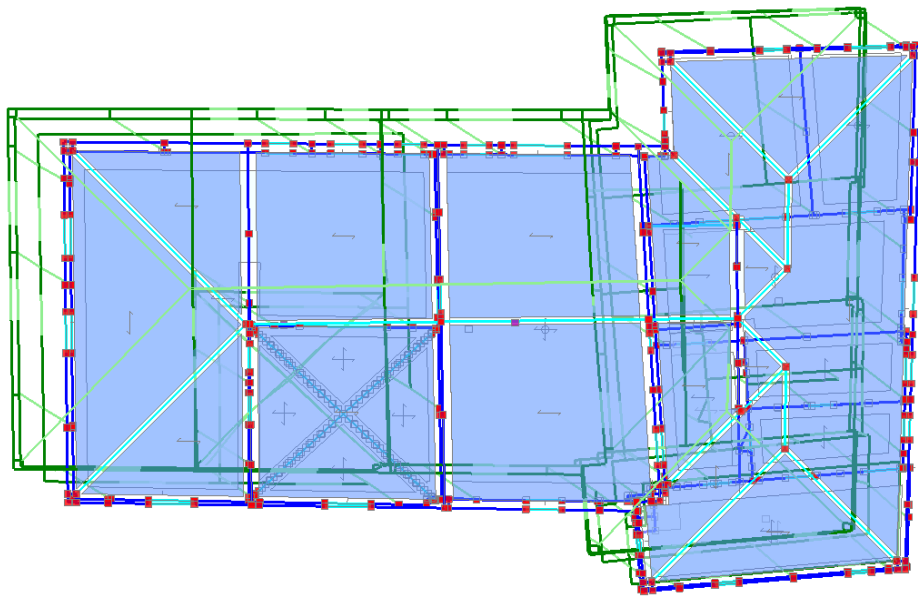


Figura 5.11 Secondo modo di vibrare: traslatorio in X

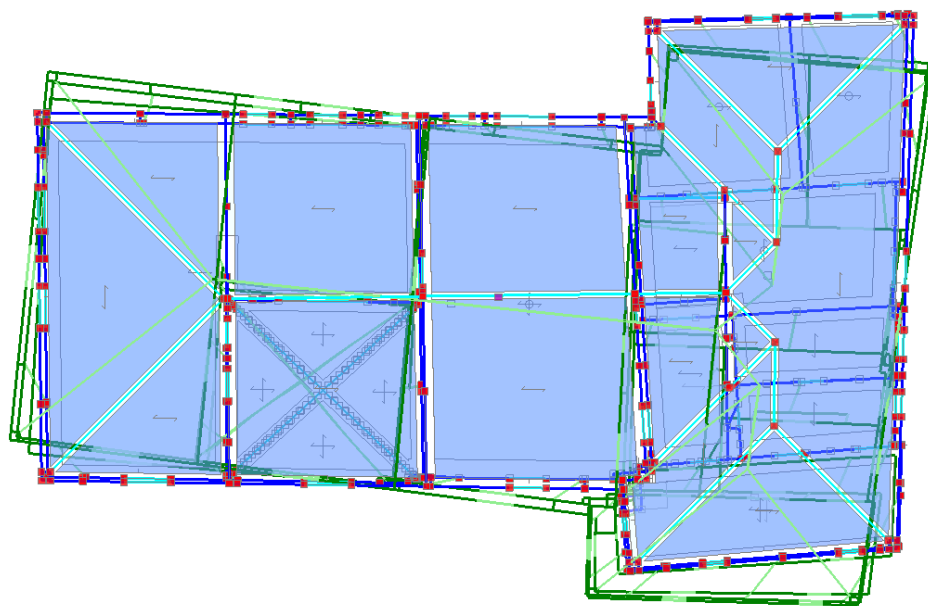


Figura 5.12 Terzo modo di vibrare: torsionale

5.3 ANALISI STATICA NON LINEARE (PUSHOVER)

In relazione al metodo statico non lineare ci si riferisce ad un comportamento complessivo della struttura che è sottoposta ad un sistema di forze statiche equivalenti, incrementate via via fino alla creazione di un numero sufficiente di cerniere plastiche che comportano l'instabilità degli elementi che la compongono, determinando così la incapacità di sostenere i carichi verticali e di non saper più rispondere alle azioni sismiche da parte della struttura.

Questo sistema di forze orizzontali, denominate come spinte, deve creare, nel piano orizzontale, un comportamento del tutto simile agli effetti di inerzia prodotti dal sisma. Questi effetti dipendono dal tipo di risposta che la struttura riesce a dare, perciò al variare del sistema di forze nella fase di analisi corrisponderà un adattamento delle forze al livello di danneggiamento, denominate Pushover. Pertanto, il taglio agente alla base del piano del pannello murario e lo spostamento di un punto di controllo dell'edificio, appartenente di solito alla copertura, coincidente con il baricentro dell'impalcato di copertura, generano delle curve di capacità del sistema struttura con comportamento non lineare.

La curva di capacità è quindi una caratteristica intrinseca della struttura, che non dipende dall'input sismico, ed è presa come la base di studio per la verifica dell'idoneità antisismica della struttura.

Essa può essere infatti vista come un mezzo per ridurre una risposta complessa di un sistema a molti gradi di libertà (M-GDL), ad un legame tipico di un oscillatore non lineare ad un grado di libertà (1-GDL).

Così facendo è possibile creare un confronto diretto con la domanda sismica, la quale simboleggia lo spostamento che la struttura è chiamata a sostenere secondo l'input sismico, rappresentata in termini di spettro di risposta.

Perciò, nel nostro caso, per la valutazione della vulnerabilità sismica, viene lanciata un'analisi statica non lineare considerando come sistemi di forze orizzontali la distribuzione di forze proporzionali alla massa di piano (Pushmassa) e quella proporzionale al prodotto delle masse per la deformata relativa al primo modo di vibrare (Pushmode).

La distribuzione denominata “B” sta a simboleggiare l’analisi uni-modale, ovvero le forze proporzionali alla distribuzione delle forze modali corrispondenti al primo modo di vibrazione nella direzione considerata, mentre la distribuzione denominata “E” corrisponde all’analisi uniforme, o meglio alle forze proporzionali alle masse.

Per l’analisi statica non lineare viene escluso l’ultimo piano, quello di copertura, dato che era fonte di problemi di modellazione che interrompevano le curve push, e che quindi distorcevano i risultati.

Nell’analisi verrà considerato un incremento di taglio di 50 kN nelle direzioni principali X e Y prese in entrambi i versi, considerando nell’elaborazione delle curve anche il momento torcente. In totale sono state eseguite 48 combinazioni di tipo pushover. Per quanto riguarda le azioni statiche, invece, si fa riferimento ad una combinazione di carico in cui i pesi propri strutturali e non strutturali sono presi con il loro valore nominale, mentre i carichi variabili vengono ridotti dai coefficienti di combinazione sismica: attraverso questa procedura si riesce a verificare che gli elementi strutturali abbiano le risorse di resistenza minime previste per “sopportare” l’aliquota di carico statico che secondo la Normativa è presente in fase sismica. I risultati delle analisi vanno ricercati in corrispondenza dello stato limite di Salvaguardia della Vita SLV, il cui periodo di ritorno dell’azione sismica T_R è pari a 475 anni. L’indice di rischio viene calcolato secondo i termini dello spostamento, rapportando quindi la capacità alla domanda.

5.3.1 RISULTATI DELL’ ANALISI PUSHOVER: CURVE DI CAPACITA’

La valutazione dell’indice di rischio e la relativa verifica di vulnerabilità sismica, non essendo oggetto di interesse ai fini del seguente lavoro di tesi, verrà omessa. Quello che ci interessa invece riportare, ai fini poi del confronto con il modello agli elementi finiti, è il risultato dell’analisi statica non lineare in termini di curve di capacità “taglio globale alla base- spostamento”. Questo, generato automaticamente dal programma, è mostrato in Figura 5.13.

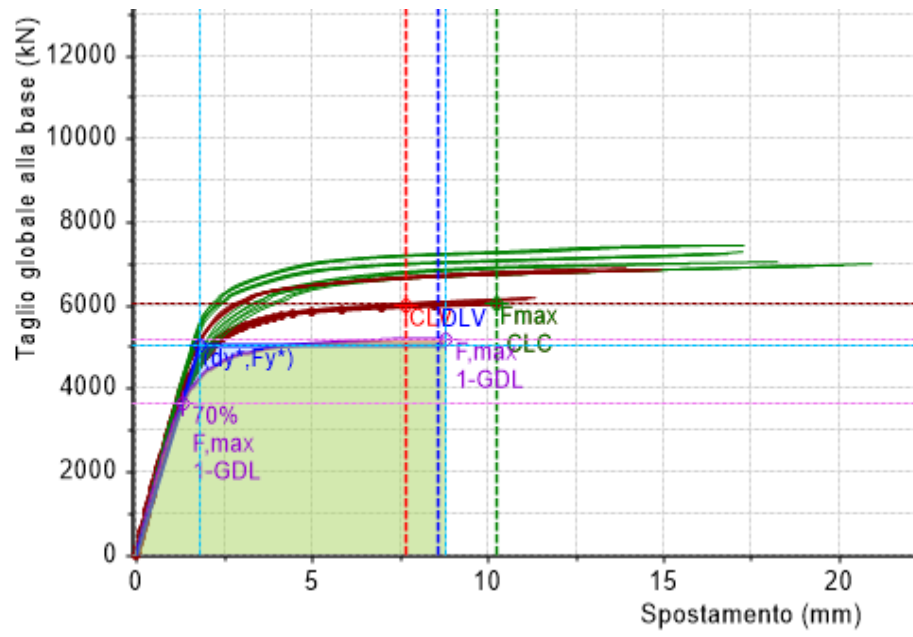


Figura 5.13 Risultato dell'analisi pushover: curve di capacità

6 CREAZIONE DEL MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI

Una volta identificato il caso studio, ed esaminate attentamente le sue caratteristiche geometriche e strutturali, si è potuto proseguire con la creazione del modello numerico. La strategia di modellazione con cui si è scelto di operare è quella agli elementi finiti attraverso il software Ansys APDL, con l'obiettivo di mettere a confronto i risultati delle analisi con quelli ottenuti mediante la modellazione a telaio equivalente, eseguita mediante Aedes PCM. Per assicurare un certo livello di somiglianza e rendere i due modelli comparabili, sono state effettuate opportune semplificazioni nel modello tridimensionale, in linea con quelle adottate nella modellazione a telaio equivalente. Se da un lato, infatti, il modello FEM nasce dallo studio e dall'unione delle informazioni reperibili in planimetrie, sezioni e prospetti, con l'obiettivo di ottenere un risultato il più possibile fedele alla realtà, dall'altro, al fine di un futuro confronto, è stato modificato opportunamente seguendo le medesime scelte operative, impiegate nella creazione del modello a telaio.

Se, per quanto riguarda la geometria, l'intento è stato quello di ottenere un compromesso tra la veridicità del modello e la necessità di ottenere risultati comparabili, per quello che concerne la caratterizzazione della muratura è risultato necessario eseguire un attento lavoro di calibrazione del modello analitico, al fine di trovare la soluzione più accurata per descrivere il materiale. Come già detto infatti l'analisi non lineare condotta tramite FEM risente notevolmente del metodo scelto per la descrizione del comportamento non lineare del materiale.

A tale fine è stato studiato il comportamento di una piccola parete in muratura sottoposta ad un'azione di taglio ciclica, mantenendo costante il carico verticale. Avendo a disposizione i dati sperimentali, è stato possibile mettere a confronto i risultati ottenuti, e, sulla base di questi, definire la strategia migliore per caratterizzare il materiale e inserirlo nel modello FEM.

Nel seguente capitolo vengono mostrate tutte le scelte operative con cui si è deciso di procedere e illustrati i vari passaggi, per avere una descrizione che sia la

più chiara possibile, ai fini anche della successiva lettura e interpretazione dei risultati.

6.1 MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI DI UNA PARETE IN MURATURA

Prima di introdurre la modellazione e l'analisi della porzione in esame della Rocca di Senigallia mediante il software Ansys si riportano i risultati ottenuti dall'analisi statica non lineare (pushover) di una parete in muratura, per confrontarli in termini di curva di capacità con quelli sperimentali. In tal modo è stato possibile ragionare su come il software lavori in ambito non lineare e su come le scelte riguardo la caratterizzazione del materiale condizionino profondamente il risultato. Fare queste considerazioni ci permette poi di ragionare a larga scala sul modello della Rocca, più complesso e articolato.

6.1.1 INDAGINI SPERIMENTALI

Sono state condotte prove statiche su un modello a parete, costituito da mattoni di argilla solida di 50x100 mm, in scala 1/3, recuperati dal restauro di uno storico edificio settecentesco del sud delle Marche, investita dal terremoto del 2016. Le dimensioni del modello testato sono riportate in Figura 6.1 e 6.2: la scelta dell'utilizzo di sezioni a doppia T è collegata alla necessità di evitare fessurazione a flessione alla base del modello a parete, in modo che il guasto sia avviato solo a causa del taglio.

Per la costruzione della parete è stata utilizzata una malta composta da cemento, calce e sabbia in rapporto 1:1:5, con la quale sono stati realizzati tre campioni prismatici di 40-40-160 mm, sottoposti a compressione e flessione per stabilirne la resistenza. Sono stati poi testati a compressione, fino a rottura, portafogli in muratura da 200-200 mm in piano e 50 mm di spessore. La resistenza media a compressione ottenuta è stata circa di 13,5 N/mm², con un modulo di elasticità di 8550 N/mm² e un coefficiente di Poisson pari a 0,20.

Nel corso del test sperimentale, il pannello murario è stato caricato con una pressione normale di compressione pari a $1,2 \text{ N/mm}^2$, mantenuta costante durante il carico ciclico di taglio: il carico verticale ($P1$ e $P2$ in Figura 6.1) è stato applicato alla parete attraverso un sistema di distribuzione costituito da tre martinetti idraulici e una piastra d'acciaio posizionata sulla parte superiore del modello. La piastra in acciaio, posizionata al di sopra della parete, consente di ripartire uniformemente sia il carico verticale che quello orizzontale alla parete in muratura. Il carico orizzontale ($F+$ e $F-$ in Figura 6.1) è stato applicato utilizzando un jack a doppia fase. La misurazione delle deformazioni laterali sotto carico ciclico orizzontale è stata ottenuta utilizzando tre trasduttori a spostamento lineare: i trasduttori 1 e 2 (in Figura 6.1) sono stati applicati in ciascuna flangia al fine di misurare il massimo spostamento della parte superiore della parete.

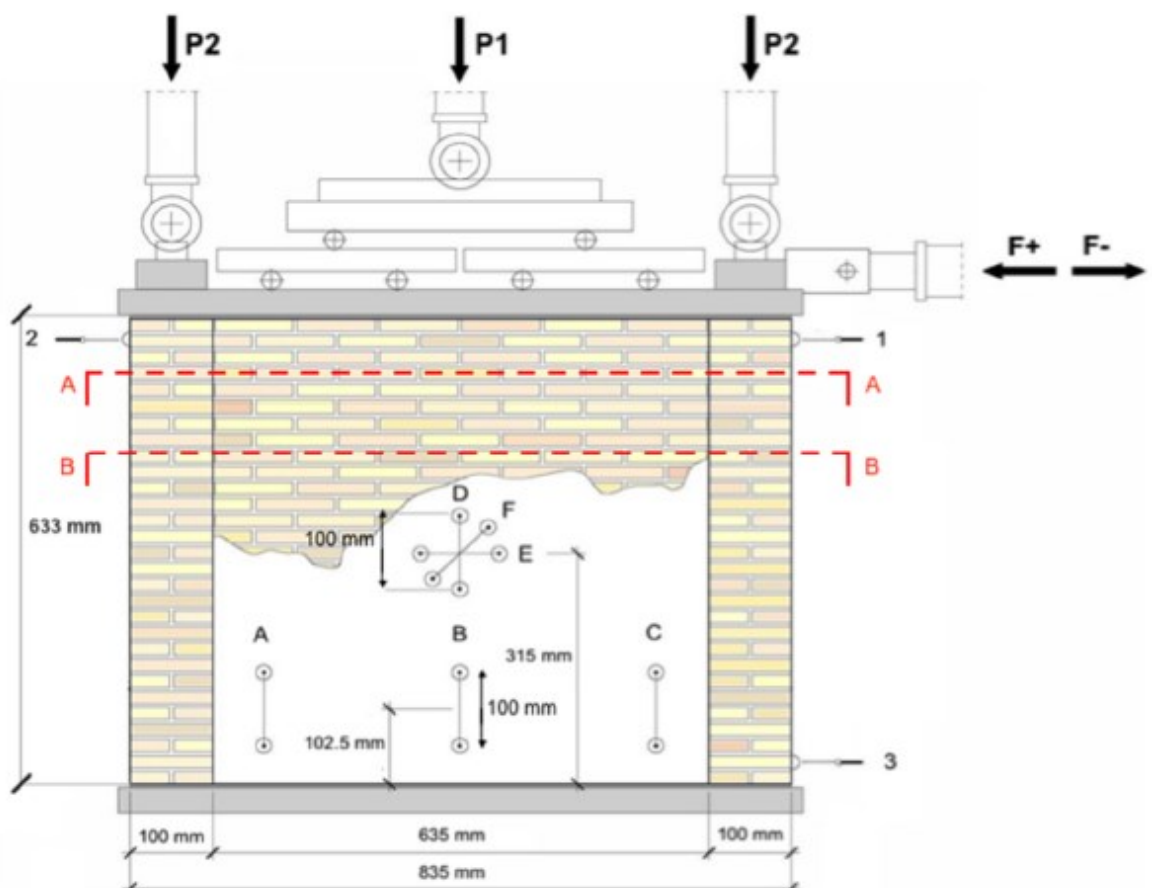


Figura 6.1 Dimensioni del modello a parete in muratura e strumentazioni utilizzate

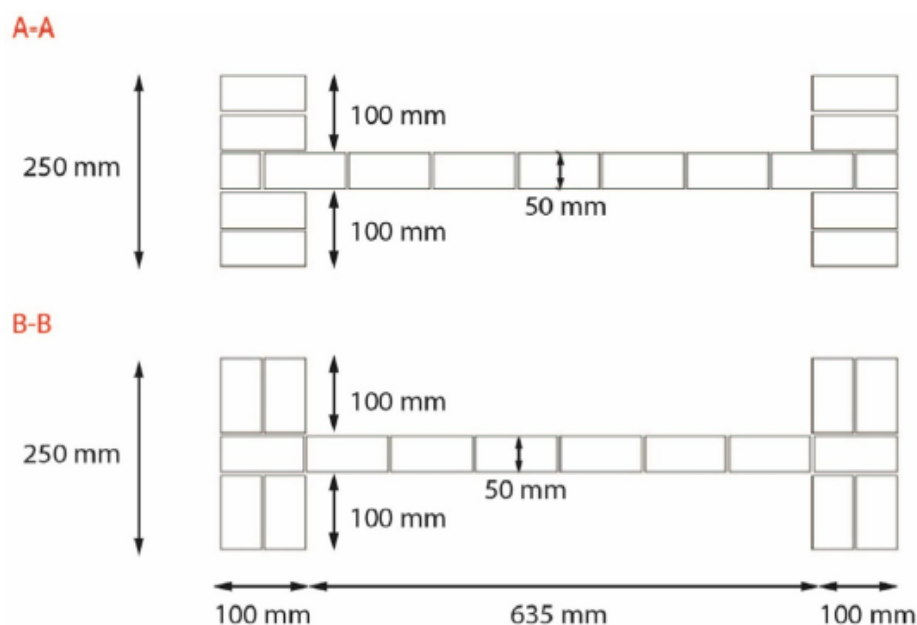


Figura 6.2 Sezioni a doppia T

6.1.2 RISULTATI SPERIMENTALI

Il modello a parete è stato testato sotto carico verticale combinato ad una forza di taglio orizzontale ciclica, fino a rottura a taglio, controllando la deformazione nelle varie fasi fino al danno. Nello specifico sono stati eseguiti sei carichi completi ciclici con un aumento di circa ± 5 kN per ogni ciclo, fino al raggiungimento di una forza orizzontale pari a 55 kN. Dopo il sesto ciclo la parete è stata sottoposta ad altri due step di carico con carico crescente solo nella direzione positiva. La prima fessura è apparsa quando il muro è stato sottoposto ad un valore di carico orizzontale pari a 30,66 kN. Le fessure si sono verificate all'interfaccia malta-mattoni e hanno mostrato una tendenza prevalentemente diagonale con un angolo di circa $\pi/4$. Il test è stato effettuato fino ad un valore delle forze orizzontali pari a circa 62,1 kN, corrispondente ad uno spostamento in sommità di 3,39 mm. Al fine di rendere i risultati comparabili con quelli del modello analitico, si riportano le curve “forza-spostamento” considerando separatamente

il carico laterale positivo F_+ e quello negativo F_- , secondo la convenzione della prova. In Figura 6.3-6.4 sono riportate le curve di capacità del modello a parete, considerando separatamente i due trasduttori, mentre nella Tabella 6.1 sono riportati i valori numerici.

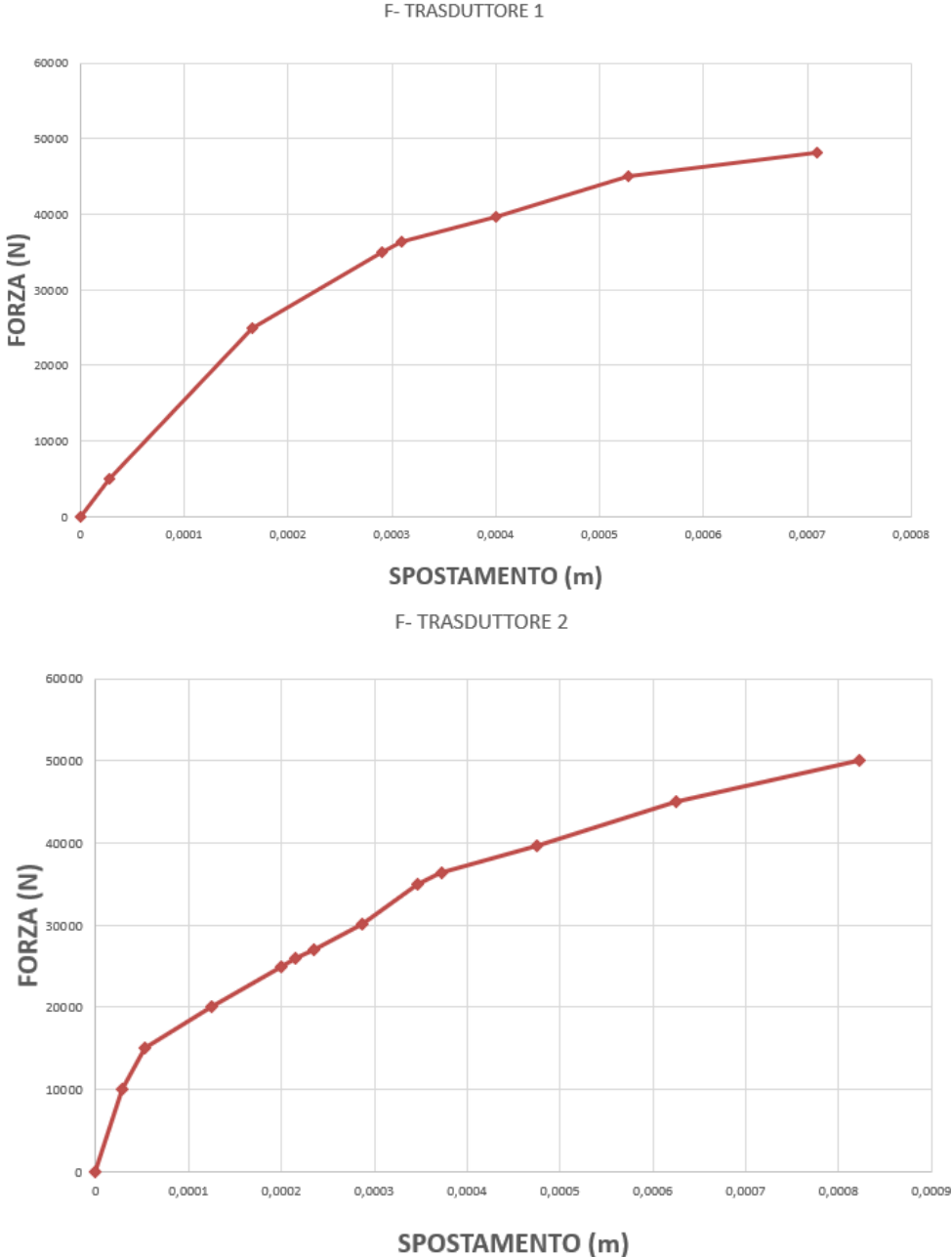


Figura 6.3 Curve di capacità sperimentali forza-spostamento: forza F_- e spostamenti dei trasduttori 1 e 2

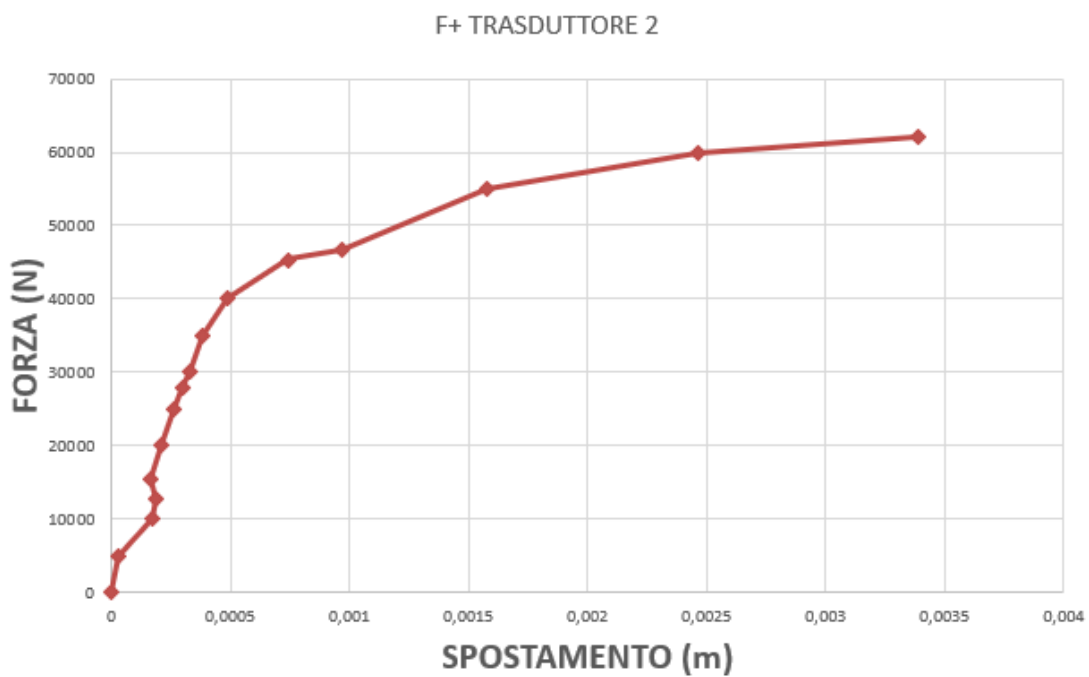
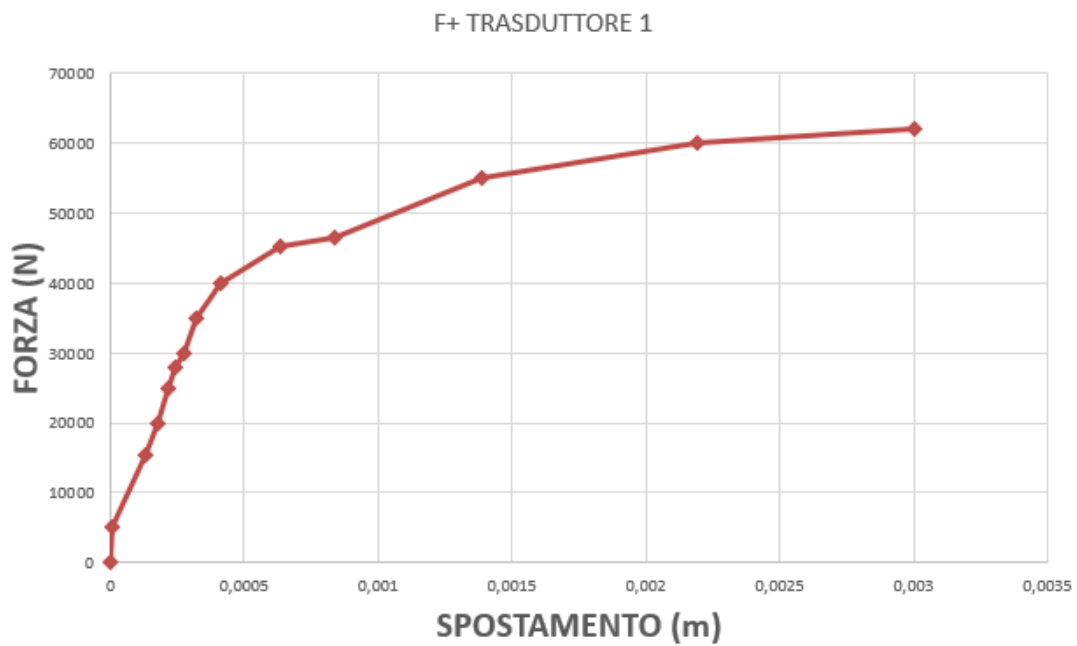


Figura 6.4 Curve di capacità sperimentali forza-spostamento: forza F+ e spostamenti dei trasduttori 1 e 2

	Carico laterale (kN)	Spostamenti orizzontali (mm)	
		1	2
	0	0	0
Ciclo 1	-5	-0.01875	0.08438
	0	0	6.93889E-18
	5	-0.003125	0.02813
	0	0	0.003125
	0	0	0.00313
Ciclo 2	10	-0.14688	0.19063
	0	-0.07813	0.0875
	-10	0.01875	-0.02813
	0	-0.00313	0.03125
	0	0	0.00313
Ciclo 3	-0.6	-0.00313	0.03125
	30	-0.27186	0.33125
	-0.06	-0.0875	0.1
	-30	0.25625	-0.3125
	-1.02	0.07188	-0.08125
Ciclo 4	0	0.07186	-0.08125
	40	-0.40938	0.49063
	0	-0.1375	0.15625
	-40	0.4	-0.475
	0	0.09688	-0.1125
Ciclo 5	0	0.096875	-0.1125
	45	-0.721875	0.8375
	0	-0.315625	0.35625
	-50	0.703125	-0.821875
	0	0.3	-0.34375
Ciclo 6	0	0.3	-0.34375
	55	-1.3875	1.58125
	0	-0.740625	0.83125
	-50	0.703125	-0.809375
	0	0.1625	-0.184375
Ciclo 7	0	0.3	-0.34375
	60	-2.19063	2.46563
	0	-1.1375	1.28125
Ciclo 8	0	-1.1375	1.28125
	62.1	-3.00938	3.39063
	0	-1.55625	1.7625

Tabella 6.1 Spostamenti registrati dai trasduttori 1 e 2

6.1.3 APPROCCIO ALLA MODELLAZIONE

La muratura è un materiale che esibisce un comportamento anisotropo dovuto alla presenza dei giunti di malta. In generale, come già discusso nel capitolo 3, possibili strategie di modellazione numerica potrebbero essere la micro-modellazione, che richiede la rappresentazione separata dei blocchi e della malta, o la macro-modellazione, che invece considera la muratura come un materiale composito. Dalle prove sperimentali effettuate sulla parete in muratura, è risultato che l'approccio alla modellazione più idoneo sia quello a macro-livello, il quale trascura ogni locale micro-fessura e perdita di aderenza lungo i giunti di malta, ma è in grado di catturare il comportamento globale del muro e la sua modalità di rottura.

Il comportamento della parete è stato studiato attraverso un'analisi non lineare condotta tramite il codice di calcolo agli elementi finiti Ansys APDL. Ansys è un software computazionale che combina procedure incrementali ed iterative per la soluzione di problemi non lineari. Più specificamente, nelle soluzioni non lineari, il programma utilizza il metodo Newton-Raphson per trovare la configurazione di equilibrio approssimata alla fine di ogni incremento di carico.

La procedura incrementale è basata sull'equilibrio tra forze interne ed esterne che agiscono sulla struttura: la convergenza è raggiunta quando la differenza è inferiore al parametro della tolleranza, che dipende dal grado di accuratezza che si vuole ottenere.

Se si considerano le forze esterne $\{P\}$, e le forze interne $\{I\}$, agenti sul corpo, le azioni agenti sui nodi sono causate dalle tensioni negli elementi attaccati a quel nodo. Affinché ci sia equilibrio, la risultante delle forze ad ogni nodo deve essere nulla:

$$\{P\} - \{I\} = 0 \quad (1)$$

La risposta non lineare di una struttura per un piccolo incremento di carico ΔP , è mostrata in Figura 6.5. Ansys utilizza la rigidità tangente della struttura K_0 , in corrispondenza di una configurazione deformata ed equilibrata u_0 , applica l'incremento di carico ΔP e proiettando il punto a sull'asse degli spostamenti determina l'incremento di spostamento c_a . Il nuovo punto u_a individua la nuova

configurazione deformata attraverso la quale è possibile determinare, per ogni nodo e per ogni grado di libertà, le azioni interne I_a .

Calcola poi la differenza:

$$R_a = P - I_a \quad (2)$$

che, se risulta inferiore alla tolleranza (0.1% dei carichi esterni) e se l'ultima correzione di spostamento è relativamente piccola (1%) rispetto alla somma degli incrementi di spostamento, accetta la soluzione. Se la soluzione non converge, attraverso un procedimento iterativo, applica un incremento di carico inferiore al precedente e ripete i passaggi descritti fino all'ottenimento della convergenza. Ansys, a questo punto, riformula la nuova matrice di rigidezza K_a , basata sulla configurazione aggiornata u_a . Questa rigidezza, insieme al residuo R_a , determina un'altra correzione di spostamento c_b che porta il sistema ad una nuova configurazione di equilibrio (Figura 6.6).

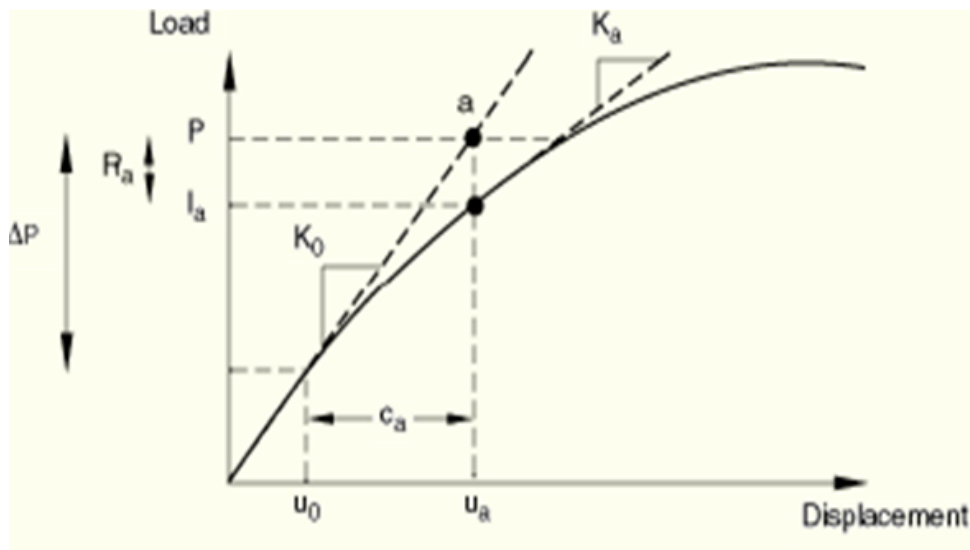


Figura 6.5 Prima iterazione relativa ad ogni incremento di carico

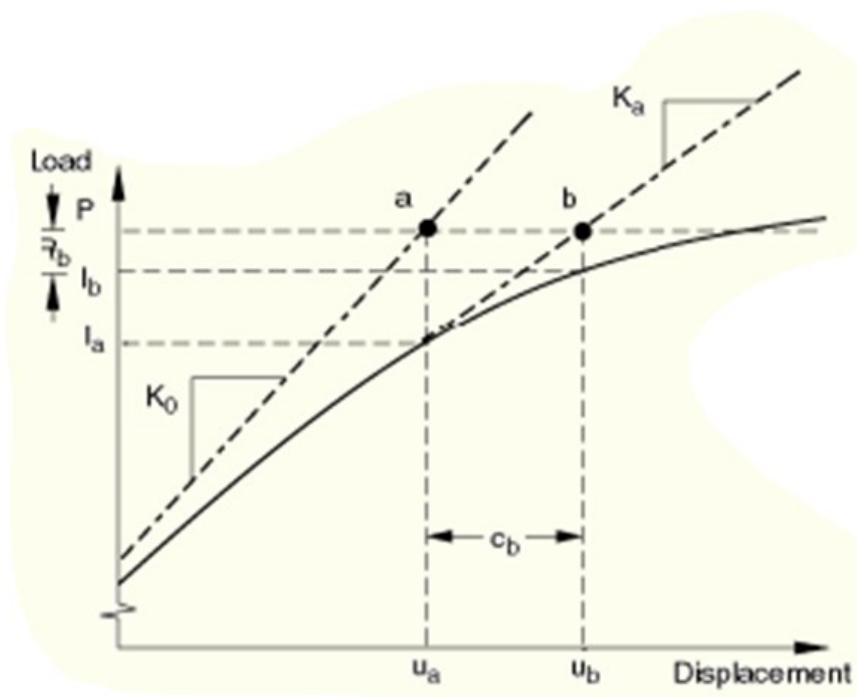


Figura 6.6 Seconda iterazione

Il software consente di definire diversi steps di carico (loadstep) ognuno dei quali viene suddiviso in substeps attraverso la definizione della variabile tempo che, ad ogni incremento Δt , fa corrispondere un incremento di carico ΔP . I vari incrementi in ogni substeps possono essere definiti dall'utente o essere generati automaticamente dal programma.

6.1.4 CREAZIONE DELLA GEOMETRIA AGLI ELEMENTI FINITI

Per quanto riguarda la scelta della geometria complessiva del modello si è deciso in prima istanza di modellare la parete considerando tre volumi distinti, rappresentativi delle due flange laterali e del pannello centrale. Il modello così definito, seppur concettualmente corretto, al fine delle analisi può portare a risultati fuorvianti, in virtù del fatto che, essendo le aree di contatto tra i blocchi differenti, i nodi di interfaccia appartenenti ai corpi potrebbero non coincidere perfettamente. Infatti, nonostante si esegua una *mesh* accurata delle linee che li compongono, anche una piccola imprecisione, dell'ordine di millimetri, può

compromettere il risultato finale. La scelta è quindi ricaduta sulla definizione di sette volumi distinti (Figura 6.7): tre volumi per ogni flangia e un unico volume per il pannello centrale. In questo modo, essendo i nodi di interfaccia dei vari corpi coincidenti, si garantisce la trasmissione delle azioni agenti su ciascuno di essi. Il modello della parete è stato creato in AutoCAD, attraverso la modellazione tridimensionale, e successivamente esportato in Ansys in formato *.iges*.

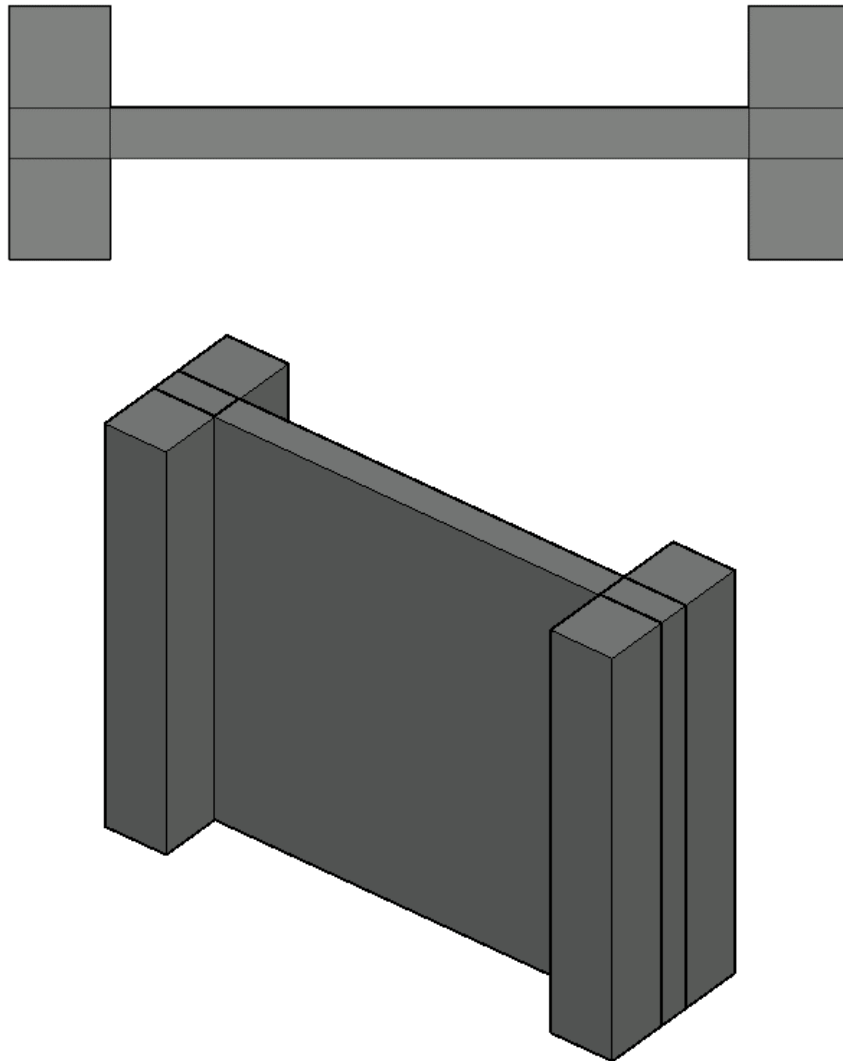


Figura 6.7 Modello tridimensionale della parete: definizione di sette volumi distinti

Considerando la medesima geometria e scelta di modellazione della parete, è stato realizzato un ulteriore modello tridimensionale, sempre mediante il software AutoCAD, in cui è stata modellata anche la piastra di acciaio, caratterizzata da uno spessore di 4 cm e posizionata al di sopra della parete durante la prova, per garantire la distribuzione dei carichi orizzontali e verticali. Anche in questo caso, per garantire la coincidenza dei nodi tra la piastra e la parete, è stata suddivisa in nove volumi distinti (Figura 6.8).

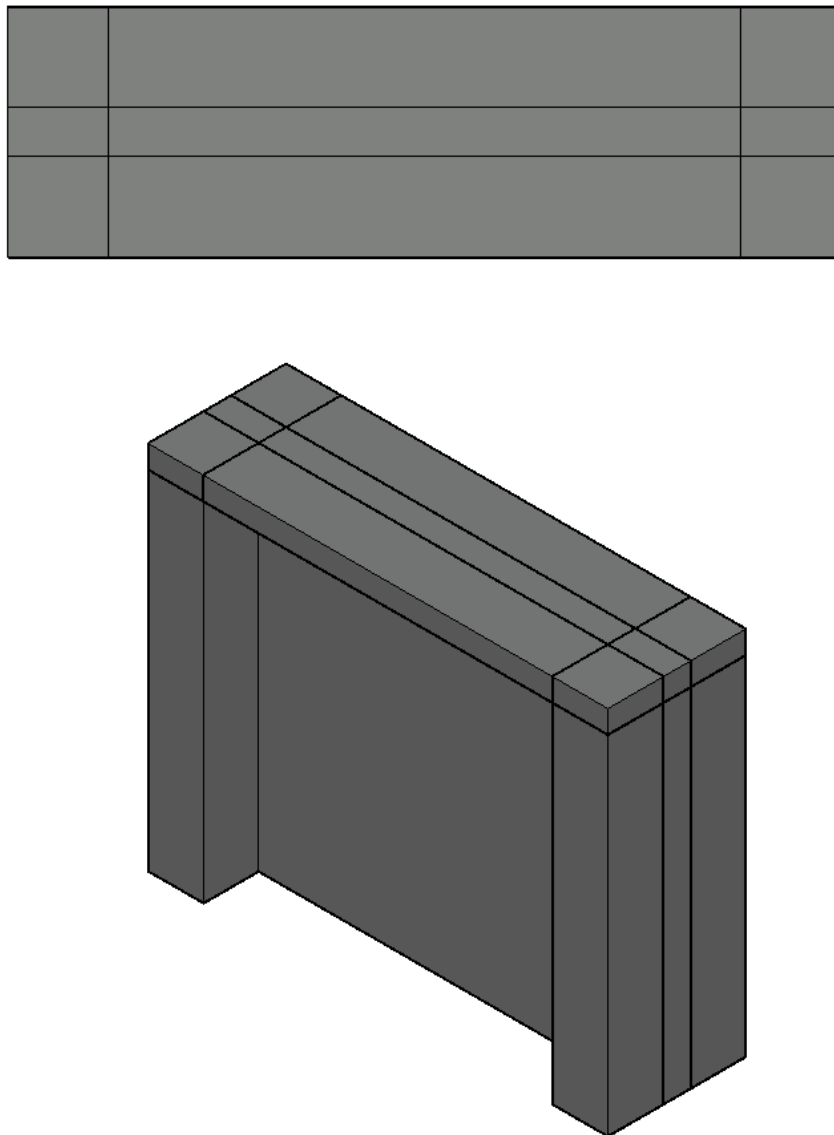


Figura 6.8 Modello tridimensionale comprensivo della piastra: definizione di sette volumi per la parete e nove volumi per la piastra

6.1.5 SCELTA DEL TIPO DI ELEMENTI

Le analisi numeriche sono state effettuate utilizzando modelli ad elementi finiti in campo non lineare implementati nel codice Ansys. La modellazione al continuo è stata condotta impiegando, per la parete in muratura, comprensiva del pannello e delle flange esterne, l'elemento finito isoparametrico a otto nodi con otto punti di integrazione di Gauss, denominato Solid65 concrete, mentre, nel modello con la piastra in acciaio, per quest'ultima l'elemento Solid185 a otto nodi.

Il materiale muratura è stato modellato con un elemento brick ad otto nodi solido (Solid65), con cui generalmente si analizza all'interno del programma il materiale calcestruzzo. La geometria di un elemento Solid65 è illustrata in Figura 6.9.

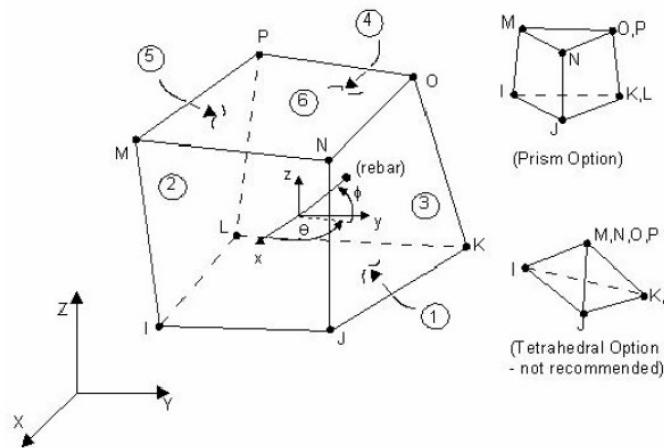


Figura 6.9 Geometria dell'elemento Solid65

Questo elemento, considerando un set $2 \times 2 \times 2$ di punti gaussiani di integrazione, ha otto nodi con tre gradi di libertà in ogni nodo, le traslazioni nei nodi x , y e z con capacità di deformazione plastica, di fessurazione nelle tre direzioni ortogonali e di schiacciamento. Inoltre, l'elemento Solid65 ha una speciale capacità di fessurazione in trazione e una capacità di schiacciamento per compressione. Tuttavia, il più importante aspetto di questo elemento è il trattamento delle non linearità del materiale.

Per modellare la piastra in acciaio è stato utilizzato l'elemento solido brick tridimensionale ad otto nodi, Solid185. La geometria di un elemento Solid185 è illustrata in Figura 6.10.

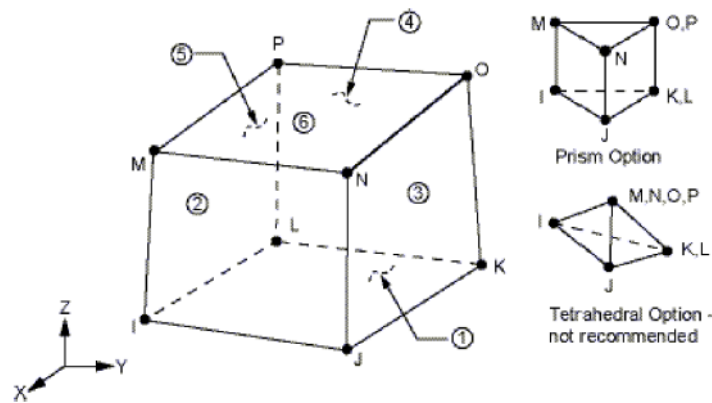


Figura 6.10 Geometria dell'elemento Solid185

L'elemento Solid185, considerando un set di 2x2x2 punti di integrazione di Gauss, ha otto nodi con tre gradi di libertà traslazionali ad ogni nodo nelle direzioni x, y e z.

6.1.6 SCELTA DEI MATERIALI E CRITERI DI ROTTURA

Due differenti tipi di materiali sono stati usati per creare il modello agli elementi finiti in ANSYS, muratura e acciaio.

Per modellare correttamente la muratura, il modello considerato comprende la definizione di proprietà lineari e multilineari elastiche/isotropiche in aggiunta al modello non lineare di muratura. Innanzitutto, è necessario definire il suo comportamento di base lineare elastico e isotropico³, mediante la definizione di:

- Modulo elastico (EX) = 8550 N/mm² = 8,55e9 N/m²
- Coefficiente di Poisson (PRXY) = 0,2

Tali valori sono quelli ottenuti dall'indagine sperimentale. Deve essere inoltre definito il legame sforzo-deformazione a compressione uniassiale (proprietà del materiale multilineare inelastico) per la muratura. Questo può essere fatto sia mediante la definizione di un modulo di elasticità secante o mediante la rappresentazione di una curva sforzo-deformazione per la muratura. In questo studio si è deciso di creare una curva sforzo-deformazione: è importante dire infatti che, utilizzando una curva multilineare, si facilita la soluzione a convergere

³ Mediante il percorso Preprocessor/Material Props/Material Models

nello svolgimento dell'analisi non lineare. Nella costruzione della curva è stato assunto un valore di f_{ck} pari a 13,5 MPa, in accordo con i valori dedotti dalla sperimentazione. In questo studio si è deciso di utilizzare la curva sforzo-deformazione mostrata in Figura 6.11.

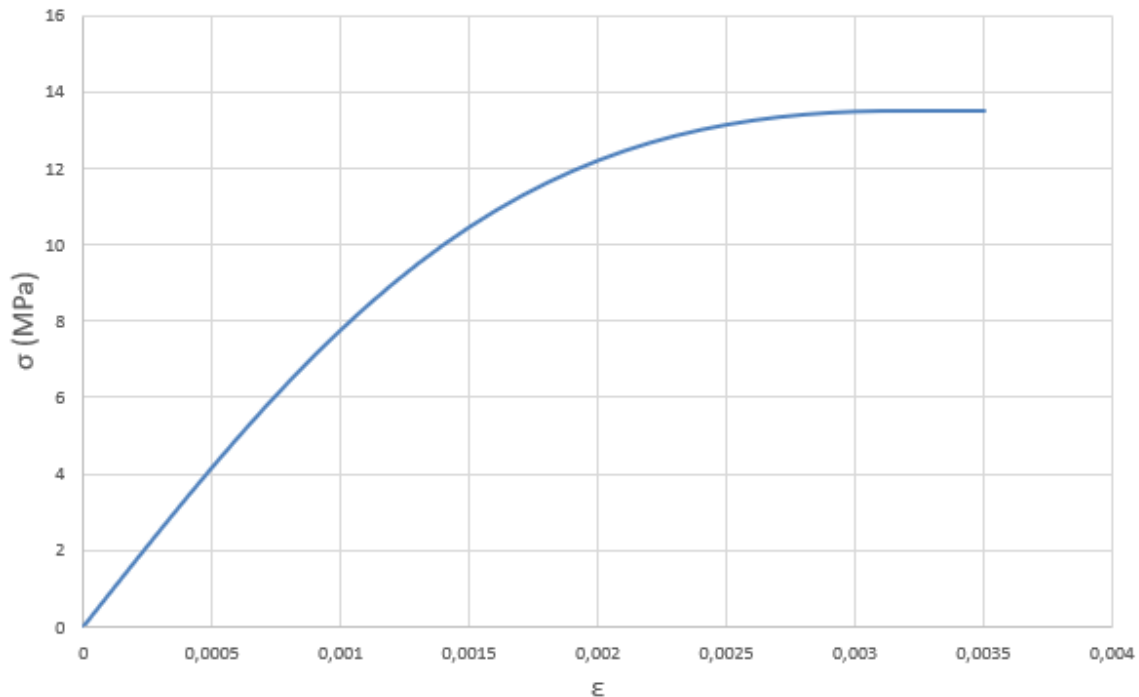


Figura 6.11 Curva sforzo-deformazione per il materiale muratura

Nella rappresentazione della curva dal punto avente $\epsilon=0,0031$ è stato assunto un comportamento perfettamente plastico. La curva sforzo-deformazione è stata definita come inelastica, indipendente dal tempo e ad indurimento cinematico, ed è stata scelta per rappresentare il comportamento plastico della superficie di rottura. Il criterio di rottura di Von Mises è stato poi scelto per implementare la curva sforzo-deformazione multilineare. Quando si definisce una curva multilineare sforzo-deformazione in ANSYS il programma richiede che il primo punto della curva sia definito dall'utente e soddisfi la legge di Hook (3):

$$\sigma = E\epsilon \quad (3)$$

Per costruire il resto della curva sforzo-deformazione a compressione uniassiale per la muratura sono state utilizzate le formule numeriche 4 e 5 (*Desayi e Krishnan 1964*):

$$\sigma = \frac{E\varepsilon}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^2} \quad (4)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{2f_{ck}}{E} \quad (5)$$

dove σ è la tensione corrispondente ad ogni deformazione ε , mentre ε_0 è la deformazione corrispondente alla massima resistenza a compressione della muratura f_{ck} .

Per la muratura, oltre alla definizione del comportamento elastico lineare e all'assegnazione di un legame sforzo-deformazione a compressione uniassiale multilineare inelastico è stato associato un criterio di crisi per fessurazione a trazione e per schiacciamento in compressione. Nel programma di calcolo Ansys, infatti, per l'elemento Solid65 è implementata la possibilità di modellare il comportamento non lineare del materiale fragile ad esso assegnato. La superficie di rottura utilizzata per il materiale "concrete" associato all'elemento Solid65, è quella proposta per i materiali ceramici da William & Warnke (1975). Il modello a rottura a fessure fisse consente l'apertura delle stesse in tre direzioni ortogonali per ciascun punto di integrazione. La fessurazione è simulata attraverso una banda diffusa di lesioni (smeared crack) e viene modellata attraverso una modifica delle proprietà del materiale. Il criterio di rottura, per uno stato triassiale di tensione, è rappresentato dalla seguente relazione:

$$\frac{F}{f_c} - S \geq 0 \quad (6)$$

dove:

F= funzione delle tensioni principali

S= superficie di rottura, funzione delle tensioni principali (σ_{xp} , σ_{yp} , σ_{zp}) e dei parametri f_t , f_c , f_{cb} , f_1 , f_2 .

In particolare, f_c e f_t sono i valori della resistenza monoassiale a compressione e a trazione, f_{cb} è il valore della resistenza biassiale a compressione mentre f_1 e f_2 rappresentano i valori delle resistenze a compressione in presenza di uno stato di tensione idrostatico, rispettivamente in regime biassiale e monoassiale.

In particolare si è assunto (valori di default):

$$f_{cb} = 1.2 f_c$$

$$f_1 = 1.45 f_c$$

$$f_2 = 1.725 f_c$$

σ_{xp} , σ_{yp} , σ_{zp} = tensioni principali nelle direzioni principali.

La fessurazione e lo schiacciamento avvengono se l'equazione (6) è soddisfatta, in particolare il materiale si fessura quando la tensione di trazione supera il valore limite (criterio di Rankine) mentre si ha schiacciamento quando tutte le tensioni principali sono di compressione e superano il valore limite. La superficie di rottura relativa alla crisi per stati di compressione triassiale ed il dominio limite nel caso di stato piano di tensione sono riportati rispettivamente nelle Figure 6.12 e 6.13.

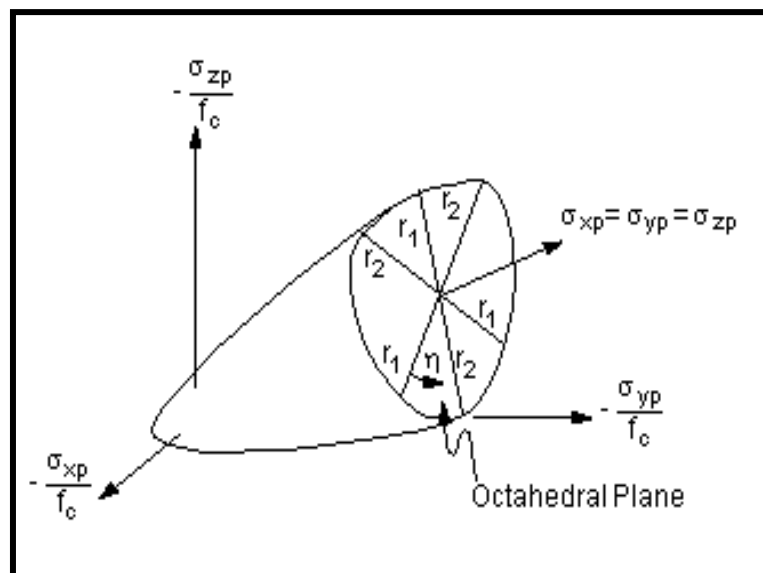


Figura 6.12 Dominio di rottura per stati di compressione triassiali

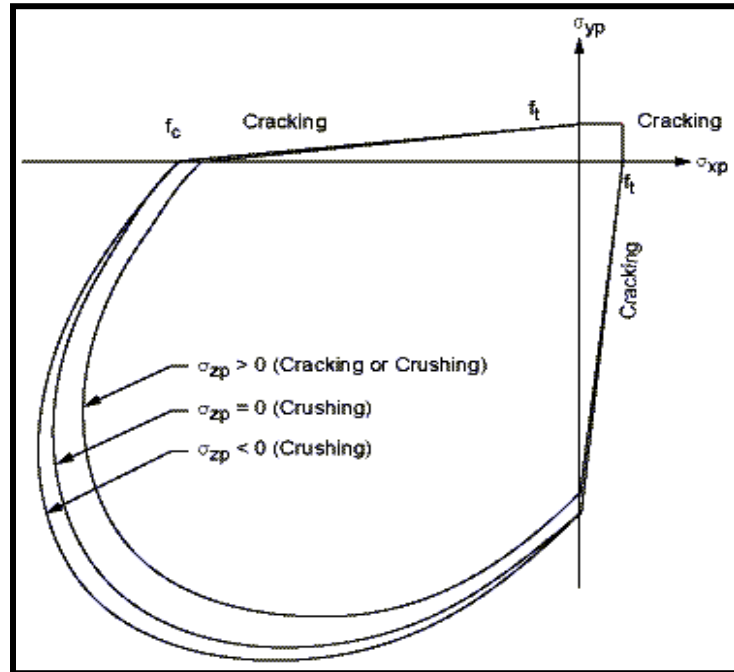


Figura 6.13 Dominio di rottura nel piano delle tensioni principali

All'interno della superficie limite, si assume che il materiale abbia un comportamento elastico ed isotropo; la matrice $[D^e]$ che lega le tensioni alle deformazioni è così definita:

$$[D^e] = \frac{E}{(1+\nu) \cdot (1-\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (7)$$

dove:

E = Modulo di young

ν = coefficiente di Poisson

In campo non lineare si è definito per le trazioni un ramo di softening con tension cut-off (Figura 6.14).

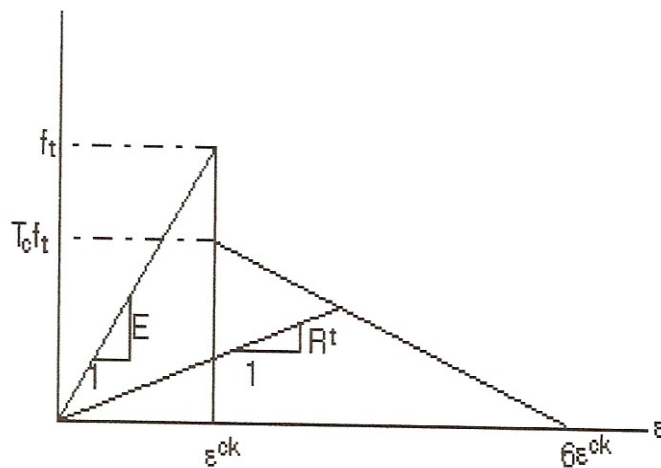


Figura 6.14 Legame a trazione con softening e tension cut-off

La presenza di un crack (fessurazione per trazione) in corrispondenza di un punto di integrazione, è rappresentata attraverso una modifica della relazione stress-strain mediante l'introduzione di un piano di debolezza in direzione normale alla faccia del crack. Viene preso anche in considerazione un coefficiente (β_t) di trasferimento delle tensioni tangenziali, che rappresenta un fattore di riduzione della resistenza al taglio per i carichi successivi, a quello che ha prodotto la fessura, che inducono scorrimento lungo la superficie del crack. È possibile definire un coefficiente per fessura aperta (β_t) e uno per richiusura della fessura (β_c). La relazione stress-strain per un materiale fessurato per trazione diventa:

$$[D_c^{ck}] = \frac{E}{1+\nu} \cdot \begin{bmatrix} \frac{R'(1+\nu)}{E} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{1}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2} \end{bmatrix} \quad (8)$$

dove l'indice "ck" sta a significare che la relazione stress-strain è riferita ad un sistema di coordinate parallele alle direzioni principali di stress con l'asse x^{ck} perpendicolare alla faccia del crack. R' è la pendenza del modulo secante definita come descritto in Figura 6.14. Attraverso il coefficiente T_c è possibile stabilire il rilascio della tensione di trazione subito dopo il crack. Se la fessura successivamente si chiude, allora tutte le tensioni di compressione normali al piano del crack sono trasmesse attraverso la fessura mentre l'aliquota delle tensioni tangenziali trasferita è funzione del coefficiente β_c . La matrice che lega le tensioni alle deformazioni, a fessura richiusa assume la seguente forma:

$$[D_c^{ck}] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \beta_c \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \beta_c \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (9)$$

La relazione tensioni-deformazioni per il materiale fessurato in due direzioni risulta essere:

$$[D_c^{ck}] = E \begin{bmatrix} \frac{R^t}{E} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{R^t}{E} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2(1+\nu)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2(1+\nu)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2(1+\nu)} \end{bmatrix} \quad (10)$$

Nel caso di chiusura delle fessure in entrambe le direzioni, risulterà:

$$[D_c^{ck}] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \beta_c \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \beta_c \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (11)$$

In totale ci sono 16 possibili combinazioni per rottura a trazione e le relative relazioni stress- strain sono tutte contemplate all' interno dell' elemento Solid65. Se il materiale, in un generico punto di integrazione, arriva a rottura per stati di compressione uniassiale, biassiale o triassiale, il crashing (rottura a compressione) è definito come il completo deterioramento dell'integrità strutturale del materiale e la rigidezza di un elemento, al punto di integrazione in questione, può essere ignorata.

L'implementazione in Ansys del modello di materiale secondo il criterio di William e Warnke richiede la definizione di diverse costanti. Queste nove costanti sono:

- f_c , resistenza a compressione uniassiale;
- f_t , resistenza a trazione uniassiale;
- β_t , coefficiente di trasmissione della tensione tangenziale a fessura aperta;
- β_c , coefficiente di trasmissione della tensione tangenziale a fessura richiusa;
- f_{cb} , valore della resistenza a compressione biassiale;
- f_1 , valore della resistenza a compressione biassiale in presenza di uno stato di tensione idrostatico;
- f_2 , valore della resistenza a compressione uniassiale in presenza di uno stato di tensione idrostatico;
- σ_h^a , valore della pressione idrostatica per l'uso con le costanti f_1 e f_2 ;
- T_c , fattore di riduzione della resistenza a trazione dopo il raggiungimento del suo valore massimo.

Il valore del coefficiente di trasferimento del taglio va da 0 a 1 e caratterizza le condizioni dell'interfaccia della fessura. Assumendo un valore pari a 0 si suppone che la fessura sia liscia (piena perdita di trasferimento del taglio). Kachlakev, et al. (2001) raccomanda che il coefficiente di trasferimento del taglio per una fessura aperta non sia scelto inferiore a 0,2 per evitare problemi di convergenza. Al variare del coefficiente non si verifica nel modello numerico una sostanziale variazione. Pertanto, il coefficiente per le fessure aperte è stato fissato pari a 0,3. Per quanto riguarda il coefficiente di trasmissione della tensione tangenziale a fessura richiusa è stato assunto un valore pari a 0,9. Il valore della resistenza a trazione uniassiale è stato assunto pari a $1,7 \text{ N/mm}^2$, circa il 12-13% della resistenza a compressione uniassiale, la quale è stata assunta pari al valore caratteristico della resistenza a compressione in accordo con i valori forniteci dalla sperimentazione, ossia pari a $13,5 \text{ N/mm}^2$. Il valore della resistenza a compressione biassiale si riferisce alla resistenza ultima a compressione biassiale (f'_{cb}). Lo stato di sollecitazione idrostatica è indicato come σ_h . Questo stato di stress è definito come:

$$\sigma_h = 1/3(\sigma_{xp} + \sigma_{yp} + \sigma_{zp}) \quad (12)$$

dove σ_{xp} , σ_{yp} e σ_{zp} sono i principali stati di sollecitazione nelle direzioni principali. Il valore della resistenza biassiale a compressione in presenza di uno stato di tensione idrostatico si riferisce alla resistenza ultima a compressione per uno stato di tensione di compressione biassiale sovrapposto ad uno stato di tensione idrostatico (f_1). Il valore della resistenza a compressione uniassiale in presenza di uno stato di sollecitazione idrostatico si riferisce alla resistenza ultima a compressione per uno stato di compressione uniassiale sovrapposto ad uno stato di sollecitazione idrostatica (f_2). La superficie di rottura può essere definita come un minimo di due costanti, f_t e f'_c . Le restanti variabili nel modello di materiale della muratura sono lasciate come valori di default in base a queste equazioni:

$$f'_{cb} = 1.2 f'_c \quad (13)$$

$$f_1 = 1.45 f'_c \quad (14)$$

$$f_2 = 1.725 f'_c \quad (15)$$

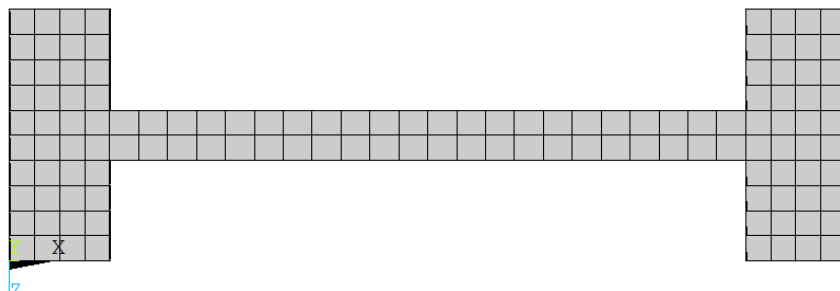
Queste proprietà possono essere definite in Ansys, ma è stato scelto di porle pari al valore di default 0. Il coefficiente T_c è un fattore che considera la riduzione della resistenza a trazione dopo il raggiungimento del suo valore massimo. Il suo valore varia tra 0, che indica una completa perdita di trazione a rottura, e 1: il valore assunto è pari a 0,9.

Per modellare la piastra in acciaio, invece, si è adottato un modello di materiale elastico lineare isotropo, rappresentativo delle sue proprietà in campo lineare. A tale fine è stato necessario definire solo due proprietà:

- Modulo elastico (EX) = $66912 \text{ N/mm}^2 = 6,6912 \times 10^{10} \text{ N/m}^2$
- Coefficiente di Poisson (PRXY) = 0,3

6.1.7 DEFINIZIONE DELLA MESH

La discretizzazione in elementi è una parte importante dell'analisi FE. Il modello agli elementi finiti deve avere una *mesh* con un'adeguata dimensione di ogni elemento, in quanto la convergenza e la precisione della soluzione dipende fortemente da questo aspetto. L'uso di una *mesh* rettangolare (*mesh mapped*) è raccomandata, inoltre, in modo tale da ottenere un buon risultato quando si utilizza l'elemento Solid65. Tenendo conto della geometria del pannello esaminato in laboratorio, delle esigenze relative allo approccio della macro-modellazione e dei tempi impiegati dal solutore, si è deciso di adottare una *mesh* per il modello a parete costituita da 22x22x2 elementi per il pannello centrale, 4x22x10 per le flange laterali e 30x2x10 per la piastra in acciaio, laddove presente. Una maglia di questo tipo è stata ottenuta assegnando direttamente una dimensione globale ad ogni elemento di 30x30x30 mm, senza passare attraverso la discretizzazione di ogni singola linea: questa operazione⁴ è stata resa possibile dalla suddivisione del modello in più volumi, che già di per sé garantisce la coincidenza dei nodi di interfaccia appartenenti ai vari corpi. Nelle Figure 6.15-6.16 sono riportate le pareti dei due modelli, con e senza piastra, discretizzate in elementi: da qui in avanti chiameremo modello 1 quello senza la modellazione della piastra in acciaio e modello 2 quello comprensivo della piastra.



⁴ *Preprocessor/Meshing/MeshTool/SizeControls/Global*

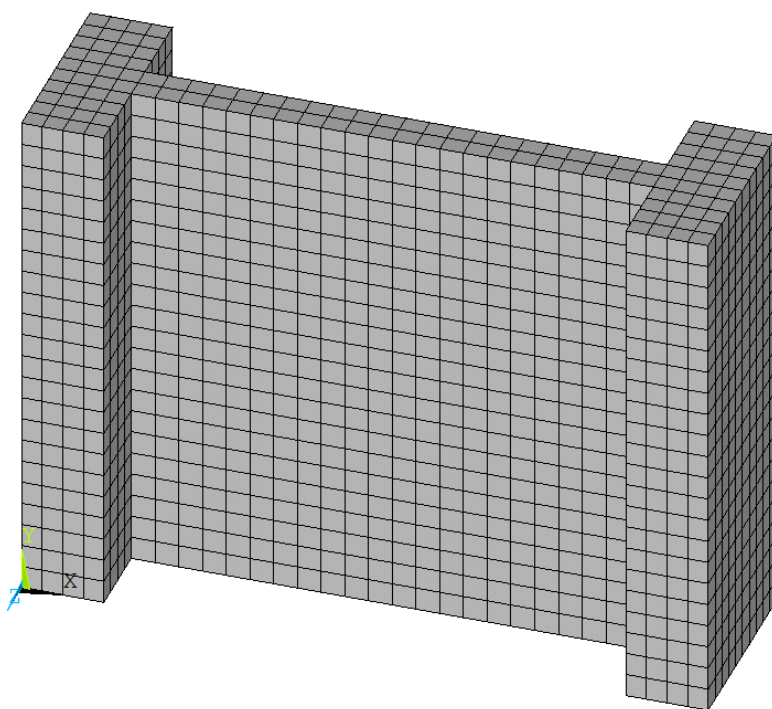


Figura 6.15 Mesh complessiva modello 1

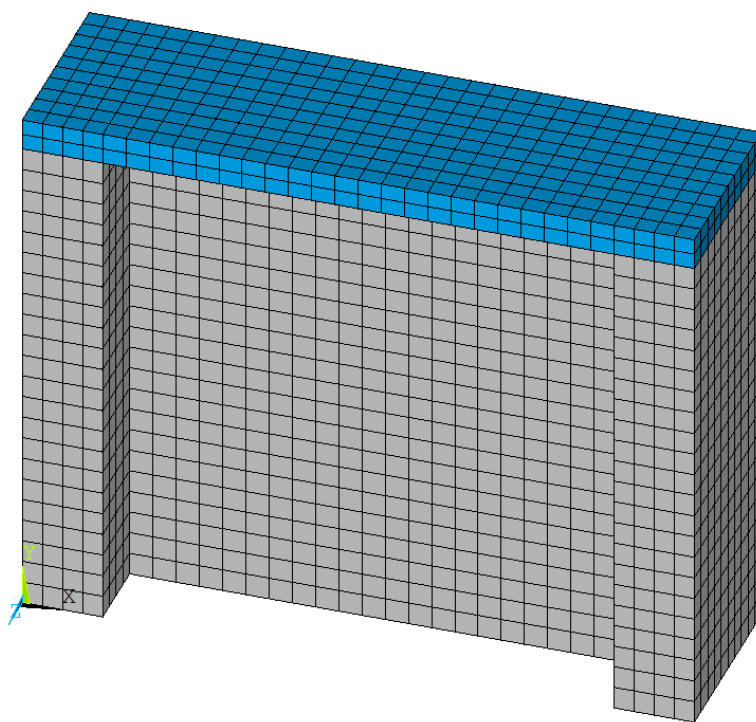


Figura 6.16 Mesh complessiva modello 2

Una volta definita la mesh complessiva dei modelli, affinché si possa ottenere un sistema collaborante dei differenti elementi, risulta essenziale il comando “merge items”. Con esso si fondono insieme entità separate che hanno la stessa posizione. Questi elementi saranno poi uniti in singole entità. Una particolare attenzione deve essere posta quando si effettua la fusione di due entità in un modello a cui è già stata assegnata una *mesh*, perché l’ordine in cui la fusione si verifica è significativo. Unire dei keypoints prima ancora di unire dei nodi può causare un problema per il quale alcuni dei nodi diventano “orfani”, ossia i nodi perdono la loro associazione con il modello solido. I nodi orfani possono causare il fallimento di alcune operazioni (come i trasferimenti nelle condizioni al contorno, trasferimenti di carico superficiale, e così via). Bisogna fare attenzione ad unire sempre le entità nell’ordine in cui esse appaiono. Sono state prese tutte le precauzioni per garantire che tutto è stato fuso nell’ordine corretto.

6.1.8 CARICHI E CONDIZIONI DI VINCOLO

Per quanto riguarda l’assegnazione dei vincoli alla parete in muratura si è operato cercando di riproporre appieno le condizioni di vincolo presenti in fase di sperimentazione. In generale, se il modello non è adeguatamente vincolato, possono verificarsi la presenza di grandi spostamenti o tensioni localizzate, che interrompono il processo di soluzione. Perciò in corrispondenza della base della parete, in entrambi i modelli, sono stati assegnati valori nulli degli spostamenti UX, UY E UZ: gli elementi utilizzati (Solid65), infatti, non hanno gradi di libertà rotazionali, così gli impedimenti traslazionali lungo i tre assi rappresentano le reali condizioni di vincolo. Per lo stesso motivo non è stato necessario applicare vincoli rotazionali alla piastra in acciaio. Le condizioni di vincolo sono mostrate in Figura 6.17 (le condizioni di vincolo per il modello 1 senza piastra sono analoghe).

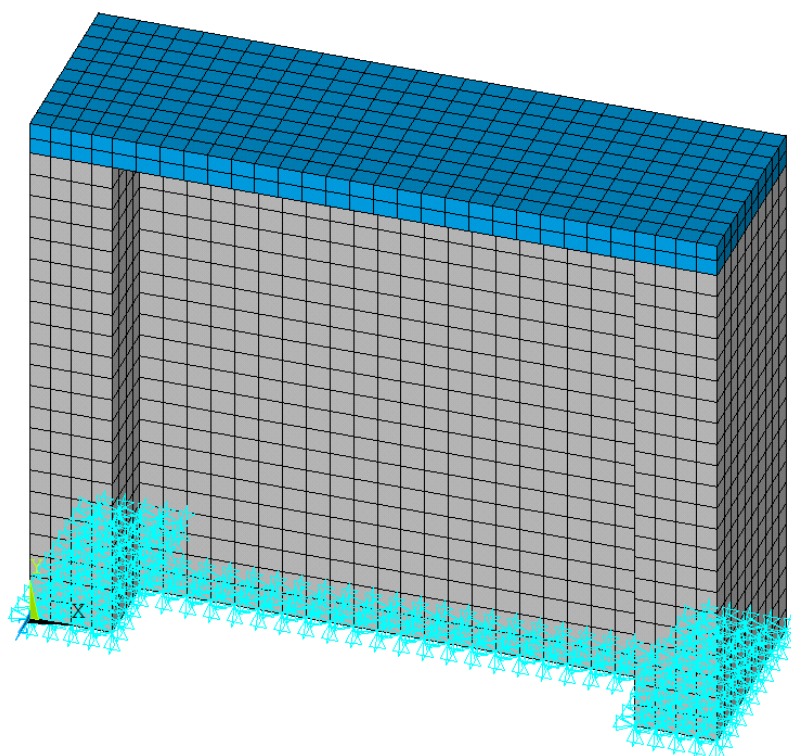


Figura 6.17 Condizioni di vincolo per il modello numerico

Per quanto riguarda invece l'assegnazione dei carichi, il carico di precompressione verticale, mantenuto costante durante tutta la durata dell'analisi, in accordo con la sperimentazione, è stato applicato sotto forma di forze nodali⁵, su tutti i nodi della parte superiore del modello. Infatti, nella sperimentazione, il carico verticale viene applicato al pannello con un sistema di cilindri in acciaio appoggiati sopra la piastra di sommità, che garantisce una distribuzione uniforme del carico. Essendo il carico verticale complessivo pari a $1,2 \text{ N/mm}^2$, è stata calcolata l'area della sezione trasversale, nel modello 1, e della piastra, nel modello 2, ed è stata moltiplicata per il valore del carico. Il valore ottenuto è stato infine suddiviso per il numero dei nodi ed è stata applicata la forza risultante a ciascun nodo.

La forza orizzontale è stata applicata con incrementi regolari e sempre nello stesso verso fino a rottura; l'operazione è stata poi ripetuta cambiando il segno della forza. Tenendo in considerazione i valori dei carichi applicati nella sperimentazione durante i cicli di carico e scarico, si è giunti a valutare i valori delle azioni da applicare al modello numerico. Sono stati definiti tredici differenti

⁵ *Preprocessor/Loads/DefineLoads/Apply/Structural/Force-Moment/OnNodes*

load steps di carico, con incrementi successivi di ± 5 kN, ovvero i casi di carico che rappresentano i cicli di carico-scarico della sperimentazione. Ogni forza orizzontale è stata poi suddivisa per il numero dei nodi ed è stato applicato il carico risultante a ciascun nodo. I valori delle forze applicate sono riassunti nella Tabella 6.2.

LOADSTEP	CARICO APPLICATO(N)	NUMERO NODI	FORZA NODALE (N)
1	5000	11	454,5454545
2	10000	11	909,0909091
3	15000	11	1363,636364
4	20000	11	1818,181818
5	25000	11	2272,727273
6	30000	11	2727,272727
7	35000	11	3181,818182
8	40000	11	3636,363636
9	45000	11	4090,909091
10	50000	11	4545,454545
11	55000	11	5000
12	60000	11	5454,545455
13	65000	11	5909,090909

Tabella 6.2 Valori delle forze nodali applicate per ciascun ciclo di carico

Nelle Figure 6.18-6.19 è possibile osservare l'applicazione dei carichi rispettivamente al modello 1 e al modello 2: nel primo i carichi sono applicati direttamente alla parete, mentre nel secondo alla piastra in acciaio.

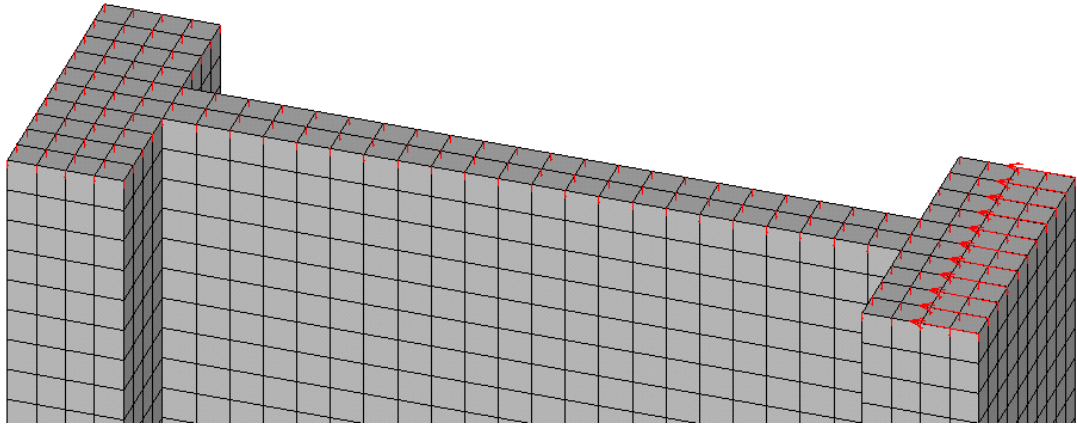


Figura 6.18 Applicazione dei carichi al modello 1 numerico

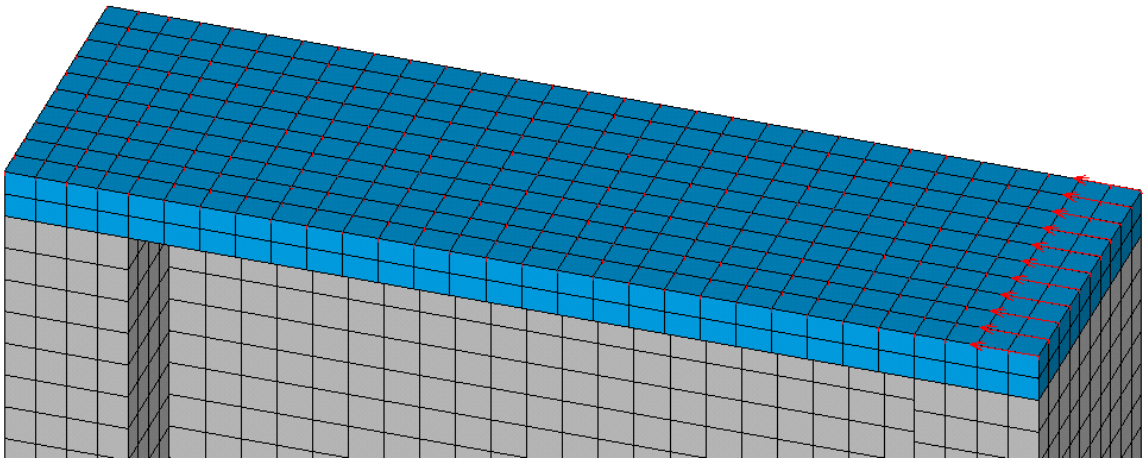


Figura 6.19 Applicazione dei carichi al modello 2 numerico

6.1.9 IMPOSTAZIONE DELL'ANALISI STATICA NON LINEARE

In questa fase è necessario determinare le impostazioni del “Solution Controls”. Il comando “Solution Controls” permette di indicare l’uso di una soluzione lineare o non lineare per il modello agli elementi finiti e definire i parametri che caratterizzano questa analisi. Mediante il comando “Load step Options” sono stati definiti tredici differenti load steps, ognuno dei quali è stato suddiviso in sub steps. Per ogni load step sono stati definiti:

- Il tempo alla fine di ogni load step, che si riferisce all'ultimo intervallo di carico al termine del load step;
- Il numero di substeps minimo e massimo, impostati per indicare gli incrementi di carico utilizzati per l'analisi;
- I comandi per l'impostazione dei criteri di convergenza dell'algoritmo (valori di default) e le tolleranze di spostamento.

Il comportamento del programma in caso di non convergenza dell'analisi è stato impostato in modo che il programma termini l'analisi ma non esca.

L'applicazione dei carichi fino a rottura è stata eseguita in modo incrementale come richiesto dalla procedura di Newton-Raphson. Dopo che è stato applicato ogni incremento di carico, è stato creato un apposito "LS file" tramite il comando "Load Step Options", che registrasse ciascun load step in modo tale da ricreare gli stessi cicli di carico della sperimentazione. Per quanto riguarda la scelta del numero dei substep e dei conseguenti incrementi di carico, è stato considerato un valore tale da ripercorrere appieno i valori degli incrementi di carico impressi dal martinetto alla parete in fase di sperimentazione.

6.1.10 RISULTATI CARICO-SPOSTAMENTO DEL MODELLO 1

L'analisi statica non lineare del modello comprensivo della sola parete si è arrestata velocemente, tra il secondo e il terzo loadstep. Dopo numerosi tentativi, variando i parametri non lineari e i criteri di convergenza, il problema dell'arresto della soluzione ai primi load steps è stato attribuito al fatto che, essendo stati applicati i carichi, verticale e orizzontali, direttamente al pannello, questo si è fessurato precocemente a causa della concentrazione di tensioni locali. Essendo stata modellata la muratura considerando il criterio di crisi per fessurazione a trazione e per schiacciamento in compressione, si è scelto di studiare la risposta del pannello escludendo dall'analisi questo criterio di rottura, responsabile della non convergenza della soluzione, andando quindi a considerare, tra le caratteristiche non lineari, solo il legame sforzo-deformazione a compressione uniassiale multilineare inelastico. La soluzione è infatti riuscita a convergere fino ad un valore del carico prossimo a quello massimo applicato (62 kN). La risposta

del pannello, soggetto all'azione orizzontale F_+ , in termini di curva carico-spostamento è mostrata in Figura 6.20. Si considera come spostamento quello massimo registrato in corrispondenza di ogni load step di carico tra tutti i nodi del modello.

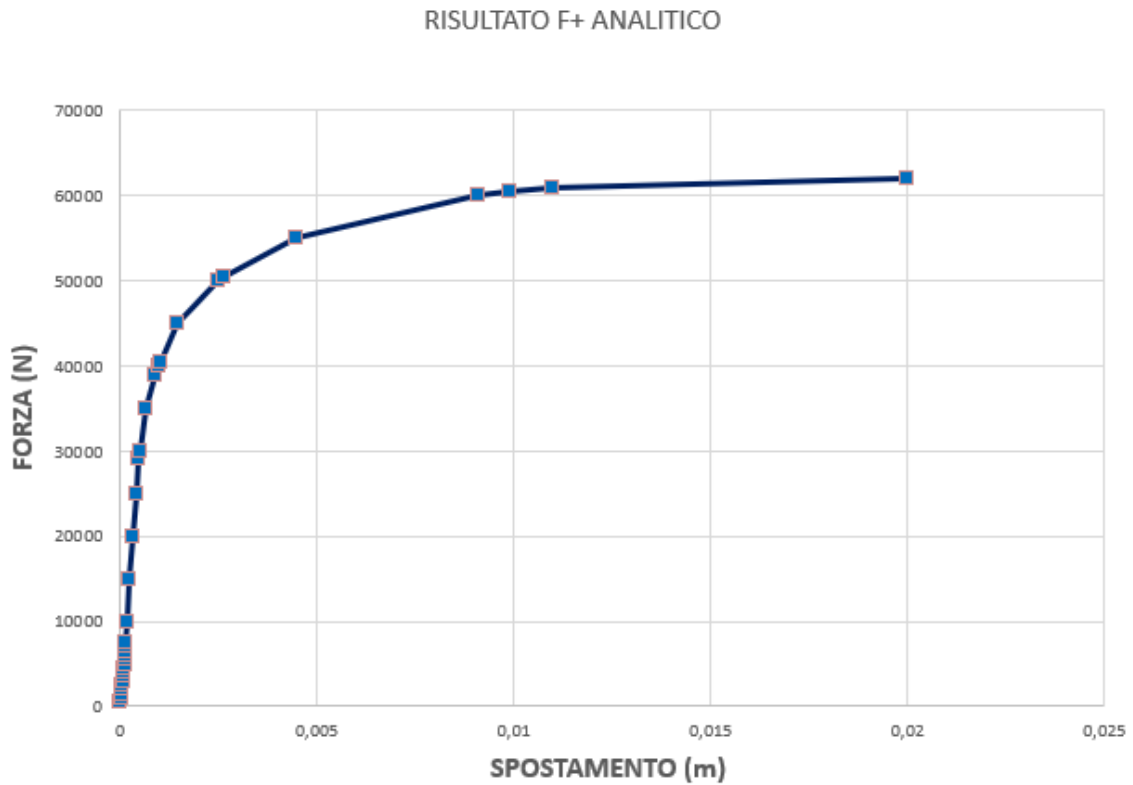


Figura 6.20 Curva di capacità analitica forza-spostamento del modello 1

6.1.11 RISULTATI CARICO-SPOSTAMENTO DEL MODELLO 2

L'analisi statica non lineare del modello completo con la piastra in acciaio è riuscita invece a convergere fino a livelli di carico apprezzabili: l'aver applicato il carico orizzontale non direttamente al pannello, ma alla piastra, infatti, ha scongiurato, grazie alla rigidità di quest'ultima, ogni disturbo dovuto a concentrazioni di tensioni locali, che avevano determinato l'arresto repentino dell'analisi nel modello 1. I risultati in termini di curva di capacità forza-spostamento sono riportati nelle Figure 6.21-6.22, la prima relativa all'applicazione della forza orizzontale F_+ e la seconda alla forza con segno opposto F_- . La soluzione numerica si è arrestata per una forza laterale pari a -50

kN, per il modello in cui è stata applicata la forza F-, mentre per il modello soggetto al carico orizzontale F+, pari a +55 kN. In corrispondenza di tali forze il programma ha registrato l'instabilità.

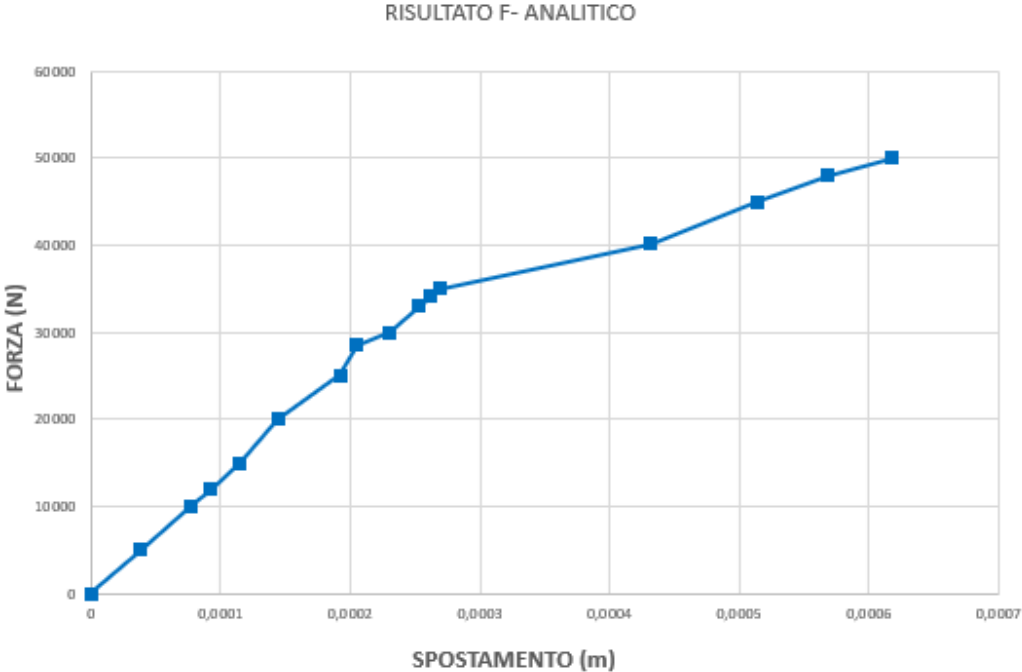


Figura 6.21 Curva di capacità forza-spostamento del modello 2 con forza F-

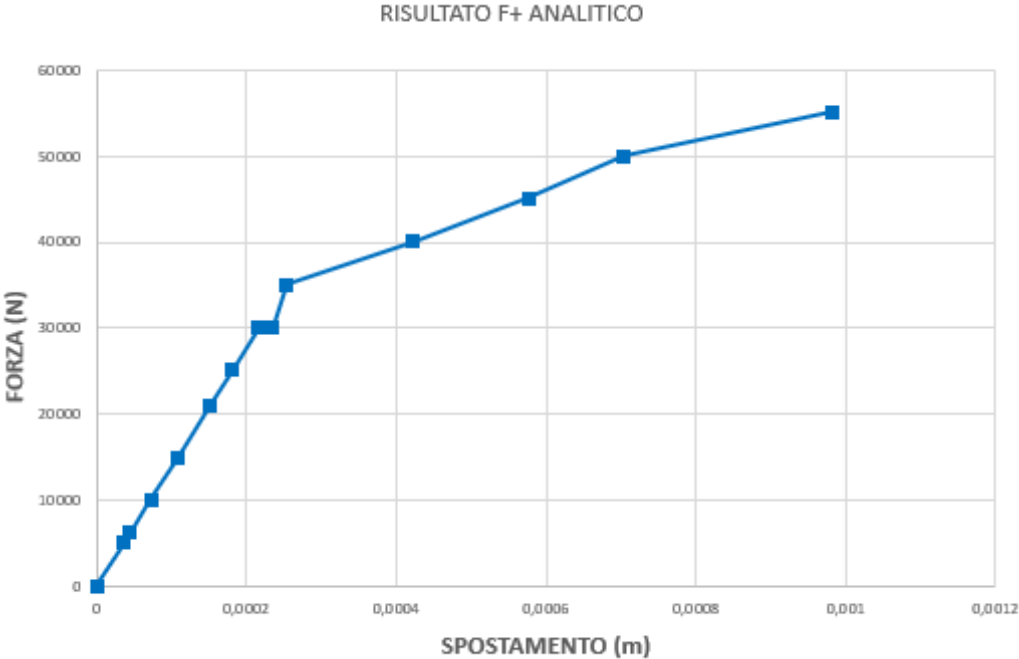


Figura 6.22 Curva di capacità forza-spostamento del modello 2 con forza F+

6.1.12 COMPARAZIONE DEI RISULTATI SPERIMENTALI E TEORICI (MODELLO 1 E 2)

Il confronto fra i dati sperimentali e quelli analitici viene effettuato sovrapponendo le curve di capacità forza-spostamento (Figure 6.23-6.24-6.25).

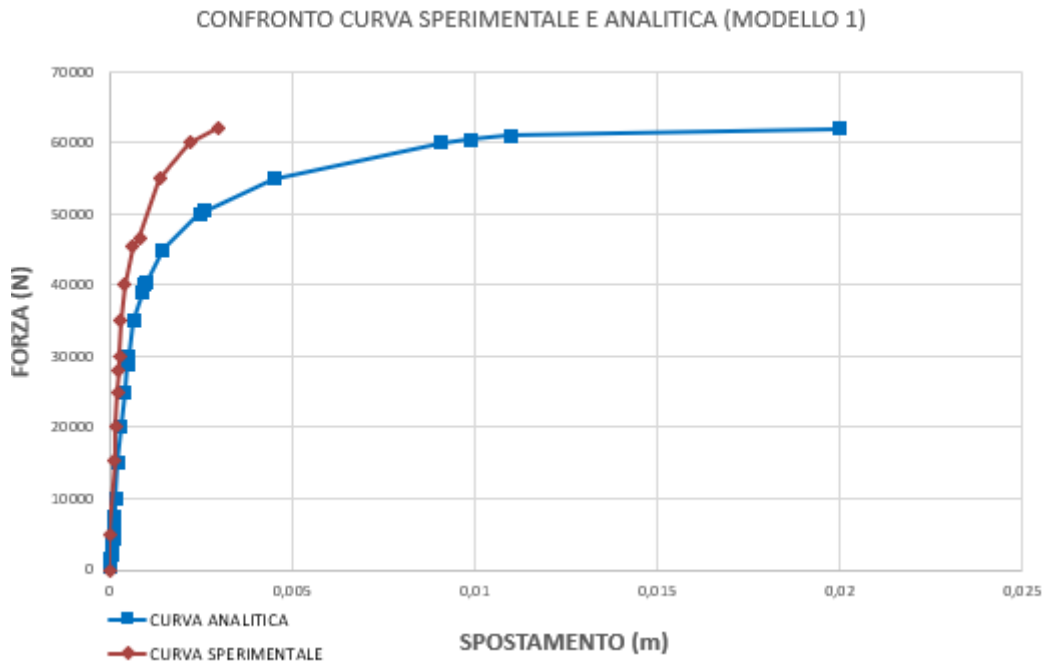


Figura 6.23 Confronto risultati sperimentali e analitici del modello 1

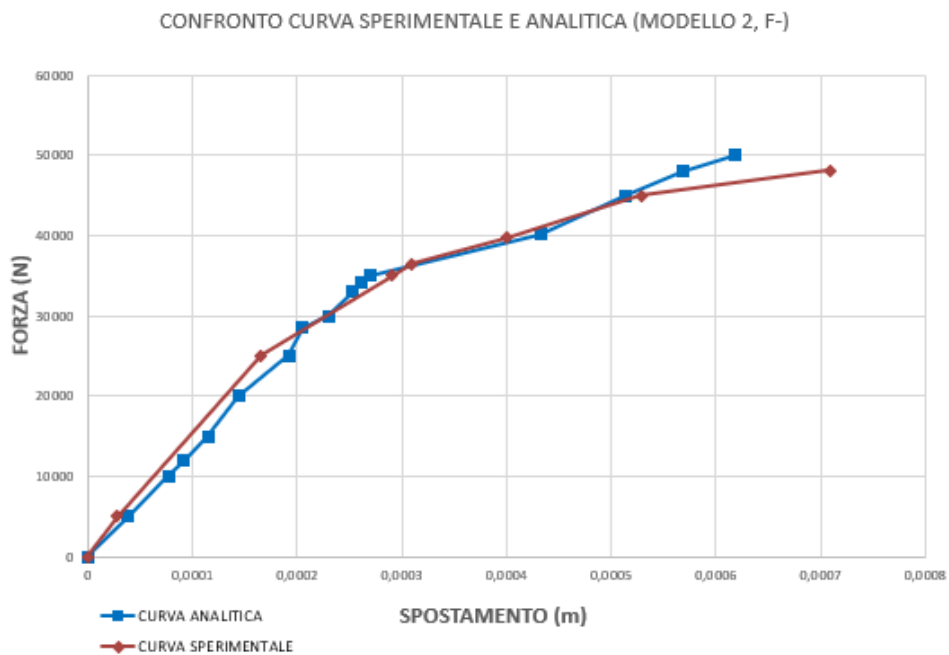


Figura 6.24 Confronto risultati sperimentali e analitici del modello 2 (F-)

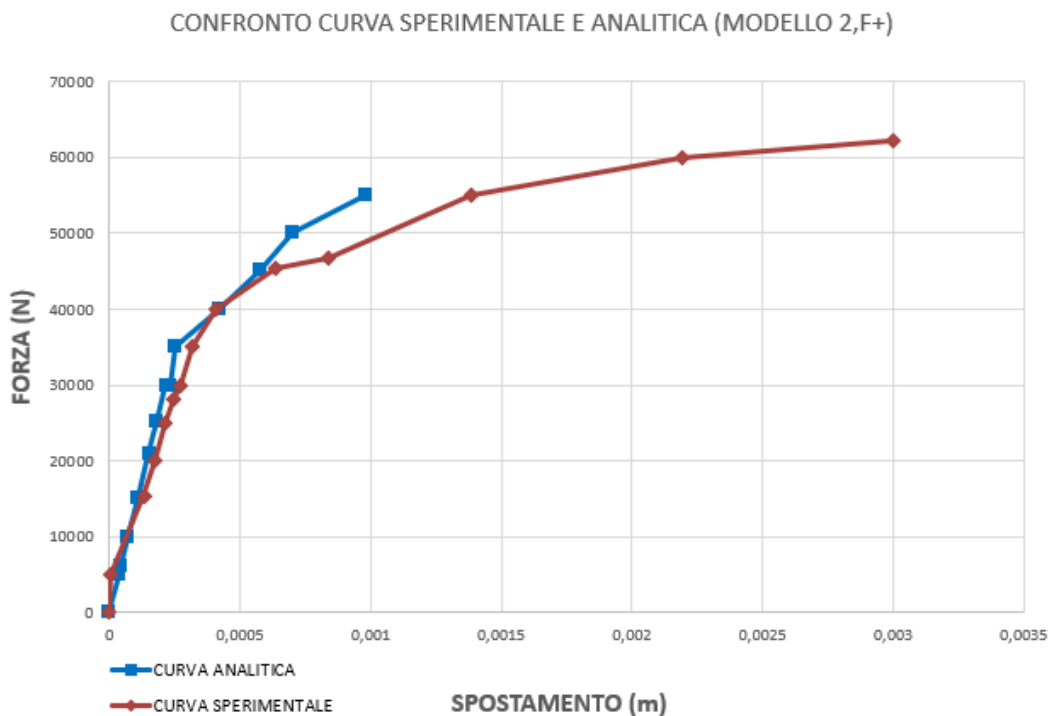


Figura 6.25 Confronto risultati sperimentali e analitici del modello 2 (F+)

In Figura 6.23 si può notare come il modello FEM mostri una rigidezza più o meno analoga a quella del pannello sperimentale, finché la forza orizzontale si mantiene relativamente bassa ($F=20$ kN), ossia fin tanto che la struttura rimane in campo elastico. Dopodiché, per livelli di forza crescente, si hanno continui cambi di pendenza che si discostano sempre di più da quelli sperimentali. Sebbene, infatti, il modello 1 perda la convergenza per un valore del carico del tutto simile a quello sperimentale (intorno ai 62 kN), avendo eliminato dal modello il criterio di rottura del materiale, la curva forza-spostamento del modello analitico risulterà molto più duttile rispetto a quella sperimentale: il valore dello spostamento laterale ultimo del modello agli elementi finiti (20 mm) risulta infatti essere circa sei volte più grande rispetto a quello ottenuto in fase di sperimentazione (3 mm). Un risultato di questo tipo è del tutto coerente con la caratterizzazione del materiale muratura all'interno del software di calcolo: infatti, mentre in campo lineare il materiale è descritto mediante i medesimi parametri elastici ottenuti dalle indagini di laboratorio, in campo non lineare, ferma restando la maggior difficoltà nell'andare a rappresentare il comportamento plastico del materiale

analiticamente, l'unico parametro che caratterizza la non linearità della muratura è il legame sforzo-deformazione, ossia la proprietà del materiale multilineare inelastico. Esso, da solo, sebbene ci consenta di ottenere come risultato una curva, ossia di esplorare le risorse plastiche del materiale, non riesce a cogliere la sua crisi, per fessurazione a trazione e per schiacciamento in compressione. È ragionevole dunque pensare che, non andando in crisi il materiale per trazione o compressione, si deformi maggiormente e che esibisca, quindi, spostamenti di gran lunga maggiori.

Queste considerazioni trovano ulteriore conferma nel confronto tra i risultati del modello 2, in cui è stata modellata la piastra in acciaio, con quelli sperimentali. In Figura 6.24 è possibile notare infatti come, andando a inserire nuovamente nel modello il criterio di rottura del "concrete", che caratterizza l'elemento Solid65 con cui è stato descritto il materiale, non solo si mantiene simile la rigidità in campo lineare, ma si ottiene anche una buona corrispondenza in campo non lineare fra i risultati del modello agli elementi finiti e quelli sperimentali. Lo spostamento ultimo registrato in laboratorio, infatti, per una forza di circa -50kN è risultato essere pari a 7,1 mm, rispetto ai 6,2 mm ottenuti dal modello in Ansys. In Figura 6.25, invece, è riportato il confronto tra le curve, sperimentale e analitica, ottenute invertendo il segno del carico orizzontale. Anche in questo caso c'è una buona corrispondenza tra i risultati in campo lineare, fino ad un valore del carico di circa +35 kN. Man mano poi che aumenta il carico orizzontale e la struttura entra in campo non lineare, gli spostamenti rimangono simili fino ad un valore della forza di circa +45 kN, dopo la quale si perde la corrispondenza dei risultati. Questo è giustificato dal fatto che il programma registra l'instabilità attorno ad un valore della forza circa pari a +55 kN, mentre la parete sperimentale è stata caricata nello stesso verso con una forza massima pari a circa 62 kN. I dati comparati fino a questo punto riguardano il comportamento globale del muro, che include il diagramma carico-spostamento per ogni livello di carico orizzontale applicato. Un ulteriore confronto possibile, considerando il modello 2, in cui è incluso il criterio di rottura, riguarda l'andamento della fessurazione, in grado di farci cogliere il meccanismo di rottura del pannello. Nelle Figure 6.26-6.27 è riportata la distribuzione delle fessure diagonali a trazione del modello FE (modello 2, F-), considerando l'ultimo load step di carico, e a seguire (Figura 6.28) del pannello sperimentale. Il quadro fessurativo mostra un danneggiamento

diffuso nella zona di applicazione del carico orizzontale, ossia nella parte in alto a destra della parete, dove si è registrata, anche sperimentalmente, una distribuzione estesa delle fessure.

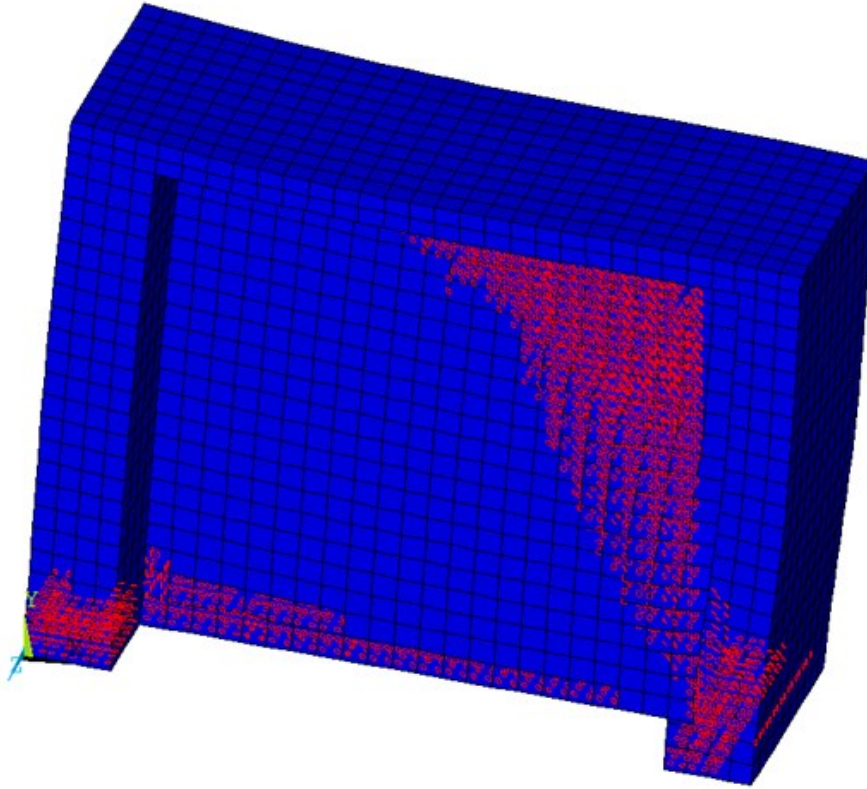


Figura 6.26 Configurazione deformata e andamento delle fessure a trazione

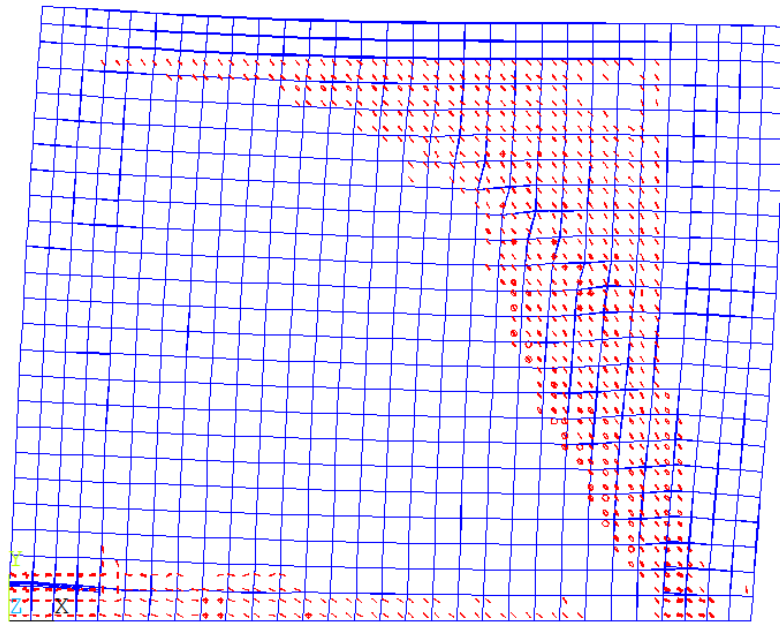


Figura 6.27 Andamento delle fessure a trazione



Figura 6.28 Andamento delle fessure a trazione: pannello sperimentale

6.2 MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI DELLA PORZIONE IN ESAME DELLA ROCCA DI SENIGALLIA

Una volta reperite tutte le informazioni geometrico-strutturali, analizzato il modello a telaio equivalente, studiato un metodo valido per analizzare il comportamento non lineare della muratura all'interno del software Ansys (a piccola scala, ossia modellando una semplice parete) si ha tutto il materiale necessario per passare alla modellazione e all'analisi agli elementi finiti della struttura d'interesse vera e propria, la porzione sommitale della Rocca di Senigallia, oggetto del seguente lavoro di tesi.

Nei successivi paragrafi verrà mostrata in dettaglio la procedura con cui si è creato il modello della porzione in esame della Rocca all'interno del software Ansys APDL e le analisi svolte, modale e pushover, con i relativi risultati.

6.2.1 CREAZIONE DELLA GEOMETRIA AGLI ELEMENTI FINITI

Per prima cosa si è creato un modello della struttura in AutoCAD, attraverso i comandi della modellazione tridimensionale, unendo le informazioni reperite dal materiale a disposizione con quelle della modellazione a telaio equivalente. Come già detto infatti, nella creazione della geometria, l'intento è stato quello di ottenere un compromesso tra la veridicità del modello agli elementi finiti e la necessità di ottenere risultati comparabili con il modello a telaio equivalente, in accordo con le finalità del seguente lavoro di tesi.

Il software agli elementi finiti non consente, a differenza del PCM, di importare disegni e immagini, sui quali creare la geometria tridimensionale. Pertanto, data la complessità della struttura, non è risultato possibile creare la geometria direttamente in Ansys.

Le quote dei solai sono le medesime di quelle adottate per il modello a telaio equivalente, ossia:

- quota 0 – 9,42 m – piano secondo;
- quota 1 – 10,78 m – piano secondo (Figura 6.29);
- quota 2 – 12,52 m – piano secondo (Figura 6.30);
- quota 3 – 13,93 m – piano sottotetto (Figura 6.31);

- quota 4 – 15,58 m – piano soppalco (Figura 6.32);
- quota 5 – 18,20 m – piano copertura (Figura 6.33).

Analogamente con il modello a telaio, si è ritenuto necessario non considerare eventuali collegamenti verticali, rimandandoli ad un eventuale studio più approfondito della struttura, e non sono state prese in considerazione eventuali tamponature e murature con spessore inferiore a 30 cm, data la loro scarsa partecipazione alla rigidezza della struttura.

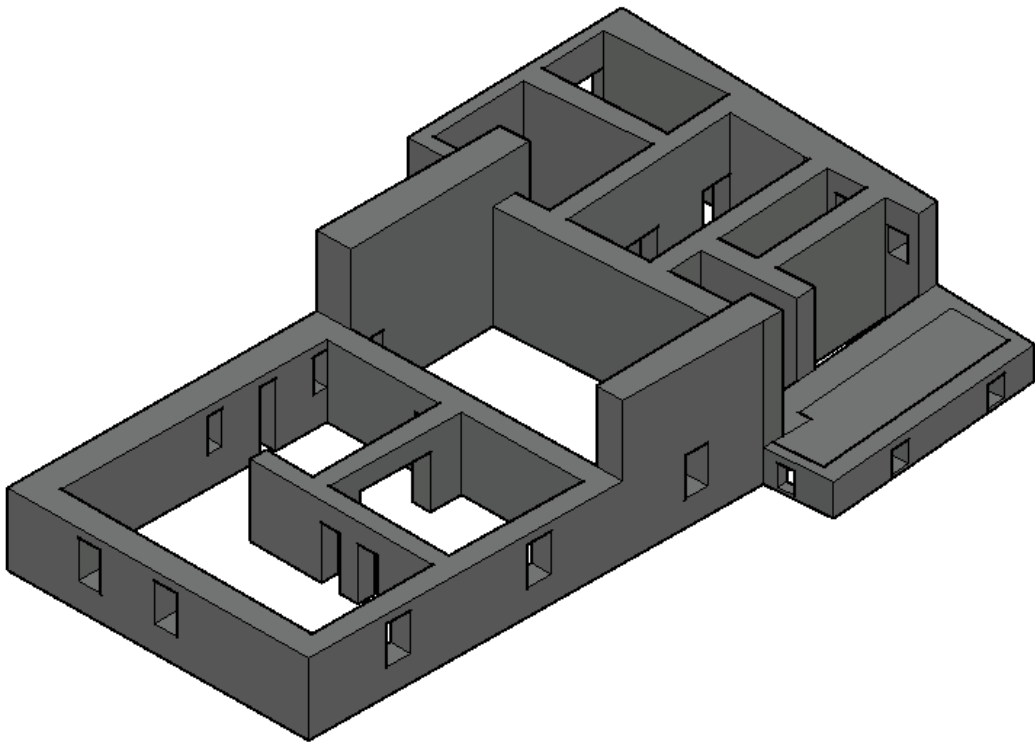


Figura 6.29 Piano secondo, livello 1

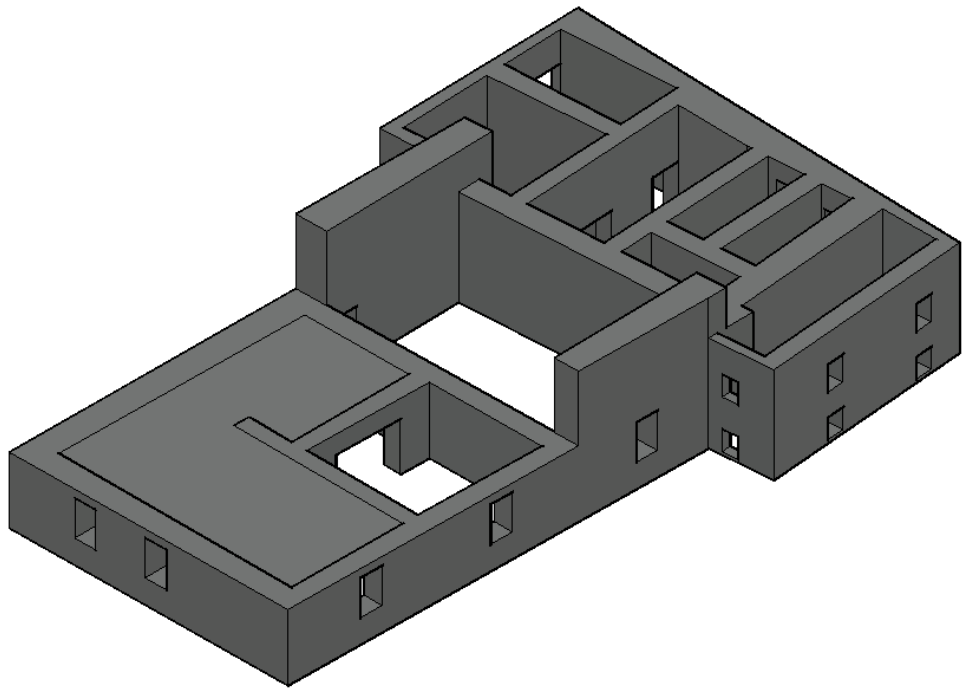


Figura 6.30 Piano secondo, livello 2

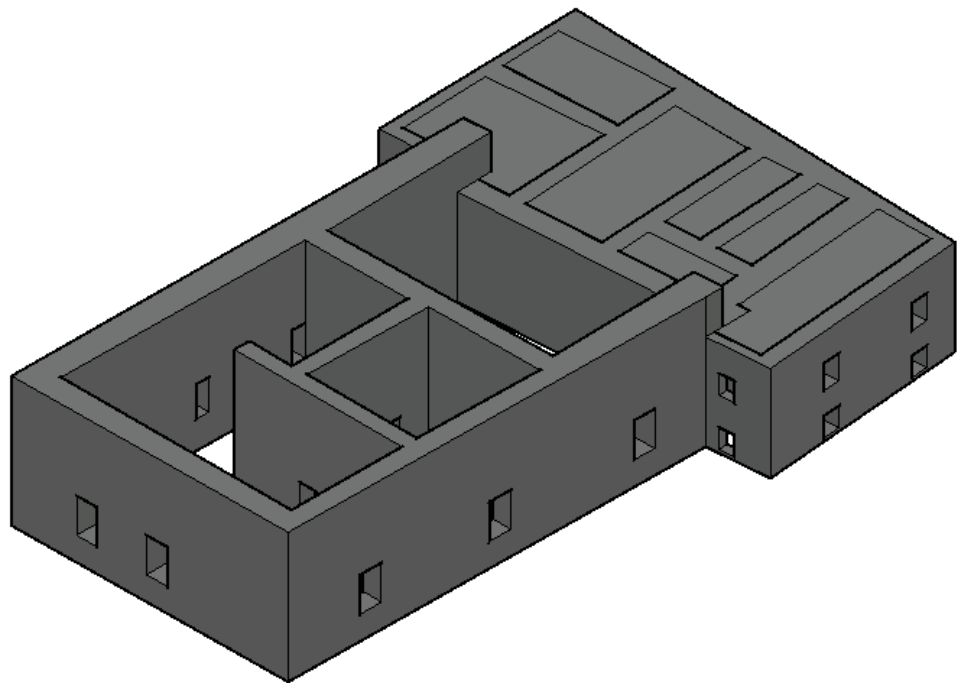


Figura 6.31 Piano sottotetto, livello 3

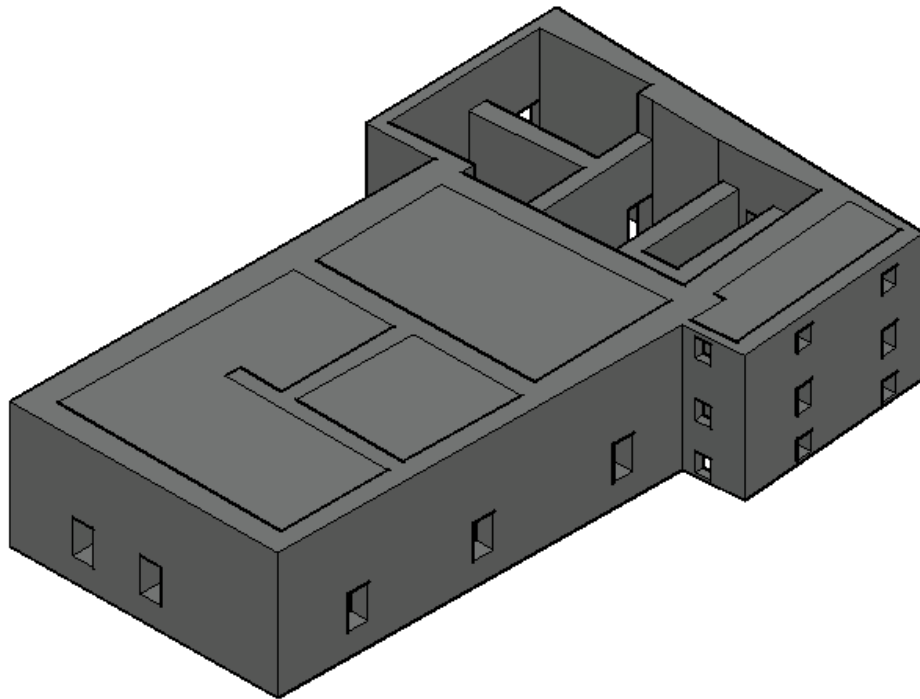


Figura 6.32 Piano soppalco, livello 4

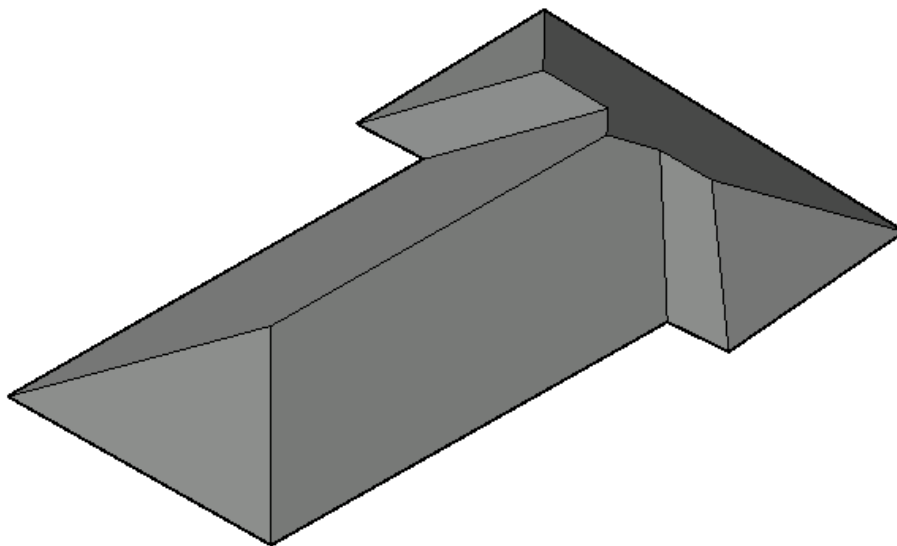


Figura 6.33 Piano copertura, livello 5

Nelle Figure 6.34-6.35 è mostrato il modello tridimensionale completo generato in AutoCAD.

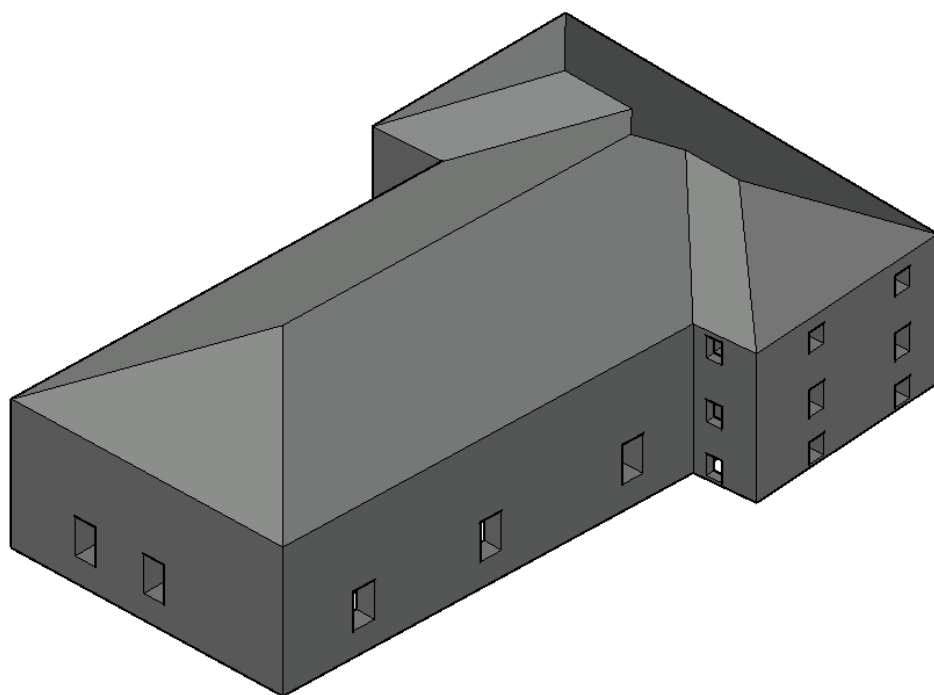


Figura 6.34 Vista tridimensionale Sud-Ovest del modello

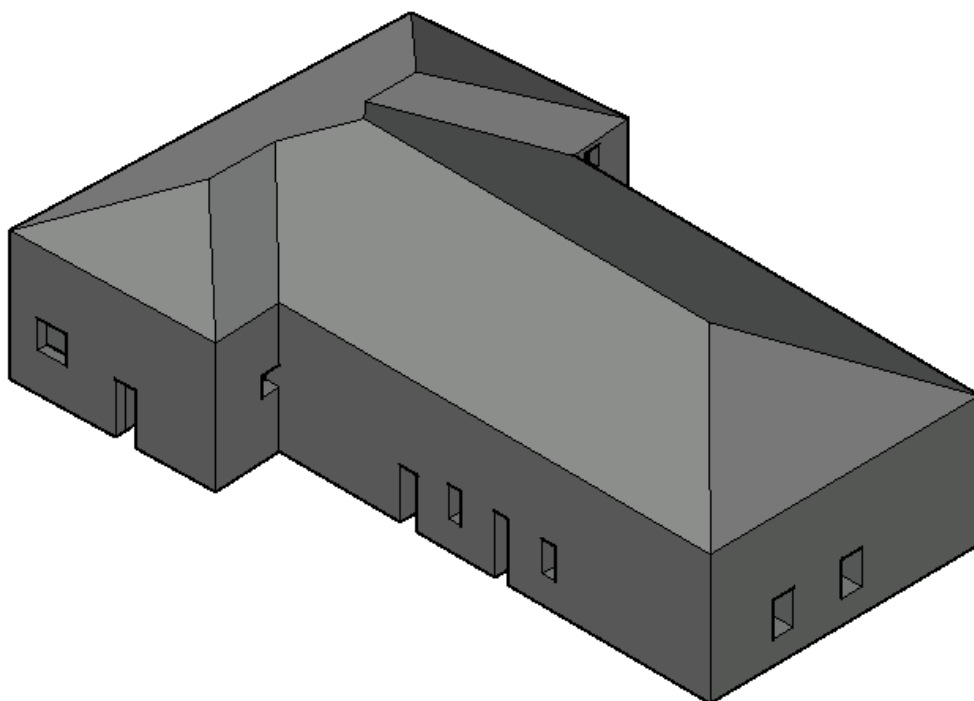


Figura 6.35 Vista tridimensionale Nord-Ovest del modello

È importante dire, però, che questo modello, completo dei solai di interpiano e di copertura, non è stato utilizzato per le analisi: data infatti l'elevata difficoltà nel definire un tipo di elemento e un comportamento meccanico per un pacchetto strutturale così eterogeneo come quello del solaio e, considerato che si stimano i solai in legno deformabili nel loro piano, è stato scelto di modellare solo la struttura in muratura, mentre i solai ai vari livelli, compreso quello di copertura, sono stati inseriti nel software sotto forma di carichi applicati al modello.

Il modello completo sopra riportato ci consente comunque di visualizzare i volumi in cui suddividere l'intera struttura, per l'applicazione dei carichi dei solai alle pareti murarie. Difatti, i modelli esportati in formato *.iges*, e quindi importati successivamente in Ansys, sono due:

1. il primo, per l'esecuzione dell'analisi dinamica modale, in cui la struttura muraria è modellata come un unico volume (Figure 6.37-6.38). Ignorando l'analisi modale qualunque tipo di forza esterna, è stato possibile unire le varie parti del modello in un unico blocco. Questo aspetto, come si vedrà successivamente, semplificherà notevolmente la creazione della *mesh*;
2. il secondo, per l'esecuzione dell'analisi statica pushover, in cui la struttura muraria è suddivisa in quattro volumi (Figura 6.39), per consentire al programma di visualizzare separatamente le varie parti e poter quindi applicare i carichi statici dovuti alla presenza dei solai (Figura 6.40).

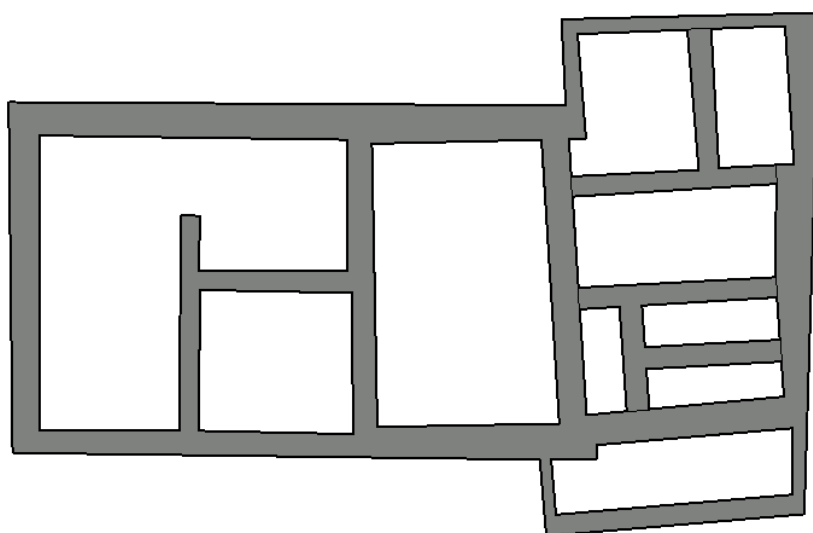


Figura 6.36 Vista planimetrica del modello tridimensionale

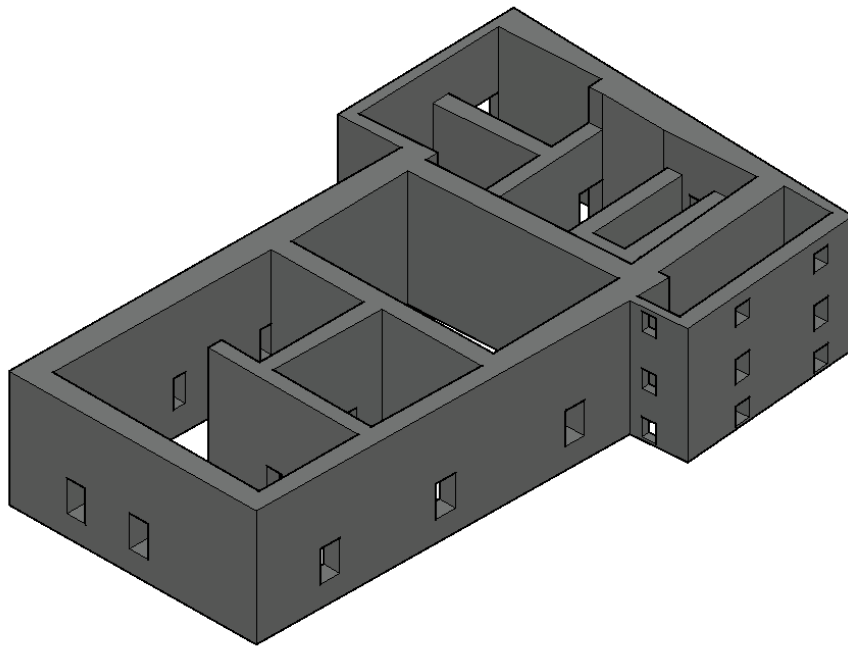


Figura 6.37 Vista tridimensionale Sud-Ovest del modello (unico volume)

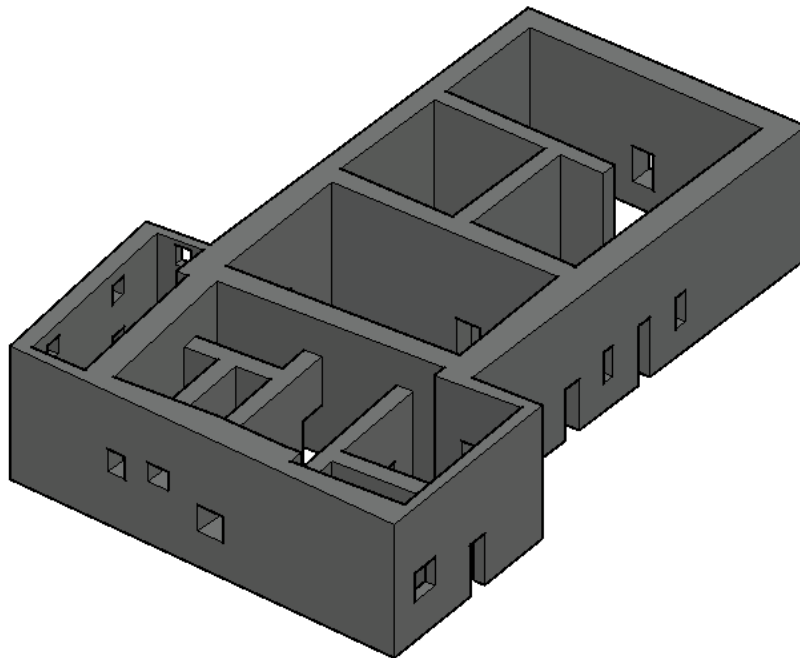
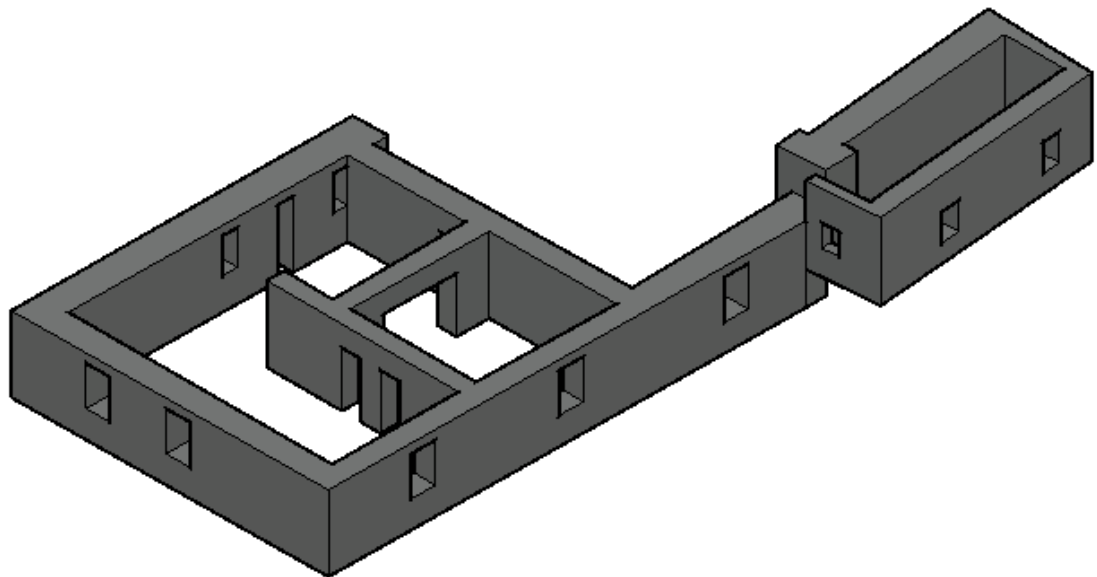
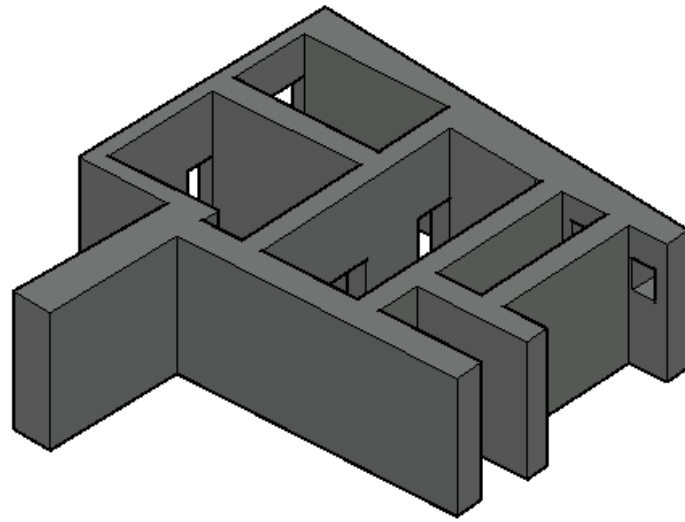
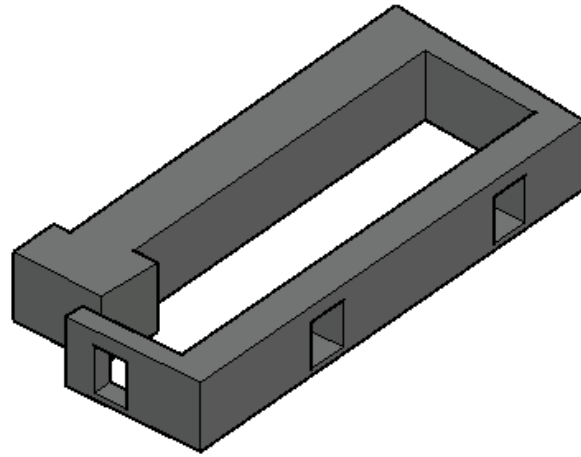


Figura 6.38 Vista tridimensionale Nord-Est del modello (unico volume)



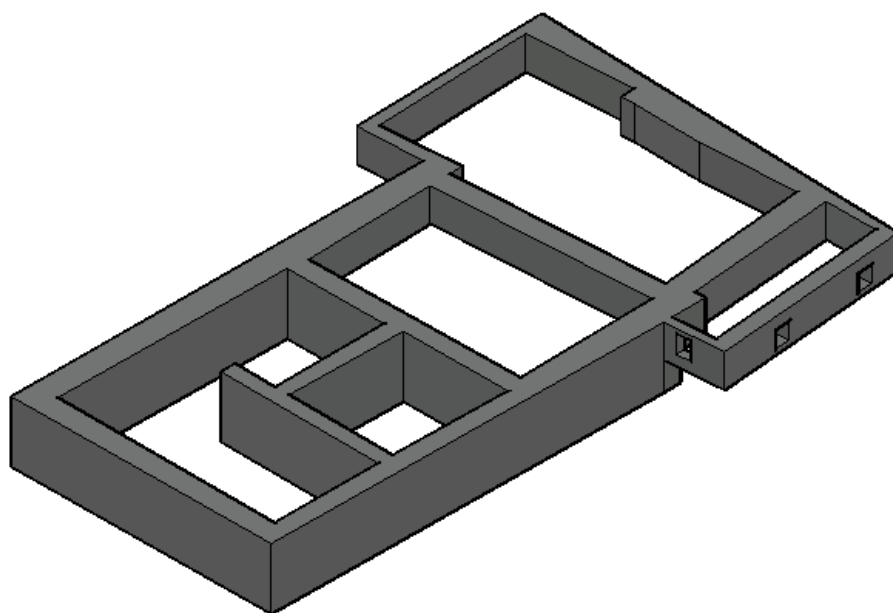


Figura 6.39 Visualizzazione delle parti in cui è stato suddiviso il modello per l'analisi pushover

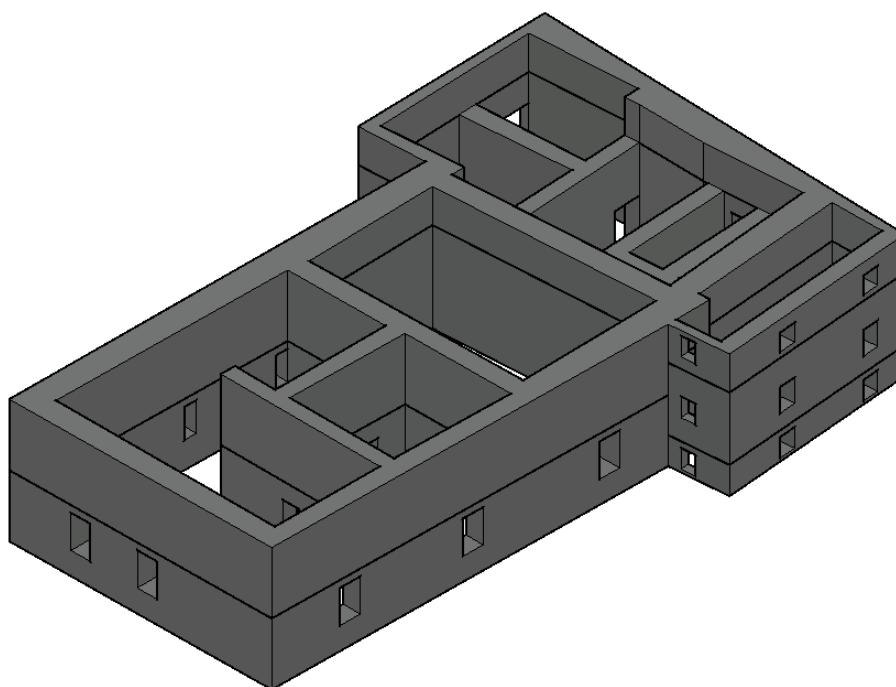


Figura 6.40 Vista tridimensionale Sud-Ovest del modello per l'analisi pushover

Nelle Figure 6.41 e 6.42 sono invece riportati i modelli importati in Ansys.

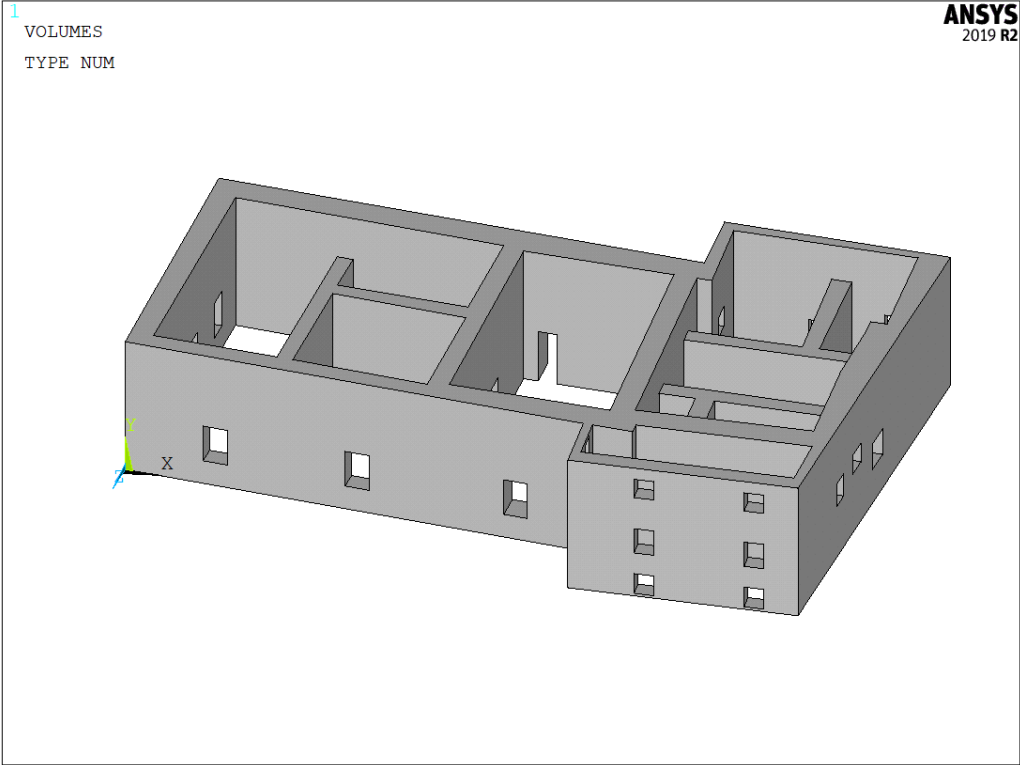


Figura 6.41 Modello per l'analisi modale in Ansys

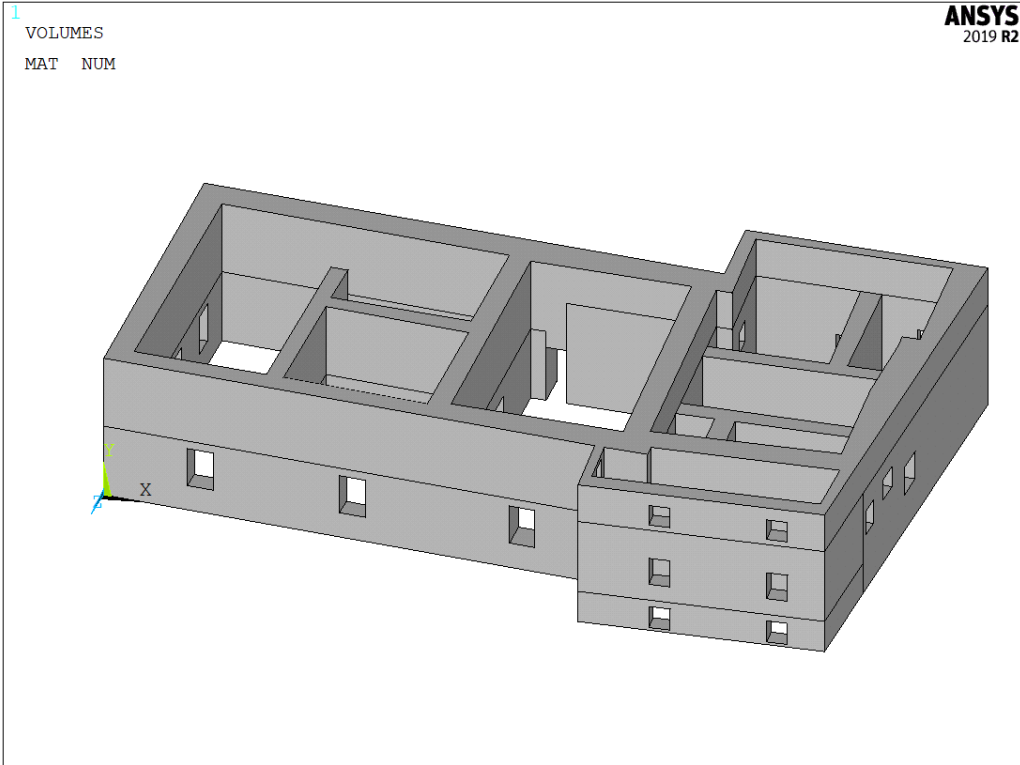


Figura 6.42 Modello per l'analisi pushover in Ansys

6.2.2 SCELTA DEL TIPO DI ELEMENTI

Nel modello in cui è stata eseguita l'analisi modale è stato utilizzato l'elemento finito isoparametrico a otto nodi Solid65 concrete, già citato nell'ambito della modellazione della parete. Sulla base dei buoni risultati ottenuti da quest'ultima, dal confronto con quelli ricavati in sede di sperimentazione, in un primo momento è stato scelto di rappresentare il materiale per il modello della Rocca con lo stesso elemento utilizzato per la il modello a parete. È importante poi sottolineare come, ai fini dell'analisi modale di una struttura tridimensionale, la scelta di un tipo di elemento Solid piuttosto che di un altro, tra quelli proposti nella libreria del software, non condiziona in maniera rilevante i risultati. Infatti, nello studio delle caratteristiche dinamiche della struttura, il criterio di rottura e la caratterizzazione non lineare del materiale, proprietà strettamente connesse alla tipologia di elemento scelto, non sono prese in considerazione. Quello che ci interessa sono invece le caratteristiche lineari del materiale (stiamo infatti parlando di analisi lineare), oltre che la densità, parametri riconosciuti allo stesso modo da tutti gli elementi.

Non si può dire lo stesso, invece, per il modello in cui viene eseguita l'analisi statica non lineare. In questo caso, infatti, la scelta del tipo di elemento è strettamente connessa con il tipo di caratterizzazione del materiale, volendo esplorare le risorse plastiche della struttura e definirne quindi il suo comportamento non lineare. Dopo una lunga campagna di indagini analitiche, si è scelto, in definitiva, di rappresentare la muratura per l'analisi pushover attraverso l'elemento Solid187, a 10 nodi con tre gradi di libertà per ogni nodo. La geometria di un elemento Solid187 è illustrata in Figura 6.43.

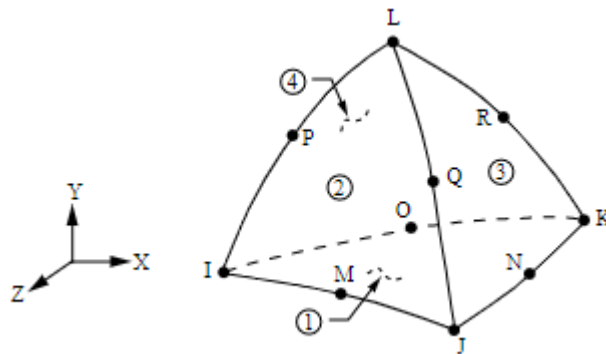


Figura 6.43 Geometria dell'elemento Solid187

L'elemento Solid187 è particolarmente adatto per modellare *mesh* irregolari. Come si vedrà in seguito, infatti, e come anticipato nel paragrafo 6.1.7, l'utilizzo dell'elemento Solid65 richiede, per avere dei buoni risultati in un'analisi non lineare, una *mesh* di tipo rettangolare (*mesh mapped*). Per ottenere una discretizzazione di questo tipo, però, è necessario, come abbiamo visto nel modello a parete, o suddividere la struttura in una serie di volumi, in modo da avere le aree di contatto uguali, e quindi garantire la coincidenza dei nodi di interfaccia appartenenti ai vari corpi, oppure dividere le linee in comune tra i volumi nello stesso numero di parti. Entrambi le operazioni, però, in un modello articolato come quello della Rocca, richiedono un lavoro molto lungo e sofisticato, che non per forza porta a risultati ottimali. Infatti, aumentando enormemente il numero dei nodi, il programma potrebbe non riuscire a trovare una soluzione.

Il tentativo di suddividere la struttura in un numero elevatissimo di volumi (Figura 6.44) è risultato infatti fallimentare: una volta importato il modello in Ansys, il programma si è arrestato, non riuscendo a elaborare un così cospicuo numero di informazioni.

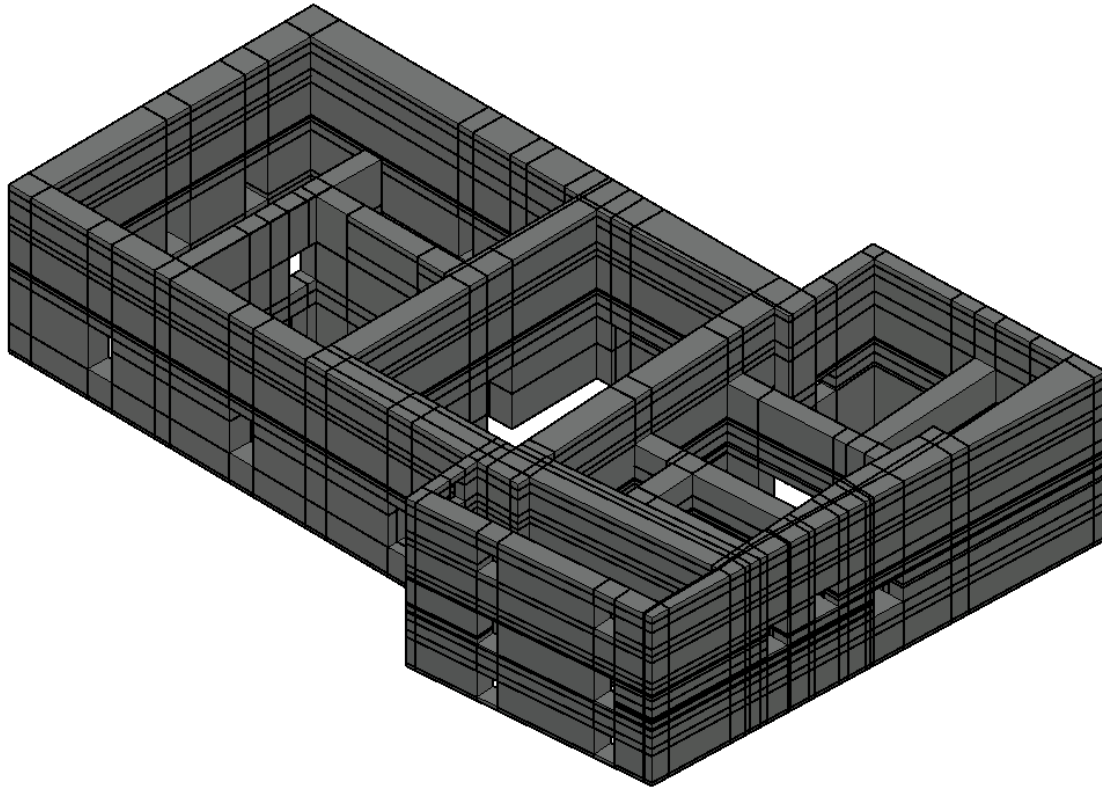


Figura 6.44 Tentativo di discretizzazione della struttura

6.2.3 SCELTA DEL MATERIALE E DEL CRITERIO DI ROTTURA

A seguito dell'analisi agli elementi finiti non lineare condotta sul modello a parete, e del confronto con i dati sperimentali, è risultato ragionevole descrivere, per il modello della Rocca, le proprietà non lineari del materiale muratura in maniera del tutto analoga a quella del pannello. Tale modello costitutivo permette infatti di valutare il comportamento non lineare della muratura, ma richiede l'inserimento di alcuni parametri non direttamente ricavabili in Normativa, per i quali è stato dunque necessario fare delle opportune valutazioni e calibrazioni. La descrizione del materiale comprende la definizione di proprietà lineari e multilineari elastiche/isotropiche in aggiunta al modello non lineare di muratura. Innanzitutto, sono state inserite le proprietà lineari, elastiche e isotropiche del materiale, già precedentemente definite secondo i valori specificati in Tabella 5.3, ossia quelle assunte nel modello a telaio equivalente. È stato definito il suo comportamento di base lineare elastico e isotropico, mediante la definizione di:

- Modulo elastico (EX) = $1500 \text{ N/mm}^2 = 1,5\text{e}9 \text{ N/m}^2$
- Coefficiente di Poisson (PRXY) = 0,5

Quest'ultimo è stato calcolato in base alla relazione (16), che lega il coefficiente di Poisson al modulo di elasticità E e al modulo a taglio G:

$$\nu = \frac{E}{2G} - 1 \quad (16)$$

È stata poi definita la densità del materiale DENS = 18000 N/m^3 , di particolare interesse per l'analisi dinamica lineare.

Ai fini dell'analisi statica non lineare, è stato poi definito il legame sforzo-deformazione a compressione uniassiale (proprietà del materiale multilineare inelastico) per la muratura, creando una curva sforzo-deformazione. Nella costruzione della curva è stato assunto un valore di f_{ck} pari a 3,2 MPa, in accordo con i valori della Tabella 5.3.

La curva sforzo-deformazione è mostrata in Figura 6.45.

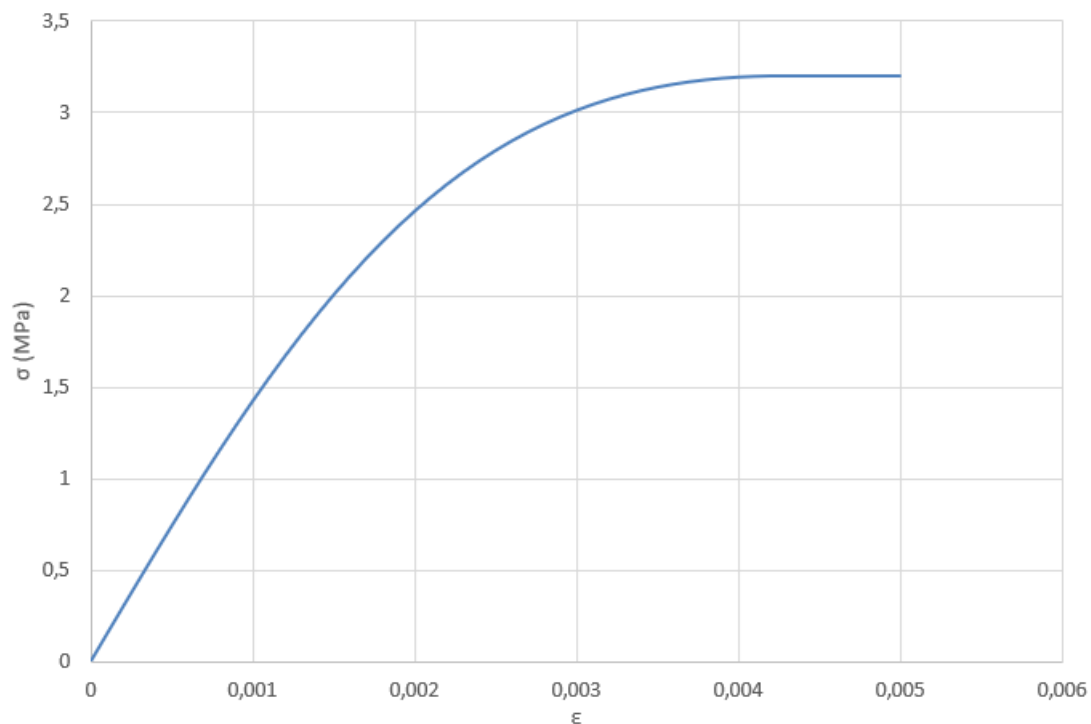


Figura 6.45 Curva sforzo-deformazione della muratura

Differentemente dal caso del pannello, per la muratura della Rocca, insieme alla definizione del comportamento elastico lineare e all'assegnazione di un legame sforzo-deformazione a compressione uniassiale multilineare inelastico, non è stato associato un criterio di crisi per fessurazione a trazione e per schiacciamento in compressione. Infatti, mentre per l'analisi dinamica lineare la definizione di questi parametri è del tutto superflua, nel modello in cui è stata eseguita l'analisi statica non lineare, l'elemento utilizzato per descrivere la muratura, il Solid187, a differenza del Solid65, non comprende, tra le proprietà del materiale, il criterio di rottura tipico del materiale "concrete".

6.2.4 DEFINIZIONE DELLA MESH

Come già anticipato alla fine del paragrafo 6.2.2, dal momento in cui non è possibile eseguire una *mesh* rettangolare (mapped), considerando l'articolazione complessa in pianta e in elevazione della struttura della Rocca, essa è stata discretizzata attraverso una *mesh* tetraedrica (free).

Nel modello con un solo volume, una maglia di questo tipo è stata ottenuta semplicemente assegnando una dimensione caratteristica globale ad ogni elemento, di 0,6 m, valore scelto come compromesso tra accuratezza dei risultati e tempi di risoluzione non eccessivi, senza passare attraverso la discretizzazione di ogni singola linea. (Figura 6.46).

Invece, nel modello utilizzato per l'analisi non lineare, dove è stata modellata la struttura come l'unione di quattro distinti volumi, pur rimanendo invariata l'assegnazione di una dimensione caratteristica di 0,6 m, è stato necessario procedere anche con la suddivisione delle linee sovrapposte⁶ dei volumi contigui, al fine di garantire la coincidenza dei nodi di interfaccia appartenenti ai vari corpi e, quindi, un risultato analogo a quello del modello con un solo volume (Figura 6.47, 6.48).

Una volta definita in modo accurato la *mesh* complessiva dei modelli, affinché si possa ottenere un sistema collaborante dei differenti elementi, risulta essenziale il comando "merge items", così come visto nel modello a parete.

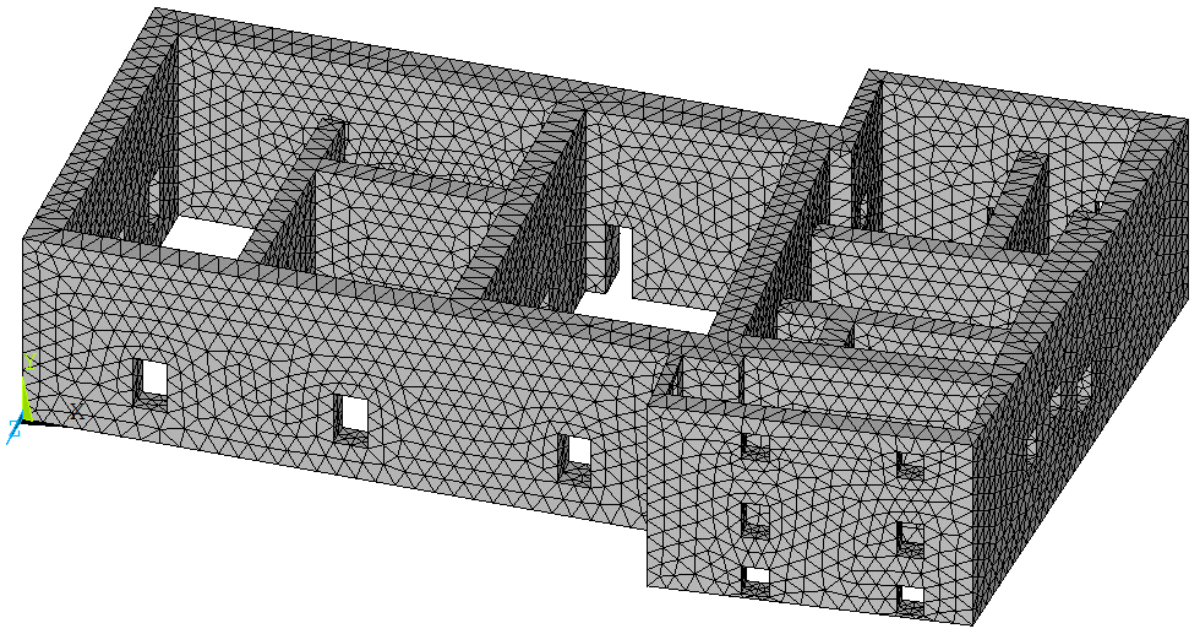


Figura 6.46 Mesh complessiva del modello con un solo volume

⁶ Modeling/Operate/Booleans/Divide

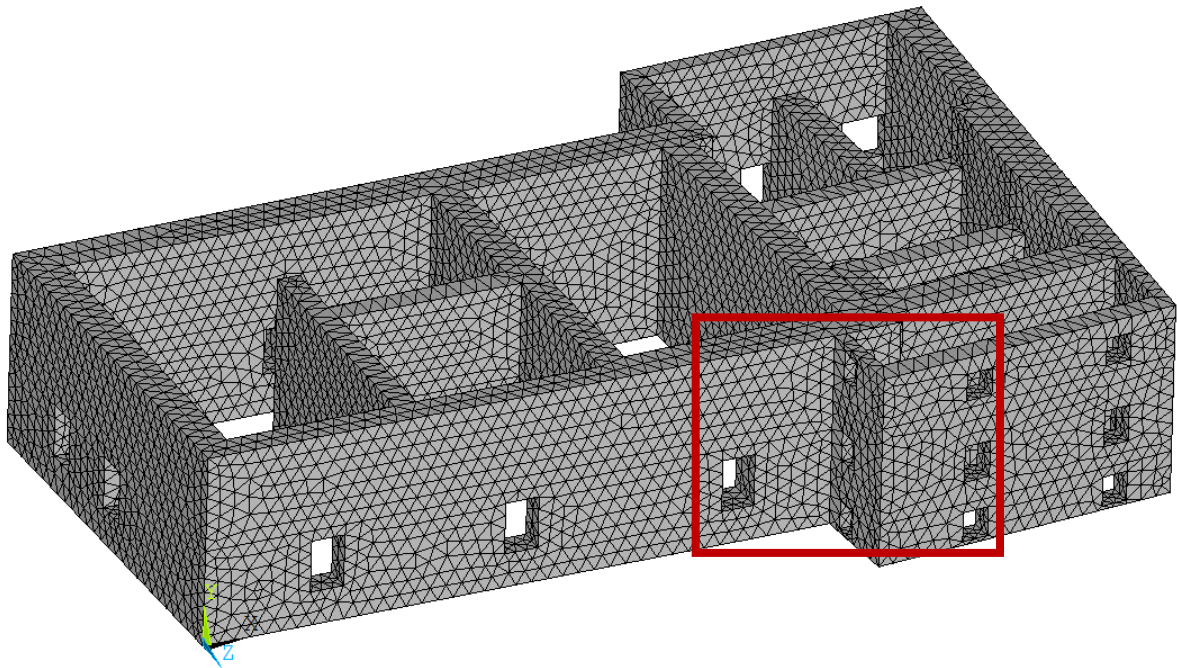


Figura 6.46 Mesh complessiva del modello con quattro volumi

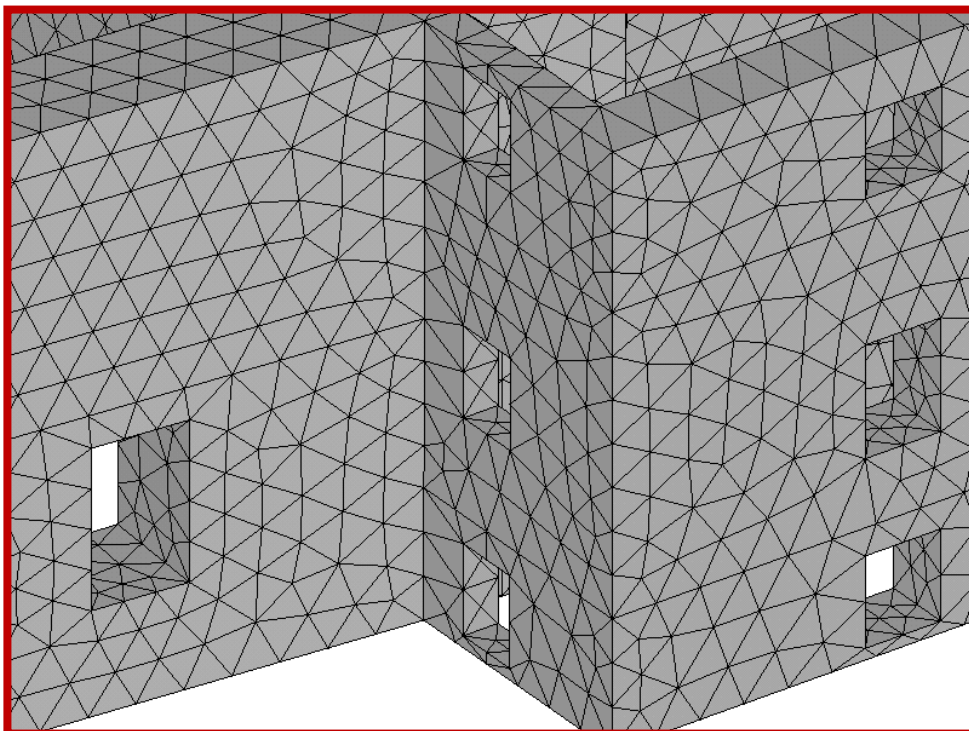


Figura 6.47 Esempio di coincidenza dei nodi di interfaccia dei diversi volumi

6.2.5 CARICHI E CONDIZIONI DI VINCOLO

Alla base della struttura, in entrambi i modelli, quello per l'analisi modale e quello per l'analisi pushover, sono stati inseriti dei vincoli di incastro⁷, analogamente al modello a telaio equivalente (Figura 6.48).

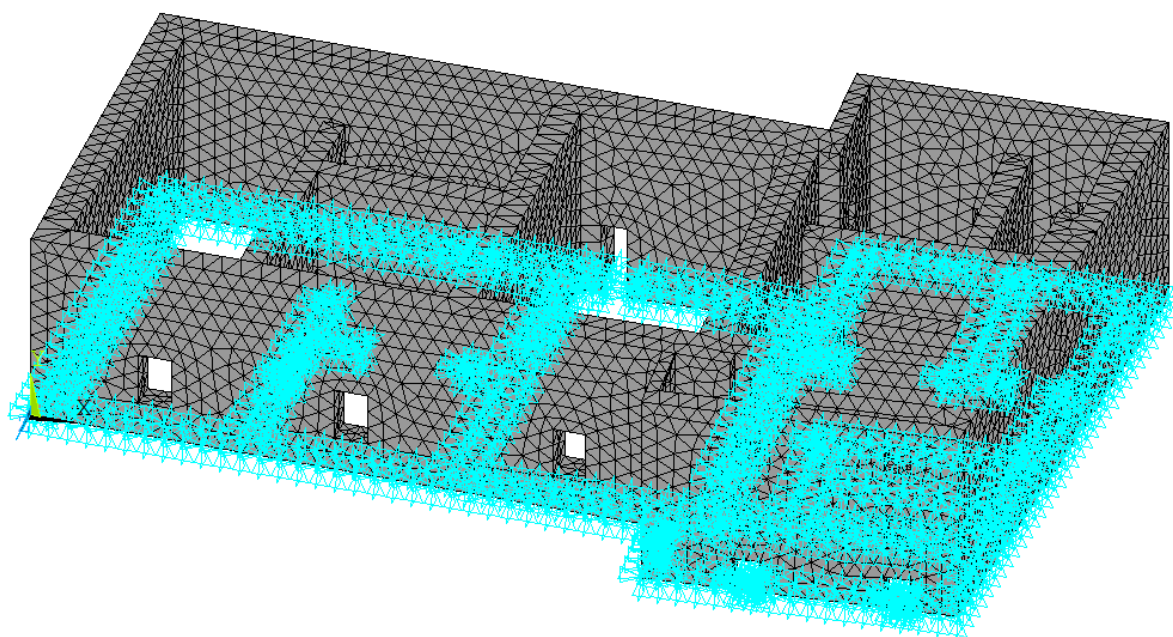


Figura 6.48 Inserimento dei vincoli alla base

Per quanto riguarda invece l'assegnazione dei carichi verticali, si prende in considerazione solo il modello in cui è stata eseguita l'analisi non lineare, dal momento che l'analisi modale studia i modi propri di vibrare della struttura. In Tabella 6.3 sono riportati i valori delle forze, in N, conferite ai singoli nodi che discretizzano le pareti murarie, sulle quali scaricano il proprio peso i solai di interpiano e di copertura. Alle pareti parallele all'orditura lignea dei solai viene assegnato il 20% del carico totale del solaio. Nelle Figure 6.49-6.53 vengono visualizzate graficamente le pareti murarie di interesse e i relativi solai alle varie quote.

Nella valutazione di tali azioni si fa riferimento, partendo dall'analisi dei carichi riportata in Tabella 5.1, ad una combinazione di carico (combinazione sismica) in cui i pesi propri strutturali e non strutturali sono presi con il loro valore nominale,

⁷ *Preprocessor/Loads/DefineLoads/Apply/Structural/Displacement/OnNodes*

mentre i carichi variabili vengono ridotti dai coefficienti di combinazione sismica (Formula 17):

$$G_1 + G_2 + \sum_j (\psi_{2j} Q_{kj}) \quad (17)$$

Attraverso questa procedura si riesce a verificare che gli elementi strutturali abbiano le risorse di resistenza minime previste per sopportare l'aliquota di carico statico che secondo la Normativa è presente in fase sismica.

PARETE	ELEMENTO	CARICHI	DIMENSIONI			N
			N NODI	A		
QUOTA 1 10,78						
P1.1	SOLAIO1	4,568	260	21,8494		383,8771508
P1.3		4,568	124	21,8494		804,9037032
P1.2		4,568	47	21,8494	20%	424,7151455
P1.4		4,568	34	21,8494	20%	587,1062306
QUOTA 2 12,52						
P2.1	SOLAIO2.1	4,568	194	58,5325	20%	275,6458351
P2.6		4,568	225	58,5325		1188,339822
P2.5		4,568	132	58,5325	20%	405,1158485
P2.4		4,568	121	58,5325		2209,72281
P2.1	SOLAIO 2.2	4,568	177	29,61	20%	152,8344407
P2.2		4,568	134	29,61		1009,391642
P2.3		4,568	74	29,61	20%	365,5634595
QUOTA 3 13,93						
P3.4	SOLAIO3.1	4,798	65	23,02	20%	339,8460308
P3.3		4,798	121	23,02		912,8095868
P3.1		4,798	63	23,02	20%	350,6347937
P3.2		4,798	132	23,02		836,7421212
P3.1	SOLAIO3.2	4,798	35	14,787	20%	405,4172914
P3.4		4,798	62	14,787	20%	228,8646
P3.3		4,798	121	14,787		586,3473223
P3.6		4,798	119	14,787		596,2018992
P3.4	SOLAIO 3.3	4,568	127	26,32		946,6910236
P3.5		4,568	69	26,32	20%	348,492058
P3.6		4,568	107	26,32	20%	224,7285234
P3.7		4,568	154	26,32		780,7127273
P3.5	SOLAIO 3.5	4,568	94	6,13		297,8919149
P3.7		4,568	54	6,13	20%	103,7105185
P3.8		4,568	89	6,13		314,6274157
P3.10		4,568	119	6,13	20%	47,06191597
P3.6	SOLAIO 3.6	4,568	62	8,24	20%	121,4203871
P3.7		4,568	100	8,24		376,4032
P3.8		4,568	47	8,24	20%	160,1715745
P3.9		4,568	112	8,24		336,0742857

P3.6	SOLAIO 3.7	4,568		43	7,4	20%		157,224186
P3.8		4,568		42	7,4	20%		160,967619
P3.9		4,568		112	7,4			301,8142857
P3.10		4,568		145	7,4			233,1255172
P3.6	SOLAIO 3.8	4,568		32	21,85	20%		623,8175
P3.10		4,568		264	21,85			378,0712121
P3.11		4,568		33	21,85	20%		604,9139394
P3.12		4,568		125	21,85			798,4864
QUOTA 4 15,58								
P4.1	SOLAIO4.1	4,568		157	58,5325	20%		340,6069554
P4.6		4,568		228	58,5325			1172,703772
P4.5		4,568		135	58,5325	20%		396,1132741
P4.4		4,568		124	58,5325			2156,261774
P4.1	SOLAIO4.2	4,568		175	29,61	20%		154,58112
P4.2		4,568		123	29,61			1099,662439
P4.3		4,568		75	29,61	20%		360,68928
P4.2	SOLAIO4.4	4,568		134	30,61			1043,481194
P4.3		4,568		75	30,61	20%		372,8706133
P4.4		4,568		124	30,61			1127,632903
P4.5		4,568		123	30,61	20%		227,3601301
P4.1	SOLAIO4.5	4,798		174	70,44	20%		388,4725517
P4.2		4,798		251	70,44			1346,498486
P4.5		4,798		175	70,44	20%		386,2527086
P4.7		4,798		242	70,44			1396,574876
P4.8	SOLAIO 4.6	4,568		218	21,85			457,8477064
P4.9		4,568		31	21,85	20%		643,9406452
P4.10		4,568		123	21,85			811,4699187
P4.11		4,568		28	21,85	20%		712,9342857
QUOTA 5 18,2								
P4.6	SOLAIO5.1	2,808		228	47			578,8421053
P4.1	SOLAIO5.2	2,808		157	24			429,2484076
P4.5	SOLAIO5.3	2,808		135	24			499,2
P4.11	SOLAIO 5.4	2,808		28	16,55			1659,728571
P4.12	SOLAIO 5.5	2,808		95	24,5			724,1684211
P4.9	SOLAIO 5.6	2,808		358	77,81			610,3086034
P4.11	SOLAIO 5.7	2,808		26	15			1,62
P4.10	SOLAIO 5.8	2,808		123	27,11			618,9014634
P4.1	SOLAIO5.2	2,808		175	19,64			315,1378286
P4.5	SOLAIO5.3	2,808		123	19,64			448,3668293
P4.1	SOLAIO 5.3	2,808		174	36,52			589,3572414
P4.5	SOLAIO5.3	2,808		175	36,52			585,9894857

Tabella 6.3 Carichi verticali assegnati ai nodi delle pareti murarie

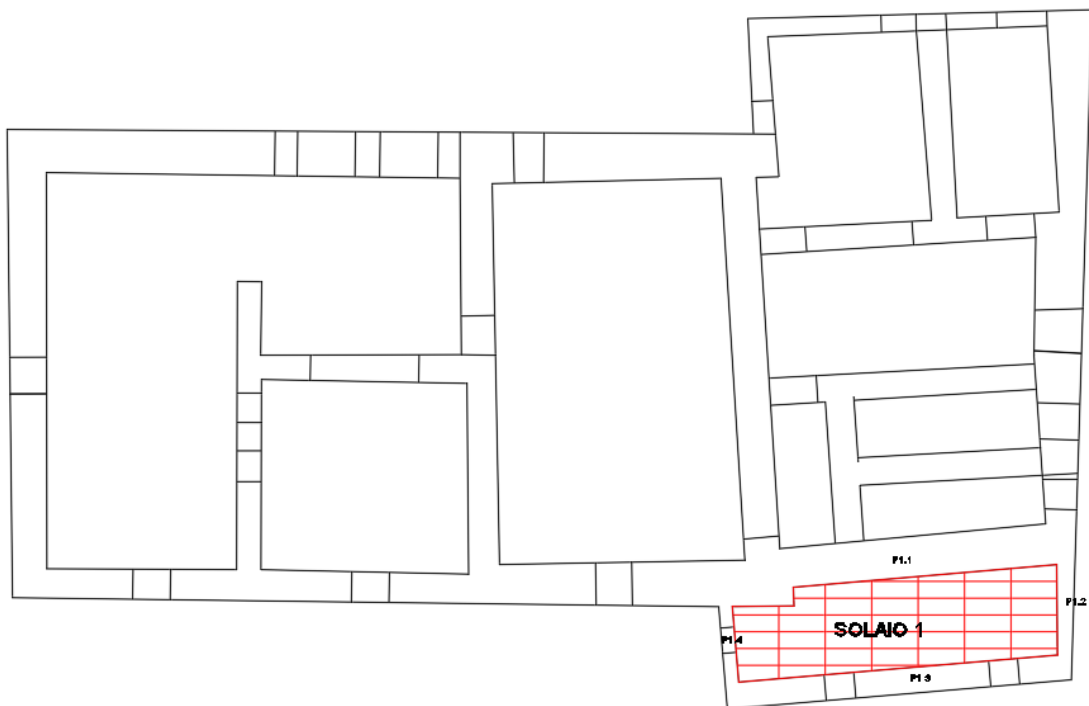


Figura 6.49 Individuazione del solaio a quota 10.78 m (quota 1)

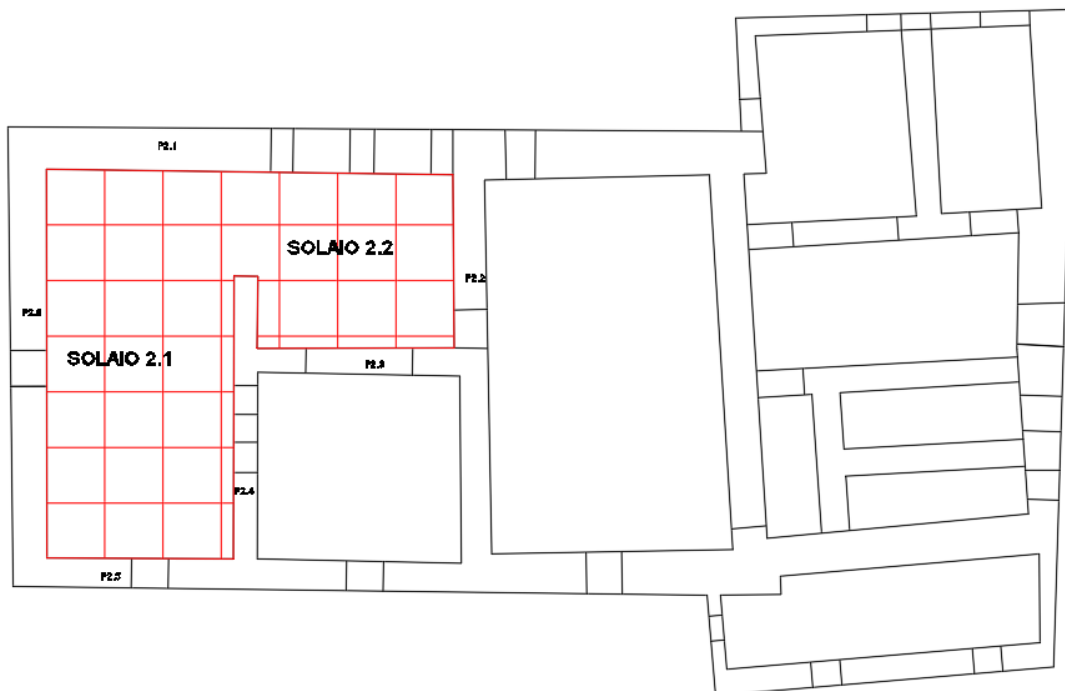


Figura 6.50 Individuazione dei solai a quota 12.52 m (quota 2)

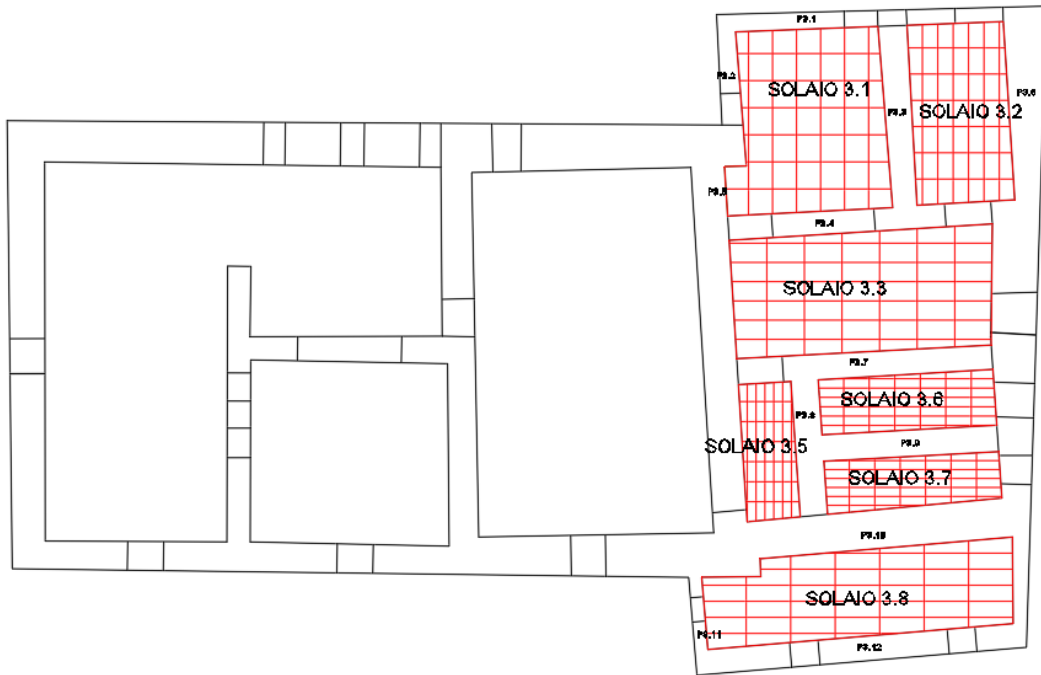


Figura 6.51 Individuazione dei solai a quota 13.93 m (quota 3)

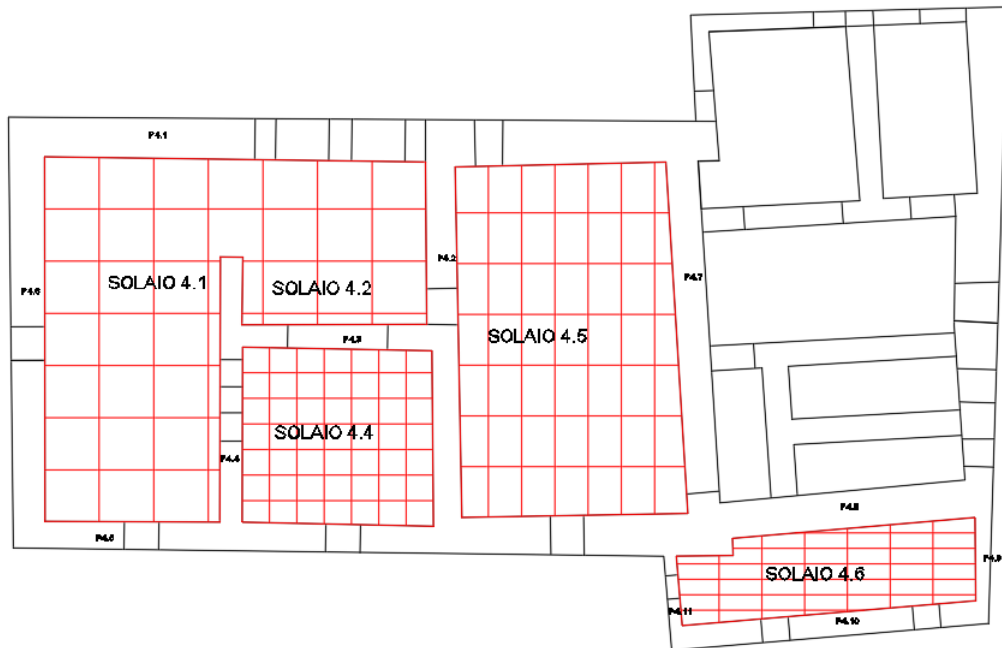


Figura 6.52 Individuazione dei solai a quota 15.58 m (quota 4)

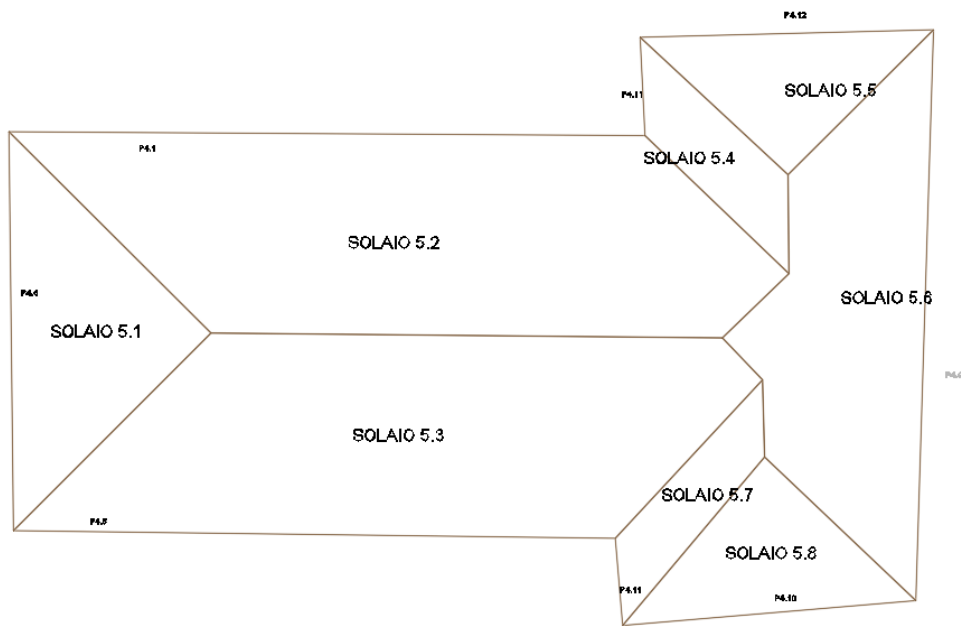


Figura 6.53 Individuazione solaio di copertura a quota 18.20 m (quota 5)

Ai fini del conseguimento della curva di capacità “forza-spostamento” del modello agli elementi finiti, è stata poi applicata, in direzione X, la forza orizzontale, con incrementi regolari e sempre nello stesso verso fino a rottura; l’operazione è stata poi ripetuta cambiando il segno della forza. Tenendo in considerazione il valore massimo del taglio alla base ottenuto nel modello a telaio equivalente, pari circa a 7500 kN, come si evince dalla curva in Figura 5.13, si è giunti a valutare i valori delle azioni da applicare al modello numerico.

A tal proposito sono stati definiti quindici differenti load steps di carico, con incrementi successivi di ± 1000 kN, fino ad un valore del carico orizzontale ultimo pari al doppio del taglio al base del modello a telaio equivalente (15000 kN). Avendo infatti scelto, per agevolare la modellazione, di definire un passo di carico molto elevato, ai fini della convergenza del modello e di ottenere risultati più accurati, è stato scelto di applicare una forza orizzontale ultima molto più grande rispetto a quella del modello a telaio.

I valori delle forze orizzontali applicate sono riassunti nella Tabella 6.4. Sono stati considerati i medesimi valori per le forze di segno opposto.

LOADSTEP (N)	MURO DI SPINA	NODI	FORZA (N)
	1	28	5102,040816
LOADSTEP 1	2	18	7936,507937
1000000	3	24	5952,380952
7	4	38	3759,398496
142857,1429	5	12	11904,7619
	6	9	15873,01587
	7	38	3759,398496
	1	28	10204,08163
LOADSTEP 2	2	18	15873,01587
2000000	3	24	11904,7619
7	4	38	7518,796992
285714,2857	5	12	23809,52381
	6	9	31746,03175
	7	38	7518,796992
	1	28	15306,12245
LOADSTEP 3	2	18	23809,52381
3000000	3	24	17857,14286
7	4	38	11278,19549
428571,4286	5	12	35714,28571
	6	9	47619,04762
	7	38	11278,19549
	1	28	20408,16327
LOADSTEP 4	2	18	31746,03175
4000000	3	24	23809,52381
7	4	38	15037,59398
571428,5714	5	12	47619,04762
	6	9	63492,06349
	7	38	15037,59398
	1	28	25510,20408
LOADSTEP 5	2	18	39682,53968
5000000	3	24	29761,90476
7	4	38	18796,99248
714285,7143	5	12	59523,80952
	6	9	79365,07937
	7	38	18796,99248

	1	28	30612,2449
LOADSTEP 6	2	18	47619,04762
6000000	3	24	35714,28571
7	4	38	22556,39098
857142,8571	5	12	71428,57143
	6	9	95238,09524
	7	38	22556,39098
	1	28	35714,28571
LOADSTEP 7	2	18	55555,55556
7000000	3	24	41666,66667
7	4	38	26315,78947
1000000	5	12	83333,33333
	6	9	111111,1111
	7	38	26315,78947
	1	28	40816,32653
LOADSTEP 8	2	18	63492,06349
8000000	3	24	47619,04762
7	4	38	30075,18797
1142857,143	5	12	95238,09524
	6	9	126984,127
	7	38	30075,18797
	1	28	45918,36735
LOADSTEP 9	2	18	71428,57143
9000000	3	24	53571,42857
7	4	38	33834,58647
1285714,286	5	12	107142,8571
	6	9	142857,1429
	7	38	33834,58647
	1	28	51020,40816
LOADSTEP 10	2	18	79365,07937
10000000	3	24	59523,80952
7	4	38	37593,98496
1428571,429	5	12	119047,619
	6	9	158730,1587
	7	38	37593,98496
	1	28	56122,44898
LOADSTEP 11	2	18	87301,5873
11000000	3	24	65476,19048
7	4	38	41353,38346
1571428,571	5	12	130952,381
	6	9	174603,1746
	7	38	41353,38346

	1	28	61224,4898
LOADSTEP 12	2	18	95238,09524
12000000	3	24	71428,57143
7	4	38	45112,78195
1714285,714	5	12	142857,1429
	6	9	190476,1905
	7	38	45112,78195
	1	28	66326,53061
LOADSTEP 13	2	18	103174,6032
13000000	3	24	77380,95238
7	4	38	48872,18045
1857142,857	5	12	154761,9048
	6	9	206349,2063
	7	38	48872,18045
	1	28	71428,57143
LOADSTEP 14	2	18	111111,1111
14000000	3	24	83333,33333
7	4	38	52631,57895
2000000	5	12	166666,6667
	6	9	222222,2222
	7	38	52631,57895
	1	28	76530,61224
LOADSTEP 15	2	18	119047,619
15000000	3	24	89285,71429
7	4	38	56390,97744
2142857,143	5	12	178571,4286
	6	9	238095,2381
	7	38	56390,97744

Tabella 6.4 Definizione dei load step di carico e delle forze orizzontali applicate a ciascun nodo di ciascuna parete parallela alla direzione del carico (x)

Come si evince dalla tabella, ogni load step di carico è stato suddiviso per il numero dei muri di spina paralleli alla direzione del carico (X+, in Figura 6.54, e X- in Figura 6.55). Ogni forza orizzontale è stata poi suddivisa per il numero dei nodi di ogni parete ed è stato applicato il carico risultante a ciascun nodo.

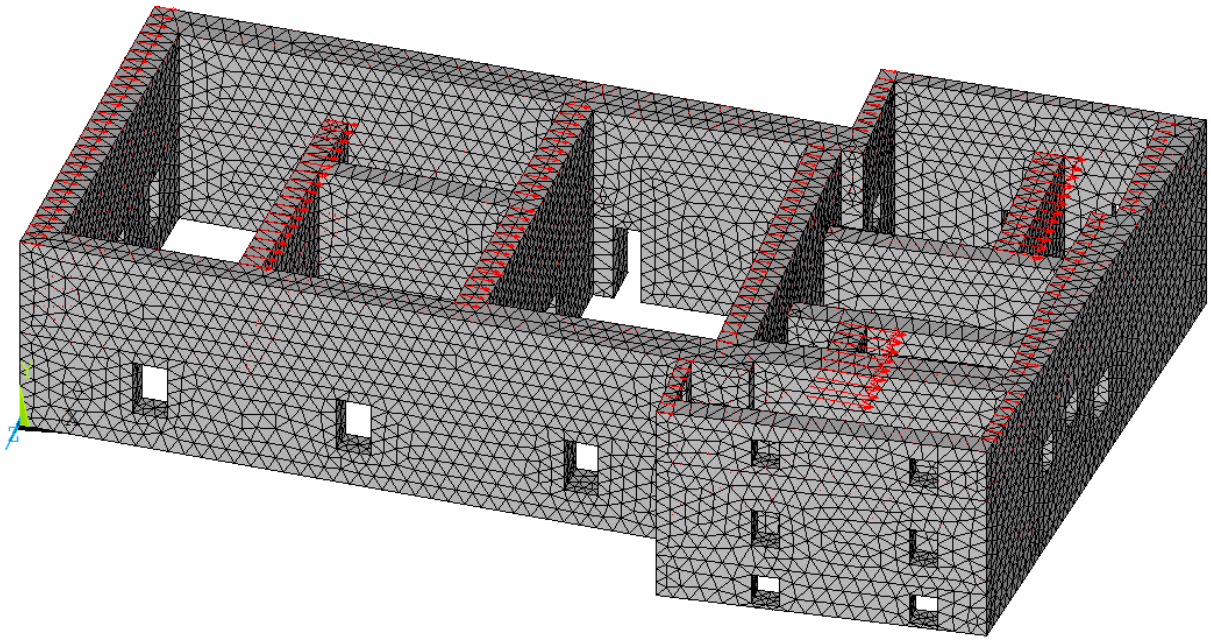


Figura 6.54 Applicazione dei carichi orizzontali X+

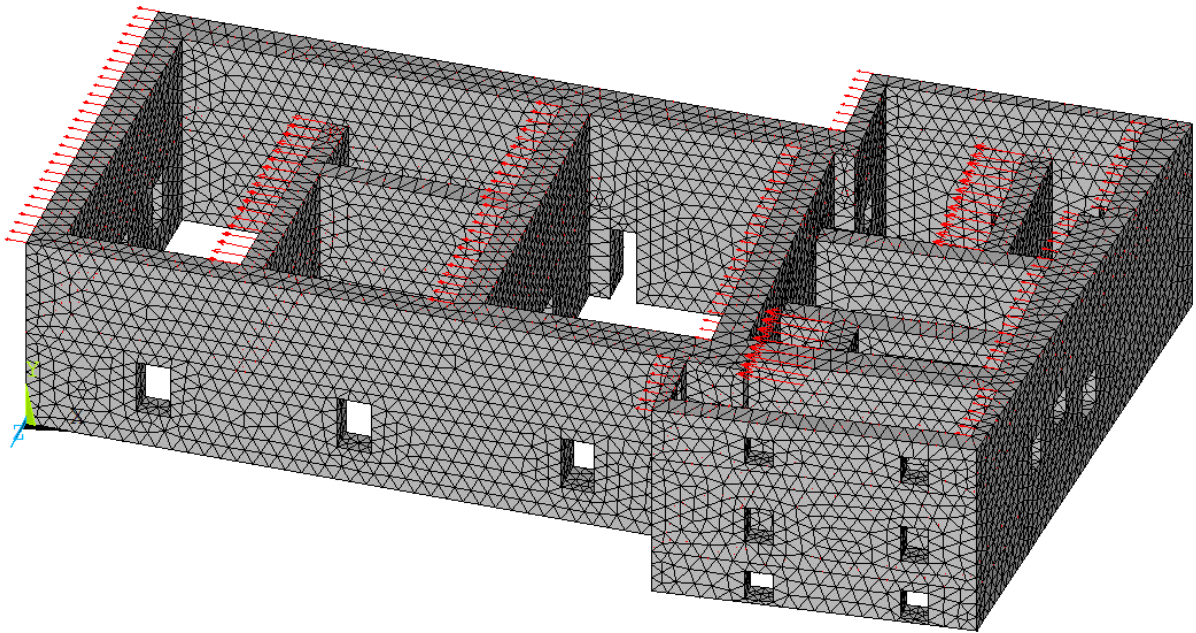


Figura 6.54 Applicazione dei carichi orizzontali X+

6.2.6 IMPOSTAZIONE DELL'ANALISI DINAMICA LINEARE (MODALE)

Questa analisi è il processo di determinazione delle frequenze proprie e modi di vibrazione (ovvero delle caratteristiche dinamiche) inerenti alla struttura in esame. L'analisi modale ignora, come già detto, qualunque tipo di forza esterna. Nella maggior parte dei casi, i modi caratterizzati da una frequenza bassa sono importanti nella risposta della struttura. Di conseguenza, se il modello agli elementi finiti ha molti gradi di libertà, solo le frequenze basse di solito devono essere estratte dall'equazione del problema agli autovettori e autovalori, a seconda dei casi. Ci sono vari algoritmi per approssimare la soluzione del problema agli autovalori e autovettori, chiamate tecniche di estrazione degli autovalori e autovettori propri. Queste tecniche sono basate sulla trasformazione di un'equazione standard in un'equazione agli autovalori. Il codice di calcolo agli elementi finiti Ansys permette di utilizzare sette differenti tecniche per l'estrazione degli autovalori. L'uso di ciascuna di queste tecniche dipende dalle dimensioni del modello ad elementi finiti, dalle risorse computazionali e dalla specifica applicazione; pertanto può influire sulla qualità dei risultati. Per agevolare la trattazione non si entrerà nel dettaglio delle singole tecniche.

Tenendo conto delle caratteristiche del sistema in esame e di quelle delle varie tecniche di estrazione modale, è stato scelto il metodo Block Lanczos, in quanto risulta il più adatto nella risoluzione di analisi modali in modelli complessi, per l'estrazione di un considerevole numero di nodi. Il Block Lanczos si è dimostrato adeguato al caso in analisi anche per il raggiungimento di un rapido tasso di convergenza. Si è ritenuto adeguato impostare un numero di modi da estrarre pari a cento, in modo da poter determinare i primi tre modi significativi per la struttura in esame e poterli confrontare con quelli indicati dal modello a telaio equivalente.

6.2.7 ANALISI DINAMICA LINEARE (MODALE)

Si riportano di seguito i primi tre modi di vibrare della struttura. In particolare:

- Il primo modo definisce lo spostamento maggiore in Z con un periodo $T = 0.153s$ e 54,72% di massa partecipante (Figura 6.55-6.56);

- Il secondo definisce lo spostamento maggiore in X con un periodo $T = 0.149s$ e 65,26% di massa partecipante (Figura 6.57-6.58);
- Il terzo definisce lo spostamento torsionale maggiore con un periodo $T = 0.139s$ (Figura 6.59).

Nelle Tabelle 6.5-6.6 si riportano le caratteristiche modali dell'analisi.

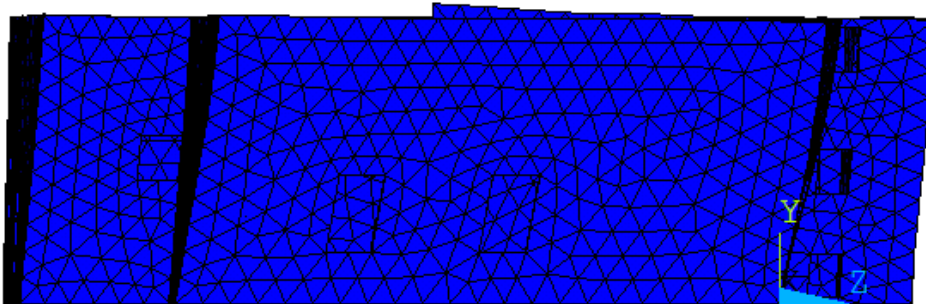


Figura 6.55 Primo modo di vibrare traslazionale in Z

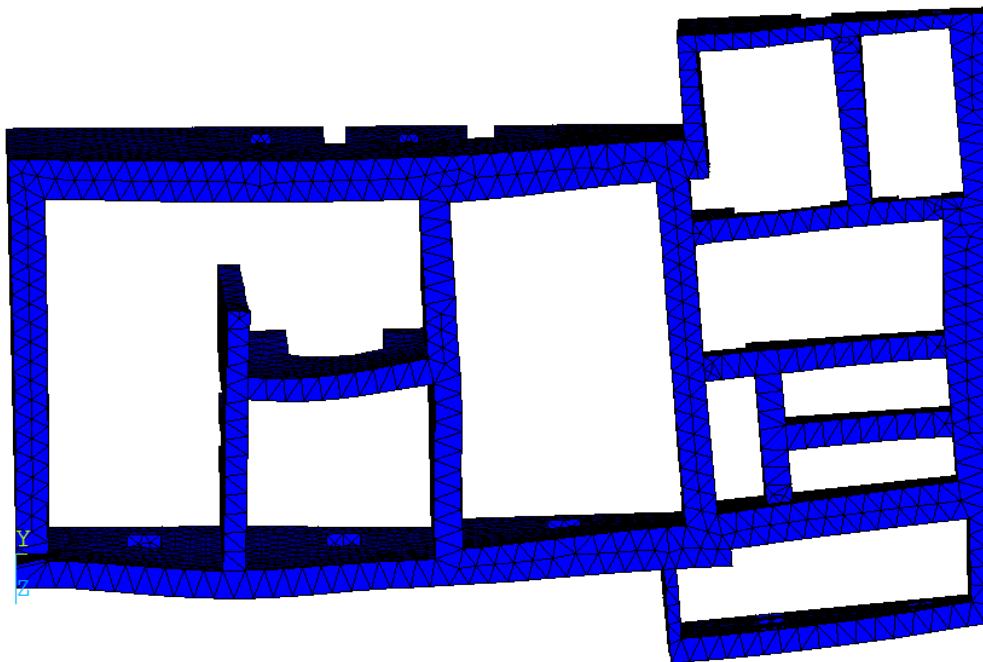


Figura 6.56 Primo modo di vibrare traslazionale in Z

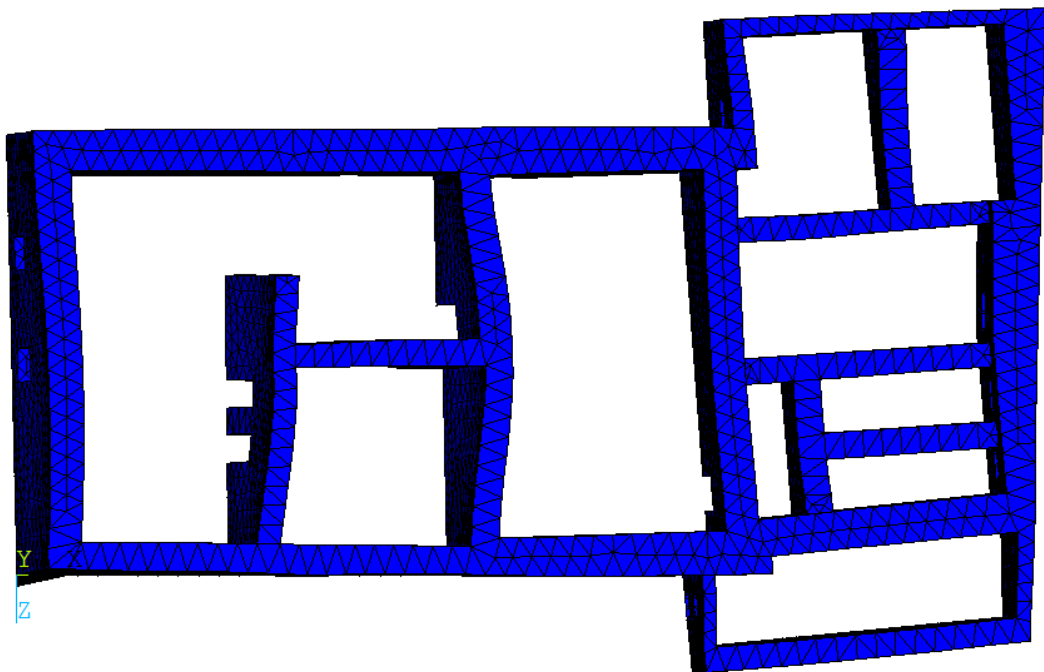


Figura 6.57 Secondo modo di vibrare traslazionale in X

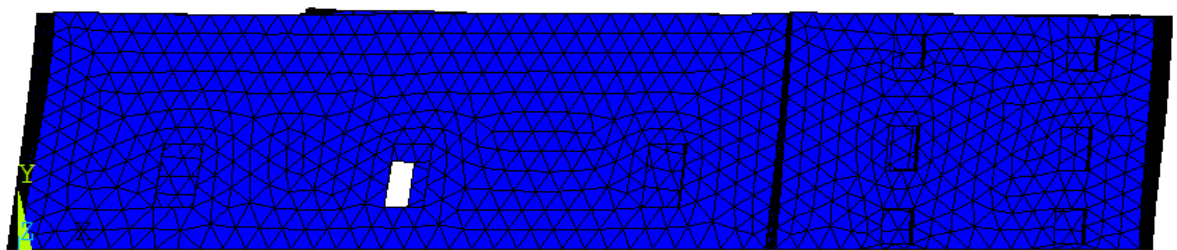


Figura 6.58 Secondo modo di vibrare traslazionale in X

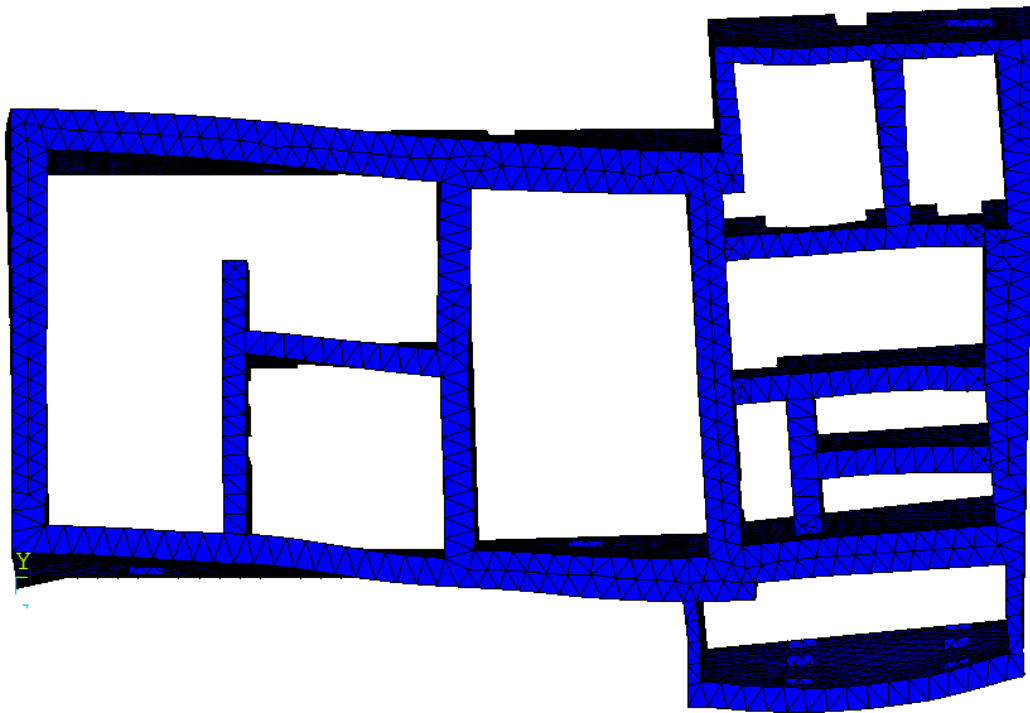


Figura 6.59 Terzo modo di vibrare torsionale

MODAL MASSES AND TRANSLATIONAL EFFECTIVE MASSES SUMMARY								
MODE	FREQUENCY	MODAL MASS	EFFECTIVE MASS					
			X-DIR	RATIO%	Y-DIR	RATIO%	Z-DIR	RATIO%
1	6,5416	1,71E+06	6,73E+04	0,44	210,1	0	8,36E+06	54,72
2	6,7181	1,63E+06	9,98E+06	65,26	3934	0,03	7,70E+04	0,5
3	7,14678	1,21E+06	68,68	0	49,25	0	2,49E+06	16,27

Tabella 6.5 Risultati dell'analisi modale: massa partecipante

PARTICIPATION FACTOR: X DIRECTION							
MODE	FREQUENCY	PERIOD	PARTIC.FACTOR	RATIO	EFFECTIVE MASS	CUMULATIVE MASS FRACTION	RATIO EFF. MASS TO TOTAL MASS
1	6,5416	0,15287	259,33	0,08221	67253,1	5,199820E-03	4,40E-03
2	6,7181	0,14885	3158,3	1	9,97E+06	0,776419	0,652639
3	7,14678	0,13992	8,2876	0,00262	68,6846	0,776424	4,49E-06
PARTICIPATION FACTOR: Y DIRECTION							
MODE	FREQUENCY	PERIOD	PARTIC.FACTOR	RATIO	EFFECTIVE MASS	CUMULATIVE MASS FRACTION	RATIO EFF. MASS TO TOTAL MASS
1	6,5416	0,15287	14,493	0,0151	210,054	2,407170E-05	1,37E-05
2	6,7181	0,14885	62,722	0,06533	3,93E+03	4,75E-04	2,57E-04
3	7,14678	0,13992	-7,0176	0,00731	49,2467	4,81E-04	3,22E-06
PARTICIPATION FACTOR: Z DIRECTION							
MODE	FREQUENCY	PERIOD	PARTIC.FACTOR	RATIO	EFFECTIVE MASS	CUMULATIVE MASS FRACTION	RATIO EFF. MASS TO TOTAL MASS
1	6,5416	0,15287	2891,8	1	8,36E+06	6,335090E-01	5,47E-01
2	6,7181	0,14885	-277,41	0,09593	7,70E+04	6,39E-01	5,04E-03
3	7,14678	0,13992	1.577,0000	0,54533	2.486.920,0000	8,28E-01	1,63E-01
PARTICIPATION FACTOR: ROTX DIRECTION							
MODE	FREQUENCY	PERIOD	PARTIC.FACTOR	RATIO	EFFECTIVE MASS	CUMULATIVE MASS FRACTION	RATIO EFF. MASS TO TOTAL MASS
1	6,5416	0,15287	12173	1	1,48E+08	1,789950E-01	0,113182
2	6,7181	0,14885	-813,92	0,06686	6,62E+05	1,80E-01	5,04E-03
3	7,14678	0,13992	6480	0,53232	4,20E+07	2,31E-01	3,21E-02
PARTICIPATION FACTOR: ROTY DIRECTION							
MODE	FREQUENCY	PERIOD	PARTIC.FACTOR	RATIO	EFFECTIVE MASS	CUMULATIVE MASS FRACTION	RATIO EFF. MASS TO TOTAL MASS
1	6,5416	0,15287	-33412	0,59796	1,12E+09	1,944420E-01	1,66E-01
2	6,7181	0,14885	-18590	0,3327	3,46E+08	2,55E-01	5,13E-02
3	7,14678	0,13992	-55876	1	3,12E+09	7,98E-01	4,63E-01
PARTICIPATION FACTOR: ROTZ DIRECTION							
MODE	FREQUENCY	PERIOD	PARTIC.FACTOR	RATIO	EFFECTIVE MASS	CUMULATIVE MASS FRACTION	RATIO EFF. MASS TO TOTAL MASS
1	6,5416	0,15287	-879,4	0,05625	7,73E+05	2,463760E-04	1,33E-04
2	6,7181	0,14885	-12.296	0,78656	5,12E+08	4,84E-02	2,60E-02
3	7,14678	0,13992	-199,34	0,01275	3,97E+04	4,84E-02	6,84E-06

Tabella 6.6 Risultati dell'analisi modale: caratteristiche dinamiche

6.2.8 IMPOSTAZIONE DELL'ANALISI STATICA NON LINEARE

Attraverso le impostazioni del comando "Solution Controls" si indica l'uso di una soluzione non lineare per il modello agli elementi finiti e si definisce i parametri che caratterizzano questa analisi. Mediante il comando "Load step Options" sono stati definiti quindici differenti load steps, ognuno dei quali è stato suddiviso in sub steps. Per ogni load step sono stati definiti:

- Il tempo alla fine di ogni load step, che si riferisce all'ultimo intervallo di carico al termine del load step;
- Il numero di substeps minimo e massimo, impostati per indicare gli incrementi di carico utilizzati per l'analisi;
- I comandi per l'impostazione dei criteri di convergenza dell'algoritmo (valori di default) e le tolleranze di spostamento.

Il comportamento del programma in caso di non convergenza dell'analisi è stato impostato in modo che il programma termini l'analisi ma non esca.

L'applicazione dei carichi fino a rottura è stata eseguita in modo incrementale, come richiesto dalla procedura di Newton-Raphson. Dopo che è stato applicato ogni incremento di carico, è stato creato un apposito "LS file" tramite il comando "Load Step Options", in modo da registrare ciascun load step, come indicato in Tabella 6.4. Per quanto riguarda la scelta del numero dei substeps e dei conseguenti incrementi di carico, sono stati considerati valori via via crescenti all'aumentare della forza, ossia:

- 100 substeps, dal primo al terzo load step;
- 200 substeps, dal quarto al sesto load step;
- 300 substeps, dal settimo al nono load step;
- 400 substeps, dal decimo al dodicesimo load step;
- 500 substeps, dal tredicesimo al quindicesimo load step.

Il massimo numero di substeps, per ogni incremento di carico, è stato impostato pari a 1000. Ciò permette alla soluzione, laddove si verifichi un'instabilità numerica dovuta ad uno step di carico molto elevato, di applicare un incremento di carico inferiore al precedente fino all'ottenimento della convergenza.

6.2.9 ANALISI STATICA NON LINEARE

I risultati dell'analisi pushover sono riportati nelle Figure 6.60 e 6.61, rispettivamente per l'azione orizzontale in direzione x positiva (assunta per convenzione applicata da sinistra verso destra) e per quella negativa (di verso opposto). Nelle Figure 6.62-6.65 è riportata, invece, la configurazione deformata della struttura soggetta a carichi verticali e azioni orizzontali.

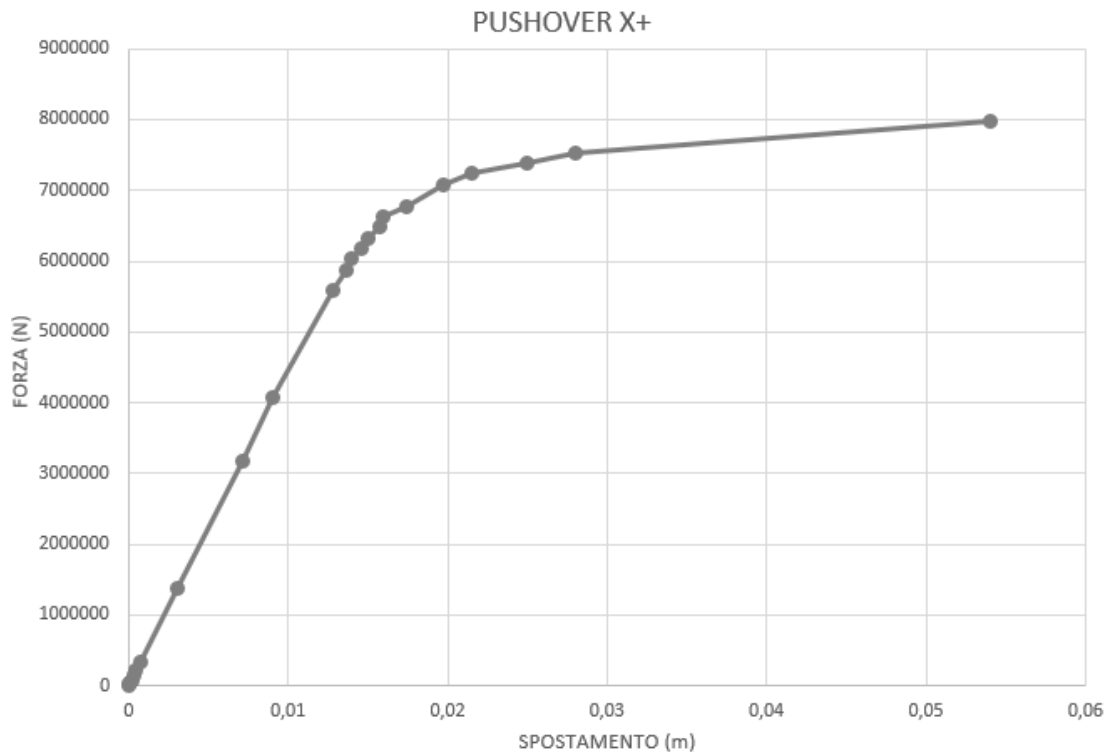


Figura 6.60 Curva di capacità forza-spostamento, con forza X+

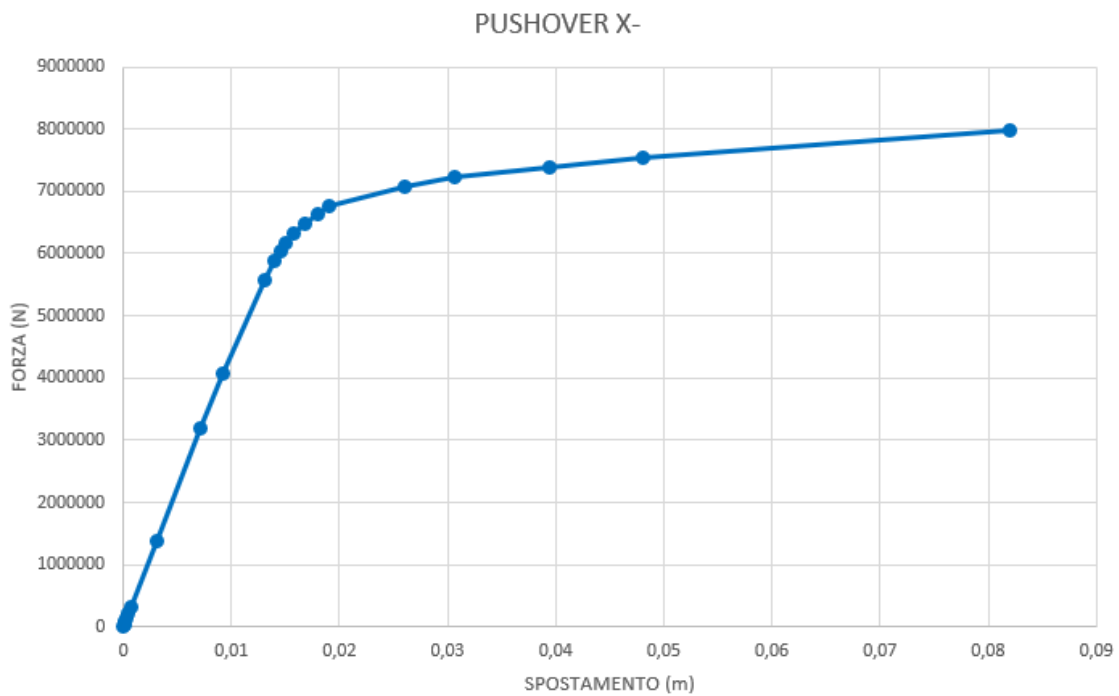


Figura 6.61 Curva di capacità forza-spostamento, con forza X-

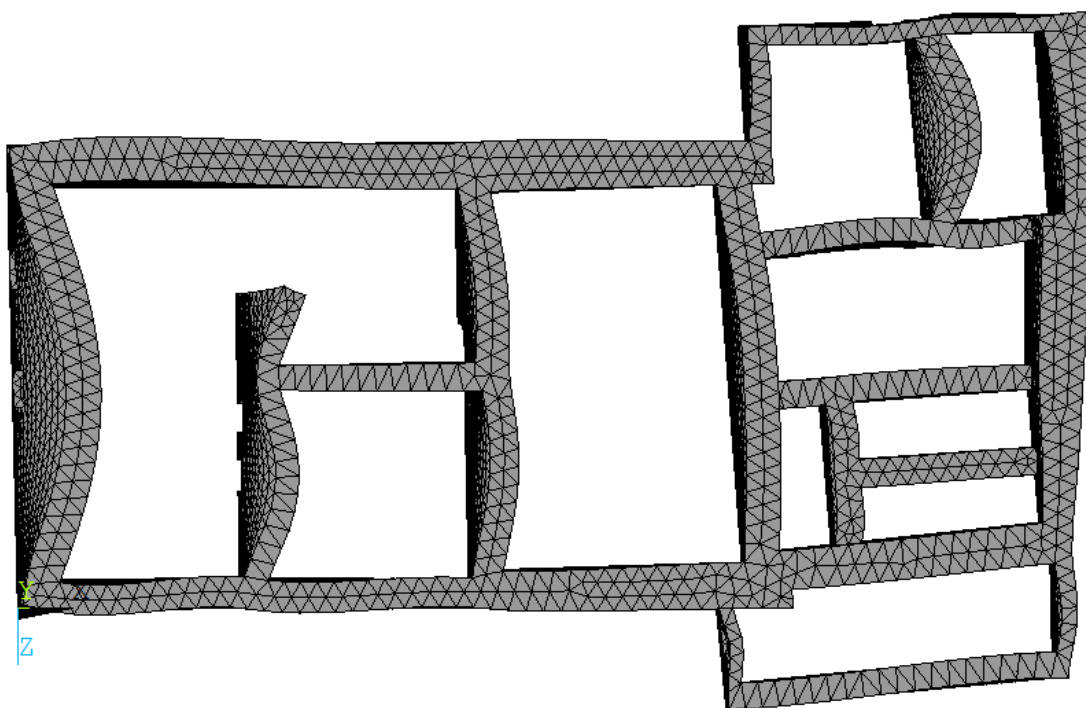


Figura 6.62 Configurazione deformata della struttura (forza $x+$): vista in pianta

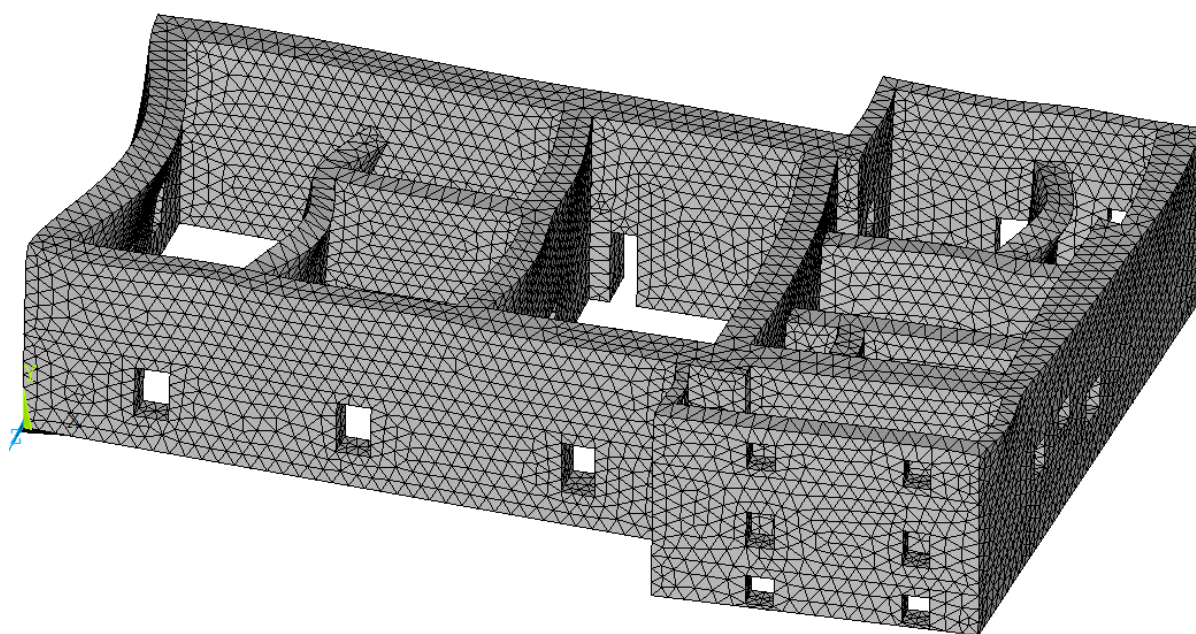


Figura 6.63 Configurazione deformata della struttura (forza $x-$): vista tridimensionale

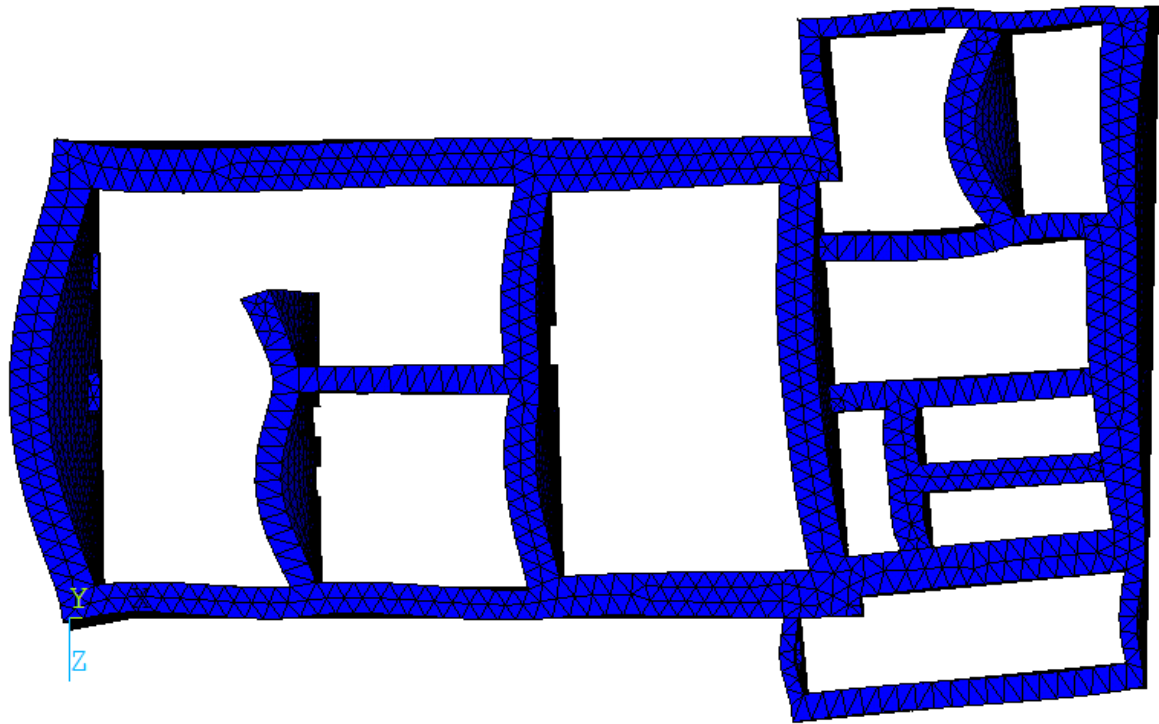


Figura 6.64 Configurazione deformata della struttura (forza x-): vista in pianta

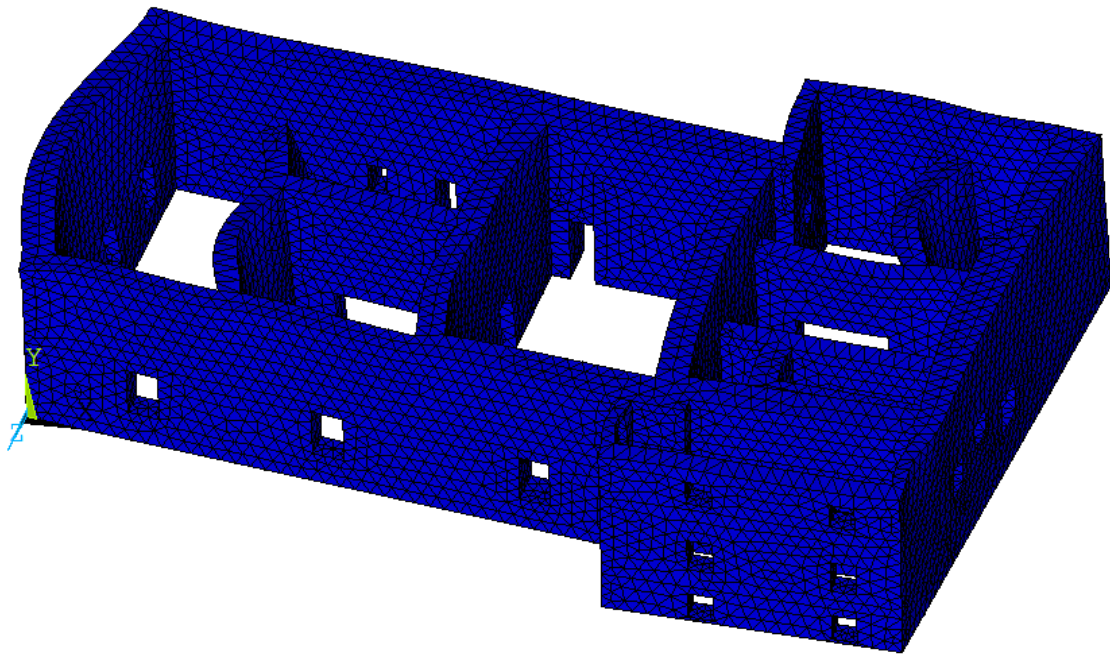


Figura 6.65 Configurazione deformata della struttura (forza x-): vista tridimensionale

Come si evince dalle curve di capacità, entrambi i modelli perdono la convergenza per un valore della forza orizzontale ultima pari a ± 8000 kN, valore del tutto simile al taglio alla base ultimo nel modello a telaio equivalente.

Se però, a livello di forze, i risultati ottenuti nel modello agli elementi finiti sono affini a quelli ricavati dal modello a telaio equivalente, a livello di spostamenti, e in particolar modo per quanto riguarda lo spostamento ultimo, si è osservata una sostanziale differenza nei risultati.

Se da una parte questa diversità è riconducibile inevitabilmente alle diverse strategie di modellazione della struttura della Rocca, nonché alle differenti caratteristiche dei programmi utilizzati, dall'altra, sulla base dei risultati ottenuti nei due modelli a parete (paragrafi 6.1.9-6.1.11), è attribuibile alle diverse scelte di caratterizzazione del materiale implementate nel software.

Come si è fatto notare più volte, infatti, e come si vedrà in maniera più approfondita nel prossimo capitolo, essendo il tipo di elemento, con cui descrivere il materiale, strettamente connesso alle proprietà non lineari ad esso attribuibili, la scelta di uno piuttosto che di un altro può condizionare fortemente i risultati ottenuti.

7 CONFRONTO DEI RISULTATI

Nel seguente capitolo vengono comparati i risultati ottenuti con l'intento di confrontare le diverse strategie di modellazione, una a telaio equivalente e l'altra agli elementi finiti, evidenziandone così eventuali pregi o limiti.

Nella prima parte si metteranno a confronto i risultati, in termini di caratteristiche modali, dell'analisi dinamica lineare, ottenuti in entrambi i modelli, mentre nella seconda le curve di capacità risultanti dall'analisi statica non lineare.

In merito a quest'ultima verranno confrontati i risultati, mettendone in luce analogie e differenze. Quest'ultime verranno giustificate sia ripercorrendo le strategie di modellazione adottate nel modello agli elementi finiti, sia considerando il confronto dei risultati ottenuti nell'analisi pushover dei due modelli a parete con quelli sperimentali.

7.1 ANALISI MODALE

In Tabella 7.1 sono riportati i periodi propri di vibrare della struttura, considerando i primi tre modi, ottenuti nel modello a telaio e in quello agli elementi finiti.

MODI	PERIODI (s)	
	TELAIO EQUIVALENTE	ELEMENTI FINITI
1 MODO	0,138121547	0,1528678
2 MODO	0,129032258	0,14885161
3 MODO	0,110011001	0,13986014

Tabella 7.1 Confronto dei periodi propri di vibrare (primi tre modi) dei due modelli

I periodi propri di vibrazione del modello tridimensionale si differenziano da quelli ottenuti nella modellazione a telaio equivalente di una quantità circa pari, per ogni modo, a 0,02 sec: un risultato di questo tipo è del tutto ragionevole considerando le differenze sostanziali tra le due tipologie di modellazione e tra i codici di calcolo utilizzati. Si evince, pertanto, una discreta corrispondenza tra i risultati ottenuti nei due modelli, per quanto riguarda le caratteristiche dinamiche

della struttura. Corrispondenza che si riscontra anche nelle configurazioni deformate riportate nelle Figure 6.55-6.59: il primo modo definisce infatti uno spostamento prevalente in direzione Z, il secondo in direzione X, mentre il terzo torsionale, analogamente al modello a telaio equivalente.

7.2 ANALISI STATICA NON LINEARE

Come anticipato nel paragrafo 6.2.9, dal confronto delle curve di capacità dei due modelli, sono state individuate alcune divergenze tra i due software, principalmente nei valori degli spostamenti esibiti dalla struttura, corrispondenti ai vari step di carico orizzontale.

Infatti, mentre nel modello a telaio equivalente, come si evince dalla Figura 5.13, il ramo elastico della curva termina intorno ad un valore del taglio globale alla base di 5000 kN, corrispondente ad uno spostamento di 0,002 m, nel modello agli elementi finiti la struttura rimane in campo elastico fino ad un valore dello spostamento massimo pari 0,013 m, corrispondente ad una forza orizzontale di 5500 kN (Figure 6.60-6.61).

Nel modello agli elementi finiti, dopo una piccola variazione di rigidità (fino ad un valore del carico di 5500 kN), la struttura comincia ad andare in campo post-elastico, perdendo via via rigidità: si assume infatti che a questo livello di carico si formi la prima cerniera plastica, oltre la quale il comportamento della struttura comincia a non essere più lineare. Questo vuol dire che in alcune zone dell'edificio si è superato il limite elastico e si ha un comportamento localmente plastico, che si traduce in un comportamento globale post-elastico. Di conseguenza, aumentando le forze, man mano si formano altre cerniere plastiche, e quindi si riduce progressivamente la pendenza della curva, che comincia ad appiattirsi con una tangente via via sempre meno verticale. In altre parole, si è ridotta la rigidità globale dell'edificio nei confronti delle azioni orizzontali al crescere delle non linearità. Ad un certo punto si ha la formazione di un meccanismo labile: la tangente alla curva diventa pressoché orizzontale, per cui la struttura perde di rigidità e non è più in grado di sostenere ulteriori carichi.

Il valore del carico orizzontale ultimo risultante nel modello agli elementi finiti, dopo il quale la soluzione perde la convergenza, è circa pari a 8000 kN, mentre quello del modello a telaio equivalente di poco inferiore, ossia pari a 7500 kN. Se, però, a livello di forze, come già anticipato, i risultati ottenuti nel modello agli elementi finiti sono affini a quelli ricavati dal modello a telaio equivalente, a livello di spostamenti si registrano differenze importanti. Come si vede dalla Tabella 7.2, infatti, lo spostamento ultimo del modello agli elementi finiti risulta essere circa tre volte più grande, nel modello con le forze orizzontali positive, e quattro volte più grande, nel modello con le forze orizzontali negative, di quello del modello a telaio equivalente.

DATI	MODELLO A TELAIO	MODELLO FEM X+	MODELLO FEM X-
Spostamento al limite elastico (m)	0,002	0,013	0,013
Spostamento ultimo (m)	0,02	0,054	0,082
Forza al limite elastico (kN)	5000	5500	5500
Forza ultima (kN)	7500	8000	8000

Tabella 7.2 Confronto tra i valori di forza e spostamento, a limite elastico e ultimi, delle curve di capacità del modello a telaio e dei modelli FEM

La ragione di queste diversità va ricercata nelle scelte adottate, per la caratterizzazione del materiale, implementate nel software agli elementi finiti.

Come abbiamo visto, infatti, in merito alla modellazione agli elementi finiti della parete muraria nel paragrafo 6.1, per simulare analiticamente il comportamento anelastico della muratura, una buona strategia è stata quella di impiegare l'elemento finito isoparametrico a 8 nodi, denominato Solid65. Infatti, dal confronto con i risultati sperimentali, è risultata una buona corrispondenza tra i valori di forza e spostamento dei due modelli, con cui sono state costruite le curve di capacità. L'elemento Solid65, infatti, consente di definire il comportamento anelastico del materiale attraverso un legame sforzo-deformazione a compressione uniassiale (proprietà del materiale multilineare inelastico) a cui è possibile associare, come criterio di crisi, la fessurazione per trazione e lo schiacciamento per compressione. La definizione della superficie di rottura utilizzata per il materiale "concrete", associato al solo elemento Solid65, è un aspetto di fondamentale importanza per ottenere un modello al continuo della

muratura che meglio approssima il suo comportamento reale. Infatti, dal confronto tra le analisi numeriche effettuate utilizzando modelli di parete ad elementi finiti in campo non lineare, implementati nel codice Ansys, con i risultati sperimentali, si è potuto notare come, togliendo il criterio di rottura (modello 1 senza piastra), nonostante si ottenga ugualmente una curva di capacità, e quindi il programma consideri comunque la parte non lineare del materiale (definita dal legame sforzo-deformazione) l'elemento FEM esibisca degli spostamenti in campo non lineare, prima di arrivare all'instabilità, molto più grandi di quelli reali (Figura 6.23). Non andando infatti in crisi il materiale per fessurazione e/o schiacciamento, la soluzione riesce a convergere anche per valori di spostamento molto elevati in campo plastico.

L'elemento Solid65, richiede, però, per avere risultati accurati e quindi affidabili, una *mesh* rettangolare (mapped). L'utilizzo di una discretizzazione di questo tipo, in un modello articolato come quello della Rocca in esame, risulta, come già anticipato, molto complesso e oneroso. Pertanto, dovendo necessariamente eseguire una *mesh* tetraedrica, si è passati dall'elemento Solid65 al Solid187, particolarmente idoneo nel caso di *mesh* irregolari di questo tipo. Esso permette poi di descrivere, analogamente al Solid65, il comportamento non lineare del materiale attraverso una curva sforzo-deformazione. Non potendo però definire, con questa tipologia di elemento, il criterio di crisi utilizzato per il materiale "concrete", ci si è limitati a descrivere il comportamento anelastico del materiale attraverso il legame sforzo-deformazione. Pertanto, come si è visto nel modello 1 della parete senza piastra, sebbene in campo lineare si ottiene una buona corrispondenza nei risultati, in campo non lineare questa si perde, dal momento che il modello agli elementi finiti presenta una curva di capacità molto più lunga di quella sperimentale. Da ciò si può giustificare, in parte, la divergenza dei risultati, nell'ambito dell'analisi statica non lineare, tra il modello agli elementi finiti e quello a telaio equivalente.

8 CONCLUSIONI

Negli ultimi anni si sono moltiplicati gli strumenti che permettono di effettuare simulazioni ingegneristiche, estremamente utili in fase di progettazione, come la simulazione FEM. In una simulazione FEM si ha un prototipo virtuale, ovvero un modello geometrico, realizzato in un determinato materiale e con caratteristiche meccaniche note. Le analisi strutturali relative alla costruzione della Rocca sono state effettuate con modelli FEM in campo non lineare calibrati mediante analisi di sensibilità nei confronti di differenti parametri meccanici, sulla base di dati sperimentali relativi a test condotti a piccola scala, su una singola parete, in laboratorio.

Nel presente lavoro, con riferimento al reale caso studio della porzione sommitale della Rocca di Senigallia, sono state ricercate alcune problematiche collegate alla strategia di modellazione e al tipo di software utilizzati per il calcolo lineare e non lineare di una struttura in muratura. I programmi scelti, Ansys per gli elementi finiti e Aedes.PCM per il telaio equivalente, hanno condotto, in campo lineare, eseguendo un'analisi modale, a risultati piuttosto simili, mentre in campo non lineare, eseguendo un'analisi statica non lineare, al fine di analizzare il comportamento sotto sisma della costruzione, a risultati sensibilmente differenti in termini di spostamenti. Le differenze che hanno contraddistinto i risultati dei due software sono attribuibili alla differente scala di modellazione: Ansys modella la struttura come un continuo non lineare di elementi finiti, mentre in PCM la struttura è ottenuta dall'assemblaggio di macroelementi monodimensionali, con un numero limitato di gradi di libertà. Tuttavia, è necessario evidenziare come tali divergenze siano spesso dovute anche alla schematizzazione della struttura. Nel caso specifico di un modello a telaio, per esempio, la configurazione delle pareti influisce notevolmente sulla tipologia di discretizzazione. La restituzione di default spesso presenta alcune problematiche che richiedono un'adeguata conoscenza del problema e capacità di modellazione da parte del progettista, il quale deve intervenire criticamente sulle schematizzazioni proposte.

Diversamente, una modellazione agli elementi finiti risulta meno influenzata dalla geometria delle pareti. Tuttavia, in questo modello lo spostamento ultimo delle

curve di capacità è molto più grande, a causa delle difficoltà riscontrate nel poter definire il materiale della Rocca attraverso il criterio di rottura implementato nel software, mediante l'elemento Solid65. L'utilizzo di questa tipologia di elemento, e quindi del relativo criterio di crisi, conduce a problemi di convergenza più o meno rapidamente, per spostamenti molto più piccoli, che portano al termine l'analisi. Queste considerazioni si basano sulle indagini condotte a piccola scala sulla parete muraria, dalle quali si è potuto constatare come le divergenze fra i due modelli fossero attribuibili anche alla scelta di caratterizzazione delle proprietà non lineari del materiale all'interno del software agli elementi finiti.

La modellazione in Ansys, inoltre, risulta più onerosa sia in termini di sviluppo del modello che computazionale: sono state infatti eseguite molte analisi prima di ottenere dei risultati confrontabili. Inoltre, oltre ad essere notevolmente maggiori i tempi di modellazione, lo sono anche quelli di calcolo, che, per casi più complessi come quello della Rocca, sono arrivati anche a 5-6 ore (di contro Aedes.PCM nello svolgimento delle stesse analisi impiega qualche minuto). La lettura dei risultati, inoltre, non è sempre agevole e richiede quindi una particolare esperienza e competenza.

In definitiva, quindi, dal seguente lavoro di tesi emerge come una modellazione a telaio equivalente sia abbastanza idonea nel caso specifico di pareti semplici e regolari, risultando a volte persino preferibile data la semplicità di lettura dei risultati e il minor onere computazionale. Tuttavia, nei casi caratterizzati da una certa complessità, si preferisce una modellazione più precisa, ma anche complessa, quale quella agli elementi finiti. Per gli edifici in muratura non esiste quindi un unico modello di assoluta applicabilità e validità: il confronto tra i risultati dei due software ha messo in luce, infatti, l'importanza di un atteggiamento critico da parte del progettista nella scelta di un software piuttosto che di un altro. Questa può essere fatta solo con una buona conoscenza ed esperienza, sia nell'utilizzo dei singoli programmi di calcolo, che nell'individuazione del comportamento tipico di strutture in muratura.

BIBLIOGRAFIA

- I. Capozucca R., *“Teoria e Tecnica delle Strutture in Muratura”*, Pitagora Editrice Bologna.
- II. Capozucca R. *“Experimental response of historic brick masonry under biaxial loading”* (2017).
- III. Capozucca R., Magagnini E. *“Experimental response of masonry walls in-plane loading strengthened with GFRP strips”* (2019).
- IV. Capozucca R., Magagnini E. *“Modeling of historic brickwork walls strengthened with GFRP strips”*, DICEA, Polytechnic University of Marche, Ancona, Italy.
- V. Bhandari S., Shrestha J.K., Pradhan S., *“In plane Capacity of Multi-leaf Stone Masonry Walls”* (2019), Department of Civili Engineering, Institute of Engineering, Tribhuvan University
- VI. A. Meschini, E. Petrucci, *“Rappresentazione sincronica e ricostruzioni diacroniche della Rocca di Senigallia. Un approccio di conoscenza integrato”* (2018).
- VII. A. Meschini, E. Petrucci, A. Dall’Asta, G. Leoni, A. Zona, *“Integrated approach for Seismic Vulnerability analysis of historic massive defensive structures”* (2018), Scuola di Architettura e Design, Università di Camerino, Ascoli Piceno.
- VIII. Vallucci S., Quagliarini E., Lenci S., *“Costruzioni storiche in muratura. Vulnerabilità sismica e progettazione degli interventi”* (2018)
- IX. Regione Marche, Studio delle sorgenti sismogenetiche lungo la fascia costiera marchigiana:
Cap 4. Microzonazione sismica della fascia costiera del comune di Senigallia, aspetti geologici e geologico-tecnici.
Cap 5. Caratterizzazione dinamica dei terreni di Senigallia e analisi della risposta sismica locale.
- X. Tomažević, M., *“Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings”*, (1999), Series in innovation in structures and construction, vol.1, Imperial College Press, London.

- XI. P.B. Shing, M. Schuller and V.S. Hoskere, *“In-plane resistance of reinforced masonry shear walls”* (1990), ASCE, New York.
- XII. T. Tassios, *“Behaviour of walls including infilled frames under cyclic loading”* (1984), International Council for Building and Documentation, Warsaw.
- XIII. M. Wakabayashi and T. Nakamura, *“Reinforcing principle and seismic resistance of brick masonry walls”* (1984), vol. 5.
- XIV. Penna A., Resemini, S., Galasco A., Lagomarsino S., 2004. *“Non-linear seismic analysis of masonry structures”*, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, BC, Canada.
- XV. Albanesi T., Nuti C., *“Dispensa su Analisi Statica non Lineare (Pushover)”* (2007), Dipartimento di strutture, Università degli Studi Roma Tre.
- XVI. A. M. Avossa, G. Di Lauro, P. Famigliuolo, P. Malangone, *“Analisi prestazionale di edifici in muratura soggetti a sisma”*, Seconda Università di Napoli – Dipartimento di Ingegneria Civile, Aversa.
- XVII. Calderoni B., Cordasco E., Sandoli A., Onostri V., Tortoriello G., *“Problematiche di modellazione strutturale di edifici in muratura esistenti soggetti ad azioni sismiche in relazione all’utilizzo di software commerciali”*, (2015), Atti del “XVI Convegno ANIDIS”, L’Aquila, 2015.
- XVIII. Norme Tecniche delle Costruzioni, NTC 2018
- XIX. AEDES, Teoria Programma PCM.
- XX. ANSYS Inc 2019, *“Mechanical APDL 19.2 manual”* (2019).