



UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE

FACOLTA' DI INGEGNERIA

Corso di Laurea triennale **EDILE**

**Comportamento di edifici storici in muratura: analisi
di parte della Rocca di Senigallia**

**Behavior of historic masonry buildings: analysis of
part of the Rocca di Senigallia**

Relatore: Chiar.mo

Prof. **Roberto Capozucca**

Correlatore:

Ing. **Erica Magagnini**

Tesi di Laurea di:

Alessio Mazzarini

A.A. 2019 / 2020

Sommaio

Premessa	3
Capitolo 1 – Problematiche edifici storici in muratura	5
1.1 - Regola dell'arte.....	6
1.1.1 - Paramento Murario	6
1.1.2 - Concezione scatolare	12
Capitolo 2 - Analisi storico-critica e architettonica.....	17
2.1 - Storia	17
2.2 - Rilievo	21
Capitolo 3 – Modellazione e operatività del programma PCM.....	40
3.1 - Indagini in situ	40
3.2 – Vita Nominale, Classe D'Uso e Periodo di Riferimento	45
3.3 – Azioni sulla costruzione	46
3.3.1 – Combinazione delle azioni	46
3.3.2 – Analisi dei carichi.....	46
3.4 – Valutazione della sicurezza	49
Capitolo 4 – Analisi e risultati della modellazione.....	50
4.1 – Aspetti generali.....	50
4.2 – Classificazione degli elementi strutturali	57
4.3 – Valutazione dell'idoneità statica finalizzata all'analisi sismica.....	57
4.4 – Analisi modale	63
4.5 – Valutazione della vulnerabilità sismica	67
4.5.1 – Verifica di vulnerabilità sismica	69
4.6 – Vulnerabilità sismica globale.....	71
Conclusioni.....	72
Bibliografia	75

Premessa

In Italia il naturale ed inevitabile ripetersi di eventi sismici pone il patrimonio edilizio in una condizione di elevato degrado potenziale.

I terremoti che hanno colpito il territorio italiano negli ultimi anni hanno scosso i nostri animi e la sicurezza che ritrovavamo nella nostra casa. Ci ha ricordato quanto vulnerabili siamo dinnanzi alla natura, come essa comanda e come noi dobbiamo rispettarla imparando a convivere con essa.

L'ingegneria sismica non nasce con lo scopo di annullare o attenuare un evento sismico poiché tale scopo risulta impossibile, data la sua natura, ma di ridurre i suoi effetti su persone e cose.

La conservazione degli edifici in Italia significa quindi soprattutto il miglioramento sismico in funzione preventiva o di riparazione.

Gli effetti dei terremoti recenti hanno portato danni maggiori specialmente negli edifici storici, costruiti con tecniche e materiali non sufficientemente adeguati a garantire per tali edifici un buon comportamento sismico.

Gli edifici più vulnerabili sotto sisma risultano gli edifici in muratura a causa delle caratteristiche meccaniche del materiale con cui sono realizzate, ad esempio la scarsa resistenza a trazione (quasi nulla) e la bassa duttilità che esplicano.

Agli edifici in muratura appartengono la maggior parte degli edifici storici, importantissimi per il patrimonio culturale e architettonico italiano. Essi sono sede di importanti musei, luoghi di culto, abitazioni, edifici pubblici. Luoghi da conservare e tramandare ai posteri.

Una parte degli edifici storici in muratura sono edifici pubblici, con un ruolo importante all'interno della comunità, essi svolgono compiti di tutela, gestione del territorio, istruzione, sanità; luoghi importanti per le prime cure mediche e di coordinamento delle attività post sisma; la loro integrità e operatività deve essere garantita e mantenuta successivamente ad un evento sismico, in quanto esse svolgono un ruolo di primaria importanza per le attività di soccorso.

Nel seguente lavoro di tesi è stata studiata la vulnerabilità sismica di una porzione di fabbricato della Rocca Roveresca di Senigallia, 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.

Attualmente, l'edificio ospita il Museo dei Centri Storici delle Marche e Centro di Ricerche e Documentazione. Nasce quindi l'esigenza di conservare e fruire degli spazi nella loro naturale sistemazione monumentale rivestendo un ruolo di documento della storia della città, della famiglia Della Rovere e di se stessa.

Nel lavoro di tesi che seguirà, si sono svolte le analisi che hanno portato alla valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio nell'attuale configurazione (analisi pushover).

Prima di procedere allo studio dell'edificio, si è effettuato uno studio sulla storia della Rocca, sulle caratteristiche meccaniche degli elementi in muratura, sulle caratteristiche del sito di riferimento per determinare la risposta sismica locale; le modalità di analisi (lineari e non lineare, statiche) con i possibili modelli utilizzabili (telaio equivalente o ad elementi finiti), ed infine le modalità di verifica dei maschi e delle fasce murarie (taglio e pressoflessione).

I risultati ottenuti faranno da base per uno studio più approfondito di eventuali cinematismi che si possono innescare nella struttura a seguito di azioni orizzontali date dal sisma e di possibili interventi da applicare per prevenire tali effetti.

Capitolo 1 – Problematiche edifici storici in muratura

L'edificio in muratura deve essere concepito e realizzato come un assemblaggio tridimensionale di muri e solai che possano garantire un comportamento detto scatolare. Questo conferisce una opportuna stabilità e robustezza del complesso sistema edifico, 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, questi sono impegnati da azioni normali, date dal peso proprio e dai sovraccarichi nel piano medio, e da azioni agenti nel piano medio legate alla funzione di distribuzione delle forze orizzontali;
- Muri portanti, sono 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.

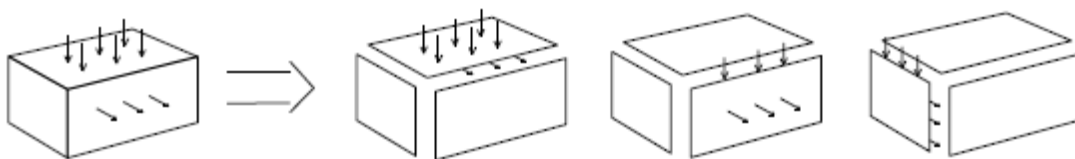


Fig. 1 – Concezione scatolare

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 molto 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.

1.1 - Regola dell'arte

È bene tenere a mente una serie di regole da ricercare nei nostri edifici in muratura per poterne definire le qualità strutturali e prestazionali che vanno sotto il nome di “regola dell'arte”. Queste sono un insieme di principi costruttivi pratici a carattere empirico tramandati nel corso della storia.

1.1.1 - Paramento Murario

Una particolare rilevanza di queste regole riguarda la realizzazione del paramento murario e di come questo è organizzato nella posa in opera.

Prima di tutto si tiene in considerazione la dimensione dei blocchi. Questi devono essere omogenei e adeguati al tipo di funzione da svolgere, e la loro forma quanto più possibile squadrata, in modo da permettere una maggiore superficie di contatto tra gli elementi che compongono il paramento murario.

Questo non basta poiché, per potergli permettere un buon comportamento sotto le azioni e i carichi agenti, ci sono altre accortezze da dover adottare. Nella concezione del paramento è fondamentale prevedere uno sfalsamento dei giunti verticali che garantisca, sotto l'azione di carichi verticali, la cooperazione di una quantità maggiore di blocchi e la maggiore stabilità contro gli effetti del secondo ordine dati da carichi eccentrici, dove la snellezza la fa da padrona. In questi casi si riscontra un grandissimo problema per il paramento poiché la sua capacità di resistere agli sforzi di trazione è considerata molto bassa e aleatoria, perciò trascurabile.

Il paramento murario deve lavorare sotto l'azione più congeniale per le sue caratteristiche fisiche, ovvero a compressione. Questa azione è generalmente legata ai carichi verticali propri del paramento o indotti da altri sistemi connessi. Ci si affida così alla realizzazione di filari orizzontali con, all'interno, la presenza di diatoni come collegamento interno alla sezione muraria. Questi sono elementi trasversali al piano della parete che possono passare completamente o parzialmente il suo spessore.

Inoltre, per scongiurare effetti localizzati delle sollecitazioni vi è la necessità di allargare la base di appoggio per avere una corretta ripartizione del carico.

Seguendo questo concetto, più un paramento murario è di elevate dimensioni, più questo contribuirà alla resistenza della struttura. Nel caso di forze orizzontali date dal sisma ci si riferisce alla legge di Newton dove $F = m \cdot a$, secondo la quale la forza è direttamente proporzionale alla massa che la genera. Perciò più il paramento è pesante, più alta sarà l'azione sismica orizzontale sullo stesso, che però sarà assorbita dalla maggiore rigidità e resistenza dello stesso. Questo secondo il principio delle resistenze passive che sfruttano i carichi verticali per assorbire quelli orizzontali.

Un carattere di fondamentale importanza da tenere in considerazione per valutare il comportamento del paramento murario è il confezionamento dello stesso e la qualità dei materiali collaboranti impiegati.

La muratura è un materiale composito ottenuto mediante la sovrapposizione di elementi resistenti, come pietre naturali o squadrate, blocchi artificiali, e il più delle volte a regolarizzare le superfici di contatto fra di essi viene interposta una malta generalmente di calce o cementizia.

Prendendo come riferimento una muratura composta da elementi laterizi e malta possiamo affermare che entrambi i materiali presentano una resistenza a compressione maggiore rispetto a quella a trazione. Le tensioni di rottura e il modulo elastico sono maggiori nel laterizio nonostante il suo comportamento di tipo fragile rispetto a quello della malta che è del tipo duttile. Questa presenta una grande fase di deformazione plastica sotto carico costante denominata fluage, tanto maggiore quanto è più bassa la resistenza a compressione.

Non è facile quantificare queste proprietà dei materiali vista la grande variabilità delle caratteristiche sia delle malte che dei laterizi in quanto dipendono sia dai materiali naturali di cui sono composti che dalla modalità di confezione.

Qualitativamente il comportamento di una muratura è molto simile rispetto a quello dei suoi componenti ma sono diversi i fattori che ne influenzano le caratteristiche meccaniche come la geometria e la resistenza dei mattoni, la resistenza della malta e le caratteristiche deformative dei mattoni e della malta.

Inoltre, a condizionare il comportamento si aggiungono: lo spessore dei giunti, la capacità di assorbimento dei mattoni, la capacità di ritenzione d'acqua delle malte e l'aderenza tra le interfacce mattone-malta.

1.1.1.1 - Comportamento compressione assiale

Una muratura sottoposta a compressione assiale normale ai letti di malta arriva ad uno stato di crisi che non coincide con quello della malta, questo perché il comportamento deformativo tra malta e mattone è diverso. La malta ha un basso modulo elastico, perciò avrà una deformazione maggiore in z rispetto al laterizio e tenderà ad espandersi lateralmente in misura maggiore, pertanto nel laterizio nasceranno tensioni di trazione. Una crisi sotto questo tipo di azione si manifesta con lo sviluppo di fessure di trazione parallele all'asse di carico, per valori dei carichi inferiori alla resistenza a compressione monoassiale del laterizio. Le tensioni principali di trazione risulteranno così avere valori maggiori che non nella prova sul singolo mattone.

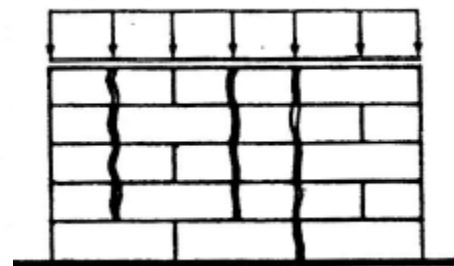
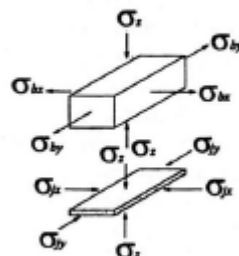
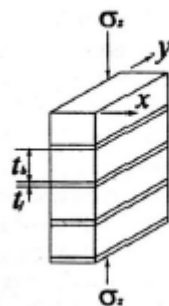
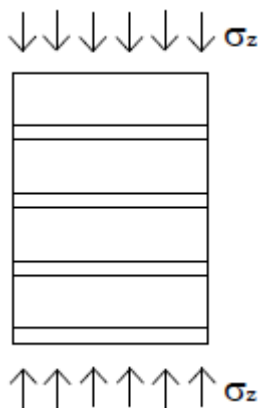


Fig. 2 – Concezione della muratura

Fig. 3 – Crisi per compressione monoassiale

Parallelamente la rottura avverrà per valori superiori ai limiti di resistenza a compressione monoassiale della malta, dove le tensioni principali nella malta saranno tutte del tipo a compressione per effetto cerchiante della muratura.

In definitiva, la resistenza a compressione della muratura in mattoni è di solito notevolmente inferiore alla resistenza nominale a compressione dei mattoni mentre è molto più grande della resistenza cubica della malta. Essa tende ad aumentare con la resistenza della malta e con la resistenza degli elementi, mentre diminuisce all'aumentare dello spessore dei giunti, tanto più quanto è scarsa la qualità della malta.

1.1.1.2 – Comportamento trazione

Nei riguardi invece del comportamento a trazione, una crisi della muratura è determinata dalla rottura dei giunti per una possibile frattura all'interno del giunto e/o dalla decoesione all'interfaccia elemento-malta. La resistenza a trazione della malta è molto bassa ed è estremamente aleatoria a causa di un incompleto riempimento dei giunti e dalla capacità di assorbimento dell'acqua di impasto da parte degli elementi, dove una bassa idratazione del legante comporta una bassa resistenza all'interfaccia. Per questo motivo viene solitamente trascurata nei calcoli ma è fondamentale per la distribuzione dei carichi e per la resistenza a flessione fuori piano.

1.1.1.3 - Carichi Biassiali

La resistenza della muratura è generalmente riferita ad alcuni casi di sollecitazione considerati indipendenti tra loro, si parla di resistenza a compressione, a trazione, a taglio, come se si trattasse di diverse capacità di resistenza. Nella realtà le murature sono sottoposte a condizioni di carico spesso combinate, cioè sottoposta a tensioni normali, parallele e/o perpendicolari ai giunti di malta, e tensioni tangenziali dirette secondo i giunti.

Per una migliore comprensione del comportamento del materiale, la resistenza della muratura andrebbe valutata almeno per stati di tensione biassiale in termini di tensioni principali che agiscono lungo i piani principali. Definite le tensioni principali, che indicano i limiti di resistenza del materiale, e definito il criterio di resistenza per la muratura è possibile costruire la curva limite di rottura. Un criterio di riferimento che possa rappresentare le possibili condizioni di rottura di un materiale è quello di Mohr-Coulomb: $\tau_R = \tau_0 + \sigma_R \times \tan \varphi$ in cui la resistenza al taglio τ_R disponibile su un piano di possibile scorrimento, è una funzione della tensione normale σ_R agente su tale piano e delle caratteristiche del materiale τ_0 e φ , rispettivamente, coesione ed angolo di attrito.

È importante tenere in considerazione la natura della muratura reale come un materiale disomogeneo, per la differenza di comportamento da punto a punto, anisotropo, per la differenza di comportamento nelle diverse direzioni, asimmetrico,

per il comportamento compressione-trazione, e non lineare, per il legame tra sforzi-deformazioni.

Le modalità di rottura del pannello murario sottoposto a compressione e taglio dipendono sia dalle dimensioni che dalla natura dei materiali impiegati, oltre che dal valore di carico a compressione applicato.

È possibile distinguere differenti tipologie di rottura di un pannello:

- Rottura flessionale, nei pannelli con rapporti altezza/lunghezza maggiore di 2;
- Rottura per scorrimento, nel giunto di malta del pannello rispetto alla superficie d'appoggio o rispetto ad una parte del pannello stesso;
- Rottura per taglio, con fessure inclinate per pareti con valori del rapporto $H/L \leq 1$.

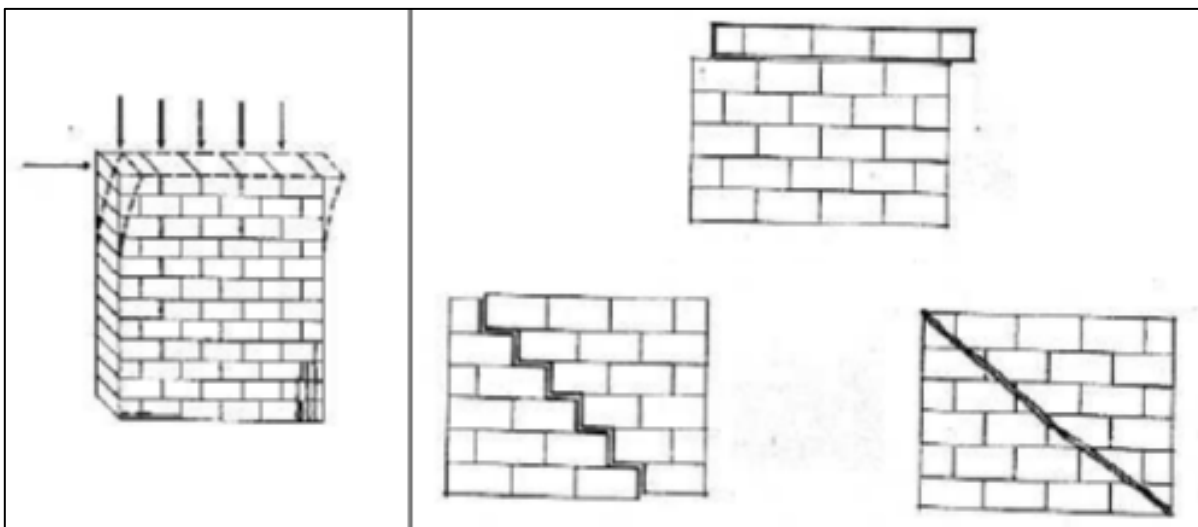


Fig. 4 – Collasso per Flessione e Taglio

Nella rottura per taglio, per bassi valori della tensione di compressione, la fessurazione si genera diagonalmente con un andamento a gradino lungo le linee di contatto mattone-malta, con una inclinazione di circa 45° , interessando in alcuni punti i mattoni con una resistenza più bassa. All'aumentare delle tensioni di compressione l'inclinazione delle fessurazioni è minore dei 45° rispetto alla verticale ed attraversa sia i letti di malta che i mattoni.

Per lo studio del comportamento delle murature storiche in laterizio non rinforzate sotto carichi biassiali, dove quindi sono contemporaneamente sottoposte a compressione verticale e forza di scorrimento assiale, il modo migliore è quello di perseguirlo mediante prove sperimentali. La resistenza della muratura sotto questo tipo di sollecitazioni garantisce la sicurezza del muro e dell'intero edificio sottoposto al peso proprio e ai carichi orizzontali.

Le indagini e i risultati sperimentali ottenuti sulle murature storiche in laterizio sono stati ottenuti da test effettuati su pacchetti di muratura, provini di tipo tripletta e pareti costruite con mattoni pieni storici in scala 1/3, che sono poi stati confrontati con i risultati sperimentali ottenuti con i dati dell'analisi agli elementi finiti.

La risposta delle murature storiche sottoposte a carico biassiale di compressione e compressione-taglio è soprattutto influenzata dall'angolo di sollecitazione e dai giunti di malta. La risposta effettiva è paragonabile a quella ortotropica del materiale.

Confrontando i risultati sperimentali sui pacchetti di muratura storica con quelli ottenuti tramite la teoria di Coulomb-Mohr è possibile affermare che questa sottovaluta la resistenza a compressione biassiale della muratura storica non armata.

Infine, la capacità di resistenza delle pareti trasversali negli edifici storici comuni in muratura può essere correttamente descritta dalla linea retta di Coulomb, che si ottiene tramite i risultati di prove sperimentali effettuate sui provini di tipo tripletta per precompressione inferiore al 0,5 N/mm².

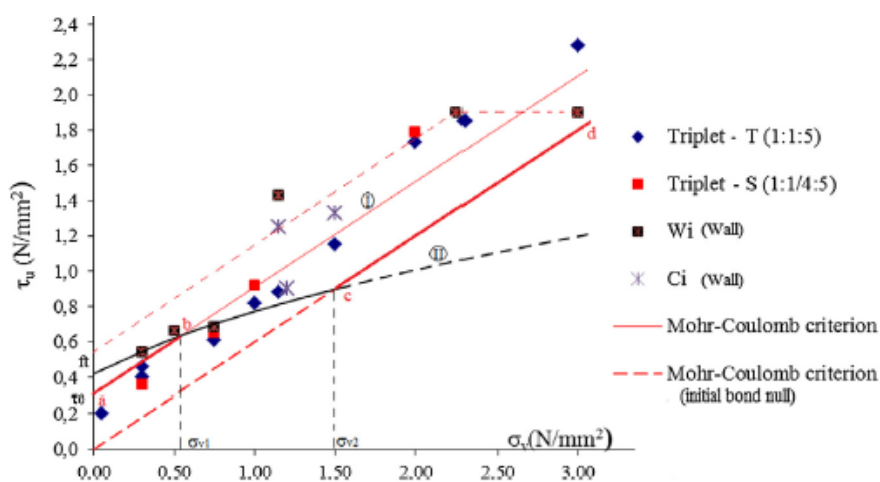


Fig. 5 – Risultati sperimentali dello sforzo ultimo di taglio contro i valori di precompressione, e comparazione con i criteri di fallimento del taglio-compressione

1.1.2 - Concezione scatolare

Il comportamento globale della struttura nei confronti dell'azione sismica è fortemente influenzato dal grado di connessione presente tra gli elementi strutturali, ancor prima che dalle loro caratteristiche.

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 tutte le pareti siano in buona misura compresse poiché all'aumentare della compressione aumenta contro queste sollecitazioni.

È bene inoltre cercare di contenerle il più possibile definendo delle limitate dimensioni delle pareti che devono essere 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, disponendo di maggiore rigidità e resistenza. Così facendo le azioni ortogonali al piano della parete inducono sollecitazioni taglianti 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 rigidezza 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.

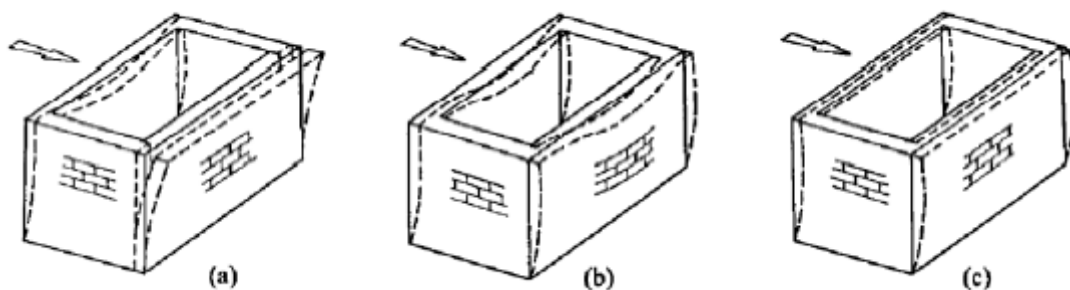


Fig. 6 – Risposta edificio al tipo di ammorsamento

Nel caso (a), in presenza di ammorsamenti scarsi o assenti, le pareti ortogonali alla direzione del sisma si trovano ad essere sollecitate da forze orizzontali e 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 ammorsati tra loro ma la flessibilità di quest'ultimo scarica l'azione sismica nel 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 ammorsamenti 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 aiutate da quelle adiacenti grazie al buon grado di vincolo.

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 per questo lavoro.

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 rigidezza degli stessi. Il baricentro delle forze di taglio è il centro di rigidezza (R).

Gli edifici nei quali il centro delle masse non coincide con il centro delle rigidezze, 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 i due casi:

- il sistema ha due assi di simmetria e il centro di massa coincidente con il centro di rigidezza;
- il sistema non è simmetrico e il centro di massa non coincide con il centro di rigidezza.

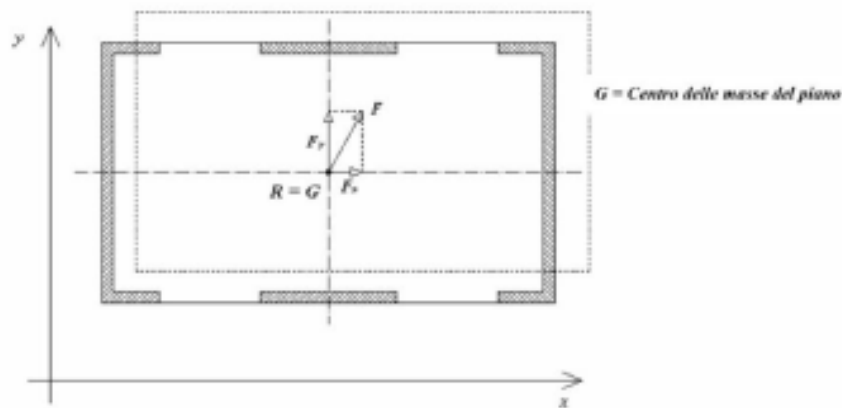


Fig. 7 - Sistema spaziale di controventamento geometricamente simmetrico in pianta

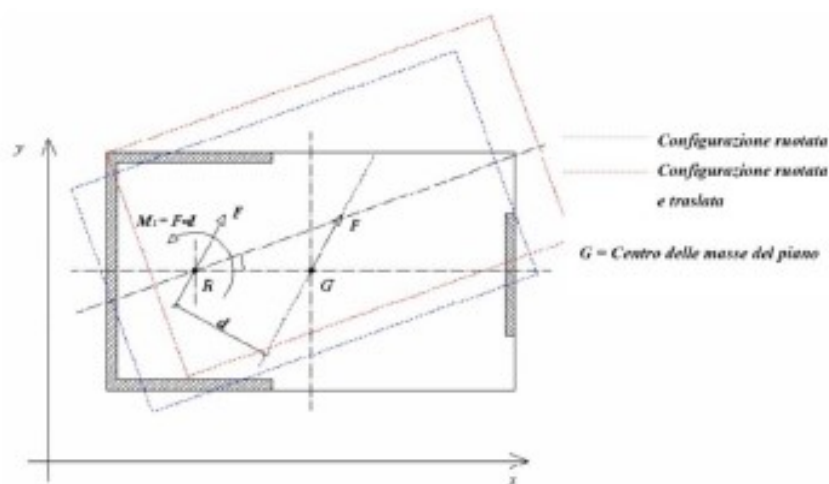


Fig. 8 - Sistema spaziale di controventamento geometricamente asimmetrico in pianta

Nel primo caso, con riferimento alla *figura 7*, 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 nelle componenti lungo le due direzioni principali in pianta x ed 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 8*, 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 eccessivi.

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 Mt 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.

È interessante notare che, quando si suppone che tutti gli elementi resistenti alle forze orizzontali abbiano raggiunto ognuno il proprio limite di resistenza, le forze risultano distribuite tra gli elementi della struttura secondo le resistenze e non secondo le rigidità. Per questo motivo conviene considerare un centro di resistenza piuttosto che un centro di rigidità e valutare gli effetti torsionali in funzione della sua collocazione rispetto al centro di massa.

Ciò suggerisce, pur se non richiesto in modo esplicito nelle norme, di verificare in una struttura anche la posizione del centro di resistenza. 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. Infatti, la realizzazione del comportamento scatolare fa sì che per l'edificio si possa definire una vulnerabilità globale.

In conclusione, si può affermare che con la realizzazione del comportamento scatolare si possa 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.

Capitolo 2 - Analisi storico-critica e architettonica

L'analisi seguente intende ricostruire l'evoluzione storica e architettonica della Rocca Roveresca di Senigallia sulla base degli avvenimenti che si sono susseguiti nel corso del tempo.

2.1 - Storia

La Rocca rappresenta un sistema di difesa di piccole dimensioni, tipico della costa mediterranea del centro Italia. 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.

Conducendo delle indagini storiche si è potuti risalire a sei fasi evolutive della Rocca, 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, proveniente dal Monte di Pesaro, sulla parete nord del cortile e da altri conci di pietra calcarea lavorati a bugnato e montati in opera pseudoisodoma, che facevano probabilmente parte di una primitiva torre di difesa.

Phase 1: Roman Period

1 ■

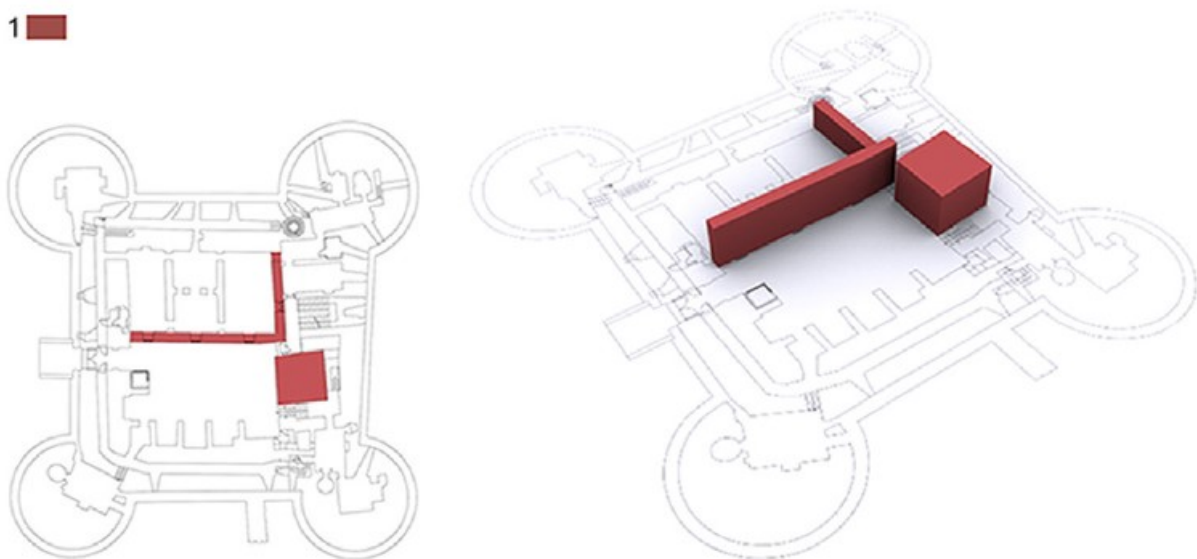


Fig. 9 – Ricostruzione della fase evolutiva della Rocca Roveresca dopo le indagini storiche

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 ■

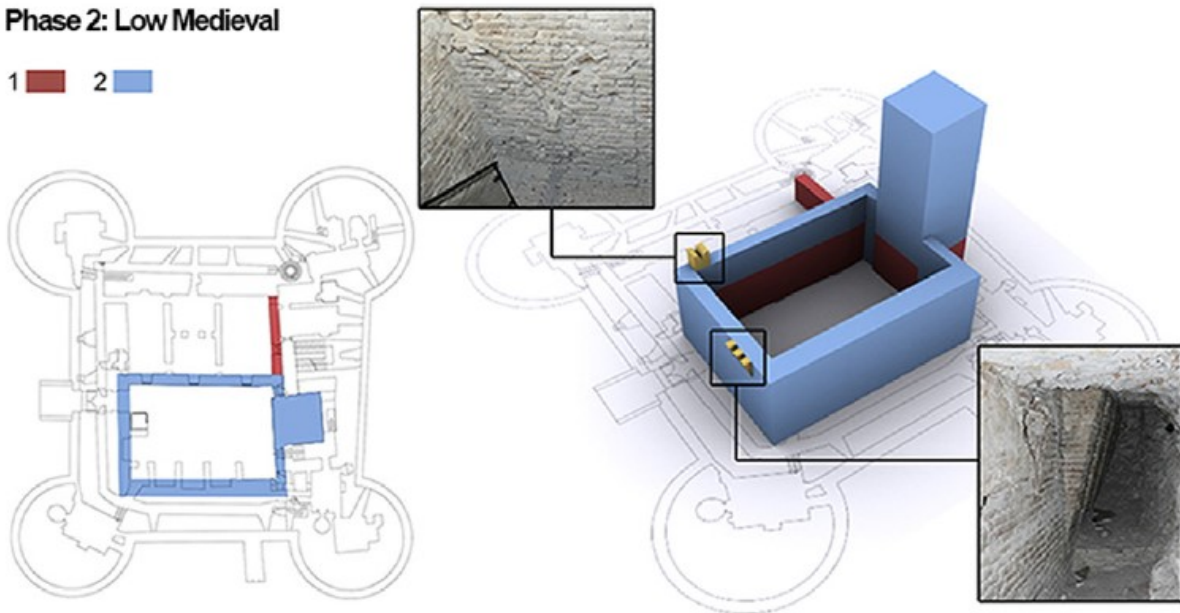


Fig. 10 – Ricostruzione della fase evolutiva della Rocca Roveresca dopo le indagini storiche

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 ■

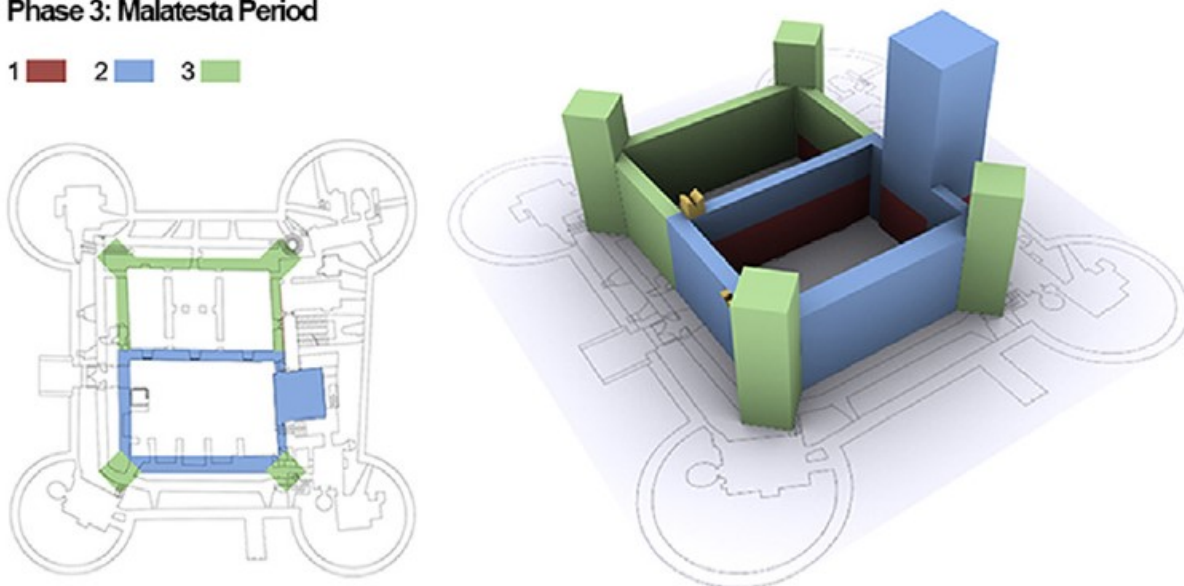


Fig. 11 – Ricostruzione della fase evolutiva della Rocca Roveresca dopo le indagini storiche

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 ■

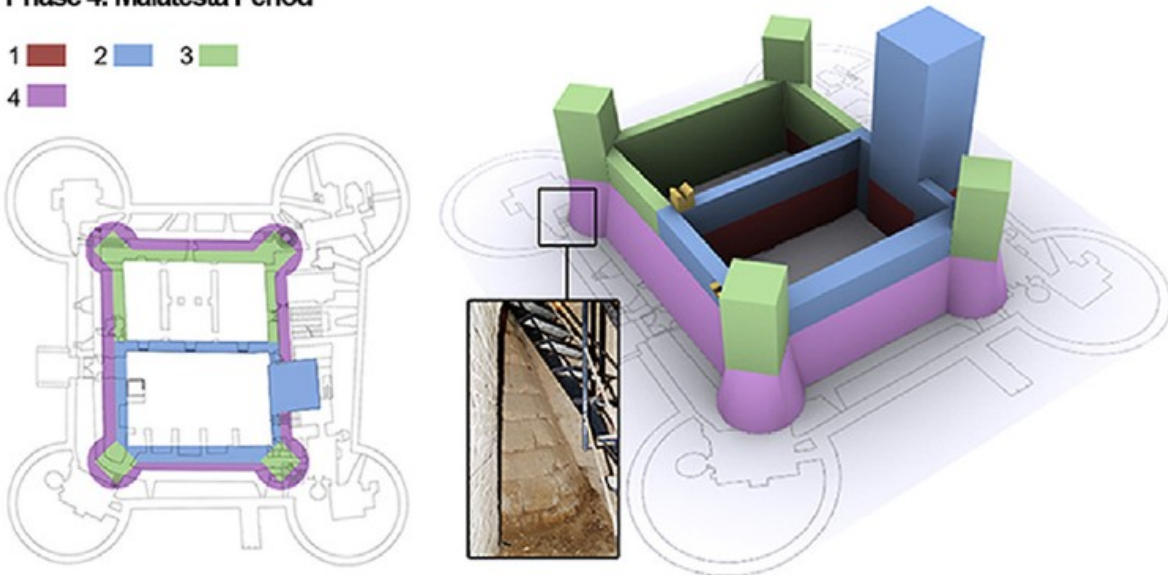


Fig. 12 – Ricostruzione della fase evolutiva della Rocca Roveresca dopo le indagini storiche

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 ■

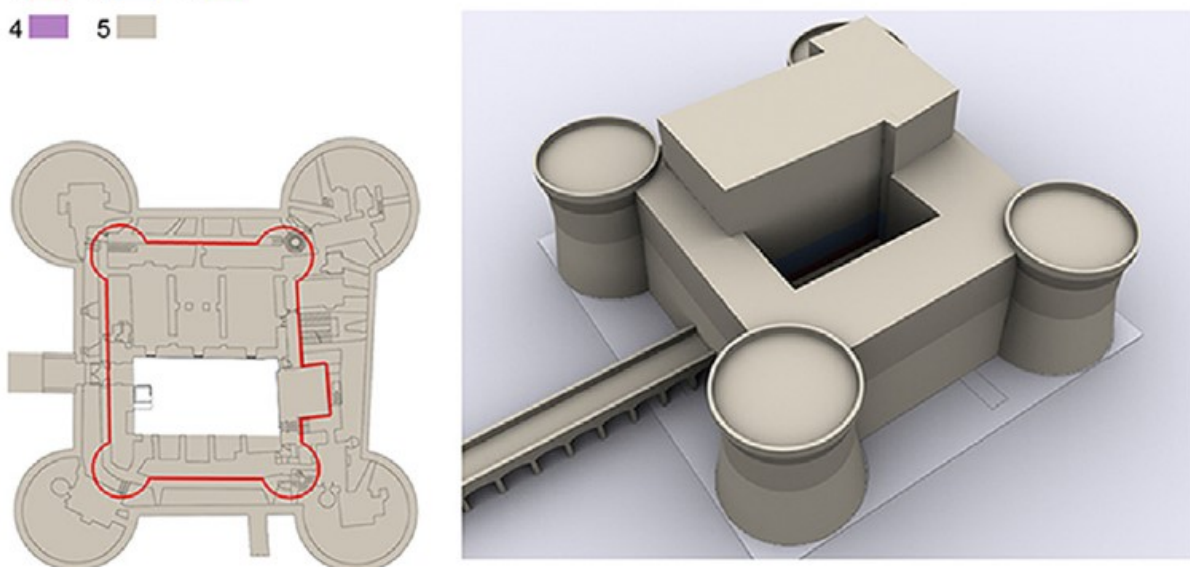


Fig. 13 – Ricostruzione della fase evolutiva della Rocca Roveresca dopo le indagini storiche

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 

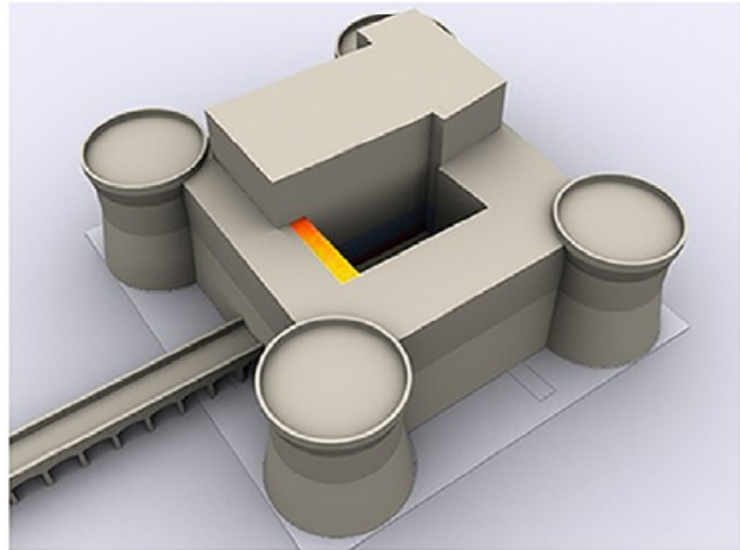


Fig. 14 – Ricostruzione della fase evolutiva della Rocca Roveresca dopo le indagini storiche

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.

Nelle epoche successive la Rocca ha subito ulteriori adeguamenti e ristrutturazioni per lo svolgimento della funzione sociale più congeniale ai diversi periodi. Nella seconda parte del XIX secolo assolse la funzione di prigione, passando poi a quella di orfanotrofio fino ad arrivare, in epoca più recente, ad essere un punto di riferimento storico e culturale della città come museo sotto la Direzione Regionale Musei Marche.

Gli ultimi eventi significativi che hanno interessato la Rocca riguardano i forti terremoti avvenuti uno nel 1897 del VI grado e l'altro il 30 Ottobre del 1930 della VIII-IX scala Mercalli.

2.2 - Rilievo

Per poter comprendere al meglio lo stato di fatto della fortezza sono state elaborate delle nuove di punti 3D tramite l'utilizzo della tecnologia laser-scanner, durante la fase di rilievo, che hanno permesso di acquisire, in tempi brevi, quante più informazioni possibili delle varie parti che la compongono.

Questo ha così garantito di conoscere e definire degli aspetti della costruzione, a noi molto importanti per poterne verificare la vulnerabilità sismica, quali: spessori dei solai e sistemi voltati, quote altimetriche, posizione e forma di nicchie, cavità e aperture, l'allineamento o meno delle pareti e lo spessore dei muri di spina e dei maschi murari.

Il nostro studio della campagna di rilievo svolta sulla Rocca si limiterà alla porzione del palazzo interno che si erge dall'estradosso della cinta muraria sino in copertura. Per avere una più chiara idea degli spazi interni ed esterni ci basiamo inizialmente sulla documentazione fotografica a disposizione.

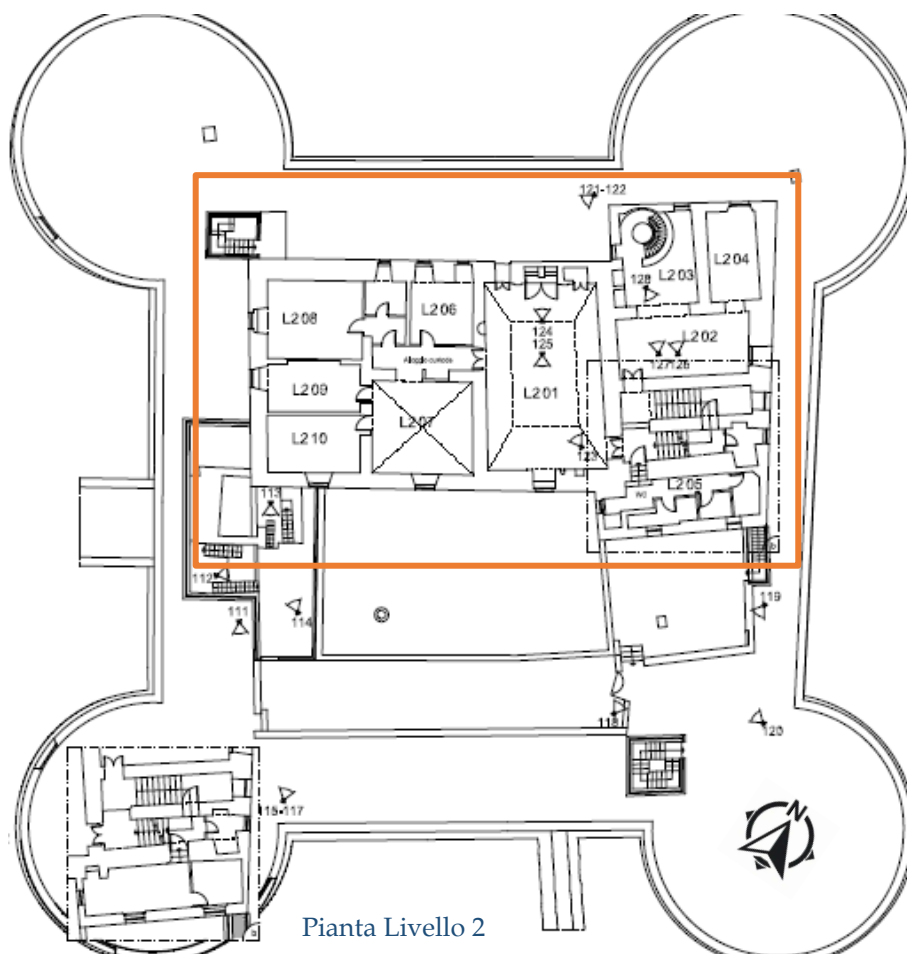




Foto 116



Foto 121



Foto 123



Foto 125

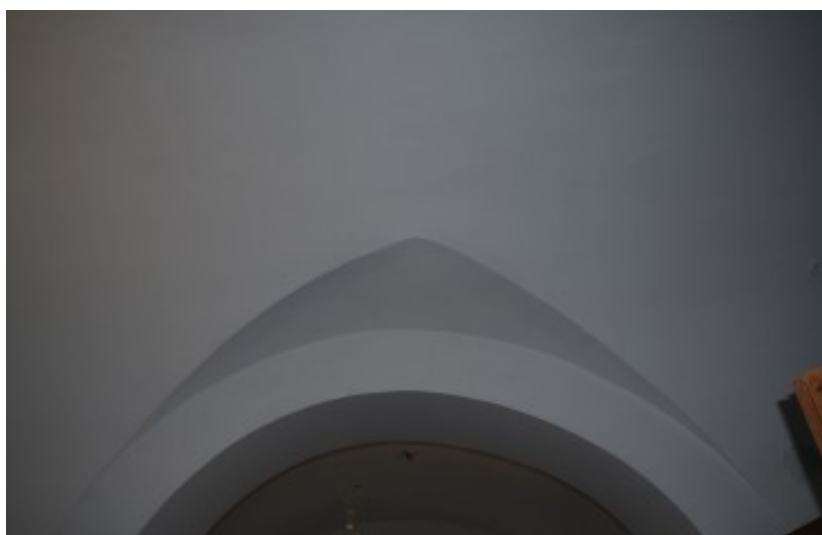


Foto 126



Foto 127

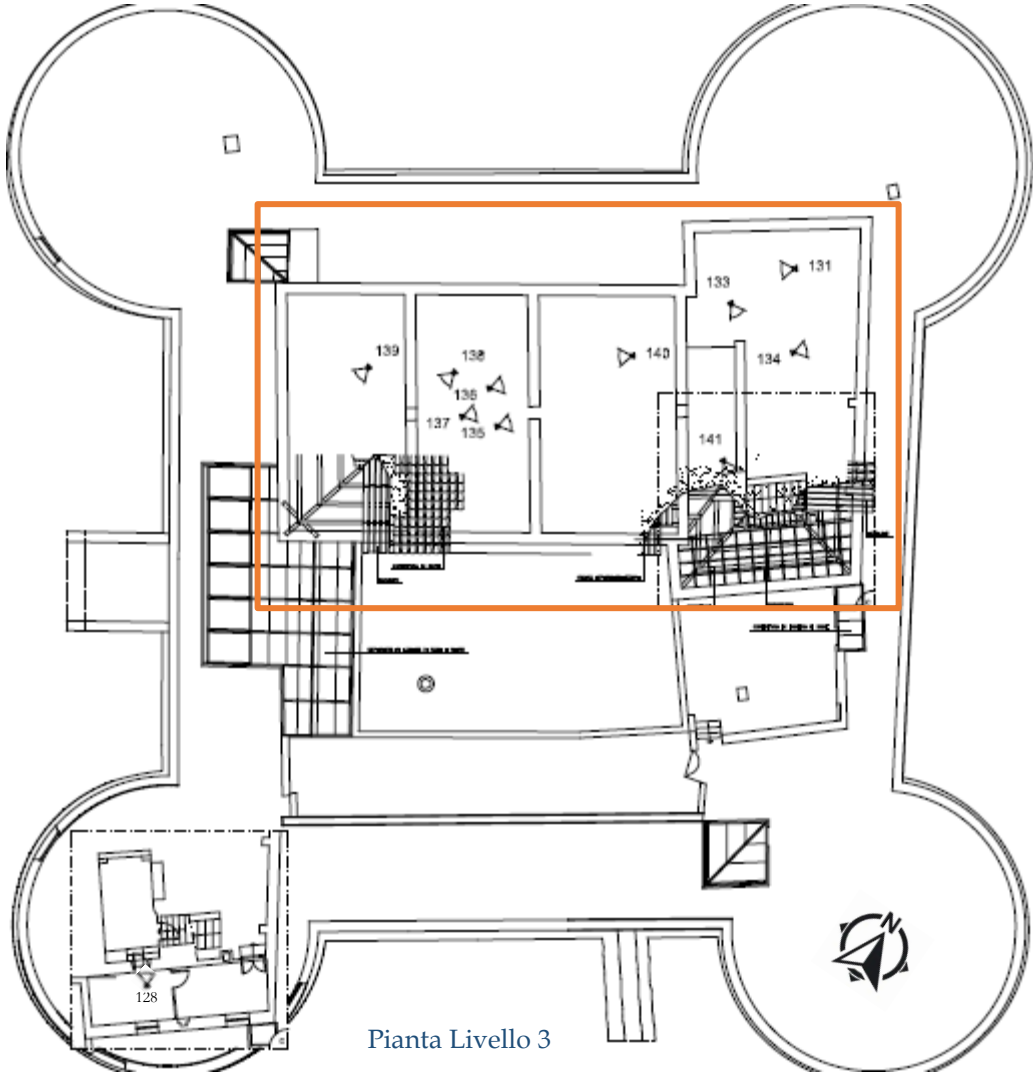


Foto 132



Foto 128



Foto 134



Foto 136



Foto 137



Foto 140



Foto 141

Iniziamo con il fare una prima considerazione sulla conformazione a T dell'edificio a murature portanti.

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 tensione indesiderate per le strutture in muratura.

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 rigidità nelle due direzioni principali e una buona duttilità del sistema.

Un ulteriore problema lo troviamo con la presenza del vano scala nella parte a nord che crea un'ulteriore distribuzione asimmetrica della rigidità nel piano.

Numerosi maschi murari hanno il pregio di avere una distribuzione continua in altezza dalla fondazione alla copertura. Ciò permette di portare i carichi verticali direttamente al terreno e di mantenere costante nei piani la distribuzione delle masse.

Nonostante le recenti ristrutturazioni, non sono stati previsti interventi atti al miglioramento del grado di ammassamento delle murature portanti che perciò si considerano di buona fattura, mentre invece si è cercato di ridurre la snellezza di determinati maschi murari, specialmente quelli che sottostavano a forze di spinta obliqua date dai sistemi voltati di solaio.

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

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. 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.

La descrizione di dettaglio di ogni singolo vano, comprendente il codice identificativo, la rappresentazione in pianta, le sezioni necessarie a ricostruire la geometria delle volte, le caratteristiche delle murature, la presenza di intonaci e la documentazione fotografica sono organizzate in elaborati grafici.

Ispezionabilità della tessitura muraria

I	Ispezionabile
PI	Parzialmente Ispezionabile
NI	Non ispezionabile

Morfologia elemento strutturale

PIL	Pilastro
SC	Setto Continuo

Tipologia della tessitura (codici scheda Aedes)

C1: PIETRA SQUADRATA

Muratura costituita da pietre squadrate di forme prestabilite. La regolarità degli elementi esclude la tessitura disordinata.

C2: MATTONI

Muratura costituita da elementi laterizi che per la loro regolarità escludono la tessitura disordinata con presenza del riempimento da verificare.

Tipologia finiture

IN	Intonaco
SV	Struttura a vista

LIVELLO 2

Denominazione vano	Ispezionabilità della tessitura	Morfologia elemento strutturale	Tipologia della Tessitura	Tipologia finiture	Elementi di pregio storico o artistico
L2 01	PI	SC	C2	IN	Comici in pietra, nicchi con dipinto parietale
L2 02	PI	SC	C2	IN	-
L2 03	PI	SC	C2	IN	-
L2 04	PI	SC	C2	IN	-
L2 05	PI	SC	C2	IN	-
L2 06	PI	SC	C2	IN	-
L2 07	PI	SC	C2	IN	-
L2 08	PI	SC	C2	IN	-
L2 09	PI	SC	C2	IN	-
L2 10	PI	SC	C2	IN	-

Per permettere una contestualizzazione efficace delle manifestazioni di degrado strutturale e materico si riporta, a seguire, una schedatura sintetica con l'individuazione delle forme di degrado e degli eventuali quadri fessurativi unitamente alle caratteristiche costruttive delle murature ed alla loro ispezionabilità. La denominazione di ciascun vano è in accordo con gli elaborati grafici del rilievo geometrico. La costruzione presenta nell'insieme un buon grado di conservazione e non si sono osservati significativi meccanismi di danno in corso o danneggiamenti dovuti ad eventi passati. Le uniche fessure rilevate interessano il vano sulla sommità della scala a chiocciola al secondo livello, mentre le altre parti presentano sporadiche forme di degrado materico.

Ispezionabilità della tessitura muraria

I	Ispezionabile
PI	Parzialmente Ispezionabile
NI	Non ispezionabile

Morfologia elemento strutturale

PIL	Pilastro
SC	Setto Continuo

*Danno strutturale*Elementi verticali (pannelli murari)

FP	Fuori Piombo
SP	Spanciamento
TV	Traslazione Verticale
TO	Traslazione Orizzontale
FS	Fessurazioni Superficiali
FP	Fessurazioni Passanti
LS	Lesioni Isolate o Diffuse
CR	Crollo

Tipologia della tessitura (codici scheda Aedes)

C1: PIETRA SQUADRATA

Muratura costituita da pietre squadrate di forme prestabilite. La regolarità degli elementi esclude la tessitura disordinata.

C2: MATTONI

Muratura costituita da elementi laterizi che per la loro regolarità escludono la tessitura disordinata con presenza del riempimento da verificare.

Danno materico

Elementi verticali (pannelli murari)

D Distacco

ER Erosione

DS Disgregazione

LIVELLO 2

Denominazione vano	Ispezionabilità della tessitura	Morfologia elemento strutturale	Tipologia della Tessitura	Danno strutturale	Danno materico
L2 01	PI	SC	C2	-	-
L2 02	PI	SC	C2	FS	-
L2 03	PI	SC	C2	FS	-
L2 04	PI	SC	C2	-	-
L2 05	PI	SC	C2	-	-
L2 06	PI	SC	C2	-	-
L2 07	PI	SC	C2	-	-
L2 08	PI	SC	C2	-	-
L2 09	PI	SC	C2	-	-
L2 10	PI	SC	C2	-	-



Fig. 15 – Danno strutturale stanza L2 02



Fig. 16 – Danno strutturale stanza L2 03

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.

Nella foto 141 invece è visibile un intervento di irrigidimento del piano orizzontale tramite un sistema incrociato di travetti. Così facendo si ottiene un comportamento a piastra del solaio che collaborerà con tutte le murature confinanti, prevenendo eventuali meccanismi cinematici, quali il ribaltamento.



Fig. 17

Di notevole importanza per il nostro studio sono la presenza dei sistemi voltati.

Dall'analisi storica si è potuti risalire all'epoca di costruzione di tali sistemi, che all'incirca si collocano dalla fine del Medioevo all'inizio del Rinascimento.

“In questo periodo nell'architettura vi fu una riscoperta delle forme utilizzate negli edifici romani: le volte a vela, le cupole, le volte a padiglione, per lungo tempo inutilizzate, ritornarono in auge e furono applicate in maniera estensiva, sia nell'architettura religiosa sia in quella civile.”

Veniva preso in particolare considerazione il collegamento tra le volte e le murature e l'utilizzo di una malta di calce o gesso con buone caratteristiche meccaniche come legante dei mattoni, disposti secondo apparecchiature diverse sulla base della tipologia della volta.

Nella parte superiore veniva disposto del pietrisco grossolano o ghiaia come materiale di riempimento, che andava ad incrementare il carico ma si opponeva alle deformazioni flessionali della volta.

Infine, veniva posta una soletta in cemento di allettamento per la pavimentazione.

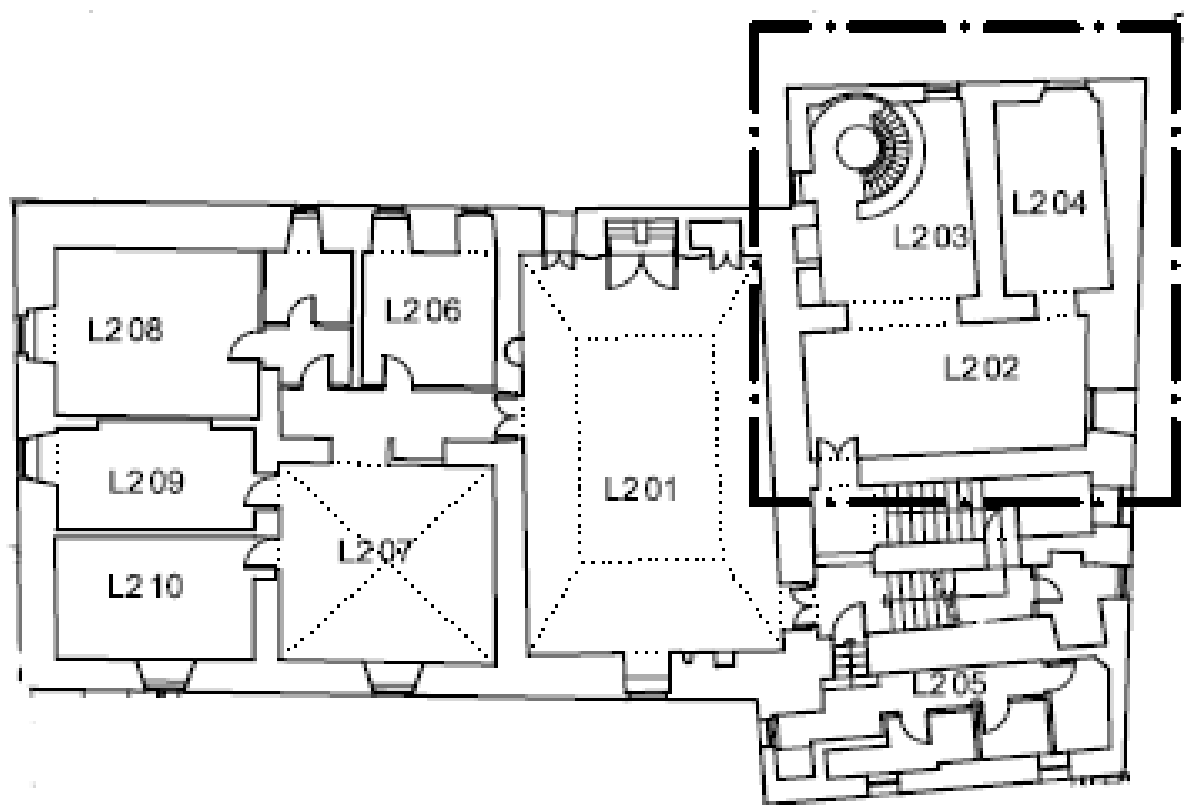
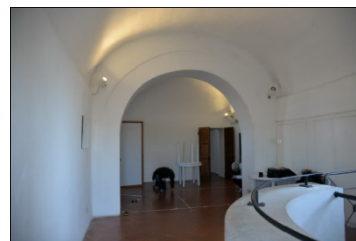
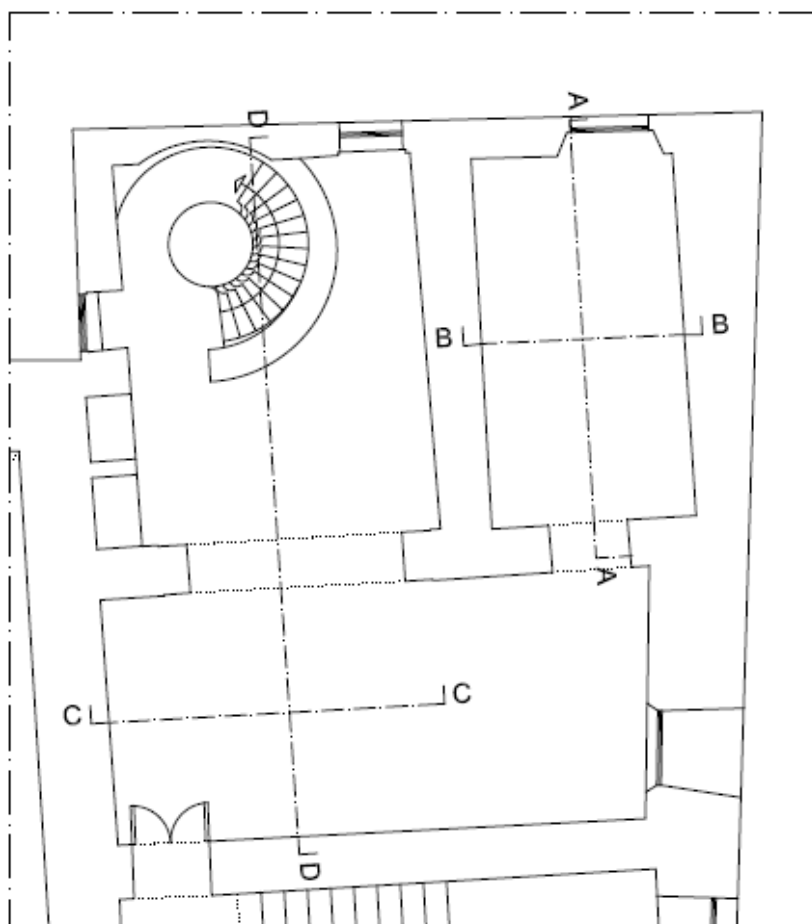


Fig. 18 – Rappresentazione sistemi voltati in pianta secondo livello

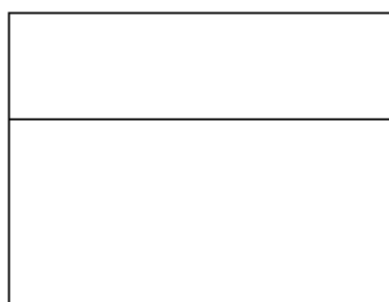
Numero Stanza	LT02			
1. Dimensioni geometriche principali	x: m 4,17	y: m 7,50	Hmin: m 2,77	Hmax: m 3,96
2. Denominazione del sistema voltato	Volta a botte con unghie			
3. materiali costruttivi	Laterizio con Intradosso Intonacato			
4. Sistema di posa in opera	Tessitura non a vista			
5. elementi caratterizzanti	\			
6. Ispezionabilità dell'estradosso	No			
7. Ispezionabilità dell'intradosso	SI			
8. stato di conservazione	Fessure all'arco tra L203 e L202			

Numero Stanza	LT03			
1. Dimensioni geometriche principali	x: m 2,89	y: m 5,16	Hmin: m 2,41	Hmax: m 3,93
2. Denominazione del sistema voltato	Volta a botte			
3. materiali costruttivi	Laterizio con Intradosso Intonacato			
4. Sistema di posa in opera	Tessitura non a vista			
5. elementi caratterizzanti	\			
6. Ispezionabilità dell'estradosso	No			
7. Ispezionabilità dell'intradosso	SI			
8. stato di conservazione	Lesione prospetto Nord (lato Interno)			

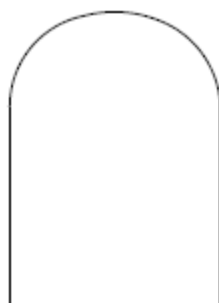
Numero Stanza	LT04			
1. Dimensioni geometriche principali	x: m 4,08	y: m 5,36	Hmin: m 2,83	Hmax: m 3,85
2. Denominazione del sistema voltato	Volta a botte			
3. materiali costruttivi	Laterizio con Intradosso Intonacato			
4. Sistema di posa in opera	Tessitura non a vista			
5. elementi caratterizzanti	\			
6. Ispezionabilità dell'estradosso	No			
7. Ispezionabilità dell'intradosso	SI			
8. stato di conservazione	Buono			



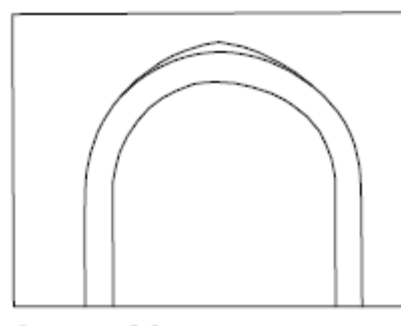
Inquadramento lato nord



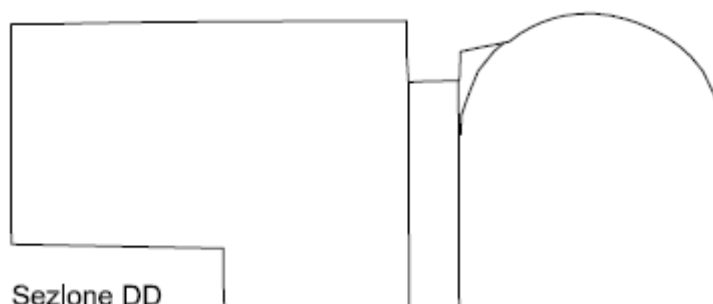
Sezione AA



Sezione BB



Sezione CC



Sezione DD

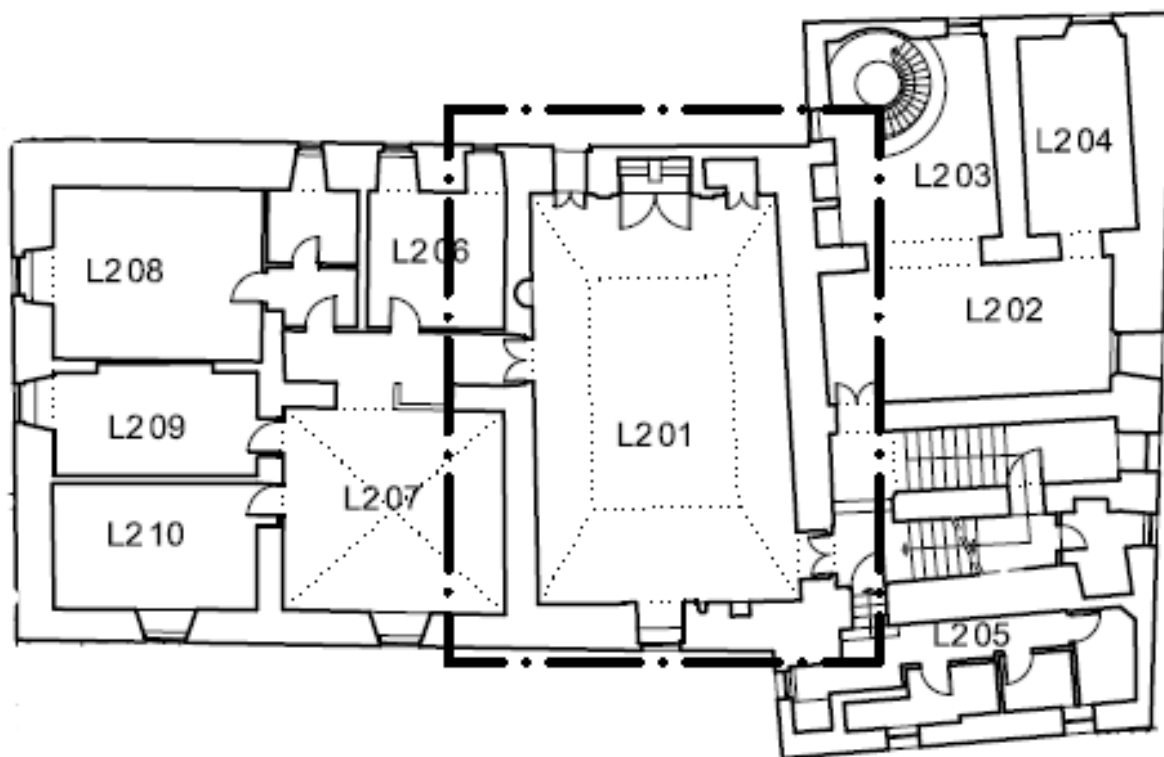
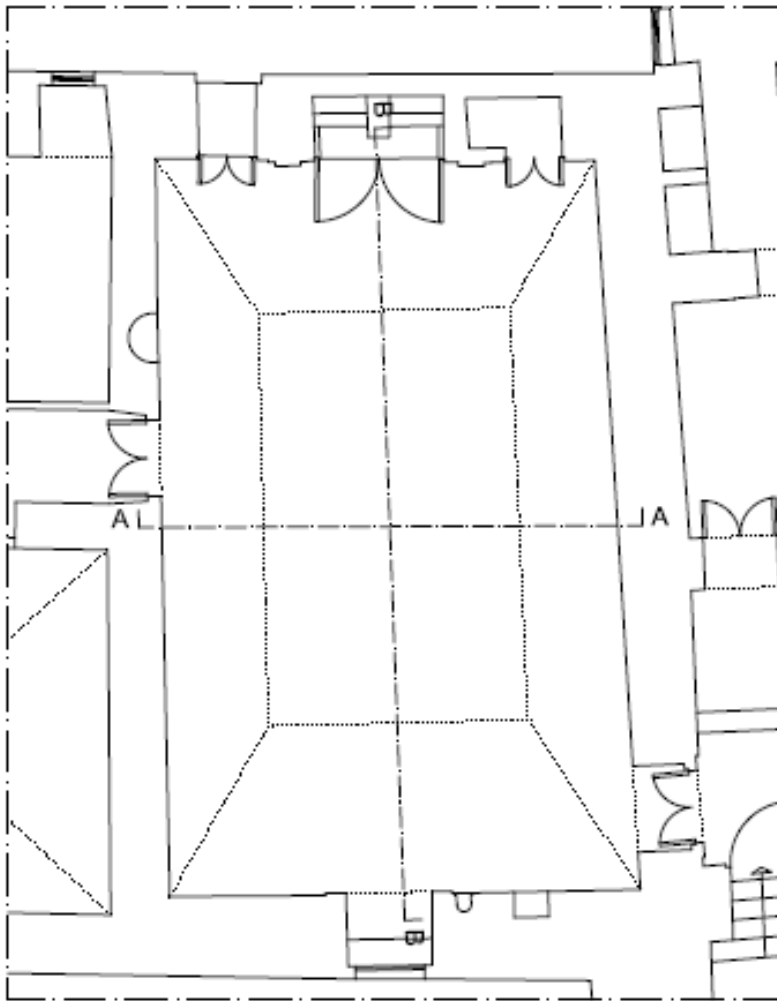
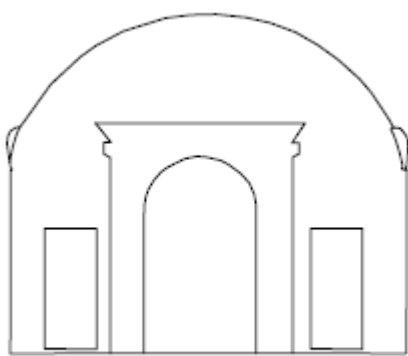


Fig. 19 - Rappresentazione sistemi voltati in pianta secondo livello

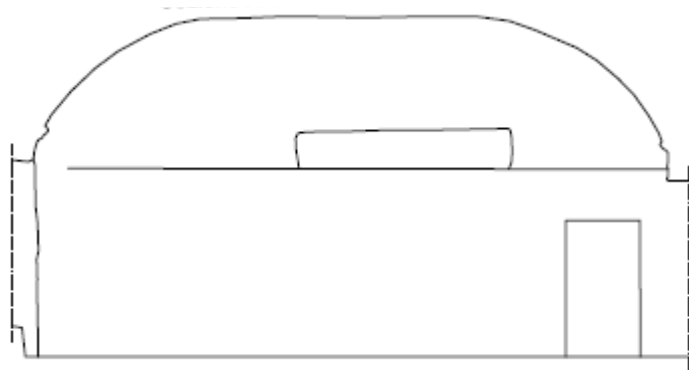
Numero Stanza	LT01			
1. Dimensioni geometriche principali	x: m 6.85	y: m 10.75	Hmin: m 2.94	Hmax: m 5.68
2. Denominazione del sistema voltato	Padiglione			
3. materiali costruttivi	Laterizio con Intradosso Intonacato			
4. Sistema di posa in opera	Tessitura non a vista			
5. elementi caratterizzanti	\			
6. Ispezionabilità dell'estradosso	No			
7. Ispezionabilità dell'intradosso	SI			
8. stato di conservazione	Buona			



Inquadramento volta a padiglione



Sezione AA



Sezione BB

Il sistema di copertura è del tipo non spingente, formato da capriate che sorreggono il manto superiore con un'orditura secondaria.

I travicelli sono posti ad un interasse di 50 cm su cui poggia un tavolato di legno. Nella parte superiore è stato gettato in opera il massetto su cui è stato posizionato l'impermeabilizzante ed infine i coppi in cotto.

Le capriate sono state messe in sicurezza applicando dei tiranti in acciaio nel bordo inferiore ed assorbendo così gli sforzi di trazione apportati dai carichi agenti nella copertura.

Sono stati inoltre aumentati gli appoggi nelle murature delle capriate e in alcune situazioni sono state applicate delle travi rompitratta in acciaio tipo IPE.



Fig. 20



Fig. 21



Fig. 22

Capitolo 3 – Modellazione e operatività del programma PCM

3.1 - Indagini in situ

Per l'esecuzione dell'analisi di vulnerabilità si è fatto riferimento ad 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.

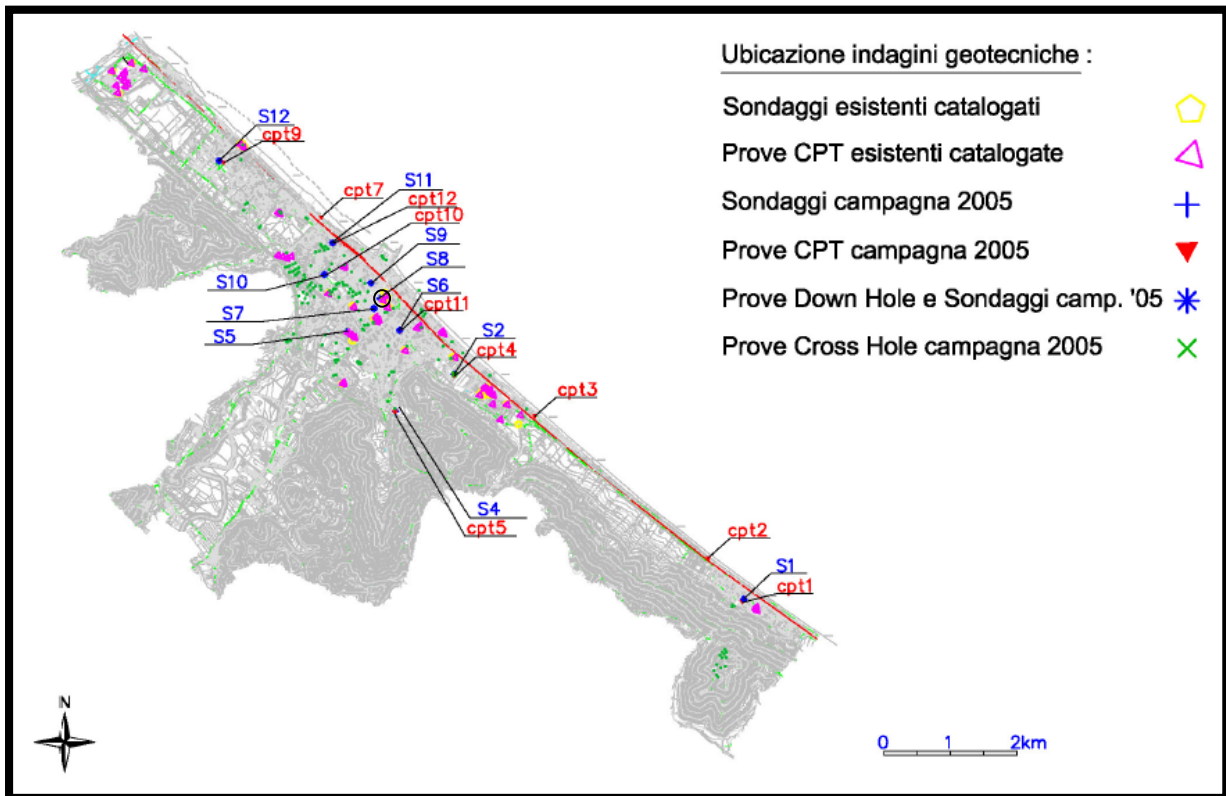
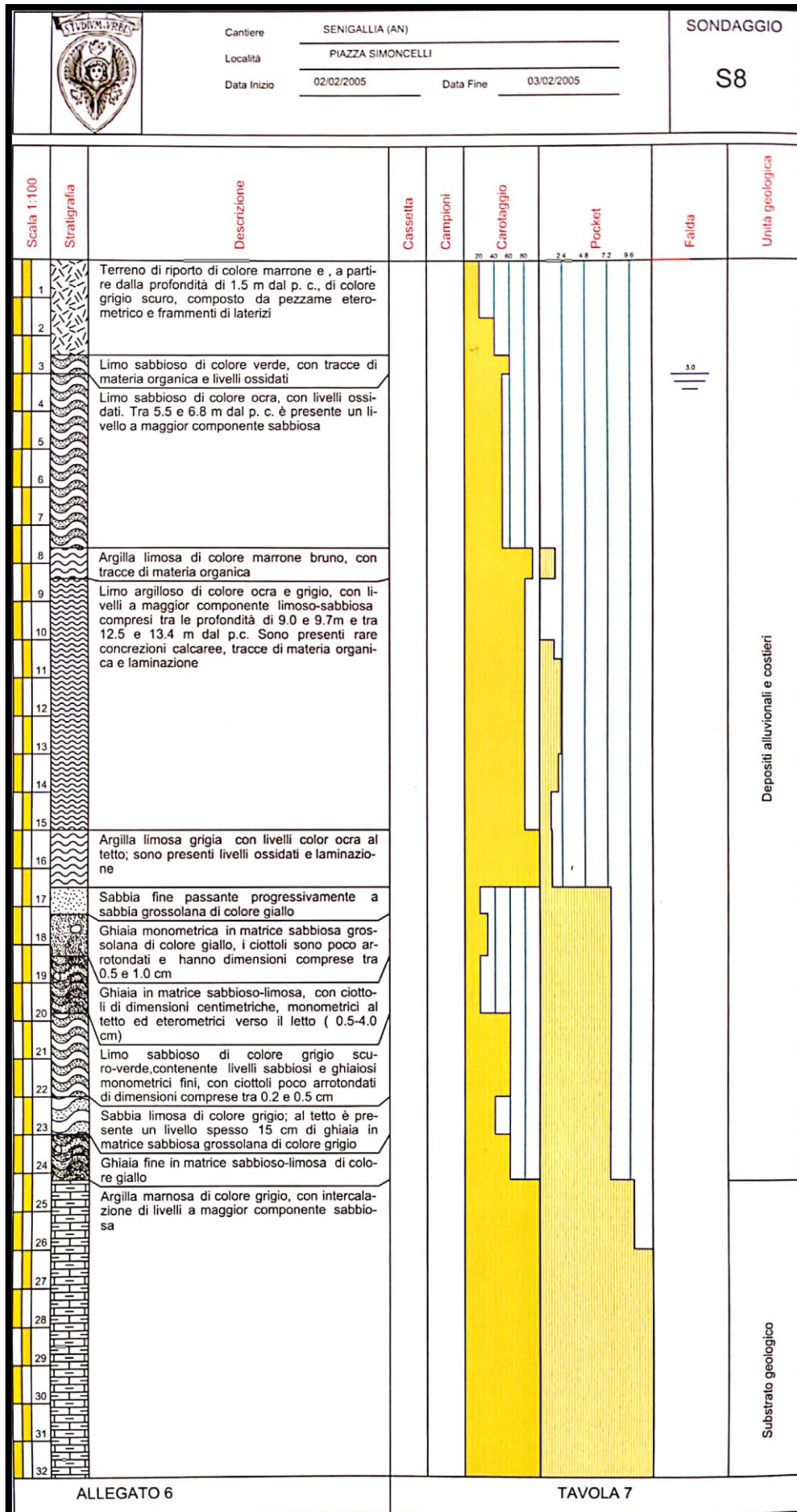


Fig. 23 – Carta con la localizzazione dei sondaggi, delle prove CPT, delle prove DH e CH

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



Sondaggio	n° prova	Z (m)	N _{spt}	N ₁₍₆₀₎	Dr corr	Descrizione	Note
S2 Saline	SPT 1	16,5	49	44	82	Addensata	II 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 Lambertina	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	II 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

Tab. 4.4 – 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.

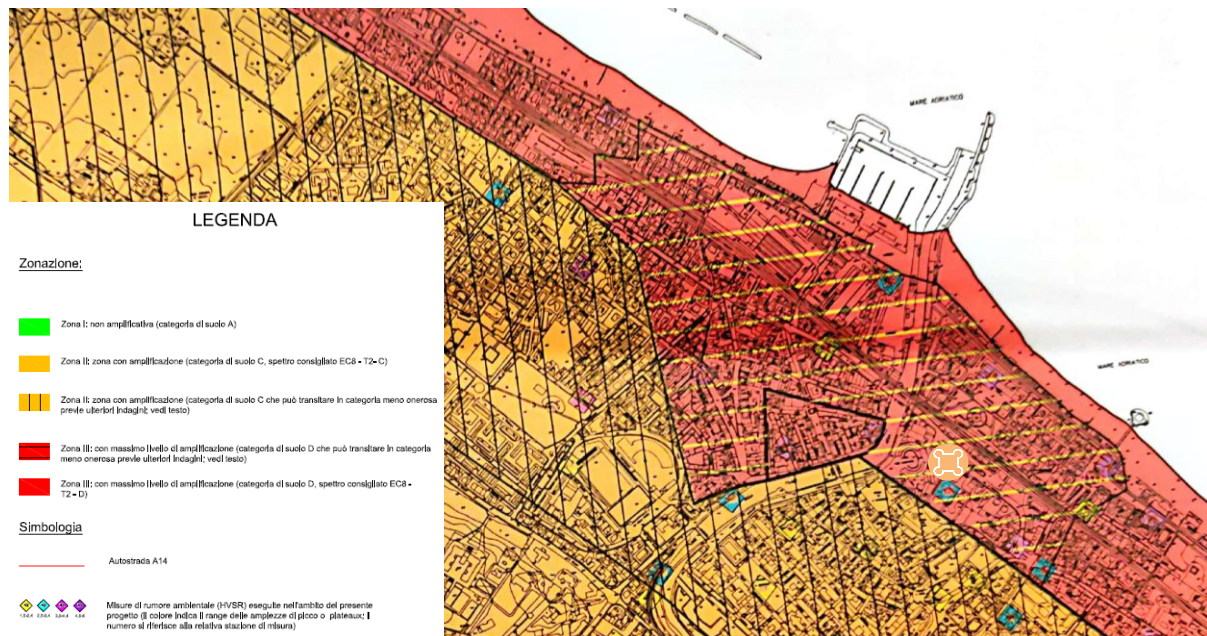


Fig. 24 – Zonazione territorio Senigallia

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

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	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.
B	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.
C	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.
D	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.
E	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.

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

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

Le analisi numeriche della risposta sismica locale sono state eseguite attraverso il codice di calcolo PROSHAKE che utilizza un modello monodimensionale lineare equivalente.

Per quanto riguarda il sondaggio “S8” sono stati impiegati per la modellazione i dati stratigrafici, i profili della velocità delle onde S e le proprietà dinamiche.

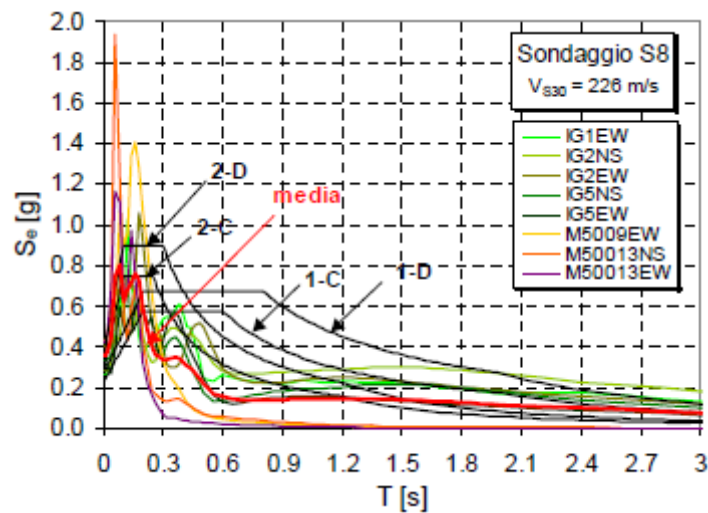


Fig. 25 – Verticale S8: spettri di risposta elastici (al 5% dello smorzamento critico) relativi agli 8 accelerogrammi di input e spettro medio; confronto con gli spettri proposti dall’EC8 per diverse classi di sottosuolo

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 NTC18 si è definita la risposta sismica locale, considerando la categoria del sottosuolo del tipo C e la topografica T1 secondo i dati prima definiti, il fattore di posizione del manufatto in relazione al rilievo (terreno pianeggiante = 1) e il fattore di amplificazione topografica $St = 1$.

Ubicazione del sito

Longitudine: 13.220618 Latitudine: 43.715336

Tipo di interpolazione: Media ponderata ([3] in §All. A) Superficie rigata [§CA]

Tab. 2, All. B: Sito non in Tab. 2

Reticolo intorno al sito

Sito di ubicazione della costruzione:
Long. = 13.220618, Lat. = 43.715336

Vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il sito:
1: ID 20531: Long. = 13.2135, Lat. = 43.6846, distanza dal sito (km) = 3.465
2: ID 20309: Long. = 13.21325, Lat. = 43.7346, distanza dal sito (km) = 2.222
3: ID 20310: Long. = 13.28238, Lat. = 43.73476, distanza dal sito (km) = 5.413
4: ID 20532: Long. = 13.28262, Lat. = 43.68475, distanza dal sito (km) = 6.034

Risultano 1 Comuni compresi nella maglia:
Senigallia (AN): 13.2175,43.713611

Comune più vicino al sito:
Senigallia (AN): 13.2175,43.713611

Pericolosità sismica di base

T.R (anni)	a.g (g)	F.o	T.C* (sec)
30	0.046	2.423	0.278
50	0.060	2.583	0.280
72	0.075	2.479	0.280
101	0.092	2.437	0.280
140	0.107	2.463	0.283
201	0.127	2.443	0.290
475	0.181	2.471	0.298
975	0.236	2.511	0.310
2475	0.330	2.497	0.320

Risposta sismica locale

Approccio semplificato secondo Normativa

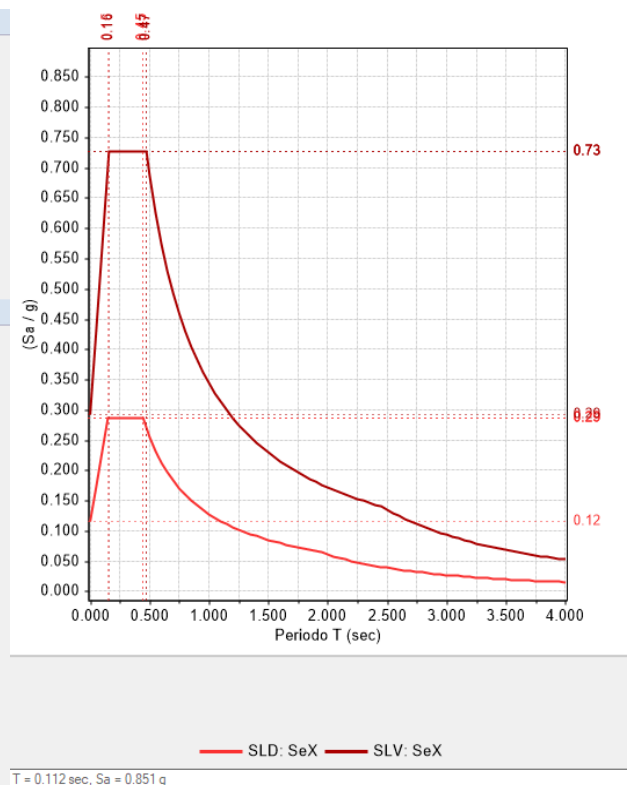
Categoria di sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Quota sito/Altezza rilievo: 1.000 [0 ≤ (h/H) ≤ 1]

Amplificazione topografica S_T: 1.000 (§3.2.3.2.1: S_T = 1.000)

T.R (anni)	Orizzontale			Verticale		
	a,max (g)	F.o	T.C (sec)	a,max (g)	F.v	T.C (sec)
30	0.069	2.423	0.445	0.046	0.702	0.150
50	0.090	2.583	0.447	0.060	0.854	0.150
72	0.113	2.479	0.447	0.075	0.917	0.150
101	0.138	2.437	0.447	0.092	0.998	0.150
140	0.161	2.463	0.451	0.107	1.088	0.150
201	0.191	2.443	0.458	0.127	1.175	0.150
475	0.259	2.471	0.467	0.181	1.419	0.150
975	0.317	2.511	0.479	0.236	1.647	0.150
2475	0.398	2.497	0.489	0.330	1.936	0.150



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.

Nel calcolo della componente verticale si è tenuto conto della non regolarità in altezza della struttura, considerando così un fattore di comportamento $q = 2.250$ come la normativa richiama.

Spettro di risposta: componente orizzontale

Spettro elastico
Smorzamento viscoso $\xi = 5$ (%) $\Rightarrow \eta = \sqrt{[10 / (5 + \xi)]} = 1.000$

Spettro di progetto - SLD
Fattore di comportamento $q = 1.500$ $\Rightarrow \eta = 1/q = 0.667$

Spettro di progetto - SLV/SLC
Fattore di comportamento $q = 2.250$ $\Rightarrow \eta = 1/q = 0.444$

- α_U / α_1 (secondo §C8.5.5.1: 1.50) = 1.50
 Regolarità in altezza \Rightarrow Secondo Normativa: $q = 2.250$
 - Da Analisi Pushover: $q = 3.423$
 - Secondo §7.3.1: $q \leq 3.809$

Spettro di risposta: componente verticale

Spettro elastico $\xi = 5\%$ $\Rightarrow \eta = 1.000$
Spettro di progetto - SLD $q = 1.500$ $\Rightarrow \eta = 0.667$
Spettro di progetto - SLV/SLC $q = 1.500$ $\Rightarrow \eta = 0.667$

PGA

Accelerazione su roccia (analoga ad a_g)
 Accelerazione al suolo (analoga ad: $a_g * S$, dove: $S = S_5 * S_T$)

3.2 – Vita Nominale, Classe D'Uso e Periodo di Riferimento

Si sono indicati inoltre i parametri di Vita nominale del fabbricato ($V_n = 50$ anni), classe d'uso III per edifici con affollamenti significativi ($C_u = 1,5$) e periodo di riferimento per l'azione sismica ($V_r = 75$ anni), per la definizione dell'input sismico di progetto.

Vita nominale, Classe d'uso, Stati limite

Vita nominale (anni): $V_N = 50$

Classe d'uso: Classe III (affollamenti significativi)

Coefficiente d'uso: $C_U = 1.5$

Periodo di riferimento per l'azione sismica (anni): $V_R = V_N * C_U = 75$

Probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R (Tab. 3.2.I)
 Tempo di ritorno $T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$

Stati Limite	P.VR (%)	T.R (anni)
SLO	81	45
SLD	63	75
SLV	10	712
SLC	5	1462

Parametri di Spettro

Approccio semplificato secondo Normativa:

Stati Limite	T.R (anni)	Orizzontale								Verticale				
		a.g (g)	S.S	S	F.o	T.B (sec)	T.C (sec)	T.D (sec)	a.g (g)	S	F.v	T.B (sec)	T.C (sec)	T.D (sec)
SLO	45	0.057	1.500	1.500	2.549	0.149	0.447	1.828	0.057	1.000	0.822	0.050	0.150	1.000
SLD	75	0.077	1.500	1.500	2.474	0.149	0.447	1.908	0.077	1.000	0.927	0.050	0.150	1.000
SLV	712	0.210	1.386	1.386	2.493	0.158	0.474	2.440	0.210	1.000	1.542	0.050	0.150	1.000
SLC	1462	0.273	1.290	1.290	2.505	0.161	0.483	2.692	0.273	1.000	1.767	0.050	0.150	1.000

3.3 – Azioni sulla costruzione

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

- Pesi propri - **G1**;
- Pesi permanenti - **G2**;
- Carichi Variabili per ambienti suscettibili ad affollamento quali musei di cui alla cat. C3 e per coperture di cui alla cat. H - **Q**;
- Azione della neve.

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

3.3.1 – Combinazione delle azioni

Le combinazioni di carico sismiche che sono state utilizzate ai fini della valutazione della vulnerabilità sono quelle previste dal DM 2018 in relazione all'analisi non lineare ed a quella lineare.

Sono state eseguite 48 combinazioni di carico di tipo pushover nell'analisi statica non lineare.

In relazione alle azioni statiche, per la valutazione della vulnerabilità sismica, 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 (combinazione statica di base SLU/SLE); 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 normativa è presente in fase sismica.

3.3.2 – Analisi dei carichi

Si riportano di seguito le analisi dei carichi svolte nei vari solai di interpiano a singola orditura e con volte, di copertura e il calcolo atto alla determinazione dell'azione data dalla neve nella copertura a falda inclinata.

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
Accidentale Cat. C	5.00	kN/mq									G2 (kN/m ²)
			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
Accidentale Cat. C	5.00	kN/mq									G2 (kN/m ²)
			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
Accidentale Cat. C	5.00	kN/mq									G2 (kN/m ²)
			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
Accidentale Cat. C	5.00	kN/mq									G2 (kN/m ²)
			Q (kN/m ²)	5.00							

5 - 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	9.02	kN/mq									
Caldana	4 cm	0.28									kN/mq
Massetto	3 cm	0.54									kN/mq
Intonaco	1 cm	0.18									kN/mq
Accidentale Cat. C	5.00	kN/mq									G2 (kN/m ²)
			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
Massetto	3 cm	0.54									kN/mq
Pavimento	0.40	kN/mq	G2 (kN/m ²)	1.45	Tavolato	0.03		6		0.15	
Cannicciato	0.23	kN/mq									
Accidentale Cat. C	5.00	kN/mq	Q (kN/m ²)	5.00	TOT					0.318	

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
Imperm.	0,6cm	0.30									kN/mq
Coppi	0.60	kN/mq	G2 (kN/m ²)	1.44	Tavolato	0.03		6		0.18	
Accidentale Cat. H	0.50	kN/mq									
Neve	1.20	kN/mq	Q (kN/m ²)	0.5	TOT					0.348	
			Neve (kN/m ²)	1.20							

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:

<p>Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza</p>	$q_{rk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{rk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<p>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</p>	$q_{rk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{rk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<p>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</p>	$q_{rk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{rk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$
<p>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</p>	$q_{rk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{rk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ $a_s > 200 \text{ m}$

2 CALCOLO DEL CARICO NEVE AL SUOLO

q_{ek} valore caratteristico della neve al suolo **1.50** [kN/m²]

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	1.00
-------	------

3.2 Coefficiente di forma

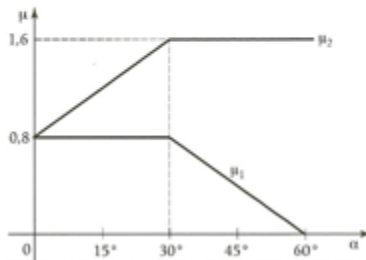
3.2.1 Inclinazione della falda α (1)

30 [deg]

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 (carico neve sulla copertura [N/m²]) = $\mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$

μ_i (coefficiente di forma)

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

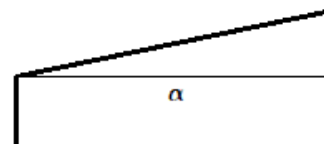
C_E (coefficiente di esposizione)

C_t (coefficiente termico)

4.1 Combinazione per il caso di copertura ad una falda

Inclinazione falda	30 [deg]	1.20 kN/mq	μ_1
--------------------	----------	------------	---------

μ_1	0.80
---------	------



3.4 – Valutazione della sicurezza

La verifica viene eseguita in riferimento allo stato limite della SLV (Salvaguardia della Vita), per la quale si richiede che il manufatto, sottoposto all'azione sismica collegata allo stato limite indagato, abbia caratteristiche di resistenza e di deformabilità tali per cui, pur danneggiandosi, rimanga sufficientemente lontano da situazioni di collasso ed abbia ancora delle residue resistenze alle azioni orizzontali.

Nei confronti dei carichi verticali deve essere garantita la portanza almeno nei confronti dei carichi di esercizio.

Capitolo 4 – Analisi e risultati della modellazione

In questo capitolo si vogliono far cogliere gli aspetti salienti della modellazione effettuata per il calcolo e la verifica sismica dell'edificio.

Il programma utilizzato per l'analisi è il Aedes.PCM n° licenza 12932.

4.1 – Aspetti generali

Il PCM è un software che parte da una modellazione agli elementi finiti monodimensionali “a telaio equivalente”, 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.

La porzione di manufatto analizzata nel modello si sviluppa dal secondo piano fuori terra fino alla sommità della copertura.

Di seguito sono visibili i modelli generati dal programma.

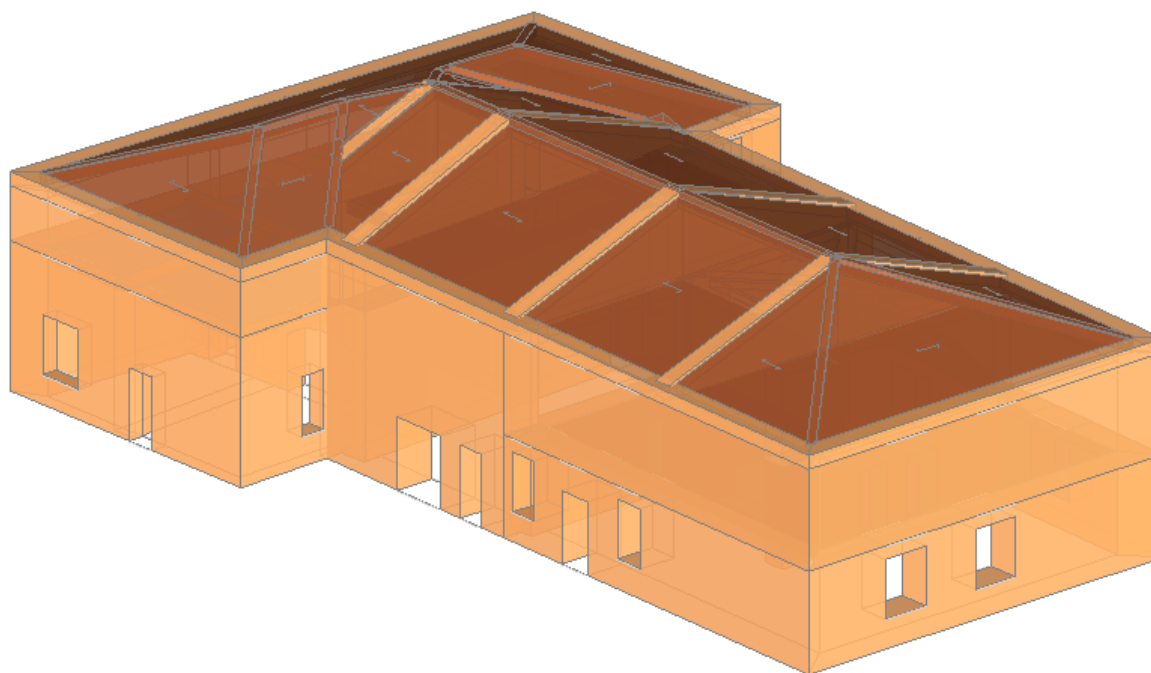


Figura 26 - Vista 3D dal modello

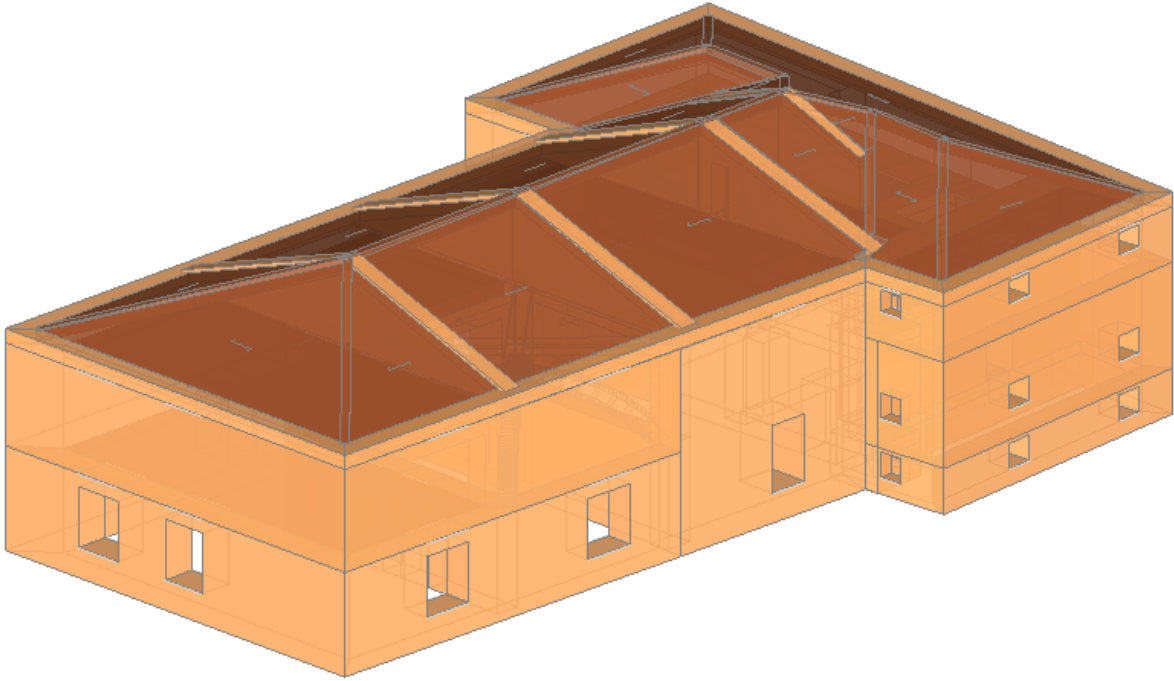


Figura 27 - Vista 3D del modello

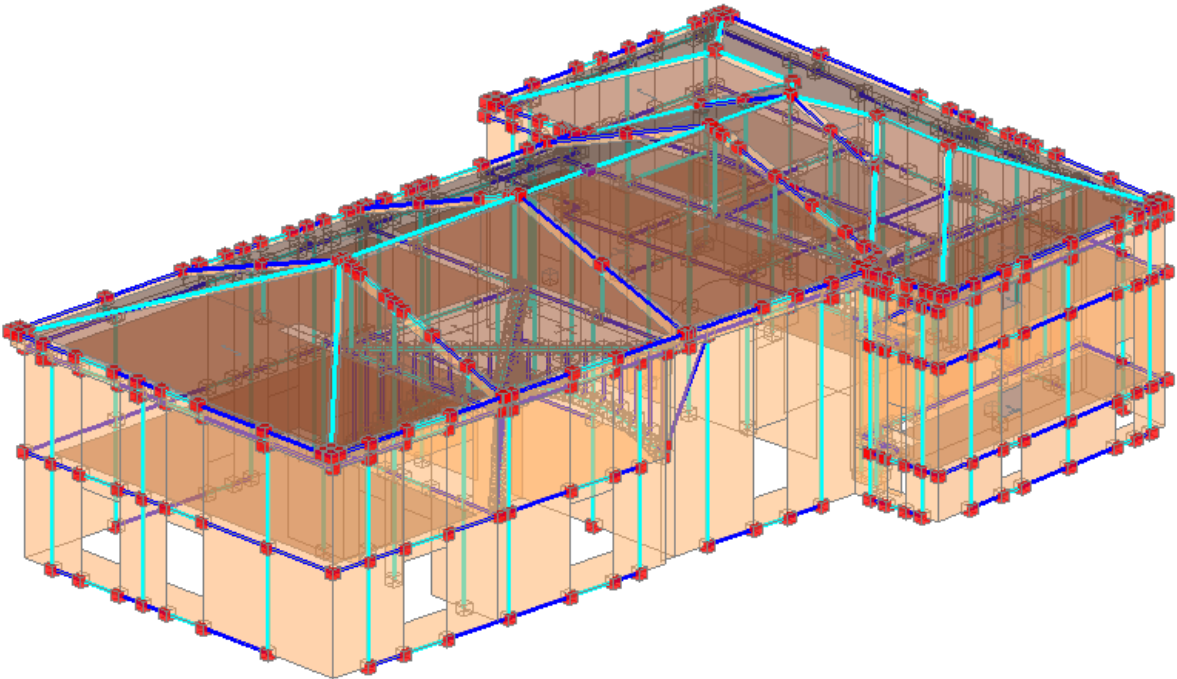


Figura 28 - Modello 3D del telaio equivalente

I solai di piano, essendo per la maggior parte in legno, non vengono considerati rigidi nel loro piano.

Le quote degli impalcati (quota estradosso del solaio) sono le seguenti:

Quota 0 – 9,42 m – Piano secondo – Piano deformabile

Quota 1 – 10,78 m – Piano secondo - Piano deformabile

Quota 2 – 12,52 m – Piano secondo - Piano deformabile

Quota 3 – 13,93 m – Piano sottotetto - Piano deformabile

Quota 4 – 15,58 m – Piano soppalco - Piano deformabile

Quota 5 – 18,20 m – Piano copertura - Piano rigido

Lo “zero sismico” viene impostato alla quota 0 del piano secondo.

È stato necessario suddividere l’impalcato in più livelli di riferimento in corrispondenza dell’estradosso dei solai di interpiano presenti a diverse quote sfalzate 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.

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

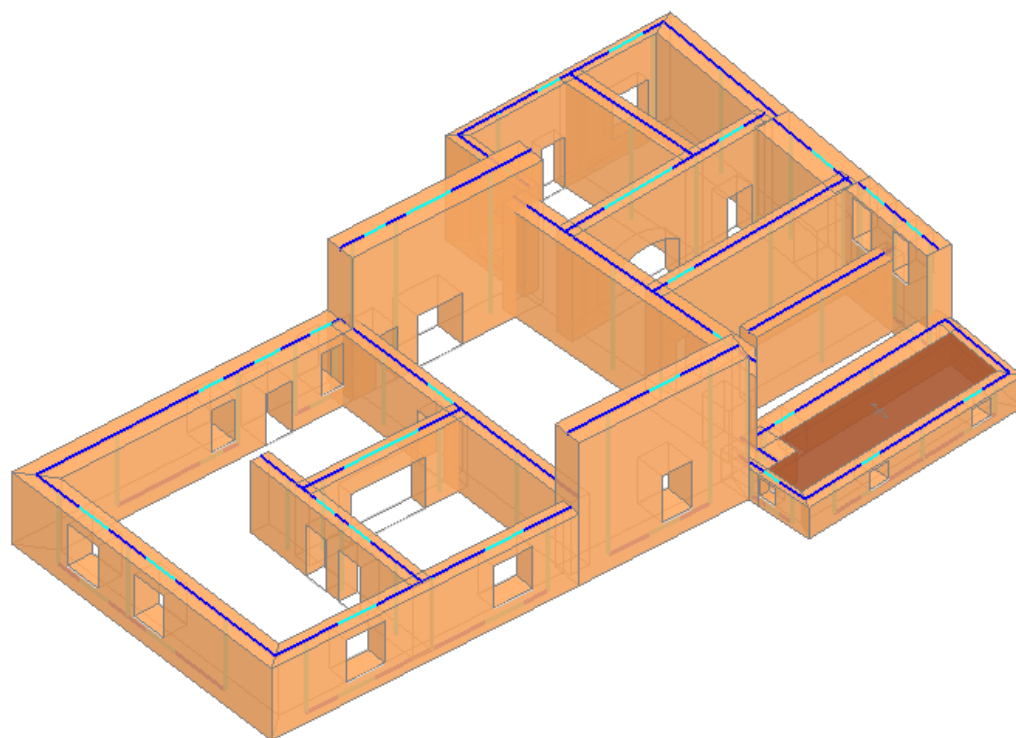


Figura 29 – Piano secondo – Livello 1

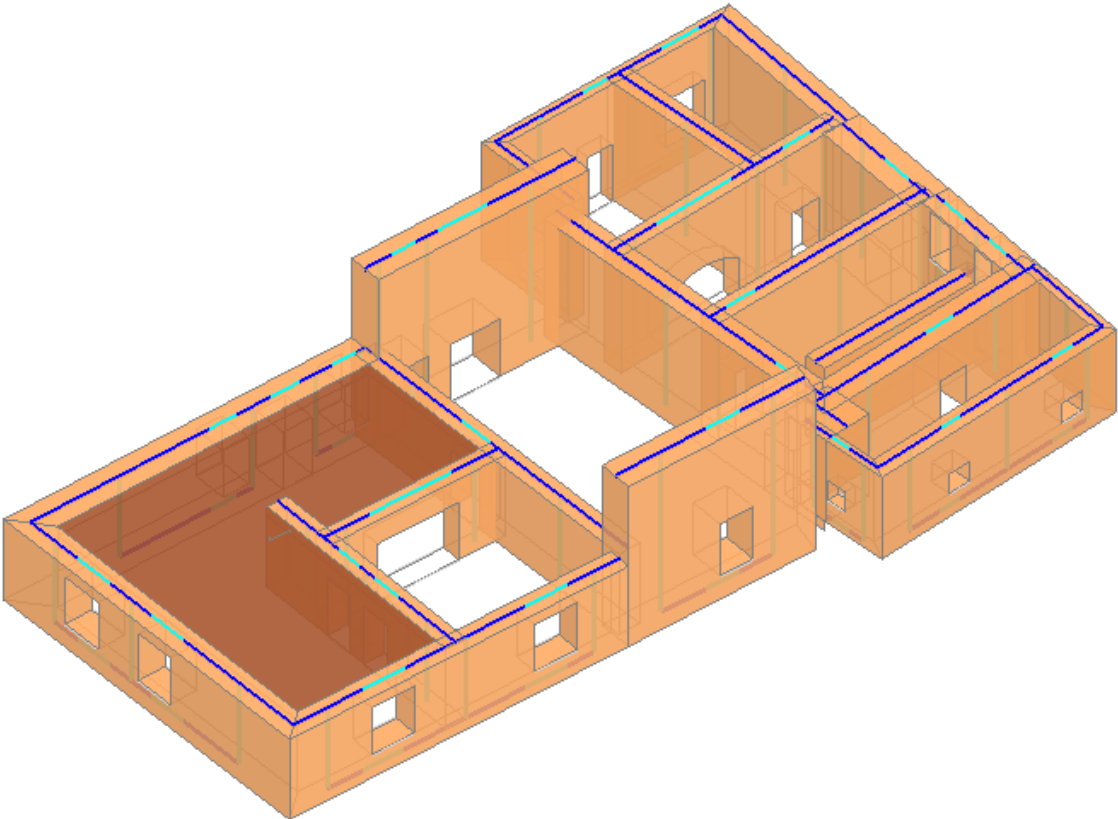


Figura 30 – Piano secondo – Livello 2

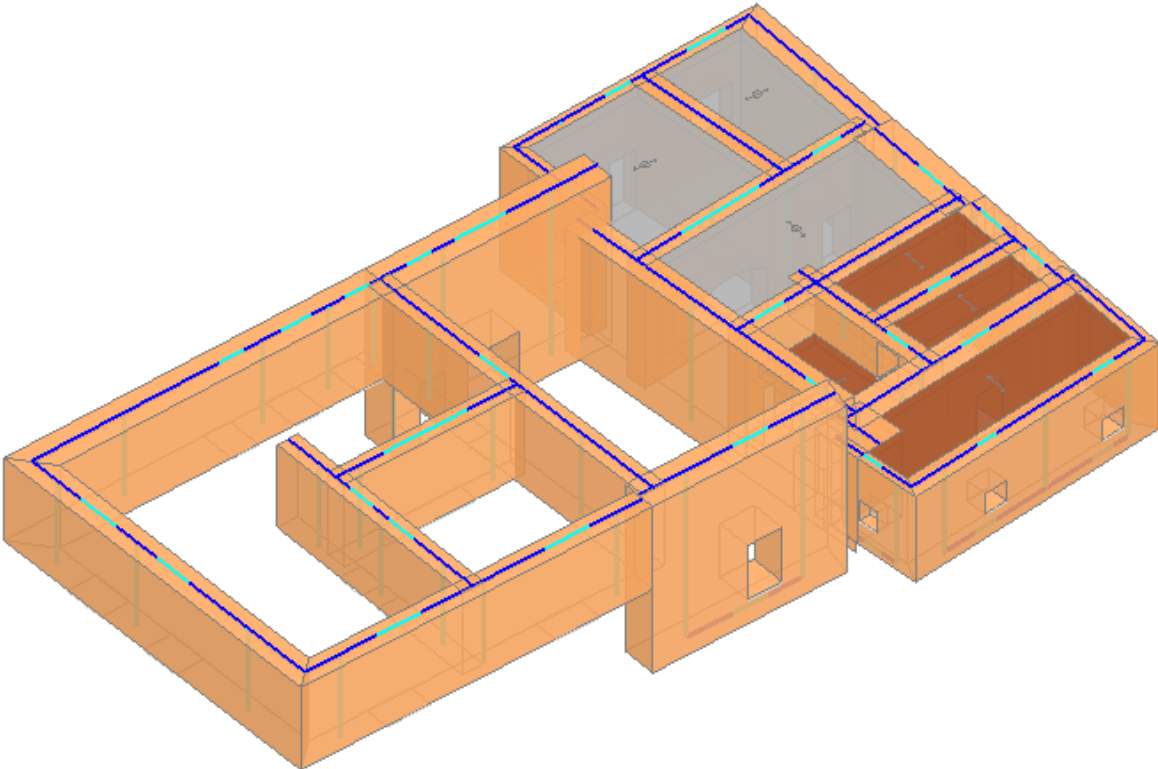


Figura 31 – Piano sottotetto – Livello 3

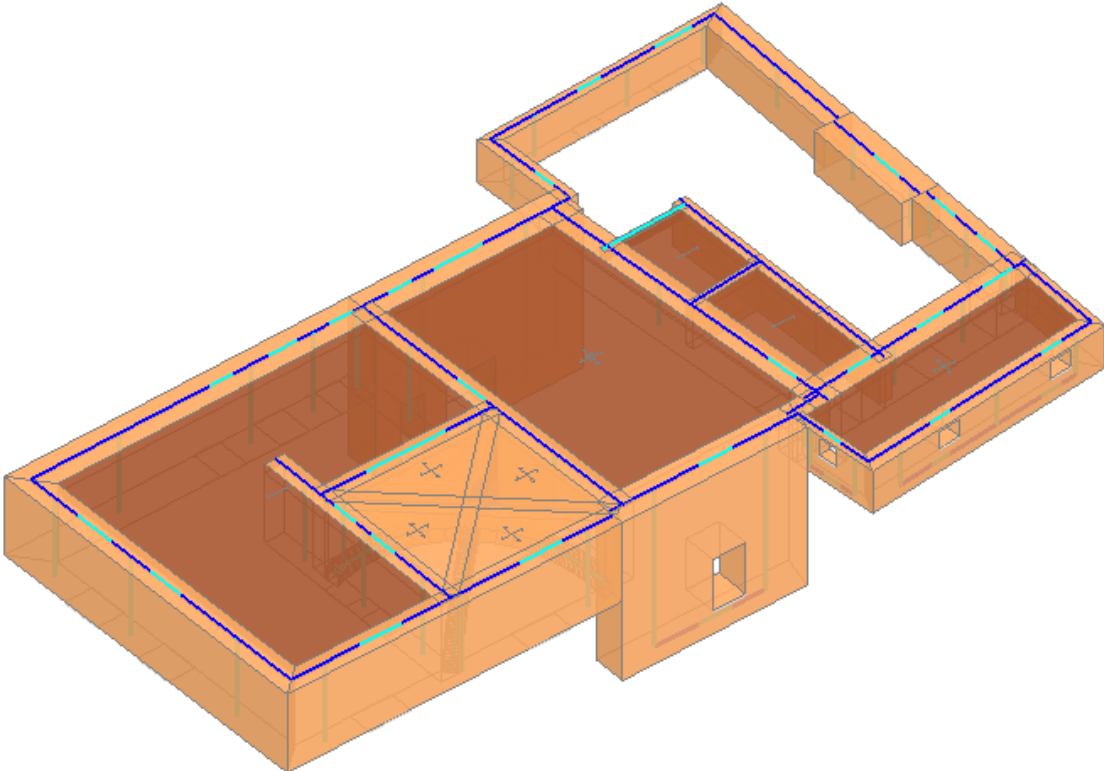


Figura 32 – Piano Sottotetto – Livello 4

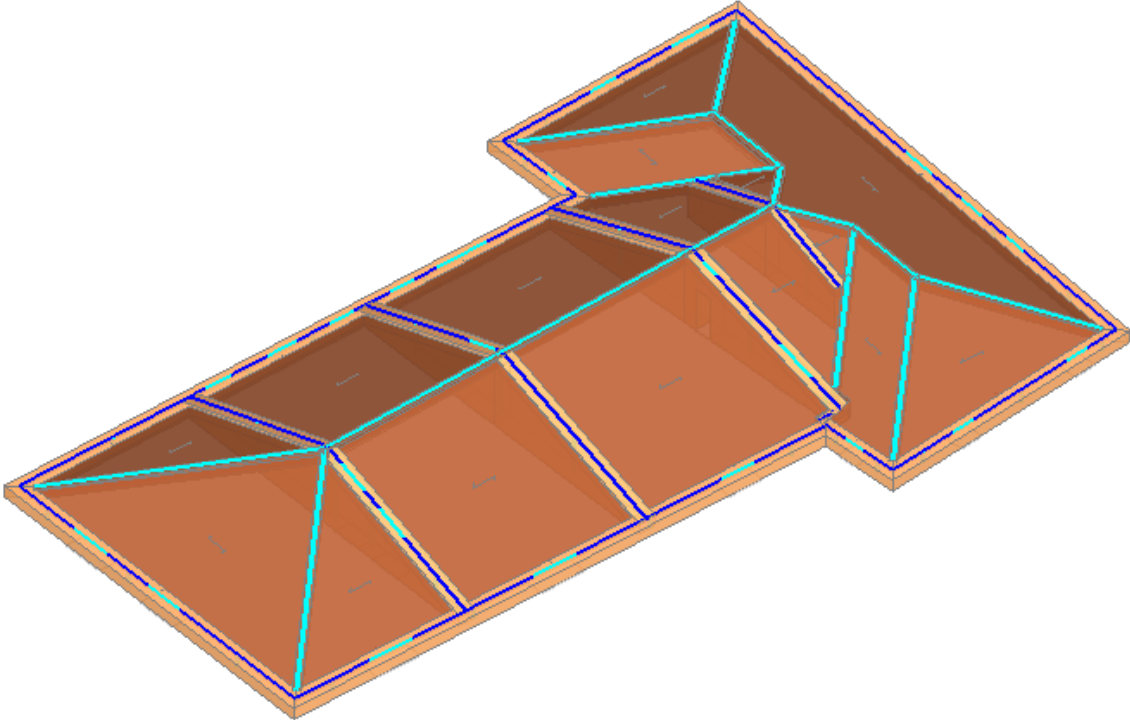


Figura 33 – Piano Copertura – Livello 5

Nella fase di modellazione si è ritenuto necessario non considerare eventuali collegamenti verticali e di rimandarli ad un eventuale studio più approfondito della struttura.

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 perciò far riferimento ad un fattore di confidenza elevato.

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 1.

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

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.

Nella modellazione non sono state prese in considerazione eventuali tamponature e murature con spessore inferiore ai 30cm data la loro scarsa partecipazione alla rigidità della struttura.

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
$\tau,0$	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

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 quella parziale sulla muratura $g_m = 3,00$ per l'analisi statica e $g_m = 2,40$ per l'analisi sismica.

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.

Per i solai di copertura consideriamo un comportamento non spingente e infinitamente rigido nel loro piano, con una inclinazione di 30°.

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

4.2 – Classificazione degli elementi strutturali

Conducendo un'analisi statica non lineare il programma è capace di riconoscere e distinguere in maniera automatica il comportamento duttile o fragile di un dato materiale e classificarlo come elemento strutturale o meno.

4.3 – Valutazione dell'idoneità statica finalizzata all'analisi sismica

Prima di analizzare il manufatto sotto l'azione sismica, si è proceduto alla verifica delle condizioni di sicurezza dello stesso durante il suo servizio, sottoponendolo ad un'analisi di tipo statico che prevede l'impiego di valori nominali nella definizione della combinazione di carico per le diverse tipologie agenti.

▼ Generale	
Tipo di combinazione	Generica
Azione dominante	
Commento	
▼ Varie	
> Permanente	1.00
> Permanente non strutturale	1.00
> Precompressione	1.00
> Variabile Cat.A	1.00
> Variabile Cat.B	1.00
> Variabile Cat.C	1.00
> Variabile Cat.D	1.00
> Variabile Cat.E	1.00
> Variabile Cat.F	1.00
> Variabile Cat.G	1.00
> Variabile Cat.H	1.00
> Variazioni termiche	0.00
> Neve	1.00
> Vento +X	0.00
> Vento +Y	0.00
> Vento -X	0.00
> Vento -Y	0.00

Sotto questa combinazione si controlla che gli elementi strutturali soddisfino le sollecitazioni indotte dai carichi gravitazionali, verificando così se la struttura riesca a sopportare i carichi di progetto agenti.

È bene ricordare che il tipo di verifica statica che esegue il software rappresenta una procedura convenzionale normativamente prevista per le costruzioni esistenti ed introdotta con l'ultima versione delle NTC2018, per la quale è possibile non tener conto dell'eccentricità convenzionale.

A questo punto è indispensabile fare un ragionamento nei riguardi del parametro snellezza di eventuali murature, vista la complicata azione di controllo esercitabile per edifici esistenti.

Ai fini di controllo si è inizialmente ritenuto opportuno considerare anche i setti più snelli per la verifica statica, mettendoci in una condizione così di maggior svantaggio.

Sono riportate di seguito le verifiche per le diverse tipologie di sollecitazione agente quali pressoflessione complanare, taglio e pressoflessione ortogonale 3D, con i risultati facilmente riscontrabili dalla legenda considerata.

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

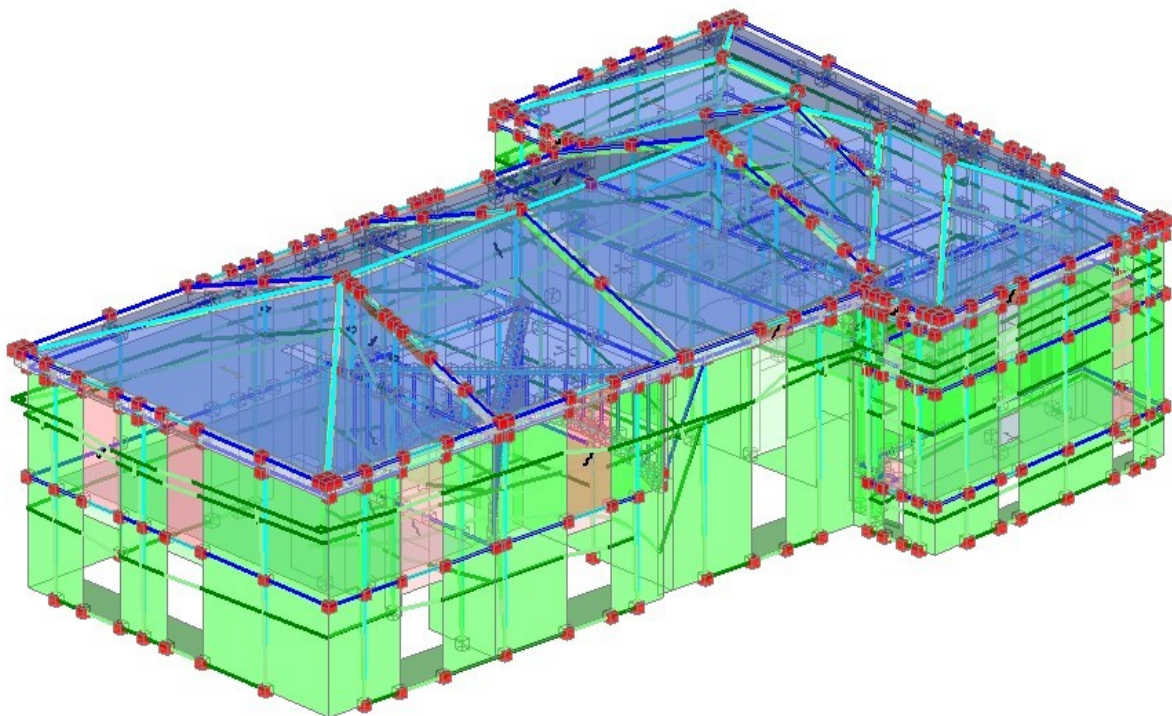


Figura 34 - Verifica Pressoflessione complanare

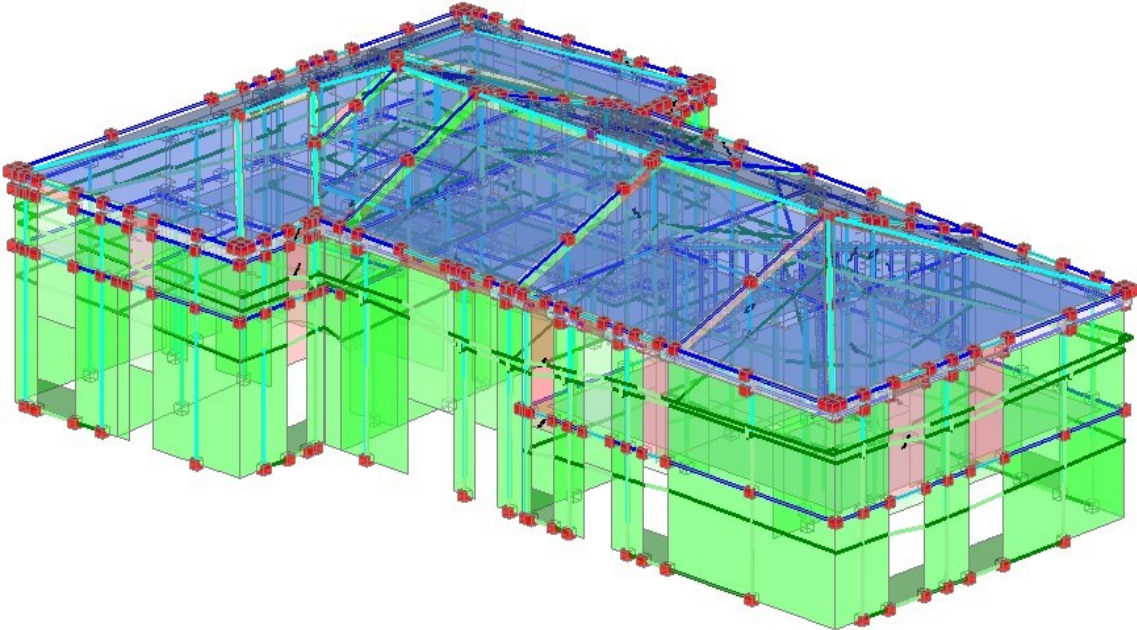


Figura 35 - Verifica Pressoflessione complanare

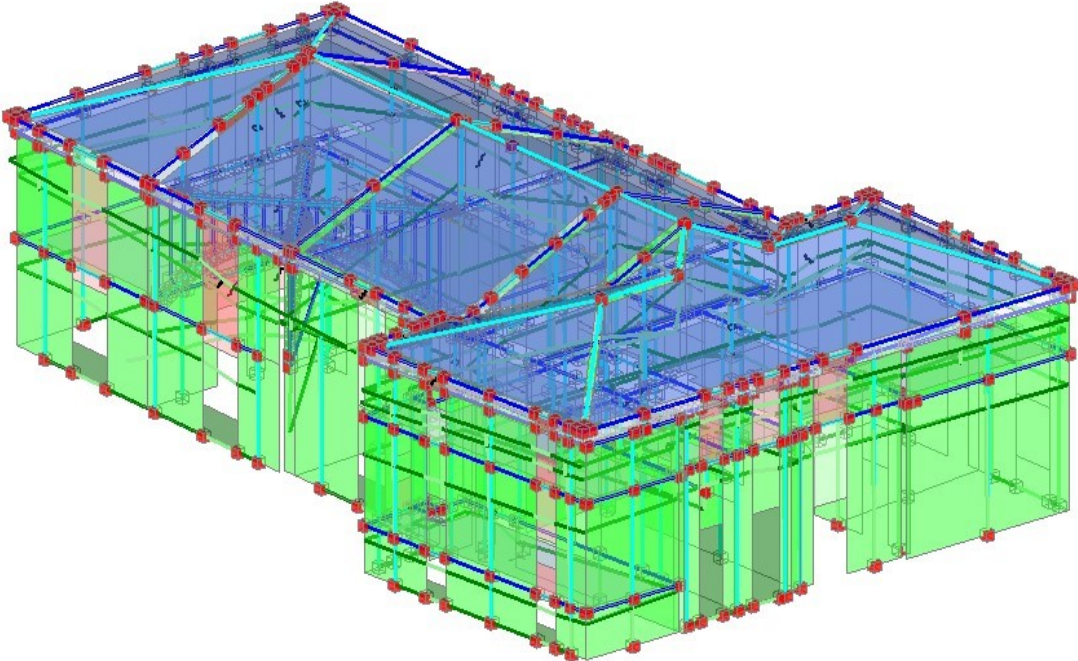


Figura 36 - Verifica Pressoflessione complanare

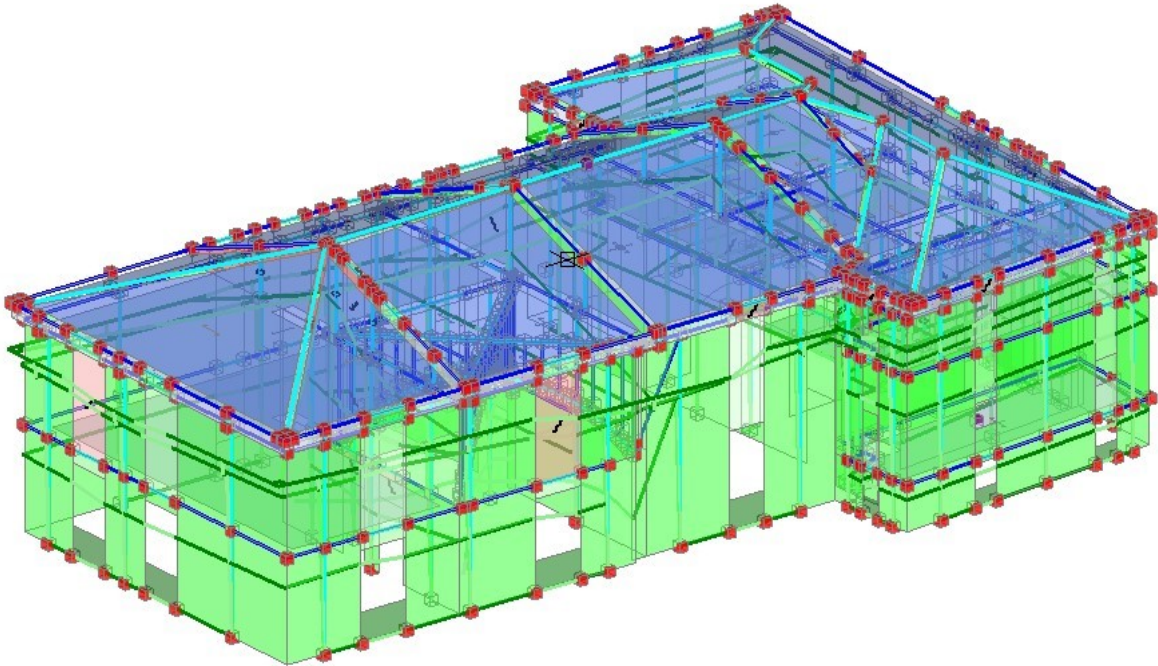


Figura 37 - Verifica Taglio

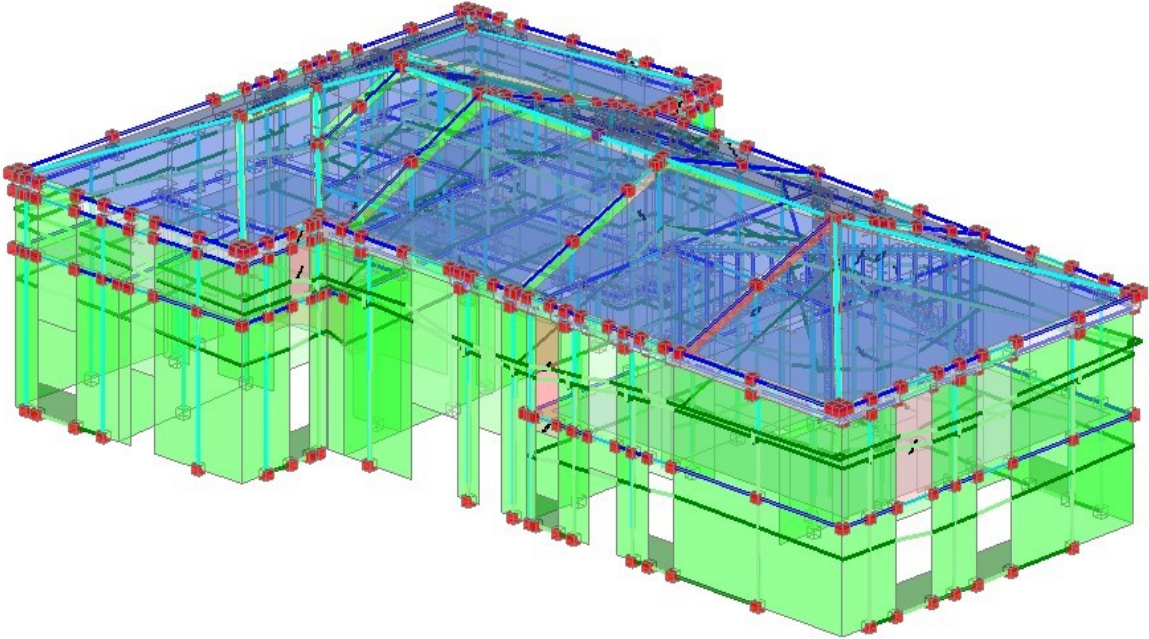


Figura 38 - Verifica Taglio

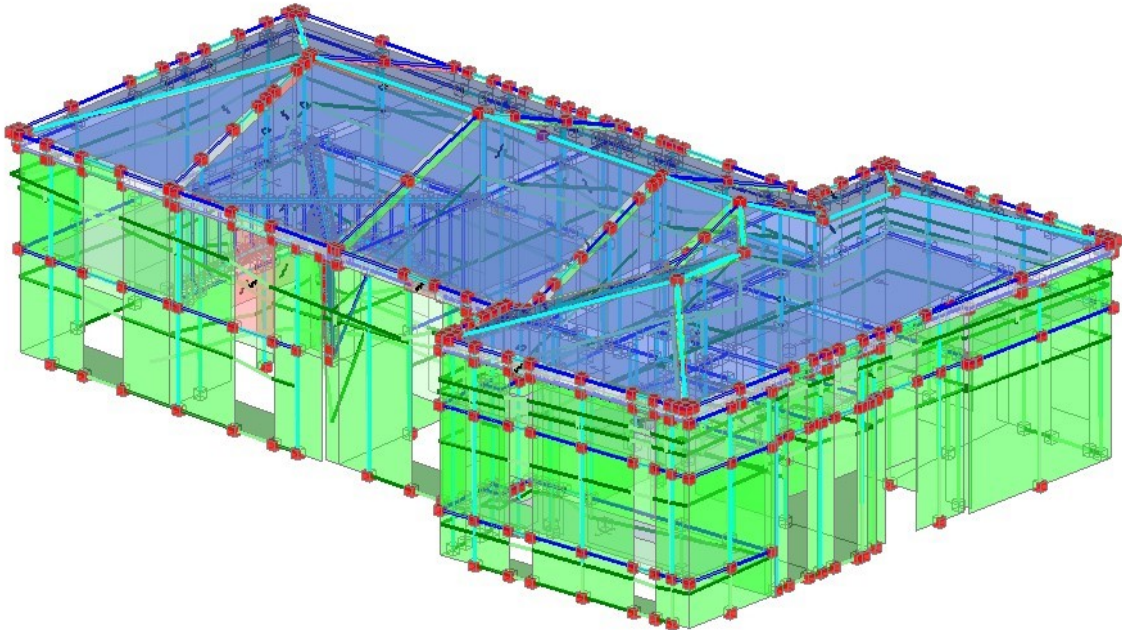


Figura 39 - Verifica Taglio

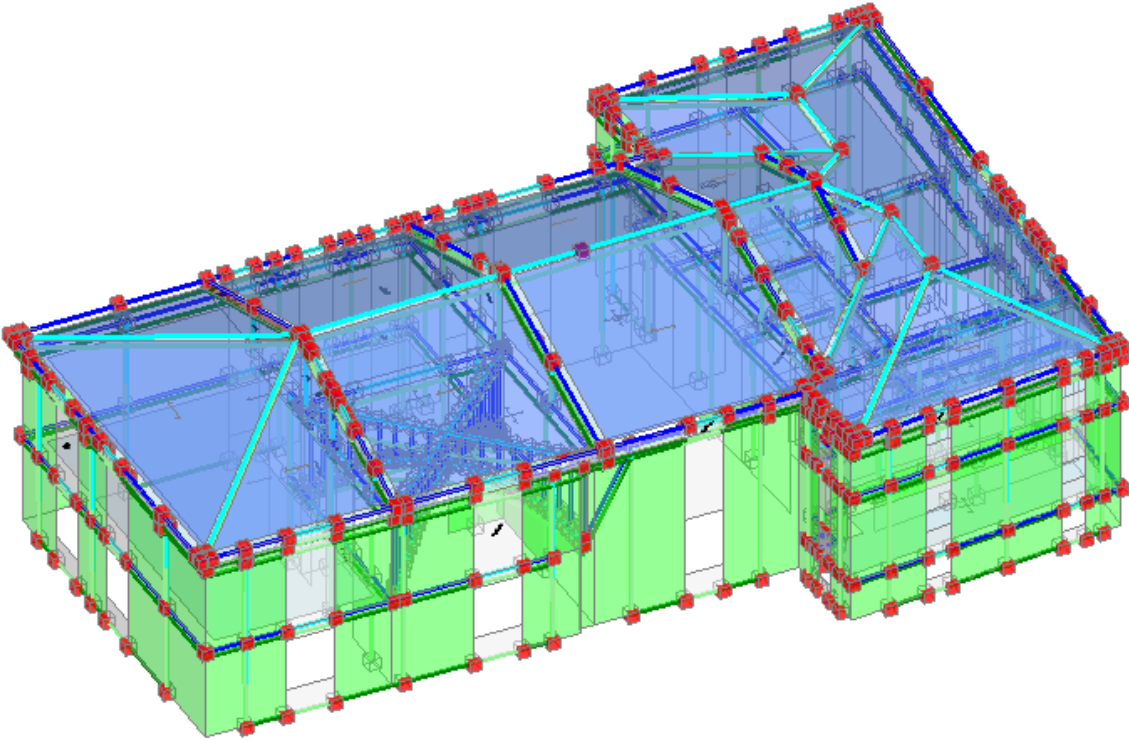


Figura 40 - Verifica Pressoflessione Ortogonale 3D

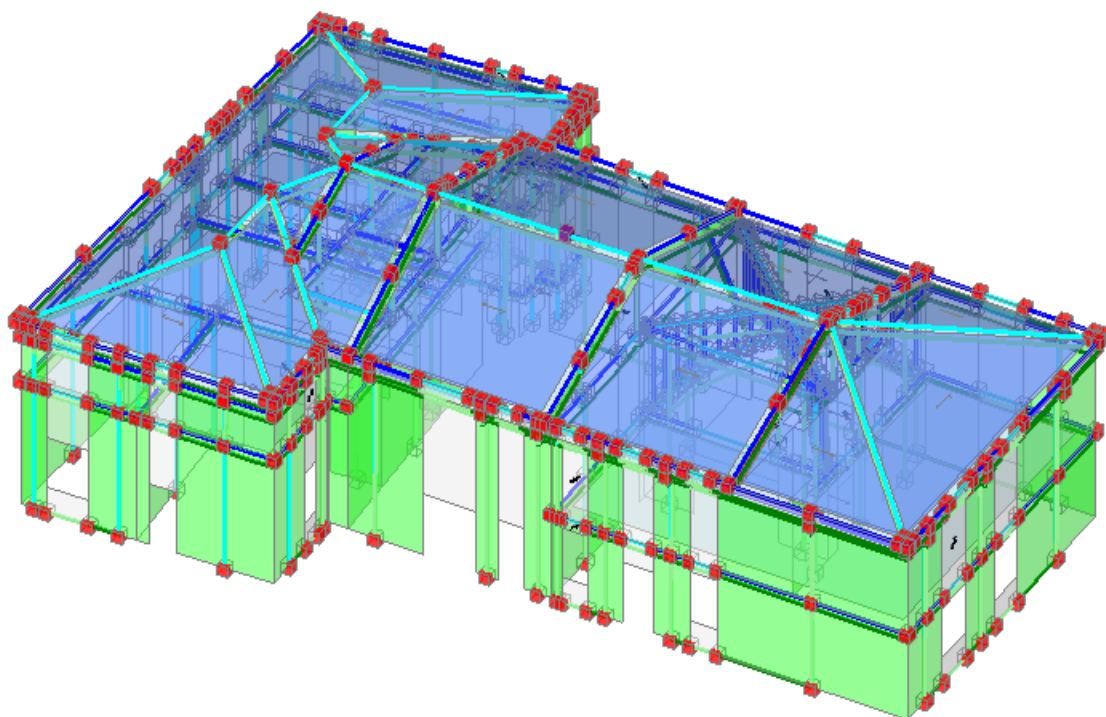


Figura 41 - Verifica Pressoflessione Ortogonale 3D

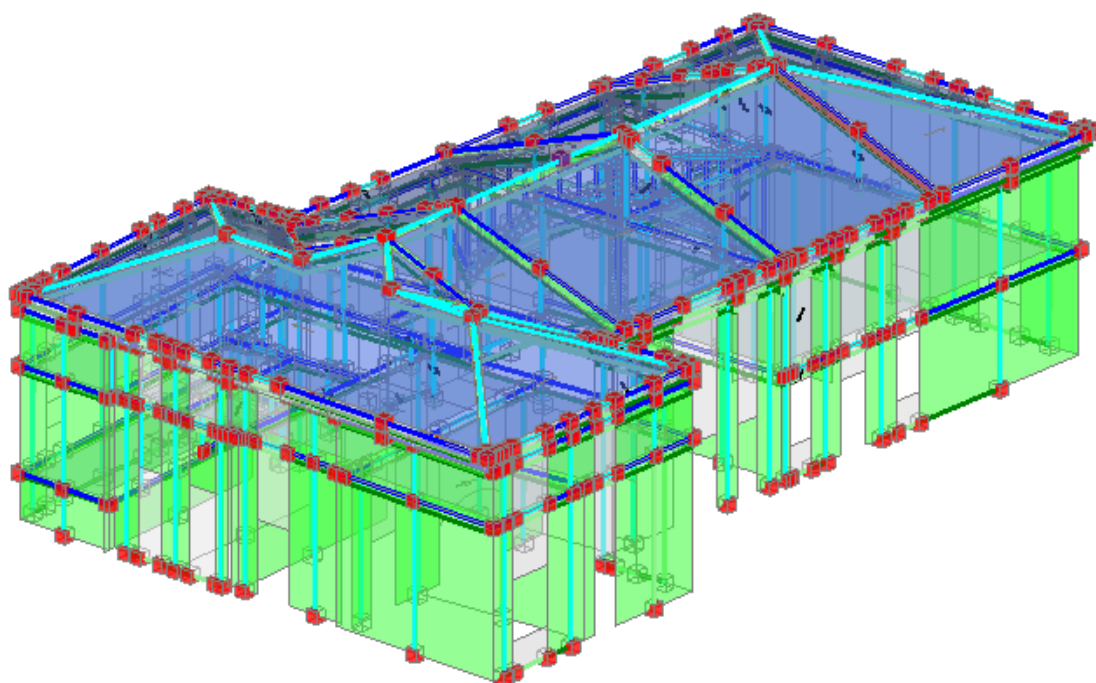


Figura 42 - Verifica Pressoflessione Ortogonale 3D

I modelli che si sono generati sotto le diverse azioni di sollecitazione restituiscono una buona risposta della struttura riportata anche dalla colorazione dei maschi murari, pertanto non avendo riscontrato particolari problemi si può ritenere l'edificio sufficientemente capacitivo nei confronti dei carichi statici di progetto.

Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]		
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura		
SLU di salvaguardia della Vita (SLV)		
Verifica di Resistenza (RES)		
Involuppo CCC		
Pressofless. complanare [§4.5.6]	0.000	70.4%
Taglio scorcimento [§4.5.6]	0.000	93.3%
Taglio fessuraz. diag. [§4.5.6]	0.254	91.2%
Pressofless. ortogonale (da modello 3D)	0.000	93.3%
Pressofless. ortog. [§4.5.6.2]		
SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorcimento sul piano di posa [§6.4.2.1]		
Coefficienti di sicurezza per verifiche da azioni in input: verde: soddisfatte per tutti gli elementi rosso: non soddisfatte per uno o più elementi		

4.4 – Analisi modale

È importante fare un accenno iniziale a questo tipo di verifica. L'analisi dinamica modale viene eseguita sui modi di vibrare della struttura.

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. Si definisce così il modo di vibrazione, caratterizzato anche dalla rigidità e dalla massa del sistema. A ciascuna oscillazione corrisponde un periodo e il primo modo di vibrare con il periodo più elevato è generalmente il più importante poiché ad esso corrispondono forze di inerzia maggiori.

Infine, vengono calcolate dai modi di vibrazione e poi 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.

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

Il modo 2 definisce lo spostamento maggiore in X con un periodo $T = 0.129s$ e 86% di massa partecipante.

Il modo 1 definisce lo spostamento maggiore in Y con un periodo $T = 0.138s$ e 53% di massa partecipante.

Il modo 3 definisce lo spostamento torsionale maggiore con un periodo $T = 0.110s$ e 92% di massa partecipante.

Nella tabella sottostante si riportano le caratteristiche modali dell'analisi.

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
14	2.516	-0.461	5.698	169.62
15	-2.638	2.376	2.703	137.99
16	0.318	1.307	-6.719	76.32
17	0.720	1.634	1.533	66.22
18	0.131	2.072	-4.062	86.39
19	0.163	0.737	3.127	77.54
20	-0.744	-1.983	-1.139	69.43
21	-0.004	0.737	2.022	90.31
22	1.149	2.369	3.218	64.13
23	0.785	-2.810	1.155	105.61
24	-0.689	5.081	-0.088	97.72
25	-0.055	0.057	3.882	134.04
26	-0.285	-0.628	-1.442	65.60
27	0.224	2.656	0.106	85.18
28	0.540	-0.816	1.059	123.47
29	0.132	-0.002	-1.992	179.13
30	1.301	0.189	0.773	8.25
31	5.873	0.512	-0.597	4.99
32	-1.715	-0.187	1.508	6.21
33	-0.408	-0.075	-0.312	10.37
34	-1.064	-0.144	-0.170	7.71
35	0.262	-0.009	1.690	177.99
36	0.106	0.140	0.564	53.04
37	-0.020	0.151	-0.487	97.48
38	-0.319	-0.107	-1.378	18.56
39	0.075	-0.002	-0.161	178.61
40	0.115	0.063	-2.619	28.77
41	-0.027	-0.166	1.134	80.86
42	0.080	0.126	0.688	57.64
43	-0.102	-0.118	-1.667	49.22
44	-0.150	-0.264	0.359	60.34
45	0.130	-0.045	-0.137	160.84
46	0.000	-0.043	2.210	89.52
47	0.021	0.051	0.689	67.48
48	-0.077	0.066	0.220	139.24
49	-0.045	-0.048	1.661	46.64
50	0.072	-0.146	-1.446	116.18

Modo	Autovalore (rad/sec) ²	Frequenza (cicli/sec)	Periodo (sec)	Masse modali efficaci (% sulla massa totale)			Totale progressivo %			Quote masse modali efficaci (m)		
				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
14	3.35929E04	2.9E01	0.034	0.349	0.012	1.807	97.101	96.210	87.510	4.052	4.849	5.251
15	3.48385E04	3.0E01	0.034	0.384	0.312	0.407	97.485	96.521	87.917	4.512	4.757	5.308
16	3.75691E04	3.1E01	0.032	0.006	0.094	2.513	97.490	96.616	90.430	5.049	4.621	5.154
17	3.90706E04	3.1E01	0.032	0.029	0.147	0.131	97.519	96.763	90.561	4.512	4.756	5.022
18	4.32521E04	3.3E01	0.030	0.001	0.237	0.919	97.520	97.000	91.479	5.050	4.564	5.019
19	4.53265E04	3.4E01	0.030	0.001	0.030	0.544	97.521	97.030	92.024	5.263	4.521	5.148
20	4.59079E04	3.4E01	0.029	0.031	0.217	0.072	97.552	97.247	92.096	4.816	4.263	4.938
21	4.61937E04	3.4E01	0.029	0.000	0.030	0.228	97.552	97.277	92.323	5.479	4.907	5.077
22	4.71476E04	3.5E01	0.029	0.073	0.310	0.577	97.625	97.587	92.900	4.472	4.329	4.976
23	5.23009E04	3.6E01	0.027	0.034	0.436	0.074	97.659	98.022	92.974	4.927	2.701	4.953
24	5.31617E04	3.7E01	0.027	0.026	1.425	0.000	97.685	99.447	92.975	3.655	3.836	4.958
25	5.92004E04	3.9E01	0.026	0.000	0.000	0.839	97.685	99.448	93.814	5.256	4.729	5.105
26	6.18472E04	4.0E01	0.025	0.004	0.022	0.116	97.690	99.469	93.930	4.740	4.235	5.055
27	6.27000E04	4.0E01	0.025	0.003	0.389	0.001	97.692	99.859	93.930	4.490	3.680	5.068
28	6.33758E04	4.0E01	0.025	0.016	0.037	0.062	97.708	99.895	93.993	4.715	4.430	5.095
29	7.21187E04	4.3E01	0.023	0.001	0.000	0.221	97.709	99.895	94.214	4.927	4.375	4.897
30	7.48013E04	4.4E01	0.023	0.093	0.002	0.033	97.803	99.897	94.247	3.550	5.373	4.981
31	7.51506E04	4.4E01	0.023	1.904	0.014	0.020	99.707	99.912	94.267	2.749	4.154	4.962
32	7.67065E04	4.4E01	0.023	0.162	0.002	0.127	99.869	99.914	94.393	4.318	4.807	4.939
33	8.07242E04	4.5E01	0.022	0.009	0.000	0.005	99.878	99.914	94.399	3.961	5.047	4.883
34	8.15131E04	4.5E01	0.022	0.062	0.001	0.002	99.941	99.915	94.400	4.683	4.933	4.886
35	8.66120E04	4.7E01	0.021	0.004	0.000	0.159	99.944	99.915	94.559	4.767	5.040	4.954
36	9.35911E04	4.9E01	0.021	0.001	0.001	0.018	99.945	99.916	94.577	4.452	5.015	4.687
37	9.73590E04	5.0E01	0.020	0.000	0.001	0.013	99.945	99.918	94.590	5.081	5.019	4.648
38	1.03169E05	5.1E01	0.020	0.006	0.001	0.106	99.951	99.918	94.696	5.185	5.209	4.897
39	1.05670E05	5.2E01	0.019	0.000	0.000	0.001	99.951	99.918	94.698	5.163	5.328	4.931
40	1.08023E05	5.2E01	0.019	0.001	0.000	0.382	99.952	99.918	95.079	5.543	5.094	4.831
41	1.08948E05	5.3E01	0.019	0.000	0.002	0.072	99.952	99.920	95.151	4.067	5.432	4.971
42	1.19850E05	5.5E01	0.018	0.000	0.001	0.026	99.952	99.921	95.177	5.543	5.193	4.818
43	1.22705E05	5.6E01	0.018	0.001	0.001	0.155	99.953	99.922	95.332	5.835	5.593	4.836
44	1.32389E05	5.8E01	0.017	0.001	0.004	0.007	99.954	99.925	95.339	5.666	5.826	4.853
45	1.37102E05	5.9E01	0.017	0.001	0.000	0.001	99.955	99.926	95.340	6.039	5.755	5.001
46	1.43661E05	6.0E01	0.017	0.000	0.000	0.272	99.955	99.926	95.612	6.020	5.324	4.836
47	1.46472E05	6.1E01	0.016	0.000	0.000	0.026	99.955	99.926	95.639	6.103	5.249	4.708
48	1.55389E05	6.3E01	0.016	0.000	0.000	0.003	99.955	99.926	95.642	4.772	5.376	4.932
49	1.56641E05	6.3E01	0.016	0.000	0.000	0.154	99.955	99.926	95.795	5.739	5.495	4.491
50	1.61773E05	6.4E01	0.016	0.000	0.001	0.116	99.956	99.927	95.912	5.069	5.469	4.820

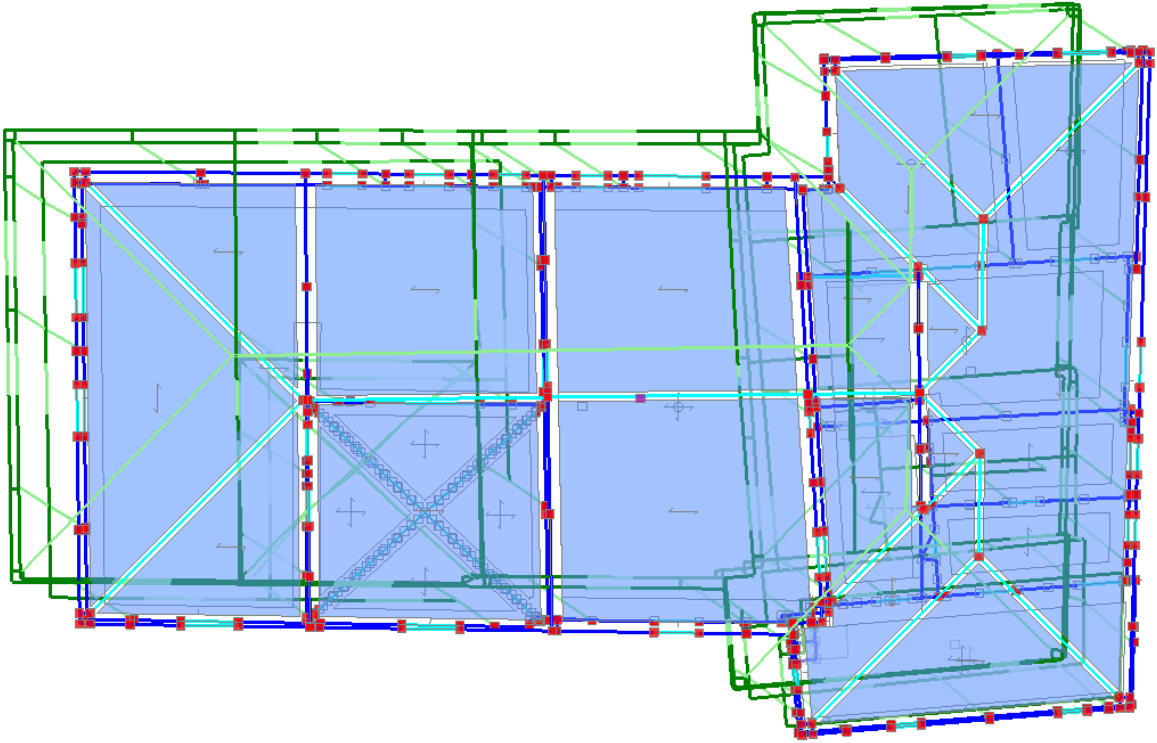


Figura 43 - Modo di vibrare n°2 – traslatorio X

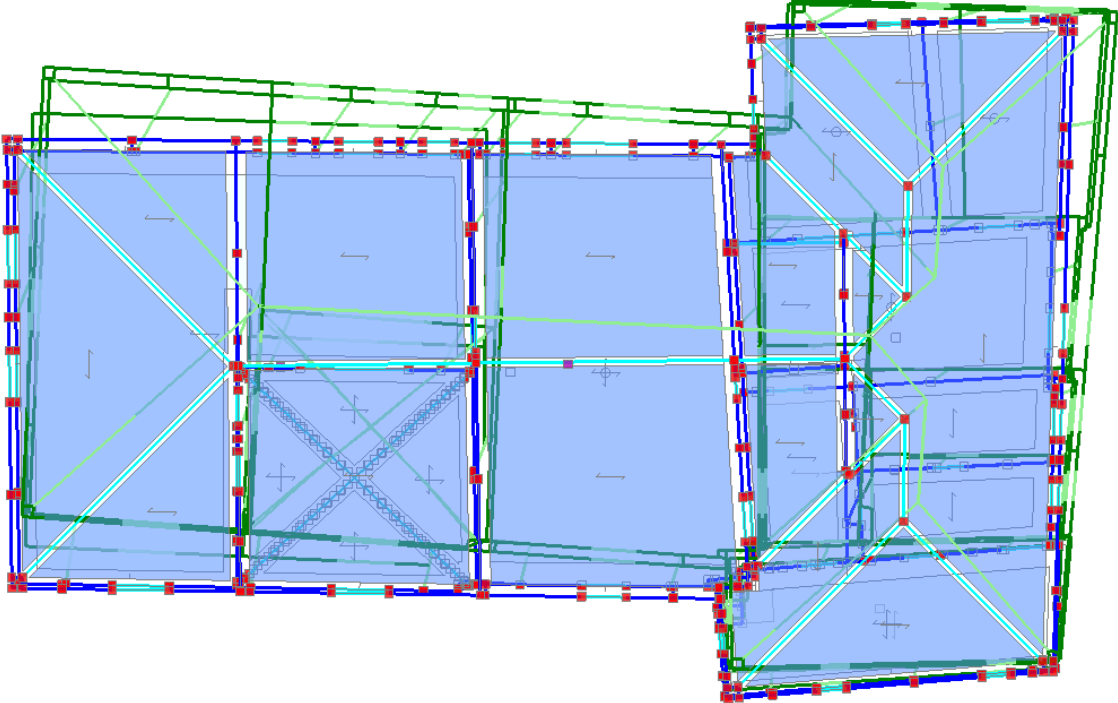


Figura 44 - Modo di vibrare n°1 – traslatorio Y

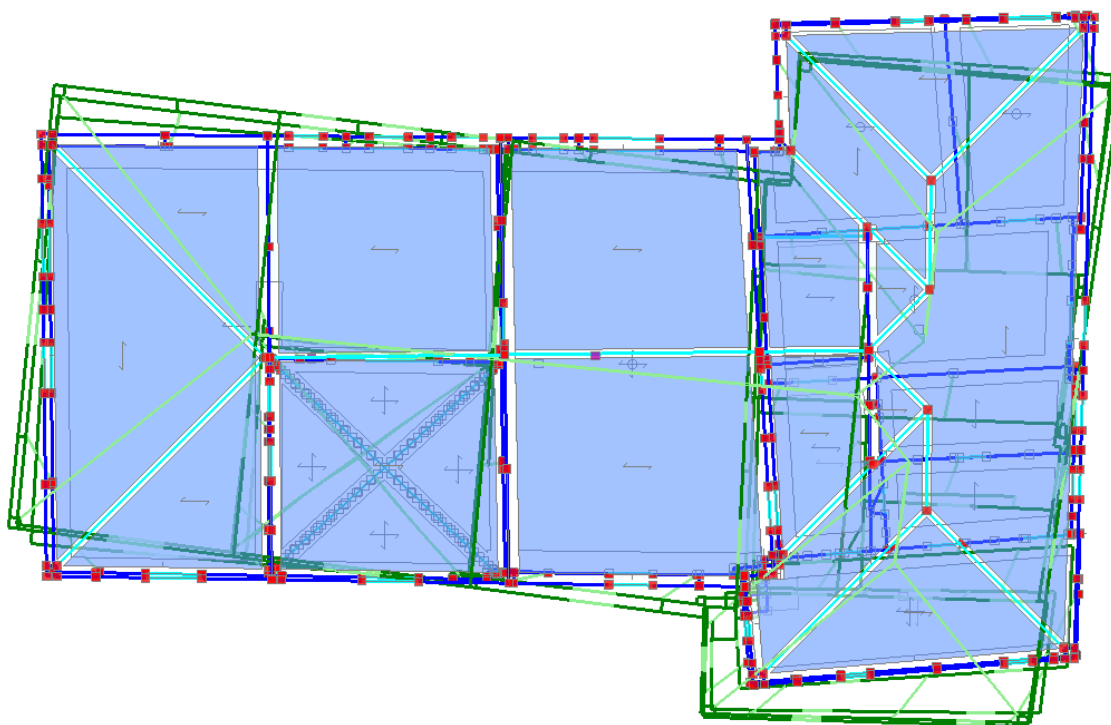


Figura 45 - Modo di vibrare n°3 – torsionale

4.5 – Valutazione della vulnerabilità sismica

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, coincidenti 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 **B** sta a simboleggiare l'analisi **UNI-MODALE**, ovvero alle forze proporzionali alla distribuzione delle forze modali corrispondenti al primo modo di vibrazione nella direzione considerata, mentre la distribuzione **E** corrisponde all'analisi **UNIFORME**, o meglio alle forze proporzionali alle masse.

Si eseguono quindi le seguenti verifiche:

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 50KN nelle direzioni principali X e Y prese in entrambi i versi, considerando nell'elaborazione delle curve anche il momento torcente.

I risultati delle analisi vanno ricercati in corrispondenza dello stato limite di Salvaguardia della Vita SLV, il cui periodo di ritorno dell'azione sismica TR è pari a 475 anni. L'indice di rischio viene calcolato secondo i termini dello spostamento, rapportando quindi la capacità alla domanda.

4.5.1 – Verifica di vulnerabilità sismica

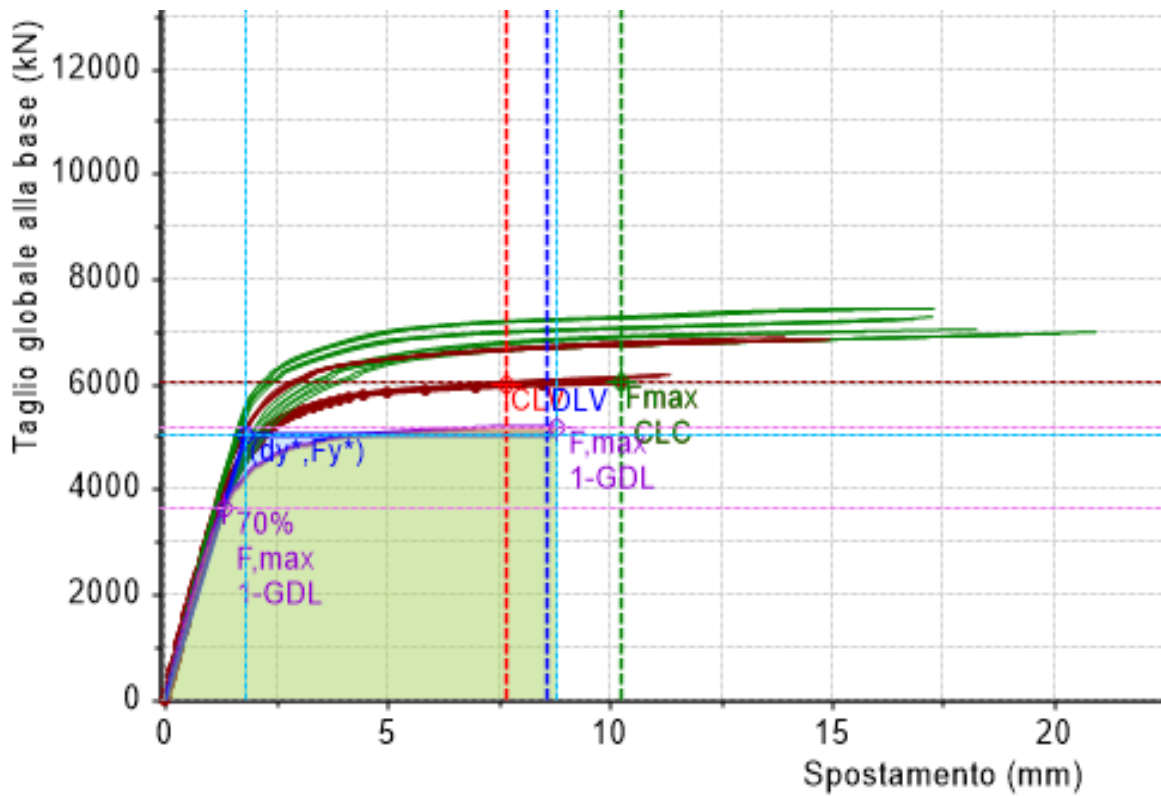
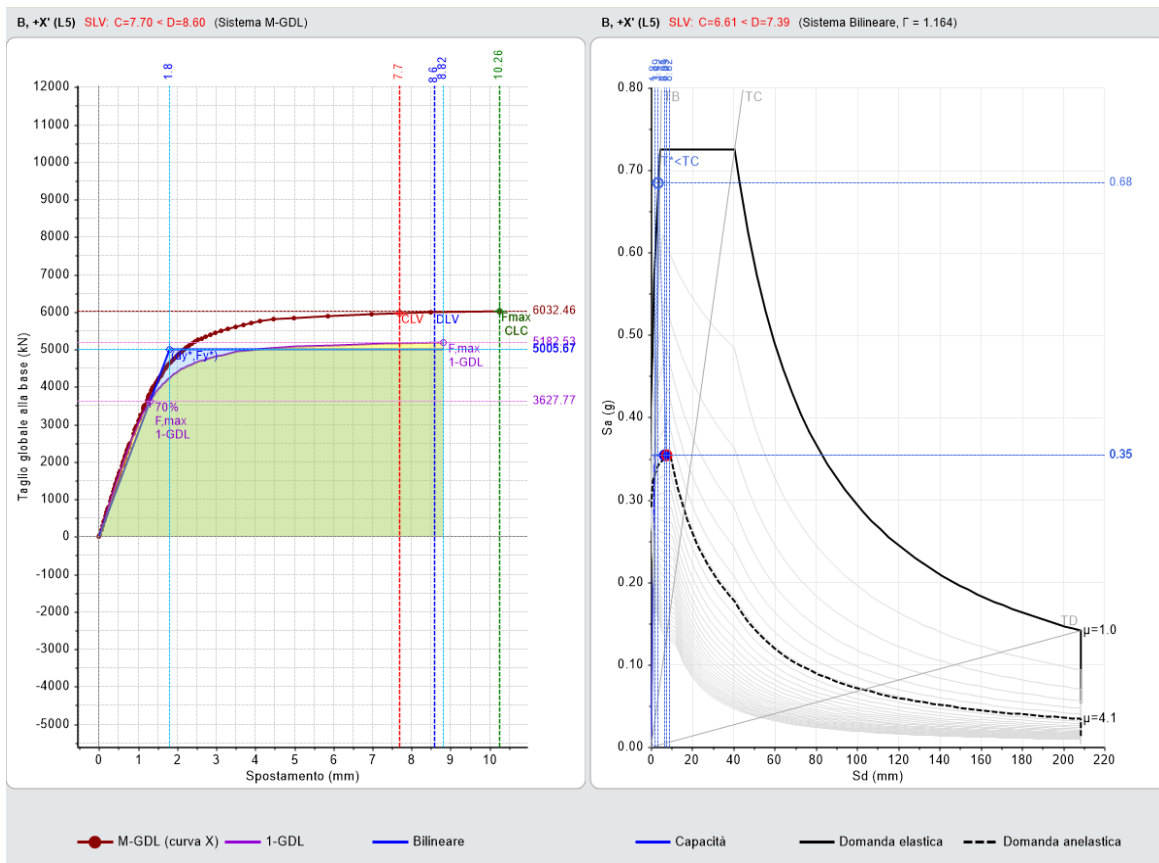


Figura 46 – Curve di Capacità



Push 5 – Push modo +Fx

Vengono quindi calcolati gli indici di sicurezza riferiti alle **Accelerazioni**.

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	$\zeta_{PGA}(SLV)$	$\zeta_{TR}(SLV)$	VN,CLV
1	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	B	+X'				L5	0.938	0.799	40
2	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+X'			±	L5	0.993	0.966	48
3	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+X'		+		L5	0.942	0.810	41
4	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+X'		+	±	L5	0.993	0.966	48
5	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+X'		-		L5	0.924	0.756	38
6	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+X'		-	±	L5	0.962	0.881	44
7	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+Y'				L5	1.309	2.857	143
8	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+Y'			±	L5	1.368	3.476	174
9	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+Y'		+		L5	1.368	3.476	174
10	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+Y'		+	±	L5	1.368	3.476	174
11	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+Y'		-		L5	1.103	1.435	72
12	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+Y'		-	±	L5	1.368	3.476	174
13	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	-X'				L5	0.962	0.876	44
14	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	-X'			±	L5	1.017	1.058	53
15	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	-X'		+		L5	0.962	0.876	44
16	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	-X'		+	±	L5	0.983	0.941	47
17	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	-X'		-		L5	0.962	0.868	43
18	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	-X'		-	±	L5	1.000	1.004	50
19	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	-Y'				L5	1.368	3.476	174
20	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	-Y'			±	L5	1.368	3.476	174
21	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	-Y'		+		L5	1.368	3.476	174
22	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	-Y'		+	±	L5	1.368	3.476	174
23	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	-Y'		-		L5	1.368	3.476	174
24	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	-Y'		-	±	L5	1.368	3.476	174
25	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X'				L5	1.082	1.330	67
26	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X'			±	L5	1.199	1.980	99
27	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X'		+		L5	1.089	1.378	69
28	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X'		+	±	L5	1.203	2.021	101
29	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X'		-		L5	1.127	1.563	78
30	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X'		-	±	L5	1.196	1.940	97
31	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y'				L5	1.368	3.476	174
32	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y'			±	L5	1.368	3.476	174
33	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y'		+		L5	1.368	3.476	174
34	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y'		+	±	L5	1.351	3.299	165
35	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y'		-		L5	1.368	3.476	174
36	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y'		-	±	L5	1.361	3.386	169
37	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-X'				L5	1.103	1.427	71

38	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-X'		±	L5	1.223	2.147	107
39	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-X'	+		L5	1.103	1.435	72
40	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-X'	+	±	L5	1.189	1.903	95
41	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-X'	-		L5	1.103	1.435	72
42	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-X'	-	±	L5	1.155	1.708	85
43	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-Y'			L5	1.357	3.362	168
44	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-Y'		±	L5	1.351	3.316	166
45	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-Y'	+		L5	1.364	3.433	172
46	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-Y'	+	±	L5	1.326	3.029	152
47	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-Y'	-		L5	1.306	2.806	140
48	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	-Y'	-	±	L5	1.306	2.806	140

In tutte le analisi si è riscontrato un valore di q^* inferiore al valore limite di 3,00, perciò l'indice di rischio I_R calcolato può essere validato.

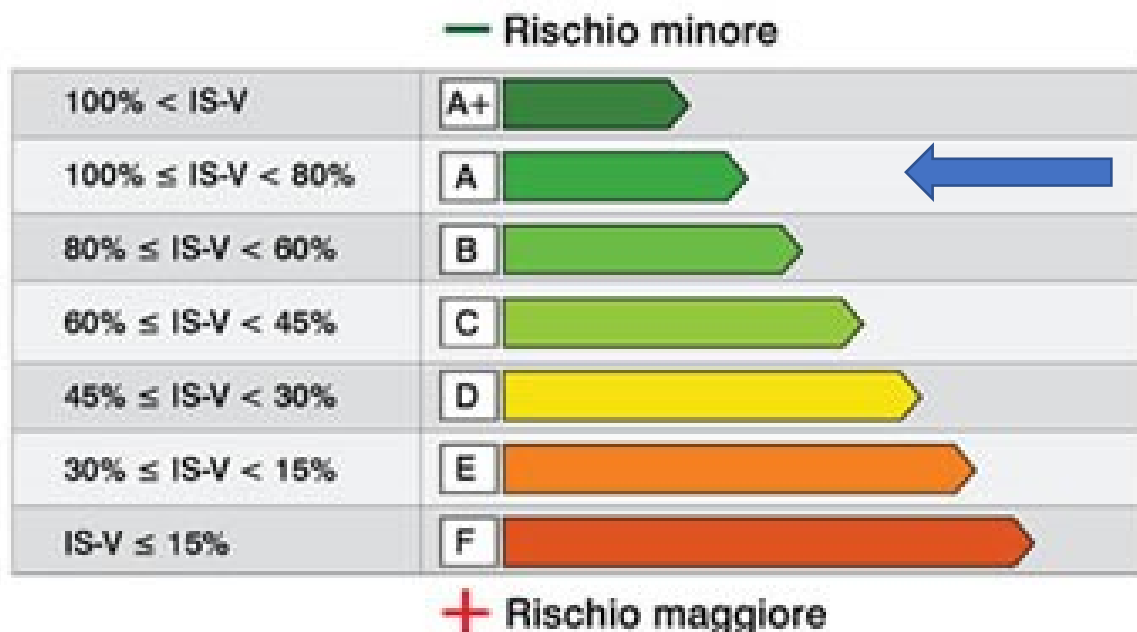
L'analisi più penalizzante è in direzione X la Push 5 (Push modo +Fx) a cui corrisponde un $IR=0,924$.

4.6 – Vulnerabilità sismica globale

L'indice di rischio globale viene valutato analizzando criticamente i risultati numerici dell'analisi.

Dalla tabella riportata nel capitolo delle analisi pushover, si stima che l'indice di rischio è rappresentato da un valore pari a **0,924**, considerando le **Accelerazioni**.

In questo caso si ritiene di poter assegnare all'edificio, usando una accezione alla Sisma Bonus, una classe di rischio "A".



Conclusioni

Negli ultimi anni, a seguito dei diversi terremoti che hanno colpito il nostro Paese, la valutazione e verifica della vulnerabilità sismica del costruito esistente è divenuta un fondamentale punto di analisi e di studio volta a conoscere e migliorare le prestazioni degli edifici, nonché a salvaguardare le vite umane.

Oggi circa il 70% degli edifici italiani non è in grado di resistere ai terremoti cui potrebbe trovarsi soggetto: questo è un dato senza dubbio preoccupante, ma ci sono alcune considerazioni da dover fare. Spesso l'attività di analisi deve confrontarsi con un complesso e disomogeneo patrimonio edilizio, risultato di stratificazioni costruttive e di modifiche subite nel tempo. Da questo ne scaturisce la difficoltà oggettiva, a differenza delle strutture nuove, d'identificare le proprietà meccaniche dei materiali e le geometrie strutturali di un edificio esistente.

Per questi motivi, dunque, al fine di sviluppare un'affidabile e realistica valutazione della sicurezza strutturale, è necessario adottare un approccio capace di integrare gli specifici studi scientifici di tipo ingegneristico con quelli dedicati alla conoscenza del fabbricato. Inoltre, per le medesime ragioni sopra esposte, la modellazione degli edifici esistenti è difficoltosa ed i modelli ideali con cui si cerca di analizzare il loro comportamento non sono aderenti alla realtà, dal momento che una modellazione meccanica in grado di cogliere perfettamente certi tipi di comportamento può risultare inefficace nel coglierne degli altri.

L'obiettivo dello studio qui presentato è stato quello di analizzare il reale stato di fatto in termini di criticità e carenze strutturali di una parte della Rocca Roveresca di Senigallia, partendo dalla consapevolezza di andare a valutare un patrimonio architettonico complesso e disomogeneo, dalla disponibilità d'informazioni limitate fruibili e dalla relativa difficoltà di reperimento, nonché dalle finalità dell'analisi da eseguire.

I dati iniziali sono stati presi da ricerche scientifiche effettuate nel tempo ed il punto di partenza è stata la campagna di rilievo condotta dal Ministero per i beni e le attività culturali e per il turismo.

La metodologia che è scaturita da tutta l'attività di studio risulta essere di facile utilizzo e permette di controllare, passo dopo passo, tutti i dati di calcolo grazie all'impiego dello strumento di analisi PCM fornito dall'azienda AEDES nell'ambito dell'ingegneria civile. Essa adotta una modellazione numerica agli elementi finiti, che offre il vantaggio di poter modellare qualsiasi tipo di struttura anche di forma molto irregolare, ed un'analisi dinamica lineare (o modale) con spettro di risposta, utile per descrivere il comportamento in esercizio di strutture non soggette a dissesti significativi.

Le analisi statiche effettuate, in riferimento al comportamento della struttura nei confronti dei carichi agenti e dagli sforzi di progetto, riportano un buon grado di verifica dei maschi murari sotto le sollecitazioni di taglio e pressoflessione ortogonale 3D e complanare.

I risultati ottenuti dalle analisi numeriche sono stati presentati sotto forma di capacità espressa sia in termini di accelerazione di picco al suolo (PGAC,SLV) e successivamente, tenendo conto della domanda espressa tramite i valori di riferimento dell'azione sismica (PGAD,SLV = 0.924 g e TRD,SLV = 756 anni), è stato calcolato l'indice di rischio IR = 0.924 in linea, rispettivamente, con le indicazioni normative delle NTC 2018.

Per la lettura dei risultati ci si è riferiti all'attuale legge sul Sisma Bonus che ne classifica la classe di rischio in relazione all'indice di rischio ottenuto dalle analisi.

Dalle analisi condotte si evince che ci troviamo di fronte ad una porzione di Rocca poco vulnerabile.

È possibile affermare l'esistenza di incertezza in tali risultati data dalla determinazione delle resistenze degli elementi strutturali. Per gli edifici in muratura, ad esempio, è risaputo che per ottenere un valore medio attendibile di resistenza dell'edificio è necessario condurre un'adeguata campagna sperimentale.

La situazione migliore sarebbe stata quella di arrivare ad avere il livello di conoscenza più alto (LC3a), che però, nella maggior parte dei casi, non sempre è perseguibile in quanto comporta un impegno economico (per le superfici da analizzare) ed un grado

di invasività (per le funzioni svolte all'interno degli edifici ed il relativo pregio storico) non indifferente.

Tuttavia, dall'intero studio condotto ne deriva che il processo di conoscenza di un edificio esistente è un percorso lungo e complesso e l'attendibilità dei risultati di una valutazione di vulnerabilità sismica è l'espressione del livello di approfondimento raggiunto. Il ruolo degli esperti, infatti, dovrebbe essere quello di fornire le proprie valutazioni deducibili sulla base delle conoscenze acquisite, evidenziandone chiaramente il grado d'incertezza e, quindi, l'affidabilità. La decisione sul da farsi, poi, spetta alle autorità preposte e non può che essere nella direzione della massima prudenza, informando adeguatamente gli utenti sui rischi e sulle azioni messe in campo.

Bibliografia

1. R. Capozucca (2014), Teoria e Tecnica delle Strutture in muratura.
2. R. Capozucca (2017), Experimental response of historic brick masonry under biaxial loading.
3. Elide Tomasoni (2008), Le Volte in muratura negli edifici storici: tecniche costruttive e comportamento strutturale.
4. Alessandra Meschini, Enrica Petrucci; Rappresentazione sincronica e ricostruzioni diacroniche della Rocca di Senigallia. Un approccio di conoscenza integrato.
5. A. Meschini, E. Petrucci, A. Dall'Asta, G. Leoni, A. Zona; Integrated Approach for Seismic Vulnerability analysis of historic massive defensive structures.
6. 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
7. Norme Tecniche per le Costruzioni 2018
8. AEDES, Teoria Programma PCM