POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

Tesi di Laurea Magistrale

Progetto di recupero funzionale e miglioramento statico del complesso monumentale di Palazzo Molines in Giaveno



Relatore Candidato

prof. Carlo Luigi Ostorero Enrico Boraggini

Correlatore

prof. Alessandro Grazzini

Anno Accademico 2021/2022

SOMMARIO

INTRO	DDUZIONE	4
1. IN	TRODUZIONE SULLA MURATURA E LE SUE CARATTER	ISTICHE
MECC	<i>TANICHE</i>	6
1.1	Introduzione alla muratura	6
1.1		
1.2	Le tipologie murarie	
1.2	.1 I blocchi	8
1.2	.2 La malta	11
1.2	.3 La tessitura	11
1.3	Le caratteristiche meccaniche della muratura	12
1.3	.1 Comportamento a trazione-compressione	12
1.3	.2 Comportamento a flessione e taglio	14
1.4	Risposta sismica negli edifici in muratura	15
1.4	-1 Comportamento scatolare della struttura	
	.2 Le lesioni nei fabbricati in muratura in caso di sisma	
2. P A	ALAZZO MOLINES: ANALISI STORICA E RILIEVO	24
2.1	Analisi storica della città e del fabbricato	24
2.2	Inquadramento e morfologia	28
2.3	Rilievo degli elementi	32
2.3	.1 Muratura	32
2.3	.2 Orizzontamenti	34
2.4	Livello di conoscenza	35
3. AI	NALISI DEGLI EDIFICI IN MURATURA	37
3.1	Sviluppo storico dei modelli di calcolo	37
3.2	Metodi di calcolo per macro-elementi	
3.2	.1 Modello proposto da Lagomarsino et al	38
3.3	Metodi di analisi	40
3 3	1 Analisi statica non lineare	40

3.4	Determinazione delle azioni sulla struttura	44
3.4.	1 Azioni permanenti (G)	44
3.4.	2 Azioni variabili (Q)	45
3.4.	3 Azione sismica (E)	47
4. M(ODELLAZIONE TRIDIMENSIONALE	51
4.1	Modellazione delle pareti	51
4.2	Modellazione degli orizzontamenti	54
4.3	Generazione della mesh	57
5. AN	VALISI STATICA DI PALAZZO MOLINES	60
5.1	Snellezza della muratura	60
5.2	Eccentricità dei carichi	61
5.3	Verifica ai carichi verticali	62
5.4	Analisi dei risultati per la verifica statica	63
5.4.	1 Commento ai risultati di analisi	67
6. AN	VALISI SISMICA DI PALAZZO MOLINES	70
6.1	Verifiche sismiche secondo normativa	71
6.2	Metodo pushover attraverso 3Muri	72
6.3	Analisi dei risultati per la verifica sismica	73
	1 Stato di fatto	
	2 Stato di progetto	
6.4	Commento ai risultati di analisi	84
7. <i>PR</i>	OPOSTA DI RECUPERO FUNZIONALE DEL PALAZZO	85
7.1 P	resentazione del progetto sviluppato	85
7.2 D	eterminazione delle nuove destinazioni d'uso	85
7.3 N	uova porzione di edificio	86
7.4 Iı	nterventi strutturali paralleli al recupero funzionale	87
CONC	LUSIONI	88

Bigliografia	89
8 · 8 · J	
Allegati	

INTRODUZIONE

Il tessuto urbano caratteristico della maggior parte dei comuni italiani, fondato sulla stratificazione di fabbricati edili per centinaia di anni, si presenta come un problema complesso da affrontare per le amministrazioni locali. Per quanto si possa convenire sulla ricchezza culturale degli edifici storici, lo stanziamento di fondi per la valorizzazione, manutenzione e monitoraggio risulta difficile a fronte di un ritorno economico futuro non certo. Non si può ridurre il problema ad un mero ambito numerico, gli edifici che compongono la città possono essere definiti tali solo se vengono vissuti e fruiti dalla comunità.

L'elaborato si concentra sullo studio del complesso di Palazzo Molines in Giaveno, sede municipale dal Seicento agli anni Venti del secolo scorso, successivamente alterato in pianta dalla costruzione di una scuola primaria. Obiettivo dell'elaborato è quello di proporre una rifunzionalizzazione del Palazzo attraverso uno sguardo multidisciplinare, tenendo in considerazione le necessità cittadine, preservando la valenza storico-culturale del fabbricato e valutandone la fattibilità da un punto di vista strutturale.

La tesi può essere quindi suddivisa in due sezioni, appartenenti a due ambienti relativamente distanti nelle specializzazioni del panorama edile moderno, ma vicendevolmente propedeutiche: la prima parte di carattere strutturale e la seconda più improntata sugli aspetti architettonici.

La prima parte dell'elaborato si pone come obiettivo la valutazione di carattere statico e sismico dell'agglomerato, approfondendo vari aspetti quali la scelta del modello di calcolo e i parametri meccanici delle componenti dell'edificio, riassumibili all'interno del percorso della conoscenza. Si metterà successivamente in luce l'importanza che l'attuale approccio normativo pone sulle indagini conoscitive, confrontando i risultati ottenuti attraverso il software 3Muri.

La seconda parte verte sullo sviluppo di una proposta di rifunzionalizzazione del complesso che concili le necessità cittadine e il rispetto del valore storico-culturale dell'edificio, sfruttando l'analisi effettuata per validarne la fattibilità.

L'intervento consiste nell'aggiunta di un volume di nuova costruzione che riprenda l'antica conformazione del palazzo, sviluppando concretamente quelli che sono i concetti della teoria del restauro. Il volume svolge la duplice funzione di apparato di distribuzione verticale per il complesso, abbattendone le barriere architettoniche, e di collegamento con la piazza antistante, recentemente ristrutturata all'interno di un piano più ampio di rivalutazione dell'area.

Il percorso portato avanti in questo elaborato si pone come contributo in un eventualmente futuro progetto di rivalutazione del complesso di Palazzo Molines in Giaveno.

1. INTRODUZIONE SULLA MURATURA E LE SUE CARATTERISTICHE MECCANICHE

1.1 Introduzione alla muratura

Attraverso il termine "muratura" si va ad intendere un materiale composito ottenuto attraverso la sovrapposizione di elementi resistenti, di origine naturale o artificiale, che possono eventualmente essere legati per mezzo di malte. Una definizione lasciata volutamente ampia per permetterci di inglobare una vasta varietà di materiali e tecniche, oltre a numerose morfologie murarie che differenziano i manufatti storici, tra le quali paramenti, archi, volte, cupole.

La muratura può essere annoverata tra i materiali da costruzione più utilizzati in antichità, fino all'avvento di nuove tecnologie nel diciannovesimo secolo. In tempi recenti è avvenuto un progressivo abbandono della tecnica costruttiva, in favore di metodi più innovativi quali intelaiature in acciaio e calcestruzzo armato, ritenute meno costose e di più veloce lavorazione.

Sono comunque numerosi gli aspetti che fanno delle costruzioni in muratura una valida alternativa nel mondo contemporaneo: i paramenti non assolvono unicamente la funzione di portanza statica sotto le azioni verticali e orizzontali, ma si rendono utili anche nella suddivisione degli spazi interni, nel raggiungimento degli standard termici e acustici, nella protezione dagli agenti atmosferici esterni, sono caratterizzati da una elevata durabilità nel tempo e una buona resistenza al fuoco, la manodopera necessaria non deve essere necessariamente specializzata.

Le caratteristiche meccaniche principali che contraddistinguono sono una buona resistenza a trazione, principalmente legata al materiale di cui sono composti i blocchi, e una scarsa resistenza a trazione. Obiettivo progettuale, per un corretto funzionamento della struttura, è quindi quello di ridurre al massimo le tensioni di trazione e fare in modo che tutti i paramenti murari

risultino compressi, allo scopo di sopperire alle azioni flettenti e taglianti agenti sulla struttura.

Lo studio e la conoscenza di questa tecnica costruttiva riveste comunque un importante aspetto nel settore edile in ottica della conservazione del patrimonio costruttivo italiano, in quanto ne è composto per oltre il 70%.

1.2 Le tipologie murarie

Il termine muratura, come detto in precedenza, va a raggruppare un elevatissimo numero di elementi, che possono differire profondamente a causa dei materiali utilizzati, dalla tessitura e dalla dimensione degli stessi. Questa valutazione vale allo stesso tempo per murature antiche e moderne, aggiungendo però che per quest'ultime sono presenti standard di controllo molto alti e ci si può avvalere di tecniche diverse, quali la muratura armata e quella intelaiata.

Attraverso la Tabella C8A.2.1 (§ C8A.2) dell'OPCM 3431/05 ci viene fornita una classificazione normata delle tipologie di muratura:

Tipologia di muratura	$f_{\rm m}$ (N/cm ₂)	τ ₀ (N/cm ₂)	E (N/mm ₂)	G (N/mm ₂)	w (kN/m ₃)
	Min-max	Min-max	Min-max	Min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Tabella 1.1 - Classificazione delle tipologie di muratura (OPCM 3431/05)

All'interno della tabella possiamo considerare le prime sei tipologie in quanto murature di tipo antico, su cui si andrà a intervenire unicamente in ottica di recupero, mentre le successive cinque le consideriamo come murature moderne.

Risulta evidente come da normativa si va ad analizzare il materiale di cui sono composti i blocchi e la tipologia di malta per operare la distinzione tra le tipologie: le caratteristiche meccaniche di questi due elementi presentano una elevata variabilità, accentuata in edifici storici in cui sarà presente una stratificazione nel tempo di interventi e ampliamenti, di conseguenza un profonda conoscenza del fabbricato, attraverso prove in sito, si renderà necessaria per una valutazione strutturale attendibile.

1.2.1 I blocchi

Possiamo suddividere i blocchi in tre distinte categorie, in funzione principalmente del materiale di cui sono costituite, cioè derivanti da pietre naturali, dalla cottura dell'argilla e da miscele di cemento e agglomerati.

Blocchi lapidei

Si va ad intendere, con pietre naturali, la tipologia di blocchi derivati da agglomerati di roccia presenti in natura, ricavati da cave, per cui si avranno forme più regolari, e da rocce di fiume levigate. Con resistenze meccaniche man mano più resistenti si possono definire pietre tenere, quali calcareniti e tufi; pietre semiduri, ad esempio arenarie, calcari e travertini; pietre dure, come marmi, dolomie, porfidi, serpentini, graniti.





Figure 1.1 e 1.2 - Paramenti in pietrame a secco e legato con malta

All'interno di questa tipologia è presente una elevata variabilità di caratteristiche meccaniche a compressione, che può variare da 2 MPa per pietre molto tenere fino a 100 MPa per pietre dure. Non è l'unico aspetto però che va ad impattare sulle caratteristiche del paramento murario: la resistenza dello stesso sarà fortemente legata alla forma, la dimensione e la tessitura degli elementi, che in passato venivano regolarizzati o utilizzati come reperiti in loco.

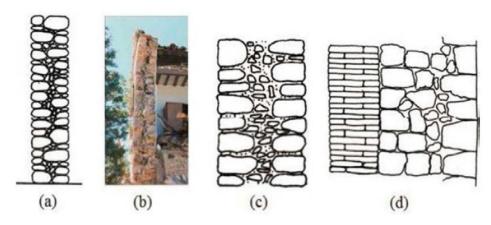


Figura 1.3 - Murature lapidee: (a) e (b) con due paramenti debolmente interconnessi, (c) muratura a sacco, (d) muratura con paramenti in materiale diverso

Blocchi in laterizio

I blocchi in laterizio, comunemente nominati mattoni, sono elementi di forma parallelepipeda prodotti attraverso la cottura di composti a base di argilla. Anticamente si utilizzavano unicamente mattoni pieni, comportando una massa dei paramenti molto elevata. I laterizi sono tuttora utilizzati ma con percentuali di foratura sull'area del blocco anche superiori al 55%; questo accorgimento permette la costruzione di muri più leggeri e i canali possono essere riempiti on materiali isolanti per migliorare il rendimento termico dell'edificio o vi possono essere inserite armatura per migliorarne il comportamento meccanico, andando a creare una muratura armata.

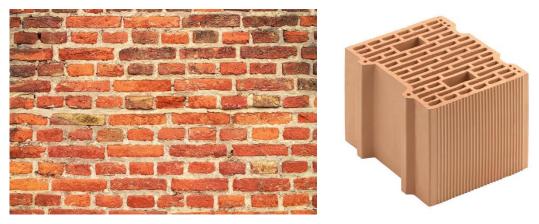


Figure 1.4 e 1.5 - Paramento di laterizio pieno e malta, blocco portante in laterizio semipieno

I blocchi in laterizio sono caratterizzati da una resistenza a compressione elevata seppur molto variabile, strettamente legata alla percentuale di foratura, ma la produzione industriale ne permette un rigoroso controllo.

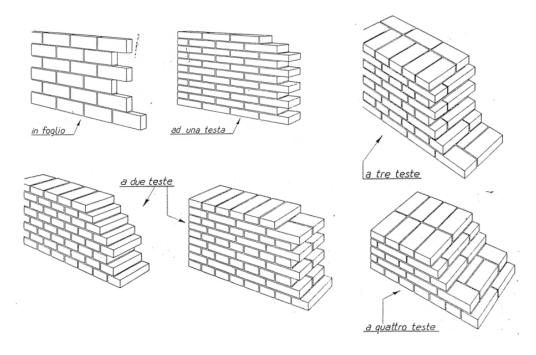


Figura 1.6 - Tipologie di disposizione dei blocchi pieni, in funzione delle teste di mattone leggibili in facciata

Blocchi in calcestruzzo

Questa tipologia di blocchi si ottiene attraverso la miscelazione e la maturazione di aggregati, cemento e additivi. La principale distinzione viene effettuata dalla tipologia di aggregati utilizzati, che possono essere di tipologia standard o alleggeriti, come argille espanse.

Come visto in precedenza con i laterizi, i fori all' interno di questi blocchi possono essere utilizzati per l'inserimento di barre di armatura, allo scopo di formare una muratura armata, o come casseri a perdere per la formazione di elementi armati in calcestruzzo.

Le resistenze meccaniche di questa tipologia sono caratterizzate da una variabilità molto prossima a quella dei laterizi.

1.2.2 La malta

I blocchi che compongo i paramenti murari posso essere assemblati a secco, poggiandoli quindi uno sull'altro senza leganti in mezzo, o è possibile utilizzare malte.

Per malta si intende una miscela di sabbia, leganti, acqua ed eventualmente additivi. La sua produzione può avvenire in stabilimento al fine di garantire un maggiore controllo sulla qualità ed omogeneità del prodotto, permettendo una stima più precisa dei valori a compressione calcolati, o può essere miscelata in cantiere, prevedendo una variabilità superiore.

Le malte si distinguono per la tipologia di leganti utilizzata, che vanno ad influire sia sulla resistenza a compressione che sulla traspirabilità della stessa, elementi molto importanti nel campo del restauro. I principali leganti sono: il cemento, la calce idraulica, la calce aerea, la calce aerea e la calce pozzolanica. È dalle proporzioni che si vanno a scegliere tra leganti e sabbia che si determinano le caratteristiche di resistenza dell'elemento, oltre ad altre caratteristiche necessarie per una buona lavorazione del prodotto, come un indurimento sufficientemente rapido e una adeguata aderenza agli elementi ai blocchi che dovrà legare.

Si tratteranno in seguito più dettagliatamente le resistenze a compressione della malta, che variano da circa 3 MPa fino a 10 MPa.

1.2.3 La tessitura

Per tessitura si intende la modalità di assemblaggio dei singoli blocchi, precedentemente descritti, allo scopo di formare un paramento continuo.

L'assenza di giunti principali e secondari intrinseca di questa tipologia di disposizione ha portato in passato all'introduzione di elementi diatoni (blocchi ortogonali al piano del paramento) e soluzioni moderne per permettere un lavoro il più continuo possibile all'interno del muro, evitando il distacco di porzioni di parete non sufficientemente ammorsati tra loro.

La qualità della tessitura in un paramento risulta fondamentale all'interno del suo comportamento in presenza di azioni sismiche, in quanto strettamente legata alla risposta di insieme dei paramenti, alla distribuzione delle tensioni negli elementi più resistenti e alla prevenzione di fenomeni di collasso dovuti alla disgregazione di porzione di pareti.

1.3 Le caratteristiche meccaniche della muratura

Analizzando murature storiche non è sufficiente essere a conoscenza delle caratteristiche meccaniche dei singoli elementi che la compongono, blocchi e malta, ma rivestono particolare importanza altri fattori quale la dimensione e la forma degli elementi, la loro disposizione, le tecniche costruttive utilizzate l'abilità delle maestranze. Queste considerazioni si rendono necessarie per una valutazione affidabile sul comportamento della muratura stessa.

La muratura è caratterizzata da qualità che la rendono estremamente difficile da studiare: elevata disomogeneità interna, dovuta alla collaborazione di materiali con caratteristiche meccaniche diverse, che esibiscono una resistenza a compressione molto maggiore di quella a trazione; anisotropia, un comportamento variabile nelle diverse direzioni legato alla disposizione degli elementi; mancanza di linearità nel legame sforzi-deformazioni associato a vari stati di sollecitazione.

1.3.1 Comportamento a trazione-compressione

Procederemo di seguito facendo riferimento ad una muratura composta da elementi in laterizio e giunti in malta regolarizzati. Il comportamento di questi due elementi, sottoposti ad una prova assiale di trazionecompressione, è riportato nel diagramma successivo (diagramma 1.1). Risulta evidente la differenza tra i due comportamenti.

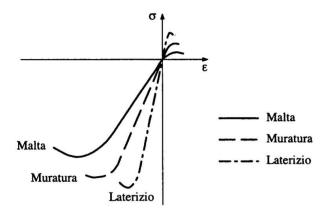


Diagramma 1.1 - Dominio di resistenza ad uno sforzo monoassiale di trazione-compressione di malta, laterizio e muratura

La prova precedentemente descritta mette in luce quelle che sono le caratteristiche dei materiali analizzati in una prova di trazione-compressione. Risulta evidente dal diagramma come entrambi i materiali, laterizio e malta, abbiano una resistenza a compressione molto maggiore di quella a trazione, motivo per il quale quest'ultima viene trascurata all'interno delle analisi strutturali. È interessante notare come il laterizio abbia un modulo elastico e una resistenza superiore a quella della malta, ma la sua rottura si di tipo fragile. Differentemente, la malta sopporta deformazioni in campo plastico maggiori, permettendo una rottura di tipo duttile

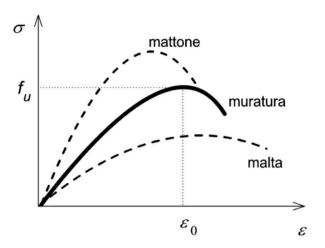


Diagramma 1.2 – Comportamento a compressione di un provino di muratura, intermedio tra quello dei suoi costituenti

La muratura nel suo complesso esibisce caratteristiche a trazionecompressione qualitativamente molto simili a quelle dei singoli elementi
(diagramma 1.2). Saranno di conseguenza i componenti a influenzare
positivamente o negativamente la resistenza dell'intero: la resistenza dei
blocchi influisce positivamente sulla resistenza totale della muratura, a
patto che sia supportata da una malta con resistenze compatibili e di
spessore non eccessivo.

Il comportamento non lineare della muratura nel suo complesso è causato dall'interazione di laterizio e malta all'interno dei giunti: è all'interfaccia tra i due componenti che si generano le tensioni tangenziali, in una prova assiale a compressione ortogonale ai giunti, che porteranno la crisi dei blocchi per trazione. Come visto nei digrammi precedenti, la differente capacità di deformazione laterale che possiamo riscontrare tra malta e laterizio comporta un aumento delle tensioni all'interfaccia tra i due elementi, causando la rottura.

Questo fenomeno mostra il forte legame tra i due elementi, che collaborano per generare la resistenza totale del paramento, portando il valore limite di resistenza ad un livello maggiore per la malta ed inferiore per il laterizio nel caso in cui si analizzino singolarmente.

1.3.2 Comportamento a flessione e taglio

Andiamo adesso a prendere in esame anche le azioni che un sisma porta sulla struttura, aggiungendo ai sempre presenti carichi verticali anche delle forze orizzontali dovute allo spostamento del terreno. Le analisi sperimentali effettuate negli anni in ambito accademico e non hanno definito i tre tipi di meccanismo di collasso in cui un paramento può incorrere in caso di sisma:

- rottura per schiacciamento della muratura;
- rottura per taglio con scorrimento a livello dei giunti di malta;
- rottura per taglio trazione con fessurazione diagonale.

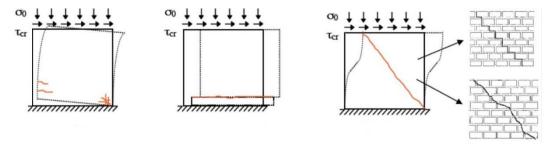


Figura 1.7 – Modalità di rottura per combinazione di azioni verticali e orizzontali: (a) rottura per pressoflessione, (b) rottura per taglio scorrimento, (c) rottura per taglio fessurazione in presenza di giunti meno o più resistenti

Il primo meccanismo di rottura (figura 1.7.a) si ha in caso di elevato carico di compressione che associato ad un taglio nel piano porterà una porzione della base del paramento ad entrare in crisi per il raggiungimento della resistenza massima a compressione, contemporaneamente alla fessurazione dell'altra porzione alla base dovuta a sforzi di trazione. Questo tipo di meccanismo è maggiormente riscontrabile in elementi snelli.

Il secondo meccanismo di rottura (figura 1.7.b) è più facilmente riscontrabile in paramenti il cui la componente verticale delle azioni non sia particolarmente elevata. Le azioni comporteranno un reale scorrimento, in direzione parallela al terreno, della porzione superiore della muratura e della porzione inferiore ancorata al terreno.

Il terzo meccanismo di rottura (figura 1.7.c), la rottura per taglio fessurazione, avviene in un caso medio tra i precedenti, in cui la combinazione tra sforzi verticali e orizzontali portano il raggiungimento del limite la resistenza della muratura, la cui frattura potrà seguire una formazione a scaletta in caso di crisi della malta o più lineare se a rompersi sarà la porzione in laterizio.

1.4 Risposta sismica negli edifici in muratura

Nei capitoli precedenti si è parlato della grande disomogeneità, all'interno di un fabbricato in muratura, tra le resistenze a compressione e trazione dello stesso, dovuto alle caratteristiche intrinseche dei due materiali di cui è composto: blocchi e malta. La resa nei confronti di azioni verticali,

traducibili con i pesi propri strutturali e ai carichi variabili agenti sulla struttura, risulta molto buona per questa tipologia edilizia, mentre per quanto riguarda le azioni orizzontali ci si è sempre affidati a tecniche costruttive e utilizzo di componenti metalliche per sopperire alle mancanze del materiale.

Introducendo a questo punto il periodo di oscillazione che caratterizza una struttura, ci viene importante sottolineare come esso sia fondamentale in caso di sisma. Immaginando un telaio in acciaio soggetto a forze orizzontali, queste si dissiperanno lentamente all'interno delle componenti vista l'elevata elasticità delle stesse, gravando parzialmente sull'intero sistema. Un edificio in muratura è intrinsecamente caratterizzato da una elevata rigidezza rispetto agli elementi strutturali in acciaio e calcestruzzo, e questo è dovuto sia alle caratteristiche dei materiali che alla ridotta elevazione degli edifici. Questa elevata rigidezza è direttamente correlata ad un limitato periodo di oscillazione, nullificando la potenziale dissipazione delle forze all'interno degli elementi strutturali e aumentando la gravità dell'azione sismica sul fabbricato

Un fattore da tenere in considerazione e che aiuta la risposta della muratura in presenza di sisma è il suo comportamento meccanico, che non possiamo considerare infinitamente elastico ma che assume una configurazione elasto-plastica con il crescere delle forze agenti. La plasticizzazione degli elementi, l'energia assorbita e la connessa nascita di spaccature portano una soppressione della rigidezza della struttura e un conseguente aumento del periodo di oscillazione che favoriscono una migliore risposta sismica.

1.4.1 Comportamento scatolare della struttura

Vista la scarsa capacità della muratura nell'eventualità di evento sismico si è sviluppata, durante la storia di questo metodo costruttivo, una particolare attenzione alla distribuzione degli elementi che contribuisco a formare la struttura allo scopo di migliorarne la risposta. Questi elementi risultano suddividibili in tre tipologie, in base al lavoro che compiono in occasione di evento sismico:

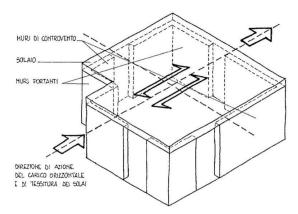


Figura 1.8 – Definizione degli elementi in una struttura in muratura, in funzione della direzione del sisma

- -Muri portanti: paramenti che assolvono al compito di trasmettere i carichi verticali, dovuti a copertura, solai e pesi propri alle fondazioni;
- -Muri di controvento: svolgono la stessa funzione dei muri portanti, ma essendo paralleli alla direzione del sisma reagiscono anche alle azioni orizzontali;
- -Solai: distribuiscono le azioni verticali, proprie e variabili, agenti sui solai stessi ai maschi murari perimetrali.

Il compito di muratura portante o di controvento può essere ricoperto da ogni paramento, i base alla direzione della forza sismica. Con la seguente immagine (figura 1.9) è possibile intuire quale sia la grande differenza di risposta della muratura in funzione della direzione del sisma: immaginando un paramento isolato che riceve una spinta ortogonale al suo asse avremo una scarsa capacità di risposta, mentre nell'eventualità in cui la forza sia parallela, la risposta sarà molto migliore.

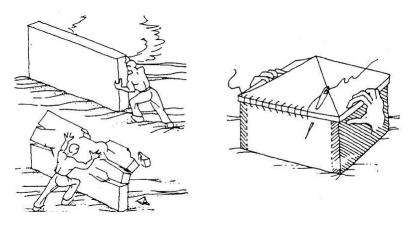


Figura 1.9 -Comportamento scatolare di una struttura in muratura

Si va di conseguenza a definire come comportamento scatolare la condizione ideale in cui si potrà comportare un fabbricato murario durante l'eventualità di un sisma, per cui le azioni orizzontali saranno subite dai paramenti lavoranti in piano, evitando di conseguenza lo sviluppo di meccanismi fuori dal piano. Elemento essenziale per garantire questo comportamento è un buon ammorsamento tra loro di muri e solai, che favoriscano la distribuzione delle forze sugli elementi più resistenti.

Le tipologie di ammorsamento le suddividiamo tra orizzontamenti- pareti e tra pareti ortogonali tra loro. Per quanto concerne la prima tipologia, una tecnica comunemente usata consiste nell'inserimento di una fascia in calcestruzzo armato che collabora irrigidendo l'orizzontamento e offrendo un vincolo superiore al ribaltamento della parete. All'interno di fabbricati storici si è principalmente optato per l'utilizzo di catene o tiranti in acciaio, vista la minore invasività dell'intervento e anche il ridotto aumento di massa apportato alla struttura. Questa scelta non equivale all'utilizzo di un cordolo, in quanto le catene sono prive di rigidezza assiale e flessionale e concedono unicamente una rigidezza estensionale e un vicolo puntuale sul paramento.

Osservando la figura seguente (figura 1.10) è possibile definire i tipi di ammorsamento che occorrono tra orizzontamenti e pareti verticali in fabbricati in laterizio e quali siano le risposte associate in occasione di eventi sismici.

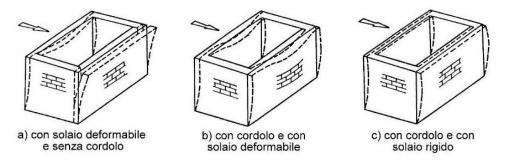


Figura 1.10 – Tipo di risposta del paramento soggetto ad azione sismica, in funzione dell'ammorsamento

La prima figura (figura 1.10.a) permette di osservare come si comporti un maschio murario colpito dal sisma ortogonalmente all'interno di un volume

elementare, con un solaio deformabile quale un solaio ligneo e in assenza di cordolo in sommità. In questo caso si avrà un collasso fuori dal piano anche per azioni orizzontali limitate, dovuto all'assenza nella parte superiore del paramento a vincoli contro il ribaltamento.

L'aggiunta di una trave sommitale (figura 1.10.b) favorisce la ripartizione delle spinte orizzontali ai paramenti disposti in direzione parallele all'azione sismica, migliorando la risposta della cellula. La deformabilità del solaio porta comunque una distribuzione degli sforzi che vanno a gravare sulla parte centrale del paramento ortogonale.

La terza casistica analizzata (figura 1.10.c) prende in considerazione un solaio rigido in vece di quello deformabile, e risulta immediatamente intuibile come il comportamento in sommità sia meno gravoso per il paramento vista la migliore distribuzione dei carichi.

1.4.2 Le lesioni nei fabbricati in muratura in caso di sisma

La comprensione dei vari meccanismi di collasso dei paramenti murari, durante un sisma, si è storicamente basato sull'osservazione dei danneggiamenti sui resti dei fabbricati in seguito a calamità naturali. Lo sviluppo di teorie, durante lo scorso secolo, che potessero spiegare analiticamente l'andamento delle rotture è coinciso con lo studio di provini in ambito controllato, quali laboratori universitari.

Possiamo suddividere in tre tipologie i tipi di danno su fabbricato:

Disgregazione della tessitura muraria

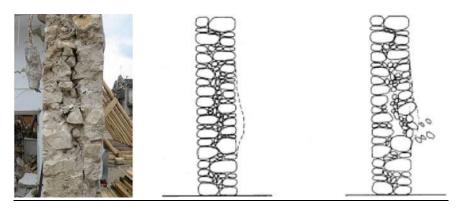


Figura 1.11 – Comportamento disgregativo in murature a sacco

La prima tipologia è strettamente collegata alla qualità e integrità della struttura muraria del fabbricato, caratteristiche fondamentali da verificare quando si inizia a fare uno studio di vulnerabilità sismica. Sempre attraverso è l'osservazione da danneggiamenti usuale trovare paramenti completamente sbriciolati che non sono la conseguenza dei meccanismi di danno a livello globale o locale. La parate si comporta come un insieme incoerente di blocchi e malta che non soddisfa lontanamente i requisiti minimi di resistenza, manca della sua essenza monolitica. I motivi di questo comportamento disgregativo si possono ritrovare in molteplici cause: una scarsa qualità dei blocchi, sia in termine di calo delle caratteristiche meccaniche dovute al tempo o per esempio con difetti di forma che non permettano una ripartizione distribuita dei carichi, favorendo un passaggio puntiforme e generando picchi tensionali; malte scadenti che nelle costruzioni più povere o per risparmiare venivano anche composte di sola terra, utili solo alla ripartizione degli sforzi ortogonali al terreno ma non alla connessione tra gli elementi in caso di sollecitazioni vibrazionali e cicliche; scarsa qualità della tessitura muraria e assenza di elementi diatoni, fattore particolarmente critico nelle murature a sacco, spesso realizzate con due paramenti semplicemente appoggiati e con solai poggianti solamente sul paramento interno, che in evento sismico martellano la facciata esterna.

Meccanismo di collasso di I Modo

Per meccanismi di primo modo si intendono gli sviluppi cinematici connessi al comportamento al di fuori del piano di pareti singole o porzioni in muratura, legati principalmente a comportamenti flessionali e di ribaltamento. Questi cinematismi portano ad un collasso per perdita di equilibrio e nascono principalmente in costruzioni in cui un andamento di insieme della struttura non è garantito dall'esistenza di efficaci collegamenti tra pareti e orizzontamenti.

Dall'osservazione di fabbricati colpiti da un sisma è immediato rendersi conto di come uno dei meccanismi che avvengono più frequentemente e che causa danni maggiori sia il ribaltamento di pareti esterne. Questo fenomeno si lega alla carenza di ammorsamento tra i controventi, gli elementi resistenti, e le pareti investite ortogonalmente dal sisma.

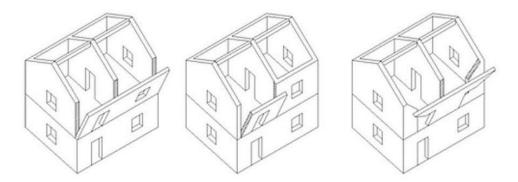


Figura 1.12 – Ribaltamento semplice di parete esterna, esempi

La messa in opera del meccanismo precedentemente descritto la possiamo osservare, qualora non ci sia stato un completo ribaltamento, dall'insorgere di fessure verticali in corrispondenza delle intersezioni murarie, spesso accompagnate dall'uscita degli appoggi delle travi dei solai.

Un'altra tipologia di danno è quella di flessione verticale della parete, che si verifica quando un paramento è ben ammorsato agli estremi, poco ammorsata ai lati e libera da collegamenti nella parte centrale. Questo meccanismo si va a legare anche all'eccessiva snellezza di alcune pareti e alla tecnica con cui sono state costruiti i paramenti, che nel caso di murature a sacco di mala fattura avranno paramenti mal collegati tra loro

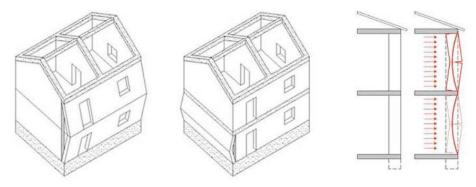


Figura 1.13 – Meccanismi di flessione verticale

Le principali avvisaglie che mettono in luce il meccanismo sopra descritto sono l'esistenza di sganciamenti nelle pareti perimetrali concomitanti all'insorgere di lesioni orizzontali e verticali sul paramento, caduta delle travi dei solai intermedi.

Le zone superiori delle pareti sono invece principalmente interessate da fenomeni di flessioni orizzontali, nell'eventualità in cui siano ben ammorsate alle pareti laterali ma mal ammorsato in sommità. La spinta generata ortogonalmente alla parete da coperture o solai porta il distacco di porzioni cuneiformi e rigetto di materiale nella zona sommitale. Sono da tenere in conto anche nicchie, canne fumari e vani ricavate all'interno dello spessore murario.

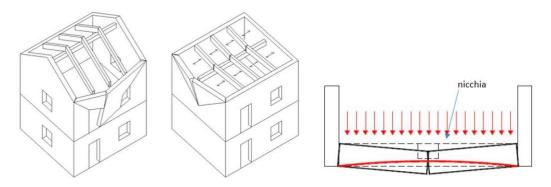


Figura 1.14 - Meccanismi di flessione orizzontale, influenza dei vani nel paramento

Il meccanismo si presenta con evidenti lesioni verticali ed oblique su entrambe le facce della parete, la presenza di spanciamento e lo sfilamento di travi.

Meccanismo di collasso di II Modo

Questa tipologia di collasso nel piano si definisce di secondo modo in quanto si presenta secondariamente a quelli di primo modo, nel caso in cui il fabbricato mantenga un comportamento di insieme, di tipo scatolare. Il collasso di una parete all'interno del piano si ha per il raggiungimento dei limiti di resistenza a taglio e pressoflessione nel paramento.

Nel caso in cui il taglio agente sia pari a quello massimo sopportabile, si avrà l'insorgere di un quadro fessurativo strettamente legato agli sforzi interni presenti nella muratura: la presenza di azioni ripetute porta la disposizione delle fessure ad avere una forma ad "X", mentre il movimento di un setto murario sull'altro porta la nascita di lesioni di malta tipicamente lungo il letto di malta tra i blocchi, assumendo una configurazione a scaletta.

La rottura per pressoflessione causa lo schiacciamento della muratura nella zona compressa del paramento, comportando una crisi per il raggiungimento della resistenza a compressione, anche legato agli sforzi normali presenti sull'elemento in assenza di sisma.

2. PALAZZO MOLINES: ANALISI STORICA E RILIEVO

2.1 Analisi storica della città e del fabbricato

Per comprendere al meglio l'analisi che viene sviluppata in questo elaborato, risulta fondamentale approfondire l'aspetto storico dell'edificio e del contesto urbano nel quale è inserito. Essendo Palazzo Molines un edificio dal valore storico-culturale, la sua collocazione e le funzioni che ha svolto nel corso del tempo (dalla sua edificazione ad oggi) sono testimonianza storica delle istituzioni amministrative locali e del processo che ha portato alla modificazione dell'edificio stesso.



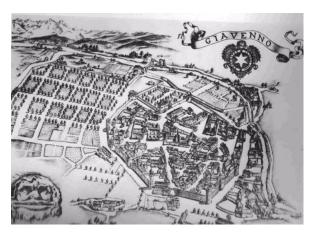


Figure 2.1 e 2.2 – L'assetto urbanistico di Giaveno

Can. Prof. PIO ROLLA, Giaveno e dintorni. Guida illustrata della Valle del Sangone, Tipografia "La Palatina", Torino, 1935, pp.10-11

BONARDI, C.; LUSSO, E. L'assetto dell'abitato e le infrastrutture difensive dall'impianto originario ad oggi, in C. RONCHETTA, P. DELPIANO Recuperare l'immagine urbana di Giaveno. Ed. Lybra Immagine, Milano 2002, p. 21.

Palazzo Molines si colloca al centro di Giaveno, un comune che si è sviluppato a partire dal XII secolo da una concessione del conte di Savoia, Umberto II, all'abbazia benedettina di San Michele della Chiusa (*Figura 2.1*). La terra concessa all'abbazia permise il successivo sviluppo di un agglomerato abitativo attorno alla chiesa che si espanse fino alla decisione abbaziale, presa verso la fine del XIII secolo, di edificare una struttura fortificata nei pressi dell'insediamento.

La costruzione della zona fortificata favorì lo sviluppo dell'abitato che portò all'edificazione di una nuova cinta muraria nel 1347, divenuta poi quella definitiva attorno al 1388.

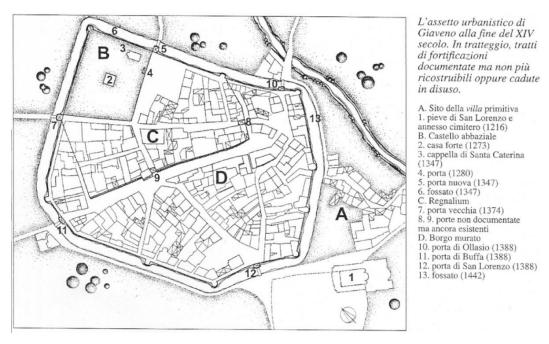


Figura 2.3 - L'assetto urbanistico di Giaveno alla fine del XIV secolo.

Immagine tratta da BONARDI, C.; LUSSO, E. L'assetto dell'abitato e le infrastrutture difensive dall'impianto originario ad oggi, in C. RONCHETTA, P. DELPIANO Ricuperare l'immagine urbana di Giaveno, Ed. Lybra Immagine, Milano 2002, p. 22.

Ed è all'interno dell'antica cinta difensiva che possiamo collocare Palazzo Molines, grazie alla prima traccia storica che lo vede comparire nei documenti d'archivio in relazione alla strada ortogonale alla platea (quella che attualmente è denominata via Umberto I). L'edificio, edificato nel XV secolo, risultava fare da congiunzione tra le due parti dell'isolato che si estendeva dal fronte est di Via Umberto I fino a Piazza Claretta, tra le vie XX Settembre e IV Marzo. Storicamente nella parte ovest erano insediate famiglie di nobili e mercanti, nell'altra un tessuto minuto per famiglie rimaste senza storia, sostituito da edilizia da reddito a grandi maglie nel corso del XVIII secolo.

In seguito all'esproprio delle proprietà della Chiesa sotto la dominazione francese dei primi decenni dell'Ottocento, ed il passaggio alla comunità di Giaveno, l'immobile viene sottoposto a consistente trasformazione edilizia nei primi decenni del secolo XIX, come evidente dalla cartografia storica. Se infatti ancora

nel catasto francese dei primi dell'Ottocento l'isolato si presenta come un insieme abbastanza compatto, nella copia del Rabbini del 1876, si vede l'impianto più corrispondente a quello attuale, con la demolizione del piccolo corpo di fabbrica che divide il cortile interno dalla via, ed è inoltre evidente una definizione planimetrica più lineare dei restanti corpi edilizi. La mappa Rabbini mostra chiaramente come l'apertura dello spazio antistante l'edificio dia origine alla piccola piazza che ancora oggi esiste.





Figura 2.4 e 2.5 - L'assetto urbanistico di Giaveno nel XIX.

1876, Copia di mappa Archivio storico del Comune di Giaveno, sezione V, fascicolo 81 (conservata in sala di consultazione).

Immagine tratta da Lions Club Giaveno, a cura di GERARDI, A; BREZZO, E; Giaveno c'era una volta, Ed. Edinfolio, Torino1982, p.38, p. 11

Vista dall'alto della zona d'intervento all'inizio del XIX secolo: sulla destra si riconosce Palazzo Molines, nella cui porzione ovest si possono osservare gli edifici che furono demoliti per lasciare posto al fabbricato della scuola elementare "Anna Frank".

La sede del Comune è questa fino al suo trasferimento a palazzo Marchini nel 1926.

È nel XX secolo che si vedranno le modifiche a livello strutturale sull'edificio più impattanti. I lavori sull'area iniziano nel 1960 e previdero la demolizione dei fabbricati esistenti, la costruzione del nuovo edificio scolastico, e la conseguente risistemazione della Piazza delle Poste con costruzione dello scalone che permetta il collegamento tra le vie IV Marzo e XX Settembre.

La demolizione del complesso di edifici esistenti sull'area destinata al nuovo edificio scolastico del Capoluogo, acquistati dal Comune, è deliberata dal Consiglio Comunale il 20 giugno 1959, in concomitanza con l'approvazione del progetto dell'ingegnere Gian Giuseppe Oliosi e dei finanziamenti necessari alla costruzione del nuovo edificio.

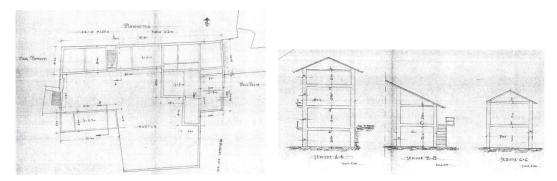


Figura 2.6 e 2.7 - Planimetria e sezioni degli edifici esistenti prima della costruzione della scuola elementare.

1959, Ing. Gian Giuseppe Oliosi, Progetto di demolizione del complesso di edifici di proprietà comunale esistenti sull'area destinata al nuovo edificio scolastico del Capoluogo, Planimetria scala 1/200, Sezioni scala 1/100, Archivio Comunale di Giaveno, categoria IX, 2, volume 5, fascicolo 28.

I caratteri costruttivi del nuovo edificio scolastico sono quelli tipici del secondo dopoguerra, con struttura portante in c.a., orditura longitudinale della travatura, che rende indipendente la collocazione delle aperture rispetto alla disposizione interna dei locali, cornicione in cemento, rivestimento esterno in materiale ceramico, larghe finestre che permettono l'illuminazione delle aule. La conformazione dell'edificio, tuttavia ripropone la sagoma del complesso dei fabbricati preesistenti, non andando ad invadere l'ampia corte che, al contrario, viene ampliata grazie alla demolizione di tettoie e fabbricati la cui traccia rimane soltanto nella conformazione dei lotti dell'attuale mappa catastale. Il cortile che si apre tra le strette vie e le case di matrice medievale, risulta quindi essere un vuoto urbano non artificiale, ma conservatosi nei secoli nonostante la saturazione dell'abitato.

Il volume adiacente al palazzo attualmente utilizzato come spazio espositivo, fornito dal comune, risale con tutta probabilità al periodo di costruzione della scuola elementare. La struttura è formata da una intelaiatura in cemento armato. Non si hanno documenti specifici a riguardo.

Si ringrazia l'architetto Francesca Biddoccu per la presentazione fornita al corso di studio in Recupero e Restauro, tratta dalla tesi di laurea da lei elaborata dal titolo ""Una nuova corte come luogo di scambi culturali: riqualificazione dell'area della scuola "A. Frank" nel centro storico di Giaveno. La si ringrazia inoltre per aver fornito la documentazione precedentemente utilizzata.

2.2 Inquadramento e morfologia

L'edificio oggetto di tesi è il complesso di Palazzo Molines sito in Giaveno.

L'attuale stato di degrado non ne permette l'utilizzo se non per qualche stanza, concessa dal comune a varie associazioni. Il palazzo rientra tra gli edifici tutelati dal Ministero per i Beni Culturali e Ambientali, in quanto viene riconosciuta la valenza dello stesso.

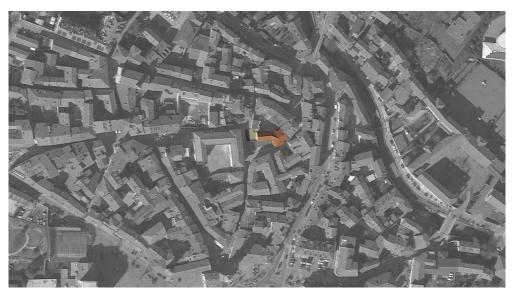


Figura 2.8 – Vista aerea di palazzo Molines, inquadramento rispetto al comune di Giaveno

Il complesso è composto da due porzione distinte di edificio, risalenti ad epoche diverse. La porzione ad un piano sul lato ovest risali alla metà del secolo scorso, mentre la restante parte del Palazzo è formata dalla sovrapposizione di diverse porzione che si pensa siano state costruite man mano nei secoli scorsi.

L'accesso all'edificio può avvenire dalle due vie principali che lo racchiudono in una lembo urbano. L'accesso da via IV Marzo è possibile da una porta blindata laterale che porta in una delle sale al piano primo. Gli ingressi principali sono al

momento sulla piazza antistante il Palazzo, oggetto recentemente di una reinvenzione architettonica.



Figura 2.9 – Fotografia di Palazzo Molines e della piazza ora denominata "delle 100 borgate", scattata da via XX Settembre

La distribuzione interna attuale è particolarmente caotica al piano terreno, sintomo di una mancata coordinazione nei decenni passati per il mantenimento del suo valore. L'osservazione delle tipologie costruttive presenti nel Palazzo, il rapporto che gli ambienti hanno tra loro e ii materiali utilizzati hanno permesso di ipotizzare quattro fasi distinte che si sono sommate per darci la sua costituzione attuale

La prima fase, risalente al Cinquecento, è riconoscibile nelle stanze più pregiate del palazzo definite da volte a botte unghiata e volte a padiglione con costole, ripetute al piano terreno e al piano primo. Sono queste le stanze con valore maggiore da un punto di vista storico-culturale, ma facendo un sopralluogo si è potuto constatare il cedimento della volta a botte al piano primo, attualmente puntellata per evitare ulteriori danni.





Figure 2.10 e 2.11 – Particolari delle volte interne. Il primo è riferito alle volte a padiglione al piano primo. Il secondo è un dettaglio della volta a botte puntellata al piano primo

La manica più lunga dell'edificio potrebbe essere ricondotta ad una fase successiva di espansione del palazzo. È possibile riconoscere una continuità nelle murature e nei dettagli delle cornici delle finestre, ma in questo caso la scelta degli orizzontamenti è stata per travi lignee, anche se il solaio al piano terra è stato modificato successivamente. Dalle successive immagini, che mostrano i solai al piano terra, primo e secondo, si possono notare gli interventi che il Palazzo ha subito durante gli anni, spesso a discapito del suo valore.







Figure 2.12, 2.13 e 2.14 – Particolari dei solai al piano terra, primo e secondo

L'attuale spazio di ingresso e distribuzione verticale del palazzo è ipotizzabile sia stato fabbricato in periodo successivo ai due precedenti, in quanto manca completamente uniformità con le aperture del restante edificio e si ha una forte diminuzione dello spessore dei paramenti perimetrali. I solai in questa porzione sono fatti in laterocemento, ed è possibile notare come le scale siano state

modificate per permettere l'accesso al secondo piano. La funzione di collegamento coperto tra le due porzioni descritte precedentemente in dettaglio potrebbe essere il motivo che abbia portato lo sviluppo di questo volume. È importante sottolineare come sia presente una zona di distribuzione composta da volte a crociera al piano terra e volte a padiglione al piano primo. Gli interventi novecenteschi hanno portato in questa zona la presenza dei bagni, rimuovendo la percezione di insieme che si avrebbe avuto degli orizzontamenti.





Figure 2.15 e 2.16 – Nella prima fotografia è possibile vedere la volta a crociera al piano terra, nella seconda gli archi ribassati e la volta a padiglione al piano primo.

L'ultima porzione di edificio costruita è quella in calcestruzzo armato che va a prolungare la più antica manica lunga. Il volume di un piano è stato integrato nella costruzione preesistente con l'apertura di un varco al piano terreno, o è possibile che sia stata utilizzata una apertura già presente. La stanza generata non ha desta particolare interesse, se non per la presenza di un pilastro strutturale al suo centro. Una portafinestra permette l'uscita sulla piazza antistante.





Figure 2.16 e 2.17 – Vista dalla piazza della porzione in calcestruzzo armato, dettaglio dell'apertura di collegamento al piano terra

Si rimanda alla prima tavola in allegato per le piante allo stato di fatto dell'edificio.

2.3 Rilievo degli elementi

Il rilievo degli elementi strutturali, necessari per le successive analisi, che compongono il palazzo, è stato effettuato senza lo sviluppo di indagini in loco particolari.

2.3.1 Muratura

La definizione della tipologia di muratura da prevedere all'interno dell'analisi si è basata sull'osservazione delle porzioni di paramento in cui, a causa di lavori e danneggiamenti, si ha una assenza dell'intonaco.



Figure 2.18, 2.19 e 2.20 – Ingrandimenti delle porzioni di muratura visibili esternamente

È possibile osservare la presenza di materiali disomogenei, laterizi e naturali, disposti spesso senza una particolare attenzione per la tessitura. La malta risulta particolarmente rovinata nelle porzioni di edificio esposte agli agenti atmosferici.

Vista il limitato numero di porzioni visibili e gli indizi che queste ci hanno dato, si è optato per la scelta della muratura di qualità peggiore prevista dalla normativa, descritta dalla Tabella C8A.2.1 (§ C8A.2) dell'OPCM 3431/05 come "muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)". Se ne riporta sotto lo stralcio per la caratterizzazione delle resistenza e parametri meccanici.

Tipologia di muratura	f _m (N/cm ₂)	τ ₀ (N/cm ₂)	E (N/mm ₂)	G (N/mm ₂)	w (kN/m ₃)
	Min-max	Min-max	Min-max	Min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19

Tabella 2.1 – Stralcio dalla Tabella C8A.2.1 (§ C8A.2) dell'OPCM 3431/05, riferito alla tpologia muraria scelta

La scelta di una muratura di questo tipo risulta con tutta probabilità eccessivamente gravosa per le analisi, di conseguenza si è scelto di considerare la murature come non a sacco, migliorando le caratteristiche meccaniche di un fattore pari al 50% del totale, definito in normativa come "connessione trasversale".

2.3.2 Orizzontamenti

Nel fabbricato sono presenti varie tipologie costruttive che hanno portato una forte varietà in ambito di solai. Le volte risultano immediatamente riconoscibili facendo un sopralluogo, così come i solai lignei nella manica lunga. La presenza di solai in laterocemento nella porzione storica del palazzo ha evidenziato come questo abbia subito innumerevoli lavori nel tempo, anche recente.

La copertura non è stata oggetto di un rilievo preciso in quanto impraticabile la strada per il sottotetto. Si è ipotizzato una copertura lignea composta da una trave di colmo poggiante su pilastri in laterizio, una orditura secondaria e terziaria in travetti di legno e coppi in cotto.

Il rilievo ha permesso di constatare anche la sovrapposizione di pavimentazioni che sono state fatte nel tempo nei locali interni, probabilmente immediatamente successiva al getto di una soletta per la posa impianti. Le mattonelle cementizie utilizzate lasciano immaginare che gli interventi siano stati effettuati negli anni 30.



Figure 2.21, 2.22 e 2.23 – Particolare della trave lignea portante al piano primo, unghia nella volta botte al piano terra, solaio in laterocemento al piano primo

Per la definizione delle tipologie di carichi verticali agenti, vista l'assenza di prove specifiche, ci si è basati su valori standard riferibili alle tecniche di costruzione ipotizzate.

2.4 Livello di conoscenza

In Italia risulta fondamentale determinare il livello di conoscenza ed il relativo fattore di confidenza, a causa dell'elevata vulnerabilità degli edifici (soprattutto in relazione alle azioni sismiche che avvengono sul territorio), e dato il valore storico architettonico del patrimonio.

Quando parliamo di livello di conoscenza, consideriamo i fattori che vengono determinati grazie all'analisi della geometria, dei dettagli costitutivi e dei materiali dell'edificio. Mentre i fattori di confidenza risultano essere fondamentali per sopperire alle carenze dei parametri di conoscenza, nella valutazione della sicurezza di un fabbricato.

Nel dettaglio, per determinare i fattori sopra indicati si andranno ad analizzare:

La qualità dei collegamenti tra le pareti e gli orizzontamenti;

La presenza o l'assenza di elementi che siano strutturalmente efficienti e che portino benefici all'interno del sistema valutato;

La tipologia della muratura in termini di materiale utilizzato e tecnologia costruttiva che vanno ad influenzarne il rendimento.

I livelli sono 3, differenziati da un crescente livello di conoscenza del fabbricato che comporta una migliore comprensione degli elementi di cui è composto e l'utilizzo di coefficienti moltiplicativi di riduzione delle caratteristiche limitati.

Livello LC1, o di conoscenza limitata, si raggiunge quando vengono effettuate delle valutazioni basilari sullo stato del fabbricato:

rilievi geometrici; verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi; indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali. Il corrispondente fattore di confidenza è FC=1.35. Riduce i valori medi di resistenza dei materiali della struttura esistente.

LC2, o di conoscenza adeguata, è raggiunto quando vengono effettuati:

rilievi geometrici; verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi; indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali.

il corrispondente fattore di confidenza è FC=1.2.

LC3, o conoscenza accurata, è raggiunto quando vengono effettuati:

rilievi geometrici, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi, indagini in situ esaustive sulle proprietà dei materiali;

Il corrispondente fattore di confidenza è FC=1.

Il lavoro di analisi si dovrà basare in questo caso su una conoscenza limitata dell'edificio, fondando la sua validità su scelte di parametri cautelativi. Risulta inevitabile la scelta di un livello di conoscenza LC1, che andrà definito all'interno della scelta delle caratteristiche meccaniche della muratura nel software 3Muri. Il fattore di confidenza FC=1,35 andrà a peggiorare ulteriormente le resistenze meccaniche della muratura in pietrame disordinato precedentemente scelta.

3. ANALISI DEGLI EDIFICI IN MURATURA

3.1 Sviluppo storico dei modelli di calcolo

A partire dagli anni '70 del secolo scorso si è iniziato a cercare un metodo analitico per calcolare la distribuzione delle azioni in caso di evento sismico su edificio in muratura, al fine di poter verificare la resistenza degli elementi.

Riprendendo ciò che è stato scritto nel primo capitolo riguardo i metodi di collasso, un comportamento scatolare della struttura permette la distribuzione delle forze negli elementi più resistenti del fabbricato, favorendo meccanismi di collasso di secondo modo e di conseguenza la plasticizzazione degli elementi, a cui è legata una forte dissipazione dell'energia sismica orizzontale. Un mancato comportamento di insieme porta, al contrario, un innesco di meccanismi di primo modo che danneggiano localmente la struttura e dissipano energia in quantità notevolmente inferiore.

Lo sviluppo di questi differenti meccanismi di collasso e il comportamento plastico connesso sono da ricercare all'interno delle molteplici variabili che caratterizzano il fabbricato, tra cui le caratteristiche dei materiali e la fattura della tessitura muraria, la tipologia di architravi presenti, la presenza di cordoli, la presenza di ammorsamenti tra pareti e solai, le caratteristiche geometriche degli ambienti a cui si associa la distribuzione delle masse e delle rigidezze del palazzo.

Il processo di rilievo e analisi preliminari all'interno di una struttura si rendono fondamentali per lo svolgimento di una corretta valutazione, ma risulta evidente come all'interno di un edificio esistente sia molto complessa una corretta stima dei fattori in campo. Le tecnologie contemporanee ci permettono di effettuare indagini in campo invasivo e non per determinare le caratteristiche dei materiali utilizzati in fase di costruzione, ma è importante sottolineare come anche all'interno di uno stesso edificio, specialmente se storico, si ha una estrema variabilità dei materiali utilizzati, legata anche al deterioramento che questi possono aver subito nel tempo.

I metodi di calcolo che si sono inizialmente andati a sviluppare si basano su due diverse strategie, la prima basta sull'analisi limite e la seconda, che andremo ad approfondire, sull'analisi elastica e post-elastica. Questa seconda tipologia si va a sua volta a differenziare per due scelte differenti, una decide di valutare la struttura come composta da macro-elementi, mentre la seconda va a modellare l'intera struttura con una metodologia FEM (finite elements method).

La valutazione della struttura attraverso macro-elementi permette un minore onere di calcolo in quanto si va ad analizzare la struttura in muratura come composta da maschi murari verticali e fasce di piano orizzontali collegati da zone rigide, a differenza della metodologia FEM che va ad approfondire il comportamento puntualmente. Questa semplificazione è permessa dall'osservazione dei danneggiamenti che incorrono in caso di azione sismica, situati nelle zone dei maschi murari e delle fasce di piano e solitamente assenti nelle zone di collegamento. Si può di conseguenza supporre che le deformazioni nelle zone di collegamento rimangano all'interno del dominio elastico e che il calcolo si possa concentrare sulle deformazioni non lineari delle altre parti.

3.2 Metodi di calcolo per macro-elementi

I diversi metodi a macro-elementi che sono stati sviluppati duranti gli anni per stimare l'andamento di porzioni di muratura sono raggruppabili in due categorie: modelli a elementi monodimensionali e modelli a elementi piani.

Le metodologie per elementi piani, su cui ci concentreremo in quanto utilizzata dal software di analisi, valutano il paramento in muratura come un elemento piano configurato attraverso uno schema discreto equivalente, anche considerando la possibile variazione in campo geometrico legata all'ingresso del materiale nel suo dominio di resistenza non lineare.

3.2.1 Modello proposto da Lagomarsino et al.

Gambarotta e Lagomarsino propongo un macroelemento che soddisfi due requisiti fondamentali, cioè la formulazione di equazioni di equilibrio coinvolgendo un numero limitato di incognite e che il macroelemento possa rappresentare un

modello cinematico che colga i meccanismi elementari di deformazione, danneggiamento e dissipazione delle strutture murarie.

Il macroelemento che viene proposto considera un pannello di larghezza b e spessore s costituito di tre parti: la deformabilità assiale sia concentrata nei due elementi di estremità ① e ③ di spessore infinitesimo Δ , infinitamente rigidi ad azioni taglianti, mentre la deformabilità tangenziale sia situata nel corpo centrale ② di altezza h che, viceversa, è indeformabile assialmente e flessionalmente. Il modello cinematico completo per il macroelemento deve, quindi, contemplare i tre gradi di libertà dei nodi i e j e quelli dei nodi di interfaccia ① e ②.

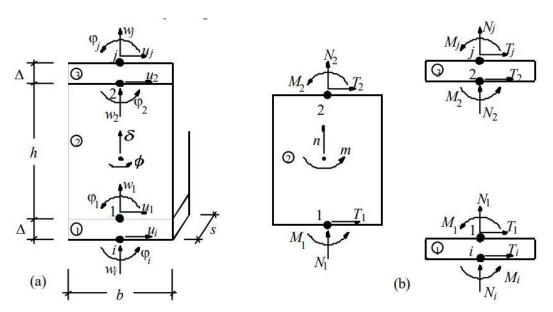


Figura 3.1- Modello cinematico del macroelemento

Successivamente si procedente semplificando la cinematica del macroelemento attraverso l'introduzione di condizioni di congruenza all'interno dell'elemento, portando le componenti necessarie alla descrizione del modello a otto: sei componenti di spostamento dei nodi di estremità e due componenti del macroelemento. Si prendono in considerazione anche il meccanismo di ribaltamento del pannello e il meccanismo di rottura a taglio, in modo che il modello possa descrivere gli effetti di fessurazione diagonale e scorrimento che si attivano quando viene superata la condizione limite.

3.3 Metodi di analisi

L'attuale legislazione nazionale in merito alla progettazione antisismica si basa sulla risposta dell'edificio nel campo degli spostamenti effettuati dalla struttura piuttosto che delle forze agenti su di essa, in quanto sono gli spostamenti a incidere maggiormente sui danni. La metodologia di analisi utilizzata è quella di analisi statica non lineare (pushover).

L'analisi dinamica non lineare risulterebbe lo strumento più preciso ed esaustivo in ambito sismico, ma ci sono diversi fattori che la rendono di difficile applicazione in campo professionale. La scelta dei parametri da utilizzare risulta complessa, sono necessarie svariate analisi e di conseguenza un elevato onere di calcolo che predilige l'accuratezza all'accessibilità di utilizzo, i risultati ottenuti sono di non facile interpretazione. È in questo contesto che si è favorito lo sviluppo e utilizzo di analisi statiche non lineari in quanto mantengono la semplicità di utilizzo caratteristica delle analisi statiche ma permetto una migliore stima del comportamento del fabbricato in quanto si entra nel campo della non linearità

3.3.1 Analisi statica non lineare

L'obiettivo di questo tipo di analisi è la definizione della curva di capacità della struttura in caso di evento sismico, definendo la massima risposta che il sistema studiato può offrire riconducendola ad un sistema lineare ad un unico grado di libertà equivalente alla struttura esaminata, riconducibile ad un modello con n gradi di libertà. Questa tipologia di analisi consente di osservare l'evoluzione degli elementi all'interno del campo non lineare.

La curva di capacità generata dall'analisi, ottenuta in funzione del sistema ad un grado di libertà equivalente, associa lo spostamento del punto di controllo selezionato della struttura ad un taglio alla base della struttura dovuto al sisma. Questa curva sarà composta da punti successivi che descrivono l'andamento del danno nell'intero sistema e quanto la struttura sia funzionale.

Questa tipologia di analisi viene definita "statica" in quanto le forze incrementali che agiscono sul sistema vengono applicate in maniera statica allo scopo di rappresentare le forze inerziale che il sisma induce sulla struttura, e vengono definite dall'NTC08. Il termine "non lineare" si riferisce al comportamento degli elementi, che vengono studiati fino al loro comportamento non lineare, in modo da valutare anche la dissipazione dell'energia dovuta alla loro plasticizzazione. Il risultato ottenuto, in termini di capacità o offerta, sarà poi confrontato con la domanda richiesta dal sisma.

L'analisi pushover è stata inizialmente sviluppata per sistemi SDOF o ad un singolo grado di libertà in quanto di più semplice applicazione. Per sistema SDOF si intende una massa concentrata m sorretta da un elemento privo di massa con rigidezza laterale k e collegato ad un elemento (privo di massa e rigidezza) responsabile dello smorzamento. La configurazione deformata del sistema è definita quindi da un unico parametro D_t che assumiamo come lo spostamento della massa rispetto al suolo (Albanesi e Nuti, 2007).

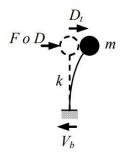


Figura 3.2 - Schematizzazione di un sistema ad un grado di libertà (SDOF)

L'analisi che si effettua per questa tipologia di sistema semplice consiste nell'applicazione di uno spostamento D o una forza F, composte da un valore d o f e da un fattore moltiplicativo α o β gradualmente incrementato, in direzione dell'unico grado di libertà, col fine di investigare il legame forza-spostamento che sarà leggibile nelle due casistiche: in caso di forza F applicata avremo una correlazione con lo spostamento alla base D_t , nel caso in cui si applichi uno spostamento avremo un legame con il taglio alla base V_b .

L'applicazione di questa analisi a sistemi MDOF, cioè a multipli gradi di libertà, si fonda sugli stessi concetti, applicando alla struttura idealizzata nella figura seguente (*Figura 3.3*) un profilo di forze o spostamenti in corrispondenza degli orizzontamenti di ciascun piano, andando a studiare un unico parametro di forza

e spostamento che sarà riferito alla totalità del sistema. Solitamente si valuta il rapporto tra il taglio alla base V_b e lo spostamento in sommità.

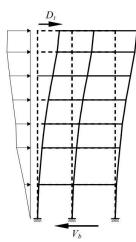


Figura 3.3 - Schematizzazione di spinta su un sistema MDOF

Al sistema viene applicato un profilo di spostamenti o forze, definibili attraverso un vettore di forza d o f moltiplicato per un fattore di scala α o β , con d definibile come lo spostamento al piano i-esimo e f la forza i-esima applicata:

$$D = \alpha d \qquad \qquad F = \beta f$$

Questi parametri ci permettono di descrivere il comportamento del sistema attraverso un legame scalare forza-spostamento P-U che d'ora in poi chiameremo curva di capacità:

$$U = D_j P = 1^T F$$

Il comportamento anelastico della struttura porta una differenza tra i risultati ottenuti scegliendo l'applicazione di un sistema di forze rispetto ad un di spostamenti. La scelta più appropriata sembrerebbe quella di applicazione di un sistema di forze inerziali, ma questo metodo non permette di cogliere i comportamenti di softening della struttura; allo stesso tempo il controllo degli spostamenti va a limitare la deformata della struttura e quindi si rischi di non cogliere il comportamento di una struttura totalmente libera di deformarsi. La scelta maggiormente effettuata in ambito accademico e professionale è comunque quella basata sulle forze.

La curva di capacità, come precedente detto, è quindi la curva forza-spostamento che associa il taglio alla base V_b e lo spostamento in sommità D_t, e rappresenta quindi la capacità di un sistema di fronteggiare una determinata azione sismica. L'andamento di questa curva è associato nei sistemi SDOF alla rigidezza della struttura, a sa volta dipendente dalle caratteristiche geometriche e meccaniche del sistema. Nel caso di sistemi MDOF, più complessi ma più esemplificativi dei sistemi reali, l'andamento di questa curva è analogo a quello dovuta a sistemi SDOF, caratterizzata da un tratto rettilineo iniziale corrispondente al comportamento lineare della struttura, e una progressiva curvatura associata ai fenomeni di plasticizzazione e l'ingresso in campo non lineare. L'andamento di questa curva esprime la capacità del sistema indipendentemente dall'entità dell'azione sismica, mostra le caratteristiche intrinseche del sistema. Questo permette di ricondurre il comportamento di un sistema MDOF ad un sistema SDOF che può definirsi equivalente in quanto la curva di capacità è stata costruita tenendo conto del comportamento del sistema MDOF.

Per semplificare ulteriormente l'interpretazione dei risultati è possibile linearizzare la curva approssimando in modo bilineare o trilineare, evidenziando ulteriormente il primo tratto elastico lineare e il primo punto di snervamento.

Le forze inerziali prodotte da un sisma vengono affrontate in questa analisi come profili di carico variabili in funzione della severità del sisma e con il tempo durante il sisma stesso. I profili di carico possono essere suddivisi in fissi o adattivi, cioè in forze inerziali la cui distribuzione rimanga invariata durante il sisma o in forze che si distribuiscano diversamente man mano che evolva la plasticizzazione degli elementi strutturali. Noi ci concentreremo sul primo caso in quanto ritenuto in letteratura approssimato ma efficace per la nostra tipologia di edificio, cioè medio-basso la cui risposta non è sufficientemente influenzata da modi superiori. L'impiego di profili di carico fissi può comunque portare a risultati fuorvianti in particolari casi, si ritiene quindi opportuno l'utilizzo di almeno due profili di carico laterale, un profilo uniforme con forze proporzionali alle masse e un profilo che consideri gli effetti dei modi di vibrare superiori.

In normativa, la verifica di sicurezza per stato limite di collasso relativa ad una analisi pushover si riconduce dunque al confronto tra la domanda di spostamento associata al sisma e la capacità di spostamento ultimo della struttura relativo ad un taglio alla base residuo pari all'80% del massimo.

3.4 Determinazione delle azioni sulla struttura

Attraverso la normativa e le funzioni messe a disposizione dal programma si sono determinate le varie tipologie di azioni che impattano la struttura, suddivisi dall'NTC08 in tre tipologie distinte: azioni permanenti (G), azioni variabili (Q), e azione sismica (E).

3.4.1 Azioni permanenti (G)

Le azioni permanenti si suddividono in carichi permanenti strutturali (G_1) e carichi permanenti non strutturali (G_2) .

Con i primi si intendono il peso caratteristico degli elementi strutturali che compongo l'edificio, definito dal programma come il prodotto del peso specifico degli elementi per le loro dimensioni geometriche. L'utente definisce, nel caso della muratura, la tipologia basata sulle valutazione in fase di rilievo, a cui sarà associato un peso specifico. Per il caso studio si è scelta una "Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)", a cui la Tabella C8A.2.1 della Circolare n° 617 del 2 febbraio 2009 associa un peso specifico di w = 19 kN/m³.

La determinazione dei carichi permanenti strutturali relativi ai solai è effettuata automaticamente dal programma, basandosi sulla tipologia costruttiva scelta dall'utente, i materiali e le caratteristiche geometriche degli elementi. Nel caso studio oggetti di tesi si sono definite le caratteristiche di solai lignei, tre tipologie di volte e solai in laterocemento. Per quanto riguarda i solai lignei la scelta è ricaduta su delle travi in legno di pino, essenza tipica del luogo, con una sezione e un interasse della travatura principale determinabile dal rilievo in sito in quanto a vista. Per le stanze voltate ci si è limitati ad una ipotesi di sezione, utilizzando il tool del programma per definire lo spessore in chiave, la freccia, lo spessore medio strutturale e la densità del riempimento. Per tener conto delle unghie

presenti nelle volte a botte e la configurazione delle volti a padiglione formate da una costolatura e porzioni vuote di volta, si è deciso di abbassare il peso derivante dal programma di una percentuale.

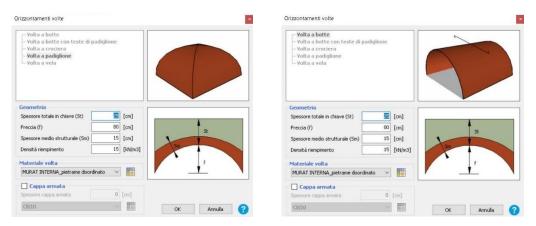


Figure 3.4 e 3.5 – Interfaccia per la determinazione di materiale e caratteristiche geometriche delle volte

La normativa definisce come carichi permanenti strutturali (G₂) i carichi portati dalla struttura ma che non vengono rimossi in ordinario esercizio del fabbricato. Possiamo annoverare tra questi i muri di tamponamento, i tramezzi, i massetti, intonaci, controsoffitti, isolamento, impianti, pavimentazione. Per l'intero edificio si è decisa una distribuzione uniforme di 200 daN, dovuta agli interventi avvenuti sulla pavimentazione a partire dagli anni 30, che hanno portato alla sovrapposizione di cementine al pavimento ligneo più antico, oltre al getto di una soletta per la distribuzione degli impianti.

3.4.2 Azioni variabili (Q)

Le azioni variabili si differenziano in carichi di esercizio (Q_k) , azione della neve (Q_s) e azione del vento (Q_w)

Carichi di esercizio (Qk)

I carichi di esercizio sono riassunti nella Tabella 3.1.II delle NTC 2008, suddivisi per le varie tipologie di utilizzo degli spazi e per tipo di carico considerato, se verticale uniformemente distribuito, verticale concentrato o orizzontale lineare. Gli stralci utilizzati per il calcolo sono riportati sotto. Si è deciso di valutare i carichi nei vari ambienti interni come quelli dovuti all'utilizzo di normale abitazione, visto l'attuale utilizzo probabilmente meno gravoso e lo scopo

residenziale con cui era nato l'edificio. La terrazza panoramica sovrastante la porzione di palazzo di più recente costruzione è stata considerata come balcone, mentre la copertura come copertura accessibile per la sola manutenzione e riparazione.

Cat.	Ambienti	q _k [kN/m²]	Q _k [kN]	H _k [kN/m]
	Ambienti ad uso residenziale			
A	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
	Coperture			
H-I-K	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da val	utarsi caso pe	er caso

Tabella 3.1 – porzione di Tabella 3.1.II, NTC 2008, carichi di esercizio utilizzati nello studio

Azione della neve (Q_s)

La neve viene valutata dalla normativa come un carico variabile uniformemente distribuito sulla copertura, il suo valore è possibile determinarlo attraverso l'equazione, assumendo che il carico agisca verticalmente sulla proiezione orizzontale della copertura:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

con

q_{sk}: è il valore di riferimento del carico della neve al suolo;

μ_i: coefficiente di forma della copertura;

C_E: coefficiente di esposizione;

Ct: coefficiente termico.

Il valore di riferimento del carico della neve al suolo si determina in funzione delle condizioni locali di clima ed esposizione in cui è situato l'edificio. Il nostro caso si trova in Zona I – Alpina, ad una altitudine (a_s) di 525 m.s.l., di conseguenza l'espressione da utilizzare è:

$$q_{sk} = 1.39 \cdot [1 + (a_s/728)^2] \quad [kN/m^2]$$

Il coefficiente di forma della copertura si determina in funzione della pendenza di falda. Avendo ipotizzato una falda con 25° di pendenza, la Tab. 3.4.II ci impone l'utilizzo di $\mu_i = 0.8$.

Coefficiente di forma	0°≤ α ≤ 30°	30° < α < 60°	α ≥ 60°
μ1	0,8	$0.8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Tabella 3.2 - Valori del coefficiente di forma

Si è scelto un coefficiente di esposizione e un coefficiente termico pari a uno in quanto non sono stati fatti studi approfonditi a riguardo.

Il carico dovuto alla neve per Palazzo Molines è quindi pari a $q_s = 1,67 \text{ kN/m}^2$. Questo valore si è deciso di incrementarlo di 50 daN in quanto andrebbe a prevedere il caso in cui un manutentore dovesse salire in copertura in seguito ad abbondante nevicata.

3.4.3 Azione sismica (E)

Le azioni sismiche si considerano, all'interno di una valutazione sismica, con la probabilità che in un lasso di tempo prefissato si verifichi un evento sismico di una data entità.

Il lasso di tempo considerato viene espresso attraverso il periodo di riferimento per l'azione sismica V_R , derivato dal prodotto tra la vita nominale dell'edificio V_N e il coefficiente d'uso C_U . La Tabella 3.4.I NTC 2008 attesta la vita nominale del caso studio come 50 anni $\leq V_N$ in quanto opera ordinaria, mentre attraverso la tabella 2.4.II NTC 2008 è possibile determinare $C_U = 1$ in quanto costruzione che non prevede affollamenti significativi.

La valutazione sismica della costruzione, secondo normativa, deve essere per svolta per quattro diversi stati limite, riferiti alle condizioni di esercizio e alle condizioni ultime:

- Stato limite di operatività (SLO)
- Stato limite di danno (SLD)

- Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)
- Stato limite di collasso (SLC)

Ad ogni stato limite è associata una crescente presenza di danni alla struttura, che vanno a limitarne l'abilità di svolgere le proprie funzioni. Ad ogni stato limite si ha la probabilità di superare il periodo di riferimento V_R (P_{VR}), riassunto nella Tabella 3.2.1 NTC 2008. Per le costruzioni esistenti in muratura la normativa prevede lo studio riferito unicamente agli Stati limite di salvaguardia (SLV).

Stati Limite	P_{V_1}	P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R			
Stati limite di esercizio	SLO	81%			
Stati limite di esercizio	SLD	63%			
C(-(:1::(1(::	SLV	10%			
Stati limite ultimi	SLC	5%			

Tabella 3.3 - Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato

Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento VR si ricava il periodo di ritorno TR del sisma utilizzando la relazione:

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

Nel nostro caso T_R (SLV) = 475 anni.

L'entità dell'azione sismica è esprimibile attraverso uno spettro di azione definito dai parametri a_g, F_o e T_c*. Questi parametri sono calcolati in funzione del suolo e la pendenza del sito di costruzione, oltre alla probabilità di superamento del periodo di riferimento. La definizione dei parametri è:

a_g: accelerazione orizzontale massima al sito;

F₀: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

 T_C^* : valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il software 3Muri calcola autonomamente questi valori, necessitando in input le coordinate topografiche del fabbricato, la classe del suolo e la categoria topografica.

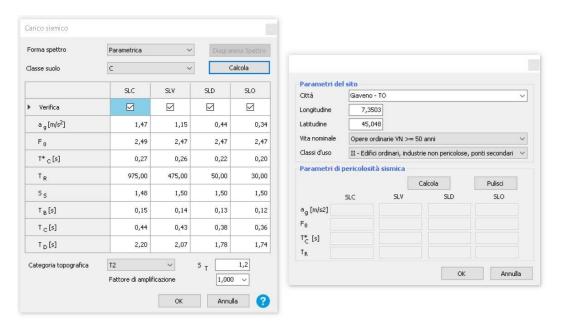


Figura 3.6 – Finestre di input per la determinazione dello spettro sismico

La classe del sottosuolo viene indicata in Tabella 3.2.II delle NTC 2008, per il caso studio si è ipotizzato, in assenza di prove geologiche specifiche a riguardo, di una classe C.

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.
В	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.
С	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.

Tabella 3.4 – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato

La categoria topografica si riferisce alla pendenza della superficie topografica su cui poggia il fabbricato. La città di Giaveno e in particolare Palazzo Molines è sita in zona collinare, quindi la scelta si è spostata su una categoria di tipo T2.

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

Tabella 3.5 - Tab. 3.2.III NTC08 - Categorie topografiche

I valori necessari per la definizione dello spettro di risposta, utilizzati nella seguente analisi sismica, sono adeguatamente riassunti all'interno della Figura 3.6.

4. MODELLAZIONE TRIDIMENSIONALE

La modellazione di edifici esistenti in muratura viene affrontata all'interno delle Norme Tecniche per le Costruzioni al capitolo 7, in cui viene esplicitato che anche per gli edifici appartenenti al patrimonio storico si possa utilizzare la stessa metodologia prevista per edifici non tutelati, cioè si auspica l'adozione di un modello a telaio equivalente.

Il software che si è deciso di utilizzare è 3Muri, sviluppato da S.T.A. DATA srl, che riconduce la modellazione volumetrica dell'edificio ad un modello a telaio equivalente attraverso l'utilizzo di macroelementi. La modellazione e la successiva analisi vanno a concentrarsi su Palazzo Molines e la porzione di aggregato edilizio direttamente collegata sul lato nordorientale.

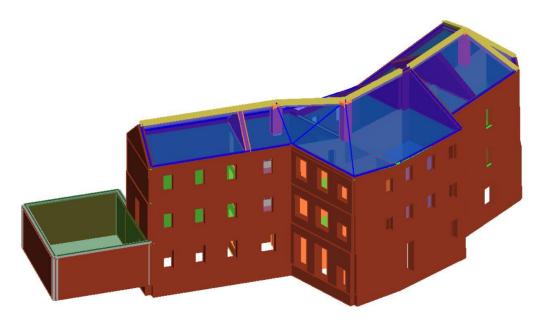


Figura 4.1 - Vista aerea del modello realizzato su 3Muri

4.1 Modellazione delle pareti

La modellazione volumetrica delle pareti si è concentrata su quelle ritenute portanti dei carichi all'interno della struttura, omettendo dal modello i divisori interni senza alcuna funzione strutturale. Gli orizzontamenti hanno una funzione di distribuzione interna dei carichi e di irrigidimento strutturale, oltre alla funzione nella prevenzione di meccanismi di collasso di primo modo quando adeguatamente ancorati ai paramenti. Il modello proposto non va a considerare il contributo delle pareti per azioni orizzontali ortogonali al proprio piano.

Sulla base dei volumi modellati, il software definisce una mesh in cui le pareti vengono discretizzate in macroelementi finiti bidimensionali secondo il modello di Gambarotta e Lagomarsino approfondito nel paragrafo 3.2.1. Come precedentemente detto, la discretizzazione avviene in maschi murari e fasce di piano che ospitano, in base alle osservazioni sul campo e i test in laboratorio, la quantità più significativa di danneggiamenti e deformazioni. Questi pannelli sono caratterizzati da due nodi con tre gradi di libertà per nodo (due spostamenti nel piano, ux, uz, e una rotazione intorno all'asse y, roty), oltre a due gradi di libertà aggiuntiva per nodo. La suddivisione in macroelementi considera le porzioni di parete che non ricadono nella categoria di fasce di piano o maschi murari come elementi rigidi bidimensionali connessi agli altri elementi.

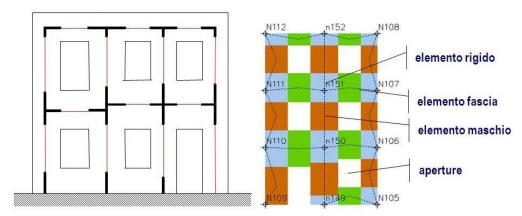


Figura 4.2 - Confronto tra suddivisione in macroelementi e telaio equivalente

Il comportamento sismico di una struttura in muratura può quindi essere rappresentato da un modello a telaio equivalente le cui aste, associate al rispettivo macroelemento, prendono in carico le diverse sollecitazioni agenti sulla struttura. I maschi murari svolgono il compito di trasmissione al terreno dei carichi in campo statico ed è qua che avviene la concertazione più impegnativa degli sforzi taglianti. Le fasce di piano, comprese tra le aperture, rispondono principalmente alle azioni flessionali e di compressione. La funzione degli elementi rigidi risulta essere quella di ripartizione delle sollecitazioni agli elementi adiacenti.

Il processo iniziale di modellazione consiste nella pulizia della pianta dell'edificio su AutoCAD, in quanto una quantità eccessiva di dettagli, in termini di linee superflue e cambi di direzione delle pareti, porta ad una complessa definizione della griglia strutturale e il rischio di incedere in risultati non attendibili. In seguito alla semplificazione e all'importazione in formato dxf, si procede tracciando la griglia strutturale in corrispondenza del baricentro delle pareti. A questa griglia, composta da linee e nodi, assoceremo le caratteristiche della muratura e il suo spessore attraverso la finestra di dialogo.

Una volta tracciata la griglia strutturale si definiscono i parametri associati alla muratura in funzione del rilievo e le valutazioni fatte nel capitolo 2. Come detto precedentemente, per il nostro caso studio si è scelta una muratura in pietrame disordinato caratterizzata da connessioni trasversali, LC1, che inseriremo nella finestra di dialogo del software.

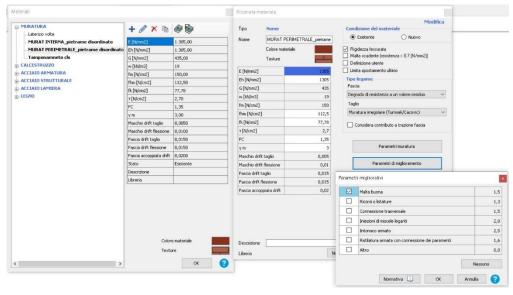


Figura 4.3 - Finestra di dialogo per la definizione dei parametri della muratura

Le connessioni trasversali vanno ad aumentare le resistenze meccaniche della muratura, definite in normativa, riassunte nella tabella seguente.

E [N/mm2]	1305
Eh [N/mm2]	1305
G [N/mm2]	435
w [kN/m3]	19
fm [N/cm2]	150
fhm [N/cm2]	112,5
fk [N/cm2]	77,78
τ [N/cm2]	2,7
FC	1,35
γm	3
Maschio drift taglio	0,005
Maschio drift flessione	0,01
Fascia drift taglio	0,015
Fascia drift flessione	0,015
Fascia accoppiata drift	0,02

Tabella 4.1 - Caratteristiche meccaniche della muratura portante

In seguito, si è definita in base al rilievo la quota dei livelli della struttura che vanno a determinare la base e la sommità di ogni porzione di maschio murario. Le aperture sono state modellate attraverso l'apposita finestra di dialogo, in cui si va a definire larghezza, altezza e quota del sottofinestra. Risulta importante sottolineare la semplificazione del profilo delle due portefinestre di ingresso al piano terra, di fatto formate da un architrave ad arco in muratura. Viste le limitazioni imposte dal programma, si è impostata una finestra media con altezza media tra il culmine e gli attacchi dell'arco.

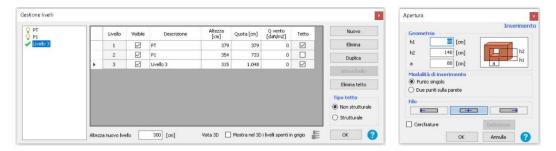


Figure 4.4 e 4.5 – Finestre di dialogo per la definizione di livelli e aperture

4.2 Modellazione degli orizzontamenti

La definizione delle tipologie di solai presenti è stata determinata in fase di rilievo. All'interno del fabbricato oggetto sono presenti solai di tipo ligneo, volte a crociera, a botte e a padiglione. Il volume costruito a metà del secolo scorso è composto da un telaio in calcestruzzo armato e solaio latero cementizio. Attraverso lo strumento fornito del programma si va a definire la tipologia di

solaio e le sue caratteristiche meccaniche, che determinano i carichi strutturali permanenti e non agenti (G_{k1} e $G_{k2,\,agg}$). I carichi variabili (Q_k) vengono aggiunti in funzione della destinazione d'uso degli ambienti. I carichi vengono combinati in base ai coefficienti di combinazione prescritta dalla normativa, funzione della destinazione d'uso degli ambienti. Per lo studio dell'edificio allo stato di fatto si è scelto di considerare l'utilizzo attuale del palazzo come quello residenziale per cui è nato, anche in vista della presenza saltuaria di persone che dallo spostamento in altra sede della sede municipale ha caratterizzato il fabbricato

Si riporta in seguito la finestra di dialogo per la definizione dei solai, nel caso di solaio ligneo. I parametri che si inseriscono riguardano le dimensioni delle travi portanti, l'interasse e lo spessore del tavolato ligneo. Si decide inoltre l'orditura del solaio, portando i carichi ad agire sulle pareti ortogonali ad essa.

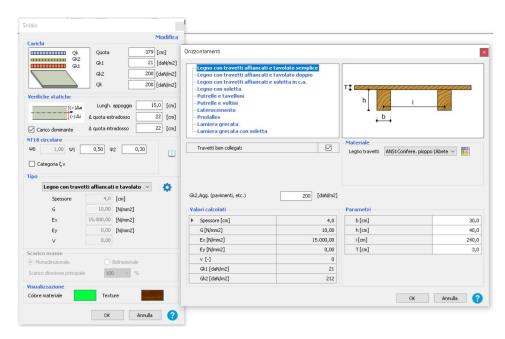


Figura 4.6 - Finestra di dialogo per la definizione dei solai lignei

La quota dei solai è stata definita in fase iniziale di progettazione, coincide con la quota di estradosso dei solai. Durante la modellazione si è effettuata una semplificazione al piano terra considerando tutti i pavimenti sullo stesso piano, anche se il rilievo evidenzia una porzione ribassata nella camera voltata a sudovest.

La copertura è composta da un trave di colmo in legno poggiante alle estremità su pilastri in laterizio. Le falde sono state modellate con una stratigrafia formata da travi portanti, appoggiate sulla trave di colmo e le murature perimetrali, su cui è presente un tavolato ligneo sormontato da coppi in laterizio. I carichi sulla copertura, definiti più approfonditamente nel capitolo successivo, vanno a considerare la neve tra i carichi variabili.

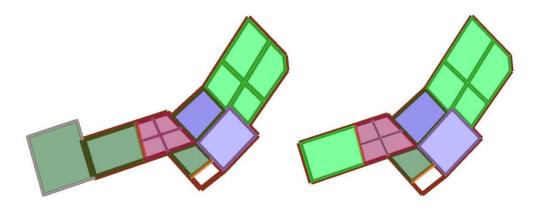


Figure 4.7 e 4.8 - Solai al PT e P1 dell'edificio

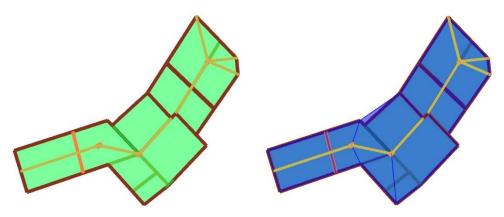


Figure 4.9 e 4.10 - Solaio al P2 e copertura dell'edificio

Nella tabella seguente si vanno a riassumere le tipologie di orizzontamenti presenti, differenziati in pianta in base al colore, oltre alle destinazioni d'uso e i carichi agenti.

Col.	Tipologia di solaio	Dest. d'uso	G_{k1} (kN/m ²)	$G_{k2, agg}(kN/m^2)$	$Q_k (kN/m^2)$
	Ligneo	A	0,21	2,00	2,00
	Ligneo (sottotetto)	H1	0,21	1,00	0,50
	Laterocemento	H2	2,50	3,00	3,00
	Volta a crociera	A	4,90	2,00	2,00
	Volta a botte	A	6,33	2,00	2,00
	Volta a padiglione	A	7,75	2,00	2,00
	Copertura	H1	0,21	0,70	2,17

Tabella 4.2 - Elenco delle tipologie di solaio

4.3 Generazione della mesh

La modellazione dei volumi precede la generazione della mesh utilizzata per il calcolo effettuata automaticamente dal programma dopo aver fatto dei controlli di tipo geometrico agli elementi definiti. La mesh riconduce il modello 3D alle componenti, maschi murari, fasce di piano e nodi rigidi, definite nel paragrafo 4.1 necessarie per un calcolo attraverso un modello a telaio equivalente. Per sintesi si è deciso di mostrare alcune delle pareti più significative, cioè le quattro pareti perimetrali in sono presenti il maggior numero di aperture e la parete portante interna che suddivide le stanze voltate di pregio dal resto del palazzo.

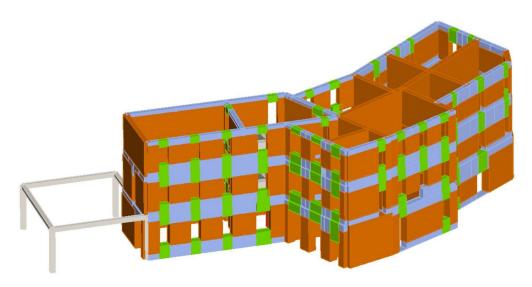


Figura 4.11 - Vista aerea della mesh del modello

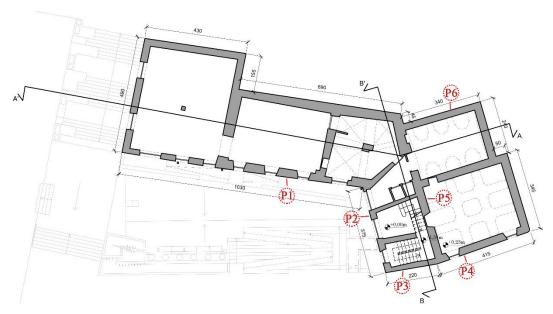


Figura 4.11 – Pianta piano terra con denominazione delle pareti approfondite

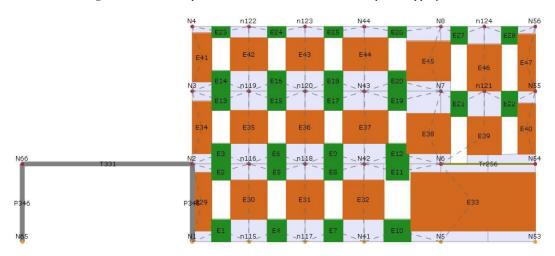


Figura 4.12 - Parete 1, prospetto sud su via XX Settembre

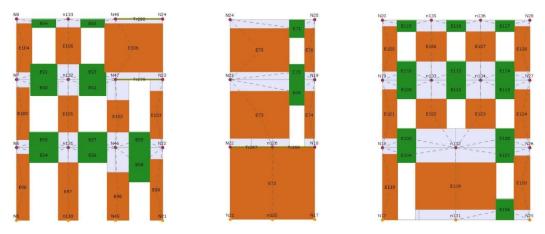


Figure 4.13, 4.14 e 4.15 – Pareti 2, 3 e 4, Prospetti sud-ovest e sud su via XX Settembre

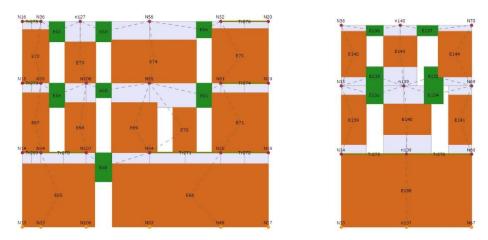


Figure 4.16 e 4.17 - Pareti 5 e 6, interno e prospetto nord

Come intuibile in Figura 4.2, il software identifica con l'arancio i maschi murari, di azzurro le fasce di piano e di verde scuro i nodi rigidi. Con la generazione della mesh si conclude la fase di modellazione ed è ora possibile effettuare le valutazioni di tipo statico e sismico sul modello.

5. ANALISI STATICA DI PALAZZO MOLINES

Si è effettuata, su tutte le pareti verticali modellate attraverso il software, una verifica nei confronti delle azioni statiche allo Stato Limite Ultimo, secondo le modalità descritte in normativa vigente. Il software effettua preliminarmente controlli relativi alle limitazioni geometriche e dimensionali che nell'NTC (D.M. 14/01/2008) vengono riferite prettamente alle nuove costruzioni, quindi teoricamente non di nostro interesse per il caso studio, ma l'osservazione di questi controlli ci può mostrare interessanti indicazioni sull'effettiva capacità dimensionale dei paramenti di svolgere la loro funzione portante.

Il metodo utilizzato dal software per eseguire le verifiche in campo lineare è quello dell'adattamento della teoria del telaio equivalente alla mesh generata per eseguire l'analisi non lineare. Nel caso di edifici in muratura, al paragrafo 4.5.6.2 delle NTC08, si fa riferimento all'utilizzo di un metodo semplificato per la verifica a presso flessione per carichi laterali, ipotizzando che le estremità delle pareti si articolino completamente. I paragrafi seguenti tratteranno nel dettaglio le verifiche eseguite sull'aggregato edilizio composta dal palazzo oggetto di studio e le unità abitative direttamente collegate.

5.1 Snellezza della muratura

Si prendono come riferimento le direttive riportate al punto 4.5.4 del D.M. 2008 per effettuare la verifica. La verifica di snellezza risulta soddisfatta se:

$$\lambda = h_0/t < 20$$

con:

 h_0 : lunghezza libera di inflessione del muro, pari a $\rho \cdot h$;

t: spessore del paramento;

h: altezza interna di piano;

 ρ : fattore laterale di vincolo della porzione di muro.

Il valore di ρ si determina in funzione del vincolo fornito da eventuali muri ortogonali che migliorano il vincolo del muro:

 $\rho = 1$ per un muro isolato;

 ρ si calcola attraverso le formule indicate nella tabella 4.5.IV fornita dalla normativa, quando il muro non ha aperture e viene irrigidito efficacemente dalla presenza di due muri ortogonali di lunghezza maggiore di 0,3 h e di spessore maggiore di 200 mm.

h/a	ρ
$h/a \le 0.5$	1
$0.5 \le h/a \le 1.0$	3/2 - h/a
$1.0 \le h/a$	$1/[1+(h/a)^2]$

Tabella 5.1 – Tab. 4.5.IV delle NTC08 per il calcolo di ρ

Nel caso in cui un muro trasversale abbia aperture lo andrà a ritenere efficace se lo stipite delle aperture disti dalla superficie del muro oggetto di studio almeno 1/5 della quota del muro stesso. Altrimenti si andrà a considerare il vincolo come nullo e $\rho=1$. Alla lunghezza del muro di irrigidimento andrà aggiunto metà dello spessore del muro irrigidito.

5.2 Eccentricità dei carichi

Al punto 4.5.6.2 del NTC08 viene definito il metodo di verifica di eccentricità dei carichi. La verifica sarà da ritenersi soddisfatta quanto risultino verificate le condizioni:

$$e_1/t \leq 0.33$$

$$e_2/t \le 0.33$$

con:

t: spessore del muro oggetto di verifica;

 $e_1 = |e_s| + |e_a|;$

 $e_2 = e_1 / 2 + |e_v|;$

 $e_a = h / 200$;

 $e_v = M_v / N$, eccentricità generata dal vento;

 $e_s = e_{s1} + e_{s2}$, eccentricità totale dei carichi verticali;

 $e_{s1} = N_1 d_1 / N_{1+} \sum N_2$, eccentricità della risultante dei carichi trasmessi dai muri dei piani superiori rispetto al piano medio del muro da verificare;

 $e_{s1} = N_2 d_2 / N_{1+} \sum N_2$, eccentricità delle reazioni di appoggio dei solai soprastanti la sezione di verifica;

N₁: carico trasmesso dal muro sovrastante supposto centrato rispetto al muro stesso;

N₂: reazione di appoggi dei solai sovrastanti il muro da verificare;

d₁: eccentricità di N₁ rispetto al piano medio del muro da verificare;

d₂: eccentricità di N₂ rispetto al piano medio del muro da verificare;

5.3 Verifica ai carichi verticali

Al punto 4.5.6.2 del D.M.2008 viene riportato il metodo di verifica semplificato a pressoflessione per carichi laterali negli edifici in muratura. Il requisito necessario perché la verifica risulti soddisfatta è il seguente:

$$Nd \leq Nr$$

con

N_d: carico verticale agente sul muro in esame;

 $N_r = \phi \cdot f_d \cdot A$, carico verticale resistente;

A: area resistente della sezione orizzontale, al netto quindi delle aperture;

f d: resistenza di calcolo della muratura;

φ: coefficiente di riduzione della resistenza della muratura.

Il coefficiente di riduzione della resistenza della muratura è possibile determinarlo attraverso la tabella 4.5.III dell'NTC08, in funzione della snellezza convenzionale λ e del coefficiente di eccentricità m.

Snellezza λ	Coefficiente di eccentricità m=6 e/t								
	0	0,5	1,0	1,5	2,0				
0	1,00	0,74	0,59	0,44	0,33				
5	0,97	0,71	0,55	0,39	0,27				
10	0,86	0,61	0,45	0,27	0,16				
15	0,69	0,48	0,32	0,17					
20	0,53	0,36	0,23						

Tabella 5.2 – Tab. 4.5.III dall'NTC08 per la determinazione del coefficiente di riduzione della resistenza della muratura ϕ

La definizione del coefficiente di riduzione è ammessa per valori di snellezza e eccentricità non presenti in tabella attraverso l'interpolazione lineare, mentre la normativa non concede in alcun caso l'estrapolazione di dati. Il coefficiente di eccentricità m si definisce come:

$$m = 6 \cdot e/t$$

con

e: eccentricità totale del carico;

t: spessore della parete oggetto di esame.

L'eccentricità assume un valore diverso in funzione del tipo di verifica che si sta effettuando, diventando $e=e_1$ nella verifica della muratura nei punti estremi $e=e_2$ per la zona della sezione in cui sia massimo il valore di M_v . Questo è dovuto al fatto che l'eccentricità sono dovute sia all'eccentricità dei carichi verticali che alla presenza di azioni orizzontali che alle tolleranze di esecuzione.

5.4 Analisi dei risultati per la verifica statica

Il software 3Muri esegue le verifiche precedentemente descritte su ogni maschio murario modellato, nelle tre sezioni principali (inferiore, centrale, superiore), combinando i carichi statici presenti attraverso i coefficienti di combinazione definiti dalla normativa vigente.

L'interfaccia, completata l'analisi, ci darà una tabella riassuntiva per ogni parete calcolata indicando il numero di maschi eventualmente rotti e la verifica alle tre analisi descritte nei capitoli precedenti. È possibile poi analizzare ogni maschio nello specifico, osservando l'analisi per le tre porzioni di parete a carico verticale e le verifiche a snellezza ed eccentricità. La verifica statica risulta soddisfatta nel caso in cui $N_d/N_r \leq 1$, e il colore della cella viene colorato di verde. In caso di mancata verifica la cella corrispondente sarà colorata di rosso, in modo da rendere più facilmente evidenti i maschi non conformi. Discorso analogo è fatto per le verifiche ad eccentricità e snellezza, riassunte per ogni parete in una tabella indipendente.

Parete	Maschi rotti	Nd/Nr Max	h0/t Max	e1/t Max	e2/t Max
5	0	0,71	7,33	0,141	0,049
2	0	0,80	6,78	0,315	0,097
9	0	0,86	7,33	0,199	0,082
21	0	0,88	6,78	0,248	0,079
11	1	0,91	7,14	0,371	0,077
19	0	0,92	7,14	0,042	0,036
3	0	0,94	7,33	0,243	0,081
20	0	0,94	7,14	0,044	0,036
8	0	0,98	7,33	0,139	0,056
13	1	1,07	7,33	0,174	0,069
17	2	1,25	6,78	0,085	0,03
4	5	1,28	7,33	0,340	0,09
6	4	1,29	7,33	0,192	0,07
10	3	1,37	7,58	0,174	0,07
12	3	1,46	7,58	0,217	0,083
1	11	1,74	7,58	0,215	0,086
18	7	2,01	6,78	0,166	0,07
16	8	2,27	6,78	0,170	0,079
7	5	2,58	7,33	0,248	0,118

Tabella 5.3 - Tabella riassuntiva della verifica statica effettuata, LC1

Come detto in precedenza, il programma effettua l'analisi statica su ogni parete, si mostrano di seguito le analisi riferite alle pareti di maggiore cricità che sono state presentate nel capitolo precedente. Si è deciso di non includere le tabelle relative alle verifiche di snellezza ed eccentricità per ciascuna porzione in quanto verificate positivamente per ogni parete del fabbricato oggetto di esame.

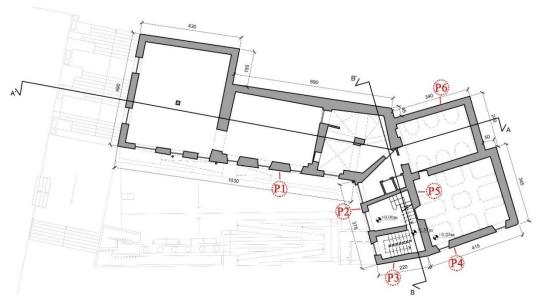
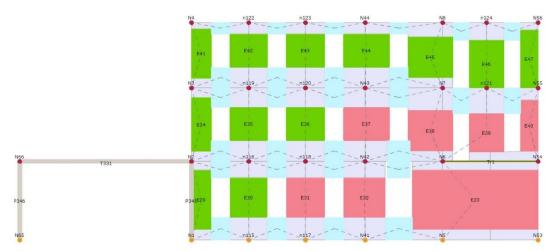
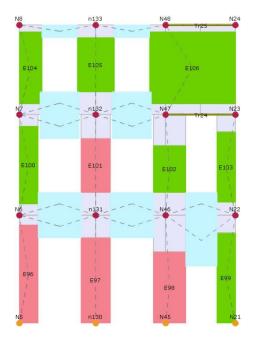


Figura 5.1 - Pianta piano terra con denominazione delle pareti approfondite



			Superiore			Centrale			Inferiore	
N.	Nd/NrMax	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr
29	0,35	3.228	23.348	0,14	5.705	23.348	0,24	8.182	23.348	0,3
30	0,95	32.766	40.350	0,81	35.909	44.339	0,81	39.052	40.992	0,9
31	1,28	41.619	36.234	1,15	44.843	43.146	1,04	48,067	37.475	1,2
32	1,48	53.657	39.824	1,35	57.179	47.128	1,21	60.701	40.942	1,4
33	1,34	125.938	112.652	1,12	141.928	137.839	1,03	157.919	117.560	1,3
34	0,73	8.727	16.080	0,54	10.546	18.474	0,57	12.365	16.836	0,7
35	0,93	20.594	25,498	0,81	22,747	31.827	0,71	24.900	26.749	0,9
36	0,99	22.136	25,566	0,87	24.344	32.185	0,76	26,551	26.897	0,9
37	1,09	29.926	31.172	0,96	32,559	38.644	0,84	35,192	32.381	1,0
38	1,12	28.035	28.803	0,97	31.148	36.562	0,85	34.260	30.486	1,13
39	1,14	22.664	22.752	1,00	24.956	28.704	0,87	27,248	23.957	1,1
40	1,33	11.287	9.653	1,17	12.839	13.305	0,96	14.391	10.848	1,3
41	0,46	2.821	10.080	0,28	4.222	13.957	0,30	5.622	12.195	0,4
42	0,41	4.934	15.664	0,31	6.728	24.042	0,28	8.522	20.547	0,4
43	0,40	4.874	16.270	0,30	6.714	24.845	0,27	8,553	21.295	0,4
44	0,44	6.784	20.315	0,33	8.978	29.677	0,30	11.173	25.222	0,4
45	0,50	8.145	23.108	0,35	10.739	30.819	0,35	13.333	26.478	0,5
46	0,50	5.332	16.120	0,33	7.707	23.345	0,33	10.081	20.233	0,5
47	0,35	1.795	13.582	0,13	3.256	13.619	0,24	4.718	13.605	0,3

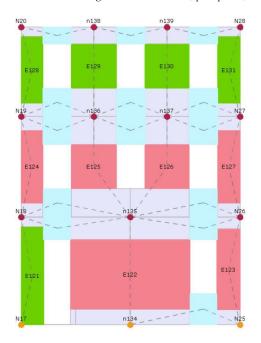
Figura 5.2 - Parete 1, prospetto e risultati della verifica statica



N. /	h0 / t	Superiore e1 / t	Centrale e2 / t	Inferiore e1 / t
96	6,15	0,088	0,039	0,072
97	6,15	0,076	0,036	0,068
98	6,32	0,049	0,032	0,046
99	6,32	0,032	0,032	0,032
100	6,07	0,126	0,054	0,095
101	6,07	0,112	0,052	0,097
102	6,44	0,075	0,036	0,068
103	6,44	0,032	0,032	0,032
104	5,66	0,073	0,028	0,047
105	5,66	0,186	0,068	0,110
106	5,86	0,142	0,037	0,057

00		0.404	0.000	0.05	40.474	10.001	0.04	11 001	10.517	
96	1,12	8.491	9.959	0,85	10.176	12.094	0,84	11.861	10.617	1,12
97	1,49	20.521	16.271	1,26	22.813	19.119	1,19	25.105	16.854	1,49
98	1,33	22.590	19.997	1,13	24.700	21.346	1,16	26.810	20.210	1,33
99	0,92	8.102	12.124	0,67	9.623	12.124	0,79	11.144	12.124	0,92
100	0,84	5.107	8.160	0,63	6.329	10.498	0,60	7.550	8.963	0,84
101	1,07	12.242	13.326	0,92	13.573	16.513	0,82	14.903	13.910	1,07
102	0,97	13.788	16.414	0,84	15.064	19.221	0,78	16.341	16.891	0,97
103	0,57	4.143	11.056	0,37	5.229	11.056	0,47	6.314	11.056	0,57
104	0,35	1.694	10.663	0,16	2.927	12.711	0,23	4.160	11.878	0,35
105	0,41	3.262	11.920	0,27	4.777	17.792	0,27	6.291	15.427	0,41
106	0,29	3.081	32.386	0,10	7.783	46.713	0,17	12.486	43.224	0,29

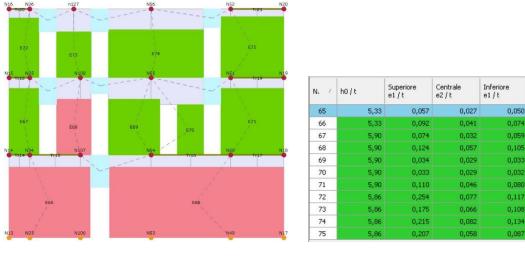
Figura 5.3 - Parete 2, prospetto, verifiche a snellezza, eccentricità e statiche



N. /	h0 / t	Superiore e1 / t	Centrale e2 / t	Inferiore e1 / t	
121	5,05	0,092	0,039	0,070	
122	5,05	0,127	0,059	0,111	
123	5,05	0,090	0,041	0,076	
124	5,90	0,153	0,067	0,120	
125	5,90	0,220	0,104	0,198	
126	5,90	0,217	0,103	0,196	
127	5,90	0,133	0,059	0,107	
128	5,86	0,091	0,035	0,059	
129	5,86	0,216	0,085	0,143	
130	5,86	0,221	0,088	0,147	
131	5,86	0,103	0,042	0,074	

			Superiore			Centrale		Inferiore		
N.	Nd/NrMax	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr
121	0,91	9.959	15.215	0,65	12.480	18.604	0,67	15.001	16.525	0,91
122	1,53	98.400	73.109	1,35	107.963	91.822	1,18	117.526	76.839	1,53
123	1,22	16.112	15.969	1,01	18.286	19.273	0,95	20,460	16.774	1,22
124	1,01	7.805	9.451	0,83	9.240	12.573	0,73	10.676	10.528	1,01
125	1,84	27.056	15.106	1,79	28.886	23.092	1,25	30.717	16.688	1,84
126	1,92	27.989	15.031	1,86	29.781	22.697	1,31	31.572	16.478	1,92
127	1,07	9.171	10.549	0,87	10.670	13.551	0,79	12.170	11.412	1,07
128	0,39	2,042	9.560	0,21	3.147	11.895	0,26	4.251	10.834	0,39
129	0,46	4.746	12.874	0,37	6.272	20.338	0,31	7.797	17.072	0,46
130	0,47	4.774	12.330	0,39	6.268	19.781	0,32	7.761	16.480	0,47
131	0,56	3.595	9.651	0,37	4.748	12.065	0,39	5.902	10.624	0,56

Figura 5.4 - Parete 4, prospetto, verifiche a snellezza, eccentricità e statiche



		Superiore				Centrale		Inferiore		
N.	Nd/NrMax	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr
65	1,08	67.718	80.760	0,84	78.784	90.459	0,87	89.849	83.149	1,08
66	1,06	123,708	152.061	0,81	147.566	185.216	0,80	171.425	162.286	1,06
67	0,79	12.255	22.039	0,56	15.363	25.951	0,59	18.470	23.447	0,79
68	1,28	23.276	21.506	1,08	26.257	27.150	0,97	29.239	22.808	1,28
69	0,89	30.286	44.074	0,69	34.729	44.873	0,77	39.171	44.255	0,89
70	0,90	16.292	22,586	0,72	18.334	22,856	0,80	20.376	22.640	0,90
71	0,78	22.242	41.053	0,54	28.762	51.769	0,56	35.282	44.946	0,78
72	0,47	2.945	9,263	0,32	5.261	18.094	0,29	7.577	16.009	0,47
73	0,47	4.793	15.071	0,32	6.840	21.828	0,31	8.886	18.855	0,47
74	0,57	15.295	35,235	0,43	21.203	56.198	0,38	27.111	47.929	0,57
75	0,40	4.845	24.250	0,20	9.813	41.106	0,24	14.782	36.566	0,40

Figura 5.5 - Parete 5, prospetto, verifiche a snellezza, eccentricità e statiche

5.4.1 Commento ai risultati di analisi

Un basso livello di conoscenza dell'edificio, dovuto al solo rilievo visivo senza aver effettuato alcuna tipologia di prova in sito, ha portato la valutazione statica verso un approccio più conservativo, come previsto dalla normativa. La mancata verifica statica di una buona porzione del fabbricato potrebbe essere fortemente influenzata dalla scelta della tessitura muraria più scarsa da un punto di vista qualitativo e di resistenze previsto in normativa, parallelamente al livello di conoscenza 1 (LC1) che va ad imporre un utilizzo dei valori minimi per le resistenze e i coefficienti elastici riportati in tabella C8A.2.1 della circolare 617. Il corrispondente fattore di confidenza FC=1,35 che va ad aumentare il coefficiente parziale di sicurezza γ_m contribuisce ad aggravare le resistenze della muratura.

In questo elaborato si è deciso di valutare l'impatto che una campagna di indagini più completa sul fabbricato porterebbe sull'analisi, confermando la tipologia di paramenti scelti ma andando a spostarsi su un livello di conoscenza superiore (LC2), permettendo l'utilizzo di valori medi di resistenza e modulo elastico della muratura e abbassando il fattore di confidenza a FC=1,20.

Si presenta di seguito il confronto tra le due analisi effettuate, sia relative all'intero edificio che riferite alla parete 1, in modo da permettere di visualizzare il miglioramento all'interno di una singola parete.

Parete	Maschi rotti	Nd/Nr Max	h0/t Max	e1/t Max	e2/t Max
2	0	0,73	4,52	0,218	0,063
5	0	0,74	5,90	0,133	0,042
19	0	0,79	5,42	0,057	0,027
20	0	0,79	5,42	0,035	0,027
9	0	0,79	5,90	0,199	0,079
11	0	0,85	6,15	0,219	0,06
21	0	0,90	5,42	0,255	0,073
3	0	0,91	5,90	0,233	0,07
8	0	0,93	5,90	0,127	0,050
13	0	0,94	5,90	0,160	0,06
17	2	1,26	5,42	0,078	0,039
4	3	1,28	5,90	0,254	0,082
12	3	1,42	5,90	0,211	0,089
1	7	1,48	5,90	0,206	0,08
6	4	1,49	6,44	0,186	0,068
10	4	1,54	7,08	0,153	0,06
18	4	1,84	5,42	0,154	0,068
7	6	1,92	5,90	0,221	0,10
16	7	2,27	5,42	0,157	0,072

Parete	Maschi rotti	Nd/Nr Max	h0/t Max	e1/t Max	e2/t Max
2	0	0,43	4,52	0,218	0,063
5	0	0,44	5,90	0,133	0,042
20	0	0,47	5,42	0,035	0,027
9	0	0,47	5,90	0,199	0,079
19	0	0,47	5,42	0,057	0,027
11	0	0,50	6,15	0,219	0,062
21	0	0,53	5,42	0,255	0,073
3	0	0,54	5,90	0,233	0,07
8	0	0,55	5,90	0,127	0,050
13	0	0,56	5,90	0,160	0,06
17	0	0,75	5,42	0,078	0,039
4	0	0,76	5,90	0,254	0,083
12	0	0,84	5,90	0,211	0,089
6	0	0,88	6,44	0,186	0,068
1	0	0,88	5,90	0,206	0,08
10	0	0,91	7,08	0,153	0,06
18	1	1,09	5,42	0,154	0,068
7	2	1,14	5,90	0,221	0,10
16	2	1,35	5,42	0,157	0,072

Tabelle 5.4 e 5.5 – Confronto tra analisi statica ipotizzando un LC1 e LC2

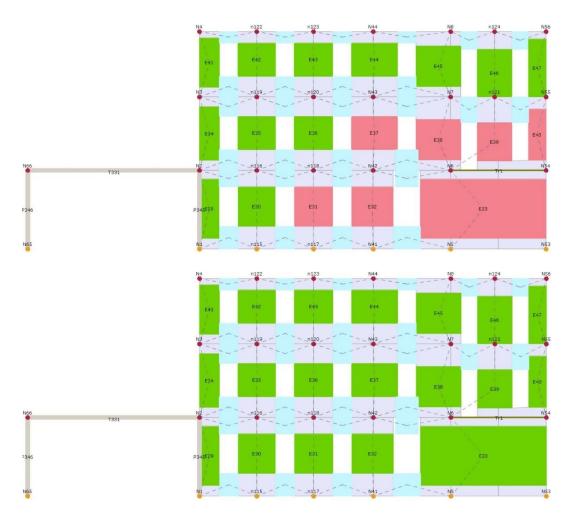


Figura 5.6 - Parete 1, prospetti analisi statica

			Superiore			Centrale		Inferiore		
N.	Nd/NrMax	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr
29	0,35	3.228	23.348	0,14	5.705	23,348	0,24	8.182	23.348	0,35
30	0,95	32.766	40.350	0,81	35,909	44.339	0,81	39.052	40.992	0,95
31	1,28	41.619	36.234	1,15	44.843	43.146	1,04	48.067	37.475	1,28
32	1,48	53.657	39.824	1,35	57.179	47.128	1,21	60.701	40.942	1,48
33	1,34	125.938	112.652	1,12	141.928	137.839	1,03	157.919	117.560	1,34
34	0,73	8.727	16.080	0,54	10.546	18.474	0,57	12,365	16.836	0,73
35	0,93	20.594	25,498	0,81	22.747	31.827	0,71	24.900	26.749	0,93
36	0,99	22.136	25,566	0,87	24.344	32.185	0,76	26,551	26.897	0,99
37	1,09	29.926	31.172	0,96	32.559	38.644	0,84	35.192	32.381	1,09
38	1,12	28.035	28.803	0,97	31.148	36.562	0,85	34,260	30.486	1,12
39	1,14	22.664	22.752	1,00	24.956	28.704	0,87	27.248	23.957	1,14
40	1,33	11.287	9.653	1,17	12.839	13.305	0,96	14.391	10.848	1,33
41	0,46	2.821	10.080	0,28	4.222	13.957	0,30	5.622	12.195	0,46
42	0,41	4.934	15.664	0,31	6.728	24.042	0,28	8.522	20.547	0,41
43	0,40	4.874	16.270	0,30	6.714	24.845	0,27	8,553	21.295	0,40
44	0,44	6.784	20.315	0,33	8.978	29.677	0,30	11.173	25.222	0,44
45	0,50	8.145	23.108	0,35	10,739	30.819	0,35	13.333	26.478	0,50
46	0,50	5.332	16.120	0,33	7.707	23.345	0,33	10.081	20.233	0,50
47	0,35	1.795	13.582	0,13	3.256	13.619	0,24	4,718	13.605	0,35

-		Superiore				Centrale		Inferiore		
N.	Nd/NrMax	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr	Nd [daN]	Nr [daN]	Nd/Nr
29	0,21	3,228	39,400	0,08	5,705	39,400	0,14	8.182	39,400	0,21
30	0,56	32.766	68.091	0,48	35,909	74.822	0,48	39.052	69.174	0,56
31	0,76	41.619	61.144	0,68	44.843	72.809	0,62	48.067	63.239	0,76
32	0,88	53,657	67.202	0,80	57.179	79.528	0,72	60,701	69.089	0,88
33	0,80	125.938	190.099	0,66	141.928	232,602	0,61	157.919	198.382	0,80
34	0,44	8.727	27.134	0,32	10.546	31.175	0,34	12.365	28.411	0,44
35	0,55	20.594	43.027	0,48	22.747	53.707	0,42	24,900	45.139	0,59
36	0,58	22.136	43,143	0,51	24.344	54.313	0,45	26.551	45.388	0,58
37	0,64	29.926	52,603	0,57	32.559	65.212	0,50	35.192	54.642	0,64
38	0,67	28.035	48.605	0,58	31.148	61.699	0,50	34,260	51.445	0,67
39	0,67	22.664	38.394	0,59	24.956	48.438	0,52	27.248	40.427	0,67
40	0,79	11.287	16.289	0,69	12,839	22.452	0,57	14.391	18.306	0,79
41	0,27	2.821	17.009	0,17	4.222	23.552	0,18	5.622	20.578	0,27
42	0,25	4.934	26,432	0,19	6,728	40.571	0,17	8.522	34.674	0,25
43	0,24	4.874	27.456	0,18	6.714	41.927	0,16	8.553	35.936	0,24
44	0,26	6.784	34.282	0,20	8.978	50.079	0,18	11.173	42.562	0,26
45	0,30	8.145	38.995	0,21	10.739	52.007	0,21	13.333	44.681	0,30
46	0,30	5.332	27.202	0,20	7.707	39,395	0,20	10.081	34.143	0,30
47	0,21	1.795	22.920	0,08	3.256	22.982	0,14	4.718	22.958	0,21

Tabella 5.6 e 5.7 - Parete 1, tabelle riassuntivi di verifica dei carichi

La scelta di approfondire la P1 è dovuta alla fondamentale importanza della stessa all'interno del palazzo, in quanto facciata di metratura più ampia fronteggiante la piazza. Il prospetto evidenzia come sia sufficiente la modifica dei parametri relativi al livello di conoscenza per rendere positiva alla valutazione una porzione di edificio precedentemente non verificata.

6. ANALISI SISMICA DI PALAZZO MOLINES

L'NTC08 affronta la valutazione sismica del patrimonio tutelato in termini di "percorso di conoscenza idoneo a valutare la sicurezza sismica degli edifici tutelati, in relazione alle proprie specifiche caratteristiche storico-costruttive, ai fini dell'individuazione dei più idonei intervento di miglioramento strutturale". Fulcro della normativa è definire le metodologie che possano permettere di fare valutazioni sullo stato di palazzi storici, spesso di valore strategico, con differenti livelli di approfondimento e complessità in base al contesto. I livelli di incrementale completezza proposti dal testo sono:

LV1: analisi qualitativa e valutazione con modelli meccanici semplificati;

LV2: valutazione su singoli macroelementi, meccanismi locali di collasso;

LV3: valutazione complessiva della risposta sismica del manufatto.

Il seguente elaborato di tesi si focalizza su un LV3, sviluppando una analisi statica non lineare, o analisi pushover, sull'intero agglomerato edilizio composto da Palazzo Molines e il fabbricato adiacente. Questo livello si rivolge alla costruzione nel suo complesso e non ai singoli elementi di cui è composto, determinando l'accelerazione al livello del terreno che porti i macroelementi di cui è composta la costruzione al collasso.

6.1 Verifiche sismiche secondo normativa

La verifica per una struttura, in ambito di analisi statica lineare, si riferisce al confronto tra la capacità di spostamento della struttura con la domanda di spostamento portata da un evento sismico. La capacità si definisce, secondo il paragrafo C7.8.1.5 dell'NTC, come lo spostamento, in un punto di controllo prefissato della struttura, dovuto all'applicazione di un insieme di forze verticali e orizzontali scalate, fino al raggiungimento di un taglio alla base pari all'80% di quello massimo che causa lo stato ultimo.

Il software 3Muri svolge il procedimento, descritto in normativa al paragrafo C7.3.4.1, necessario per la determinazione dello spostamento massimo dell'edificio, a cui facciamo riferimento come la domanda di spostamento. Il processo è riassumibile in quattro passaggi fondamentali: la determinazione della curva di capacità del sistema reale definibile come il rapporta tra il taglio alla base dell'edificio e lo spostamento del punto di controllo selezionato. In un secondo momento si determina la curva di capacità, derivante dal sistema reale, ma riferita ad un sistema ad un solo grado di libertà equivalente. In seguito, si traccia la curva bilineare equivalente alla curva di capacità ma composta da una porzione perfettamente elastica e una porzione perfettamente plastica. Attraverso questa curva è possibile determinare la domanda di spostamento del sistema reale.

Le verifiche sismiche sono di conseguenza riconducibili a due equazioni distinte:

$$d_{max} \leq d_u$$

$$d* < 3$$

con

d_{max}: domanda di spostamento dovuta al sisma;

du: capacità di spostamento ultimo del fabbricato;

q*: rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

6.2 Metodo pushover attraverso 3Muri

L'analisi statica non lineare attraverso il software inizia con la determinazione dello spettro sismico agente, meglio trattato al paragrafo 3.4.3. Il passo successivo, fondamentale, consiste nella determinazione del nodo di controllo della struttura su cui verrà effettuata l'analisi, molto importante specialmente in presenza di irregolarità in pianta dell'edificio che posso influenzare negativamente le analisi. Per nodo di controllo si intende un punto fisico della struttura sul quale noi andremo a monitorare gli spostamenti in funzione del totale delle azioni agenti.

Le 24 analisi distinte effettuate corrispondono alle 24 combinazioni, sul nodo di controllo, dovute all'interazione di tre diversi fattori:

- la direzione del sisma e il suo verso esprimibili come +X, -X, +Y, -Y;
- la distribuzione di forze di inerzia che ricadono in due gruppi definiti al paragrafo 7.3.4.1 dell'NTC. Gruppo 1, distribuzione principale, con accelerazioni proporzionali alla forma del modo di vibrare. Gruppo 2, distribuzione secondaria, una distribuzione di forze derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza del fabbricato.
- la presenza di eccentricità accidentale, calcola dal programma, tra centro di massa e centro di rigidezza della struttura, variabile in verso.

Queste analisi, elencate nella figura seguente, vengono tutte effettuate in quanto ognuna di esse avrà delle informazioni da comunicare al progettista, su cui si baseranno le scelte successive.

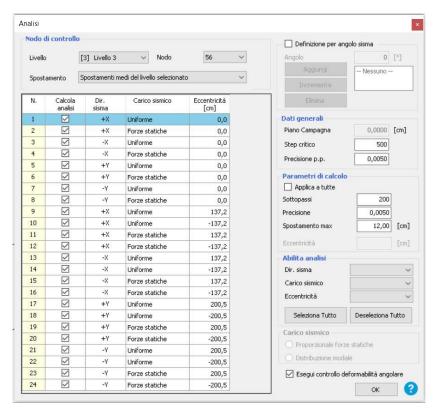


Figura 6.1 – Finestra del software 3Muri per l'analisi pushover

L'analisi evidenzia autonomamente le due combinazioni più gravose per il sistema, e saranno queste due combinazioni ad essere mostrate nell'elaborato.

Si procede di seguito con l'analisi statica non lineare dell'agglomerato edilizio nel suo intero considerato come stato di fatto, applicando le nuove destinazioni d'uso interne previste dal successivo progetto di riqualificazione e ipotizzando interventi migliorativi sui paramenti.

6.3 Analisi dei risultati per la verifica sismica

6.3.1 Stato di fatto

La prima analisi pushover è fatta sull'edificio considerato allo stato attuale, utilizzando le ipotesi di caratteristiche meccaniche e destinazioni d'uso maggiormente approfondite nei capitoli precedenti. La fgura seguente, riassuntiva dei risultati delle 24 combinazioni, evidenzia come il palazzo sia verificato allo Stato Limite di Vita solamente in tre casi, mentre allo stato limite di danno la situazione è migliore, essendo verificato per 22 combinazioni sul totale.

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO	Du SLO [cm]	a SLC	a SLV	a SLD	a SLO
1		+X	Uniforme	0,00	2,71	2,03	2,70	2,05	1,52	2,13	0,66	0,80	0,51	0,54	0,776	0,777	1,216	1,051
2	V	+X	Forze statiche	0,00	3,12	3,27	2,94	2,38	2,45	2,32	0,81	0,91	0,63	0,60	1,046	1,029	1,117	0,965
3	abla	-X	Uniforme	0,00	2,76	1,84	2,76	2,08	1,38	2,18	0,68	0,80	0,52	0,54	0,699	0,701	1,189	1,027
4	V	-X	Forze statiche	0,00	3,25	2,35	3,00	2,49	1,76	2,37	0,86	0,95	0,67	0,63	0,739	0,727	1,095	0,946
5		+Y	Uniforme	0,00	2,66	2,42	2,77	2,01	1,82	2,19	0,66	0,78	0,51	0,52	0,919	0,913	1,186	1,025
6	$\overline{\mathbf{v}}$	+Y	Forze statiche	0,00	3,33	1,80	2,93	2,57	1,35	2,32	0,92	1,03	0,67	0,69	0,561	0,549	1,118	1,027
7		-Y	Uniforme	0,00	2,71	2,54	2,74	2,05	1,91	2,17	0,68	0,81	0,52	0,54	0,944	0,937	1,197	1,034
8		-Y	Forze statiche	0,00	3,08	1,96	3,00	2,36	1,47	2,37	0,82	0,89	0,63	0,60	0,657	0,648	1,095	0,946
9	\square	+X	Uniforme	137,21	2,70	1,79	3,01	2,04	1,34	2,38	0,65	0,70	0,50	0,47	0,694	0,696	1,091	0,942
10		+X	Uniforme	-137,21	2,70	2,64	2,55	2,03	1,98	2,02	0,66	0,85	0,51	0,57	0,979	0,975	1,287	1,112
11	\checkmark	+X	Forze statiche	137,21	3,10	2,44	3,13	2,37	1,83	2,48	0,80	0,83	0,62	0,56	0,802	0,791	1,047	0,904
12	V	+X	Forze statiche	-137,21	3,23	2,75	2,93	2,47	2,06	2,32	0,85	0,96	0,66	0,64	0,863	0,848	1,119	0,967
13		-X	Uniforme	137,21	2,74	1,59	3,09	2,08	1,19	2,44	0,66	0,70	0,51	0,47	0,619	0,621	1,062	0,918
14	$\overline{\mathbf{v}}$	-X	Uniforme	-137,21	2,74	2,25	2,55	2,07	1,69	2,02	0,68	0,87	0,52	0,58	0,841	0,840	1,284	1,109
15		-X	Forze statiche	137,21	3,21	2,51	3,19	2,46	1,88	2,53	0,84	0,87	0,65	0,58	0,793	0,780	1,028	0,888
16		-X	Forze statiche	-137,21	3,29	3,06	2,82	2,52	2,29	2,23	0,88	1,03	0,67	0,69	0,934	0,916	1,165	1,019
17		+Y	Uniforme	200,55	2,59	2,21	2,57	1,95	1,66	2,04	0,64	0,81	0,49	0,54	0,870	0,868	1,275	1,101
18	\square	+Y	Uniforme	-200,55	2,76	1,72	3,25	2,10	1,29	2,57	0,68	0,69	0,53	0,46	0,652	0,649	1,009	0,872
19	$\overline{\mathbf{Z}}$	+Y	Forze statiche	200,55	3,02	3,35	2,89	2,30	2,52	2,29	0,79	0,90	0,61	0,60	1,105	1,085	1,133	0,979
20		+Y	Forze statiche	-200,55	3,14	1,29	3,95	2,41	0,96	3,13	0,83	0,68	0,63	0,46	0,436	0,431	0,830	0,719
21		-Y	Uniforme	200,55	2,60	2,11	2,67	1,96	1,58	2,11	0,64	0,78	0,49	0,52	0,831	0,830	1,229	1,062
22	\checkmark	-Y	Uniforme	-200,55	2,83	1,86	3,18	2,16	1,40	2,51	0,71	0,73	0,55	0,49	0,682	0,677	1,032	0,892
23	V	-Y	Forze statiche	200,55	3,03	3,53	2,91	2,32	2,65	2,30	0,80	0,90	0,62	0,60	1,154	1,132	1,129	0,975
24	M	-Y	Forze statiche	-200,55	3,27	1,44	3,36	2,51	1,08	2,66	0,89	0,87	0,66	0,58	0,466	0,458	0,976	0,878

Figura 6.2 - Risultati delle analisi del modello allo Stato di Fatto, 100% ag

Analizzando i risultati ottenuti dalla combinazione numero 20 è possibile notare come l'accelerazione più bassa sopportabile in direzione +Y è pari a 0,436, di conseguenza nel caso più gravoso il palazzo può resistere al massimo ad una accelerazione equivalente circa al 43% del sisma di progetto relativo allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV). Provando a variare la percentuale sul totale di accelerazione agente si determina che l'edificio può sopportare, nella configurazione per lui più gravosa, una accelerazione pari al 43%, riportata nella figura successiva.

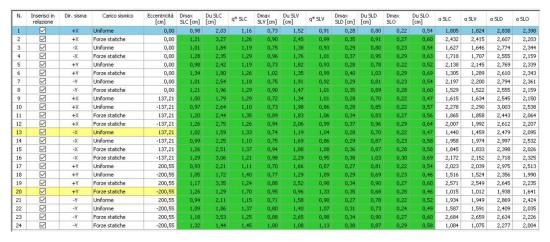


Figura 6.3 - Risultati delle analisi del modello allo Stato di Fatto, 43% $a_{\rm g}$

SDF-Combinazione 20 [+Y, Forze statiche, eccentricità = -200,55 cm]

La seguente pianta permette di osservare le deformazioni spaziali delle pareti, in rosso, rispetto alla loro configurazione iniziale. Il software permette di scalare le deformazioni in modo da renderle più facilmente intuibili.

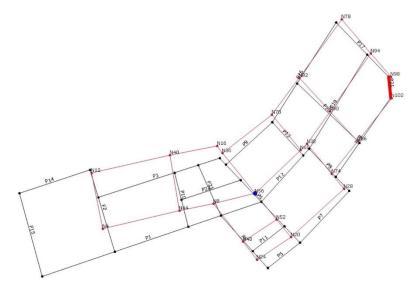


Figura 6.4 - Combinazione 20, Stato di Fatto, pianta deformata

La curva di capacità associata al modo di vibrare, mostrata nella figura successiva, è composta da 36 passi. In figura si può notare la bilineare equivalente, di colore arancio.

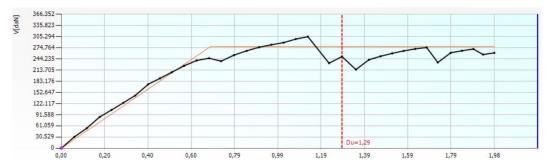


Figura 6.5 - Combinazione 20, Stato di Fatto, curva di capacità

Il programma genera il modello 3D che attraverso l'utilizzo di colori evidenzia, per ogni passo, o stato di danneggiamento dei diversi macroelementi. Prendendo come esempio la P1 già analizzata nei capitoli precedenti possiamo osservare l'evoluzione delle deformazioni nei singoli elementi.

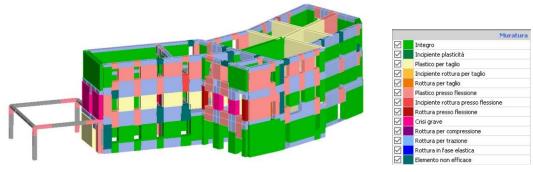


Figura 6.6 - Combinazione 20, Modello 3D del complesso, legenda dello stato di danneggiamento

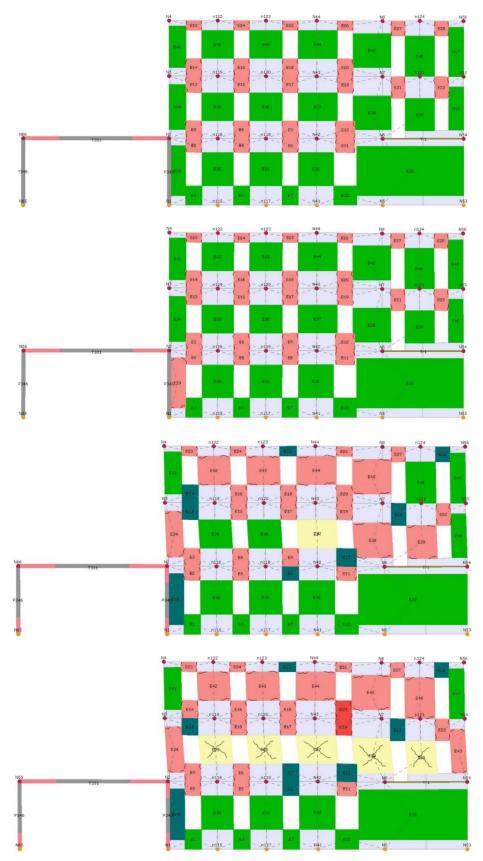


Figura 6.7 - Combinazione 20, Stato di Fatto, P1, prospetti relativi ai passi 1,12,24,36 di analisi

L'osservazione della curva di capacità può fornire molte informazioni riguardo quello che avviene all'interno della costruzione. Dalla curva in Figura 6.5 si possono notare due crolli nell'efficienza totale della muratura, indicati dallo spostamento associato ad un taglio alla base ammesso molto inferiore rispetto al precedente. Il software offre uno strumento che permette di analizzare un passo specifico e quale danneggiamento, associato ad un macroelemento, è principalmente responsabile per il crollo. Dalla analisi si nota come tra i passi 20 e 21 e tra i passi 29 e 30 ci siano delle crisi importanti.

Travi % Parete	Pilastri % Parete	Setti % Parete	Muratura % Edificio	Muratura % Parete	Inserisci in relazione	Parete
0,0	0,0	0,0	1,3	33,0		2
0,0	0,0	0,0	0,3	9,3		10
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0		1
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0		3
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0		4
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0		5
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0		6
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0		7
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0		8
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0		9
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0		11
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		12

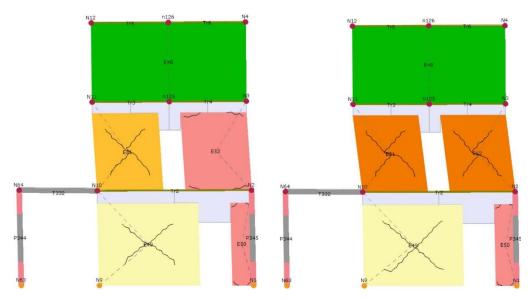


Figura 6.8 - Combinazione 20, Stato di Fatto, P2, crisi dei maschi murari

Risulta evidente l'aggravarsi dello stato dei macroelementi E51 e E52, che passano da una incipiente rottura per taglio e da uno stato plastico dovuto a pressoflessione, ad una definitiva rottura per taglio contemporaneamente.

Questo tipo di valutazione puntuale, all'interno di una analisi globale di più ampio respiro, può aiutare il progettista nel riconoscere gli elementi più deboli all'interno della maglia strutturale in cui intervenire puntualmente.

SDF-Combinazione 13 [-X, Carico sismico uniforme, eccentricità = +137,21 cm]

La combinazione più gravose con azioni sismiche in direzione X è la numero 13. Si riportano di seguito la deformata in pianta e la curva di capacità, oltre al modello 3D del palazzo al passo finale calcolato.

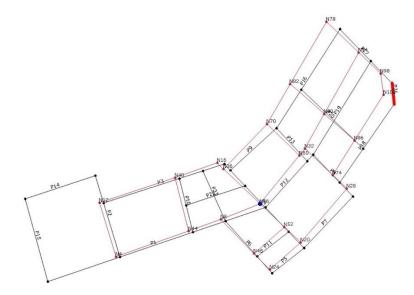


Figura 6.9 - Combinazione 13, Stato di Fatto, pianta deformata

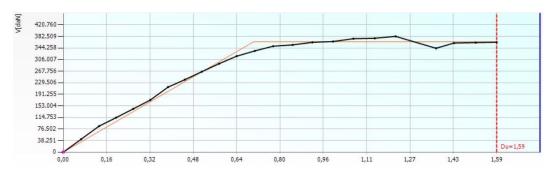


Figura 6.10 - Combinazione 13, Stato di Fatto, curva di capacità

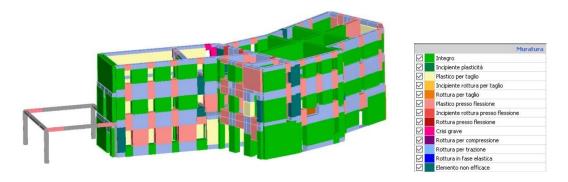


Figura 6.11 - Combinazione 13, Modello 3D del complesso, legenda dello stato di danneggiamento

In questa combinazione si ha una crisi più importante nelle porzione di edificio non oggetto di studio, di conseguenza non si è effettuato un approfondimento sui principale modi di collasso.

6.3.2 Stato di progetto

Questo breve paragrafo intende trattare l'influenza che le nuove destinazioni d'uso degli spazi interni, introdotte all'interno delle ipotesi di recupero funzionale, hanno sulla verifica sismica dell'edificio. L'introduzione di spazi devoluti ad uso biblioteca, nelle stanze voltate di maggior pregio, portano una variazione nei carichi di esercizio e nei coefficienti di combinazione utilizzati, spostando le stanze in categoria E. L'ipotesi risulta particolarmente gravosa per le porzioni di edificio adiacenti, ma contemporaneamente si ha per le restanti porzioni del palazzo una sostanziale mancanza di modifiche, il che porta la verifica sismica ad essere quasi insofferente ai cambiamenti.



Figura 6.12 - Risultati delle analisi del modello allo Stato di Progetto, 100% ag

L'accelerazione del terreno (ag) accettabile nella situazione più gravosa, sempre la combinazione 20, è in questo caso pari al 42% di quella totale, per verifica agli stati ultimi di salvaguar4dai della vita (SLV).

6.3.3 Stato di progetto con interventi migliorativi sulla muratura

Si è ipotizzato in questa sede di prevedere, all'interno del progetto di recupero, una serie di interventi sulle murature facenti parte di Palazzo Molines, che consistono nella iniezione di miscele leganti all'interno della muratura.

Questo tipo di intervento permette di colmare i vuoti all'interno dei paramenti, dovuti a una cattiva qualità costruttiva o a fenomeni di degrado causati dal tempo, migliorando la compattezza della muratura e incrementandone le resistenze meccaniche e la rigidezza. Per l'oggetto di esame risulta ideale la scelta di miscele a base di calce, al fine di mantenere la giusta compatibilità con i materiali esistenti in termini di deformazioni e traspirabilità, rispetto a miscele cementizie o organiche.

In termini di analisi statica non lineare risulta evidente il miglioramento nella performance dell'edificio, riassunto nella figura successiva. Rimane più critica l'eventualità di un sisma con direzione Y, evidenziando due modi di vibrare per cui la percentuale di accelerazione ammessa si aggira sul 74%. In direzione X si ha una miglior rendimento del fabbricato, prevedendo una accelerazione media tollerata, allo stato ultimo di vita, mediamente pari al 94% di quella massima per le quattro combinazioni non verificate.

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO	Du SLO [cm]	a SLC	a SLV	a SLD	a SLO
1		+X	Uniforme	0,00	1,67	1,86	1,86	1,19	1,39	1,47	0,36	0,64	0,28	0,43	1,083	1,118	1,768	1,528
2		+X	Forze statiche	0,00	2,02	2,85	2,11	1,48	2,14	1,67	0,45	0,70	0,35	0,47	1,329	1,339	1,552	1,341
3		-X	Uniforme	0,00	1,69	1,70	1,92	1,21	1,28	1,52	0,36	0,62	0,28	0,41	1,004	1,039	1,712	1,479
4	$\overline{\mathbf{v}}$	-X	Forze statiche	0,00	2,03	2,96	1,97	1,48	2,22	1,56	0,47	0,78	0,36	0,52	1,363	1,374	1,664	1,438
5		+Y	Uniforme	0,00	1,65	2,13	1,91	1,18	1,60	1,51	0,36	0,62	0,28	0,41	1,223	1,248	1,714	1,480
6		+Y	Forze statiche	0,00	2,07	1,37	2,17	1,53	1,03	1,71	0,48	0,73	0,37	0,49	0,720	0,740	1,514	1,308
7		-Y	Uniforme	0,00	1,68	2,20	1,96	1,21	1,65	1,55	0,37	0,62	0,28	0,41	1,238	1,260	1,673	1,445
8	\checkmark	-Y	Forze statiche	0,00	1,99	2,02	2,04	1,46	1,52	1,62	0,46	0,74	0,36	0,50	1,015	1,030	1,605	1,387
9		+X	Uniforme	137,21	1,69	1,62	2,09	1,21	1,21	1,66	0,35	0,54	0,27	0,36	0,969	1,001	1,568	1,354
10	\checkmark	+X	Uniforme	-137,21	1,66	2,66	1,76	1,18	1,99	1,39	0,37	0,69	0,28	0,46	1,442	1,469	1,868	1,613
11		+X	Forze statiche	137,21	2,02	1,73	2,19	1,48	1,30	1,73	0,45	0,67	0,34	0,45	0,886	0,907	1,500	1,296
12		+X	Forze statiche	-137,21	2,07	2,01	2,18	1,52	1,51	1,72	0,46	0,70	0,36	0,47	0,976	0,994	1,506	1,301
13	$\overline{\mathbf{V}}$	-X	Uniforme	137,21	1,73	1,49	2,17	1,25	1,12	1,72	0,35	0,53	0,27	0,36	0,893	0,924	1,512	1,306
14		-X	Uniforme	-137,21	1,69	2,20	1,74	1,20	1,65	1,38	0,38	0,71	0,29	0,48	1,223	1,256	1,883	1,627
15	$\overline{\mathbf{v}}$	-X	Forze statiche	137,21	2,03	2,76	2,19	1,49	2,07	1,73	0,45	0,67	0,35	0,45	1,291	1,301	1,501	1,296
16	$\overline{\mathbf{v}}$	-X	Forze statiche	-137,21	2,09	2,20	2,00	1,53	1,65	1,58	0,48	0,79	0,37	0,53	1,041	1,059	1,640	1,417
17		+Y	Uniforme	200,55	1,54	1,92	1,75	1,09	1,44	1,38	0,34	0,65	0,27	0,43	1,181	1,216	1,879	1,623
18		+Y	Uniforme	-200,55	1,77	2,13	2,37	1,30	1,59	1,87	0,37	0,52	0,29	0,34	1,161	1,175	1,387	1,198
19	\checkmark	+Y	Forze statiche	200,55	1,88	3,34	2,06	1,37	2,50	1,63	0,43	0,68	0,33	0,45	1,624	1,627	1,595	1,378
20	\checkmark	+Y	Forze statiche	-200,55	2,07	1,83	2,86	1,54	1,37	2,26	0,45	0,51	0,34	0,34	0,900	0,908	1,146	0,990
21	\checkmark	-Y	Uniforme	200,55	1,54	2,06	1,84	1,10	1,54	1,45	0,33	0,60	0,26	0,40	1,249	1,280	1,786	1,543
22	\square	-Y	Uniforme	-200,55	1,85	1,44	2,33	1,36	1,08	1,84	0,40	0,56	0,31	0,37	0,819	0,842	1,408	1,216
23		-Y	Forze statiche	200,55	1,88	3,17	2,05	1,37	2,38	1,62	0,43	0,68	0,33	0,46	1,550	1,555	1,599	1,381
24		-Y	Forze statiche	-200,55	2,18	1,46	2,32	1,62	1,10	1,83	0,51	0,72	0,40	0,48	0,720	0,734	1,416	1,224

Figura 6.13 - Risultati delle analisi del modello allo Stato di Progetto con interventi migliorativi, 100% ag

SDP-Combinazione 24 [-Y, Forze statiche, eccentricità = -200,55 cm]

La ventiquattresima combinazione risulta la più gravosa per l'insieme della costruzione.

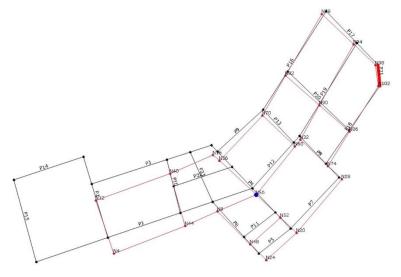


Figura 6.14 – Combinazione 24, Stato di Progetto con interventi migliorativi, pianta deformata

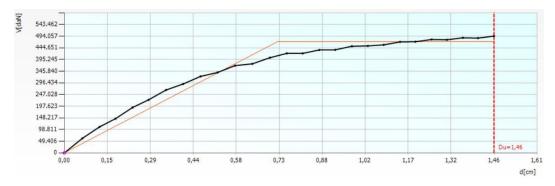


Figura 6.15 – Combinazione 24, Stato di Progetto con interventi migliorativi, curva di capacità

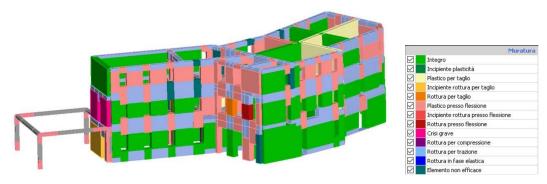


Figura 6.16 – Combinazione 24, Modello 3D del complesso, legenda dello stato di danneggiamento

L'osservazione della finestra che evidenzia i meccanismi di collasso che influiscono maggiormente sulla valutazione sismica mostra come siano principalmente tre le pareti (2,6,10) che complessivamente, durante i 27 step calcolati, a dare un contributo negativo.

Parete	Inserisci in relazione	Muratura % Parete	Muratura % Edificio	Setti % Parete	Pilastri % Parete	Travi % Parete	
2		33,0	1,3	0,0	0,0	0,0	
10		16,8	0,6	0,0	0,0	0,0	
6		9,9	0,4	0,0	0,0	0,0	
1		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
3		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
4		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
5		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
7		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
8		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
9		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
11		0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
12		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

Figura 6.17 – Combinazione 24, Stato di Progetto con interventi migliorativi, meccanismi di collasso

La P2 passa, tra il ventiseiesimo e il ventisettesimo passo, ad avere due macroelementi in crisi grave dovuta al taglio. Questo fenomeno è analogo a quello accaduto nell'analisi dello stato di fatto, di conseguenza è deducibile una necessità di interventi ulteriori all'iniezione di malte per migliorarne la resistenza.

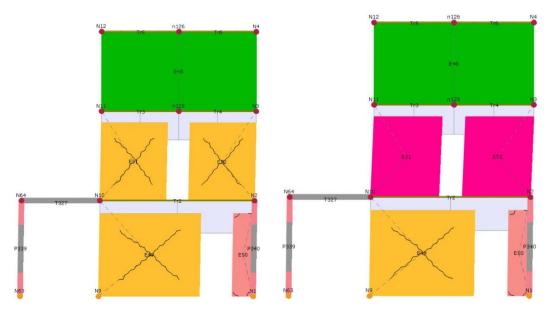


Figura 6.18 - Combinazione 24, Stato di Progetto con interventi migliorativi, P2, crisi dei maschi murari

È possibile fare il medesimo ragionamento per la P10, che subisce una crisi per taglio nei due maschi murari E157 ed E158, contemporaneamente.

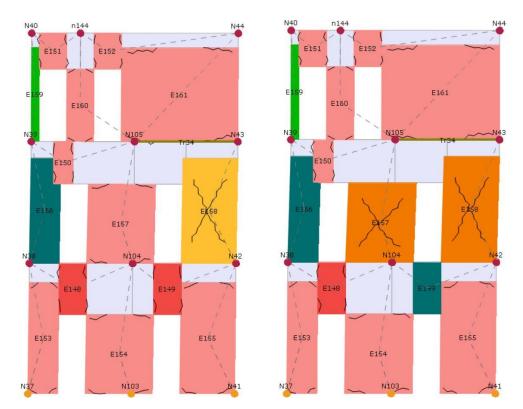


Figura 6.19 - Combinazione 24, Stato di Progetto con interventi migliorativi, P10, crisi dei maschi murari

6.4 Commento ai risultati di analisi

Le analisi svolte hanno permesso di individuare quali siano i principali meccanismi di collasso caratteristici della struttura, evidenziando una maggiore criticità strutturale per sisma con direzione Y. Il confronto tra lo stato di fatto e lo stato di progetto caratterizzato da interventi migliorativi ha portato alla luce la poca resistenza di alcune pareti, specialmente la parete 2, a fenomeni di collasso dovuto a taglio, quindi può indicare la necessità di intervenire puntualmente sulle porzioni di parete interessate.

Anche nel caso di analisi simica è importante fare notare come una approfondita campagna di indagini sull'edificio possa portare un livello di conoscenza superiore, che va a migliorare la risposta di insieme del complesso.

7. PROPOSTA DI RECUPERO FUNZIONALE DEL PALAZZO

7.1 Presentazione del progetto sviluppato

Il progetto di recupero e rifunzionalizzazione di Palazzo Molines, il cui sviluppo è iniziato durante il corso di recupero e restauro, si è posto come obiettivo la rivalutazione del fabbricato al fine di restituirne l'originale valenza che lo rende un bene per la comunità.

I temi approfonditi dal progetto sono principalmente il ripensare il volume in calcestruzzo armato, che attualmente mal dialoga con il resto del fabbricato, e la soluzione dei problemi di distribuzione verticale in modo da agevolare l'abbattimento delle barriere architettoniche, collegando via IV Marzo a via XX Settembre.

Un punto cardine che si è deciso di sviluppare è stato il dialogo del Palazzo con la piazzetta antistante, in corso di rivalutazione come parte di un progetto di più ampio respiro, denominato "rinascimento urbano", che il comune di Giaveno sta portando avanti attualmente per la valorizzazione dei beni artistici ed architettonici comunali.

7.2 Determinazione delle nuove destinazioni d'uso

L'impronta che si è voluto dare al palazzo è stata quella di un luogo che potesse al suo meglio servire la comunità, ricavando spazi culturali nelle antiche sale e luoghi in sia possibile fare coworking e riunioni. La nuova porzione di edificio è stata pensata come sede della distribuzione verticale e come connessione tra il palazzo e la piazza antistante.

Si rimanda alle tavole in allegato, in particolare alla tavola 2, per le piante di progetto scalate.

Il piano terra è stato interamente destinato alla funzione di food and beverage. La manica lunga ospiterebbe un bar e gli spazi necessari per un suo corretto funzionamento, quali magazzino, spogliatoi e bagni. Per le sale voltate è stata prevista una zona di ristoro con tavoli e sedie, in modo da poter godere a pieno degli spazi pregiati. L'intenzione è quella di sfruttare, nei mesi estivi, gli spazi esterni della piazza come luogo ricreativo rifornito dal bar.

Gli spazi voltati, di maggior pregio, sono stati pensati come una biblioteca comunale e come spazio di archiviazione al piano primo e secondo. L'incremento dei carichi di esercizio non è indifferente, ma l'analisi precedentemente esposta evidenzia come la scelta non gravi eccessivamente sul comportamento di insieme del fabbricato. Le porzioni di edificio precedentemente adibite ad ingresso e distribuzione mantengono le proprie funzioni, permettendo un accesso indipendente ai locali ai piani superiori appena descritti.

Sempre analizzando i piani primo e secondo, ma questa volta nella manica lunga, si è ipotizzato di prevedere degli spazi adibibili a coworking e sale riunioni. L'ingresso per questi ambienti potrà avvenire attraverso il nuovo volume.

I servizi igienici sono stati immaginati quasi coincidenti con quelli attuali, cioè posizionati negli spazi di collegamento tra la manica cota e quella lunga. Questa scelta deriva dalla necessità di fornire i servizi per ciascuna delle funzioni precedentemente descritte, e la posizione scelta si trova in un punto centrale nel fabbricato. Un altro fattore tenuto in considerazione è stato quello del riutilizzo di una parte degli attuali impianti, con lo scopo di ridurre al minimo interventi impattanti sui paramenti murari.

7.3 Nuova porzione di edificio

Il nuovo volume, le cui funzioni sono state descritte nei paragrafi precedenti, va a sostituire la vecchia porzione di edificio costruita senza particolare attenzione al rapporto con l'esistente.

L'approccio formale adottato si è sviluppato sue due fulcri principali: la permeabilità, al piano terreno, tra la piazza e il palazzo, e il mantenimento del registro caratteristico del prospetto su via XX Settembre, immaginando però una paramento murario sovrapposto ad un volume in calcestruzzo e vetro, che si discostasse di molto dalla tradizione.

Al piano terra si ha uno spazio aperto utilizzato per il passaggio di persone e con servizi igienici. Da qua si può avere accesso alle scale e all'ascensore per raggiungere i piani superiori. Il primo piano, come il secondo, sono stati pensati come spazi di svago, arredati con divanetti e tavolini. Dal secondo piano è possibile raggiungere una terrazza panoramica, per mezzo di una scala interna e un montapersone, che occupa la metà di copertura rivolta verso via IV Marzo.

La tecnologia costruttiva che si è scelto di utilizzare è quella di una intelaiatura in calcestruzzo armato, quasi completamente svincolata dall'edificio in muratura. Questa configurazione permette una maggiore libertà in pianta, oltre supportare l'applicazione esterna di una pelle in vetro e componenti opachi.

7.4 Interventi strutturali paralleli al recupero funzionale

Gli interventi di miglioramento delle strutture che sono stati approfonditi analiticamente nel capitolo 6 si immaginano come parte integrante di un processo di lavori sul palazzo che in ultimo porteranno al completo recupero dello stesso.

L'iniezione di miscele leganti, necessariamente a base calce vista la tipologia muraria oggetto di studio, si effettua suddividendo le varie porzioni di muratura in una griglia, ai cui vertici si effettuano dei fuori in cui si fa colare la miscela fino a completa saturazione del paramento.

Un altro aspetto che sarebbe opportuno migliorare, ma che non è stato oggetto di analisi, è il miglioramento scatolare di insieme, limitando l'insorgere di meccanismi di collasso di I modo. L'intervento su tutti gli spazi del fabbricato permetterebbe un miglioramento degli ammorsamenti tra muri e solai, l'introduzione di tiranti e di massetti collaboranti sopra i solai lignei. Alcuni dei problemi relativi agli spazi voltati potrebbero essere risolti con la posa, all'estradosso, di materiali FRP di nuova generazione.

CONCLUSIONI

Obiettivo della tesi è stato la valutazione statica e sismica del complesso monumentale di Palazzo Molines in Giaveno, affiancandola ad un progetto di rifunzionalizzazione che potesse sfruttarne i risultati per definire un indirizzo progettuale da seguire.

La verifica statica dell'edificio, inizialmente non soddisfatta per la maggior parte delle pareti, ha evidenziato come la scelta di parametri di ingresso eccessivamente cautelativi potrebbero portare a risultati che non rispecchino totalmente lo stato reale del fabbricato. Si è anche indagato come una più approfondita campagna di indagini sull'edificio, seppur confermando le ipotesi inziali, porterebbe ad una crescita nella classe di conoscenza e alla verifica statica nella quasi totalità dei paramenti.

L'analisi statica non lineare ha invece approfondito le risposte sismiche dell'aggregato oggetto di studio, nelle ipotesi di stato di fatto e stato di progetto in presenza di interventi migliorativi sul paramento. I risultati evidenziano una criticità di risposta sismica del palazzo, con la combinazione di forze peggiori che porterebbero il fabbricato a sopportarne il 43% sul totale. L'introduzione di nuove destinazioni d'uso interne non affettano in maniera sensibile le analisi, quanto invece lo fa l'introduzione di miscele leganti nei paramenti del solo palazzo, che portano la risposta complessiva al sisma nella sua configurazione peggiore a sopportarne il 74%.

Le valutazioni strutturali supportano le idee di rifunzionalizzazione approfondite nel progetto di recupero, ma evidenziano l'importanza di introdurre interventi migliorativi strutturali nel processo.

Il percorso portato avanti in questo elaborato si pone come contributo in un eventualmente futuro progetto di rivalutazione del complesso di Palazzo Molines in Giaveno.

BIGLIOGRAFIA

Antonucci R., Restauro e recupero degli edifici a struttura muraria: analisi e interventi sul costruito storico, Maggioli Editore, Rimini 2009

Biddoccu F., Una nuova corte come luogo di scambi culturali: riqualificazione dell'area della scuola "A.Frank" nel centro storico di Giaveno, Facoltà di Architettura Torino, Tesi di laurea, a.a 2014, relatore Prof. Agostino Magnaghi

Brandi C., Teoria del restauro, La nave di Teseo, Torino, 2022

Rocchi G., Istituzioni di restauro dei beni architettonici e ambientali, Hoepli, Milano, 1990

Volpiano M., Il consolidamento strutturale degli edifici storici. Diagnostica monitoraggio, materiali per l'intervento compatibile, L'artistica casa editrice, 2010

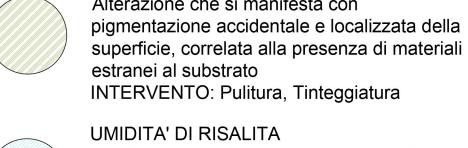
Cangi G., Manuale del recupero strutturale e antisismico, DEI editore, Roma 2005.

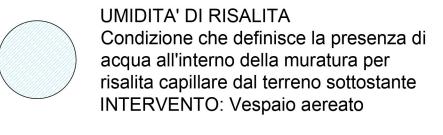
Rolla P., Giaveno e dintorni. Guida illustrata della Valle del Sangone, Tipografia "La Palatina", Torino, 1935

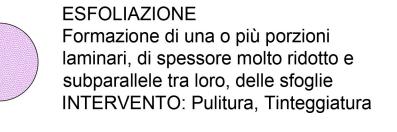
Bonardi, C.; Lusso, E., L'assetto dell'abitato e le infrastrutture difensive dall'impianto originario ad oggi, in C. Ronchetta, P. Delpiano Recuperare l'immagine urbana di Giaveno, Ed. Lybra Immagine, Milano, 2002

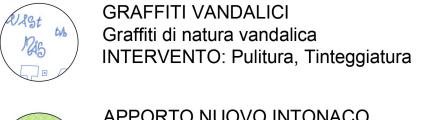


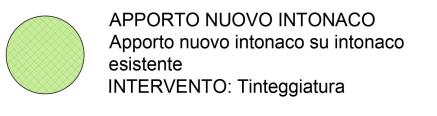








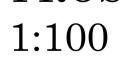


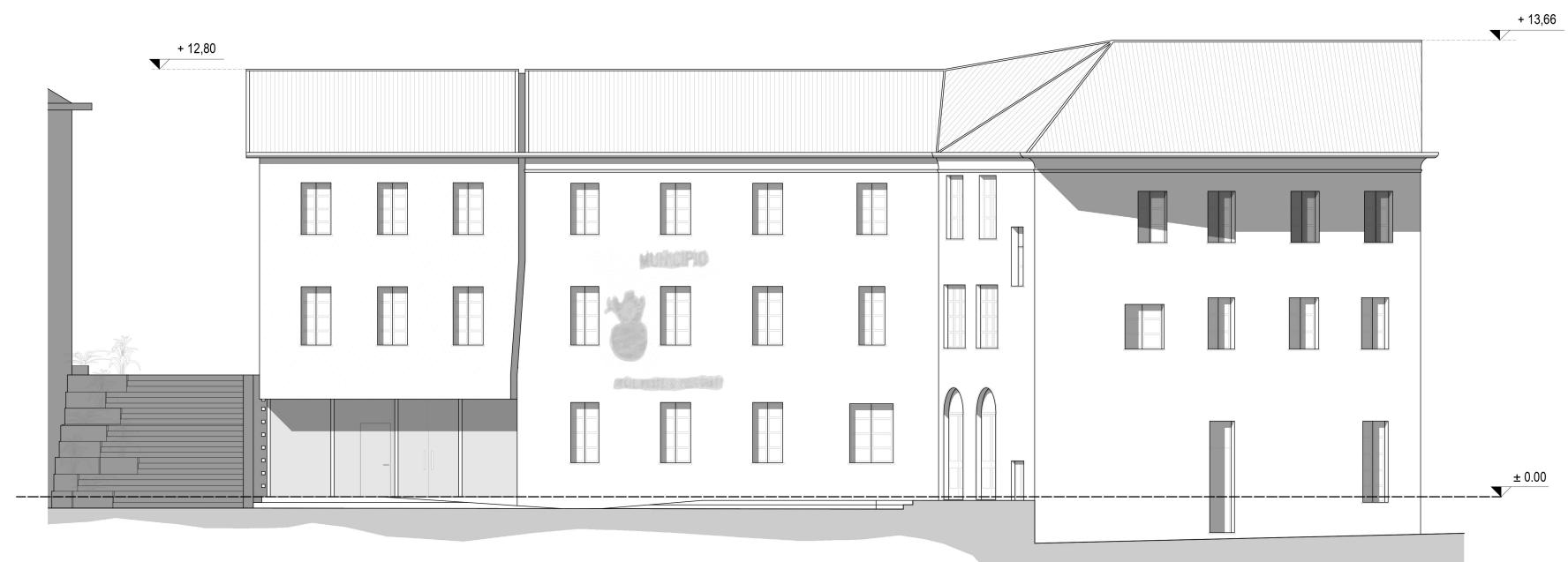


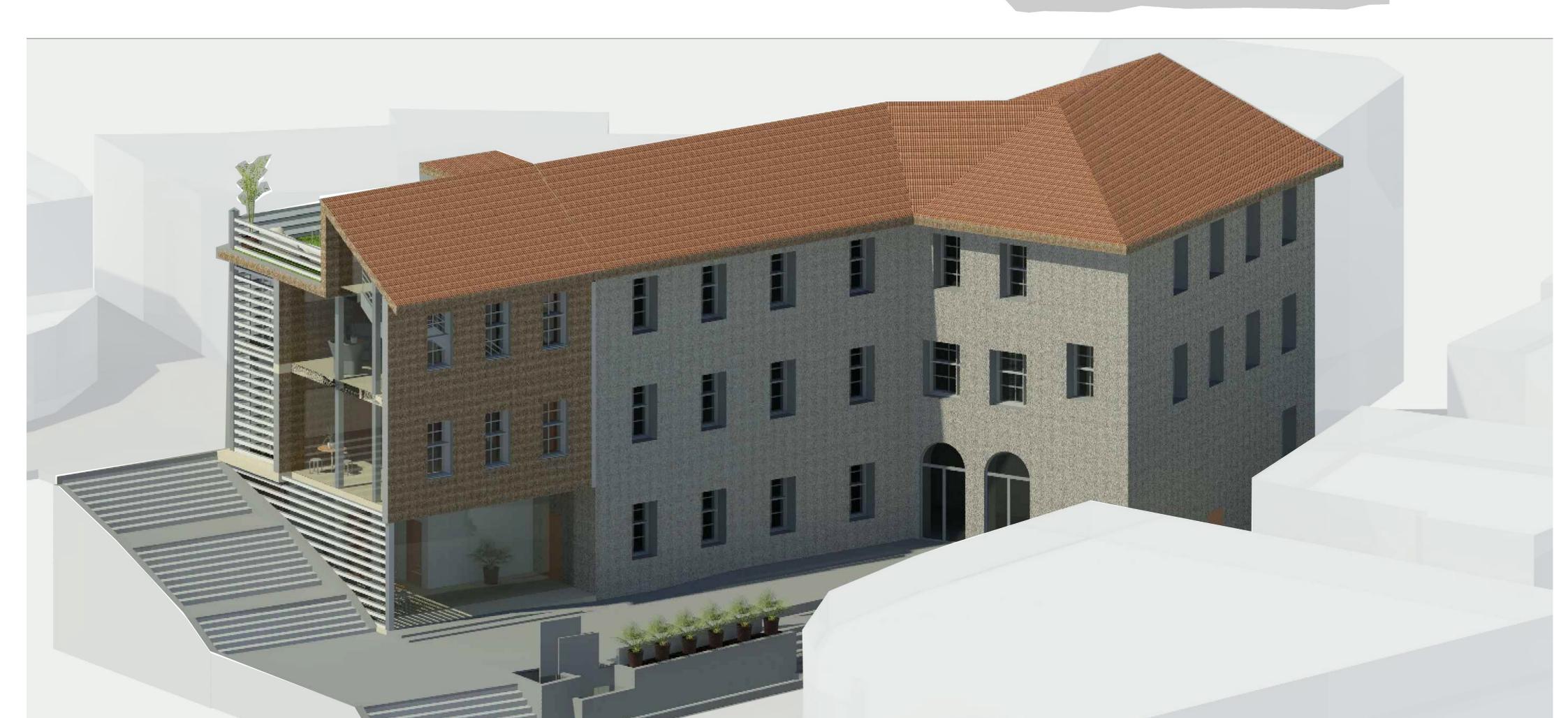




PROSPETTO SUD

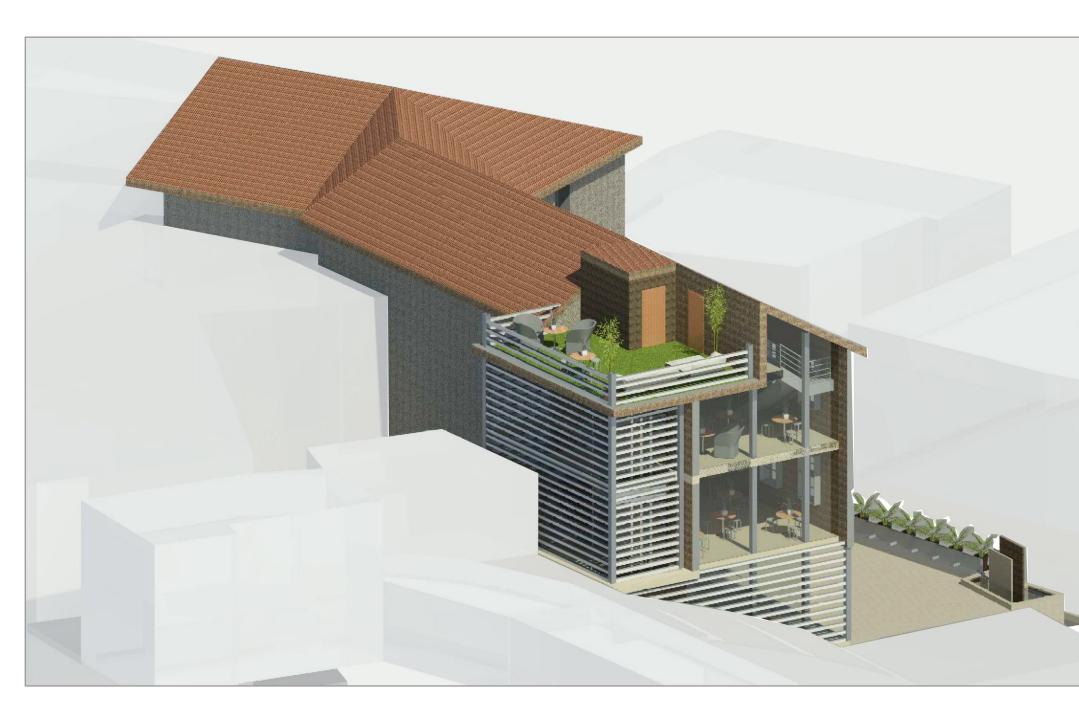




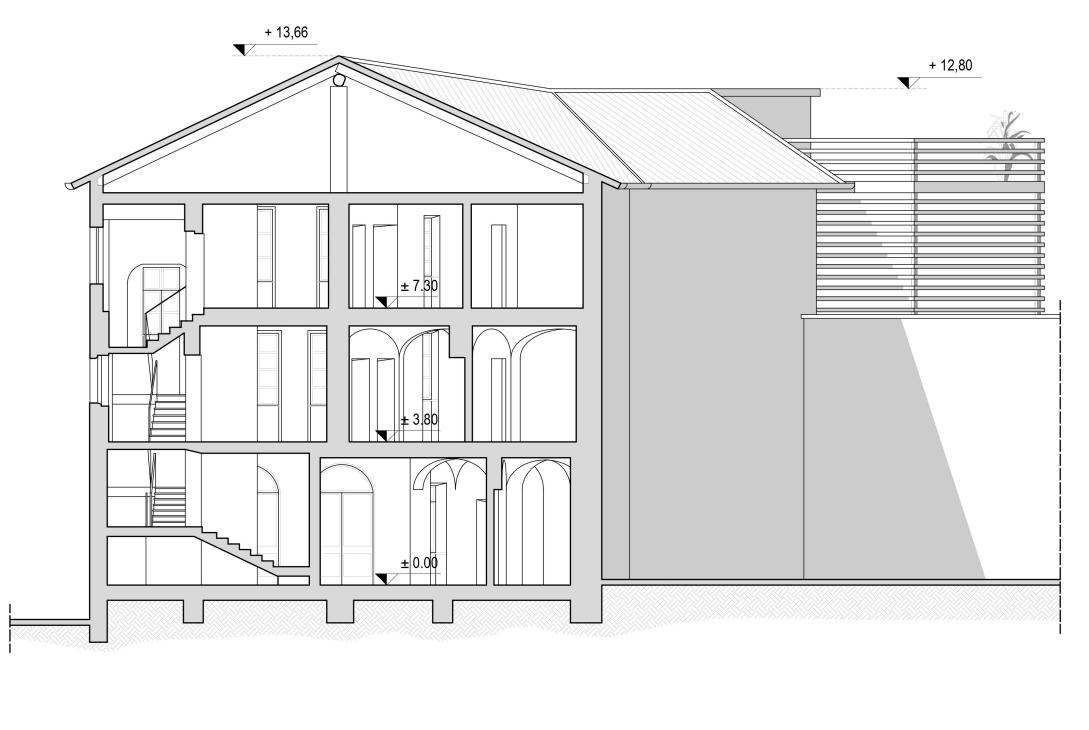


PROSPETTO OVEST 1:100





SEZIONE B-B' 1:100



Interno piano terra blocco nuovo - 1



SEZIONE A'-A 1:100



