

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA



DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA EDILE-ARCHITETTURA

Tesi di Laurea in Problemi Strutturali dei Monumenti e dell'Edilizia Storica

**ANALISI DI VULNERABILITA' SISMICA FINALIZZATA AGLI
INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO STRUTTURALE DELL'EDIFICIO IN
MURATURA DEL "COLLEGIO G.B. MORGAGNI"**

Laureanda:
MARCOLIN VALENTINA

Relatore:
Chiar.ma Prof.ssa MARIA ROSA VALLUZZI

Correlatori:
Chiar.mo Prof. ANDREA GIORDANO
Dott. Ing. MUNARI MARCO
Ing. MARCO FAVA

Anno accademico 2012-2013

*«La strada da percorrere è presto indicata:
bisogna innanzitutto conoscere “cosa”
conservare, e da tale conoscenza far
scaturire il “come” conservare con
sicurezza»*

Antonino Giuffrè

Ringraziamenti

Un sincero ringraziamento alla Prof.ssa Valluzzi, relatrice di questa tesi, per la professionalità, la disponibilità e la passione che dimostra nell'insegnamento e nelle attività svolte. Il suo contributo è stato essenziale per accrescere in me la sensibilità verso temi così attuali, quali la vulnerabilità sismica dei manufatti esistenti e l'individuazione degli interventi di miglioramento, spingendomi così ad approfondirli e svilupparli in questo elaborato.

Un sentito grazie al Prof. Giordano per la grande disponibilità mostratami durante questo lavoro di tesi e durante questi anni di Università.

All'Ing. Fava e all'Ing. Munari vorrei esprimere un particolare ringraziamento per la dedizione con cui hanno supervisionato ogni fase del mio lavoro di tesi.

Un immenso grazie va alle mie compagne di studio, ma soprattutto amiche, Anna e Monica per tutti i momenti trascorsi insieme in questi anni e naturalmente a Michela per le fatiche di esami fatti insieme, le conoscenze condivise e la strada percorsa assieme.

Un enorme ringraziamento va alla mia Famiglia per avermi sostenuta e dato la possibilità di raggiungere questo traguardo. A mio padre, che mi ha trasmesso la sua passione per questo lavoro, a mia madre, che mi ha sempre mostrato il suo sostegno e alle mie sorelle che hanno saputo starmi accanto in questi anni. E infine, un grazie che arriva dal cuore a Devis, che ha condiviso tutto questo sapendomi stare vicino lungo il cammino percorso in questi anni.

INDICE

Introduzione.....	11
1 Analisi Storico – Critica.....	17
1.1 Storia dell’edificio.....	19
1.2 Identificazione della costruzione.....	21
1.3 Storia sismica.....	23
1.4 Evoluzione della normativa sugli edifici in c.a.....	25
1.5 Analisi storica degli eventi e degli interventi subiti.....	27
2 Documentazione fotografica.....	31
2.1 Rilievo fotografico.....	33
3 Rilievo Geometrico.....	39
3.1 Rilievo geometrico.....	41
4 Analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale.....	47
4.1 Elementi verticali.....	49
4.2 Elementi orizzontali.....	51
4.3 Punti critici.....	53
5 Valutazione dell’impatto degli impianti tecnologici sugli E. S.....	55
5.1 Valutazione dell’impatto degli impianti tecnologici sugli E.S.....	57
6 Valutazione sismica per edifici in muratura.....	61
6.1 Comportamento sismico delle costruzioni storiche in muratura.....	63
6.2 Analisi dei carichi.....	67
6.2.1 Carichi permanenti strutturali – non strutturali e variabili....	69
6.2.2 Carico del vento.....	73
6.2.3 Carico della neve.....	76
6.2.4 Valutazione dei carichi sismici.....	77
6.3 Aggregati edilizi.....	82
6.4 Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura.....	82
6.4.1 Principali meccanismi locali di collasso.....	84
6.5 Approccio cinematico.....	90
6.5.1 Analisi cinematica lineare.....	90
6.5.2 Analisi cinematica non lineare.....	91
6.6 Verifiche di sicurezza.....	93
6.7 Verifica dei Macroelementi.....	96

7	Applicazione della metodologia Vulnus.....	115
7.1	Caratteristiche dei materiali.....	119
7.2	Determinazione dei parametri sismici.....	119
7.3	Analisi statistica.....	120
7.4	Indicatore di rischio sismico.....	121
7.5	Analisi di vulnerabilità.....	121
7.5.1	Vulnerabilità dell'edificio.....	122
7.6	Frequenza attesa di danno.....	122
7.7	Attribuzione della classe di vulnerabilità macrosismica.....	124
7.7.1	Confronto tra curve di vulnerabilità e curve della scala macrosismica EMS 98.....	124
8	Valutazione sismica per edifici in cemento armato.....	127
8.1	Caratteristiche meccaniche dei materiali.....	129
8.1.1	Valutazione dei carichi.....	129
8.2	Modellazione globale.....	131
8.2.1	Descrizione del modello di calcolo.....	131
8.2.2	Metodologia di analisi.....	133
8.3	Verifiche di sicurezza.....	135
8.3.1	Criteri di verifica.....	135
8.3.2	Sintesi e commento delle verifiche.....	135
9	Verifiche dei meccanismi d'insieme mediante analisi numerica.....	139
9.1	Definizione del modello.....	142
9.2	Effetti dell'aggregazione sul comportamento globale.....	147
9.3	Confronto tra modelli.....	151
9.4	Conclusioni.....	154
10	Interventi per la riduzione della vulnerabilità sismica.....	157
10.1	Interventi relativi all'edificio in muratura.....	159
10.2	Progetto degli interventi.....	160
10.3	Conclusioni.....	164
	Conclusioni.....	167
	Bibliografia.....	171
	Normative di riferimento.....	172
	Siti internet consultati.....	173

Introduzione

Oggetto di questa tesi è l'analisi di vulnerabilità sismica finalizzata all'individuazione di interventi di miglioramento del Collegio G. B. Morgagni, in passato Palazzo del Podestà Contarini. Ad oggi il palazzo è di proprietà dell'Università di Padova e si compone di un corpo principale in muratura e di uno secondario di nuova costruzione realizzato negli anni '60 in cemento armato. Questa tesi tratterà specificamente del fabbricato in muratura riportando solamente dati riassuntivi relativi all'analisi del corpo in c.a.

La normativa vigente in ambito delle costruzioni sono le "Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC 2008). Queste riuniscono e disciplinano l'intero corpus legislativo da applicare nella progettazione e nella realizzazione di nuovi edifici e nella valutazione della sicurezza e nel progetto d'interventi di consolidamento di manufatti edilizi esistenti, identificando i livelli di sicurezza e le prestazioni delle costruzioni e unificando sia le norme relative al comportamento e alla resistenza dei materiali e delle strutture, sia quelle relative alle definizioni delle azioni e dei loro effetti. In particolare, in caso di sisma, lo scopo fondamentale di tale corpo normativo è quello di assicurare che sia protetta la vita umana, siano limitati i danni e rimangano funzionanti le strutture essenziali agli interventi di protezione civile.

Le NTC 2008 rimandano alle indicazioni della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 02/02/2009 recante "Istruzioni per l'applicazione delle «Norme Tecniche per le Costruzioni» di cui al D.M. 14/01/2008". I riferimenti Tecnici delle NTC 2008 rimandano, inoltre, alle "Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale", allineate alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.

La seguente tesi si sviluppa facendo riferimento alle indicazioni presenti in tali norme.

In particolare, le Linee Guida, specificano un percorso da seguire individuando i seguenti passi:

- Conoscenza
- Valutazione del livello di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche
- Progetto degli eventuali interventi

Questo, concettualmente analogo a quello previsto per le costruzioni non tutelate, è opportunamente adattato alle esigenze e peculiarità del patrimonio culturale.

Le costruzioni storiche in muratura sono state costruite seguendo le "regole dell'arte", fondate sull'esperienza acquisita nella realizzazione di strutture analoghe. Queste costruzioni sono state realizzate in funzione di proporzioni degli elementi strutturali basate sull'intuizione del comportamento strutturale. Tale approccio teneva in considerazione solamente le azioni statiche principalmente connesse al peso proprio degli elementi strutturali.

Un'azione sismica orizzontale modifica, però, significativamente la curva delle pressioni indotta dai carichi verticali e normalmente produce lesioni diffuse e

collassi parziali. Il terremoto non è un azione frequente e l'esperienza dei costruttori in relazione alla protezione nei confronti degli eventi sismici varia in funzione dell'area geografica e dal tempo.

Diversi studi hanno riguardato l'identificazione degli elementi di vulnerabilità sismica degli edifici storici sulla base dell'osservazione del danno conseguente a eventi sismici che hanno interessato nel passato alcuni centri storici. E' stato evidenziato come i meccanismi di danno osservati siano a volte riconducibili a elementi di vulnerabilità dell'edificio isolato, altre volte direttamente connessi con il contesto aggregato in cui l'edificio è inserito, o ancora legati alla tradizione costruttiva o alle modifiche subite dagli edifici rispetto alla loro concezione originale.

L'edificio oggetto di studio si colloca nel caso di edificio in aggregato e proprio per questo è fondamentale capire l'evoluzione nel tempo dello stesso per tener conto, nella fase di analisi, delle possibili interazioni derivanti dalla continuità strutturale con gli edifici adiacenti, connessi o in aderenza.

Conclusa la prima fase di indagini si pone particolare attenzione all'individuazione delle caratteristiche meccaniche dei vari materiali.

Le modalità di verifica delle costruzioni nuove sono basate sull'uso di coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle azioni e alle caratteristiche meccaniche dei materiali. Per questo nelle costruzioni esistenti è fondamentale la conoscenza dei materiali che la costituiscono. Infatti in questo caso viene introdotta un'altra categoria di fattori, i "fattori di confidenza", legati al livello di conoscenza conseguito nelle indagini conoscitive, e che vanno preliminarmente a ridurre i valori medi di resistenza dei materiali della struttura esistente, per ricavare i valori da adottare. Maggiore è l'accuratezza delle indagini e dei risultati ottenuti e minore è il fattore di conoscenza da applicare.

Per quanto riguarda la valutazione del livello di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche, dall'osservazione dei casi reali si è notato come il collasso sismico di una costruzione storica in muratura avvenga, in genere, a causa della perdita di equilibrio di porzioni strutturali, piuttosto che per superamento di uno stato tensionale limite di resistenza. Pertanto, la capacità ultima dell'edificio dipende innanzitutto della stabilità dei suoi macroelementi (Giuffrè, 1911).

I macroelementi sono definiti da componenti strutturali (pareti, solai e copertura) isolati o collegati in relazione ai loro reciproci vincoli (potenziali quadri di danno, fessure, discontinuità, ecc.) e confinamenti (per esempio la presenza di tiranti), alle carenze costruttive e alle caratteristiche dei materiali costitutivi. Essi si comportano indipendentemente, senza essere trattenuti da altre porzioni di edificio, seguendo cinematismi, sia fuori piano che nel piano, rappresentando quindi elementi in condizioni di incipiente collasso (Borri et al., 1999).

Una volta che la configurazione strutturale critica è definita, analizzando l'edificio e il suo quadro fessurativo, il passo successivo è l'identificazione dei meccanismi di collasso più probabili che caratterizzano ciascun

macroelemento. Gli studi basati su osservazioni in sito a seguito di eventi sismici hanno permesso di creare degli abachi dei danni caratteristici che si verificano nelle varie tipologie costruttive.

I meccanismi fuori piano, detti anche di “primo modo”, coinvolgono pareti sottoposte ad azioni orizzontali ortogonali al loro piano. Il ribaltamento di tali pareti è il principale effetto: questo è contrastato dalla possibile presenza di elementi di collegamento.

I meccanismi nel piano riguardano pareti parallele all'azione sismica. Sono anche detti di “secondo modo” perché i relativi danni (fessure di taglio) generalmente non portano la struttura al collasso, in confronto ai meccanismi fuori piano. Le catene cinematiche descrivono rotazioni rigide nel piano di porzioni strutturali resistenti dell'edificio, definite dalle caratteristiche geometriche e dalle condizioni di vincolo, sottoposte ad azioni orizzontali nel piano (Giuffrè, 1993). Con riferimento specifico agli edifici in muratura sono stati elaborati approcci meccanici di valutazione della vulnerabilità che si basano sull'analisi dei macroelementi più vulnerabili e del corrispondente meccanismo di collasso. Un possibile metodo è connesso all'applicazione dei teoremi dell'analisi limite dell'equilibrio basata su una preliminare individuazione del meccanismo di collasso, connesso alla trasformazione della struttura in un cinematismo. Ogni blocco risulta soggetto ai carichi verticali ed alle forze sismiche orizzontali, proporzionali ai carichi verticali.

Le procedure semplificate di valutazione della vulnerabilità sismica basate sull'analisi limite di macroelementi strutturali, si basano generalmente sul calcolo di un coefficiente α_0 che rappresenta il moltiplicatore delle masse sismiche che caratterizza le condizioni di equilibrio limite per l'elemento considerato e individua l'attivazione del meccanismo locale stesso. Il cinematismo collegato al più basso valore di α_0 è il più “fragile” e, di conseguenza, è più probabile che si verifichi. Tale procedure di calcolo limite, consentendo di modellare solo una singola parte strutturale, dipendono da pochi parametri geometrici e meccanici e, quindi, non richiedono un rilievo estremamente accurato.

Una volta accertate le vulnerabilità dell'edificio a seguito della conoscenza, della modellazione e dell'osservazione degli eventuali danni, nelle Linee Guida sono descritti i criteri da seguire per il miglioramento sismico, individuando anche le possibili tecniche d'intervento, esaminate criticamente in relazione alla loro efficacia e al loro impatto sulla conservazione, tenendo conto dei requisiti di sicurezza e durabilità.

Gli interventi devono essere in genere rivolti a singole parti del manufatto, contenendone il più possibile l'estensione ed il numero, e comunque evitando di alterare in modo significativo l'originale distribuzione delle rigidità negli elementi.

In primo luogo è importante assicurare alla struttura un buon comportamento d'insieme e poi si definiscono gli altri interventi a livello globale.

La presente tesi segue quanto finora descritto.

Nel capitolo 1 viene individuata una prima fase di inquadramento sismico del sito ed un'analisi storica dell'edificio.

Nel capitolo 2 viene presentata la documentazione fotografica ricavata dai sopralluoghi effettuati.

Nel capitolo 3 è presente il rilievo geometrico, fondamentale per la descrizione e comprensione dell'edificio dal punto di vista dimensionale. Tale rilievo, fornito dall'Ufficio Tecnico dell'Università di Padova, è verificato da sopralluoghi condotti in sito.

Nel capitolo 4 si delinea un profilo strutturale dell'edificio in esame, con particolare attenzione alle problematiche di vulnerabilità sismica che presenta. Le informazioni che verranno prese in considerazione sono relative a dati reperiti negli Archivi Tecnici dell'Università.

Attraverso lo studio dei documenti relativi alla natura dei sottoservizi, alle loro caratteristiche e alla geometria delle reti di distribuzione, nel capitolo 5 viene valutato l'impatto degli impianti tecnologici sugli elementi strutturali.

Il capitolo 6 tratta dei parametri meccanici dei materiali utilizzati nell'edificio in muratura e dell'individuazione dei carichi agenti. Questo capitolo si conclude con l'individuazione dei macroelementi e l'analisi dei meccanismi locali tramite la creazione di un foglio di calcolo in Excel che esegue un'analisi cinematica lineare e, se questa non è verificata, un'analisi cinematica non lineare. Se entrambe non sono verificate si esegue il calcolo dei presidi antisismici adeguati, individuati in questo caso nei tiranti.

Nel capitolo 7 viene spiegato l'uso del programma di calcolo per l'analisi di vulnerabilità sismica Vulnus. Questo usa una metodologia di valutazione della vulnerabilità globale di edifici in muratura sufficientemente regolari e di limitata altezza, sia isolati sia raggruppati in nuclei complessi di unità che interagiscono tra loro. Considerando i livelli di attivazione di alcuni meccanismi locali di collasso nel piano e fuori piano, il programma valuta due indici di vulnerabilità ai quali è affiancato un terzo indice basato su informazioni di carattere qualitativo. Sulla base della teoria degli insiemi sfuocati, Vulnus consente di ottenere dei giudizi di vulnerabilità e di costruire curve di fragilità.

Il capitolo 8 è riporta una breve sintesi dello studio dell'edificio in cemento armato effettuato tramite il software di calcolo Straus7 che permette la creazione di modelli ad elementi finiti, la loro analisi e conseguente lettura dei risultati. Questo viene fatto al fine di determinare i vincoli dati dalla connessione tra l'edificio in c.a. e quello in muratura, da applicare nel modello conclusivo dell'edificio in muratura.

Il capitolo 9 tratta della modellazione dell'edificio principale in muratura. Questa viene effettuata tramite il software di calcolo "3Muri" che permette di schematizzare la struttura mediante uno schema a telaio equivalente sul quale vengono condotte delle analisi non lineari statiche (push-over), seguite dalle verifiche globali della struttura che consistono nel verificare che lo spostamento offerto dalla struttura sia maggiore di quello richiesto. Se questo è vero la struttura è globalmente verificata, se invece non si raggiunge lo

spostamento richiesto il programma fornisce le informazioni circa le zone critiche in cui sarà necessario intervenire per migliorare il comportamento della struttura. Questo programma consente di modificare la mesh inserendo vincoli cedevoli elasticamente che, calibrando in modo opportuno il valore della rigidità, andranno a schematizzare l'aggregato.

Infine nel capitolo 10 vengono specificati gli interventi proposti, individuati a seguito delle analisi descritte e si effettuano delle considerazioni sul livello di sicurezza complessiva con riferimento particolare al livello di conoscenza raggiunto e ai valori di PGA effettivamente sostenibili dal manufatto.

Analisi Storico – Critica

1.1	Storia dell'edificio.....	19
1.2	Identificazione della costruzione.....	21
1.3	Storia sismica.....	23
1.4	Evoluzione della normativa sugli edifici in c.a.....	25
1.5	Analisi storica degli eventi e degli interventi subiti.....	27

1.1 Storia dell'edificio

Il collegio Morgagni si trova in via San Massimo al civico 33, è composto dall'antico Palazzo del Podestà Contarini, progettato dall' architetto Moroni da un complesso in c.a. progettato dall'ingegnere Schvarcz Bela negli anni '60. La struttura di più recente realizzazione ospita gli alloggi per gli studenti della Scuola Galileiana mentre l'edificio storico è adibito a sede dell'amministrazione e aule per gli studenti.

Allegato 1

Cit. *Gli interventi dell'Università di Padova nel riutilizzo di antichi edifici*, G. Brunetta, 1966, pag. 126

Per quanto riguarda il Palazzo del Podestà Contarini dalla bibliografia sull'architettura storica padovana, risulta difficile stabilirne l'esatta datazione: G. Brunetta scrive *“un bel palazzo cinquecentesco con un arioso portico, su due piani oltre ad un attico centrale, di notevole dignità architettonica”* e quindi stabilisce l'origine del palazzo nel XVI secolo, l'articolo continua: *“si sapeva che era stato costruito, attorno alla metà del XVI secolo, da quel Marcantonio Contarini, che era in quel periodo Podestà di Padova, cui si deve l'impianto e la costruzione della prima parte di quel Palazzo del Podestà che è uno dei monumenti padovani più illustri: architetto di quello, il «nostro» Moroni.”*

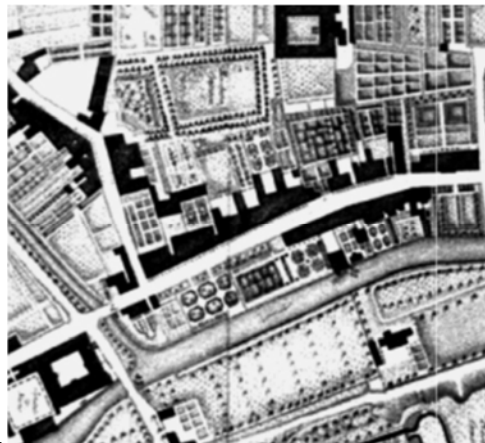
L'edificio è individuabile nella pianta del Valle (1779-1784) che mette in evidenza la sua presenza, facente parte di un aggregato edilizio caratterizzante l'antica via, costituito solo da un corpo a pianta quadrata dietro al quale erano presenti ancora campi e giardini. Dal catasto napoleonico (1815) e dal catasto austriaco italiano (1852) si vede che la situazione nella via non cambia. Dall'estratto di mappa catastale (1961) si vede l'annessione alla proprietà dell'edificio limitrofo mentre nel 1962 viene costruito il nuovo edificio in c.a. a forma di C.

Dalla consultazione dei registri catastali del luglio 1961 si vede che il Comune di Padova donò il Palazzo del Podestà all' Università di Padova.

L'edificio, di proprietà del Comune già nel 1875, era stato utilizzato per un periodo come asilo pubblico, successivamente abbandonato e versante in cattive condizioni.

Figura 1

Pianta di Giovanni Valle della Città di Padova (1779-1784)



1

Figura 2

Catasto Napoleonico (1815)



2



3



4

Figura 3
Catasto Austriaco
Italiano (1852)

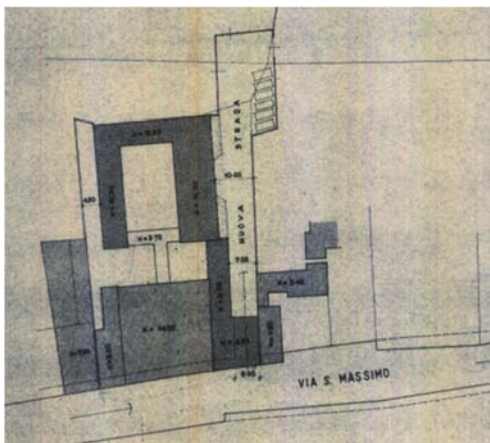
Figura 4
Estratto di mappa
catastale (1961)

L'Università, per poterlo trasformare a collegio, fu costretta ad acquistare le due proprietà confinanti adibendo il vecchio Palazzo a corpo di testa del collegio e costruendo un nuovo corpo destinato ad alloggi progettato nel 1962 dall'ingegnere Schvarcz Bela.

Rif. Il nuovo collegio
Morgagni,
G. Brunetta, pag. 5

Con l'annessione di queste due proprietà l'area totale a disposizione raggiungeva quasi i 2700 m², dei quali circa 800 coperti dall'antico Palazzo e dagli edifici contermini, e rimanevano 1900 m² disponibili per i nuovi insediamenti edilizi.

Gli alloggi sono stati costruiti nella parte nord del lotto, mentre una della due case acquistate, la maggiore, ricostruita, è divenuta l'alloggio del Soprintendente del Collegio e quella minore, restaurata, ha consentito di ricavarvi due piccoli alloggi di reddito.



5



6

Figura 5
Planimetria progetto
esecutivo (1962)

Figura 6
Ortofoto (2008)

Sono stati eseguiti pochi interventi sull'edificio di Moroni e per lo più mirati al ripristino della sua originaria dignità. In primo luogo è stata rimossa la sostruzione che ocludeva il fornice centrale in facciata (dovuta a preoccupazioni di ordine statico) ed è stata garantita la statica con l'inserimento di una catena.

É stata sostituita la scala a chiocciola di accesso al piano attico, dove sono state ricavate sei camere e due bagni, con una scala a due rampe segnalate da un portale binato al primo piano e al piano terra. Tra gli altri interventi sono da segnalare l'apertura delle grandi vetrate del salone al primo piano,

precedentemente murate, e il rifacimento di buona parte dei solai lignei con travi a vista e dei relativi cornicioni.

Le camere si trovano all'interno della nuova costruzione, un edificio costruito su pilotis, staccato dal vecchio palazzo ma raggiungibile attraverso un passaggio vetrato a livello dell'atrio di ingresso.

L'edificio si sviluppa attorno ad una corte centrale sulla quale si affacciano le camere. Originariamente il piano terra era completamente aperto, solo successivamente nella parte est è stata abbassata la quota del pavimento e chiuso l'ambiente con delle vetrate. In altezza il fabbricato si sviluppa su tre piani.

1.2 Identificazione della costruzione

Il complesso edilizio si compone di due corpi principali e di un terzo secondario, la casa del direttore.

Compositamente, la facciata esposta a sud su Via San Massimo risulta ordinata su tre livelli, i primi due a doppia altezza mentre l'ultimo, realizzato in un secondo momento, un piano attico arretrato rispetto alla facciata.

L'edificio storico e la casa del direttore chiudono il fronte sulla strada creando continuità con gli edifici limitrofi; l'ingresso all'edificio è segnalato da un portico a doppia altezza chiuso all'estremità superiore dal solaio del piano nobile. Il portico è simmetrico, su colonne che sostengono un arco a tutto sesto maggiore centrale e quattro, sempre a tutto sesto, più piccoli, due per lato. Nel sottoportico, con volte a botte, sono presenti un grande portale d'accesso e affreschi di notevole pregio.

Figura 7

Il Palazzo Contarini dopo il restauro e la ricostruzione delle due case laterali. Foto tratta da "Gli interventi dell'Università di Padova nel riutilizzo di antichi edifici", G. Brunetta, 1966, pag. 127



7

Figura 8

Stato attuale



8

Ai lati del portale si trovano altre cinque finestre, protette da delle grate posizionate una per arco, fatta eccezione per un portone di accesso al deposito delle biciclette che va a sostituire la prima apertura e l'arco in

corrispondenza dell'accesso che ne contiene due, alla quota del pavimento, finestre per l'aerazione del piano interrato.

Al piano nobile spiccano le grandi aperture di facciata composte da trifora centrale e due aperture laterali.

I poggiali comuni alle aperture, poco profondi e poggiati su elementi a mensola, presentano colonnini e balaustri.. Conclude la facciata un sobrio cornicione a dentelli in elementi laterizi modanati ed intonacati. La sopraelevazione in posizione arretrata rispetto alla facciata presenta una trifora e una chiusura a timpano.

Il prospetto presenta aperture allineate e simmetriche rispetto al portale di ingresso e la facciata è interamente rivestita in pietra trattata a bugnato liscio.

Al piano nobile tra le aperture laterali compaiono delle piccole raffigurazioni ormai del tutto incomprensibili.



Figura 9
Prospetto Collegio
Morgagni su Via San
Massimo

Lo schema tripartito rispecchia solo in parte l'assetto planimetrico interno al palazzo, infatti ai 3 piani visibili in facciata bisogna aggiungere un piano interrato. Inoltre nell'ala est del palazzo sono presenti due mezzanini nei quali si trovano aule e servizi.

Al piano terra un androne, a doppia altezza, collega attraverso una struttura in acciaio e vetro, Via San Massimo al nuovo edificio in cemento armato. Il cortile interno è tripartito, infatti, due parti di esso vengono divise dalla struttura di collegamento e su queste si affaccia un prospetto rispecchiante in forma semplificata le aperture della facciata principale. La restante parte del cortile si trova racchiusa dalla nuova costruzione che ospita gli alloggi.

Dall'androne sopra citato, uno scalone su due rampe posto sul lato est dell'edificio, conduce al piano nobile ed al salone delle feste a doppio livello, di qui sale ancora portando al sottotetto. Tutte le stanze a doppia altezza sono arricchite esteticamente da solai in legno a vista e cornicioni a chiuderne i perimetri.

I pianerottoli dello scalone permettono di accedere alle stanze dei piani mezzanini che rompono le doppie altezze della parte ad est.

Il complesso che ospita il dormitorio e alcune aule si compone di due blocchi, il primo, adiacente al palazzo storico, ed il secondo, contraddistinto da una forma a C, su quattro piani, si dispone intorno al giardino interno. Quest'ultimo

è costruito su pilotis ed originariamente al piano terra era completamente aperto, solo successivamente sulla parte est è stata abbassata la quota del pavimento e chiuso l'ambiente con delle vetrate, in modo da ricavarne delle aule.

Figura 10

Foto del cortile interno, sopralluogo effettuato in data 22 Marzo 2013



10

Figura 11

Foto del sottoportico, sopralluogo effettuato in data 30 Maggio 2013



11

In altezza il fabbricato si sviluppa su tre piani.

Entrambi gli edifici poggiano su colonne e pilastri in cls. Il prospetto verso la corte è caratterizzato da due tipologie di forometrie: a finestre quadrate si alternano finestre rettangolari che prendono quasi l'intera altezza del piano.

1.3 Storia sismica

Dalla ricerca storica e dalle informazioni reperibili sul sito dell'INGV, risulta evidente come il territorio veneto sia stato e sia ancora interessato da eventi sismici con livelli non trascurabili per il patrimonio edilizio. Per valutare l'incidenza del sisma sulla città di Padova è stato fatto riferimento al sito dell'Istituto Geologico Nazionale e Vulcanologia e in particolare al database Macroscopico Italiano del 2011 (DBMI11).

Il primo evento risale al 3 gennaio del 1117 con epicentro nel basso veronese. A Padova si riscontrano danni alla chiesa di Santa Giustina e alla cattedrale; per quest'ultimo edificio furono necessari lavori di rifacimento della copertura. Successivamente, il 25 dicembre del 1222, Padova risentì gli effetti del terremoto localizzato nel Bresciano, equivalenti al grado IV della scala MCS. Poi, il 25 gennaio del 1348, il forte terremoto con epicentro in Carinzia, provocò danni alla torre Rossa del Comune, tanto da dover essere demolita e ricostruita.

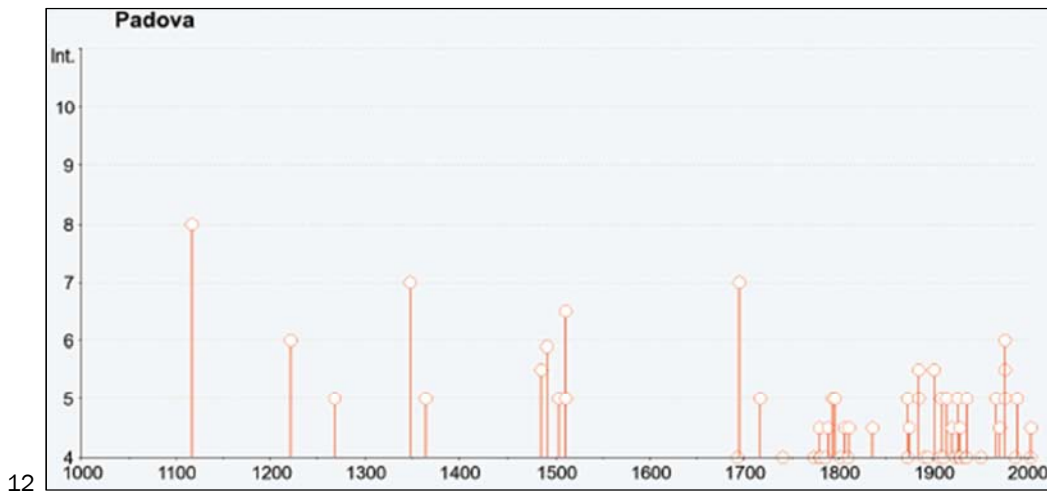
**Figura 12**

Grafico eventi sismici della città di Padova, fonte INGV

12

Ancora, il 24 gennaio del 1491, il sisma con epicentro nel veronese, provoca crolli alla chiesa di Santa Maria dei Carmelitani.

Il 26 marzo del 1511 un nuovo evento sismico localizzato in Slovenia, provoca danni, soprattutto alle costruzioni civili minori della città padovana. Sotto la repubblica di Venezia, il 25 febbraio del 1695, un terremoto nell'asolano provoca fessurazioni e crolli nell'edificio del podestà in piazza delle erbe e un nuovo crollo della copertura della Chiesa del Carmine. Negli ultimi secoli, fino a giungere ai giorni nostri con il sisma dell'Emilia nel maggio 2012, numerosi sono stati gli eventi sismici che hanno colpito il centro padovano, anche se con minori conseguenze.

L'unico dato riscontrabile è una crepa presente al piano nobile dell'edificio storico su una parete interna, passante la sezione muraria e lunga quasi per tutta l'altezza della parete. Di questa però non se ne conosce ancora la natura, infatti ad oggi è ancora monitorata, e un danno sismico è solo una delle ipotesi.

Con l'Ordinanza PCM 3274/2003 (GU n. 108 dell'8 maggio 2003) si è avviato in Italia un processo per la stima della pericolosità sismica secondo dati, metodi, approcci aggiornati e condivisi e utilizzati a livello internazionale. Questa iniziativa ha portato alla realizzazione della Mappa di pericolosità Sismica 2004 (MPS04) che descrive la pericolosità sismica attraverso il parametro dell'accelerazione massima attesa con una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni su suolo rigido e pianeggiante.

In particolare per la città di Padova abbiamo una pericolosità sismica bassa in quanto ricade nella zona 4 che è la meno pericolosa con a_g di 0.050g-0.075g. Quello a cui si deve fare riferimento, però, è il rischio sismico: ovvero l'insieme della pericolosità, vulnerabilità ed esposizione di un determinato luogo.

Con pericolosità sismica si definisce la probabilità che un evento sismico avvenga in un determinato luogo e in un determinato intervallo di tempo, superando un valore di soglia di intensità, magnitudo o accelerazione di picco (P.g.a. Peak Ground Acceleration) previsto.

Figura 13
Mappa di pericolosità sismica italiana, 84° percentile

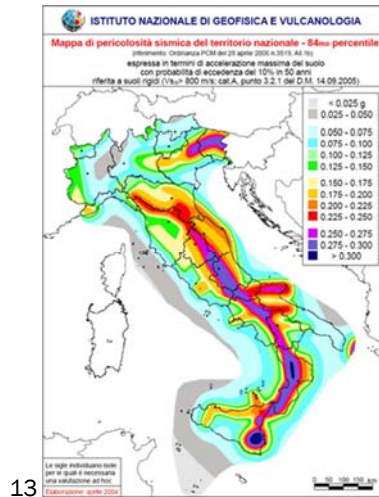


Figura 14
Mappa di pericolosità sismica della regione Veneto



La vulnerabilità sismica, invece, indica con quale misura un edificio è predisposto a subire danni a causa di terremoto. Infine l'esposizione è un parametro direttamente connesso alla presenza di attività umana nella zona del sisma, come possono essere scuole, ospedali, uffici d'amministrazione ecc.

Con queste precisazioni, si può avere un'idea sul rischio sismico della città di Padova, che presenta una pericolosità sismica bassa, per frequenza ed intensità dei terremoti, una vulnerabilità elevata, per la fragilità del patrimonio storico-artistico, e un'esposizione elevatissima, per densità abitativa e lavorativa nel centro storico. Per questo motivo l'Università di Padova ha deciso di intervenire sugli edifici di sua proprietà attraverso un progetto di aggiornamento di sicurezza sismica.

1.4 Evoluzione della normativa sugli edifici in c.a.

Con Regio Decreto del 10 gennaio 1907 S.E. il Ministro dei Lavori Pubblici, apportò "...una felice innovazione, da lungo tempo desiderata: l'emanazione delle Norme e condizioni per i materiali agglomerati idraulici e per le opere in cemento armato". Le norme, redatte dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, rappresentarono la prima norma cogente riguardante la sicurezza delle costruzioni intesa come fatto di interesse sociale da dover essere definito ex legge.

La nuova norma sostanzialmente sostitutiva ad un processo prescrittivo di regole tecniche, l'obiettivo prestazionale individuato dai livelli tensionali che dovevano essere rispettati dai componenti strutturali; per tale motivo la norma imponeva che i progetti dovessero essere obbligatoriamente accompagnati dai calcoli statici che dovevano dimostrare il raggiungimento della sicurezza della costruzione nel rispetto di tensioni ammissibili dei materiali.

Conseguenza dell'introduzione dei processi di verifica mediante calcoli statici fu la grande innovazione riguardante il fatto che le caratteristiche meccaniche

dei materiali dovessero essere individuate attraverso prove sperimentali; con la prescrizione che la resistenza misurata su cubi dovesse essere maggiore di 150 kg/cm².

Il turbolento periodo della Grande guerra e del dopoguerra, portò a successivi aggiornamenti, modifiche e Circolari, molte volte con prescrizioni contraddittorie.

Questo disordine ebbe fine con le “Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato” approntate dal Consiglio Nazionale delle Ricerche, approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, ed emanate, su proposta del Capo del Governo, dal Re Vittorio Emanuele III con Regio Decreto 16 novembre 1939 n.2229.

La norma attuava ed imponeva in maniera rigorosa le aspettative della precedente norma del 1907, indicando in modo puntuale prestazioni e processi di verifica della sicurezza, stabilendo l'elenco dei Laboratori Ufficiali per le prove sui materiali ed introducendo il processo del controllo ed approvazione dei calcoli statici e del progetto da parte dei Geni Civili e delle Prefetture.

La Norma è stata alla base della ricostruzione del dopoguerra e delle grandi opere per le nuove infrastrutture nel corso degli anni '60 e '70.

Il Consiglio Nazionale delle Ricerche, attraverso una serie di Circolari o pareri, hanno cercato di integrare negli anni i contenuti della norma per rispondere alle nuove esigenze.

Il successo della norma del '93 nel mondo del lavoro fu conseguenza della sua chiarezza, univocità e certezza.

Infatti nel Capitolato, recuperata nell' Archivio dei Consorzi dell'Università di Padova, si legge: *“Per tutte le opere di calcestruzzo valgono le condizioni contenute nelle Norme per l'accettazione dei legnanti idraulici e per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio approvate con R.D.L. 16 novembre 1939 n° 2220, 2239 e le eventuali varianti alla legge stessa che venissero introdotte prima e durante il corso dei lavori; dette norme e dette varianti si considerano a formare parte integrante del presente Capitolato”*.

La Circolare 23 maggio 1957 n°1472 riveste un ruolo importante nell'uso degli acciai da cemento armato.

Oltre, ad introdurre gli acciai di qualità, Aq.42, Aq.50 e Aq.60 corrispondenti ai precedenti acciai dolce, semiduro e duro, introduce per la prima volta delle indicazioni sugli acciai *speciali* ad aderenza migliorata.

Solo il successivo D.M. 30 maggio 1972 n°9161 stabilirà, in senso normativo, il passaggio definitivo delle barre lisce sino ad allora utilizzate alle barre ad aderenza migliorata.

Come si può leggere sulle tavole di progetto reperite l'acciaio utilizzato è Aq.50 – Aq.60.

Rif. Norme Tecniche
per le Costruzioni
Decreto Ministeriale
14 settembre 2005
Gazzetta Ufficiale n.
222 del 23
settembre 2005
Supplemento
Ordinario n. 159

Cit. Capitolato
Collegio “G.B.
Morgagni”

1.5 Analisi storica degli eventi e degli interventi subiti

Dai documenti rinvenuti nell' Archivio dei Consorzi dell'Università di Padova è stato possibile ricostruire gli interventi che il manufatto ha subito a partire dal 1961, data della donazione del bene dal Comune di Padova all'Università di Padova.

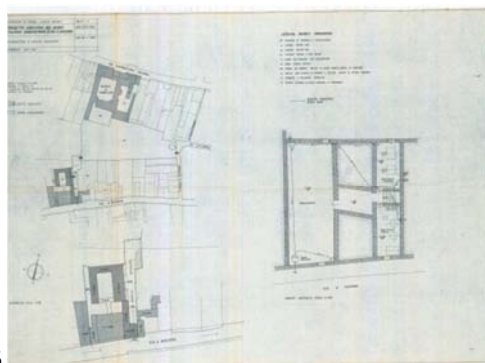
In un primo momento l'Università ha acquisito la proprietà limitrofa del bene in questione per aumentare la superficie a disposizione e poter realizzare il progetto di un collegio universitario. Inoltre è stata necessaria la costruzione di un nuovo edificio per accogliere gli alloggi degli studenti.

Per quanto riguarda gli interventi di sistemazione dell'edificio storico analizzando le piante del 1962 è stato possibile determinare le porzioni demolite e ricostruite. Mentre mettendo a confronto i progetti storici con il rilievo dello stato attuale si sono evidenziati i rifacimenti tra il 1962 e il 2013. Il restauro del palazzo eseguito negli anni sessanta è stato di tipo conservativo.

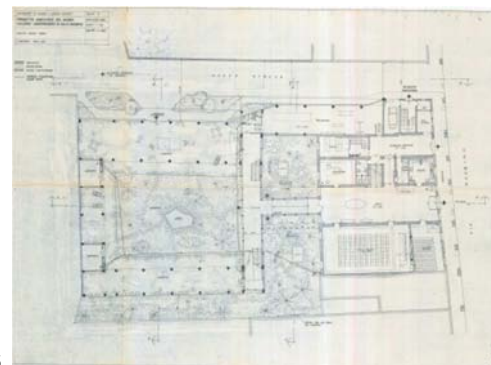
Le informazioni reperite descrivono interventi di demolizione e rifacimento di partizioni murarie interne, l'aggiunta di una scala di servizio e la sostituzione della vecchia scala a chiocciola con lo scalone a doppia rampa. Per quanto riguarda i solai, quelli delle stanze di rappresentanza sono stati mantenuti in legno con travi di sezione 20x27 cm e interasse 45 cm, mentre quelli di alcuni mezzanini sono stati sostituiti con solai in latero-cemento (pignatta da 20 cm, cappa da 4 cm e interasse dei travetti di 60 cm).

Figura 15

Progetto esecutivo del nuovo collegio universitario di Via S. Massimo. Planimetrie e pianta cantinato.



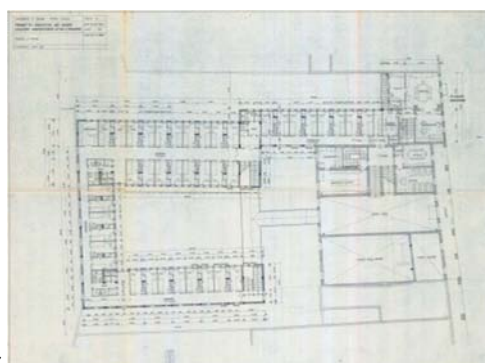
15



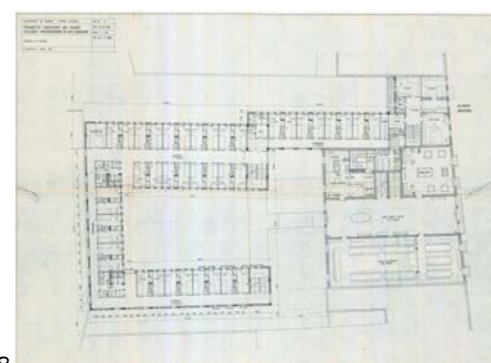
16

Figura 16

Progetto esecutivo del nuovo collegio universitario di Via S. Massimo. Pianta piano terra



17



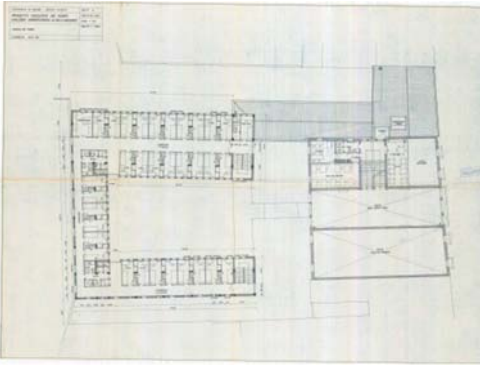
18

Figura 17

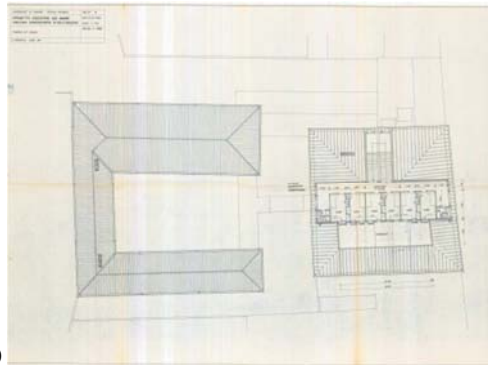
Progetto esecutivo del nuovo collegio universitario di Via S. Massimo. Pianta I° piano

Figura 18

Progetto esecutivo del nuovo collegio universitario di Via S. Massimo. Pianta II° piano



19



20

Figura 19

Progetto esecutivo
del nuovo collegio
universitario di Via
S. Massimo.
Pianta III° piano

Figura 20

Progetto esecutivo
del nuovo collegio
universitario di Via
S. Massimo.
Pianta IV° piano

Si è riscontrato il rifacimento completo della copertura e la sopraelevazione di una parte dell'ultimo piano.

Inoltre la lettura dei libretti delle misure ha evidenziato la presenza, nel sottotetto sud-est, di una putrella MP340 e una MP200 con staffe a sostegno del soffitto sottostante.

Per realizzare in nuovo edificio in c.a. è stato necessario il consolidamento del terreno con infissione di pali in legno, da relazione tecnica "Il carico sul terreno si è tenuto $\sigma+=1 \text{ kg/cm}^2$. A questo scopo si è effettuato un consolidamento del terreno mediante infissioni di pali in legno per tutta la zona interessata della fondazione."

L'edificio nel tempo non è stato interessato da modifiche, a parte il piano terra che inizialmente era completamente aperto, solo successivamente nella parte est è stata abbassata la quota del pavimento e chiuso l'ambiente con delle vetrate.

Rif. Libretto delle
misure n. 1, foglio n.
20 - 21 Aprile 1962

Cit. Relazione
Tecnica Collegio
"G.B. Morgagni",
Calcoli statici. 1962



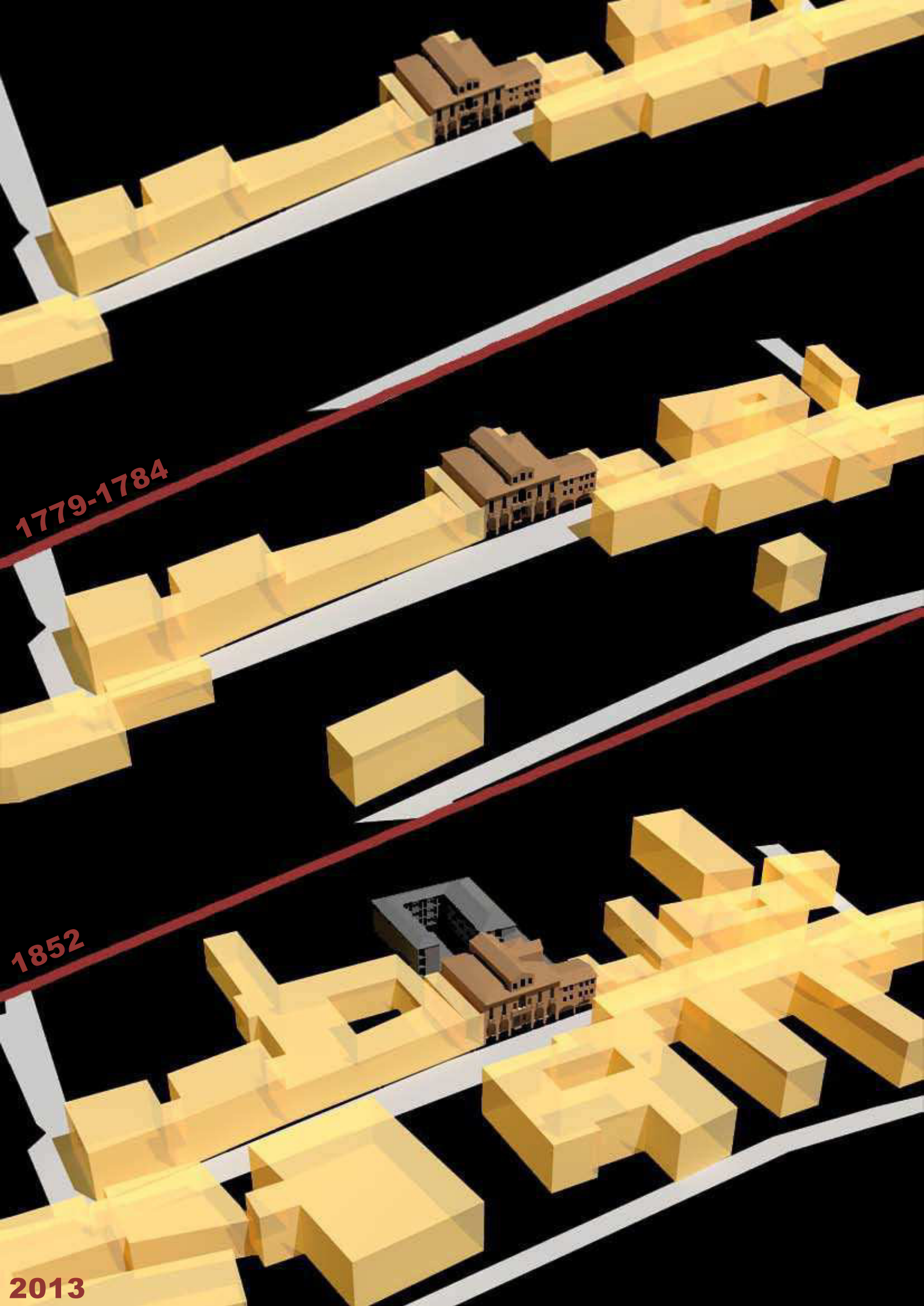
21



22

Figure 21-22

Foto sopraluogo
effettuato in data
22 Marzo 2013.
Putrelle MP340 e
MP200



1779-1784

1852

2013

Documentazione fotografica

2.1 Rilievo fotografico.....	33
------------------------------	----

Allegato 2

La fase conoscitiva procede con il rilievo fotografico, necessario al fine di riportare con estrema chiarezza l'intero manufatto. Per una visione completa dei dati rilevati si rimanda agli allegati dove è resa possibile una facile lettura mediante l'identificazione della singola foto per mezzo dei coni ottici.

2.1 Rilievo Fotografico

L'edificio presenta un unico accesso pedonale che si affaccia su Via San Massimo, segnalato da un portico a doppia altezza chiuso all'estremità superiore dal solaio del piano nobile.

Il complesso edilizio si compone di due corpi principali e di un terzo secondario, la casa del direttore. L'edificio storico e la casa del direttore chiudono il fronte sulla strada creando continuità con gli edifici limitrofi.

Il corpo monumentale si sviluppa su 4 piani, di cui uno interrato, a questi bisogna aggiungere i due mezzanini nei quali si trovano aule e servizi. Inoltre il piano terra e il piano primo si caratterizzano per la loro doppia altezza.

Nel complesso l'ex Palazzo Contarini ha un'altezza di circa 19 m, mentre la casa del direttore raggiunge gli 11,5 m.

Al piano terra dei pilastri in pietra a spacco formano un porticato con soffitto voltato che presenta affreschi di pregio.

Figura 23
Vista dal sottoportico



Figura 24
Affreschi sottoportico

23



24

Dall'ampio androne interno è possibile raggiungere il cortile retrostante e quindi la zona del dormitorio oppure salire lo scalone che porta al piano primo. Questa parte del collegio, la più antica e di rappresentanza, presenta numerosi elementi rilevanti dal punto di vista storico-artistico, come scriveva G. Brunetta: *«di notevole dignità architettonica, anche se non priva di qualche squilibrio, arricchita da logge e conformata da un paramento interamente lapideo e da affreschi che ne decorano il sottoportico e con, all'interno, alcuni «pezzi» di notevole pregio.»*

Cit. *Gli interventi dell'Università di Padova nel riutilizzo di antichi edifici*, G. Brunetta, 1966, pag. 126

Oltre agli affreschi, già sottolineati precedentemente, dal punto di vista artistico sono presenti dei portali binati di pregio scultoreo che inquadrano lo scalone al piano terra e al piano primo, realizzati durante il restauro degli anni sessanta. Da notare anche il profilo delle cornici dei solai in legno presenti nelle stanze di rappresentanza; al piano terra dove le stanze hanno un'altezza di 6,03 m e un soffitto a travi lignee a vista, e al piano primo dove l'altezza di 6,66 e il soffitto è dello stesso tipo.



25



26

Figura 25
Cornice del solaio in legno dell'atrio

Figura 26
Portale binato dello scalone di rappresentanza

Al piano terra dell'atrio, a doppia altezza, si può accedere all'ala ovest, sempre a doppia altezza, dove sono ubicate l'aula magna e l'aula audiovisiva, e all'ala est, dove si trovano l'ufficio del direttore, la portineria e i locali di servizio, che presentano un'altezza dimezzata in quanto in quella zona si trovano dei piani mezzanini. Qui si trovano anche lo scalone principale e le scale che conducono al piano interrato.



27

Figura 27
Aula magna

Figure 28-29
Piano interrato



28



29

Il primo piano mezzanino è adibito a locali di servizio, segreteria e aula computer.

Al piano primo, salendo lo scalone di rappresentanza, si arriva alla grande “sala delle feste”, a doppia altezza, mentre, nell’ala ovest, sempre a doppia altezza, gli uffici e la sala conferenze.

Figura 30
Sala conferenze e
uffici



30

Figura 31
Sala delle feste

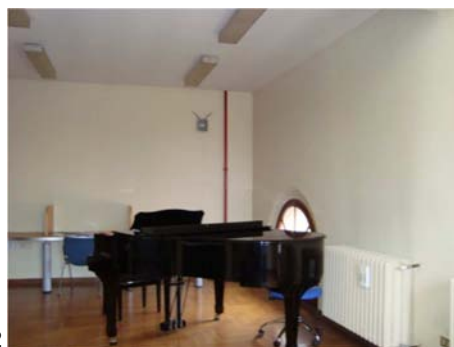


31

Nell’ala est si trova la biblioteca che presenta un soppalco ligneo e, sempre, con un altezza dimezzata, si ripropongono i locali di servizio.

Il secondo piano mezzanino è adibito a locali di servizio, sala della musica e permette di accedere al soppalco della biblioteca.

Figura 32
Sala della musica



32

Figura 33
Soppalco
biblioteca

della



33

L’ultima rampa dello scalone nobile permette di arrivare all’ultimo piano, realizzato nel 1962, dove, oltre ad alcuni alloggi degli studenti, si può avere accesso al sottotetto che permette di leggere la tessitura muraria delle pareti ricostruite durante il restauro del 1962, e di constatare la buona conservazione della copertura in travi lignee e tavelloni.



34



35

Figure 34-35
Tessitura muraria
del sottotetto



36



37

Figure 36-37
Vista della copertura
dal sottotetto

A questo edificio è affiancata la casa del direttore, interamente ricostruita durante i lavori del 1961 a causa delle cattive condizioni in cui versava dopo anni di abbandono. Di questo edificio non sono presenti immagini fotografiche in quanto non è stato possibile effettuare un sopralluogo.

Dall'atrio principale, tramite una struttura di collegamento in vetro e acciaio, si può accedere all'ultima parte del complesso che ospita il dormitorio e alcune aule. Si compone di due blocchi, il primo a tre piani, adiacente al palazzo storico, ed il secondo a quattro piani, contraddistinto da una forma a C che si dispone intorno al giardino interno.



38



39

Figure 38
Struttura di
collegamento in
vetro e acciaio

Figure 39
Corpo scala
dell'edificio in c.a.

Entrambi gli edifici poggiano su colonne e pilastri in c.a. e presentano due corpi scala nell'intersezione tra le ali dell'edificio a C e la struttura di collegamento. Il prospetto verso la corte è caratterizzato da due tipologie di

forometrie: a finestre quadrate si alternano finestre rettangolari che prendono quasi l'intera altezza del piano.

Figura 40

Piano terra dell'edificio in c.a.



40

Figura 41

Vista dell'edificio a C intorno al cortile



41

Peculiarità degli alloggi sono gli spazi a muro nei quali trovano collocazione il lavabo e l'armadio; le camere, tutte singole, hanno una dimensione totale di 10 m².

La struttura a C si può scomporre in due parti, una simmetrica, a destra, e una antimetrica, a sinistra, caratterizzata da un unico sbalzo verso il cortile interno.

Figura 42

Facciata esterna dell'ala est della struttura in c.a.



42

Figura 43

Facciata esterna dell'ala ovest della struttura in c.a.



43

L'ala est di quest'ultima originariamente al piano terra era completamente aperta, solo successivamente è stata abbassata la quota del pavimento e chiuso l'ambiente con delle vetrate, in modo da ricavarne delle aule.

Figura 44

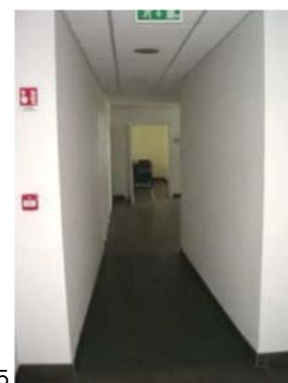
Vetrata che chiude il piano terra dell'ala est dell'edificio in c.a.



44

Figura 45

Corridoio d'accesso alle nuove aule del piano terra dell'edificio in c.a.



45

Rilievo geometrico

3.1 Rilievo geometrico.....	41
-----------------------------	----

Allegato 3

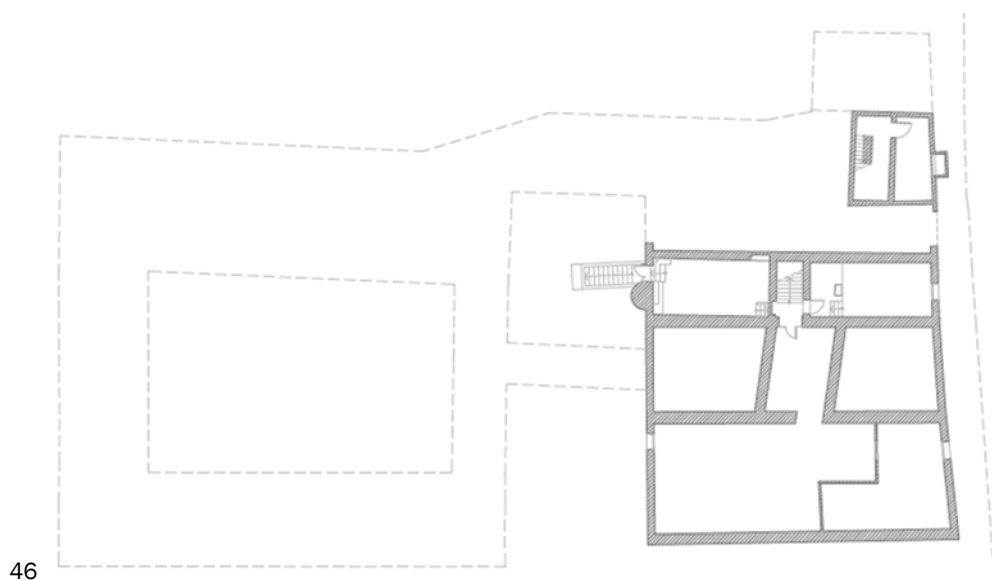
Il rilievo geometrico, fondamentale per la descrizione e comprensione dell'edificio dal punto di vista dimensionale, è stato fornito dall'Ufficio Tecnico dell'Università di Padova. Di questo, sono state controllate alcune misure a campione, che si sono dimostrate corrette. La campagna di controllo ha visto l'impiego di distanziometri laser e cordella metrica. Per una visione completa del rilievo geometrico si rimanda alle tavole in allegato, rappresentate in scala 1:200, mentre di seguito se ne presenta un breve compendio.

3.1 Rilievo Geometrico

Il fabbricato in oggetto è composto da tre corpi, due più antichi e uno di epoca successiva. Inizialmente era sviluppato secondo la logica del lotto gotico, con un corpo prestigioso sul fronte strada e una corte verso l'interno. Successivamente, agli inizi degli anni '60, sullo spazio retrostante per necessità di spazio ne è stato costruito uno in c.a. che, però, essendo a C ha mantenuto la presenza del cortile interno. Sempre in quegli anni, per lo stesso motivo l'Università di Padova ha acquistato anche l'edificio adiacente a quello originario, presumibilmente della stessa epoca, che continua il fronte strada. Il corpo monumentale non ha subito importanti modifiche, anche quando nel 1962, anno di acquisizione da parte dell'Università di Padova, è stato interessato da un restauro di tipo conservativo, che ne ha per lo più mantenuto le caratteristiche originarie. Dal punto di vista planimetrico gli unici interventi hanno interessato la parte orientale dove sono state demolite e sostituite alcune partizioni. L'edificio si sviluppa su 4 piani, di cui uno interrato, a questi bisogna aggiungere i due mezzanini, dell'ala est, nei quali si trovano aule e servizi. Il piano terra ha un'altezza di 6,03 m mentre il primo piano di 6,66 m. L'ultimo piano è stato rialzato durante il restauro del 1962 e presenta un'altezza di interpiano di 3,40 m.

Figura 46
Pianta
Interrato

Piano



46

47

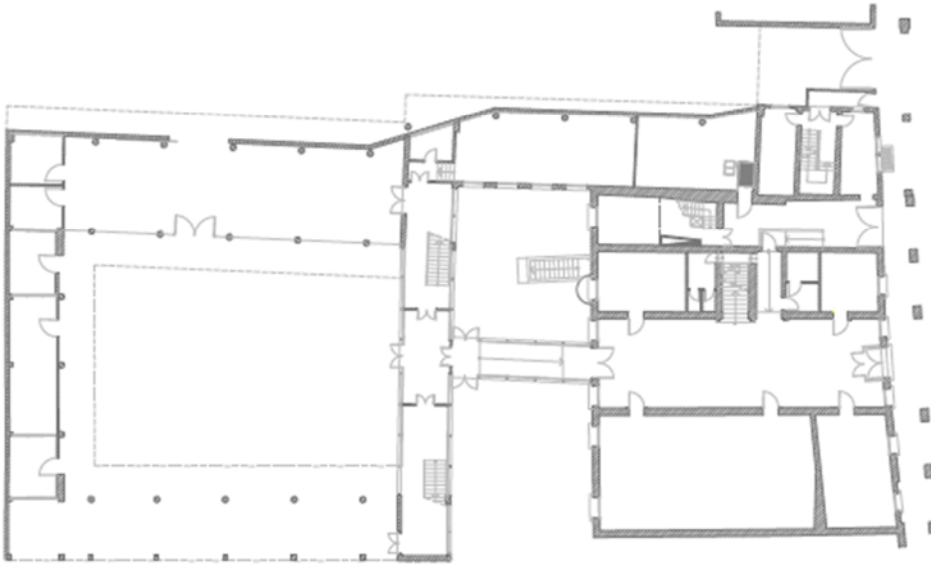


Figura 47
Pianta Piano Terra

48

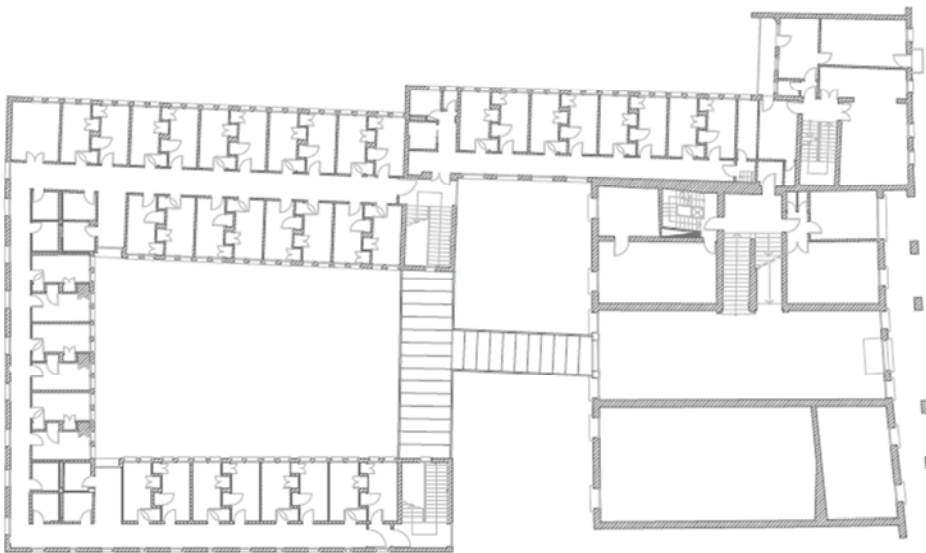


Figura 48
Pianta Piano Primo

49



Figura 49
Pianta Piano Secondo

Figura 50
Pianta Piano Terzo

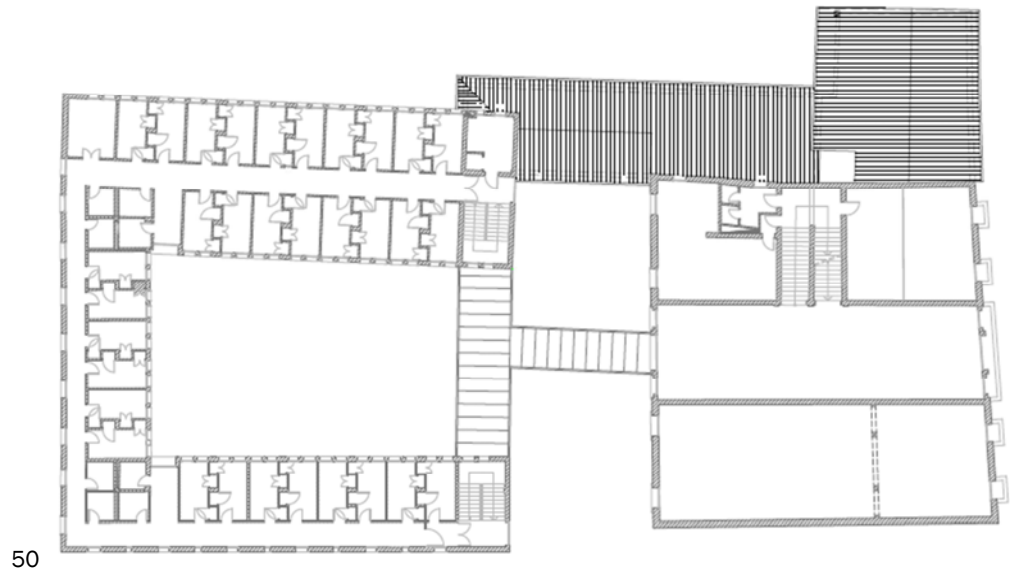


Figura 51
Pianta Piano Quarto

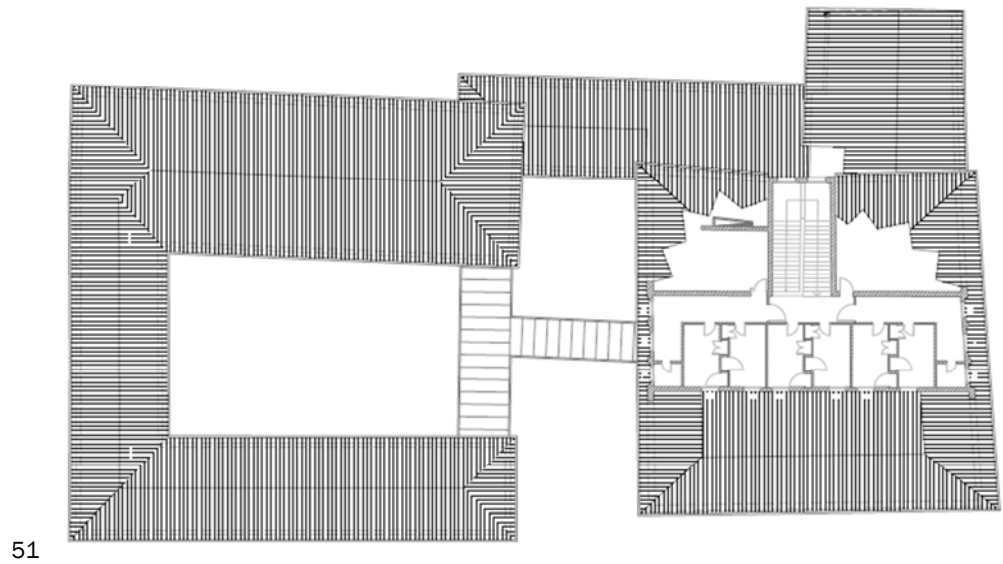


Figura 52
Prospetto Sud



Figura 53
Prospetto Nord Interno



Figura 54
Prospetto Ovest

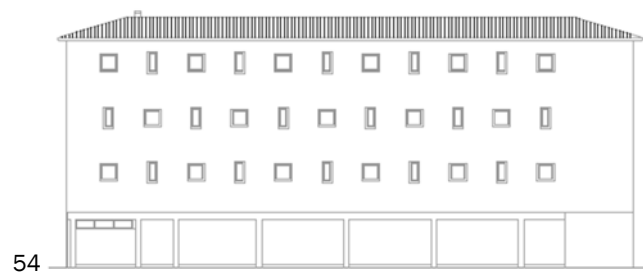




Figura 55
Prospetto
Interno Sud

L'edificio presenta un accesso pedonale che si affaccia su Via San Massimo, segnalato da un portico a doppia altezza chiuso all'estremità superiore dal solaio del piano nobile, e un portale minore d'accesso per il deposito delle biciclette.

Il corpo di fabbrica adiacente, la cosiddetta "casa del direttore" è formata da 3 piani, ognuno dei quali, di altezza utile 2,80. Il corpo retrostante, di più recente costruzione, si sviluppa su 3 e 4 piani, tutti di altezza 2,72 m raggiungendo un'altezza complessiva massima di circa 13,50 m.

Dal punto di vista strutturale è necessario procedere con una descrizione separata dei tre corpi di fabbrica.



56

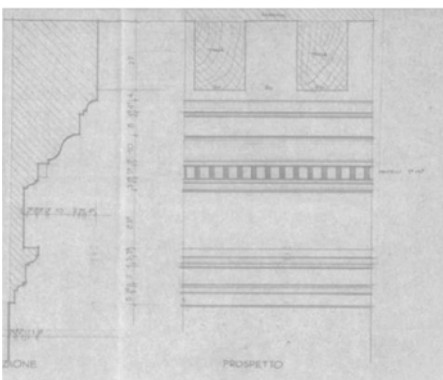


57

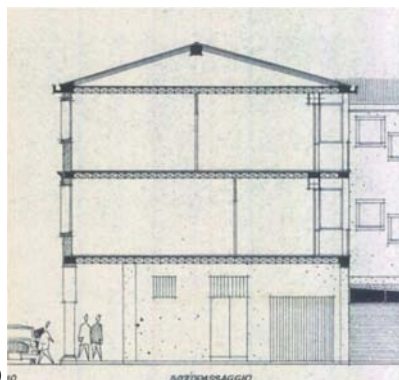
Figura 56
Muratura
interrato piano

Figura 57
Muratura sottotetto

La parte più antica è caratterizzata da murature portanti in mattone pieno con una tessitura di buona qualità, com'è stato possibile osservare durante il sopralluogo dell'interrato. Gli spessori sono dell'ordine dei 45-50 cm. Le murature ricostruite negli anni '60 mantengono sempre la stessa tipologia di quelle esistenti cioè murature in mattoni pieni con malta di calce, cosa che si è potuta constatare grazie al sopralluogo del sottotetto.



58



59

Figura 58
Particolare cornice
solaio in legno.
Documento
rinvenuto in Archivio

Figura 59
Sezione trasversale
"casa del direttore".
Documento
rinvenuto in Archivio

I solai si differenziano in base alla stanza considerata. Al piano terra e rispettivamente al piano nobile, nella parte ad ovest, sono presenti solai in legno, costituiti da travature in abete a spigolo vivo di sezione 20x27 cm e interasse 45 cm con sovrastante tavolato. Questi presentano uno spessore complessivo, ricavabile dalle tavole di progetto originarie, di 48 cm e una cornice di interesse storico-artistico.

Le stanze ad est, invece, presentano altezze ridotte e solai lignei, di minor rilievo, o solai in latero-cemento con pignatta da 20 cm, cappa da 4 cm e interasse dei travetti di 60 cm.

L'ultimo piano, che è una sopraelevazione degli anni sessanta, è costituito da murature in mattone pieno con spessori di 30 cm e solaio in latero-cemento. Il piano interrato, invece, che ha un' altezza media di 2,17 m, presenta una volta a botte in pietra.

La copertura è caratterizzata da travi in abete squadrati uso "Trieste", di sezione pressoché pari a 20x25 cm, orditura secondaria di murali e mezzi murali sezione 8x8 cm e sovrastante tavellonato con tavelle in cotto da 3 cm di spessore con giunti saldati in malta.

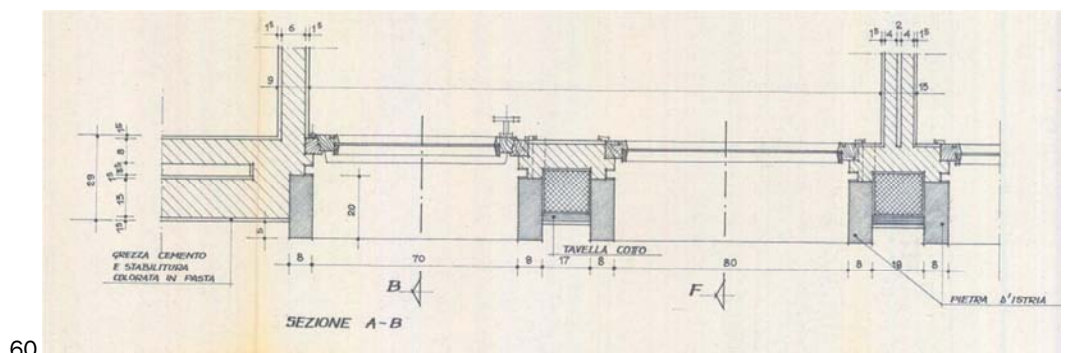
Il corpo più ad est denominato "casa del direttore" è stato completamente rifatto negli anni sessanta e presenta una struttura in muratura con solai in latero-cemento. Questi dati, però, sono il risultato solamente di una lettura dei documenti in nostro possesso in quanto non è stato possibile un sopralluogo.

Il nuovo corpo retrostante, destinato a dormitorio, edificato nel 1961, è caratterizzato da una struttura a telaio in c.a. In base ai dati analizzati in archivio e relativi al progetto del 1961, i solai sono in latero-cemento con pignatta da 20 cm e cappa in cls da 4 cm, mentre le murature di tamponamento esterne di 29 cm di spessore sono formate da uno strato di mattoni forati da 8 cm e foratoni leggeri da 13 cm con interposto uno strato di eraclit. La finitura grezza è in cemento con stabilitura colorata in pasta.

Rif. Libretto delle
misure n. 1 - 21
Aprile 1962

Figura 60
Particolare
muratura
tamponamento
edificio in c.a.

di



60

La particolarità di questa struttura in c.a. è la forma delle travature a sbalzo che sono simmetriche nella parte orientale e antisimmetriche in quella occidentale, caratterizzata da un unico sbalzo verso il cortile interno.

Le fondazioni sono a platea, di spessore 40 cm, con travi di sezione 40-45x100 cm.

Dalle tavole dei particolari costruttivi si evince che i materiali usati sono Cemento tipo "500" e Ferro Acciaioso G.S. Com'era consuetudine dell'epoca

le armature sono lisce e la struttura è stata progettata per resistere esclusivamente ai carichi verticali e quindi resiste solo a gravità.

Analisi dello stato di fatto e del comportamento strutturale

4.1	Elementi verticali.....	49
4.2	Elementi orizzontali.....	51
4.3	Punti critici.....	53

Allegato 4

Il seguente capitolo tratta la descrizione strutturale dell'edificio in esame, con particolare attenzione alle problematiche di vulnerabilità sismica che presenta l'edificio in esame. Quest'ultimo è costituito da corpi di fabbrica con differenti metodi costruttivi in quanto appartenenti a epoche diverse. Le informazioni che verranno prese in considerazione sono relative a dati reperiti negli Archivi Tecnici dell'Università.

4.1 Elementi Verticali

Rif. Libretto delle misure

Per quanto riguarda l'edificio storico, i dati a disposizione sugli elementi verticali derivano dalla campagna di sopralluogo e indagine effettuata in sito ma soprattutto dagli elaborati reperiti in Archivio. Grazie a questi è stato possibile individuare le pareti originarie, quelle demolite e quelle realizzate durante i lavori del 1962. Tramite i libretti delle misure, in particolar modo il n. 1, si sono determinate le tipologie costruttive delle nuove partizioni e le ricostruzioni mentre per quanto riguarda la tipologia muraria originaria è stato possibile verificarla solamente nel piano interrato visto che le altre pareti erano tutte intonacate.

Tutte queste indagini hanno portato ad attribuire alla muratura la tipologia descritta nelle tabelle di normativa "muratura in mattone pieno e malta di calce".

Dai materiali disponibili, non si evince la presenza di opere di rinforzo per le murature. L'unico metodo utilizzato per ripristinare le murature versanti in cattivo stato è stato il "cuci-scuci", per questo motivo il restauro è stato di tipo conservativo e sono state mantenute, per quanto possibile, le caratteristiche originarie del bene.

Figura 61
Pianta Piano Terra,
indicazioni strutturali
delle murature e
degli orizzontamenti



Dalla lettura del libretto delle misure si è dedotto l'intervento di parziale rifacimento e sottofondazione della parete perimetrale occidentale, che è in comune con l'edificio adiacente.

Inoltre nelle tavole strutturali si può notare che la parte orientale dell'edificio monumentale è stata dotata di una scala di servizio in c.a.

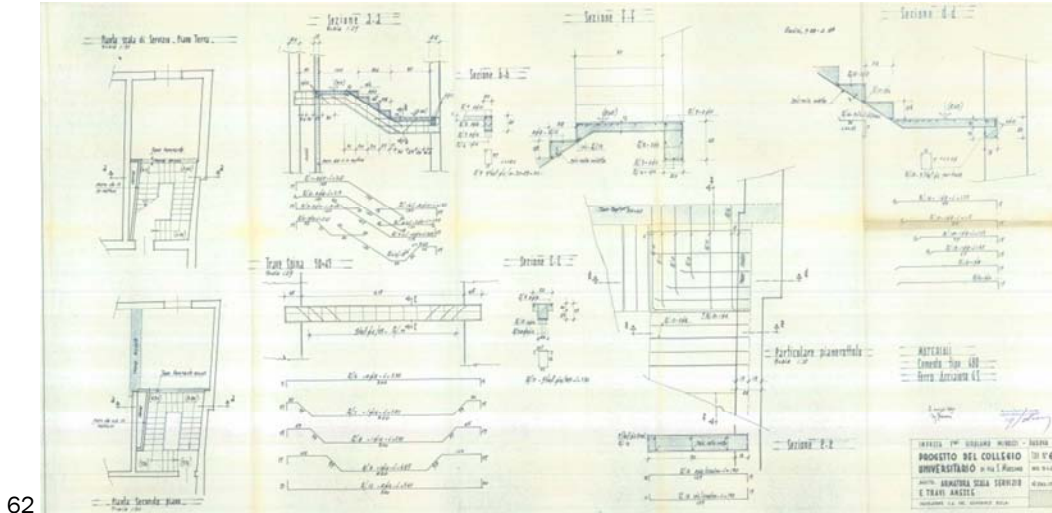


Figura 62
Tavola progetto esecutivo strutturale, Armatura scala servizio e travi annesse, 19 Aprile 1962

62

Per quanto riguarda l'edificio adiacente, la "casa del direttore", non si hanno notizie riguardanti la tipologia costruttiva in quanto non è indicata nei documenti a disposizione ne è stato possibile eseguire un sopralluogo.

Il fabbricato è stato quasi completamente rifatto durante i lavori degli anni '60, in quanto abbandonato da molti anni, e si è mantenuta la stessa tecnica costruttiva dell'edificio principale, cioè "muratura in mattone pieno e malta di calce".

Differente invece è l'edificio di più recente costruzione, in quanto ha una struttura a telaio in c.a. con muri di tamponamento formati da uno strato interno di forati da 8 cm, intercapedine da 4 cm e uno stato esterno di forati da 13 cm. Le partizioni interne, invece, sono formate da forati da 8 cm. I pilastri che compongono la struttura non hanno tutti la stessa dimensione, essa va dai 25x30 cm ai 70x30 cm, variando a seconda della loro posizione.

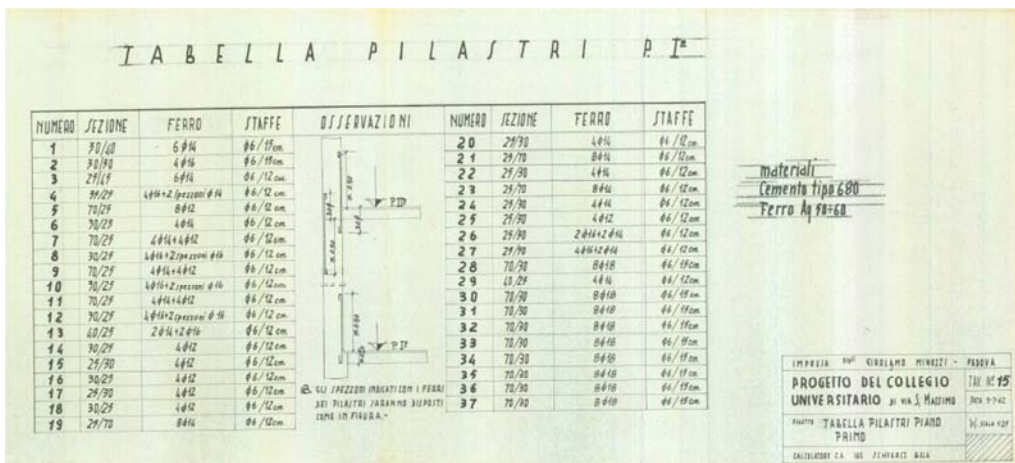


Figura 63
Tabella pilastri piano primo, 9 Luglio 1962

63

Inoltre le dimensioni non rimangono costanti in tutti i piani ma in alcuni casi la loro sezione diminuisce. Il cemento usato, come si ricava dalle tavole di progetto è tipo 680 e il ferro Aq 50-60. Inoltre le barre utilizzate non sono ad aderenza migliorata ma lisce.

4.2 Elementi Orizzontali

Per quanto riguarda la parte monumentale si hanno riscontri relativi al recupero e rifacimento dei solai in legno delle stanze di rappresentanza. Dal libretto delle misure si ricava che le travi utilizzate sono in abete a spigolo vivo di dimensione 20x27. E' stata invece interamente riutilizzata la cornice che perimetra questi solai.

I solai dei mezzanini, un tempo in legno, sono stati demoliti e ricostruiti in latero-cemento, ad armatura semplice con sovraccarico netto utile di 300 kg/mq, costituiti da pignatte da 20 cm, cappa sovrastante in cls da 4 cm e interasse dei travetti di 60 cm. Lo stesso tipo di solaio si trova anche nella parte sopraelevata nel 1962.

Per quanto riguarda la copertura le uniche notizie a disposizione riguardano la parte orientale, dove è stato possibile eseguire un sopraluogo.

La copertura, oggetto anch'essa di intervento durante il restauro, si trova in buono stato di conservazione. E' sostenuta da capriate formate da catene e puntoni in abete a spigolo vivo con sezione pressoché costante pari a 20x25 cm. Il pacchetto di copertura è composto da arcarecci uso "Trieste", di sezione 20x25 cm, orditura secondaria di murali e mezzi murali sezione 8x8 cm e sovrastante tavellonato con tavelle in cotto da 3 cm di spessore con giunti saldati in malta. L'ultimo strato è formato da coppi messi in opera durante i lavori degli anni '60.

Figura 64
Schema copertura
presente nel Libretto
delle Misure n. 1, 9
Settembre 1963

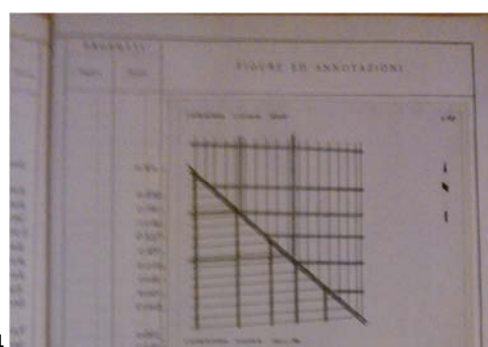
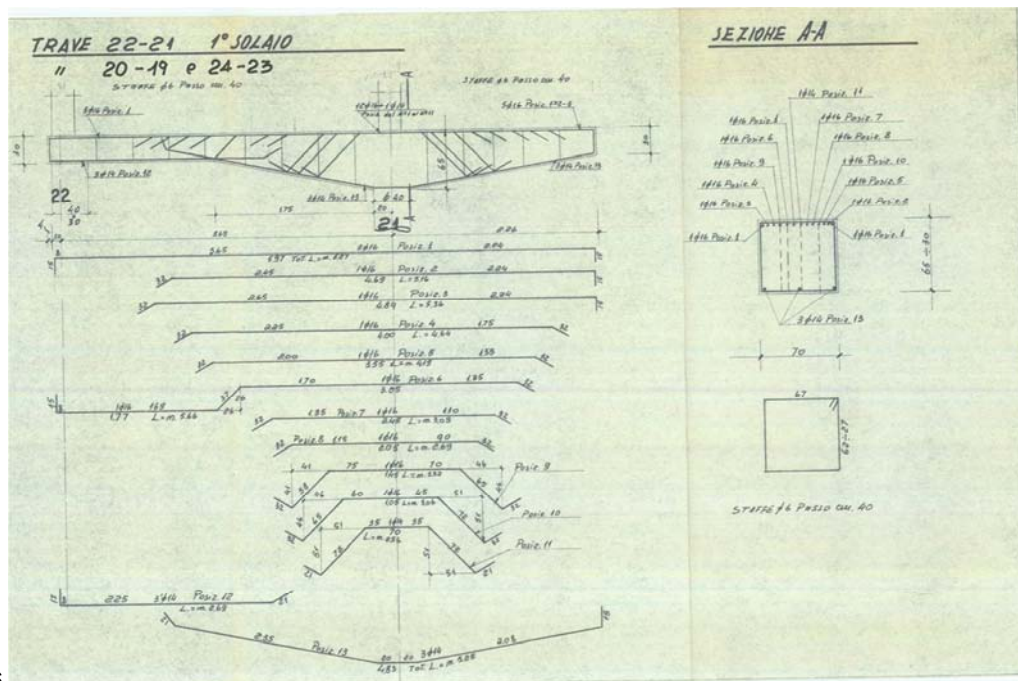


Figura 65
Vista della copertura



Gli orizzontamenti dell'edificio adiacente, interamente ricostruiti, sono del tipo "Bausta" con pignatta da 20 cm, cappa in cls da 4 cm e interasse dei travetti da 60 cm. Nelle tavole di progetto reperite in Archivio è possibile notare la presenza di cordoli ma non si hanno ulteriori informazioni riguardanti questo edificio. Invece, per il corpo di fabbrica retrostante, con struttura in c.a., si dispone di maggiori informazioni, che riguardano soprattutto le travi. Queste hanno luci nette e sezioni differenti a seconda della loro posizione.

A scopo di esempio si mostra la trave 22-21 del 1° solaio che, nella parte semplicemente appoggiata, presenta una luce netta di 3,65 m e sezione di 70x30 cm, mentre nella parte a sbalzo si ha una luce di 2,26 m e una sezione di 70x65 cm. I materiali utilizzati sono sempre cemento tipo 680 e ferro acciaio G.S. liscio.



66

Figura 66
Estratto Tavola
Progetto esecutivo
strutturale, Orditura
trave 17-13, 26-29,
21-22, Piano primo,
3 Luglio 1962

Per quanto riguarda i solai sono in latero-cemento con pignatte da 20 cm, cappa sovrastante in cls da 4 cm e interasse dei travetti di 60 cm.

Negli ultimi anni il corpo edificato negli anni '60 è stato oggetto di indagini finalizzate ad un progetto di adeguamento sismico.

Di seguito vengono elencate le prove eseguite:

per il calcestruzzo:

- 4 carotaggi per piano, 2 sui pilastri e 2 sulle travi;
- 6 prove sclerometriche, per determinarne la durezza superficiale;

per l'acciaio:

- 2 prelievi di spezzone di armatura;
- 34 prove con pacometro, per verificare qualità e disposizione dell'armatura.

E' stata fatta anche una prova a carico per le scale con un carico concentrato all'estremità di 400 daN/m².

I risultati ottenuti hanno confermato la congruenza con i progetti del 1962 e che la struttura è stata realizzata con barre in acciaio lisce, seguendo le norme vigenti dell'epoca che prevedevano una verifica dell'edificio solo per le azioni gravitazionali.

Sono state effettuate anche prove sull'edificio storico, in particolar modo prove a carico sui solai in legno: con un carico variabile di 300 daN/m² che

ha registrato un abbassamento di 10 mm e una successiva rimanenza di 0.7 mm. Questo dimostra il comportamento elastico del solaio.

4.3 Punti Critici

L'osservazione in loco ha permesso di constatare la presenza di una lesione significativa che si trova nella sala delle feste al piano nobile, sulla parete ovest adiacente alla facciata principale. La fessura interessa quasi l'intera altezza della parete ed è passante l'intera sezione muraria. È attivo un sistema di monitoraggio che in fase di lettura potrà confutare o meno le ipotesi circa le cause del danno. Le ipotesi più plausibili sono: cedimento fondazionale, cuneo per ribaltamento e aumento di carico a causa della sopraelevazione.

Figura 67

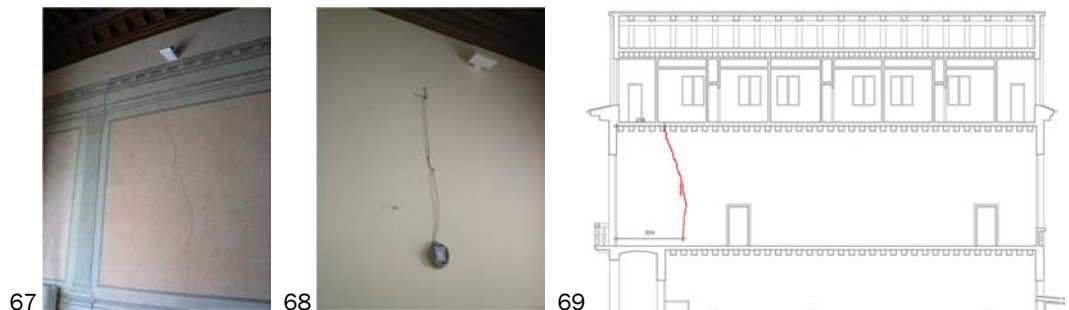
Foto della lesione presente sulla parete ovest della sala delle feste al piano primo

Figura 68

Foto del monitoraggio

Figura 69

Rilievo della lesione, estratto TAV 4.13



Inoltre, analizzando l'edificio in oggetto, si sono potuti evidenziare altri punti critici. In primo luogo, il collegio Morgagni, fa parte di un aggregato edilizio e come tale è importante considerare gli edifici in adiacenza. Quest'ultimi hanno muri perimetrali in comune con il collegio e presentano orizzontamenti a quote diverse rispetto a quelli del nostro caso studio, questo può portare ad un possibile martellamento.

Figura 70

Estratto TAV 4.16



Oltre a ciò bisogna dire che l'edificio a tre piani in c.a. è un'appendice dell'edificio storico e si collega a quello a quattro piani tramite un giunto strutturale, ma non sismico. Concentrando l'analisi sull'edificio storico si possono individuare come criticità le terrazze aggettanti, la sopraelevazione realizzata negli anni '60, le aperture troppo vicine agli spigoli e maschi murari

molto snelli; inoltre è da segnalare la presenza di una nicchia nel muro che separa l'aula magna dall'atrio contenente un quadro elettrico.

Per quanto riguarda la parte del dormitorio, cioè la struttura in c.a., presenta come punti critici il piano terra su pilastri, possibile piano soffice, e lo sbalzo del primo orizzontamento.



71



72

Figure 71-72
Estratto TAV. 4.14

Valutazione dell'impatto degli impianti tecnologici sugli elementi strutturali

5.1	Valutazione dell'impatto degli impianti tecnologici sugli E.S.....	57
-----	--	----

5.1 Valutazione dell'impatto degli impianti tecnologici sugli elementi strutturali

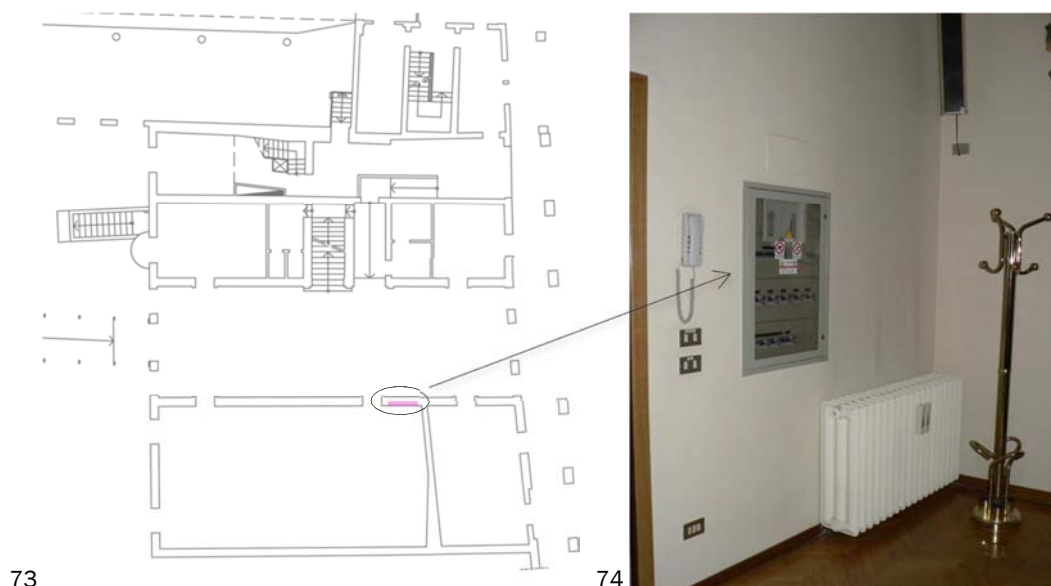
Allegato 5

Grazie al materiale raccolto durante la fase di indagine si possiedono documenti relativi alla natura dei sottoservizi, alle loro caratteristiche e alla geometria delle reti di distribuzione.

Per quanto riguarda gli impianti tecnologici, questi non creano interferenze fra gli impianti stessi e gli elementi strutturali, infatti, da quanto emerso dagli elaborati di progetto recuperati e soprattutto dall'osservazione in situ del manufatto, è possibile dire che gli impianti non provochino riduzioni delle sezioni resistenti degli elementi strutturali orizzontali e verticali, quali fori, nicchie o riseghe.

L'unica nicchia presente che occupa impianti tecnici è quella al piano terra, in corrispondenza dell'aula magna.

Figure 73 - 74
Pianta piano terra dove si individua la nicchia e relativa foto



Per quanto riguarda i sovraccarichi concentrati e distribuiti e le eventuali sollecitazioni dinamiche derivanti dalla presenza di centrali per il trattamento dell'aria e delle acque o centrali termiche, sono stati individuati i locali adibiti ad ospitare tali funzioni e la cui destinazione d'uso dovrà essere tenuta in conto al momento dell'assegnazione dei sovraccarichi all'interno delle combinazioni delle azioni.

I tre locali tecnici presenti all'interno dell'edificio storico si trovano sul lato est, esattamente due al piano interrato: centrale idrica e centrale termica, mentre al piano terra c'è un locale tecnico.

Per quanto riguarda l'edificio in cemento armato è presente un locale tecnico, contenente una motopompa, al piano terra sull'angolo nord-est.

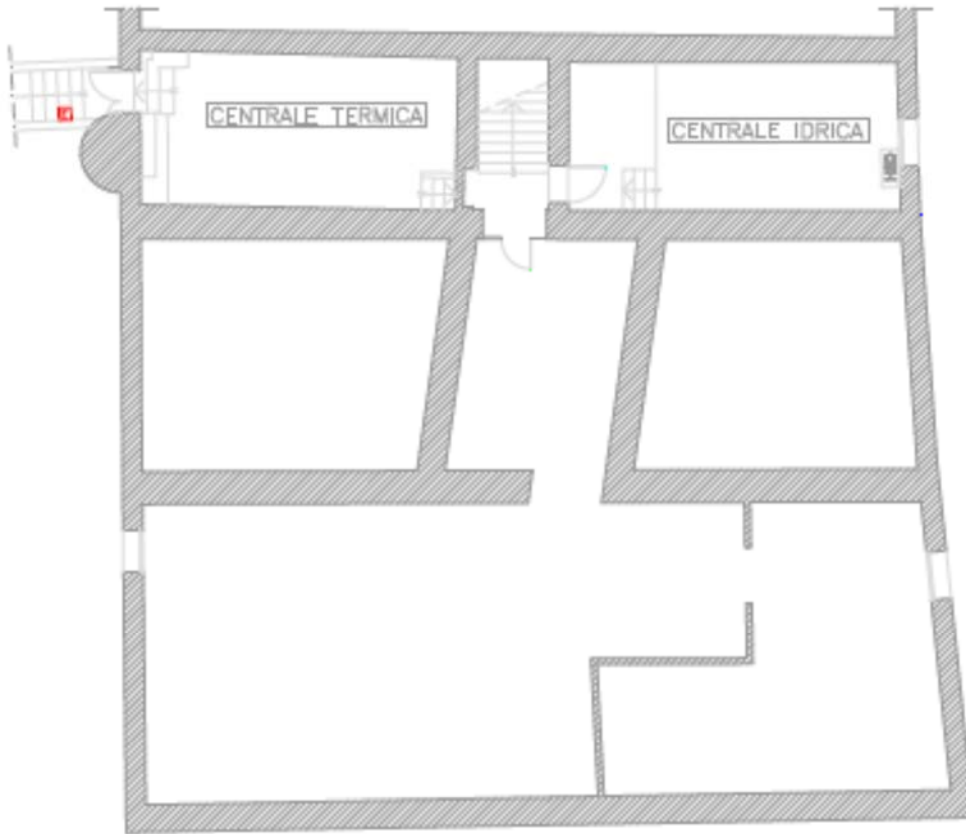


Figura 75
Piano interrato
edificio storico

75

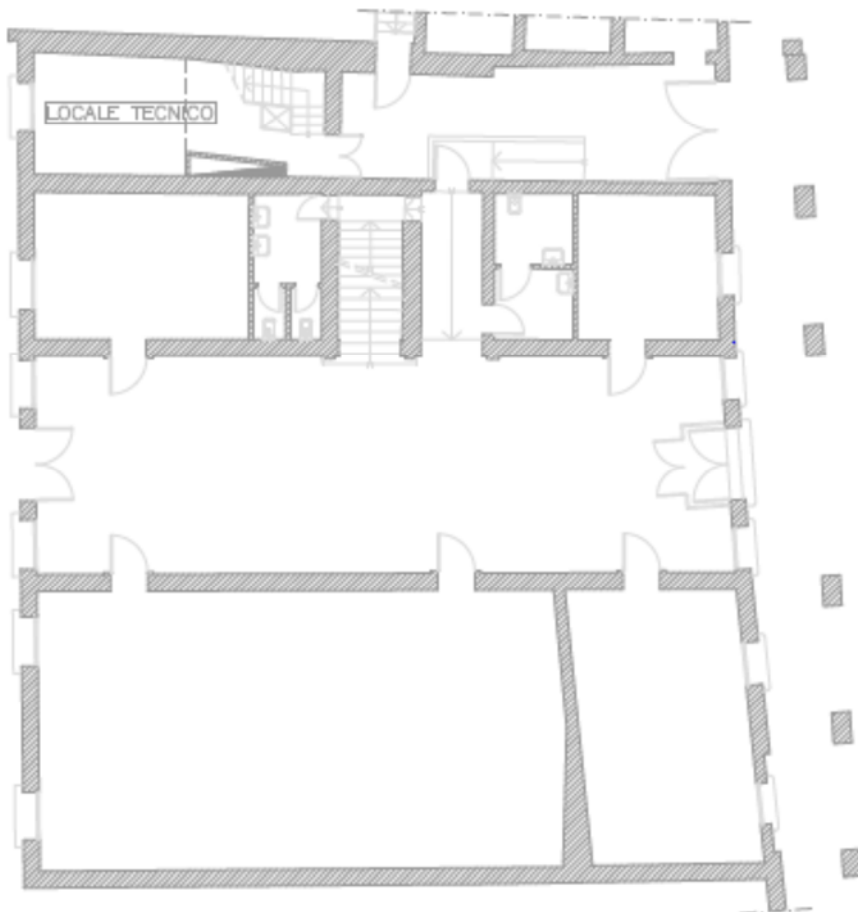
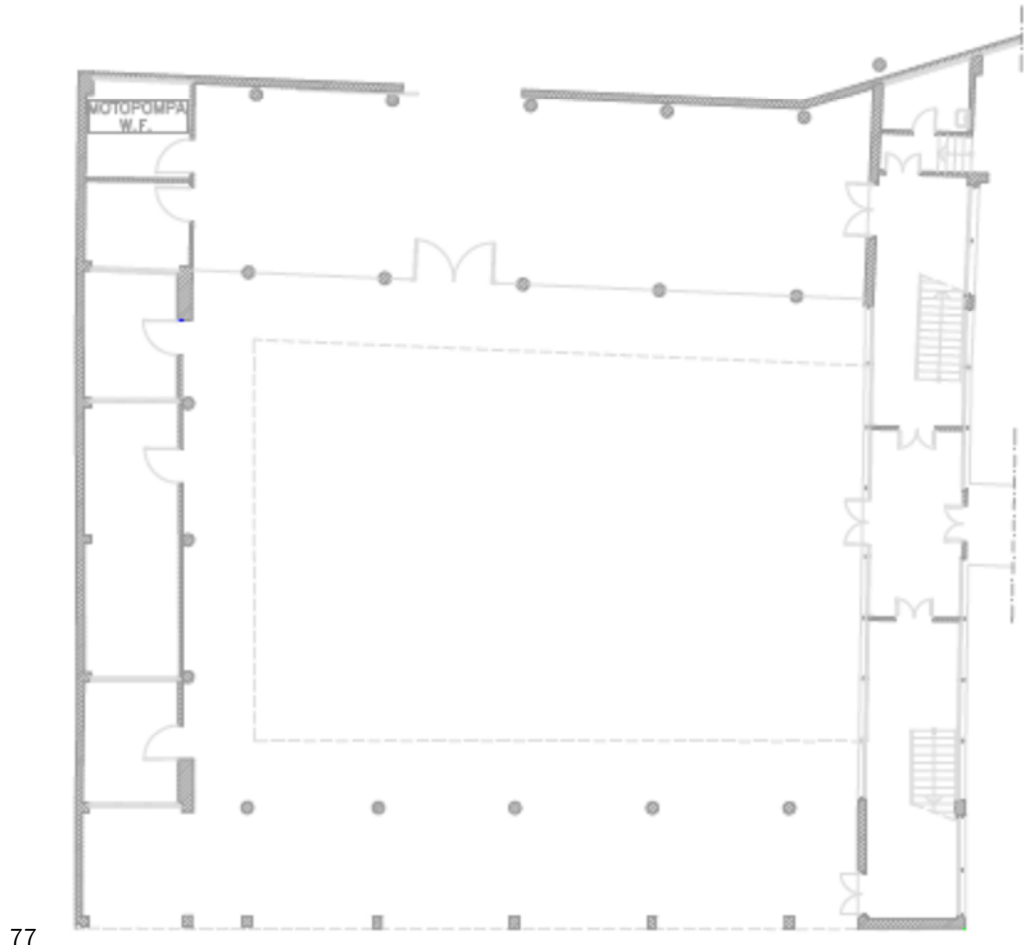


Figura 76
Piano terra edificio
storico

76

Figura 77
Piano terra edificio
in cemento-armato



77

In allegato si riporta una pianta tipo per individuare la localizzazione dei dispositivi antincendio.

Valutazione sismica per edifici in muratura

6.1	Comportamento sismico delle costruzioni in muratura.....	63
6.2	Analisi dei carichi.....	67
6.2.1	Carichi permanenti strutturali – non strutturali e variabili.....	69
6.2.2	Carico del vento.....	73
6.2.3	Carico della neve.....	76
6.2.4	Valutazione dei carichi sismici.....	77
6.3	Aggregati edilizi.....	82
6.4	Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura.....	82
6.4.1	Principali meccanismi locali di collasso.....	84
6.5	Approccio cinematico.....	90
6.5.1	Analisi cinematica lineare.....	90
6.5.2	Analisi cinematica non lineare.....	91
6.6	Verifiche di sicurezza.....	93
6.7	Verifica dei Macroelementi.....	96

Allegato 6

Il collegio “G.B. Morgagni” è costituito da tre corpi di fabbrica, due in muratura e uno in c.a. La valutazione sismica di questo edificio è stata fatta in due momenti distinti e con metodi di analisi differenti in quanto le costruzioni in muratura e quelle in c.a. hanno differenti comportamenti strutturali. Questo capitolo tratta della porzione di edificio in muratura ed in particolar modo del corpo di testa del collegio.

6.1 Comportamento sismico delle costruzioni storiche in muratura

Le strutture storiche in muratura costituiscono un insieme estremamente vario e complesso per tipologie e tecniche costruttive, per cui l'analisi del loro comportamento strutturale e la valutazione della loro sicurezza sono condizionate da notevoli incertezze nella definizione delle proprietà meccaniche dei materiali e delle condizioni di vincolo tra gli elementi. Queste costruzioni non sono state progettate utilizzando i principi della meccanica dei materiali e delle strutture bensì con un approccio basato sull'intuizione e l'osservazione, utilizzando i principi dell'equilibrio dei corpi rigidi e sperimentando il comportamento delle costruzioni già realizzate; tutto ciò ha progressivamente portato ad affinare criteri esecutivi denominati “regole dell'arte”. Riconoscere in una costruzione la conformità a tali regole, che si differenziano in base alla zona considerata, può costituire un primo elemento di valutazione della sicurezza, sebbene tale approccio non sia scientificamente rigoroso.

Oltre alla conformità alle regole dell'arte, un ulteriore elemento di valutazione può essere il “collaudo” della storia, di cui l'esistenza stessa della costruzione ci fornisce testimonianza. Tale collaudo, tuttavia, risulta spesso insufficiente nei riguardi della prevenzione dal rischio sismico, in quanto una costruzione potrebbe non essere ancora stata colpita da un terremoto di intensità pari a quella adottata dalle norme per valutare la sicurezza nei riguardi dello SLV. Inoltre, occorre considerare che la capacità della struttura può essersi modificata per un effetto di accumulo del danno, dovuto a passati terremoti di minore intensità, a causa di dissesti di altra natura e per le trasformazioni che spesso interessano le costruzioni storiche.

Risulta pertanto evidente che, per valutare oggi la sicurezza di una costruzione esistente, è necessaria un'adeguata conoscenza del manufatto, ma che non si possa in ogni caso prescindere da una analisi strutturale, finalizzata a tradurre in termini meccanici e quantitativi il comportamento accertato nella costruzione.

Al fine della corretta modellazione meccanica di una costruzione storica in muratura, bisogna conoscere il funzionamento dei diversi elementi che la compongono.

La muratura è un materiale composito costituito dall'assemblaggio di elementi, che possono essere naturali (pietre erratiche, a spacco, sbazzate o squadrate) o artificiali (laterizi). Le variabili caratteristiche sono: il materiale

Rif. Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineata alle nuove Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008), Circolare 26 Segretario Generale MiMAC, Prot. 10953 del 2 dicembre 2010.

costituente gli elementi (pietra, laterizio, terra cruda, ecc., usati anche in modo misto); le dimensioni e la forma degli elementi; la tecnica di assemblaggio (a secco o con giunti di malta); la tessitura, ovvero la disposizione geometrica degli elementi nel paramento murario; ulteriori dettagli (listatura, uso di scaglie, ecc.).

La risposta meccanica di questo materiale composito dipende da tutte queste variabili. Gli elementi hanno in genere un comportamento elasto-fragile, con una resistenza a trazione minore rispetto a quella a compressione, ma comunque significativa. La malta presenta un comportamento elasto-fragile in trazione, con resistenza molto inferiore a quella degli elementi ed, in assoluto, molto bassa; in compressione e taglio il suo comportamento è duttile e fortemente non lineare. La costituzione della sezione della muratura influenza la resistenza a compressione e il comportamento fuori dal piano; nel caso di murature a due o più paramenti, è significativa la presenza di elementi passanti che creino una connessione tra i due paramenti esterni (diatoni).

La risposta sismica di una struttura in muratura non dipende unicamente dal materiale impiegato, ma anche da diversi aspetti tecnologici, ed in particolare dai collegamenti tra gli elementi strutturali.

Le normative a disposizione sottolineano come tali strutture non possano essere analizzate nelle stesse modalità degli acciai o dei calcestruzzi: il Decreto Ministeriale Infrastrutture del 14 gennaio 2008 al § 8.7.1 riporta che *“Nelle costruzioni esistenti in muratura soggette ad azioni sismiche, particolarmente negli edifici, si possono manifestare meccanismi locali e meccanismi d’insieme. I meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione, e sono favoriti dall’assenza o scarsa efficacia dei collegamenti tra pareti e orizzontamenti e negli incroci murari. I meccanismi globali sono quelli che interessano l’intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano. La sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi i tipi di meccanismo.”*

Inoltre la Circolare del 2 febbraio 2009 n. 617, al punto § 8.7.1.1 riguardante i requisiti di resistenza degli edifici esistenti in muratura, indica che la valutazione della sicurezza sismica degli edifici in muratura va eseguita, oltre che con riferimento al comportamento sismico globale, anche con riferimento all’analisi dei meccanismi locali di collasso: *“Quando la costruzione non manifesta un chiaro comportamento d’insieme, ma piuttosto tende a reagire al sisma come un insieme di sottosistemi (meccanismi locali), la verifica su un modello globale non ha rispondenza rispetto al suo effettivo comportamento sismico. Particolarmente frequente è il caso delle grandi chiese o di edifici estesi e di geometria complessa non dotati di solai rigidi e resistenti nel piano, né di efficaci e diffusi sistemi di catene o tiranti.*

In tali casi la verifica globale può essere effettuata attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali.” Queste tipologie di meccanismo, generalmente più pericolose di quelle che coinvolgono la risposta d’insieme dell’edificio,

Rif. Decreto Ministeriale del 14 Gennaio 2008 (G.U. n.29 del 04/02/08 suppl. ord. N.30) – Norme Tecniche per le Costruzioni, in seguito denominate come NTC 2008.

Rif. Circolare 2 febbraio 2009, n.617 (G.U. N.47 del 26/02/09 suppl. ord. N.27) – Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

devono essere studiate al fine di ottenere un modello di analisi maggiormente rappresentativo del comportamento sismico strutturale.

Rif. Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi. Allegato alle Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Partizioni, predisposte dal Dipartimento della Protezione Civile.

Il primo passo consiste quindi nell'individuazione di tali meccanismi nella compagine muraria e in particolar modo nella definizione dei macroelementi, ovvero parte costruttivamente riconoscibile del manufatto, di caratteristiche omogenee in riferimento al comportamento strutturale che può coincidere con una porzione identificabile anche sotto l'aspetto architettonico e funzionale.

Difatti non è raro trovare in setti murari storici la presenza di sconnessioni o zone non ammortate dovute al mancato rispetto delle regola d'arte o ad eventi sismici pregressi, che sono la fonte di possibili collassi a livello locale o di porzioni più ampie del fabbricato.

Nelle NTC 2008 viene indicato al § 8.3 quali sono le strutture storiche nelle quali è obbligatorio effettuare la valutazione di sicurezza sismica, e il Collegio G.B. Morgagni, passato da edificio ad uso residenziale a polo universitario, rientra nel caso di *“cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o della classe d'uso della costruzione”*.

Al paragrafo successivo delle NTC inoltre, viene fatta una classificazione degli interventi individuando tre diverse categorie:

- interventi di adeguamento atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle presenti norme;
- interventi di miglioramento atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle presenti norme;
- riparazioni o interventi locali che interessino elementi isolati, e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Gli interventi di adeguamento e miglioramento devono essere sottoposti a collaudo statico. Per i beni di interesse culturale in zone dichiarate a rischio sismico, ai sensi del comma 4 dell'art. 29 del D. Lgs. 22 gennaio 2004, n. 42 *“Codice dei beni culturali e del paesaggio”*, è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della *“sicurezza”*.

Secondo le Linee Guida *“per i beni culturali tutelati è necessario attenersi ad interventi di miglioramento, a riparazioni o ad interventi locali”* (punto 8.4 delle NTC).

Con il termine di miglioramento si deve intendere l'esecuzione di opere in grado di far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza rispetto alle condizioni correnti, con un livello di protezione sismica non necessariamente uguale a quello previsto per l'adeguamento delle costruzioni. Riparazioni o interventi locali interessano invece porzioni limitate della costruzione, e devono essere soggetti a verifiche locali; nel caso dei beni tutelati è comunque richiesta anche una valutazione della sicurezza complessiva, in

Rif. Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineata alle nuove Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008), Circolare 26 Segretario Generale MiMAC, Prot. 10953 del 2 dicembre 2010.

forma semplificata, in modo da certificare che non siano peggiorate le condizioni di sicurezza preesistenti.

Per la progettazione degli interventi vengono quindi introdotti diversi livelli di valutazione della sicurezza sismica:

- LV1 (analisi qualitativa e valutazione con modelli meccanici semplificati): valutazione può essere condotta con riferimento a metodi semplificati che siano tuttavia in grado di stimare l'indice di sicurezza sismica o la vita nominale, parametri utili a stabilire delle priorità d'intervento.
- LV2 (valutazione su singoli macroelemento): valutazioni da adottare in presenza di interventi locali su zone limitate del manufatto, che non alterano in modo significativo il comportamento strutturale accertato, per le quali sono suggeriti metodi di analisi locale. In questo caso la valutazione dell'azione sismica allo SLV per l'intero manufatto, comunque richiesta, viene effettuata con gli strumenti del livello LV1;
- LV3 (valutazione complessiva della risposta sismica del manufatto): progetto di interventi diffusi nella costruzione, che per quanto possibile non dovrebbero modificare il funzionamento strutturale accertato attraverso il percorso della conoscenza. Le valutazioni devono riguardare l'intero manufatto, e possono utilizzare un modello strutturale globale, nei casi in cui questo possa essere ritenuto attendibile, o i metodi di analisi locale previsti per il livello LV2, purché applicati in modo generalizzato su tutti gli elementi della costruzione (l'esperienza acquisita a seguito dei passati eventi sismici ha infatti mostrato come, per gli edifici storici in muratura, il collasso sia raggiunto, nella maggior parte dei casi, per perdita di equilibrio di porzioni limitate della costruzione, definite macroelementi). Il livello di valutazione LV3 può essere utilizzato anche quando, in assenza di un progetto di intervento, venga comunque richiesta un'accurata valutazione della sicurezza sismica del manufatto.

La valutazione complessiva della risposta sismica dell'edificio può quindi essere eseguita con un'esaustiva e sistematica estensione a tutti gli elementi della costruzione dei metodi utilizzati al livello LV2, ovvero con analisi cinematica lineare e non lineare.

I risultati ottenibili possono però essere eccessivamente cautelativi se non vengono considerati i diversi dettagli costruttivi quali ammorsature delle murature ortogonali, tessiture murarie e condizioni di vincolo degli orizzontamenti che determinano il comportamento reale.

L'analisi viene effettuata eseguendo un confronto tra le accelerazioni calcolate allo stato limite ultimo con le accelerazioni limite imposte dalla normativa; viene inoltre eseguito un confronto tra le accelerazioni calcolate prima e dopo l'intervento di miglioramento al fine di esprimere un giudizio sul grado di miglioramento conseguito, evidenziando l'effettiva utilità degli interventi eseguiti, se il margine di miglioramento sia considerevole rispetto all'impatto dell'intervento sulla conservazione e per evitare di fornire un'eccessiva sicurezza ad alcuni macroelementi rispetto ad altri. Il livello di

valutazione LV3 può essere utilizzato anche quando, in assenza di un progetto di intervento, sia richiesta un'accurata valutazione della sicurezza sismica del manufatto. In accordo con quanto espresso si procede con l'analisi dei macroelementi individuati sul fabbricato oggetto di studio e alla successiva applicazione di meccanismi di ribaltamento parziale o totale in base al caso specifico, essendo questi ultimi i più frequenti in caso di evento sismico.

6.2 Analisi dei Carichi

L'edificio oggetto di studio, nonostante sia stato restaurato negli anni '60, presenta una certa omogeneità nei materiali utilizzati, dato evidenziato sia dai documenti rinvenuti in archivio sia dal sopralluogo.

Grazie a queste informazioni è stato possibile individuare all'interno della normativa le caratteristiche meccaniche delle muratura che compongono la struttura.

Le modalità di verifica delle costruzioni nuove sono basate sull'uso di coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle azioni e alle caratteristiche meccaniche dei materiali, concepiti e calibrati per tener conto dell'intero processo che va dalla progettazione, con imposizione di dati progettuali su azioni e materiali, alla concreta realizzazione, con l'obiettivo di realizzare, attraverso processi di produzione controllati nelle diverse sedi (stabilimenti di produzione dei materiali base, stabilimenti di prefabbricazione o confezionamento, cantieri), una costruzione fedele, per quanto possibile, al progetto.

Nelle costruzioni esistenti è fondamentale la conoscenza della struttura (geometria e dettagli costruttivi) e dei materiali che la costituiscono (calcestruzzo, acciaio, mattoni, malta).

È per questo che viene introdotta un'altra categoria di fattori, i "fattori di confidenza", strettamente legati al livello di conoscenza conseguito nelle indagini conoscitive, e che vanno preliminarmente a ridurre i valori medi di resistenza dei materiali della struttura esistente, per ricavare i valori da adottare, nel progetto o nella verifica, e da ulteriormente ridurre, quando previsto, mediante i coefficienti parziali di sicurezza.

In primo luogo si è proceduto alla definizione del Livello di Conoscenza del manufatto così come riportato al paragrafo C8.A.1.4 della Circolare.

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.35
LC2		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3			Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

Tabella 1

Tabella C8.A.1.

Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura.

E' stato fissato il livello di conoscenza LC1 cioè conoscenza limitata e i valori medi dei parametri meccanici possono essere definiti come segue:

- Resistenze: i minimi degli intervalli riportati in Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione
- Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta

Rif. Circolare 2 febbraio 2009, n.617 (G.U. N.47 del 26/02/09 suppl. ord. N.27) – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008

Tabella 2

Tabella C8A.2.1
Valori di riferimento
dei parametri
meccanici (minimi e
massimi) e peso
specifico medio per
diverse tipologie di
muratura.

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

È stata determinata la muratura quale: Muratura in mattoni pieni e malta di calce.

Dove:

f_m è la resistenza media a compressione della muratura;

τ_0 è la resistenza media a taglio della muratura;

E è il valore medio del modulo di elasticità normale;

G è il valore medio del modulo di elasticità tangenziale;

W è il peso specifico medio della muratura.

6.2.1 Carichi permanenti strutturali-non strutturali e variabili

Di seguito vengono riportati i valori dei carichi permanenti (G) e dei carichi accidentali (Q) di tutti gli orizzontamenti.

Per i materiali sono stati adottati valori convenzionali, in quanto non erano disponibili dati certi. I valori dei carichi accidentali sono stati aggiornati con riferimento alla tabella 3.1.11 delle NTC 2008.

I carichi riportati sono in kN/m², mentre quelli agenti realmente sulle strutture verticali in kN/m, ricavati a partire dalla direzione di orditura e con il metodo

delle aree d'influenza, saranno definiti più avanti quando si tratterà dei meccanismi.

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici.			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	5,00	5,00	3,00
D	Ambienti ad uso commerciale.			
	Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.			
	Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	≥ 6,00 —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi.			
	Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti			
	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 —	1,20 —	1,00 —
	secondo categoria di appartenenza			
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

Tabella 3

Tabella 3.1.II

Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici.

Tabella 4

Tabella che riporta i carichi permanenti (G) e carichi accidentali (Q) relativi alle diverse tipologie di solaio.

LOCALIZZAZIONE	TIPOLOGIA	G [kN/m ²]	Q [kN/m ²]
1. SEGRETERIA	SOLAIO IN LEGNO	1,72	2,00
2. MAGAZZINO	SOLAIO IN LATEROCEMENTO	4,75	6,00
3. MAGAZZINO	SOLAIO IN LATEROCEMENTO	4,75	6,00
4. BIBLIOTECA	SOLAIO IN LEGNO	1,32	6,00
5. MAGAZZINO	SOLAIO IN LATEROCEMENTO	5,15	6,00
6. MAGAZZINO	SOLAIO IN LATEROCEMENTO	4,75	6,00
7. SALA CONFERENZE	SOLAIO IN LEGNO	1,32	4,00
8. UFFICI	SOLAIO IN LEGNO	1,32	2,00
9. SALA FESTE	SOLAIO IN LEGNO	1,32	4,00
10. BIBLIOTECA	SOLAIO IN LEGNO	1,32	6,00
11. SALA MUSICA	SOLAIO IN LATEROCEMENTO	4,75	3,00
12. SOTTOTETTO PRATICABILE	SOLAIO IN LEGNO	1,32	0,50
13. SOTTOTETTO PRATICABILE	SOLAIO IN LATEROCEMENTO	5,15	0,50
14. SOTTOTETTO PRATICABILE	SOLAIO IN LEGNO	1,32	0,50
15. SOTTOTETTO PRATICABILE	SOLAIO IN LEGNO	1,32	0,50
16. DORMITORIO	SOLAIO IN LEGNO	1,72	3,00
17. SOTTOTETTO PRATICABILE	SOLAIO IN LATEROCEMENTO	3,05	0,50
18. COPERTURA	SOLAIO IN LEGNO CON TAVELLINE	1,26	0,80
19. COPERTURA	SOLAIO IN LEGNO CON TAVELLINE	1,26	0,80
20. COPERTURA	SOLAIO IN LEGNO CON TAVELLINE	1,26	0,80
21. COPERTURA	SOLAIO IN LEGNO CON TAVELLINE	1,26	0,80

Figura 78
Solai P.T.

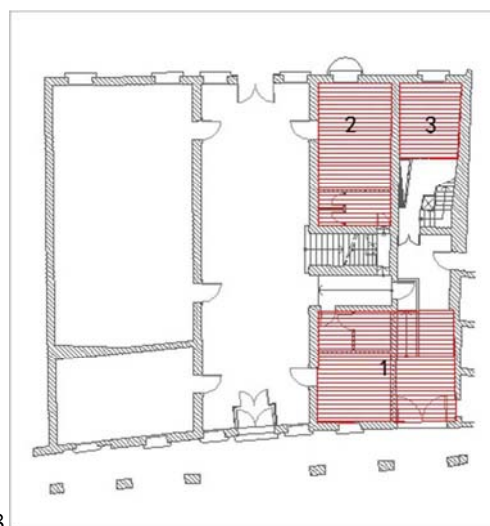
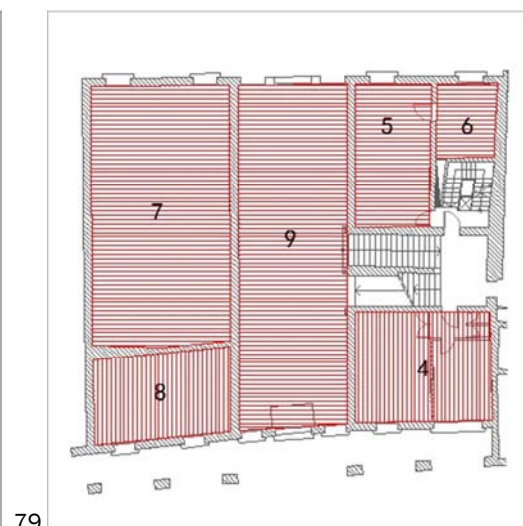
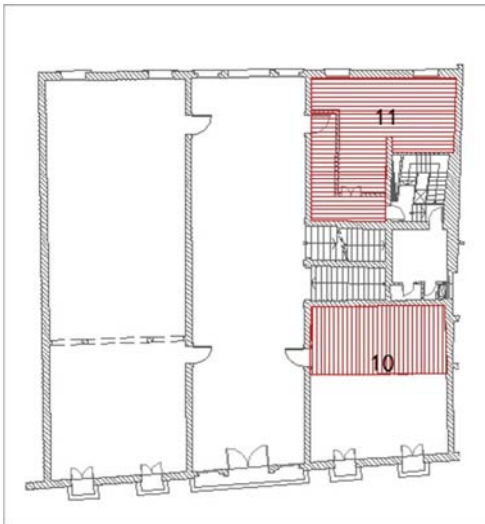


Figura 79
Solai P.I°





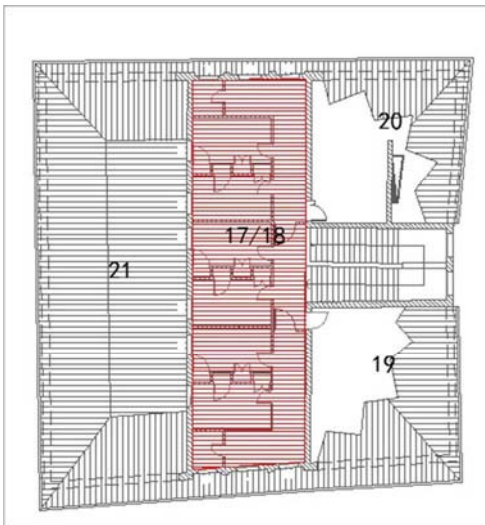
80



81

Figura 80
Solai P.II°

Figura 81
Solai P.III°



82

Figura 82
Solai P.IV°

Al fine delle verifiche agli stati limite, i carichi sono stati combinati come segue:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (\text{NTC08 - 2.5.5})$$

Come consigliato dalle “Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale” in relazione all’approfondimento del rilievo geometrico e materico-costruttivo si può definire un fattore di confidenza F_c , compreso tra 1 e 1,35, che consente di graduare l’attendibilità del modello di analisi strutturale e la valutazione dell’indice di sicurezza sismica in base al livello di conoscenza.

Rif. Circolare 2
febbraio 2009,
n.617 (G.U. N.47 del
26/02/09 suppl.
ord. N.27)

Tabella 5
LINEE GUIDA 2011
Tabella 4.1.
Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza.

Rilievo geometrico	identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	Proprietà meccaniche dei materiali	Terreno e fondazioni
rilievo geometrico completo $F_{C1} = 0,05$	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche) $F_{C2} = 0,12$	parametri meccanici desunti da dati già disponibili $F_{C3} = 0,12$	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni $F_{C4} = 0,06$
rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi $F_{C1} = 0$	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche) $F_{C2} = 0,06$	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali $F_{C3} = 0,06$	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni $F_{C4} = 0,03$
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche) $F_{C2} = 0$	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali $F_{C3} = 0$	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni $F_{C4} = 0$

Nel caso oggetto di studio, il valore di F_c risulta:

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{ck} = 1 + 0,05 + 0,12 + 0,12 + 0,06 = 1,35 \quad (\text{LINEE GUIDA - 4.1})$$

6.2.2 Carico del vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al §3.3.3 delle NTC.

La velocità di riferimento v_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (vedi Tabella), mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni. In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statiche v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} , \quad \text{per } a_s \leq a_0 \quad (\text{NTC08 - 3.3.1})$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a \cdot (a_s - a_0), \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

$v_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri forniti nella Tabella 6 e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite nella Fig. 3.3.1 delle NTC;

a_s è l'altitudine in m sul livello del mare del sito dove sorge la costruzione.

Per l'edificio in esame si ha:

$$a_s = 12 \text{ m} \leq 1500 \text{ m} = a_0$$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d' Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Tabella 6

NTC 2008

Tabella 3.3.1 - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_a .

quindi si applica:

$$v_b = v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b * c_e * c_p * c_d \quad (\text{NTC08 - 3.3.2})$$

dove:

q_b è la pressione cinetica di riferimento di cui al §3.3.6 delle NTC;

c_e è il coefficiente di esposizione di cui al §3.3.7 delle NTC;

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Indicazioni per la sua valutazione sono riportate al §3.3.8 delle NTC.

La pressione cinetica di riferimento q_b in N/m^2 vale:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = \frac{1}{2} * 1,25 * 25^2 = 390,63 \text{ N/m}^2$$

dove:

v_b è la velocità di riferimento del vento in m/s;

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³.

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, alla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengono in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] , \quad \text{per } z \geq z_{\min} \quad (\text{NTC08 - 3.3.5})$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) , \quad \text{per } z < z_{\min}$$

dove:

k_r , z_0 , z_{\min} sono assegnati in Tabella 7 in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

c_t è il coefficiente di topografia.

Tabella 7
NTC 2008

Tabella 3.3.II
Parametri per la
definizione del
coefficiente di
esposizione

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Tabella 8
NTC 2008

Tabella 3.3.III
Classi di rugosità del
terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

L'edificio oggetto della verifica appartiene alla categoria di esposizione del sito V e alla classe di rugosità A, quindi si ha:

$$k_r = 0,23$$

$$z_0 = 0,7 \text{ m}$$

$$z_{\min} = 12 \text{ m}$$

Da qui si ricava che fino al quarto piano (sotto i 12 m) dell'edificio si ha:

$$c_e(12) = c_e(z_{\min}) = 0,23^2 * 1 * \ln\left(\frac{12}{0,7}\right) * \left[7 + 1 * \ln\left(\frac{12}{0,7}\right)\right] = 1,50$$

Mentre per il quinto piano dell'edificio si ha:

$$c_e(14,4) = 0,23^2 * 1 * \ln\left(\frac{14}{0,7}\right) * \left[7 + 1 * \ln\left(\frac{14}{0,7}\right)\right] = 1,60$$

con $c_p = 0,8$ e $c_d = 1$ si ha che la pressione del vento vale:

$$p(12\text{ m}) = 390,63 * 1,50 * 0,8 * 1 = 468,76 \text{ N/m}^2$$

$$p(14,4\text{ m}) = 390,63 * 1,60 * 0,8 * 1 = 500 \text{ N/m}^2$$

6.2.3 Carico della Neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante l'espressione:

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_E * C_t \quad (\text{NTC08 - 3.3.7})$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito al §3.4.5 delle NTC;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m^2], fornito al §3.4.2 delle NTC per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al §3.4.3 delle NTC;

C_t è il coefficiente termico di cui al §3.4.4 delle NTC.

In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quote inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate al §3.4.2 delle NTC, cui corrispondono i valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni.

L'altitudine di riferimento a_s è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio, che nel caso in esame è 12 m s.l.m.

Poiché a_s è minore del valore limite di 200 m s.l.m. fissato per la provincia di Padova q_{sk} sarà pari a 1,00 Kn/m^2 .

Il coefficiente di esposizione C_E può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti in Tab. 3.4.I. Se non diversamente indicato, si assumerà $C_E = 1$.

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

In generale verranno usati i coefficienti di forma per il carico neve contenuti nel paragrafo §3.4.5.1, dove vengono indicati i relativi valori nominali essendo

α , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

La struttura in esame presenta copertura a due falde con $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ per cui si assume il coefficiente di forma μ_i pari a 0,8.

Il carico provocato dalla neve sulla copertura vale per tanto:

$$q_s = 0,8 * 1,00 * 1 * 1 = 0,8 \text{ kN/m}^2$$

6.2.4 Valutazione dei Carichi Sismici

I dati sismici utilizzati nelle verifiche agli stati limite sono stati elaborati con il software "Excel - Spettri NTC v. 1.03" messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Il programma presenta tre fasi di compilazione. La prima permette di localizzare il sito attraverso coordinate geografiche, che possono essere inserite manualmente o mediante la funzione di "ricerca per regione-provincia-comune". La seconda consente di inserire la vita nominale (V_N) e la classe d'uso (C_u) dell'edificio; in questo caso si è scelta come vita nominale 50 anni e classe d'uso III, con rispettivo coefficiente C_u 1,5, come indicato da normativa.

Tabella 9
NTC 2008
Tabella 2.4.1
Vita nominale V_N per
diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie - Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tabella 10
NTC 2008
Classi d'uso

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

Il programma calcola in maniera automatica il valore della vita di riferimento, moltiplicando la vita nominale per il coefficiente d'uso.

$$V_R = V_N \cdot C_u \quad (\text{NTC08 - 2.4.1})$$

Da questo valore viene calcolato il periodo di ritorno T_R per ogni stato limite considerato al quale corrisponde una diversa probabilità di superamento, rispettivamente 81% per lo Stato Limite di Operatività (SLO), 63% per lo Stato Limite di Danno (SLD), 10% per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), e 5% per lo Stato limite di Collasso (SLC).

$$T_R = \frac{-V_R}{\ln(1-P_{VR})} = \frac{-C_U \cdot V_N}{\ln(1-P_{VR})} \quad (\text{ALLEGATO A NTC08 - 1})$$

Di seguito vengono riportati i parametri spettrali dell'azione sismica per ogni stato limite e tempo di ritorno.

STATO LIMITE	T_R	a_g	F_0	T_C^*
SLO	45	0,036	2,547	0,242
SLD	75	0,043	2,534	0,279
SLV	712	0,099	2,597	0,342
SLC	1462	0,126	2,594	0,355

Tabella 11
Parametri spettrali
per ciascun Stato
Limite

Infine la terza fase consente di inserire i valori relativi allo stato limite considerato, la categoria del sottosuolo, la categoria topografica e il valore del fattore di struttura q .

Quindi, con riferimento allo stato limite SLV, una categoria di sottosuolo D, "Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{spt,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $C_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina)", una categoria topografica T1, "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ", ed un fattore di struttura q pari a 1,5 si ottengono i seguenti parametri dipendenti e indipendenti dello spettro di risposta orizzontale.

Di seguito vengono riportate le schermate di immissione dei dati e gli output del foglio di implementazione Excel SPETTRI-NTC.

Rif. Excel -Spettri
NTC v. 1.03

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 11,8828 LATITUDINE: 45,4161

Ricerca per comune

REGIONE: Veneto PROVINCIA: Padova COMUNE: Padova

Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

- Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>	info
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>	
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>	info
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>	

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

Strategia di progettazione

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo **D** info $S_B = 1,800$ $C_C = 2,137$ info
 Categoria topografica **T1** info $h/H = 0,000$ $S_T = 1,000$ info
(h =quota sito, H =altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1,000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_o **2,25** Regol. in altezza **no** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q **1,5** $\eta = 0,667$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
 FASE 1
 FASE 2
FASE 3

Con parametri indipendenti:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito su sito di riferimento rigido orizzontale;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale su sito di riferimento rigido orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale su sito di riferimento rigido orizzontale;
- S_B e C_C coefficienti di amplificazione stratigrafia;
- S_T coefficiente di amplificazione topografica.

Con parametri dipendenti:

- S coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
- η fattore che altera lo spettro elastico con coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%;
- T_B periodo corrispondente all'inizio dello spettro ad accelerazione costante;
- T_C periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;
- T_D periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,099 g
F_o	2,597
T_C^*	0,342 s
S_S	1,800
C_C	2,137
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,800
η	1,000
T_B	0,244 s
T_C	0,731 s
T_D	1,995 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,178
$T_B \leftarrow$	0,244	0,462
$T_C \leftarrow$	0,731	0,462
	0,791	0,426
	0,852	0,396
	0,912	0,370
	0,972	0,347
	1,032	0,327
	1,092	0,309
	1,152	0,293
	1,213	0,278
	1,273	0,265
	1,333	0,253
	1,393	0,242
	1,453	0,232
	1,514	0,223
	1,574	0,214
	1,634	0,207
	1,694	0,199
	1,754	0,192
	1,814	0,186
	1,875	0,180
	1,935	0,174
$T_D \leftarrow$	1,995	0,169
	2,090	0,154
	2,186	0,141
	2,281	0,129
	2,377	0,119
	2,472	0,110
	2,568	0,102
	2,663	0,095
	2,759	0,088
	2,854	0,083
	2,950	0,077
	3,045	0,073
	3,141	0,068
	3,236	0,064
	3,332	0,061
	3,427	0,057
	3,523	0,054
	3,618	0,051
	3,714	0,049
	3,809	0,046
	3,905	0,044
	4,000	0,042

6.3 Aggregati edilizi

L'edificio oggetto di studio fa parte di un aggregato edilizio e quindi bisogna tener conto di alcuni aspetti.

Come indicato nella Circolare del 2 febbraio 2009 *“un aggregato edilizio è costituito da un insieme di parti che sono il risultato di una genesi articolata e non unitaria, dovuta a molteplici fattori (sequenza costruttiva, cambio di materiali, mutate esigenze, avvicinarsi dei proprietari, etc. Nell'analisi di un edificio facente parte di un aggregato edilizio occorre tenere conto perciò delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti, connessi o in aderenza ad esso. A tal fine dovrà essere individuata, in via preliminare, l'unità strutturale (US) oggetto di studio, evidenziando le azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue. La porzione di aggregato che costituisce l'US dovrà comprendere cellule tra loro legate in elevazione ed in pianta da un comune processo costruttivo, oltre che considerare tutti gli elementi interessati dalla trasmissione a terra dei carichi verticali dell'edificio in esame.”*.

Come già precedentemente evidenziato, l'US in esame è costituita dal corpo di fabbrica più antico, mentre degli edifici adiacenti si considerano le interazioni strutturali provenienti da solai e dalle pareti.

L'analisi di una US secondo i metodi utilizzati per edifici isolati, senza un adeguata modellazione oppure con una modellazione approssimata dell'interazione con i corpi di fabbrica adiacenti assume un significato convenzionale. Di conseguenza, si ammette che l'analisi della capacità sismica globale dell'US possa essere verificata attraverso metodologie semplificate. Qualora i solai dell'edificio siano flessibili si procede all'analisi delle singole pareti o dei sistemi di pareti complanari che costituiscono l'edificio, ciascuna analizzata come struttura indipendente, soggetta ai carichi verticali di competenza ed all'azione del sisma nella direzione parallela alla parete.

Rif. Circolare 2 febbraio 2009, n.617 (G.U. N.47 del 26/02/09 suppl. ord. N.27) - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

6.4 Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura

Negli edifici esistenti in muratura spesso avvengono collassi parziali per cause sismiche, in genere per perdita dell'equilibrio di porzioni murarie; la verifica nei riguardi di questi meccanismi assume significato se è garantita una certa monoliticità della parete muraria, tale da impedire collassi puntuali per disgregazione della muratura. Meccanismi locali si verificano nelle pareti murarie prevalentemente per azioni perpendicolari al loro piano. Le verifiche con riferimento ai meccanismi locali di danno e collasso (nel piano e fuori piano) possono essere svolte tramite l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico, che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematicismo.

Rif. Circolare 2
febbraio 2009,
n.617 (G.U. N.47 del
26/02/09 suppl.
ord. N.27) -
Istruzioni per
l'applicazione delle
"Nuove norme
tecniche per le
costruzioni" di cui al
decreto ministeriale
14 gennaio 2008.

L'approccio cinematico permette di determinare l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo. Tale curva è espressa attraverso un moltiplicatore α , rapporto tra le forze orizzontali applicate ed i corrispondenti pesi delle masse presenti, rappresentato in funzione dello spostamento d_k di un punto di riferimento del sistema; la curva deve essere determinata fino all'annullamento di ogni capacità di sopportare azioni orizzontali ($\alpha = 0$). Tale curva può essere trasformata nella curva di capacità di un sistema equivalente ad un grado di libertà, nella quale può essere definita la capacità di spostamento ultimo del meccanismo locale, da confrontare con la domanda di spostamento richiesta dall'azione sismica.

Per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione a^* e spostamento d^* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo);
- verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richieste alla struttura.

Per l'applicazione del metodo di analisi si ipotizza, in genere:

- resistenza nulla a trazione della muratura;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

Tuttavia, per una simulazione più realistica del comportamento, è opportuno considerare, in forma approssimata:

- gli scorrimenti tra i blocchi, considerando la presenza dell'attrito;
- le connessioni, anche di resistenza limitata, tra le pareti murarie;
- la presenza di catene metalliche;
- la limitata resistenza a compressione della muratura, considerando le cerniere adeguatamente arretrate rispetto allo spigolo della sezione;
- la presenza di pareti a paramenti scollegati.

6.4.1 Principali meccanismi locali di collasso

Le modalità di collasso principali per edifici in muratura sono essenzialmente di due tipologie:

- Ribaltamento del muro fuori piano: in pareti investite da azioni sismiche ortogonali al loro piano, la risposta dipende dalla presenza o meno di connessioni tra pareti ortogonali e dall'ancoraggio dei solai.
- Rottura nel piano del muro: interessa le pareti sollecitate da azioni sismiche complanari al piano del muro che comportano la formazione di lesioni inclinate che la percorrono interamente.

I più gravosi e purtroppo i più frequenti ricadono nel primo gruppo e vengono anche indicati come meccanismi di primo modo.

Con riferimento alle “Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi” si presentano i principali aspetti teorici che riguardano il calcolo dei principali meccanismi di primo modo. Per una più agevole comprensione del seguito si indicato i principali simboli utilizzati e la relativa spiegazione:

α è il moltiplicatore critico dei carichi agenti sui macroelementi o coefficiente di collasso del macroelemento;

P_i è il peso proprio della parete al piano i -esimo o del macroelemento i -esimo;

F_{Vi} è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i -esimo;

F_{Hi} è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i -esimo;

N_{si} è il peso del solaio agente sulla parete al piano i -esimo;

b_i è lo spessore della parete al piano i -esimo;

h_i è il braccio verticale dell'azione trasmessa dal solaio oppure è l'altezza del macroelemento i -esimo;

d_i è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio sulla parete al piano i -esimo e/o del peso proprio della parete;

d_{vi} è il braccio orizzontale delle azioni trasmesse da archi o volte al piano i -esimo;

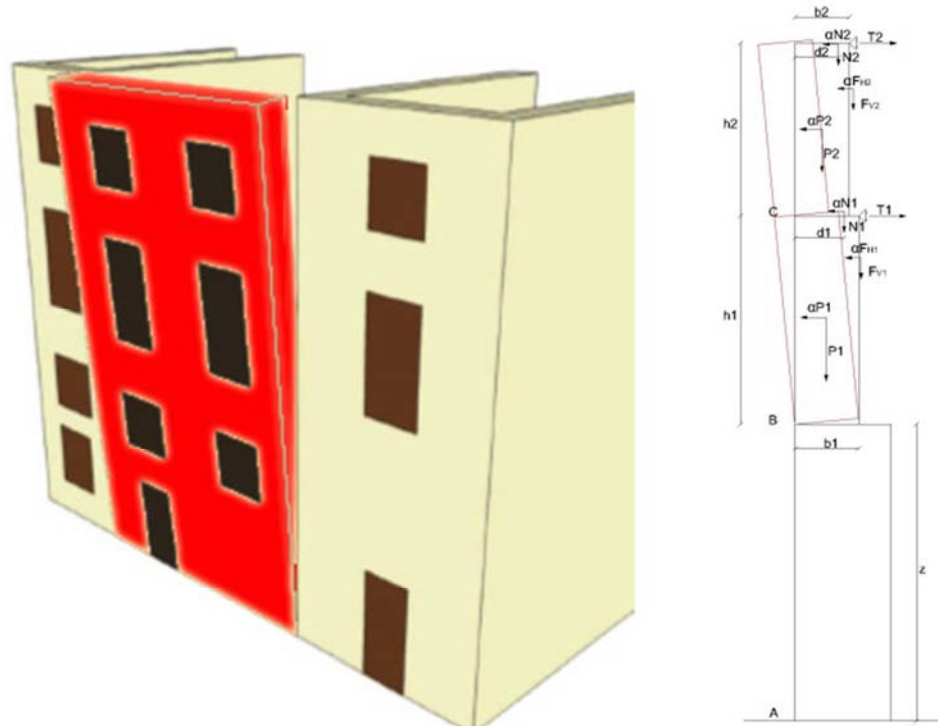
h_{Vi} è il braccio verticale della spinta di archi o volte al piano i -esimo;

L_i è la lunghezza del macroelemento i -esimo.

Meccanismo 1 – Ribaltamento globale in facciata

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad assi in prevalenza orizzontali posti alla base che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano.

Figura 83
Da sinistra
rispettivamente il
meccanismo di
ribaltamento globale
in vista
assonometrica e lo
schema di calcolo
utilizzato.



83

Il coefficiente di collasso che attiva il meccanismo è dato dalla relazione sottostante, nella quale si rapporta il momento stabilizzante dovuto alla somma dei pesi della muratura e dei carichi verticali su questa agenti, sottraendo però le spinte orizzontali, al momento ribaltante che invece tiene conto dell'azione sismica e quindi favorisce il ribaltamento.

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot \frac{b_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n N_i \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi}}{\sum_{i=1}^n P_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot dh_{Vi} + \sum_{i=1}^n N_i \cdot h_i}$$

Questo meccanismo prevede una schematizzazione del muro come corpo rigido che ruota attorno ad una cerniera posta alla base e posizionata a filo dello spigolo più esterno della sezione della parete. Questo modo di collasso comporta però una concentrazione di tensioni nei punti di contatto in cui si articola il meccanismo; per tener conto di questo fattore nella modellazione si procederà arretrando la posizione delle cerniere cilindriche al fine di considerare lo schiacciamento della muratura. La cerniera cilindrica si forma quindi lungo una linea più interna rispetto allo spigolo precedentemente considerato; la differenza tra queste due linee parallele viene definita convenzionalmente dal simbolo "t", che denota quindi lo spessore di muratura inaffidabile. La relazione precedente dovrà considerare tale arretramento della cerniera, in particolare i bracci delle forze che creano un momento stabilizzante dovranno essere ridotti della quantità "t".

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot \left(\frac{b_i}{2} - t\right) + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot (d_{Vi} - t) + \sum_{i=1}^n N_i \cdot (d_i - t) + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi}}{\sum_{i=1}^n P_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot dh_{Vi} + \sum_{i=1}^n N_i \cdot h_i}$$

Per determinare il valore numerico dell'arretramento si considera che l'innesco del cinematismo si manifesti non appena la tensione massima al

lembo compresso raggiunge il valore di resistenza caratteristica a compressione della muratura. Il valore della tensione massima viene calcolato considerando la muratura completamente non reagente a trazione ed ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni di compressione al contatto, ipotesi a favore della sicurezza poiché considera implicitamente per la muratura un comportamento di materiale fragile. Ipotizzando che il polo di rotazione sia nel baricentro delle tensioni di compressione, possiamo calcolare l'effettivo valore di "t" nel seguente modo:

- In primo luogo si impone che al lembo compresso la tensione sia pari a σ_k (resistenza a compressione della muratura); la tensione media di compressione sarà quindi data dal rapporto dello sforzo normale agente sulla sezione diviso l'area della sezione reagente stessa (considerata per l'intera lunghezza della parete "l"):

$$\sigma_{\text{media}} = \frac{N}{3 \cdot t \cdot l}$$

- In secondo luogo si farà coincidere la tensione al lembo esterno della muratura con la massima:

$$\sigma_{\text{max}} = \sigma_k = 2 \cdot \sigma_{\text{media}} = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot t \cdot l}$$

- Dalla formula precedente si ricava facilmente il valore dell'arretramento della cerniera "t":

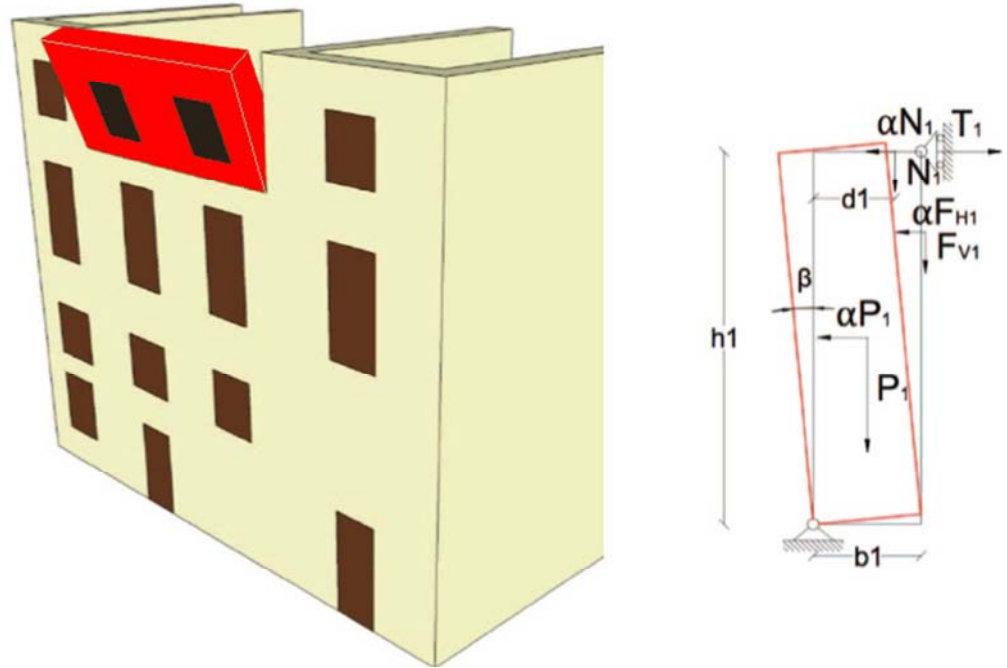
$$t = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot \sigma_k \cdot l}$$

Meccanismo 2 – Ribaltamento parziale di facciata

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di porzioni sommitali di facciate rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano. È il caso particolare in cui il ribaltamento interessa soltanto l'ultimo livello dell'edificio oppure porzioni di parete sottostanti la copertura.

Figura 84

Da sinistra rispettivamente il meccanismo di ribaltamento parziale in vista assonometrica e lo schema di calcolo utilizzato.



84

Il coefficiente di collasso che attiva il meccanismo ancora una volta è dato dalla relazione sottostante, nella quale si rapporta il momento stabilizzante dovuto ai pesi della muratura e dei carichi verticali su questa agenti sottraendo però le spinte orizzontali, al momento ribaltante che invece tiene conto dell'azione sismica e quindi favorisce il ribaltamento.

$$\alpha = \frac{P \cdot \frac{b}{2} + F_V \cdot d_V + N \cdot d + T \cdot h + F_H \cdot h_V}{P \cdot y_{Gi} + F_V \cdot h_V + N \cdot h}$$

Come indicato nel meccanismo precedente anche in questo caso se si considera l'arretramento della cerniera cilindrica il calcolo del coefficiente di collasso varia nel modo seguente:

$$\alpha = \frac{P \cdot \left(\frac{b}{2} - t\right) + F_V \cdot (d_V - t) + N \cdot (d - t) + T \cdot h + F_H \cdot h_V}{P \cdot y_{Gi} + F_V \cdot h_V + N \cdot h}$$

Meccanismo 3 - Flessione verticale di parete

Il meccanismo si manifesta con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi distinti ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano. Nel caso in cui si consideri un singolo piano l'altezza di formazione della cerniera cilindrica risulta incognita ed è valutata mediante l'applicazione del principio dei lavori virtuali imponendo che il coefficiente α in funzione dell'altezza incognita sia il minimo, mentre nel caso in cui si considerino due diversi livelli della struttura si è ipotizzata la formazione della cerniera cilindrica all'altezza dell'orizzontamento intermedio.

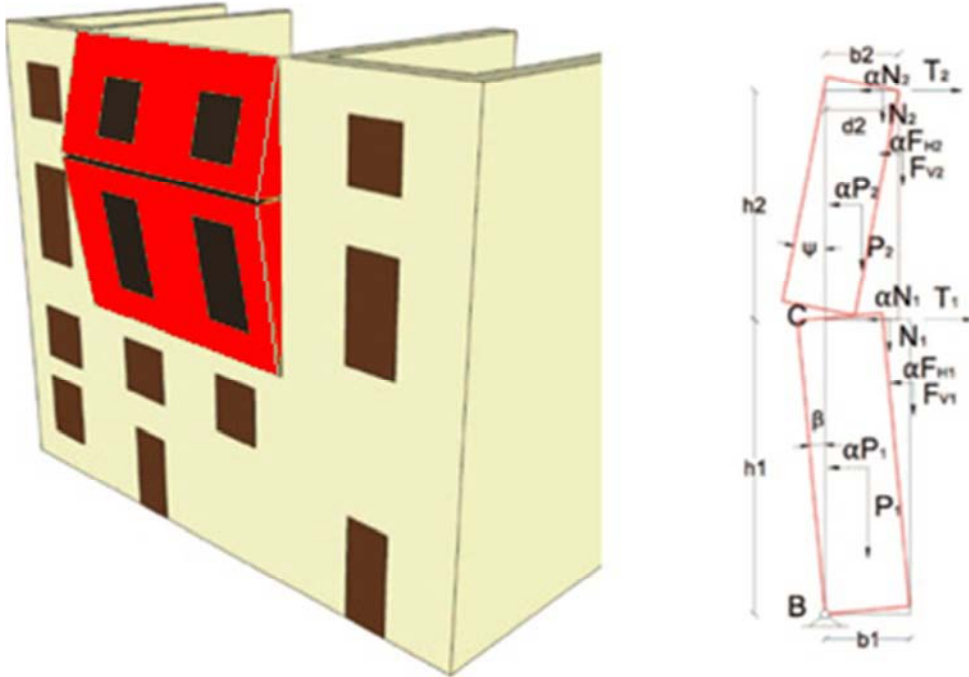


Figura 85

Da sinistra rispettivamente il meccanismo di flessione verticale in vista assonometrica e lo schema di calcolo utilizzato.

85

Il coefficiente di collasso che attiva il meccanismo è dato dalla relazione sottostante, che permette di valutarne il valore applicando il principio dei lavori virtuali. In primo luogo si impone una rotazione virtuale al corpo posto inferiormente, mentre il corpo posizionato superiormente ruota di un angolo dato dal rapporto delle altezze dei corpi stessi e moltiplicato per il primo angolo di rotazione imposto. In questo modo è possibile valutare gli spostamenti dei baricentri delle murature e dei punti di applicazione dei carichi. Applicando infine il principio dei lavori virtuali, moltiplicando ciascuna forza per il relativo spostamento ed imponendo l'equilibrio si ottiene il coefficiente di collasso a .

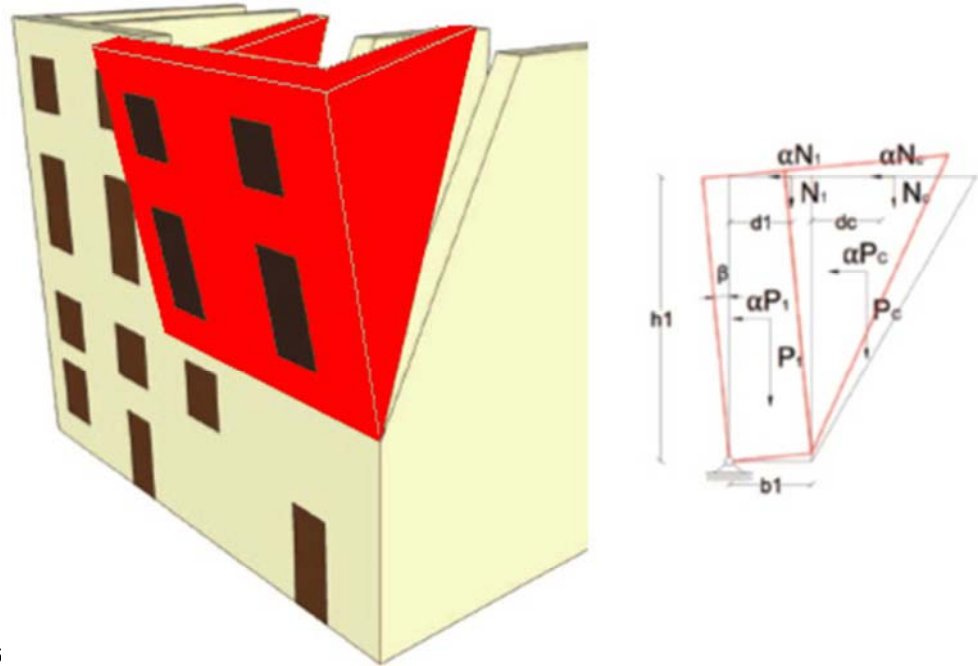
$$a = \frac{\frac{P_1}{2} \cdot b_1 + F_{V1} \cdot d_{V1} + (P_2 + N_2 + F_{V2}) \cdot b_2 + \frac{h_1}{h_2} \cdot \left(\frac{P_2}{2} \cdot b_2 + N_2 \cdot d_2 + F_{V2} \cdot d_{V2} - F_{H2} \cdot h_{V2} \right) + N_1 \cdot d_1 + T_1 \cdot h_1 - F_{H1} \cdot h_{V1}}{P_1 \cdot y_{G1} + F_{V1} \cdot h_{V1} + N_1 \cdot d_1 + (P_2 \cdot y_{G2} + F_{V2} \cdot h_{V2}) \cdot \frac{h_1}{h_2}}$$

Meccanismo 4 - Ribaltamento di facciata con cuneo

Il meccanismo, tipico dei ribaltamenti, si manifesta con la formazione di una cerniera cilindrica che può formarsi alla base della muratura o in quota. Nel caso specifico, se i martelli murari o le angolate presentano connessione adeguate tra le murature che confluiscono nel nodo o sono state soggette a interventi di rinforzo e consolidamento, la facciata o porzione di facciata che ribalta porta con sé una porzione cuneiforme della muratura d'angolo.

Figura 86

Da sinistra
rispettivamente
il meccanismo
di ribaltamento
con cuneo in
vista
assonometrica e lo
schema di calcolo
utilizzato.



86

La formazione del cuneo sulla parete del controvento è fortemente influenzata dalla presenza di aperture, oltre che dal tipo di muratura; per pareti prive di aperture si possono utilizzare valori limite di 30° (per murature di laterizio o pietra conca correttamente apparecchiate). In presenza di aperture l'angolo diminuisce e aumenta la vulnerabilità della parete. Il calcolo del coefficiente α avviene mediante il consueto equilibrio fra momento stabilizzante e ribaltante tenendo conto, in questo caso, anche del contributo aggiuntivo del cuneo di muratura (P_c ed N_c). Come nei casi precedenti deve essere considerato l'arretramento della cerniera cilindrica:

$$\alpha = \frac{P \cdot \left(\frac{b}{2} - t\right) + P_c \cdot \left(b + \frac{b_c}{3}\right) + N \cdot (d - t) + N_c \cdot (b + d_c)}{P \cdot y_{Gi} + N \cdot h + P_c \cdot \left(\frac{2h_c}{3}\right) + N_c \cdot h}$$

Meccanismo 5 – Catena cinematica nel piano

Di seguito si presenta l'unico meccanismo di secondo modo, ovvero che caratterizza una rottura sul piano della muratura. Una facciata presenta diverse aperture, queste individuano nella muratura più pannelli resistenti ed in particolare:

- le “fasce di piano” sono strisce di muratura che corrono orizzontalmente fra una fila di forometrie e la successiva;
- “maschi murari” sono strisce verticali di muratura che corrono verticalmente da terra fino copertura senza interruzioni;

In corrispondenza di un'azione sismica, ipotizzando che il bordo dei pannelli sia allineato e al di sopra di esista una fascia di piano continua di muratura, si può contare sull'uguaglianza degli spostamenti verticali. Quindi i pannelli

subiscono una rotazione rigida ψ (se hanno tutti la stessa altezza), mentre la fascia di piano trasla orizzontalmente. Inoltre i pannelli vengono ipotizzati rompersi rispetto alla loro diagonale.

Il calcolo del coefficiente di attivazione procede attraverso il principio dei lavori virtuali. Una volta determinati i valori di spostamento in y dei carichi stabilizzanti e i valori di spostamento in x dei carichi ribaltanti, il coefficiente α deriva dal loro rapporto.

$$\alpha = \frac{\sum_i P_i \delta_{Piy} + \sum_i N_i \delta_{Niy}}{\sum_i P_i \delta_{Pix} + \sum_i N_i \delta_{Nix}}$$

6.5 Approccio cinematico

La valutazione della sicurezza di un edificio nei confronti dei meccanismi locali di danno e collasso sopracitati può essere condotta tramite l'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, considerate come corpi rigidi non resistenti a trazione. Tali verifiche seguono l'approccio cinematico basato sulla scelta del meccanismo di collasso e sulla valutazione dell'azione orizzontale che attiva il cinematismo.

Rif. Circolare 2 febbraio 2009, n.617 (G.U. N.47 del 26/02/09 suppl. ord. N.27) - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008, capitolo C8A.4.2

6.5.1 Analisi cinematica lineare

Per la determinazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che attiva il meccanismo locale di danno si applicano ai blocchi rigidi della catena cinematica le seguenti forze:

- Pesi propri dei blocchi applicati nel loro baricentro;
- Carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai e della copertura, altri elementi murari non considerati nel modello strutturale);
- Sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- Eventuali forze esterne (es. forze trasmesse da catene);
- Eventuali forze interne (es. azioni legate all'ingranamento tra i conci murari).

L'analisi si sviluppa nelle seguenti fasi:

- Si assegna una rotazione virtuale θ_k al generico blocco k ;
- Si determinano, in funzione di della rotazione virtuale θ_k e della geometria della struttura, gli spostamenti delle diverse forze applicate nella rispettiva direzione;
- Si applica il Principio dei Lavori Virtuali in termini di spostamenti uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale, per ottenere α_0 :

Rif. Circolare 2 febbraio 2009, n.617 (G.U. N.47 del 26/02/09 suppl. ord. N.27) - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008, capitolo C8A.4.1

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi}$$

dove:

n è il numero di tutte le forze peso applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;

m è il numero di forze peso non direttamente gravanti sui blocchi le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;

o è il numero di forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;

P_i è la generica forza peso applicata (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, o un altro peso portato);

P_j è la generica forza peso, non direttamente applicata sui blocchi, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;

δ_{x,i} è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell'*i*-esimo peso **P_i**, assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;

δ_{x,j} è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell'*j*-esimo peso **P_j**, assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;

δ_{y,i} è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell'*i*-esimo peso **P_i**, assunto positivo se verso l'alto;

F_h è la generica forza esterna (in valore assoluto), applicata ad un blocco;

δ_h è lo spostamento virtuale del punto dove è applicata la *h*-esima forza esterna, nella direzione della stessa, di segno positivo se con verso discorde;

L_{fi} è il lavoro di eventuali forze interne.

6.5.2 Analisi cinematica non lineare

La capacità di spostamento ultima della struttura relativa al meccanismo considerato si individua attraverso il moltiplicatore orizzontale α dei carichi valutato sulle configurazioni variate della catena cinematica, rappresentative dell'evoluzione del meccanismo e descritte dallo spostamento d_k di un punto di controllo del sistema. L'analisi deve essere condotta fino al raggiungimento della configurazione cui corrisponde l'annullamento del moltiplicatore α in corrispondenza dello spostamento $d_{k,0}$ (spostamento ultimo) ovvero il raggiungimento del collasso. Tale configurazione può essere ottenuta esprimendo la geometria in una generica

configurazione variata, funzione della rotazione finita $\theta_{k,0}$ applicando il Principio dei Lavori Virtuali, avendo posto $\alpha=0$.

$$\alpha = \alpha_0 \left(\frac{1-d_k}{d_{k,0}} \right) \quad (\text{C8A - 4.2})$$

Nota l'andamento del moltiplicatore orizzontale α dei carichi in funzione dello spostamento d_k del punto di controllo della struttura, deve essere definita la curva di capacità dell'oscillatore equivalente, come relazione tra l'accelerazione a^* e lo spostamento d^* . Successivamente può essere valutata la massa partecipante al cinematismo M^* considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi, associati al cinematismo, come una forma modale di vibrazione:

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2} \quad (\text{C8A - 4.3})$$

dove:

$n+m$ è il numero delle forze peso P_i applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;

$\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i .

L'accelerazione sismica spettrale a^* si ottiene moltiplicando per l'accelerazione di gravità il moltiplicatore α e dividendolo per la frazione di massa partecipante al cinematismo.

L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo vale quindi:

$$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* F_c} = \frac{\alpha_0 g}{e^* F_c} \quad (\text{C8A - 4.4})$$

dove:

g è l'accelerazione di gravità;

e^* è la frazione di massa partecipante della struttura;

F_c è il fattore di confidenza valutato in precedenza.

Nota lo spostamento del punto di controllo d_k è possibile definire, in via approssimata, lo spostamento spettrale equivalente con riferimento agli spostamenti virtuali valutati sulla configurazione iniziale:

$$d^* = d_k \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}} \quad (\text{C8A - 4.5})$$

dove:

$n+m, P_i, d_{x,i}$ sono definiti come sopra

$d_{x,k}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto k , assunto come riferimento per la determinazione dello spostamento d_k . Nel caso in cui la curva presenti un andamento lineare (i), fatto che si verifica quando le diverse azioni vengono mantenute costanti, la curva di capacità è descritta come:

$$\alpha^* = \alpha_0^* \left(\frac{1-d^*}{d_0^*} \right) \quad (\text{C8A - 4.6})$$

dove:

d_0^* è lo spostamento spettrale equivalente corrispondente allo spostamento $d_{k,0}$.

Nel caso in cui siano presenti forze esterne di entità v ariabile, la curva è assunta lineare a tratti.

La resistenza e la capacità di spostamento relativa allo Stato limite di danno (SLD) e Stato limite di salvaguardia della vita (SLV) sono valutate sulla curva di capacità, in corrispondenza dei punti seguenti:

- SLD: dall' accelerazione spettrale a_0^* corrispondente all'attivazione del meccanismo di danno;
- SLV: dallo spostamento spettrale d_u^* corrispondente al minore fra gli spostamenti così definiti:
 - il 40% dello spostamento per cui si annulla l'accelerazione spettrale a^* , valutata su una curva in cui si considerino solamente le azioni di cui è verificata la presenza fino al collasso;
 - lo spostamento corrispondente a situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi della costruzione (ad esempio, sfilamento di travi), nei casi in cui questo sia valutabile.

Nel caso di meccanismi locali lo stato limite di danno (SLD) corrisponde all'insorgere di fessurazioni che interessano solo una parte della struttura; pertanto nel caso di edifici esistenti in muratura, pur essendo auspicabile il soddisfacimento di questo stato limite, la verifica non è richiesta.

6.6 Verifiche di sicurezza

Stato limite di danno

La verifica di sicurezza nei confronti dello Stato limite di danno è soddisfatta qualora l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo sia superiore all'accelerazione di picco della domanda sismica.

In un elemento isolato o in una porzione della costruzione appoggiata a terra, bisogna confrontare l'accelerazione di attivazione del meccanismo con l'accelerazione al suolo, ovvero lo spettro elastico valutato per $T=0$:

$$a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S \quad (\text{C8A - 4.7})$$

dove:

a_g è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento come definiti al § 3.2 delle NTC 2008;

S è definito al § 3.2.3.2.1 delle NTC 2008 ed è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.

Se il meccanismo locale non interessa un elemento isolato ma una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematiso è in genere amplificata rispetto a quella al suolo. In aggiunta alla (i), si verifica anche che:

$$a_0^* \geq S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \quad (C8A - 4.8)$$

dove:

$S_e(T_1)$ è lo spettro elastico definito nel § 3.2.3.2.1 delle NTC, funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto (in questo caso 63%) e del periodo di riferimento V_R come definiti al § 3.2. delle NTC, calcolato per il periodo T_1 ;

T_1 è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata;

$\psi(Z)$ è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio; in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\psi(Z) = Z/H$, dove H è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione;

Z è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura;

γ è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale (in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\gamma = 3N/(2N+1)$, con N numero di piani dell'edificio).

Stato limite di salvaguardia della vita

Per la verifica allo Stato limite di salvaguardia della vita dei meccanismi locali, si possono utilizzare due differenti criteri.

Verifica semplificata con fattore di struttura q (analisi cinematica lineare):

Nel caso di un elemento isolato o una porzione della costruzione appoggiata a terra, la verifica è soddisfatta se l'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo soddisfa la seguente disuguaglianza:

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{V_R}) \cdot S}{q} \quad (C8A - 4.9)$$

dove:

a_g è in funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento come definiti al § 3.2 delle NTC;

S è definito al § 3.2.3.2.1 delle NTC;

q è il fattore di struttura, che può essere assunto uguale a 2,00.

Nel caso, invece, di una porzione di costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematisimo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo, oltre alla (i) si deve verificare anche la:

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \quad (\text{C8A - 4.10})$$

dove:

$S_e(T_1)$, $\psi(Z)$ e γ sono definite come in precedenza, tenendo conto che lo spettro di risposta è riferito alla probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento V_R .

Verifica mediante spettro di capacità (analisi cinematica non lineare)

La verifica consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo d_u^* del meccanismo locale e la domanda di spostamento ottenuta dallo spettro di spostamento in corrispondenza del periodo secante T_s .

Definito lo spostamento $d_s^* = 0,4d_u^*$ ed individuata sulla curva di capacità l'accelerazione a_s^* , corrispondente allo spostamento d_s^* , il periodo secante è

calcolato come $T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}}$

La domanda di spostamento $\Delta_d(T_s)$ è pari a:

- nel caso di elemento isolato o porzione di costruzione appoggiata a terra, la verifica di sicurezza nei confronti dello Stato limite di salvaguardia della vita si considera soddisfatta se:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) \quad (\text{C8A-4.11})$$

dove:

S_{De} è lo spettro di risposta elastico in spostamento, definito al § 3.2.3.2.2 delle NTC.

- nel caso di porzione di costruzione posta ad una certa quota, deve essere considerato lo spettro di risposta in spostamento del moto alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematisimo. Bisogna verificare, oltre alla (i), anche la:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \frac{T_s}{T_1}}} \quad (\text{C8A - 4.12})$$

6.7 Verifica dei Macroelementi

Sono stati seguiti due diversi tipi di approcci per il caso oggetto di studio, infatti la facciata sud è stata studiata sia come un unico macroelemento sia suddividendola in tre macroelementi verticali. Questo al fine di effettuare un'analisi il più esaustiva possibile non avendo come punto di partenza un quadro fessurativo che giustificasse questo tipo di scelta. Tra i meccanismi possibili l'unico che è stato studiato è quello di ribaltamento fuori piano, data la conformazione dell'edificio.

Essendo un edificio in aggregato e con due soli lati liberi, il numero dei macroelementi individuabili risulta ridotto. Infatti, sui lati est ed ovest, quelli in comune con altri edifici, sono stati individuati due macroelementi che interessano la parte superiore della parete. I restanti sono stati localizzati sulla facciata nord e sud, quest'ultima presentando un portico al piano terra subisce un meccanismo parziale.

Di seguito vengono riportate le piante che raffigurano le due diverse strade seguite per l'analisi locale.

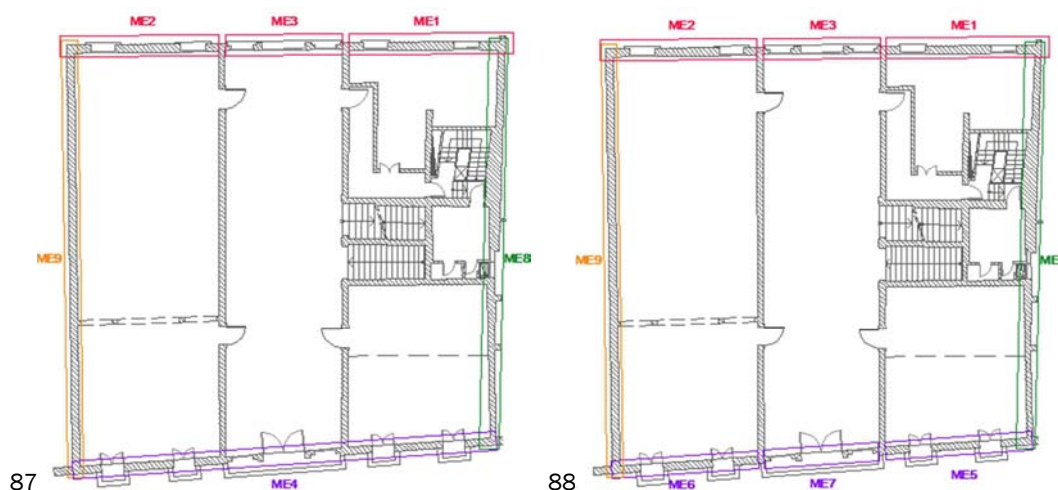
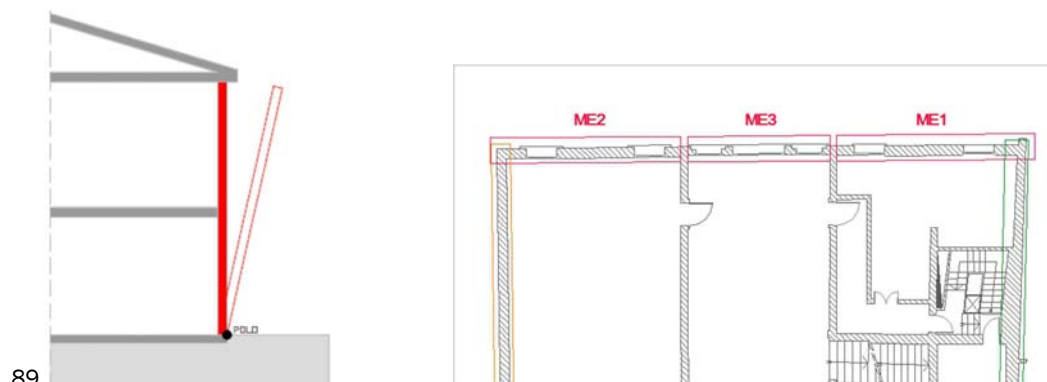


Figure 87 - 88
Mappe dei macroelementi scelti per l'analisi locale.

Macroelemento 1 – Cinematismo 1

Di seguito viene presentata per esteso l'analisi del meccanismo corrispondente al ribaltamento fuori piano della fascia verticale ad est della facciata nord verso il cortile interno.

Figura 89
Rappresentazione in sezione del meccanismo di ribaltamento rispetto al polo di rotazione. Riferimento planimetrico sulla destra.



89

Nella tabella successiva vengono indicati tutti i parametri necessari per il calcolo del coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso.

Tabella 12

Parametri necessari al calcolo del coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso.

DATI GEOMETRICI		DATI MATERIALE		CARICHI	
$b_1 =$	0,41 m	$f_m =$	240 MPa	$P_1 =$	271,79 kN
$b_2 =$	0,41 m	$\tau_0 =$	6 MPa	$N_1 =$	30,93 kN
$h_1 =$	6,03 m	$\gamma =$	18 kN/m ³	$N_{mez1} =$	30,93 kN
$h_2 =$	6,46 m	$\gamma_m =$	2	$P_2 =$	318,57 kN
$d_1 =$	0,27 m	$f_d =$	0,89 MPa	$N_2 =$	21,17 kN
$d_2 =$	0,27 m	$f_{vd} =$	0,022 MPa	$N_{mez2} =$	21,22 kN
$l =$	7,90 m	$t =$	0,066 m		
$N =$	2				
$z =$	0,00 m				
$A_{finP1} =$	10,81 m ²				
$A_{finP2} =$	7,87 m ²				
$A_{sol1} =$	3,24 m ²				
$A_{sol2} =$	3,57 m ²				

Ipotizzando una cerniera plastica alla base del paramento murario si ricava il valore del moltiplicatore critico calcolando il rapporto fra momento stabilizzante e ribaltante.

$$\alpha = \frac{P_1 \cdot \left(\frac{b_1}{2} - t\right) + N_1 \cdot (d_1 - t) + P_2 \cdot \left(\frac{b_2}{2} - t\right) + N_2 \cdot (d_2 - t)}{P_1 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right) + N_1 \cdot (h_1) + P_2 \cdot \left(\frac{h_2}{2} + h_1\right) + N_2 \cdot (h_1 + h_2)} = 0,023$$

Una volta ottenuto α , si procede determinando gli spostamenti virtuali delle forze in gioco e calcolando i valori rispettivamente della massa partecipante al

meccanismo, la frazione di massa partecipante ed infine l'accelerazione spettrale simica.

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i})^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2} = 57,5 \text{ kN}$$

$$e^* = \frac{gM^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} = 0,81$$

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* F_c} = \frac{\alpha_0 g}{e^*} = 0,273 \text{ m/s}^2$$

Verifica dello Stato Limite di salvaguardia della Vita con analisi lineare:

Affinché il cinematisimo risulti verificato è necessario controllare che l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo soddisfi la condizione seguente:

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q} = \frac{0,97 \cdot 1,8}{2} = 0,874 \text{ m/s}^2$$

$$a_0^* = 0,273 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} < 0,874 \text{ m/s}^2$$

La verifica lineare risulta non soddisfatta (31%).

Verifica dello Stato Limite di salvaguardia della Vita con analisi non

lineare:

Si deve determinare l'angolo θ_{k0} , a cui corrisponde lo spostamento d_{k0} del punto di controllo considerato, che caratterizza la configurazione per cui si ha l'annullamento del moltiplicatore α e quindi del momento stabilizzante M_S .

θ_{k0} si ottiene ponendo uguale a zero l'equazione relativa al momento stabilizzante:

$$M_S = \sum_{i=1}^n P_i R_{P_i} \cos(\beta_{P_i} + \vartheta_{k0}) = 0 \quad \rightarrow \quad \vartheta_{k0} = 0,0226109 \text{ rad}$$

Dove:

$$\beta_{P_i} = \text{arctg} \left(\frac{\frac{h_{P_i}}{2}}{\frac{b_i}{2}} \right)$$

$$R_{P_i} = \sqrt{\left(\frac{h_{P_i}}{2}\right)^2 + \left(\frac{b_i}{2}\right)^2}$$

Deriva che:

$$d_{k0} = h_{\text{bar}} \sin \vartheta_{k0} = 0,149 \text{ m}$$

Essendo:

$$h_{\text{bar}} = \frac{P_1 \cdot \left(\frac{h_1}{2}\right) + N_1 \cdot h_1 + P_2 \cdot \left(h_1 + \frac{h_2}{2}\right) + N_2 \cdot (h_1 + h_2)}{P_1 + N_1 + P_2 + N_2} = 6,58 \text{ m}$$

Lo spostamento spettrale d_0^* dell'oscillatore equivalente ad 1 G.D.L. è dato da:

$$d_0^* = d_{k0} \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}} = 0,183 \text{ m}$$

Lo spostamento ultimo d_u^* risulta essere:

$$d_u^* = 0,4 d_0^* = 0,07 \text{ m}$$

Lo spostamento spettrale valutato in conformità del periodo secante T_s è:

$$d_s^* = 0,4 d_u^* = 0,029 \text{ m}$$

L'accelerazione corrispondente è:

$$a_s^* = a_0^* \left(\frac{1 - d_s^*}{d_0^*} \right) = 0,23 \text{ m/s}^2$$

Il periodo secante vale:

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}} = 2,25 \text{ sec}$$

Di seguito sono riassunti tutti i parametri necessari per la verifica non lineare.

Tabella 13
Tabella con
parametri necessari
per la verifica non
lineare.

PARAMETRI	VERIFICA SLV NON LINEARE
$h_{\text{bar}} = 6,58 \text{ m}$	$S_{De}^I = S_{De}(T_s)$
$d_{k0} = 0,15 \text{ m}$	$S_{De}^{II} = S_{De}(T_1) \cdot \gamma \cdot \psi \cdot (T_s/T_1)^2 / \sqrt{((1 - (T_s/T_1)^2) + 0,02(T_s/T_1))}$
$d_0^* = 0,18 \text{ m}$	$S_{De}^I = 0,168 \text{ m/s}^2$
$d_u^* = 0,07 \text{ m}$	$S_{De}^{II} = 0,000 \text{ m/s}^2$
$d_s^* = 0,03 \text{ m}$	$d_u^* > \max(S_{De}^I; S_{De}^{II}) \rightarrow 0,07 < \max(0,168; 0,00)$
$a_s^* = 0,23 \text{ m/s}^2$	NON VERIFICATA (44%)
$T_s = 2,25 \text{ s}$	

Anche la verifica non lineare risulta non soddisfatta. Si deve quindi procedere al calcolo dei tiranti.

Calcolo dei Tiranti

Con il nome di tirante si indica solitamente una barra d'acciaio che collega due murature fra di loro con lo scopo di garantirne un movimento sincrono durante l'azione sismica e impedire fenomeni di ribaltamento fuori dal piano. Le barre di acciaio si innestano nella muratura a livello dei solai e si agganciano a quest'ultime mediante l'utilizzo di piastre di ancoraggio.

Dal punto di vista del modello di calcolo, le tirantature, da inserire ai diversi piani, sono schematizzabili come forze orizzontali di tipo stabilizzante. Si ipotizza un acciaio di tipo AISI 304L con tensione di snervamento $f_y = 240 \text{ MPa}$, il diametro delle barre utilizzate è di 12 mm e i paletti ancoraggio hanno dimensione 80x4 cm. Le caratteristiche della muratura sono quelle assunte in precedenza per il calcolo dei meccanismi di collasso.

Si determina quindi la portata di un singolo tirante che è data dal minimo tra i seguenti valori di resistenza:

$$T_{\text{singolo}} < \min(T_A, T_B, T_C)$$

- T^I : il meccanismo di rottura relativa allo snervamento dei tiranti:

$$T^I = A_s \cdot f_y$$

- T^{II} : il meccanismo di rottura relativo al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio:

$$T^{II} = f_y \cdot [2(a+t) + 2(b+t)]$$

- T^{III} : il meccanismo di rottura relativo alla resistenza del muro nei confronti della penetrazione dell'ancoraggio, dovuto all'eccesso di pressione nel contatto:

$$T^{III} = \sigma_r \cdot a \cdot b$$

Dove:

f_y è la tensione di snervamento dei tiranti;

A_s è l'area della sezione trasversale dei tiranti;

a e b sono rispettivamente la larghezza e la lunghezza dei paletti di ancoraggio;

t è lo spessore della parete su cui sono ancorati i tiranti;

σ_r è la resistenza a compressione di calcolo della muratura;

f_v è la resistenza a taglio di calcolo della muratura.

La tensione nei tiranti viene calcolata prima imponendo un equilibrio alla rotazione relativa a tutta la facciata, dalla quale si ricava il valore del primo tirante, poi attraverso una semplice proporzione lineare fatta sull'altezza si ricavano i restanti. In particolare, con l'intenzione di soddisfare la verifica SLV lineare proposta dalla normativa sismica, si ottiene un nuovo valore di α che deriva dal massimo valore di accelerazione spettrale a_0^* ottenuto in precedenza nel calcolo del meccanismo di collasso. Quindi, nell'equazione di equilibrio si ha una sola incognita che coincide con la tensione del tirante al piano considerato. Tale tensione deve essere confrontata con il valore di resistenza T_{singolo} al fine di determinare il numero di tiranti da disporre al piano oggetto di analisi. Di seguito si riportano i passaggi matematici relativi a quanto esposto:

Calcolo coefficiente α :

$$\alpha_0 = \frac{a_0^* \cdot e^*}{g} = 0,072$$

Equilibrio con Polo alla base della parete:

$$M_S = \alpha M_R \quad \rightarrow$$

$$T_2 = \frac{1}{(h_1+h_2)} \left[\alpha \left(P_2 \left(\frac{h_2}{2} + h_1 \right) + N_2 (h_2 + h_1) + P_1 \left(\frac{h_1}{2} \right) + N_1 h_1 \right) - \left(P_2 \left(\frac{b_2}{2} \cdot t_1 \right) + N_2 (d_2 \cdot t_1) + P_1 \left(\frac{b_1}{2} \cdot t_1 \right) + N_1 (d_1 \cdot t_1) \right) \right] = 18,19 \text{ kN}$$

Essendo t_1 l'arretramento della cerniera plastica.

Calcolo dei tiranti ai piani inferiori:

$$T_1 = \frac{T_2 \cdot h_1}{h_1 + h_2}$$

Di seguito la tabella che raccoglie i parametri e i risultati del calcolo dei tiranti.

Tabella 14

Tabella che riassume tutte le fasi per il calcolo dei tiranti. Si procede con l'equilibrio alla rotazione dell'intera parete ottenendo il valore del tirante in sommità. I restanti vengono calcolati mediante una proporzione lineare con l'altezza. Infine si procede con le verifiche.

DATI	CALCOLO TIRANTI	VERIFICHE TIRANTI
$\varnothing_{\text{TIRANTI}} = 12 \text{ mm}$	$T_2 = (M_R - M_S) / (h_1 + h_2) = 18,19 \text{ kN}$	$T^I = 27,13 \text{ kN}$
$a_{\text{PALETTI}} = 0,80 \text{ m}$	$T_1 = T_2 \cdot h_2 / (h_1 + h_2) = 8,78 \text{ kN}$	$T^{II} = 30,25 \text{ kN}$
$b_{\text{PALETTI}} = 0,04 \text{ m}$	$T_1, T_2 < \min(T^I, T^{II}, T^{III})$	$T^{III} = 28,44 \text{ kN}$
$f_y = 240 \text{ MPa}$		

Di seguito vengono elencati i vari macroelementi individuati con i cinematismi relativi. Non essendo presente un quadro fessurativo esteso e ben individuabile non è stato possibile definire in maniera certa per cui per una stessa porzione di muratura sono stati individuati più macroelementi possibile in modo da trovare il caso peggiore.

Il procedimento di verifica si svolge analogamente ai precedenti per cui le tabelle con i calcoli effettuati e i risultati ottenuti sono presenti in allegato.

Macroelemento 1 – Cinematismo 2

Di seguito viene analizzato il meccanismo parziale relativo al macroelemento 1 che consiste nel ribaltamento semplice della parete relativa al piano primo attraverso una rotazione attorno alla cerniera cilindrica posta alla base della parete del piano primo.

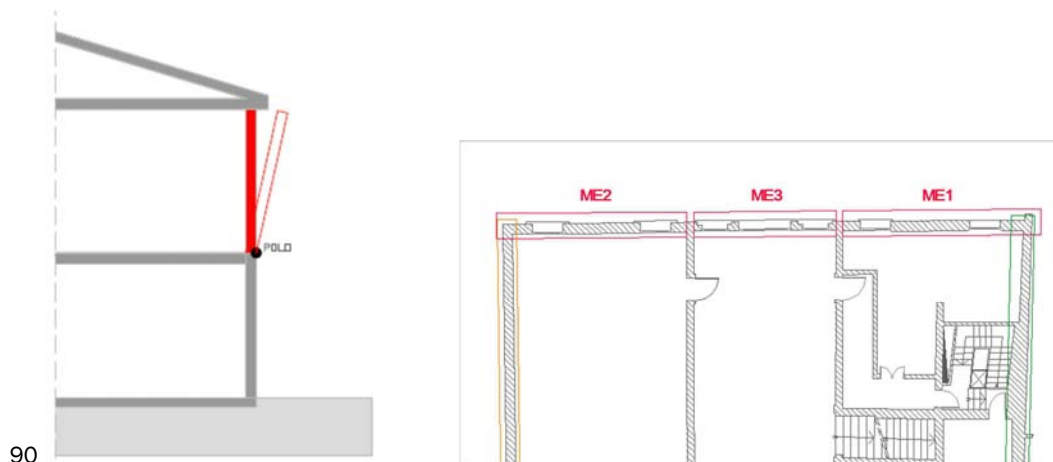


Figura 90
Rappresentazione in sezione del meccanismo di ribaltamento rispetto al polo di rotazione. Riferimento planimetrico sulla destra.

Si procede successivamente al calcolo degli spostamenti orizzontali $\delta_{x,i}$, della massa partecipante M^* , della sua frazione e^* e dell'accelerazione sismica spettrale a^* . Si svolge prima la verifica lineare allo SLV, ed essendo questa non soddisfatta, si procede mediante verifica non lineare allo SLV, la quale risulta anch'essa non soddisfatta. Quindi a questo punto, come nel caso precedente, si calcolano i tiranti.

Macroelemento 2 – Cinematismo 1

Di seguito viene presentata l'analisi del meccanismo corrispondente al ribaltamento fuori piano della fascia verticale ad ovest della facciata nord verso il cortile interno.

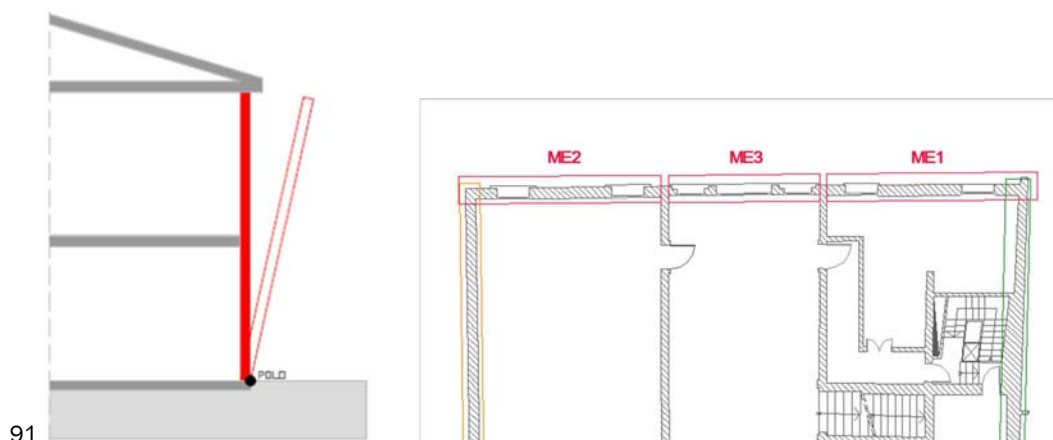


Figura 91
Rappresentazione in sezione del meccanismo di ribaltamento rispetto al polo di rotazione. Riferimento planimetrico sulla destra.

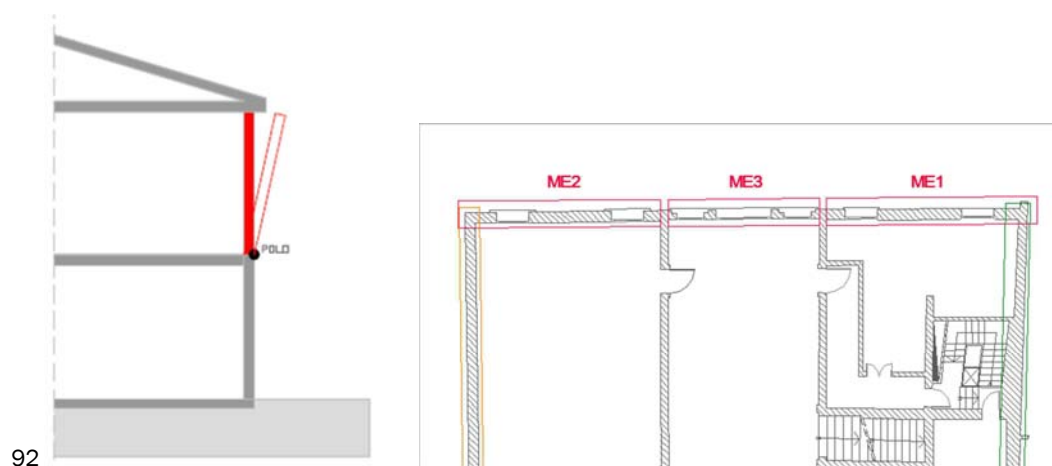
Si procede successivamente al calcolo degli spostamenti orizzontali $\delta_{x,i}$, della massa partecipante M^* , della sua frazione e^* e dell'accelerazione sismica spettrale a^* . Si svolge prima la verifica lineare allo SLV, ed essendo questa

non soddisfatta, si procede mediante verifica non lineare allo SLV, la quale risulta anch'essa non soddisfatta. Quindi a questo punto, come nel caso precedente, si calcolano i tiranti.

Macroelemento 2 – Cinematismo 2

Di seguito viene analizzato il meccanismo parziale relativo al macroelemento 2 che consiste nel ribaltamento semplice della parete relativa al piano primo attraverso una rotazione attorno alla cerniera cilindrica posta alla base della parete del piano primo.

Figura 92
Rappresentazione in sezione del meccanismo di ribaltamento rispetto al polo di rotazione. Riferimento planimetrico sulla destra.



Si procede successivamente al calcolo degli spostamenti orizzontali $\delta_{x,i}$, della massa partecipante M^* , della sua frazione e^* e dell'accelerazione sismica spettrale a^* . Si svolge prima la verifica lineare allo SLV, ed essendo questa non soddisfatta, si procede mediante verifica non lineare allo SLV, la quale risulta anch'essa non soddisfatta. Quindi a questo punto, come nel caso precedente, si calcolano i tiranti.

Macroelemento 3 – Cinematismo 1

Di seguito viene presentata l'analisi del meccanismo corrispondente al ribaltamento fuori piano della fascia verticale centrale della facciata nord verso il cortile interno.

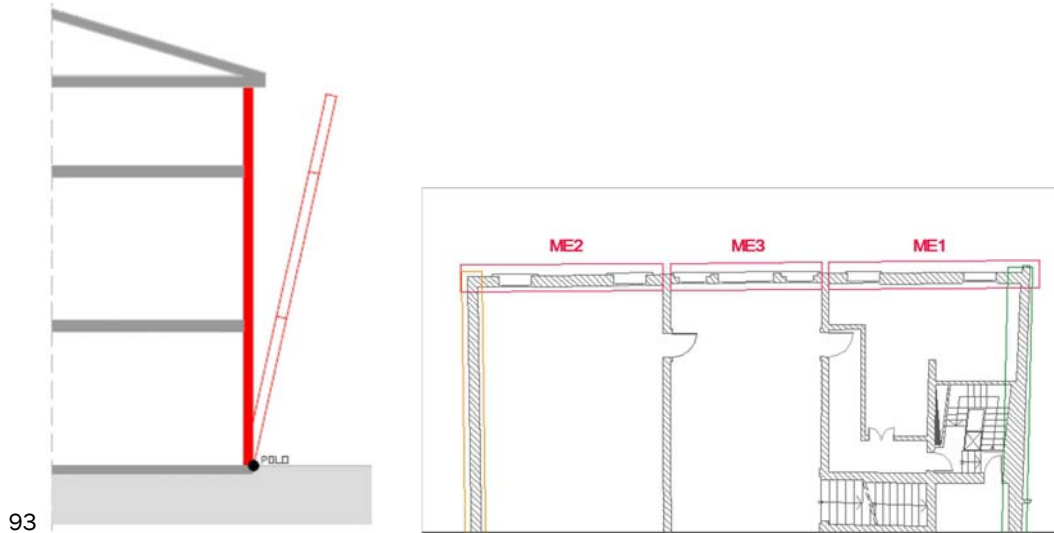


Figura 93
Rappresentazione in sezione del meccanismo di ribaltamento rispetto al polo di rotazione. Riferimento planimetrico sulla destra.

Si procede successivamente al calcolo degli spostamenti orizzontali $\delta_{x,i}$, della massa partecipante M^* , della sua frazione e^* e dell'accelerazione sismica spettrale a^* . Si svolge prima la verifica lineare allo SLV, ed essendo questa non soddisfatta, si procede mediante verifica non lineare allo SLV, la quale risulta anch'essa non soddisfatta. Quindi a questo punto, come nel caso precedente, si calcolano i tiranti.

Macroelemento 3 – Cinematismo 2

Di seguito viene presentata l'analisi del meccanismo corrispondente al ribaltamento fuori piano della fascia verticale centrale della facciata nord verso il cortile interno. La facciata è stata studiata come un'unica parete il cui spessore è dato dalla media di quello delle tre pareti.

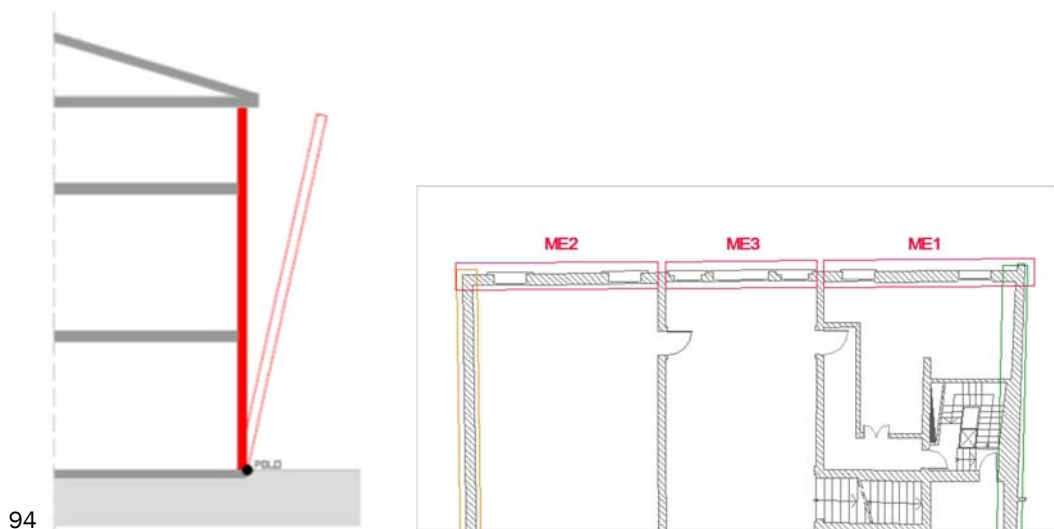


Figura 94
Rappresentazione in sezione del meccanismo di ribaltamento rispetto al polo di rotazione. Riferimento planimetrico sulla destra.

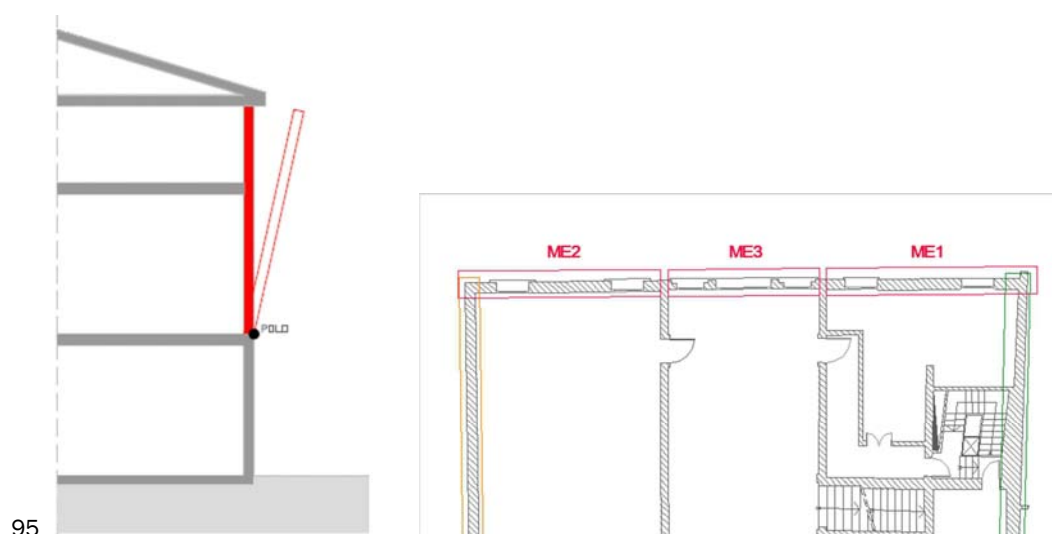
Si procede successivamente al calcolo degli spostamenti orizzontali $\delta_{x,i}$, della massa partecipante M^* , della sua frazione e^* e dell'accelerazione sismica spettrale a^* . Si svolge prima la verifica lineare allo SLV, ed essendo questa non soddisfatta, si procede mediante verifica non lineare allo SLV, la quale risulta anch'essa non soddisfatta. Quindi a questo punto, come nel caso precedente, si calcolano i tiranti.

Macroelemento 3 – Cinematismo 3

Di seguito viene analizzato il meccanismo parziale relativo al macroelemento 3 che consiste nel ribaltamento semplice della parete relativa al piano primo e del piano secondo attraverso una rotazione attorno alla cerniera cilindrica posta alla base della parete del piano primo.

Figura 95

Rappresentazione in sezione del meccanismo di ribaltamento rispetto al polo di rotazione. Riferimento planimetrico sulla destra.



Si procede successivamente al calcolo degli spostamenti orizzontali $\delta_{x,i}$, della massa partecipante M^* , della sua frazione e^* e dell'accelerazione sismica spettrale a^* . Si svolge prima la verifica lineare allo SLV, ed essendo questa non soddisfatta, si procede mediante verifica non lineare allo SLV, la quale risulta anch'essa non soddisfatta. Quindi a questo punto, come nel caso precedente, si calcolano i tiranti.

Macroelemento 3 – Cinematismo 4

Di seguito viene analizzato il meccanismo parziale relativo al macroelemento 3 che consiste nel ribaltamento semplice della parete relativa al piano secondo attraverso una rotazione attorno alla cerniera cilindrica posta alla base della parete del piano secondo.

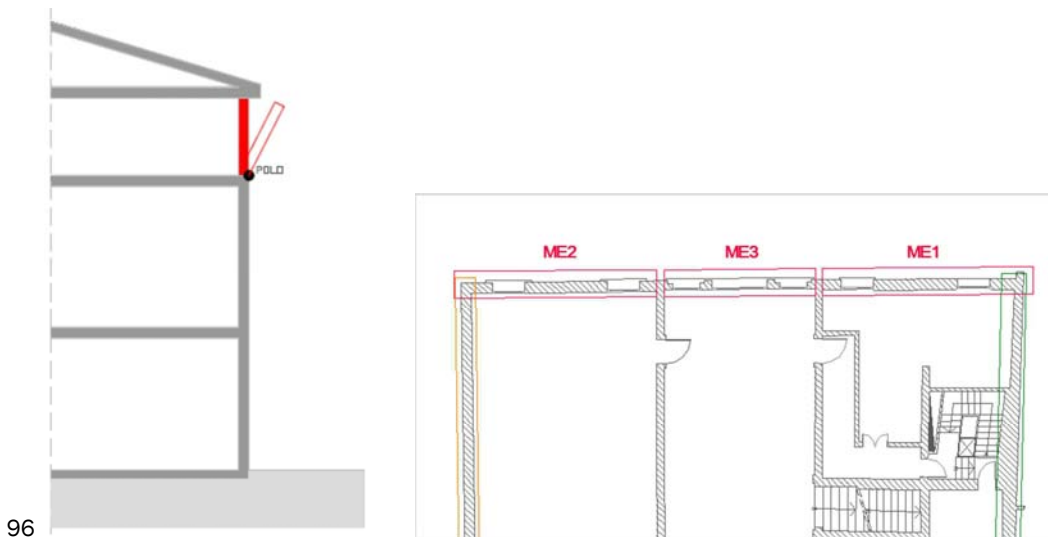


Figura 96
Rappresentazione in sezione del meccanismo di ribaltamento rispetto al polo di rotazione. Riferimento planimetrico sulla destra.

96

Si procede successivamente al calcolo degli spostamenti orizzontali $\delta_{x,i}$, della massa partecipante M^* , della sua frazione e^* e dell'accelerazione sismica spettrale a^* . Si svolge prima la verifica lineare allo SLV, ed essendo questa non soddisfatta, si procede mediante verifica non lineare allo SLV, la quale risulta anch'essa non soddisfatta. Quindi a questo punto, come nel caso precedente, si calcolano i tiranti.

Macroelemento 3 – Cinematismo 5

Di seguito viene analizzato il meccanismo relativo al macroelemento 3 che consiste nella formazione di catena cinematica nel piano. L'azione sismica provoca la rotazione rigida di una porzione triangolare dei pannelli murari, mentre la fascia muraria superiore trasla. Essendo tutti i pannelli della stessa altezza la rotazione rigida è univoca e viene indicata come ψ . Le verifiche si svolgono mediante l'applicazione del principio dei lavori virtuali.

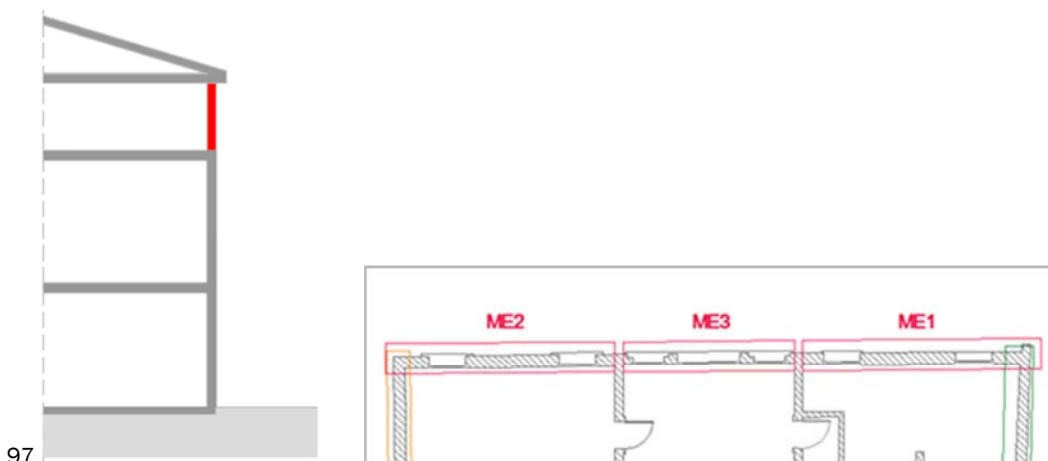
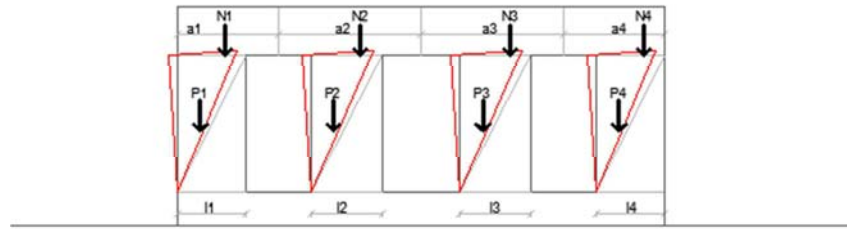


Figura 97
Rappresentazione del meccanismo di catena cinematica nel piano e riferimento planimetrico.

97



Si procede successivamente al calcolo degli spostamenti orizzontali $\delta_{x,i}$ e verticali $\delta_{y,i}$, della massa partecipante M^* , della sua frazione e^* e dell'accelerazione sismica spettrale a^* .

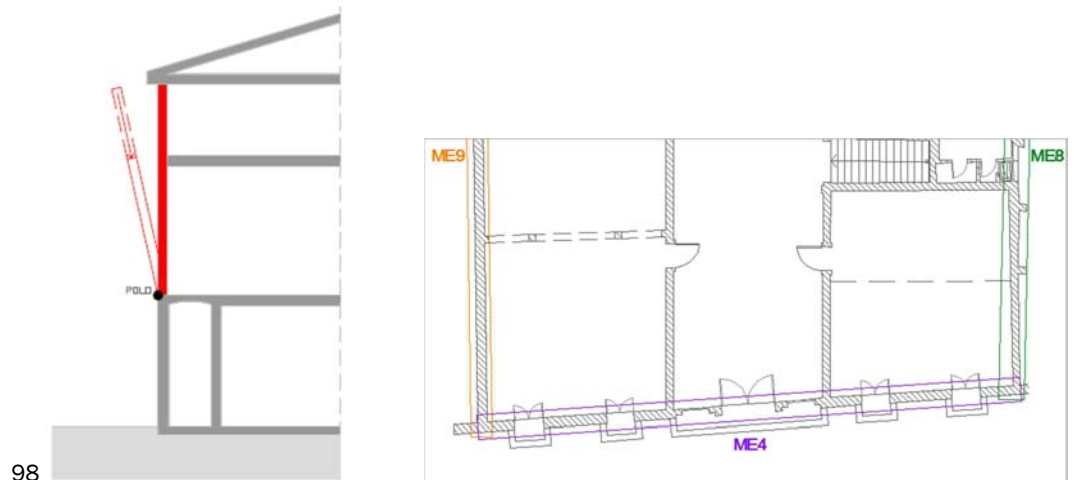
Si svolge prima la verifica lineare allo SLV, ed essendo questa soddisfatta non è necessario procedere oltre.

Macroelemento 4 – Cinematismo 1

Di seguito viene presentata l'analisi del meccanismo parziale corrispondente al ribaltamento fuori piano della facciata sud verso la via principale. Il meccanismo consiste nel ribaltamento semplice della parete del primo piano attraverso una rotazione attorno alla cerniera cilindrica posta alla base di questo, dove il piano secondo viene pensato come un carico applicato in sommità.

Figura 98

Rappresentazione in sezione del meccanismo di ribaltamento rispetto al polo di rotazione. Riferimento planimetrico sulla destra.



Si procede successivamente al calcolo degli spostamenti orizzontali $\delta_{x,i}$, della massa partecipante M^* , della sua frazione e^* e dell'accelerazione sismica spettrale a^* . Si svolge prima la verifica lineare allo SLV, ed essendo questa non soddisfatta, si procede mediante verifica non lineare allo SLV, la quale risulta anch'essa non soddisfatta. Quindi a questo punto, come nel caso precedente, si calcolano i tiranti.

Macroelemento 5 – Cinematismo 1

Di seguito viene presentata l'analisi del meccanismo corrispondente al ribaltamento fuori piano della fascia ad est della facciata sud verso la via principale.

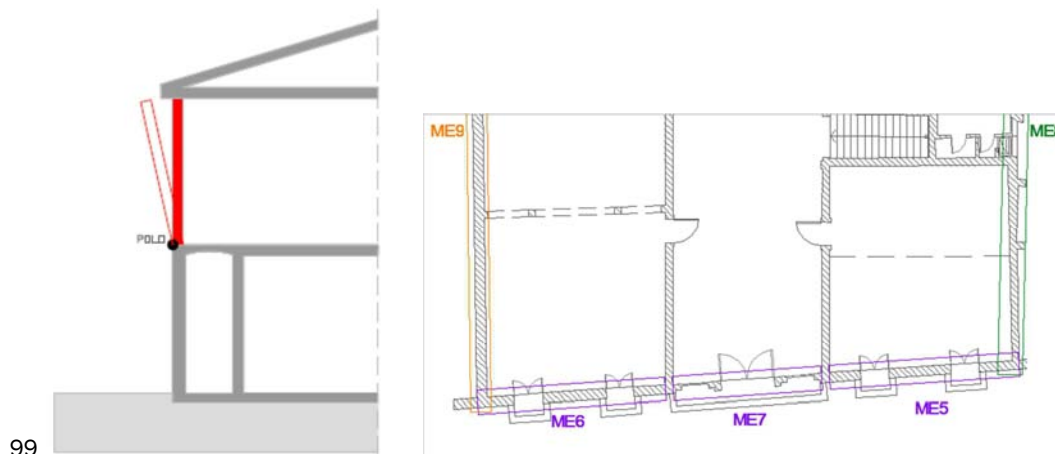


Figura 99
Rappresentazione in sezione del meccanismo di ribaltamento rispetto al polo di rotazione. Riferimento planimetrico sulla destra.

Si procede successivamente al calcolo degli spostamenti orizzontali $\delta_{x,i}$, della massa partecipante M^* , della sua frazione e^* e dell'accelerazione sismica spettrale a^* . Si svolge prima la verifica lineare allo SLV, ed essendo questa non soddisfatta, si procede mediante verifica non lineare allo SLV, la quale risulta anch'essa non soddisfatta. Quindi a questo punto, come nel caso precedente, si calcolano i tiranti.

Macroelemento 6 – Cinematismo 1

Di seguito viene presentata l'analisi del meccanismo corrispondente al ribaltamento fuori piano della fascia ad ovest della facciata sud verso la via principale.

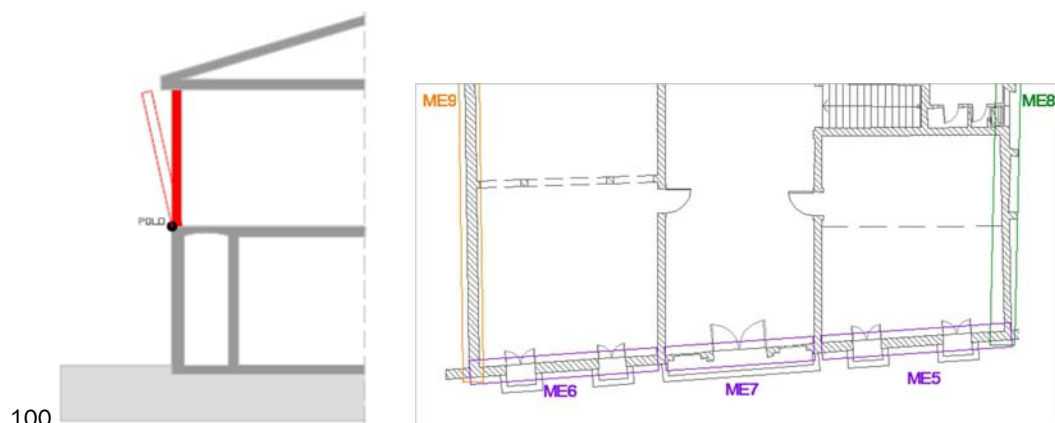


Figura 100
Rappresentazione in sezione del meccanismo di ribaltamento rispetto al polo di rotazione. Riferimento planimetrico sulla destra.

Si procede successivamente al calcolo degli spostamenti orizzontali $\delta_{x,i}$, della massa partecipante M^* , della sua frazione e^* e dell'accelerazione sismica spettrale a^* . Si svolge prima la verifica lineare allo SLV, ed essendo questa non soddisfatta, si procede mediante verifica non lineare allo SLV, la quale

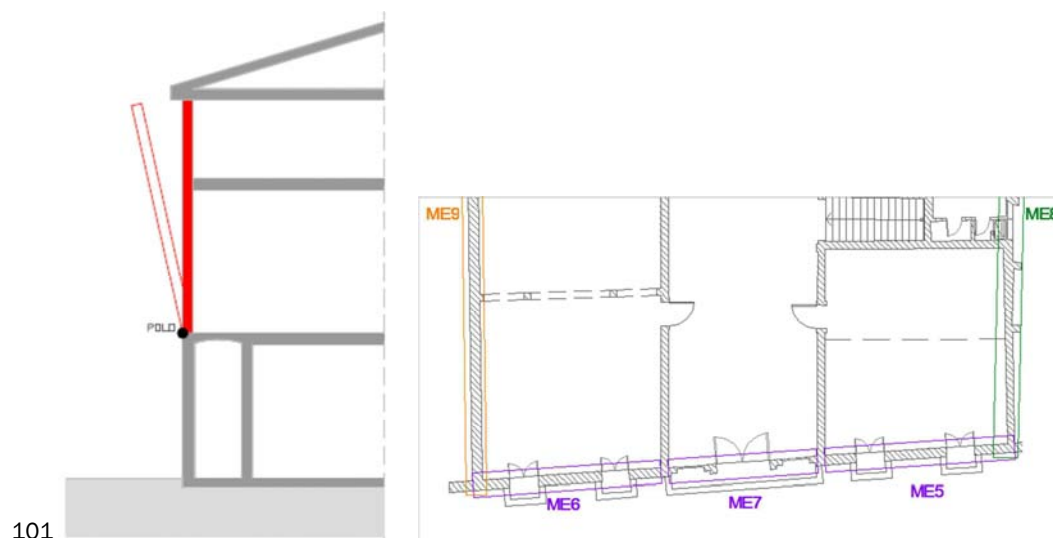
risulta anch'essa non soddisfatta. Quindi a questo punto, come nel caso precedente, si calcolano i tiranti.

Macroelemento 7 – Cinematismo 1

Di seguito viene presentata l'analisi del meccanismo corrispondente al ribaltamento fuori piano della fascia centrale della facciata sud verso la via principale. La facciata è stata studiata come un'unica parete il cui spessore è dato dalla media di quello delle due pareti.

Figura 101

Rappresentazione in sezione del meccanismo di ribaltamento rispetto al polo di rotazione. Riferimento planimetrico sulla destra.



Si procede successivamente al calcolo degli spostamenti orizzontali $\delta_{x,i}$, della massa partecipante M^* , della sua frazione e^* e dell'accelerazione sismica spettrale a^* . Si svolge prima la verifica lineare allo SLV, ed essendo questa non soddisfatta, si procede mediante verifica non lineare allo SLV, la quale risulta anch'essa non soddisfatta. Quindi a questo punto, come nel caso precedente, si calcolano i tiranti.

Macroelemento 7 – Cinematismo 2

Di seguito viene presentata l'analisi del meccanismo corrispondente al ribaltamento fuori piano del secondo piano della fascia centrale della facciata sud verso la via principale.

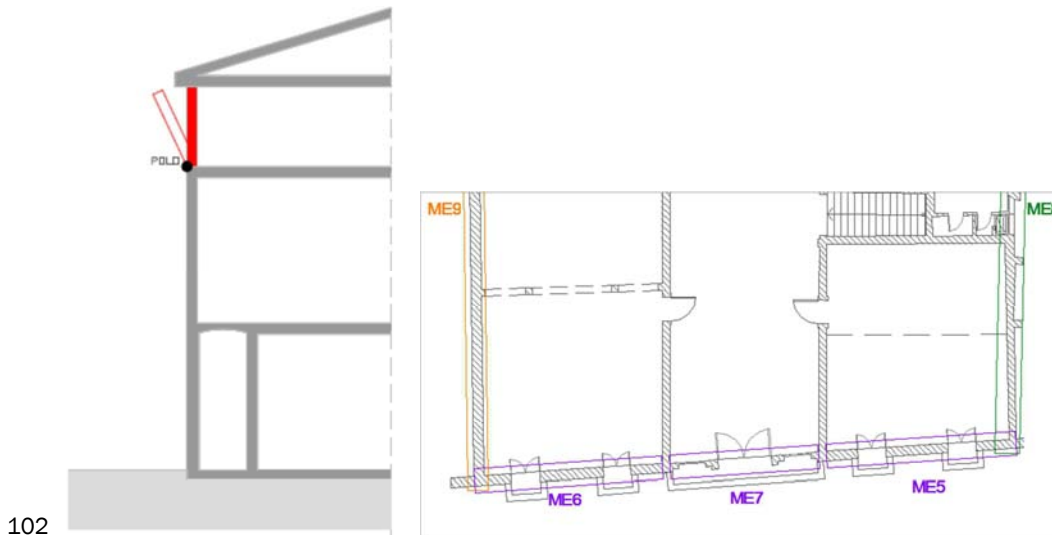


Figura 102
Rappresentazione in sezione del meccanismo di ribaltamento rispetto al polo di rotazione. Riferimento planimetrico sulla destra.

102

Si procede successivamente al calcolo degli spostamenti orizzontali $\delta_{x,i}$, della massa partecipante M^* , della sua frazione e^* e dell'accelerazione sismica spettrale a^* . Si svolge prima la verifica lineare allo SLV, ed essendo questa non soddisfatta, si procede mediante verifica non lineare allo SLV, la quale risulta anch'essa non soddisfatta. Quindi a questo punto, come nel caso precedente, si calcolano i tiranti.

Macroelemento 8 – Cinematismo 1

Di seguito viene analizzato il meccanismo globale relativo al macroelemento 8, corrispondente alla parete ad est rivolta verso la casa del direttore, di un piano più bassa. Il meccanismo consiste nel ribaltamento semplice della parete del secondo mezzanino attraverso una rotazione attorno alla cerniera cilindrica posta alla base di questo.

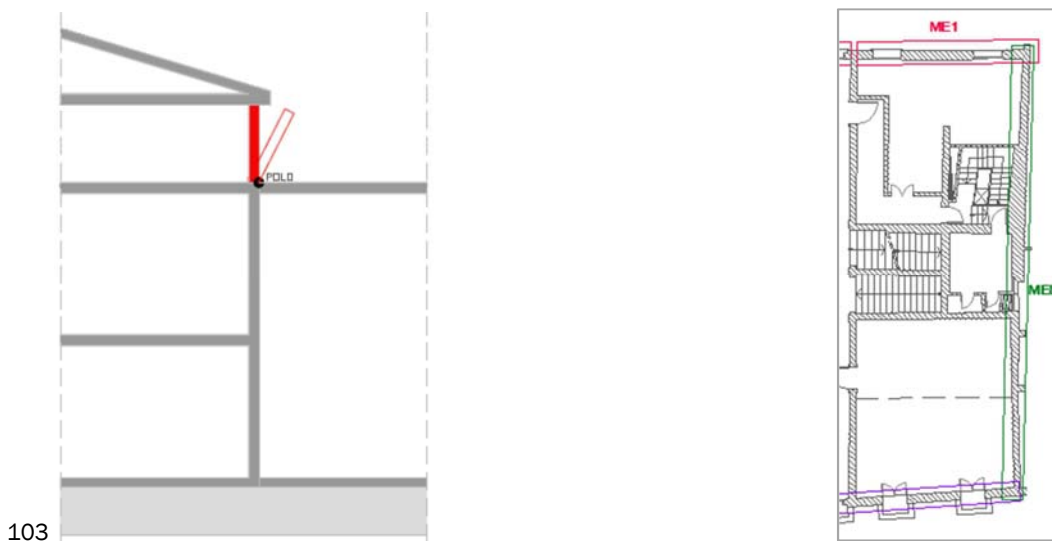


Figura 103
Rappresentazione in sezione del meccanismo di ribaltamento rispetto al polo di rotazione. Riferimento planimetrico sulla destra.

103

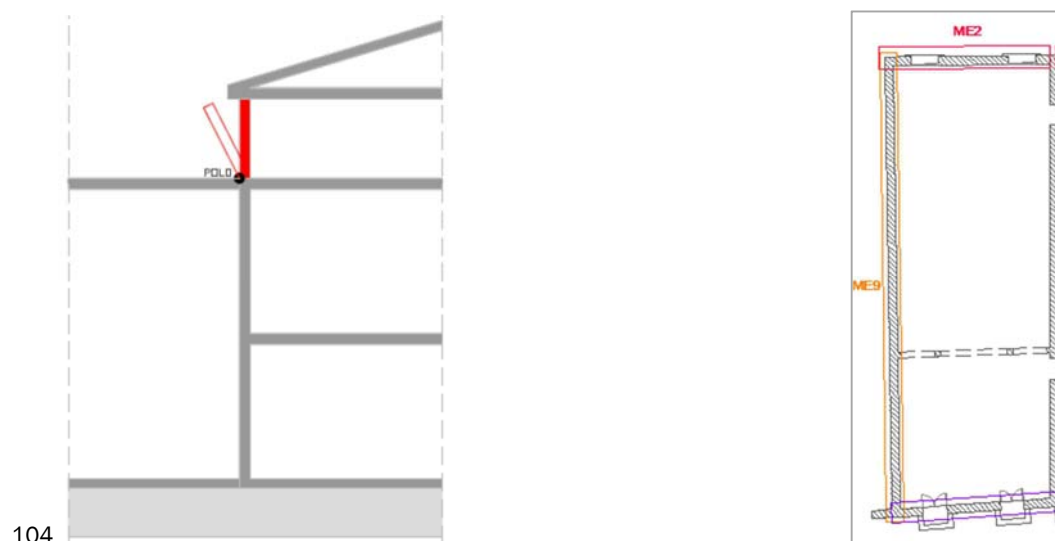
Si procede successivamente al calcolo degli spostamenti orizzontali $\delta_{x,i}$, della massa partecipante M^* , della sua frazione e^* e dell'accelerazione sismica spettrale a^* . Si svolge prima la verifica lineare allo SLV, ed essendo questa

non soddisfatta, si procede mediante verifica non lineare allo SLV, la quale risulta anch'essa non soddisfatta. Quindi a questo punto, come nel caso precedente, si calcolano i tiranti.

Macroelemento 9 – Cinematismo 1

Di seguito viene analizzato il meccanismo globale relativo al macroelemento 9, corrispondente alla parete ad ovest rivolta verso un'altra proprietà, di un piano più bassa. Il meccanismo consiste nel ribaltamento semplice della parete del secondo mezzanino attraverso una rotazione attorno alla cerniera cilindrica posta alla base di questo.

Figura 104
Rappresentazione in sezione del meccanismo di ribaltamento rispetto al polo di rotazione. Riferimento planimetrico sulla destra.



104

Si procede successivamente al calcolo degli spostamenti orizzontali $\delta_{x,i}$, della massa partecipante M^* , della sua frazione e^* e dell'accelerazione sismica spettrale a^* .

Si svolge prima la verifica lineare allo SLV, ed essendo questa non soddisfatta, si procede mediante verifica non lineare allo SLV, la quale risulta anch'essa non soddisfatta. Quindi a questo punto, come nel caso precedente, si calcolano i tiranti.

Tabella riassuntiva

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva che raccoglie i risultati delle verifiche condotte sui macroelementi con un livello di conoscenza LC1.

ME	CIN.	TIPO DI MECCANISMO	α_0	SLV LINEARE	SLV NON LINEARE
1	1	Ribaltamento fuori piano Facciata	0,023	NON VERIFICATA (31%)	NON VERIFICATA (44%)
	2	Ribaltamento fuori piano P1	0,052	NON VERIFICATA (38%)	NON VERIFICATA (55%)
2	1	Ribaltamento fuori piano Facciata	0,024	NON VERIFICATA (33%)	NON VERIFICATA (33%)
	2	Ribaltamento fuori piano P1	0,053	NON VERIFICATA (38%)	NON VERIFICATA (54%)
3	1	Ribaltamento fuori piano Facciata	0,017	NON VERIFICATA (25%)	NON VERIFICATA (42%)
	2	Ribaltamento fuori piano Facciata unica	0,017	NON VERIFICATA (19%)	NON VERIFICATA (34%)
	3	Ribaltamento fuori piano P1-P2	0,031	NON VERIFICATA (29%)	NON VERIFICATA (46%)
	4	Ribaltamento fuori piano P2	0,069	NON VERIFICATA (32%)	NON VERIFICATA (58%)
	5	Catena cinematica P2	0,342	VERIFICATA	
4	1	Ribaltamento fuori piano P1	0,047	NON VERIFICATA (36%)	NON VERIFICATA (55%)
5	1	Ribaltamento fuori piano P1	0,049	NON VERIFICATA (38%)	NON VERIFICATA (56%)
6	1	Ribaltamento fuori piano P1	0,050	NON VERIFICATA (38%)	NON VERIFICATA (56%)
7	1	Ribaltamento fuori piano P1-P2	0,028	NON VERIFICATA (26%)	NON VERIFICATA (38%)
	2	Ribaltamento fuori piano P2	0,069	NON VERIFICATA (36%)	NON VERIFICATA (58%)
8	1	Ribaltamento fuori piano P2	0,070	NON VERIFICATA (38%)	NON VERIFICATA (62%)
9	1	Ribaltamento fuori piano P2	0,103	NON VERIFICATA (55%)	NON VERIFICATA (92%)

Tabella 15

Tabella che riassume tutti i meccanismi calcolati con LC1.

Inoltre, si sono svolte le stesse verifiche ma supponendo un grado di conoscenza superiore e quindi si sono usati i valori corrispondenti a LC2.

Come si può vedere dalla tabella successiva, anche se i macroelementi non sono stati verificati, questi hanno raggiunto una maggior percentuale di resistenza. Questo può essere notevolmente aumentato eseguendo una campagna di indagini adeguata che porterebbe ad un'individuazione accurata dei meccanismi più fragili e di conseguenza a interventi adeguati.

Tabella 16
 Tabella che
 riassume tutti i
 meccanismi
 calcolati con LC2

ME	CIN.	TIPO DI MECCANISMO	α_0	SLV LINEARE	SLV NON LINEARE
1	1	Ribaltamento fuori piano Facciata	0,026	NON VERIFICATA (36%)	NON VERIFICATA (50%)
	2	Ribaltamento fuori piano P1	0,056	NON VERIFICATA (41%)	NON VERIFICATA (59%)
2	1	Ribaltamento fuori piano Facciata	0,027	NON VERIFICATA (37%)	NON VERIFICATA (37%)
	2	Ribaltamento fuori piano P1	0,056	NON VERIFICATA (40%)	NON VERIFICATA (57%)
3	1	Ribaltamento fuori piano Facciata	0,020	NON VERIFICATA (28%)	NON VERIFICATA (48%)
	2	Ribaltamento fuori piano Facciata unica	0,019	NON VERIFICATA (22%)	NON VERIFICATA (39%)
	3	Ribaltamento fuori piano P1-P2	0,034	NON VERIFICATA (32%)	NON VERIFICATA (50%)
	4	Ribaltamento fuori piano P2	0,071	NON VERIFICATA (33%)	NON VERIFICATA (59%)
	5	Catena cinematica P2	0,342	VERIFICATA	
4	1	Ribaltamento fuori piano P1	0,050	NON VERIFICATA (38%)	NON VERIFICATA (58%)
5	1	Ribaltamento fuori piano P1	0,052	NON VERIFICATA (40%)	NON VERIFICATA (60%)
6	1	Ribaltamento fuori piano P1	0,053	NON VERIFICATA (40%)	NON VERIFICATA (59%)
7	1	Ribaltamento fuori piano P1-P2	0,030	NON VERIFICATA (38%)	NON VERIFICATA (40%)
	2	Ribaltamento fuori piano P2	0,071	NON VERIFICATA (33%)	NON VERIFICATA (59%)
8	1	Ribaltamento fuori piano P2	0,077	NON VERIFICATA (39%)	NON VERIFICATA (65%)
9	1	Ribaltamento fuori piano P2	0,107	NON VERIFICATA (58%)	NON VERIFICATA (96%)

Applicazione della metodologia Vulnus

7.1	Caratteristiche dei materiali.....	119
7.2	Determinazione dei parametri sismici.....	119
7.3	Analisi statistica.....	120
7.4	Indicatore di rischio sismico.....	121
7.5	Analisi di vulnerabilità.....	121
7.5.1	Vulnerabilità dell'edificio.....	122
7.6	Frequenza attesa di danno.....	122
7.7	Attribuzione della classe di vulnerabilità macrosismica.....	124
7.7.1	Confronto tra curve di vulnerabilità e curve della scala macrosismica EMS 98.....	124

E' stata condotta un'analisi di vulnerabilità sismica mediante una procedura automatica rivolta ad edifici in muratura isolati o collegati in nuclei complessi interagenti, sviluppata presso l'Università degli Studi di Padova, ed implementata in un programma di calcolo di nome VULNUS (versione vb3.0). Questo mezzo è stato utilizzato per valutare al meglio i risultati ottenuti con i vari programmi.

Tale procedura è basata su valutazioni del livello critico di accelerazione orizzontale media applicata all'edificio, corrispondente all'attivazione di meccanismi di collasso fuori del piano delle singole pareti (vincolate ai solai e alle pareti ortogonali) e nel piano dei due sistemi di pareti parallele o quasi parallele, accoppiate dai solai.

La procedura VULNUS è basata su un modello di vulnerabilità degli edifici in muratura dipendente dai seguenti parametri:

- I_1 : rapporto della resistenza ultima al taglio (V) nel piano medio del sistema di pareti (accoppiate in modo rigido dai solai) al peso totale dell'edificio (W); corrisponde al rapporto fra l'accelerazione critica media di risposta al collasso per rottura a taglio e l'accelerazione di gravità (indice VET); vengono separatamente considerati i due sistemi di pareti parallele alle direzioni principali dell'edificio (X e Y), soggette a compressione verticale uniforme;
- I_2 : rapporto fra accelerazione media di risposta al collasso per meccanismo di ribaltamento o rottura flessionale fuori del piano della parete esterna dell'edificio nelle condizioni più critiche e l'accelerazione di gravità; sono valutate e sommate, tramite meccanismi al limite di collasso, le resistenze dei pannelli verticali di muratura, vincolati ai solai tramite forze di confinamento di entità prefissata (dovute all'azione di trattenimento di tiranti e/o cordoli e solai), e quelle dei pannelli orizzontali, vincolati ai muri trasversali nelle zone nodali.

Al termine del calcolo vengono quindi restituiti i valori degli indici I_1 ed I_2 , che corrispondono rispettivamente, in termini di rapporto tra accelerazione critica e l'accelerazione di gravità a/g :

- al valore minimo relativo alla resistenza al taglio del sistema di pareti nelle due direzioni X e Y;
- al valore minimo, massimo, medio relativo alla verifica delle forze ortogonali alle pareti, specificando inoltre le due componenti I_2' e I_2'' relative ai meccanismi di rottura di strisce verticali semplicemente appoggiate sulla fondazione o vincolate ai solai (I_2') e ai meccanismi di rottura con sviluppo di comportamento ad arco o a trave di strisce orizzontali di muratura vincolate alle pareti trasversali (parallele all'azione del sisma) (I_2''). I due contributi si suppongono sommabili e l'indice I_2 corrisponde al valore minimo ricavabile dalle somme di $I_2' + I_2''$ calcolate per le varie pareti.

Si assume inoltre che le accelerazioni siano proporzionali alla quota rispetto al piano di campagna.

Le verifiche al ribaltamento sono indipendenti dal valore di resistenza e rigidezza, mentre le verifiche a rottura per azioni nel piano e fuori piano, per ogni parete, vengono a dipendere dai valori medi della resistenza a trazione f_t e a compressione f_m della muratura.

Dell'edificio è stato considerato solo il corpo storico e le piante sono state schematizzate identificando in ordine progressivo i nodi, individuati dall'intersezione di una o più setti, le pareti (P) e i setti (S) componenti le pareti, come si può vedere nella figura 105.

Nella fase di archiviazione è stato necessario inserire per ogni setto le caratteristiche geometriche (lunghezza, spessore e lunghezza totale dei fori) e le caratteristiche delle spalle dei fori (spalle regolamentari, oppure non regolamentari nel caso che il nodo iniziale, finale o entrambi del setto siano indeboliti, ovverosia la larghezza tra la spalla e questo è minore della metà della luce del foro stesso o se sono presenti canne fumarie, lesioni verticali, o per l'eventuale mancanza di ammorsamenti).

Ai fini dello studio per ogni edificio si considera il piano più rappresentativo (generalmente il piano terra dove la forza sismica orizzontale è più gravosa) oppure, nel caso in cui ci sia una notevole diversità tra piani, il piano più sfavorito o valori medi di riferimento: nel caso in questione è stato preso come piano tipo il piano terra.

Le dimensioni delle aperture in facciata (porte e finestre), sono state assunte come valore medio dei piani.

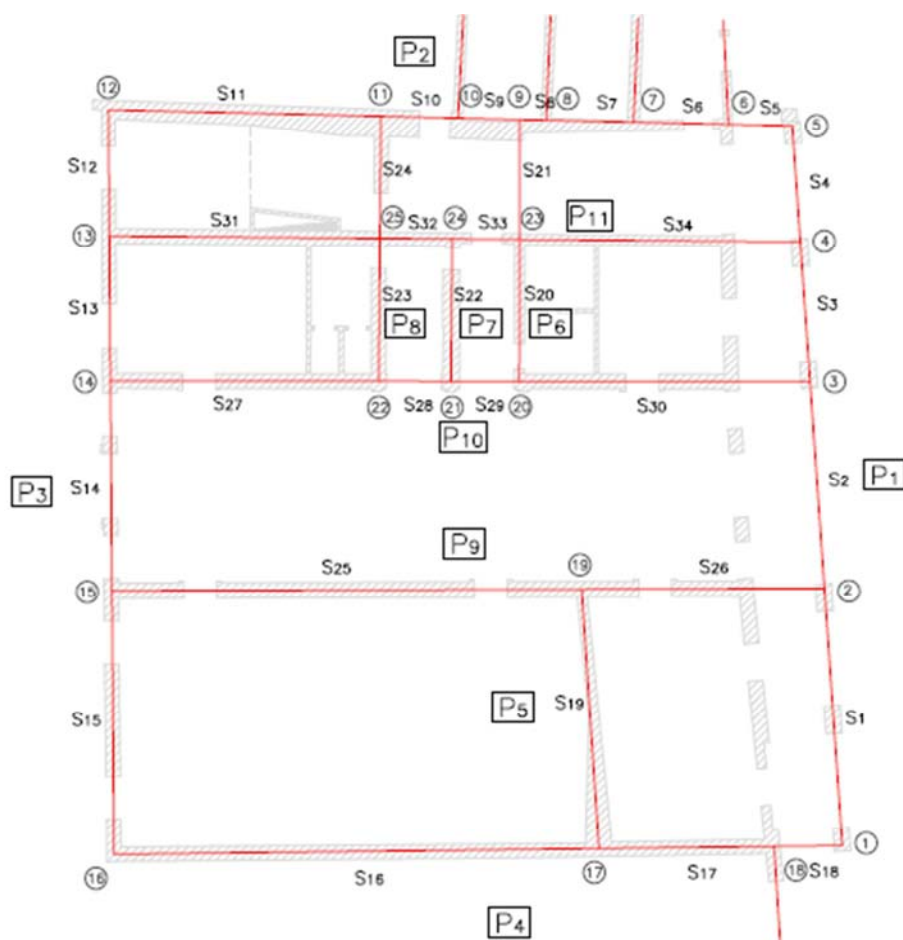


Figura 105
Schematizzazione
assunta per il
calcolo sovrapposta
alla pianta del piano
terra

7.1 Caratteristiche dei materiali

Le caratteristiche meccaniche riguardanti la muratura fanno riferimento a quanto riportato nel capitolo 6.

Per quanto riguarda le caratteristiche dei solai sono stati invece utilizzati dei parametri semplificativi del programma: per la voce tipologia di solaio è stato scelto “medio” (4,5 kN/mq) essendo presenti sia solai in legno che in latero-cemento; per la direzione prevalente di solaio è stata individuata la “y”; gli impalcati si sono riscontrati “regolari” e la presenza di cordoli pari a “0”.

7.2 Determinazione dei parametri sismici

Ai fini dell'individuazione degli indici I_1 e I_2 sono stati considerati i valori di zonazione sismica calcolati in base alle Norme Tecniche delle Costruzioni 2008, determinando lo spettro di progetto della componente orizzontale.

Tabella 17

Riassunto parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Coordinate geografiche Padova	latitudine	45,416667
	longitudine	11,883333
Accelerazione orizzontale massima al sito di riferimento rigido	a_g	0,099
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale su sito di riferimento rigido	F_0	2,597
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale su sito di riferimento rigido	T_C^*	0,342
Vita nominale	V_N	50
Classe d'uso e relativo valore del coefficiente d'uso	C_U	1,5
Periodo di riferimento dell'azione sismica	V_R	75
Probabilità di superamento per SLV	P_{VR}	10%
Tempo di ritorno dell'azione sismica	T_R	712
Categoria del sottosuolo		D
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_S	1,80
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1,00
Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche	$S=S_S \cdot S_T$	1,80
Coefficiente funzione della categoria di sottosuolo	C_C	2,137
Fattore di struttura	q	3
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro	$T_C=T_C^* \cdot C_C$	0,731
Periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro	T_B	0,244
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro	T_D	1,995
Spettro di progetto della componente orizzontale	$S_d(T)$	0,154

Sono stati individuati due ulteriori valori di a/g , il primo relativo al sisma del 25 febbraio 1695 e il secondo al sisma del 15 settembre 1976. L'intensità macrosismica dei due eventi sopracitati, è stata opportunamente trasformata in accelerazione orizzontale tramite la formula:

$$\ln\left(\frac{a}{g}\right) = 0,602I_s - 7,073 \quad (\text{Guagenti, Petrini 1989})$$

I tre termini utilizzati per le analisi di vulnerabilità sono quindi:

- 0,154 (NTC 2008)
- 0,057 (terremoto del 25 febbraio 1695, intensità 7 gradi della scala MCS)
- 0,031 (terremoto del 15 settembre 1976, intensità 6 gradi della scala MCS)

7.3 Analisi statistica

La procedura automatica di Vulnus, una volta calcolati i valori degli indici I_1 e I_2 , permette di svolgere un'analisi statistica dei due indici su tutto il campione di edifici.

Nel caso si studino più edifici, il programma consente di ricavare, per entrambi, il valore minimo, il valore medio, lo scarto quadratico medio e il coefficiente di variazione (Tab. 18). In questo caso i valori sono gli stessi in quanto l'edificio oggetto di stima è unico.

I_1	I_2	I_1/I_2	Densità specifica Eq. (kg/mc)	Volume (mc)	Peso
0,101	0,100	1,005	2986	7673	2759

Tabella 18
Parametri
dell'analisi statistica

Gli indici I_1 e I_2 hanno valori confrontabili e questo indica la medesima vulnerabilità sia per meccanismi nel piano che fuori piano.

E' inoltre possibile stabilire percentuali di stima approssimativa delle probabilità di sopravvivenza dell'edificio a seconda del diverso valore di a/g e un'indicazione di rottura prevalente (Tab. 19).

Si può osservare come per l'accelerazione da normativa la probabilità di sopravvivenza sia nulla e che il crollo avvenga con la stessa probabilità sia per I_1 che per I_2 , mentre per accelerazioni relative ai terremoti già avvenuti la sopravvivenza sia del 100% come prevedibile.

Probabilità di	Sopravvivenza $I_1 > a/g; I_2 > a/g$	Crollo per I_1 $I_1 < a/g; I_2 > a/g$	Crollo per I_2 $I_1 > a/g; I_2 < a/g$	Crollo per $I_1; I_2$ $I_1 < a/g; I_2 < a/g$
$a/g=0,154$	0%	0%	0%	100%
$a/g=0,057$	100%	0%	0%	0,01%
$a/g=0,031$	100%	0%	0%	0,01%

Tabella 19
Probabilità
di
sopravvivenza/crollo

7.4 Indicatore di rischio sismico

Si nota, che i risultati restituiti dal programma, per i meccanismi nel piano delle pareti, danno come direzione più favorevole la X, con un valore di I_1 pari a 0,241. Per la direzione Y, quella sfavorevole, il valore è di 0,101. Viene ora riportato il calcolo dell'indicatore di rischio sismico α_u in funzione dello stato limite di riferimento

$$\alpha_u = \frac{PGA_c}{PGA_{10\%}}$$

con:

PGA_c accelerazione al suolo corrispondente alla capacità ultima dell'edificio;

PGA_{10%} accelerazione al suolo attesa con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni pari a:

$$a_g \cdot S = 0,099 \cdot 1,80 = 0,18$$

$$\alpha_u = \frac{q \cdot I_1}{S \cdot F_0 \cdot a_g}$$

con:

q coefficiente di struttura pari a 2,25

I₁ indice relativo ai meccanismi nel piano

S coefficiente di amplificazione dovuti ad effetti di sito pari a 1,80

F₀ fattore di amplificazione spettrale corrispondente all'accelerazione ultima dell'edificio pari a 2,597

a_g accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale pari a 0,099g

Tabella 20
Valori di I_1 con
rispettivi α_u

DIREZIONE	I_1	α_u
X	0,241	1,16
Y	0,101	0,49

7.5 Analisi di vulnerabilità

Di seguito sono stati riportati i parametri attribuiti all'edificio derivante dalla compilazione della scheda G.N.D.T. di secondo livello: tali dati sono stati inseriti all'interno del programma allo scopo di calcolare l'indice I_3 e di svolgere l'analisi di vulnerabilità (Tab. 21).

po ed organizzazione del sistema resistente		Qualità del sistema resistente		Resistenza convenzionale		Posizione edificio e fondazione		Orizzontamenti		Configurazione planimetrica		Configurazione in elevazione		D _{max} murature		Copertura		Elementi non strutturali		Stato di fatto	
Classi	Qual. inf.	Classi	Qual. inf.	Classi	Qual. inf.	Classi	Qual. inf.	Classi	Qual. inf.	Classi	Qual. inf.	Classi	Qual. inf.	Classi	Qual. inf.	Classi	Qual. inf.	Classi	Qual. inf.	Classi	Qual. inf.
D	A	B	A	C	B	B	D	D	D	A	B	E	A	E	B	A	E	E	B	E	E

Tabella 21
Giudizio di vulnerabilità

di

I ₃	I GNDT	I GNDT Norm
0,397	187,50	0,490

Tabella 22
Indici I₃, I GNDT e I GNDT Norm

7.5.1 Vulnerabilità dell'edificio

Noto l'indice I₃ è stato possibile eseguire l'analisi di vulnerabilità dell'edificio oggetto di studio rispetto ai valori d'accelerazione di riferimento. I valori numerici ottenuti, corrispondenti alla probabilità di superamento di un certo danno, sono associati a 5 livelli diversi:

- 0: MOLTO PICCOLA
- 1: PICCOLA
- 2: MEDIA
- 3: GRANDE
- 4: MOLTO GRANDE

GIUDIZIO DI VULNERABILITA'		
a/g = 0,154	a/g = 0,057	a/g = 0,031
MOLTO GRANDE	MEDIA	MOLTO PICCOLA

Tabella 23
Giudizi di vulnerabilità

di

Si può osservare come per il valore d'accelerazione relativo alla normativa, la vulnerabilità sia molto grande, mentre per gli altri due valori di a/g questa sia media e molto piccola.

7.6 Frequenza attesa di danno

Un ulteriore modo per definire la vulnerabilità consiste nel determinare i valori attesi di danno grave E[Vg] in funzione dei valori del rapporto PGA/g tra accelerazione di picco e accelerazione di gravità.

Il programma fornisce dei diagrammi (curve di fragilità), composti da tre curve rappresentanti i limiti inferiore, superiore e i valori centrali, grazie ai quali è possibile stimare il valore atteso di frequenza di danno grave per ogni valore di PGA/g e l'incertezza relativa a tale valore: la zona compresa tra le curve dei limiti inferiore e superiore rappresenterà infatti l'intervallo dei più probabili valori di frequenza attesa di danno grave.

In Fig. 106 è riportata la curva di fragilità ottenuta: essa fornisce indicazioni relative alla vulnerabilità, al variare dei tre valori di PGA/g considerati. Anche con questo metodo il risultato finale ha portato ad un giudizio di vulnerabilità molto grande con riferimento ai sismi aventi valore di accelerazione più alto. In particolare, in Tab. 24 vengono riportati i risultati di aspettazione $E[Vg]$ sia per i limiti inferiore e superiore che per il valore centrale.

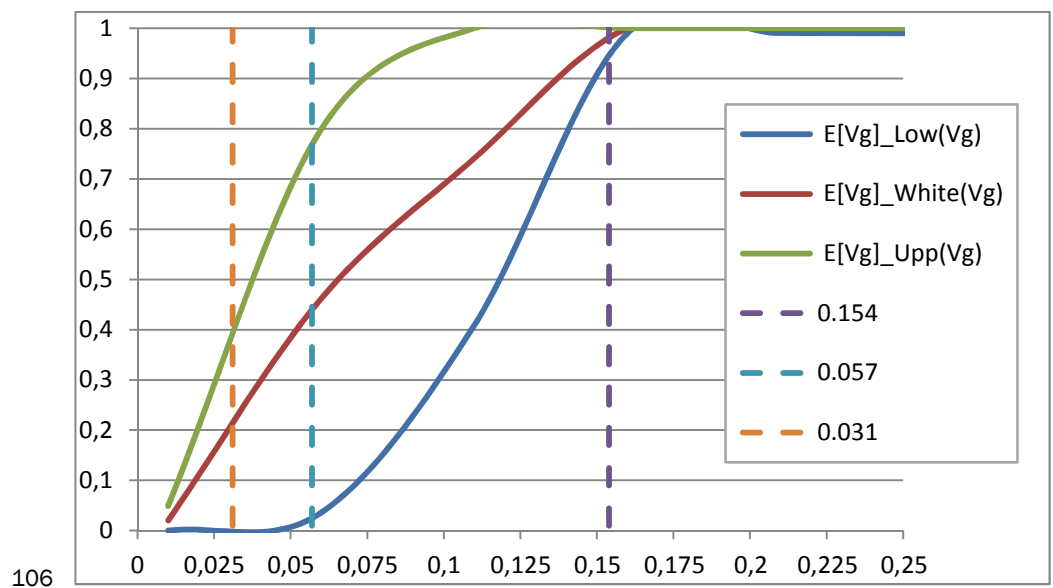
Tabella 24
Valori attesi di danno in funzione del rapporto PGA/g

E (Vg)	PGA/g = 0,031	PGA/g = 0,057	PGA/g = 0,154
E (Vg) Low	0	0,036	0,950
E (Vg) White	0,200	0,429	1
E (Vg) Up	0,400	0,736	1

Si può notare che all'aumentare del rapporto PGA/g cresce il valore di aspettazione di danno $E[Vg]$.

Per un valore di PGA/g pari a 0,154 si ha un valore di $E[Vg]$ pari al 100%, con un range di valori compreso tra 95% e 100%. Se si considera invece l'accelerazione pari a 0,057, la frequenza si abbassa notevolmente, arrivando a una media di 43%, con valori limite pari a 4% e 75%. Infine, per quanto riguarda un PGA/g pari a 0,031 abbiamo valori di $E[Vg]$ pari al 20% con valori compresi tra lo 0% e il 40%.

Figura 106
Curva di fragilità



Possono essere evidenziate tre fasi:

- prima fase, con PGA/g comprese tra 0,01 e 0,05, con valori costanti di vulnerabilità bassa solo per il limite inferiore, corrispondente a danni

strutturali lievi, mentre per i limiti superiore e medio siamo già in fase di crescita;

- seconda fase, nella quale tutti i limiti aumentano con pendenze diverse ma comunque elevate;
- ultima fase, raggiunta dal limite superiore per PGA/g pari a 0,1 e dai restanti per valori superiori a 0,154, in cui viene raggiunto il massimo valore, corrispondente ad un danno strutturale gravissimo, con conseguente collasso della struttura.

Si può constatare che per valori di accelerazione modesti, il range compreso tra il limite superiore e inferiore è molto ampio, e si riduce all'aumentare della PGA/g . Questi dati confermano quanto affermato nella precedente analisi, in cui era già stato individuato un giudizio di vulnerabilità molto piccola per $a/g = 0,031$, media per $a/g = 0,057$ e molto grande per $a/g = 0,154$.

7.7 Attribuzione della classe di vulnerabilità macrosismica

Si procede ora all'assegnazione della classe macrosismica dell'edificio in base al giudizio di vulnerabilità ottenuto da Vulnus.

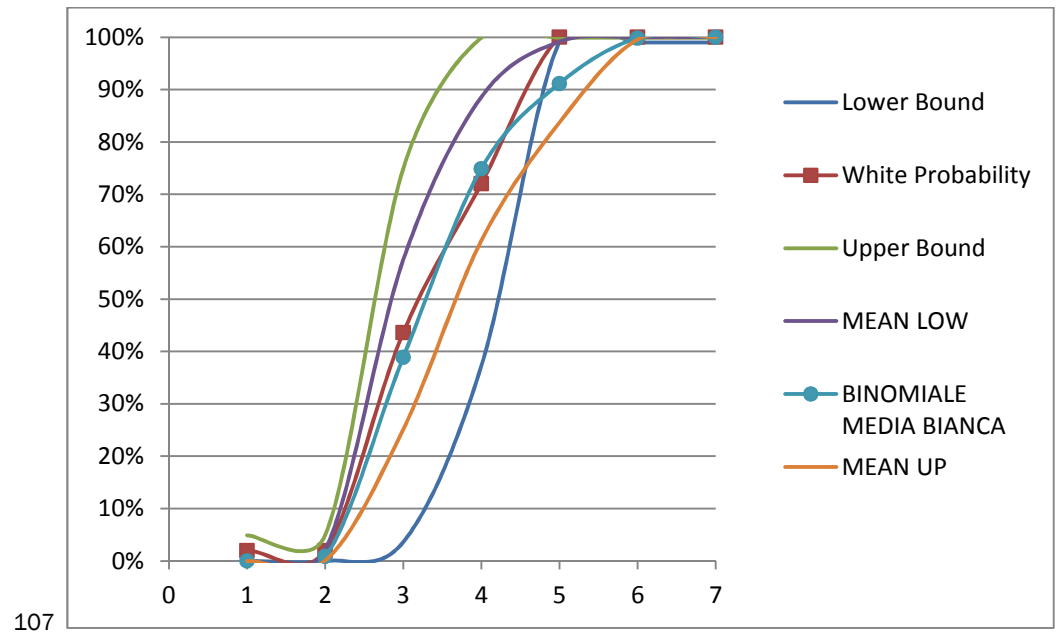
La classificazione si basa sul confronto tra la curva di fragilità ricavata da Vulnus e quella definita nella EMS 98: a tale scopo Vulnus fornisce grafici preliminari che rendono possibile il confronto tra la vulnerabilità cumulativa bianca con gli andamenti definiti dalla scala di intensità EMS 98 per le classi macrosismiche A, B e C, per matrici di probabilità di danno >D2 (moderato) e >D3 (grave). Nel caso in esame, dopo aver ottenuto le curve di fragilità, utilizzando matrici di probabilità di danno binomiali, si è individuata la classe di vulnerabilità A, in funzione della matrice di probabilità di danno > D2, sulla base dei confronti con le curve EMS98.

7.7.1 Confronto tra curve di vulnerabilità e curve della scala macrosismica EMS 98

La metodologia Vulnus consente di elaborare curve attraverso cui è possibile ricavare la percentuale di parti dell'edificio che subiscono un danno di una certa entità in funzione dell'intensità macrosismica del sisma. È possibile scegliere la relazione da utilizzare per il legame PGA/g -Intensità macrosismica: in questo studio si è scelto, come legame PGA/g -Intensità macrosismica, quello secondo Petrini. Pertanto, stabilito che i valori maggiormente significativi sono quelli ottenuti considerando una probabilità di danno >D2, è possibile confrontare le curve di fragilità di Vulnus con quelle ricavate dalle DPM binomiali ottenute dalla scala EMS 98. In Fig. 107 sono riportate, per danno >D2, le curve di fragilità calcolate da Vulnus; i limiti inferiore, superiore e i valori centrali di tali curve sono affiancati agli analoghi

valori impliciti nelle definizioni della scala EMS 98, con le curve limite inferiore, superiore e bianca.

Figura 107
Curve di fragilità per danno > D2



107

Valutazione sismica per edifici in c.a.

8.1	Caratteristiche meccaniche dei materiali.....	129
8.1.1	Valutazione dei carichi.....	129
8.2	Modellazione globale.....	131
8.2.1	Descrizione del modello di calcolo.....	131
8.2.2	Metodologia di analisi.....	133
8.3	Verifiche di sicurezza.....	135
8.3.1	Criteri di verifica.....	135
8.3.2	Sintesi e commento delle verifiche.....	135

Le verifiche di sicurezza riportate in questo capitolo sono state compiute seguendo quanto prescritto dalla normativa italiana attualmente in vigore, ovvero il Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni” con annessa Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” . Per quanto riguarda i carichi di vento, neve e dell’azione sismica si fa riferimento al capitolo 6.

8.1 Caratteristiche meccaniche dei materiali

Le caratteristiche assegnate ai materiali che compongono gli elementi strutturali del Collegio Morgagni derivano dalla documentazione rinvenuta all’Archivio dell’Università di Padova.

Sono state assunte le seguenti caratteristiche:

- calcestruzzo C20/25
Resistenza cubica caratteristica: $R_{ck} = 25$ MPa
- acciaio d’armatura AQ50, oggi FeB22k
Resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yk} = 215$ MPa
Resistenza caratteristica a rottura: $f_{uk} = 335$ MPa

Il valore di resistenza caratteristico del calcestruzzo e il tipo di acciaio sono dichiarati sugli elaborati esecutivi; per i valori di resistenza caratteristici dell’acciaio si è fatto riferimento al D.M. del 9 gennaio 1996 poiché nelle NTC2008 tale tipo di acciaio non è più contemplato.

Le resistenze di calcolo f_d sono state determinate, in accordo con il nuovo testo normativo, riducendo i valori caratteristici del materiale f_k dichiarati mediante un opportuno fattore di confidenza FC, secondo l’espressione:

$$f_d = f_k / FC$$

Il valore del fattore di confidenza FC è stato definito in relazione al livello di conoscenza del manufatto. Nel caso in questione si assume un livello di conoscenza LC1 al quale corrisponde un fattore di confidenza pari a 1,35.

8.1.1 Valutazione dei carichi

Sempre in accordo con le NTC2008 (§ 2.5.1.3), sono state considerate le seguenti tre categorie di azioni:

- azioni permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:
 - peso proprio di tutti gli elementi strutturali (G1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2);

Rif. Decreto Ministeriale 9 gennaio 1996 (G.U. n. 29 del 05/02/96 suppl. ord.) – Norme Tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- azioni variabili (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo;
- azioni sismiche (E): azioni derivanti dai terremoti.

In tabella si riportano i valori dei carichi permanenti (G) che verranno assunti durante le verifiche.

ORIZZONTAMENTI PIANI		[kN/m ²]
Solaio tipo Roma H = 16,5+3	G ₁	3,90
	G ₂	2,00
COPERTURA		[kN/m ²]
Copertura in muretti e tavelloni	G ₁	3,90
	G ₂	3,30

Tabella 25
Azioni permanenti

Nella tabella seguente si riportano, in sintesi, i carichi variabili considerati in corrispondenza dei solai della struttura e i relativi coefficienti di combinazione.

CATEGORIA	AMBIENTI	q _k [kN/m ²]	ψ _{0j}	ψ _{2j}
A	ambienti ad uso residenziale	2,00	0,7	0,3
H1	coperture e sottotetti accessibili per la sola manutenzione	0,50	0,0	0,0

Tabella 26
Carichi variabili

Ai fini delle verifiche agli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_P * P + \psi \gamma_{Q1} * Q_{K1} + \gamma_{Q2} * \psi_{02} * Q_{K2} + \gamma_{Q3} * \psi_{03} * Q_{K3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} * Q_{K1} + \psi_{22} * Q_{K2} + \dots$$

I valori dei coefficienti di combinazione sono indicati nella tabella sopra; quelli dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} , che compaiono nella prima combinazione, sono definiti nella tabella 2.6.I delle NTC e riportati qui sotto.

		Coefficiente γ	A1 STR
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	1,0
	sfavorevoli		1,3
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli	γ_{G2}	0,0
	sfavorevoli		1,5
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0
	sfavorevoli		1,5

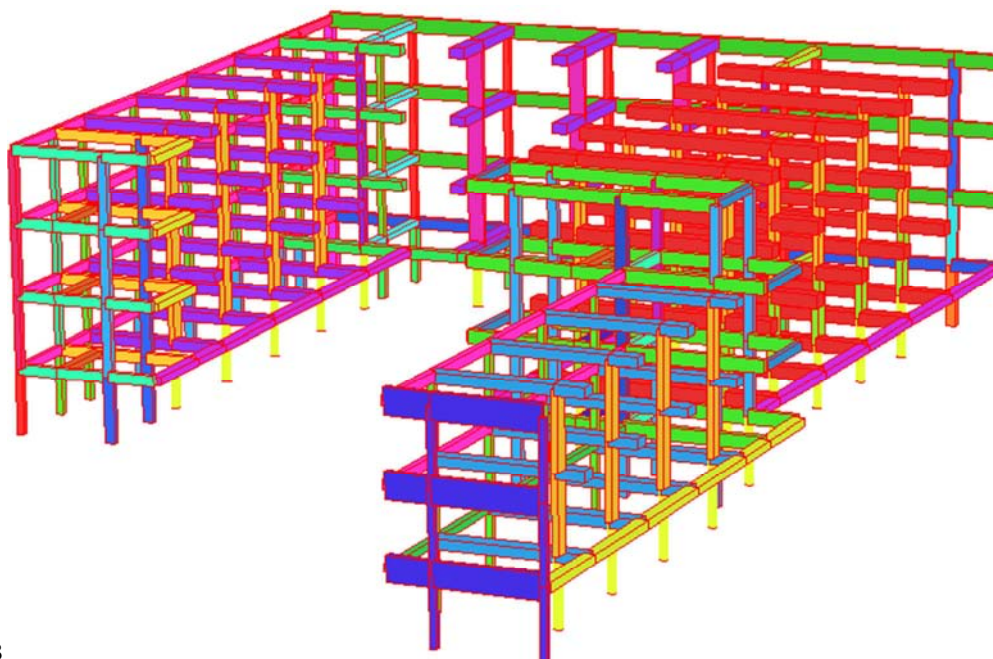
Tabella 27
Coefficienti parziali
per le azioni o per
l'effetto delle azioni
nelle verifiche SLU.

8.2 Modellazione globale

8.2.1 Descrizione del modello di calcolo

L'analisi sismica dell'edificio è stata condotta con l'utilizzo del software di calcolo Straus7, nella versione 2.3.3, il quale permette la creazione di modelli ad elementi finiti, la loro analisi e l'estrazione dei risultati.

Figura 108
Modellazione
edificio



108

Nell'elaborare il modello sono state tuttavia adottate alcune semplificazioni in seguito a precise considerazioni circa il metodo di calcolo del programma. In particolare, sono stati trascurati gli elementi non strutturali, quali partizioni interne ed esterne; la struttura, infine, è stata vincolata rigidamente al suolo, ignorando la presenza del piano semi-interrato e le interazioni col terreno. La struttura portante dell'edificio è costituita da pilastri e travi. I solai e le scale sono stati riportati unicamente in termini di massa, in modo da poter essere computati all'interno dell'analisi modale. Con riferimento al comportamento generale della struttura, per riprodurre l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido, sono stati introdotti irrigidimenti interni al piano su cui giace ogni solaio attraverso l'impiego dello strumento rigid link, applicato a tutti i nodi che sostengono l'orizzontamento stesso.

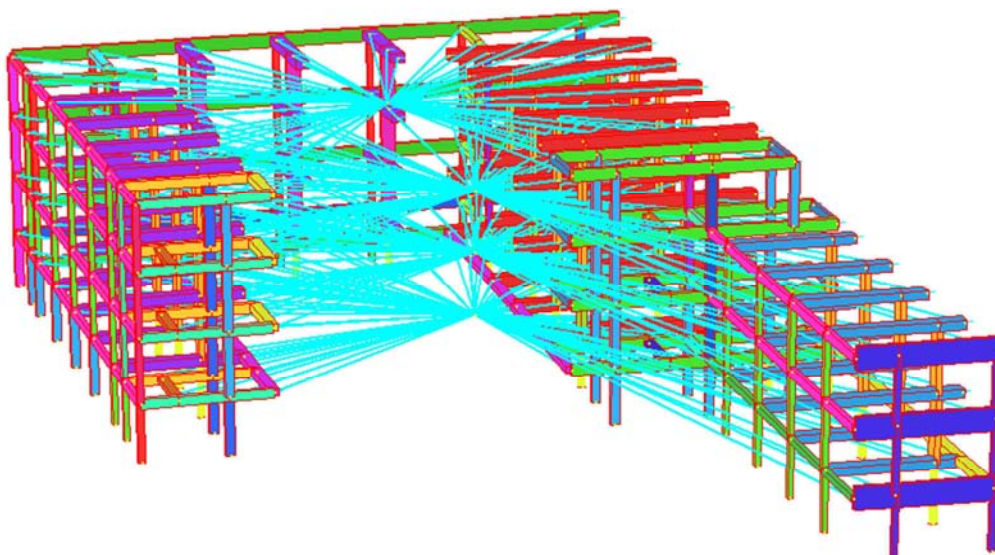


Figura 109
Modellazione con
irrigidimenti interni

109

Complessivamente è stato necessario introdurre:

- 384 nodi;
- 551 elementi beam;
- 327 elementi link.

Prima di procedere all'applicazione dei carichi gravanti sulla struttura, sono state impostate nel programma le varie condizioni di carico per la realizzazione delle combinazioni previste dalla normativa (fondamentale e sismica). Sono state inserite le seguenti condizioni:

g: peso proprio degli elementi;

G1: carichi strutturali permanenti;

G2: carichi strutturali non permanenti;

Q: carichi accidentali;

Qneve: carico della neve;

I carichi, sia permanenti che accidentali, sono stati assegnati sotto forma di forze uniformemente distribuite gravanti sulle travi di ogni solaio.

Una volta costruito il modello base, con le proprietà appena descritte, lo si è usato per calcolare le forze totali di piano e i relativi spostamenti dei nodi a contatto con l'edificio in muratura per ricavare i vincoli da applicare al programma 3Muri.

Nel modello citato finora è stato usato solo un tipo di vincolo: l'incastro a "terra". Questo, però, non può essere l'unico tipo di vincolo, perché una caratteristica essenziale dell'edificio in esame è il collegamento con l'edificio in muratura antistante. Per cui è stato creato un nuovo modello dove i setti murari dell'edificio collegato sono stati modellati come vincoli cedevoli "*translational stiffness*" con coefficiente di elasticità k assegnato, variabile secondo la quota h del punto del terreno in base alla formula:

$$K = \frac{1}{\frac{h^3}{3EJ} + 1,2 \frac{h}{GA}}$$

Essendo:

J momento d'inerzia della pianta del setto, che dato uno spessore medio di 0,3 m varia solo secondo la lunghezza L del setto;

E modulo di elasticità normale dei setti, posto uguale a 1200 MPa, valore minimo per muratura in mattoni e malta di calce;

G modulo di elasticità tangenziale dei setti, posto uguale a 400 MPa, valore minimo per muratura in mattoni e malta di calce secondo;

A area della pianta del setto;

H altezza del setto da terra.

Inoltre, per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa viene attribuita un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione originaria. Per i soli edifici ed in assenza di più accurate determinazioni l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Quindi sono stati realizzati altri quattro modelli vincolati ai quali è stata applicata un'eccentricità:

e(+x): eccentricità del 5% per le masse concentrate in direzione +x;

e(-x): eccentricità del 5% per le masse concentrate in direzione -x;

e(+y): eccentricità del 5% per le masse concentrate in direzione +y;

e(-y): eccentricità del 5% per le masse concentrate in direzione -y.

Conclusa la fase di costruzione del modello, lanciando alcuni solutori di Straus7, si è svolto il calcolo strutturale, per poi passare all'analisi dei risultati.

8.2.2 Metodologia di analisi

L'analisi delle strutture soggette ad azione sismica può essere di tipo lineare o non lineare, statica oppure dinamica. A favore di sicurezza si è scelto di utilizzare un fattore di struttura pari a 1,5 sia per i meccanismi duttili sia per quelli fragili.

L'analisi dinamica lineare, così come presentata al § 7.3.3.1 delle NTC, è stata quindi condotta secondo tre passaggi fondamentali:

- la determinazione dei modi di vibrare naturali della costruzione (analisi modale);
- il calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- la combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare.

L'analisi modale risolve le equazioni del moto della costruzione, considerata elastica e in assenza di forzante esterna (oscillazioni libere), e individua le configurazioni deformate che costituiscono i modi naturali di vibrare della struttura.

Secondariamente è possibile affrontare l'analisi spettrale, la quale, sulla base dello spettro di risposta, consente di calcolare gli effetti massimi del terremoto sulla costruzione associati a ciascun modo di vibrare.

Le combinazioni considerate nell'analisi modale sono due:

- SRSS - Square Root of Sum of Squares
- CQC - Complete Quadratic Combination

Quando la risposta è valutata mediante analisi in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti orizzontali dell'azione sismica; la risposta a ciascuna componente è combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa, utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1.00 * E_x + 0.30 * E_y$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi. Nel caso in esame la componente verticale non dovrà essere tenuta in conto, secondo quanto prescritto al § 7.2.1 delle NTC.

Al fine dello svolgimento delle verifiche di sicurezza statiche e, mediante analisi dinamica lineare, sismiche, sono stati impiegati, nell'ordine indicato, i seguenti tre solutori di Straus7:

- Linear Static Analysis: Questa tipologia di analisi parte dal presupposto che la struttura abbia un comportamento lineare e che l'applicazione dei carichi sia di tipo statico. Il risultato che ne deriva comprende gli sforzi, le tensioni e i parametri della sollecitazione di tutti gli elementi componenti l'edificio.
- Natural Frequency Analysis: Questa seconda analisi permette di definire le frequenze naturali corrispondenti ai differenti modi di vibrare della struttura e le relative masse di partecipazione.

MODE	PARTICIPATION				
Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Engineering)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	1.157E+00	1.019E+06	72.423	0.308	0.000
2	1.353E+00	1.020E+06	0.322	79.085	0.001
3	2.527E+00	1.405E+05	0.120	2.358	0.000
4	3.478E+00	1.050E+06	19.204	0.000	0.000
5	4.126E+00	4.866E+05	0.001	11.463	0.000
6	6.376E+00	4.646E+05	0.365	3.727	0.001
7	6.559E+00	1.428E+06	6.669	0.250	0.000

110	TOTAL MASS PARTICIPATION FACTORS		99.105	97.193	0.003

Figura 110
Finestra di dialogo
di Straus7: Natural
Frequency

- Spectral Response Analysis: Con quest'ultima analisi si riesce a determinare la risposta della struttura soggetta ad un carico dinamico di tipo sismico.

Essi si basano su un algoritmo iterativo che risolve sistemi di equazioni algebriche, i cui parametri dipendono dal tipo di analisi richiesta. Nei successivi paragrafi saranno presentati i relativi risultati.

Per tutti e cinque i modelli, dopo la determinazione degli effetti prodotti dal sisma nelle due direzioni considerate, si individuano otto combinazioni di carico sommando ai massimi ottenuti per l'azione sismica applicata in una direzione il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione tenendo quindi conto della loro non contemporaneità. Inoltre, per quanto riguarda il primo modello senza l'eccentricità della massa, è stata individuata anche la combinazione statica.

8.3 Verifiche di sicurezza

8.3.1 Criteri di verifica

Le verifiche degli elementi strutturali sono state eseguite secondo le procedure descritte qui di seguito e sulla base delle prescrizioni definite al § 4.1.2.1.2 e § 4.1.2.1.3 delle NTC.

8.3.2 Sintesi e commento delle verifiche

In questo paragrafo viene riportata una sintesi delle verifiche effettuate sugli elementi strutturali in calcestruzzo armato, distinguendo pilastri e travi. Per ogni tipologia, le tabelle indicano l'esito delle verifiche di resistenza alle sollecitazioni per il modello sottoposto alla sola azione dei carichi gravitazionali e, successivamente, all'azione delle forze sismiche. E' comunque opportuno sottolineare come l'entità dell'azione con cui si è confrontata la capacità dei singoli elementi derivi direttamente dall'analisi compiuta, e cioè da come il comportamento dell'edificio è stato schematizzato tramite la modellazione agli elementi finiti.

VERIFICHE PILASTRI				
Elemento	Carichi gravitazionali		Azione sismica	
	PF	T	PF	T
P25X25_1	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P25X25_2	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P25X25_3	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P25X30_1	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P25X30_2	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P25X30_3	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P25X30_4	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P25X30_5	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P25X30_6	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P25X30_7	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P25X40_1	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P25X40_2	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P25X40_3	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P25X45_1	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P25X45_2	NON Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P25X45_3	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P25X45_4	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P25X45_5	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P25X70_1	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P25X70_2	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P25X70_3	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P25X70_4	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P25X70_5	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P25X70_6	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P30X30_1	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P30X30_2	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P30X40_1	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P30X40_2	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P30X40_3	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P30X40_4	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P30X40_5	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P30X40_6	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P30X40_7	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P30X40_8	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P30X45_1	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P30X45_2	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata

Tabella 28
 Sintesi delle
 verifiche svolte sui
 pilastri.

P30X45_3	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P30X70_1	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P40X40_1	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P40X40_2	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P40X40_3	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P45X35_1	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
P50X25_1	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
PD40_1	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
PD40_2	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
PD40_3	Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata
PD40_4	NON Verificata	Verificata	NON Verificata	NON Verificata

Tabella 29
Sintesi delle
verifiche svolte sulle
travi.

VERIFICHE TRAVI						
Elemento	Carichi gravitazionali			Azione sismica		
	M ⁺	M ⁻	T	M ⁺	M ⁻	T
T1	NON Verificata (71%)	NON Verificata (91%)	Verificata	NON Verificata (14%)	NON Verificata (25%)	NON Verificata (67%)
T2	Verificata	Verificata	Verificata	NON Verificata (7%)	NON Verificata (8%)	NON Verificata (48%)
T3	Verificata	Verificata	Verificata	NON Verificata (11%)	NON Verificata (10%)	NON Verificata (69%)
T4	Verificata	Verificata	Verificata	NON Verificata (10%)	NON Verificata (13%)	NON Verificata (67%)
T5	NON Verificata (80%)	NON Verificata (64%)	Verificata	NON Verificata (19%)	NON Verificata (18%)	Verificata
T6	NON Verificata (89%)	NON Verificata (94%)	Verificata	NON Verificata (10%)	NON Verificata (17%)	NON Verificata (45%)
T7	NON Verificata (47%)	NON Verificata (45%)	NON Verificata (60%)	NON Verificata (15%)	NON Verificata (11%)	NON Verificata (26%)
T8	NON Verificata (54%)	NON Verificata (13%)	NON Verificata (75%)	NON Verificata (8%)	NON Verificata (3%)	NON Verificata (51%)
T9	NON Verificata (89%)	NON Verificata (63%)	Verificata	NON Verificata (13%)	NON Verificata (10%)	NON Verificata (36%)
T10	Verificata	Verificata	NON Verificata (98%)	NON Verificata (21%)	NON Verificata (27%)	NON Verificata (48%)
T11	NON Verificata (69%)	NON Verificata (52%)	NON Verificata (54%)	NON Verificata (26%)	NON Verificata (18%)	NON Verificata (40%)
T12	NON Verificata (29%)	NON Verificata (14%)	NON Verificata (51%)	NON Verificata (6%)	NON Verificata (23%)	NON Verificata (30%)
T13	NON Verificata (66%)	NON Verificata (61%)	NON Verificata (47%)	NON Verificata (14%)	NON Verificata (17%)	NON Verificata (39%)

Come si evince dalla tabella 28, i pilastri risultano verificati nella quasi totalità dei casi per quanto riguarda le verifiche statiche. Dal resoconto delle verifiche effettuate sui singoli conci di trave (tabella 29), invece, è emerso, sia nel caso statico che sismico, un comportamento sia a flessione che a taglio carente a causa di un sottodimensionamento della specifica armatura, lo stesso vale per i pilastri soggetti all'azione sismica.

Dalla lettura complessiva dei risultati ottenuti, si evince che gli elementi strutturali non sono idonei a sopportare la domanda prestazionale imposta dal sisma, come ci si aspettava per un edificio costruito nel '62 quando era

sufficiente dimensionare per i soli carichi gravitazionali. Ad aggravare i risultati delle verifiche ha sicuramente contribuito la mancanza di dettagli costruttivi e per questo, prima di progettare qualsiasi tipo di intervento è opportuno compiere un'analisi dello stato di fatto dettagliata.

Verifiche dei meccanismi d'insieme mediante analisi numerica

9.1	Definizione del modello.....	142
9.2	Effetti dell'aggregazione sul comportamento globale.....	147
9.3	Confronto tra modelli.....	151
9.4	Conclusioni.....	154

Rif. *Analisi Statica non lineare (push-over)*, T. Albanesi, C. Nuti, Università Roma Tre.

Date le caratteristiche dell'edificio, più volte richiamate nei precedenti capitoli, la metodologia adottata per l'analisi globale è ricaduta su un software di calcolo che fosse in grado di schematizzare strutture contraddistinte in prevalenza da muratura e avente orizzontamenti non infinitamente rigidi. Con riferimento sia alle Linee Guida che alle NTC 2008 l'analisi scelta è del tipo non lineare statica equivalente, riconosciuta anche come push-over. Tale analisi, pur mantenendo la semplicità d'uso e di interpretazione dei risultati tipica delle analisi statiche, consente stime più realistiche anche in campo non lineare. Essa consiste nello spingere la struttura a collasso finché un parametro di controllo di deformazione non raggiunge un valore prefissato; la spinta si ottiene moltiplicando in modo monotono un profilo di forze prestabilito. Si consegue quindi un legame forza/spostamento detto curva di capacità che consente di ricondurre la ricerca dello spostamento massimo (d_{\max}^* nelle NTC 2008) di un sistema a NGDL (MDOF) a quella di un sistema equivalente a 1GDL (SDOF). Secondo le prescrizioni normative, l'analisi statica non lineare valuta la risposta della struttura sia rispetto sistemi di forze orizzontali associate a carichi gravitazionali, sia rispetto a sistemi di forze orizzontali, tutte scalate in modo da aumentare monotonamente lo spostamento di un punto di controllo, fino al collasso. In particolare le forze orizzontali vengono applicate in corrispondenza di ogni livello secondo due distribuzioni:

- Proporzionale alle masse;
- Proporzionale al prodotto delle masse per la deformata derivante dal primo modo di vibrazione.

Tale scelta nasce dalla considerazione che la distribuzione delle forze laterali dovrebbe approssimare la distribuzione delle forze d'inerzia presenti durante il sisma. Confronti coi risultati di analisi dinamiche non lineari hanno evidenziato che distribuzioni di forze proporzionali al primo modo colgono meglio la risposta dinamica finché la struttura rimane in campo elastico, mentre quando si raggiungono grandi deformazioni la risposta può essere meglio rappresentata da distribuzioni di forze proporzionali alle masse. In aggiunta le forze orizzontali sono spostate del 5% della dimensione massima dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica, rispetto al baricentro delle masse dei solai sia in direzione x che y , positiva e negativa, al fine di tenere in conto le eccentricità accidentali. Nel caso specifico si ottengono 24 analisi non lineari statiche equivalenti (due direzioni di carico x e y moltiplicate per i versi di carico positivo e negativo moltiplicate per due distribuzioni di forze simiche moltiplicate per due casi di eccentricità e un caso senza eccentricità).

L'analisi procede fino al decadimento del 20% del valore di picco del taglio alla base come prescritto da normativa. Di conseguenza si calcola il valore di spostamento massimo d_u , che rappresenta per la struttura ad NGDL (MDOF) anche il valore ultimo. Lo spostamento d_c preso in considerazione per la

definizione della curva di capacità è quello di un punto dell'edificio all'ultimo livello, detto nodo di controllo.

La normativa prevede un'ulteriore semplificazione con l'introduzione di una curva di capacità bilineare di un sistema equivalente ad 1GDL (SDOF). Il tracciamento di tale curva deve avvenire con una prima retta che passando per l'origine interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco; la seconda retta dovrà essere parallela all'asse degli spostamenti in maniera tale da generare l'equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente. La determinazione della curva di capacità del sistema reale così definita permette di passare alla bilatera associata al sistema equivalente, nota la quale, viene identificato il periodo del sistema equivalente ad 1GDL (SDOF), il cui comportamento permette di individuare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, secondo gli spettri riportati in normativa, per lo SLV e lo SLD.

Il software che ha permesso di conseguire tale analisi è "3Muri" della S.T.A Data.

Software: 3Muri
Versione 5.0.200
Professional
Licenza n. 14045
acquistata
dall'Università degli
Studi di Padova
Ditta S.T.A Data
S.r.l.

9.1 Definizione del Modello

La modellazione dell'edificio oggetto di studio viene svolta attraverso una schematizzazione a telaio equivalente che individua diversi macroelementi nel setto murario:

- maschi murari in corrispondenza delle zone verticali comprese fra le aperture, su questi elementi si pensano concentrate le sollecitazioni di tipo tagliante;
- fasce di piano in corrispondenza delle zone orizzontali comprese fra le aperture, su questi elementi si pensano concentrare le sollecitazioni di tipo flessionale e di compressione;
- elementi rigidi che solitamente collegano le diverse fasce di piano e sono quegli elementi che durante l'azione sismica ridistribuiscono le sollecitazioni agli elementi vicini.

Gli orizzontamenti vengono schematizzati come diaframmi in grado di ripartire l'azione verticale agente su sé stessi alle pareti, e di distribuire, come elementi di irrigidimento di piano, le azioni orizzontali sulle pareti di incidenza in quanto viene trascurato il contributo resistente delle pareti in direzione ortogonale al proprio piano.

Il software riporta queste assunzioni creando per ogni parete della struttura una mesh che indica in maniera distinta elementi rigidi, fasce e maschi murari. Tali macroelementi vengono definiti come elementi finiti piani che si ancorano a nodi tridimensionali a 5 gradi di libertà, essendo per assunzione teorica la parte un diaframma rigido torsionalmente ($rot_z = 0$). In alcuni casi, qualora la facciata sia particolarmente complessa, il software provvede alla definizione di nodi secondari bidimensionali ($U_x, U_z, rot_y \neq 0$) sui macroelementi.

Rif. Decreto
Ministeriale del 14
Gennaio 2008 (G.U.
n. 29 del 4/2/08
suppl. ord. N. 30) –
Norme Tecniche per
le Costruzioni, in
seguito denominate
come NTC 2008.

Rif. Circolare 2
Febbraio 2009, n.
617 (G.U. n. 47 del
26/02/09 suppl.
ord. N. 27) –
istruzioni per
l'applicazione delle
"Nuove Norme
Tecniche per le
costruzioni" di cui al
decreto ministeriale
14 Gennaio 2008.

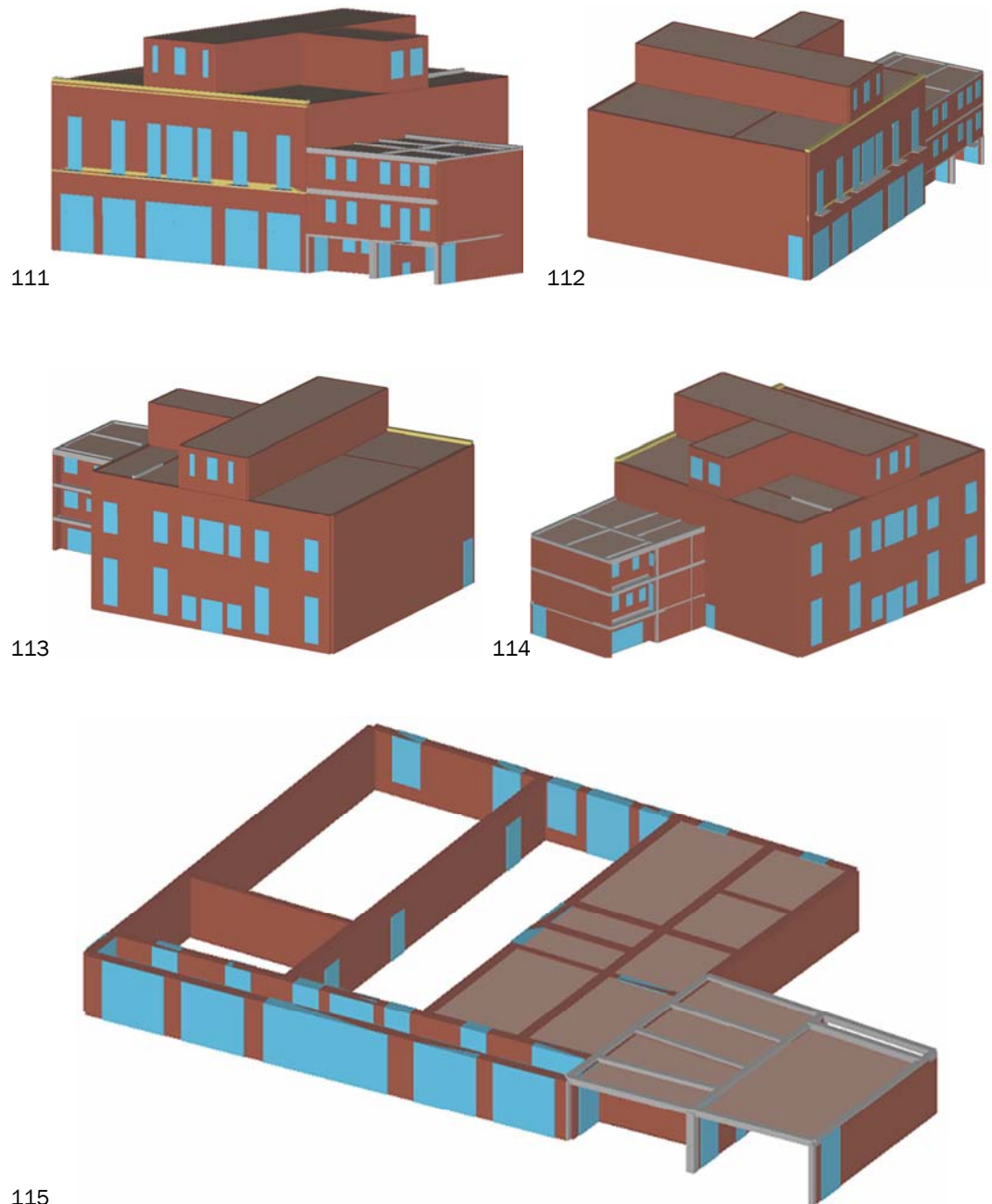
La creazione del modello segue due fasi:

- la prima consente di importare la geometria della struttura direttamente da file .dxf, il quale, attraverso la tecnica della rilucidazione, permette al programma di creare aste e nodi di riferimento per la definizione della struttura vera e propria;
- la seconda fase, permette di attribuire ad ogni asta le proprietà meccaniche di riferimento, introducendo le forometrie e gli orizzontamenti. In particolare sono state scelte per la muratura le caratteristiche del materiale secondo le prescrizioni contenute in Normativa e nella Circolare. Per la muratura si è optato per la tipologia a “mattoni pieni e malta di calce” e nessun parametro migliorativo è stato inserito in questo modello.

**Figure
111-112-113-114-
115**

Viste
assonometriche del
modello a telaio
equivalente del
Collegio Morgagni.
Partendo dalla
prima a sinistra si
ha: vista sud-est;
vista sud-ovest;
vista nord-ovest,
vista nord-est.

Il colore marrone
indica le strutture in
muratura, il grigio le
strutture in c.a,
l'azzurro le
aperture, il marrone
più scuro gli
orizzontamenti, il
giallo gli elementi in
legno e il verde le
volte.

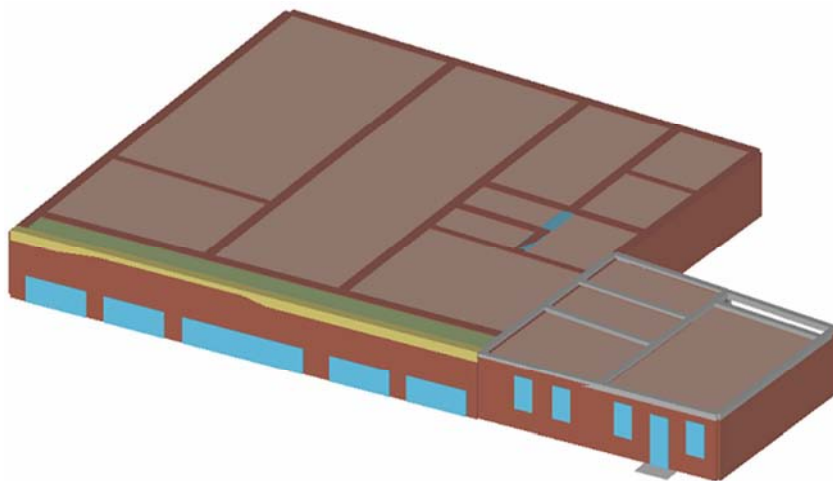


**Figure
116-117-118-119**

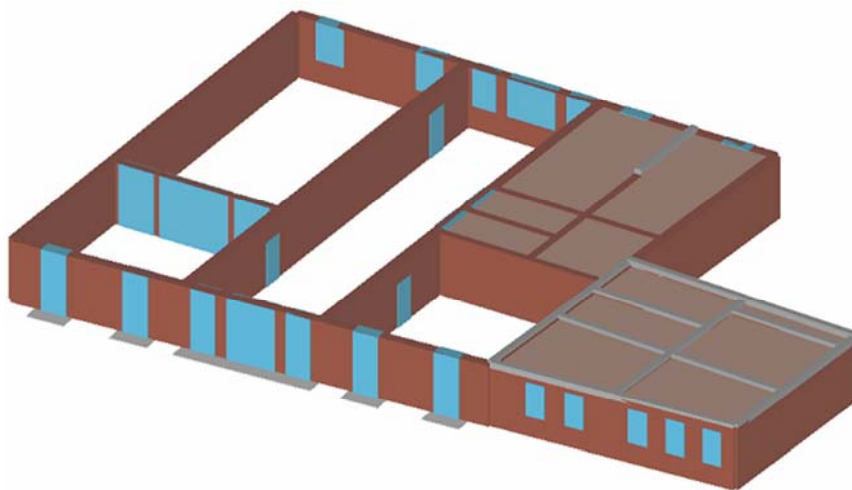
Viste
assonometriche del
telaio equivalente
del Collegio
Morgagni suddivise
per livello.

Partendo
dalla
prima si ha: livello 1
da 0 a 2,90 m,
livello 2 da 2,90 m
a 6,03 m, livello 3
da 6,03 m a 9,03
m, livello 4 da 9,03
m a 12,49 m, livello
5 da 12,49 m a
16,29 m.

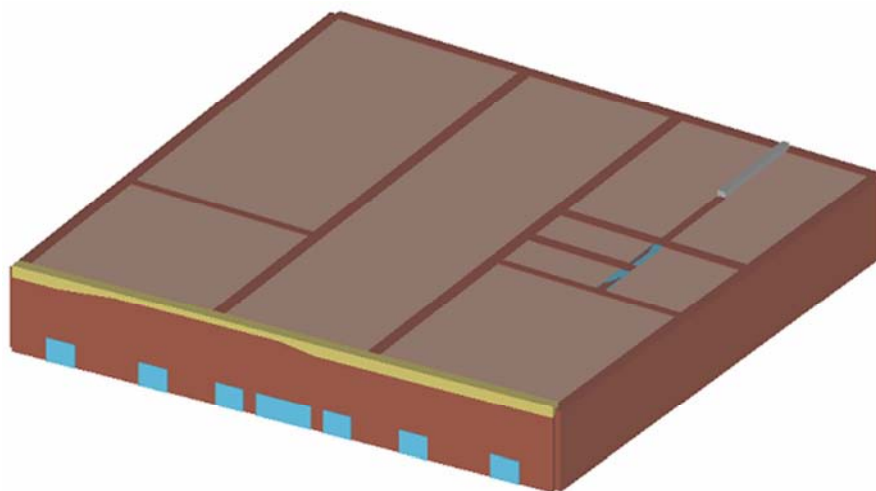
116



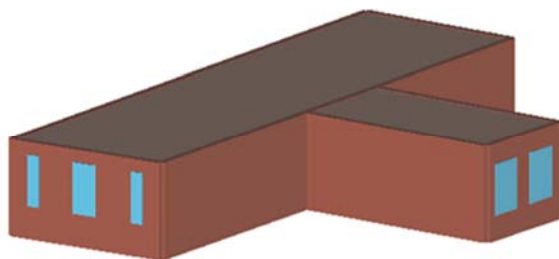
117



118



119



Per gli orizzontamenti sono state adottate le seguenti tipologie: solai in latero-cemento, solai in legno con singolo tavolato, volte a botte. Per ogni solaio sono state definite le caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi resistenti quali dimensioni delle travi (base e altezza), valori di inerzia (I), modulo di elasticità e taglio (E , G). Le azioni di carico sui solai vengono suddivise in carichi permanenti strutturali (G_k), carichi permanenti non strutturali ($G_{k,agg}$) e carichi accidentali (Q). Come nei precedenti capitoli i valori dei carichi permanenti strutturali/non strutturali e accidentali sono stati aggiornati secondo le normative vigenti. Nel caso dei sottotetti al valore di carico del solaio è stato aggiunto il carico distribuito permanente della copertura (non modellata). La presenza delle scale è stata schematizzata attraverso solai rigidi monodirezionali.

Prima di descrivere la fase successiva di meshatura è necessario ricordare che, essendo l'edificio in esame piuttosto articolato e di conformazione tipica di un edificio in aggregato, sono state fatte delle dovute semplificazioni durante la fase di modellazione. In particolare:

- il sistema ad archi del porticato che dà su Via San Massimo è stato sostituito mediante un paramento murario svuotato in corrispondenza delle aperture;
- il paramento murario che sostituisce il sistema di archi è stato modellato come muratura in pietra;
- le aperture in facciata del piano rialzato sono state ridotte di spessore;
- nella facciata a sud dell'edificio principale sono state inserite travi lignee nella sommità del secondo e quarto livello per l'intera lunghezza della parete;
- a causa dei piani mezzanini il modello viene diviso in più livelli spezzando in due le aperture in facciata;
- il soppalco della biblioteca viene modellato come balcone;
- le pareti sono state schematizzate in tre tipologie ricorrenti da 50, 35 e 30m.

Segue la fase di creazione della meshatura, che come descritto in precedenza, crea i macroelementi di piano sulle diverse facce del modello. La concezione matematica che sta alla base dell'impiego dei macroelementi (maschi o fasce) che simulano il comportamento degli elementi murari, permette di riconoscere il meccanismo di danno, a taglio nella sua parte centrale o a pressoflessione sui bordi dell'elemento in modo da percepire la dinamica del danneggiamento così come si presenta effettivamente nella realtà. La mesh indica con colorazioni differenti gli elementi maschio murario, fascia di piano ed elemento rigido. Tutti questi sono collegati mediante nodi che si distinguono in bidimensionali, quando giacciono su un maschio murario o una fascia, o tridimensionali, qualora abbiano il compito di collegare due macroelementi non complanari. Sia i nodi che le mesh possono essere modificati in base alle esigenze di calcolo. In tutti i modelli i nodi alla base della struttura sono vincolati sia in spostamento che in rotazione.

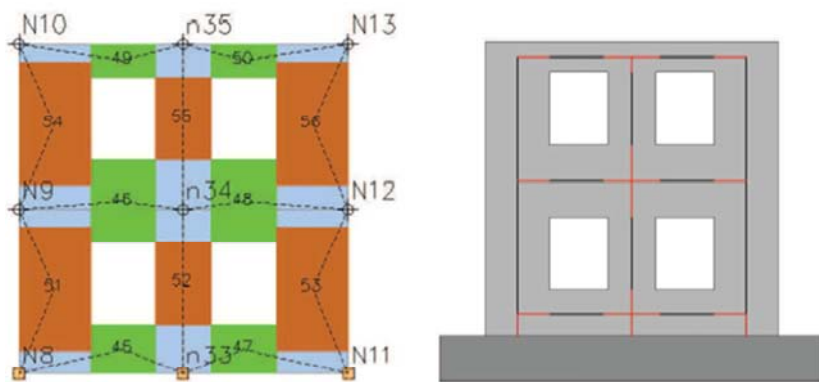
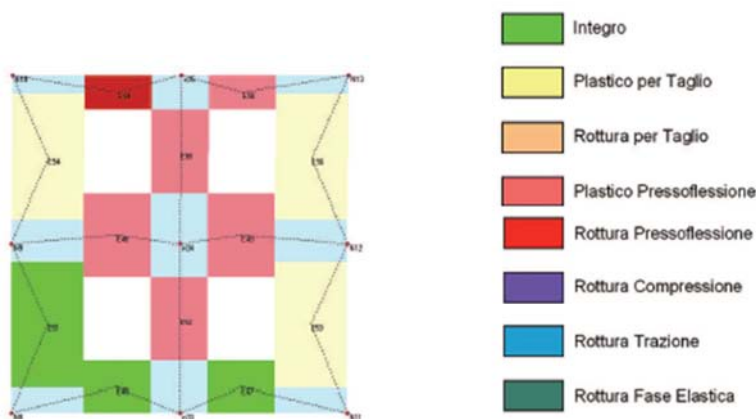


Figura 120

A sinistra mesh creata dal software per la schematizzazione della parete come telaio equivalente. Sono rappresentati con i colori arancione, verde, azzurro rispettivamente i maschi murari, le fasce di pino, gli elementi rigidi. A destra la schematizzazione del solo telaio equivalente con gli elementi rigidi in rosso. Sotto la parete è sottoposta ad analisi push-over con risposta dei macroelementi secondo legenda.



120

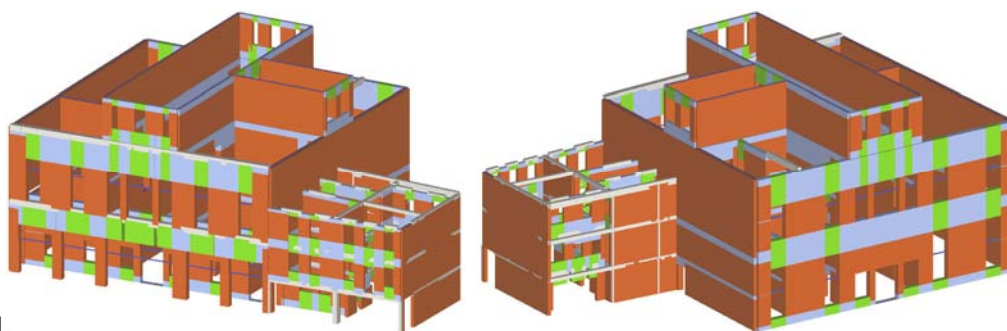


Figura 121

Viste 3D della mesh di Collegio Morgagni.

121

I parametri dell'azione sismica sono ricavati dal software mediante l'inserimento della località (nome della città o coordinate geografiche), della vita nominale V_n e dalla classe d'uso C_u attraverso una finestra di dialogo. L'analisi push-over procede in modo automatico dopo aver definito l'azione del sisma ($\pm X$, $\pm Y$), la distribuzione delle forze sismica (proporzionale alle masse o al modo di vibrare) e la scelta del nodo di controllo. Tale scelta è obbligatoria, anche se non esiste una regola precisa per tale decisione. Si è deciso comunque di valutare la curva di capacità con riferimento ad un punto situato al livello più alto e in posizione baricentrica rispetto al corpo di fabbrica. Un ulteriore parametro da tenere in considerazione è l'eccentricità accidentale del centro di massa rispetto al centro delle rigidezze calcolata in modo automatico secondo le prescrizioni normative e pari per ciascun piano a $\pm 5\%$ della dimensione massima dell'edificio misurata perpendicolarmente

alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Il software provvede ad eseguire le seguenti verifiche:

- Stato limite Ultimo – Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):

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

D_{\max} : spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.

D_u : spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente con il decadimento della curva push-over di un valore pari al 20% di quello massimo, con la condizione che il valore di $q^* < 3$, ove q^* rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente (limitazione in duttilità del sistema).

- Stato limite di esercizio – Stato Limite di Danno (SLD):

D_{\max}^{SLD} : spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di danno.

D_d : spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0.003).

Vengono successivamente calcolati gli indicatori di rischio sismico. Il parametro α_u è considerato un indicatore del rischio di collasso, il parametro α_e un indicatore del rischio d'inagibilità dell'opera.

Questi parametri vengono calcolati come indicato nel seguito:

PGA_{DS} : accelerazione stimata di danno severo;

PGA_{DL} : accelerazione stimata di danno lieve;

$PGA_{10\%}$: accelerazione al suolo attesa con probabilità 10% in 50 anni;

$PGA_{50\%}$: accelerazione al suolo attesa con probabilità 50% in 50 anni.

Indicatore del rischio di collasso:

$$\alpha_u = \frac{PGA_{DS}}{PGA_{10\%}}$$

Indicatore del rischio d'inagibilità dell'opera:

$$\alpha_e = \frac{PGA_{DL}}{PGA_{50\%}}$$

9.2 Effetti dell'aggregazione sul comportamento globale

Come già indicato più volte nei capitoli precedenti l'edificio oggetto di studio presenta dal punto di vista strutturale delle particolarità piuttosto significative. Tali particolarità non sono da ricercare solo all'interno dell'unità strutturale indagata, ma anche nel contesto che le caratterizza. Infatti se da un lato si devono considerare materiali e tecniche costruttive differenti all'interno dello stesso edificio, dall'altra bisogna considerare che il comportamento strutturale dell'edificio durante l'azione sismica si interfaccia con la presenza di strutture in aggregato in entrambe le direzioni. Quindi, il modello di calcolo dovrà tenere in considerazione entrambi questi aspetti. Mentre la schematizzazione della struttura, e dei relativi materiali che la

compongono, viene direttamente risolta attraverso gli strumenti offerti dal software come già descritto sopra; la simulazione di un comportamento in aggregato risulta essere più complicata. Diversi sono le pubblicazioni che afferiscono a tale argomento e dalle quali vengono riportati alcuni risultati utilizzati come punto di partenza per le fasi successive.

Una struttura in aggregato è costituita da una serie di edifici abbastanza prossimi da interagire uno con l'altro durante un evento sismico. Escludendo meccanismi di collasso del primo ordine, tale interazione tende a provocare danni di tipo globale, che risultano dipendere anche da caratteristiche intrinseche dei singoli manufatti come la rigidità delle pareti e degli orizzontamenti, l'altezza e la massa dell'edificio, la tipologia di connessione fra edifici e la posizione all'interno dell'aggregato. In particolare meccanismi come il martellamento (pounding), la rottura a taglio (shear sliding) e il collasso a pressoflessione (rocking) sono riconducibili a schemi di rottura dovuti ad una risposta globale della struttura.

L'analisi scelta è del tipo statico non lineare, push-over.

Al fine di ottenere una rappresentazione significativa del comportamento globale si tende a semplificare la modalità di connessione fra edifici in due tipologie; collegamento a martellamento e connessione piena.

In aggiunta, rispetto alla singolarità, l'aggregato tende a migliorare la risposta delle strutture più flessibili a scapito di quelle più rigide che devono sopportare un quantitativo di energia maggiore. E' importante ricordare anche che rispetto alla singolarità, che presenta danni concentrati ai piani inferiori, l'aggregato sposta le zone critiche in quota, con problemi ancor più marcati in caso di prospetti con differenti altezze, nei quali i setti murari che non presentano continuità longitudinale vanno incontro a danni per pressoflessione nel piano con conseguente collasso per schiacciamento del nodo alla base.

Il passo successivo consiste nell'applicare parte di queste assunzioni anche al Collegio Morgagni con la volontà, però, di non voler schematizzare l'intero sistema di aggregazione che compone Via San Massimo, ma solo la "casa del direttore", che oltre a condividere con il Collegio Morgagni la parete perimetrale ad est, è anche l'edificio dove si innesta la struttura in c.a.

Quest'ultimo non presentando una conformazione complessa non ha avuto bisogno di particolari accorgimenti.

Il problema che si pone a questo punto è come schematizzare nella maniera più opportuna i restanti elementi in aggregato, per fare ciò 3Muri permette di conferire ai nodi che compongono la mesh un valore di rigidità elastica che rende i vincoli cedevoli. Il valore di rigidità elastica viene calcolato mediante le seguenti assunzioni:

- il setto murario viene schematizzato come una mensola incastrata alla base sottoposta ad una forza orizzontale applicata in sommità;
- il valore di rigidità viene calcolato attraverso la formula seguente:

Rif. O.P.C.M. 3362 dell'8 Luglio 2004. Modalità di attivazione del Fondo interventi straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri, istituito ai sensi dell'art. 32-bis del D.L. 30 Settembre 2003, n. 269, convertito, dalla L. 24 novembre 2003, n. 326.

$$K = \frac{1}{\frac{h^3}{3EJ} + 1,2 \frac{h}{GA}}$$

Essendo:

J momento d'inerzia della pianta del setto, che dato uno spessore medio di 0,3 m varia solo secondo la lunghezza L del setto;

E modulo di elasticità normale dei setti, posto uguale a 1200 MPa, valore minimo per muratura in mattoni e malta di calce;

G modulo di elasticità tangenziale dei setti, posto uguale a 400 MPa, valore minimo per muratura in mattoni e malta di calce;

A area della pianta del setto;

H altezza del setto da terra.

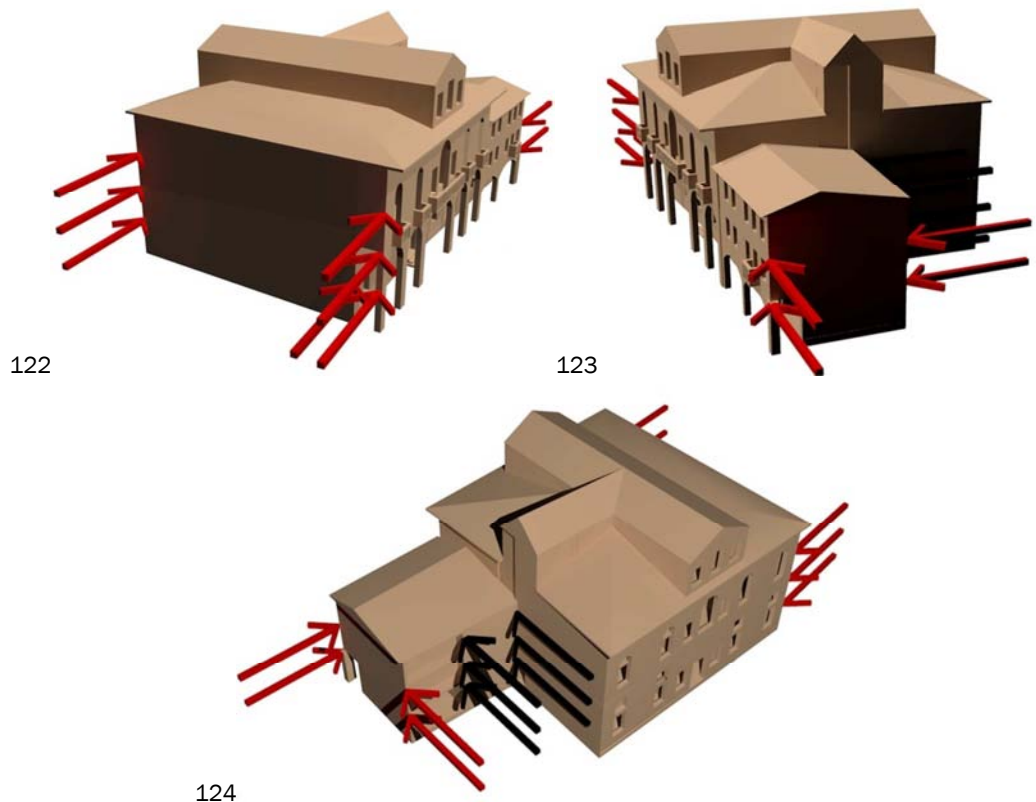
- i parametri meccanici della muratura sono corrispondenti alla tipologia “muratura in mattoni pieni e malta di calce” presenti in normativa;
- gli edifici si sviluppano su 3 livelli con interpiano di 2,90 m per il primo livello e 3,00 m per il secondo e il terzo;
- gli edifici sono in continuità con murature a connessione piena;

Da questo punto in avanti si farà riferimento alla direzione Y come quella parallela alla facciata dell'edificio mentre il verso sarà scelto come positivo da sinistra verso destra, come negativo nel caso contrario.

Figure 122-123-124

Schematizzazione dei vincoli che agiscono sul modello MRG_V. In rosso sono indicati i vincoli dati dall'aggregazione e ricavati attraverso assunzioni.

In nero sono indicati i vincoli dati dall'edificio in c.a. Quest'ultimi sono stati ricavati dal modello in Straus7.



La scelta di parametri sismici coincide ancora con una classe d'uso (C_u) pari a III e un tempo di ritorno (T_R) di 712 anni. Il modello così definito prende il nome di MRG_V. In questo caso, però, si introducono, in corrispondenza delle facciate perimetrali lungo la direzione X, delle rigidezze elastiche adeguate

mediante la modifica della mesh di parete. Il software permette infatti di modificare il comportamento del nodo rispetto a spostamenti (U_x ; U_y ; U_z) e rotazioni (rot_x ; a rot_y). La mancanza della rotazione in z (rot_z) è giustificata dalle assunzioni teoriche di partenza che vedono il diaframma maschio e fascia muraria come indeformabili nel piano. Il sistema di riferimento del nodo è di tipo globale, per questo motivo il valore modificato è corrispondente alla direzione Y per quanto riguarda i vincoli dati dagli edifici in aggregato. Il calcolo della rigidezza K del vincolo avviene in funzione dell'altezza del livello considerato.

Di seguito sono riportati tutti valori di rigidezza per i diversi livelli:

LIVELLO	PARETE	L (m)	J (m ⁴)	A (m ²)	h (m)	K (kN/m)
1	OVEST	6,00	5,40	1,80	2,90	164259,94
1	OVEST	4,00	1,60	1,20	2,90	87076,15
1	EST	6,00	5,40	1,80	2,90	164259,94
1	EST	3,00	0,68	0,90	2,90	50752,94
2	OVEST	6,00	5,40	1,80	6,03	46885,38
2	OVEST	4,00	1,60	1,20	6,03	18818,10
2	EST	6,00	5,40	1,80	6,03	46885,38
2	EST	3,00	0,68	0,90	6,03	9063,81
3	OVEST	6,00	5,40	1,80	9,03	18894,22
3	OVEST	4,00	1,60	1,20	9,03	6648,61

Tabella 30

Tabella che riporta i valori di rigidezza definiti per i diversi livelli.

Nel modello MRG_V vengono applicati valori di rigidezza del vincolo diminuiti di un ordine di grandezza, mentre per quanto riguarda i pilastri del sottoportico la diminuzione è di due ordini di grandezza.

Per quanto riguarda i vincoli dati dalla connessione con l'edificio in c.a. si è fatto un ragionamento a parte.

Quest'ultimo edificio è stato modellato con il software Straus7 che opera per elementi finiti. A modellazione ultimata il programma consente di ricavare la forza di taglio totale per piano e lo spostamento dei vari nodi.

Per cui si sono analizzati gli spostamenti dei nodi in comune con l'edificio in muratura e si è ricavata la rigidezza da applicare a 3muri attraverso la seguente formula:

$$K = \frac{F_i}{\delta}$$

LIVELLO	T (N)	Dx (m)	K (kN/m)
1	10956389	0,0006	18260648,17
1	10956389	0,0005	21912777,80
2	9597232	0,0023	4172709,52
2	9597232	0,0017	5645430,53
3	7142703	0,0049	1457694,55
3	7142703	0,0035	2040772,37

Tabella 31

Tabella che riporta i valori di rigidezza definiti per i diversi livelli.

9.3 Confronto tra Modelli

Al fine di capire l'influenza dell'aggregazione si sono studiati due modelli differenti:

- Modello 1: MRG, schematizza l'edificio come elemento idealmente isolato, dove gli unici vincoli sono quelli che schematizzano l'attacco a terra.
- Modello 2: MRG_V, schematizza l'edificio come elemento in aggregato; tale aggregazione viene semplificata mediante vincoli cedevoli elasticamente. La scelta dei valori di rigidezza del vincolo derivano dalle valutazioni fatte nelle pagine precedenti.

Questi due modelli hanno lo scopo di collocare il comportamento strutturale dell'edificio, dal punto di vista globale, all'interno di uno specifico range di valori. Infatti il modello 1 rappresenta una situazione estrema, che ha lo scopo di indicare il minimo valore del coefficiente critico mentre il modello 2 rappresenta un modello più aderente alla realtà. Infine si vuole precisare che in questo caso la direzione Y coincide con la direzione di sviluppo dell'aggregato, mentre la direzione X è ortogonale allo stesso.

Modello MRG

Il primo modello considera la struttura come isolata, gli unici vincoli sono disposti a terra al fine di simulare il sistema fondazionale. Il punto di controllo scelto per l'analisi push-over, situato all'interno del corpo di fabbrica al livello più alto, non è stato lo stesso per tutte le analisi.

Alcune analisi non sono verificate allo Stato Limite Ultimo ma, a parte poche analisi, gli altri stati limite sono verificati.

L'analisi più gravosa considera l'azione sismica agente lungo la direzione Y negativa, con distribuzione delle forze proporzionale al 1° modo di vibrare e con eccentricità nulla. Il valore di α_u è pari a 0,458 e questo significa che la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 46% del sisma di progetto relativo allo Stato limite Ultimo con tempo di ritorno di 712 anni, ovvero l'accelerazione sismica sopportabile dalla struttura prima del collasso allo SLV è pari a circa il 46% di quella realmente incidente nella direzione considerata; la verifica in questo caso non è soddisfatta per lo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita mentre per gli altri è verificata. Dall'analisi dei risultati si nota che i setti che vanno a rottura per pressoflessione si trovano nei livelli più alti che non presentano continuità con l'edificio vicino.

L'analisi più gravosa per quanto riguarda la direzione X considera l'azione sismica agente con verso positivo, con distribuzione delle forze proporzionale alle masse ed eccentricità pari a -177,0 cm. In questo caso il valore di α_u è pari a 1,053 e i risultati ottenuti evidenziano maggior vulnerabilità la parete est dell'ultimo livello. Il valore medio di α_u per le 24 analisi eseguite è di 0,98 ovvero il 98% dell'azione sismica.

Modello MRG_V

Il secondo modello considera la struttura in aggregato. Tale schematizzazione avviene mediante l'utilizzo di vincoli cedevoli elasticamente in corrispondenza delle facciate in adiacenza con gli edifici vicini. Il punto di controllo scelto per l'analisi push-over non è sempre lo stesso, ma varia in base alla direzione e verso del sisma. Si nota come le analisi svolte in direzione X siano tutte verificate mentre in direzione Y alcune analisi non risultano soddisfatte allo SLV.

N.	Dir. sisma	Carico sismico prop.	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	DMax SLO [cm]	Do SLO [cm]	α_u	α_e
1	+X	Masse	0,0	0,68	2,24	0,690	0,32	2,24	0,28	2,24	1,950	4,331
2	+X	1° modo	0,0	0,96	2,00	0,841	0,42	1,80	0,35	1,80	1,491	3,233
3	-X	Masse	0,0	0,72	2,55	0,688	0,34	2,55	0,29	2,55	2,033	4,526
4	-X	1° modo	0,0	1,00	2,90	0,829	0,44	1,90	0,37	1,90	1,759	3,306
5	+Y	Masse	0,0	3,48	2,34	2,126	0,95	2,30	0,79	2,30	0,754	1,805
6	+Y	1° modo	0,0	4,62	2,48	2,630	1,46	1,96	1,14	1,98	0,611	1,250
7	-Y	Masse	0,0	3,59	2,28	2,153	0,99	2,28	0,83	2,28	0,723	1,750
8	-Y	1° modo	0,0	4,81	2,36	2,849	1,56	1,69	1,20	1,69	0,564	1,058
9	+X	Masse	177,0	2,62	7,19	0,620	1,13	7,19	0,94	7,19	2,176	5,210
10	+X	Masse	-177,0	0,61	1,00	0,826	0,28	1,00	0,25	1,00	1,322	2,877
11	+X	1° modo	177,0	1,60	8,79	1,049	0,64	5,59	0,53	5,59	2,818	4,965
12	+X	1° modo	-177,0	0,97	3,48	0,966	0,44	3,48	0,37	3,48	1,827	4,249
13	-X	Masse	177,0	1,52	8,64	0,657	0,66	4,62	0,55	4,62	3,099	5,032
14	-X	Masse	-177,0	0,54	1,16	0,786	0,25	1,16	0,22	1,16	1,488	3,264
15	-X	1° modo	177,0	1,92	6,71	0,937	0,83	6,27	0,69	6,27	2,104	4,921
16	-X	1° modo	-177,0	1,10	2,54	0,947	0,48	2,54	0,40	2,54	1,467	3,444
17	+Y	Masse	117,2	3,33	2,18	2,145	0,89	2,18	0,74	2,18	0,739	1,794
18	+Y	Masse	-117,2	3,40	2,18	2,153	0,91	2,18	0,76	2,18	0,730	1,769
19	+Y	1° modo	117,2	4,49	2,34	2,806	1,41	1,72	1,07	1,72	0,596	1,151
20	+Y	1° modo	-117,2	4,55	2,31	2,536	1,41	2,00	1,12	2,00	0,592	1,280
21	-Y	Masse	117,2	3,62	2,24	2,178	1,00	2,24	0,84	2,24	0,706	1,710
22	-Y	Masse	-117,2	3,57	2,41	2,133	0,99	2,41	0,82	2,41	0,753	1,829
23	-Y	1° modo	117,2	4,58	2,54	2,935	1,47	1,64	1,11	1,64	0,621	1,083
24	-Y	1° modo	-117,2	4,74	2,75	2,792	1,52	2,26	1,17	2,26	0,644	1,345

Tabella 32

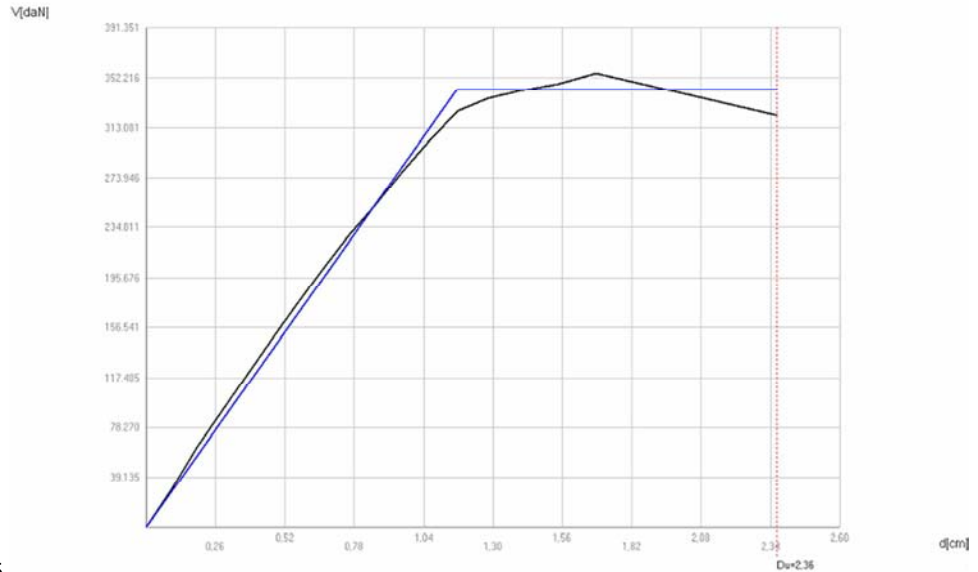
Tabella che indica le 24 analisi push-over condotte sul modello MRG_V. Vengono riportate le verifiche fatte per gli stati limite di operatività (SLO), stato limite di danno (SLD), stato limite di salvaguardia della vita (SLV). In verde sono indicate le analisi soddisfatte. In giallo chiaro le analisi in x e in Y più gravose, ovvero con il coefficiente di attivazione α_u più basso.

L'analisi più gravosa risulta la 8 con un valore di α_u pari a 0,564. Questo significa che la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 56% del sisma di progetto relativo allo Stato limite Ultimo con tempo di ritorno di 712 anni, ovvero l'accelerazione sismica sopportabile dalla struttura prima del collasso allo SLV è pari a circa il 56% di quella realmente incidente nella direzione considerata e questo significa che l'effetto dei vincoli contribuisce

ad aumentare del 11% circa il valore di α_u nella direzione dell'aggregazione. Tale analisi considera l'azione sismica agente lungo la direzione Y negativa, con distribuzione delle forze proporzionale al 1° modo di vibrare della struttura e con eccentricità nulla. La verifica non è soddisfatta per lo Stato Limite Ultimo SLV; dall'analisi dei risultati si nota che l'edificio raggiunge la condizione di SLU per rottura a pressoflessione nella parete sud ai livelli superiore dove la parete non è vincolata dagli edifici vicini.

Il valore medio di α_u per le 24 analisi eseguite è in questo caso di 1,32 ovvero 132% dell'azione sismica.

Figura 125
Curva di capacità riferita all'analisi più gravosa in direzione Y del modello MRG_V.



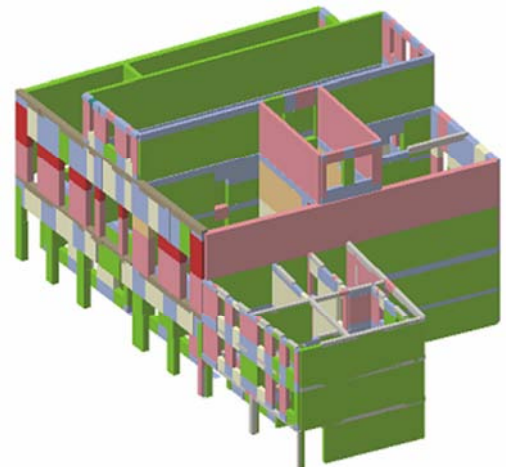
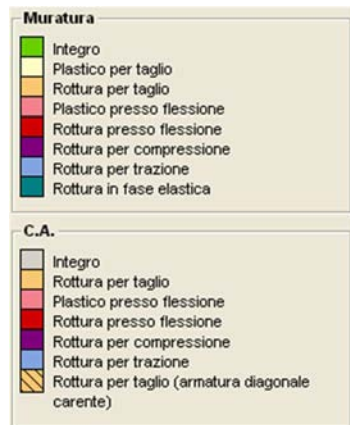
125

Si riportano i valori dettagliati dell'analisi 8:

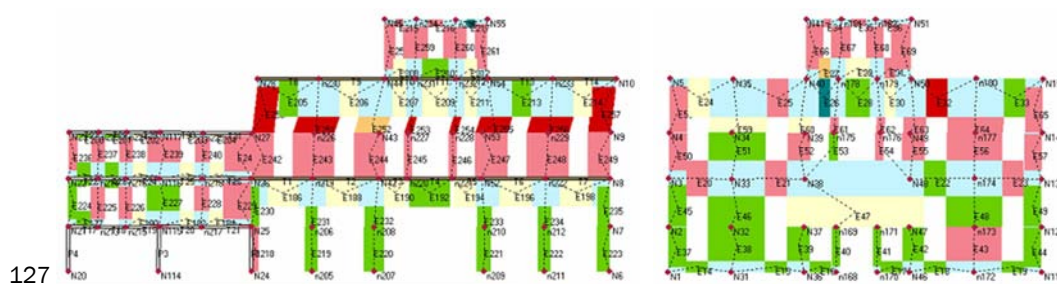
Tabella 33
Tabella che riporta in dettaglio i parametri calcolati nell'analisi più gravosa in direzione Y.

					TR _c				TR=cost	
	TR _c	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _c (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _c * (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _c [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	163	712	0,229	0,94	0,55	2,56	0,31	0,582	0,53	0,564
SLD	87	75	1,160	0,42	0,44	2,51	0,29	1,059	0,44	1,058
SLO	87	45	1,933	0,32	0,44	2,51	0,29	1,276	0,45	1,294

Figura 126
A sinistra la legenda che indica le possibili configurazioni per i setti in muratura e in c.a. A lato è riportata l'assonometria dell'analisi più gravosa in direzione Y.



126

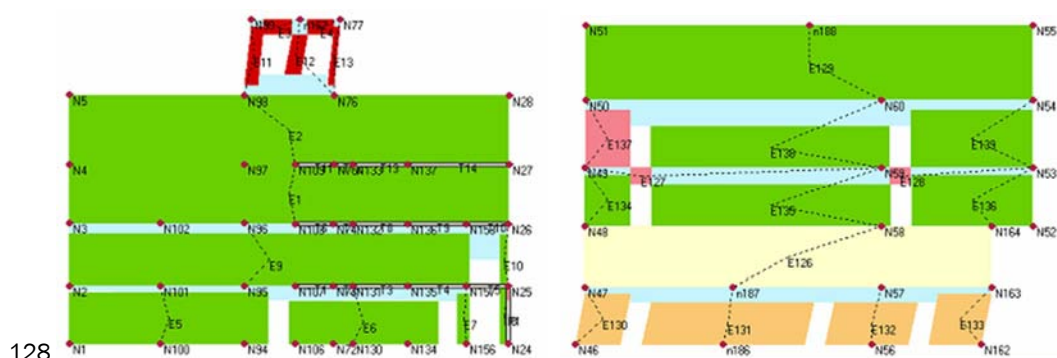


127

Per quanto riguarda la direzione X l'analisi più gravosa considera l'azione sismica agente con verso positivo, con distribuzione delle forze proporzionale alle masse ed eccentricità pari a 177,0 cm. In questo caso l' α_u è pari a 1,322. Dall'analisi dei risultati si nota che l'edificio raggiunge la condizione di SLU per rottura a pressoflessione nella parete est che si trova all'ultimo livello.

Figura 127

A lato sono riportate deformate relative all'analisi più gravosa in direzione Y. A sinistra è presente la deformata della parete 12. Si nota come i setti che si rompono per pressoflessione sono quelli non vincolati. La deformata che si trova a destra corrisponde alla parete 2.



128

Figura 128

A lato sono riportate deformate relative all'analisi più gravosa in direzione X. A sinistra è riportata la deformata della parete 1 mentre a destra quella della parete 6.

9.4 Conclusioni

Nel seguito si vuole concedere ulteriore spazio ai risultati appena ottenuti. Come si può notare dai due modelli la parete che mette in crisi l'edificio è la parete est dell'ultimo livello in quanto non è vincolato in nessuna direzione ed è quasi completamente vetrato.

Il modello vincolato ha lo scopo di schematizzare l'aggregato attraverso vincoli cedevoli elasticamente, i cui valori di rigidezza sono stati ottenuti mediante calibrazione. Tali vincoli sono stati posizionati in corrispondenza delle facciate in adiacenza con gli altri fabbricati. Questo è avvenuto per le facciate est ed ovest per quanto riguarda i vincoli in direzione Y mentre nella facciata nord della "casa del direttore" sono stati posizionati i vincoli in direzione X corrispondenti al collegamento con il corpo retrostante in c.a. Il valore di questi ultimi è stato ricavato dal modello realizzato con il programma Straus7 che schematizza l'edificio in c.a. Confrontando i risultati delle analisi dei due modelli si può notare che l'aggregazione fa aumentare il valore di accelerazione sopportabile dall'edificio. Questo aumento lo si può notare nella direzione di sviluppo dell'aggregato in quanto il valore del sisma sopportabile aumenta del 11%.

Si procede ora al raffronto dei valori di vita nominale V_N ottenuti mediante la formula seguente:

$$V_N = - \left(\frac{T_{SLV}}{C_U} \right) \cdot \ln(1 - P_{VR})$$

Essendo:

T_{SLV} il periodo di ritorno dell'azione sismica che porta al raggiungimento dello Stato Limite di salvaguardia della Vita valutato prima e dopo l'intervento;

P_{VR} la probabilità di superamento relativa allo stato limite considerato (10% per lo SLV);

C_U il coefficiente d'uso relativo alla classe d'uso (C_U=1,5 per la Classe d'Uso III).

Il software riporta per ogni analisi il valore del tempo di ritorno T_{SLV} dell'azione sismica che porta al raggiungimento dello SLV con P_{VR} pari a 0,10. Per ogni modello dovrebbero essere prese in considerazioni le analisi più gravose ma in questo caso, essendoci degli α_U troppo bassi le analisi non davano risultati attendibili per cui sono state prese come riferimento le analisi che presentano il minimo valore dell'indicatore del rischio di collasso α_U in direzione Y.

Tabella 34

Tabella che riporta i valori di vita nominale e effettiva per ogni modello.

	MRG	MRG_V
T_{SLV} [anni]	95	163
V_N [anni]	7	12

Il raffronto delle vite nominali non può spingersi oltre che a riportare i dati calcolati. Al fine di consentire una maggiore comprensione dei risultati ottenuti si procede alla valutazione delle PGA reali a cui i modelli sono in grado di rispondere. Per ogni modello, in corrispondenza dell'analisi più gravosa, il software presenta i valori di PGA_D (Pick Ground Acceleration di Domanda relativa ad un periodo di ritorno pari a 712 anni e percentuale di superamento in 50 anni del 10% relativa allo SLV) e di PGA_C (Pick Ground Acceleration di Capacità reale) entrambi espressi in ms⁻². Dividendo questi ultimi per l'accelerazione di gravità g, si ottiene il valore di a_g. Utilizzando il software "Spettri NTC" si risale ai parametri sismici corrispondenti all'accelerazione a_g calcolata in precedenza, tra i quali si riporta F₀. Il valore di PGS_C si ottiene moltiplicando il valore di S per a_g. Di seguito viene riportato il procedimento di calcolo per il secondo modello (quello reale) e la tabella riassuntiva che riporta i risultati del secondo e terzo modello in quanto il primo modello dà valori troppo bassi e quindi non significativi:

$$PGA_D = 0,94 \text{ m/s}^2$$

$$PGA_C = 0,55 \text{ m/s}^2$$

$$a_g = \frac{PGA_C}{9,81} = 0,057 \text{ g}$$

$$F_0 = 2,577$$

Per un suolo di categoria D:

$$S_S = 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} = 2,18 \rightarrow 1,80$$

$$S_T = 1$$

$$PGA_C = S \cdot a_g = 0,1026 \text{ g}$$

	MRG	MRG_V
PGA _b [ms ⁻²]	0,94	0,94
PGA _c [ms ⁻²]	0,46	0,55
a _g [g]	0,047	0,057
F ₀	2,500	2,577
S _s	1,80	1,80
S _T	1	1
S	1,80	1,80
PGA _c [g]	0,085	0,1026
PGA _b [g]	0,172	0,172
Scarto [%]	49,42%	59,65%

Tabella 35

Tabella che ricalcola i valori di PGA per i diversi modelli e li confronta con quelli da normativa.

Il modello vincolato presenta una PGA_c che rientra nella zona sismica 3 e, seppur non raggiungendo il limite prefissato da normativa, riesce a dissipare un'energia pari al 60% circa del sisma di progetto. Come indicato dalle Linee Guida, per i beni culturali tutelati è necessario attenersi ad interventi di miglioramento anziché ad interventi di adeguamento, dove per miglioramento si intende l'esecuzione di opere in grado di far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza rispetto alle condizioni iniziali, con un livello di protezione sismica non necessariamente uguale a quello previsto per l'adeguamento.

Interventi per la riduzione della vulnerabilità sismica

10.1	Interventi relativi all'edificio in muratura.....	159
10.2	Progetto degli interventi.....	160
10.3	Conclusioni.....	164

Allegato 10

Gli interventi sulle strutture, volti a ridurre la vulnerabilità sismica, sono da valutarsi nel quadro generale della conservazione della costruzione.

La scelta della strategia e della tecnica d'intervento, nonché l'urgenza di attuarlo, dipendono dai risultati della fase di valutazione.

L'obiettivo principale resta sempre la conservazione non solo della materia ma anche del funzionamento strutturale accertato, qualora questo non presenti carenze tali da poter comportare la perdita del bene.

Come descritto nelle Linee Guida per i beni culturali, l'intervento deve essere realizzato solo dopo aver accertato i benefici che possono conseguirsi e l'impatto sulla costruzione storica. In particolare devono, in via generale, essere evitate tutte le opere di demolizione-sostituzione e di demolizione-ricostruzione, operando con interventi che si integrino con la struttura esistente senza trasformarla radicalmente.

La scelta delle tecniche d'intervento è stata valutata dando la preferenza a quelle meno invasive e maggiormente compatibili con i criteri della conservazione, in modo tale da produrre il minimo impatto sul manufatto storico, tenendo conto dei requisiti di sicurezza e durabilità.

La normativa, inoltre, si sofferma su un aspetto indispensabile per la buona riuscita dell'intervento ma a cui spesso non viene data adeguata attenzione.

Infatti, al capitolo C8A.5 delle Linee Guida, si legge: *“Particolare attenzione deve essere posta anche alla fase esecutiva degli interventi per assicurare la reale efficacia degli stessi ed evitare dissesti che comportino il peggioramento delle caratteristiche della muratura o del funzionamento degli elementi costruttivi. Per quanto possibile, è opportuno che gli interventi proposti siano controllabili in corso d'opera. Il progetto di ogni intervento deve comprendere un'accurata descrizione delle fasi esecutive; nel corso dei lavori dovrà essere prodotta una documentazione delle opere effettivamente eseguite, che diventerà parte integrante della relazione finale. Tutte le attività di controllo e monitoraggio dovranno essere documentate e conservate come parte della storia della costruzione.”*

Rif. Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale -allineamento alle nuove Norme tecniche per le costruzioni.

10.1 Interventi relativi all'edificio in muratura

Lo studio dell'edificio in esame ha evidenziato la necessità di effettuare delle analisi più dettagliate al fine di conseguire un livello di conoscenza superiore e progettare degli interventi di miglioramento adeguati.

Per questo motivo, sia a livello locale che globale, ci si è messi ad un livello di conoscenza LC2 per confrontare i risultati.

A livello locale, come evidenziano i risultati dell'analisi sui macroelementi, è necessario intervenire al fine di impedire l'attivazione di meccanismi fuori piano che interessano particolari setti murari o più ampie porzioni della muratura.

Come afferma la normativa gli interventi puntano ad “assicurare alla costruzione un buon comportamento d'insieme, mediante la realizzazione di

Rif. Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 (G.U. n. 47 del 26/02/09 suppl. ord. N. 27) - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

un buon ammorsamento tra le pareti e di efficaci collegamenti dei solai alle pareti; inoltre, deve essere verificato che le eventuali spinte prodotte da strutture voltate siano efficacemente contrastate e deve essere corretto il mal funzionamento di tetti spingenti. La realizzazione di questi interventi è un prerequisito essenziale per l'applicazione dei metodi di analisi sismica globale dell'edificio, che si basano sul comportamento delle pareti murarie nel proprio piano, presupponendone la stabilità nei riguardi di azioni sismiche fuori piano". In aggiunta si deve prestare attenzione anche alla fase esecutiva degli interventi, al fine di assicurare l'efficacia degli stessi, in quanto l'eventuale cattiva esecuzione può comportare il peggioramento del comportamento locale e globale dell'edificio.

A livello globale i risultati delle analisi svolte con il programma 3muri sottolineano che la struttura non rispetta le condizioni di sicurezza previste da normativa. I problemi più rilevanti si hanno nel piano sopraelevato per quanto riguarda la direzione X mentre risultano particolarmente sollecitate in direzione Y le facciate sul fronte strada dell'edificio monumentale. Le motivazioni sono le seguenti: la presenza di setti resistenti all'azione sismica è limitata a poche pareti che di conseguenza si ripartiscono la totalità delle sollecitazioni; la presenza di un corpo di fabbrica con altezze e orizzontamenti a livelli differenti (mezzanini) che non permette alla struttura di rispondere in modo equilibrato. Le zone più sollecitate si trovano nei livelli superiori che non sono vincolati dagli edifici vicini.

I risultati delle analisi portano ad ipotizzare come intervento il consolidamento dei solai in legno in quanto nella modellazione sono stati ipotizzati con tavolato semplice. Il consolidamento, per rispettare i criteri previsti dalle Linee Guida, potrà essere effettuato con il metodo legno-legno aggiungendo un strato di tavolato sovrastante che contribuisca all'irrigidimento del solaio.

10.2 Progetto degli interventi

L'intervento di miglioramento da realizzare deve assicurare alla costruzione un soddisfacente comportamento d'insieme, mediante la realizzazione di un buon ammorsamento tra le pareti e di efficaci collegamenti dei solai alle pareti. La realizzazione di questi interventi è un prerequisito essenziale per l'applicazione dei metodi di analisi sismica globale dell'edificio, che si basano sul comportamento delle pareti murarie nel proprio piano, presupponendone la stabilità nei riguardi di azioni sismiche fuori dal piano.

In questo caso l'intervento, da effettuare è l'inserimento di tiranti metallici. Questi vengono disposti nelle due direzioni principali del fabbricato, a livello dei solai ed in corrispondenza delle pareti portanti e ancorati alle murature mediante capochiave (a paletto o a piastra).

I vantaggi offerti da questa tecnica sono:

- favorire il comportamento d'insieme del fabbricato, in quanto:
 - conferisce un elevato grado di connessione tra le murature ortogonali;

- fornisce un efficace vincolo contro il ribaltamento fuori piano dei pannelli murari, quando ciò non appaia garantito dai solai o da altre strutture.
- migliorare il comportamento nel piano di pareti forate, per la formazione del meccanismo tirante puntone nelle fasce murarie sopra porta e sotto finestra.

Per quanto riguarda la tesatura dei tiranti, si devono adottare tensioni limitate, tali da produrre nelle murature tensioni di compressione nettamente inferiori ai valori ritenuti ammissibili.

Di seguito vengono elencate le principali fasi di messa in opera:

- **Preparazione delle pareti:** al fine di creare un'area di appoggio del paletto di ancoraggio adeguata a contrastare le sollecitazioni agenti dopo la messa in tensione della catena, è importante intervenire sulle murature con la scrostatura dell'intonaco (ove necessario) e con eventuali operazioni di consolidamento mediante iniezioni nelle zone interessate dagli ancoraggi.
- **Dimensionamento delle catene:** è stata presa in considerazione la resistenza a trazione del materiale metallico f_y e quella a taglio del muro f_v su cui agisce il capochiave:
 - TIRANTI: $\varnothing 12$, acciaio AISI 304 $f_y=240$ MPa
 - PALETTO DI ANCORAGGIO: acciaio inox AISI 304. Misure 800x40x40 mm
 - MURATURA: $f_m= 18$ MPa, $f_v= 0,26$ MPa.
- **Tracciamento dei livelli e degli assi dei tiranti:** vanno osservati alcuni importanti criteri di posizionamento:
 - le catene vanno inserite a livello degli orizzontamenti ed in caso di solai sfalsati a metà fra i due;
 - è bene mantenere eventuali simmetrie in pianta in modo da evitare l'insorgere di pericolosi effetti torsionali sulla struttura;
- **Foratura delle pareti ed inserimento dei tiranti :** la foratura è da effettuarsi a livello di ogni solaio e vanno utilizzate perforatrici che non producano scuotimenti e vibrazioni sulla muratura per evitare fenomeni fessurativi sulle zone di ancoraggio. Le catene devono quindi essere protette dall'azione degli agenti atmosferici con opportuni trattamenti o con guaine protettive. In genere sono da preferirsi catene inguainate in modo da poter effettuare operazioni di ritesaggio per compensare eventuali allentamenti.
- **Messa in tensione dei tiranti:** il tiro della catena deve essere calcolato in modo che sia in grado di assorbire la forza sismica orizzontale dovuta alla massa delle murature comprese tra i punti medi degli interassi di catene contigue, sia in orizzontale che in verticale, attraverso l'equazione di equilibrio tra i momenti ribaltante e stabilizzante.
- **Allungamento a caldo:** dopo la perfetta rappresa del letto di malta cementizia ad elevate proprietà antiritiro, interposto tra la muratura e il paletto di ancoraggio, si procede con il tiraggio delle catene. Una volta posta in opera la catena se ne riscalda il tratto centrale fino all'allentamento dei capochiave. A questo punto, bloccando nuovamente gli

ancoraggi attraverso i dadi di testa la catena svilupperà il suo tiraggio raffreddandosi.

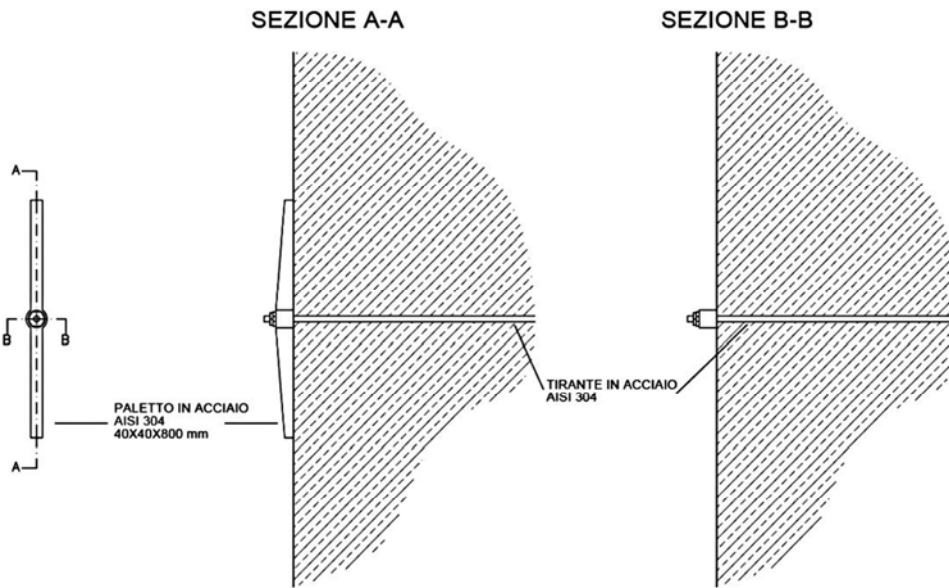


Figura 129
Particolari dei tiranti progettati

129



Figura 130
Prospetto sud con tiranti

Figura 131
Prospetto nord con tiranti

130

131

In seguito è riportata la tabella che indica le quantità dei tiranti e paletti necessari sia per il caso in LC1 che per quello LC2.

LC1								
TIRANTI \varnothing 12					PALETTO 80x4x4 cm			
	N	l[m]	A[m ²]	ρ [kg/m ³]	P[kg]	V[m ³]	ρ [kg/m ³]	P[kg]
P1	4	92,80	1,13*10 ⁻⁴	7930	83,16	0,010	7930	79,30
P2	12	162,50	1,13*10 ⁻⁴	7930	145,61	0,020	7930	158,60
P3	2	46,00	1,13*10 ⁻⁴	7930	41,22	0,005	7930	39,65
TOT	18	301,30	1,13*10⁻⁴	7930	269,99	0,035	7930	277,55
LC2								
TIRANTI \varnothing 8					PALETTO 60x3x3 cm			
TOT	18	301,30	5,02*10⁻⁵	7930	119,94	0,015	7930	118,95

Tabella 36
Tabella con indicati i dati dei tiranti progettati con LC1 ed LC2.

Il numero dei tiranti posti in opera deriva dai calcoli effettuati al capitolo 6. Per tutti i macroelementi è risultato necessario introdurre tiranti per impedire il meccanismo di ribaltamento globale, mai verificato. Una stessa parete sono

stati valutati più macroelementi ed è stato preso in considerazione il caso peggiore. Inoltre, per ciascun piano, costituito da macroelementi che individuano pareti parallele, sono stati inseriti i tiranti derivanti dal cinematismo che ne richiedeva un numero maggiore. Le verifiche sono risultate sempre soddisfatte utilizzando diametri $\phi 12$ con capochiave a paletto di dimensioni 80x4x4 cm. Inoltre, è stato fatto un confronto con i tiranti progettati con un livello di conoscenza LC2. Queste dimensioni, però, sono indicative solamente ai fini di calcolo in quanto nella pratica esecutiva i tiranti hanno come dimensioni minime diametro di 18 mm.

E' inoltre da precisare che per eseguire questo intervento sono da compiere ulteriori analisi al fine di valutare la reale possibilità di eseguirlo in quanto sono presenti, all'interno del fabbricato, solai in legno di particolare pregio.

Una volta assicurato alla costruzione un soddisfacente comportamento d'assieme, mediante la realizzazione tiranti ci si può soffermare sugli interventi da eseguire per l'irrigidimento dei piani.

Come esposto prima, l'intervento proposto è il consolidamento mediante doppio tavolato.

Al fine di capire i possibili miglioramenti è stato fatto un ulteriore modello in 3Muri dove i solai in legno con tavolato semplice sono stati sostituiti con solai il legno con doppio tavolato e buon ammorsamento alla muratura.

In seguito vengono riportati i risultati dei modelli in 3Muri con LC2 e ipotizzando l'intervento.

Modello 3muri con livello di conoscenza LC2

Confrontando i risultati di questo modello con quello con livello di conoscenza LC1 si nota che solamente incrementando il livello di conoscenza l' α_u minimo è di 0,592, cioè si ha un incremento del 3% rispetto al caso precedente. La direzione più critica è sempre quella Y e in questo caso l'analisi peggiore considera l'azione sismica agente con verso positivo, distribuzione delle forze proporzionale al 1° modo di vibrare della struttura e con eccentricità pari a 117,2 cm. Per quanto riguarda la direzione X, l'analisi peggiore presenta un' α_u di 1,666 che, rispetto al modello in LC1 che aveva un' α_u di 1,322, è incrementato di circa il 34%.

La vita nominale raggiunta da questo modello è di 13 anni.

Tabella 37

Tabella che ricalcola i valori di PGA per i diversi modelli e li confronta con quelli da normativa.

		MRG_V (LC1)	MRG_V (LC2)
PGA _D	[ms ⁻²]	0,94	0,94
PGA _C	[ms ⁻²]	0,55	0,57
a _g	[g]	0,057	0,059
F ₀		2,577	2,601
S _s		1,80	1,80
S _T		1	1

S		1,80	1,80
PGA _c	[g]	0,1026	0,1062
PGA _d	[g]	0,172	0,172
Scarto	[%]	59,65%	61,75%

Questi risultati vogliono ribadire l'importanza di eseguire analisi il più possibile dettagliate e complete prima di progettare qualsiasi tipo di intervento di miglioramento.

Modello 3muri con intervento di consolidamento

Anche per questo modello la direzione peggiore è quella Y. In particolare l'analisi peggiore considera l'azione sismica agente lungo il verso negativo, con distribuzione delle forze proporzionale al 1° modo di vibrare della struttura e con eccentricità nulla. L' α_u minimo è di 0,582. L' α_u minimo in direzione X ha un valore di 1,413 che rispetto al modello senza intervento si incrementa di circa il 10%.

In seguito è riportato il confronto tra i dati ricavati dall'analisi peggiore del modello vincolato con LC1 e lo stesso modello realizzato ipotizzando la realizzazione consolidamento dei solai in legno mediante sovrapposizione di doppio tavolato e supponendo un buon ammorsamento alle murature perimetrali.

		MRG_V	MRG_INT
PGA _d	[ms ⁻²]	0,94	0,94
PGA _c	[ms ⁻²]	0,55	0,57
a _g	[g]	0,057	0,059
F ₀		2,577	2,596
S _s		1,80	1,80
S _T		1	1
S		1,80	1,80
PGA _c	[g]	0,1026	0,1062
PGA _d	[g]	0,172	0,172
Scarto	[%]	59,65%	61,75%

Tabella 38

Tabella che ricalcola i valori di PGA per i diversi modelli e li confronta con quelli da normativa.

10.3 Conclusioni

Dai risultati delle analisi effettuate sugli ultimi modelli realizzati si ricava un dato interessante e, in parte, atteso. Da questi, infatti, vediamo che modellando l'edificio supponendo un livello di conoscenza LC2 e modellandolo con livello di conoscenza LC1 ma supponendo di realizzare un intervento di consolidamento dei solai in legno, si giunge allo stesso valore di

α_u minimo e quindi di PGA. Questo vuol far ribadire l'importanza di un adeguata fase di indagine al fine di evitare di eseguire interventi di miglioramento inutili o comunque non progettati in maniera corretta.

In fine, si può concludere che gli interventi da attuare per conferire alla struttura un miglior comportamento globale in caso di sisma sono quelli sopra esposti, cioè inserimento dei tiranti per conferire un comportamento scatolare alla struttura e irrigidimento dei solai in legno mediante doppio tavolato.

L'effettiva possibilità di eseguire questi interventi, dopo adeguate e più accurate indagini, è permessa dalla presenza di pavimenti in parquet e quindi facilmente removibili. Inoltre, modellando l'edificio è stato necessario incrementare la resistenza dei pilastri in facciata per cui dovranno essere eseguiti interventi, come delle cerchiature, atti a conseguire una maggior resistenza.

Conclusioni

Lo studio della vulnerabilità sismica dell'edificio in muratura del Collegio G.B. Morgagni, ha seguito le fasi definite nelle "Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale" allineate alle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 che si esplicitano in:

- *Conseguire una adeguata conoscenza della struttura*, che consenta di individuare le caratteristiche degli elementi che determinano il comportamento strutturale. Essa può essere ottenuta con diversi livelli di approfondimento, in funzione di criteri basati sull'accuratezza dei rilievi e delle indagini storiche (cfr. punto C8A della Circolare), sul riconoscimento dell'utilizzo di regole dell'arte, sull'individuazione del livello e della tipologia di danneggiamento, sulla capacità di ricostruzione della storia del manufatto in relazione agli eventi sismici, ed eventualmente sui risultati di indagini sperimentali. Sulla base del livello di conoscenza raggiunto sarà definito un opportuno fattore di confidenza, per graduare il livello di incertezza del modello.
- *Adottare uno o più modelli meccanici della struttura o delle sue parti* (macroelementi), in grado di descriverne la risposta sotto azione dinamica, e coerentemente scegliere uno o più metodi di analisi, in modo tale da poter eseguire valutazioni con un livello di accuratezza adeguato alle finalità dello studio; il modello dovrà essere, per quanto possibile, identificato e validato sulla base del comportamento già manifestato attraverso gli stati di danneggiamento presenti, soprattutto se dovuti a fenomeni sismici. A questo proposito va sottolineato il fatto che il livello di conoscenza acquisito (ad esempio in termini di rilievo del quadro fessurativo, dell'identificazione delle fasi di trasformazione, etc.) diventa elemento fondamentale sia per la scelta del modello meccanico che per la valutazione della sua affidabilità.
- *Progettare l'intervento di miglioramento sismico*, tenendo presente la vulnerabilità nello stato di fatto, emersa dalla conoscenza diretta della fabbrica (meccanismi di danno potenziali o già manifesti) e dall'analisi sismica (valore della vita nominale), e la possibilità di consolidare il manufatto con interventi compatibili con la conservazione.

Per quanto riguarda il primo punto, che riguarda la conoscenza della struttura, dopo una prima fase di analisi dei dati raccolti nell'Archivio dell'Università di Padova sono stati eseguiti sopralluoghi e rilievi in sito. Dalla ricerca bibliografica è emerso che il corpo principale in muratura è stato costruito intorno alla metà del XVI secolo ad opera dell'architetto Moroni come Palazzo del Podestà Contarini. In seguito è stato utilizzato come edificio pubblico. Nel 1961 viene donato dal Comune all'Università di Padova per trasformarlo in collegio universitario. I dati in possesso cominciano da questa data ed è stata fatta una ricostruzione storica degli eventi subiti in particolar modo dal 1961 ad oggi. Questi non sono stati molti e neanche di tipo invasivo. Il restauro

effettuato nel 1961 è stato di tipo conservativo conservando il più possibile la configurazione originaria e i solai esistenti. Le uniche modifiche strutturali sono state eseguite nella zona dei mezzanini dove i solai esistenti sono stati in parte sostituiti da solai in laterocemento. Inoltre nel piano attico è stata sostituita la scala a chiocciola con due rampe di scale creando una sopraelevazione.

Per quanto riguarda i materiali costituenti l'edificio, attraverso la lettura dei libretti dei lavori dell'epoca è stato possibile capire la natura dei materiali usati nei lavori e di quelli esistenti. La muratura, che ha spessori che vanno dai 30 ai 50 cm, può essere classificata come muratura in mattoni pieni e malta di calce. Gli interventi di rifacimento di parte della muratura eseguiti all'epoca sono di tipo "scuci-cuci" e utilizzano la stessa tipologia della muratura esistente. Il buono stato della muratura è stato rilevato durante i sopralluoghi nel piano interrato e nel sottotetto, dove non erano presenti parti intonacate. Per quanto riguarda i solai in legno questi sono di tipo tradizionale e nel tempo non sono stati modificati con interventi di irrigidimento. Quelli in laterocemento presenti nei mezzanini hanno uno spessore di 16+4 e non presentano danneggiamenti.

Come definito dalla normativa vigente si è raggiunto un livello di conoscenza LC1 che è definito da un fattore di confidenza pari a 1,35. I livelli di conoscenza si differenziano in base al grado di informazione raggiunto tramite verifiche e indagini in sito.

La seconda fase del lavoro prevede l'adozione di uno o più modelli meccanici della struttura o delle sue parti (macroelementi), in grado di descriverne la risposta sotto azione dinamica. In un primo momento sono stati verificati i cinatismi locali. L'individuazione dei macroelementi è possibile tramite il rilievo del quadro fessurativo. In questo caso non sono presenti fessure importanti, a parte una fessura presente nel secondo piano che è tutt'ora in fase di monitoraggio. Per determinare la situazione più critica, le due pareti non vincolate dagli edifici contigui, sono state suddivise in diversi macroelementi. Questi non sono verificati per quanto riguarda il ribaltamento totale e parziale mentre sono verificati ai meccanismi di secondo modo in particolare alla formazione di una catena cinematica nell'ultimo livello.

Per analizzare questo edificio è stata utilizzata anche la procedura Vulnus. Questa metodologia valuta la vulnerabilità globale di edifici in muratura sufficientemente regolari (in pianta e in elevazione). Per utilizzarla è stato necessario fare delle semplificazioni in quanto non è possibile definire un piano tipo per questo edificio e quindi è stato preso in considerazione quello inferiore. Questo ha portato a dei risultati cautelativi che però hanno ritrovato riscontro con quelli ottenuti con l'analisi finale.

Per definire i vincoli dati dall'aggregato da applicare nel modello conclusivo dell'edificio in muratura è stato analizzato in un primo momento l'edificio in c.a. Questo è stato modellato con il programma che opera per elementi finiti Straus7 che ha permesso di ricavare per ogni piano il taglio totale e lo spostamento dei nodi in comune tra i due edifici in muratura e in c.a.

Attraverso questi dati si è individuata la rigidezza effettiva da applicare al modello in muratura.

Per quanto riguarda la rigidezza data dagli edifici dell'aggregato storico questa è stata valutata schematizzando il setto murario come una mensola incastrata alla base sottoposta ad una forza orizzontale applicata in sommità. Il modello finale dell'edificio in muratura è stato realizzato con il software per la modellazione globale è "3Muri" della S.T.A. Data. L'analisi è stata condotta inizialmente su un modello isolato e successivamente è stato realizzato un modello con nodi a vincoli elastici, la rigidezza dei quali è stata ottenuta come specificato in precedenza. Il confronto tra questi due modelli ha permesso di capire l'influenza dell'aggregato che ha consentito di aumentare di circa il 12% l' α_u minimo nella direzione peggiore che, per la conformazione dell'edificio è proprio quella dell'aggregazione. Analizzando in dettaglio questa analisi si sono individuate le maggiori criticità nei setti posti ai livelli superiori della facciata sud dell'edificio che presentano una rottura a pressoflessione. Questo comportamento è giustificato dal fatto che quei setti non sono vincolati dagli edifici vicini che hanno un'altezza inferiore.

I risultati ottenuti hanno confermato un buon comportamento sismico della struttura con un PGA effettivo pari a circa il 60% di quello di progetto. La vita nominale effettiva corrispondente è inferiore ai limiti di normativa, pertanto sarà opportuno compiere un'ulteriore serie di verifiche sismiche entro il termine calcolato pari a 12 anni se non vengono eseguiti prima interventi di miglioramento.

Per quanto riguarda l'ultima fase di progettazione dell'intervento di miglioramento sismico sono stati progettati e verificati dei presidi atti a consentire un buon comportamento d'insieme. Sono stati considerati aspetti quali l'invasività, la compatibilità, l'efficacia, la reversibilità e l'economicità dell'intervento. La scelta è ricaduta su tiranti metallici disposti, in base al caso specifico, nel massetto del solaio o all'estradosso dell'ultimo solaio prima della copertura. L'attuazione di tali interventi dovrà essere rivalutata sulla base di ulteriori e più specifiche prove in sito non effettuate durante questo lavoro.

Sono state fatte ulteriori considerazioni circa il modello finale in 3muri ipotizzando di aumentare il livello di conoscenza al grado LC2 e quindi migliorando le caratteristiche meccaniche dei materiali. I risultati di questo modello hanno portato all'individuazione di un α_u minimo pari a 0,592 e un PGA pari a circa il 62% di quello previsto da normativa. È stato realizzato anche un modello ipotizzando di eseguire un intervento di irrigidimento dei solai in legno sovrapponendo un ulteriore strato di tavolato a quello esistente. Le analisi di questo modello hanno portato a dei risultati analoghi a quelli ottenuti con il grado LC2.

Concludendo si può affermare che sono necessari presidi antisismici come i tiranti per conferire un comportamento d'insieme adeguato ma prima di eseguire qualsiasi altro tipo di intervento di miglioramento nell'edificio in muratura è opportuno incrementare il livello di conoscenza raggiunto

attraverso prove in sito più approfondite al fine di non eseguire interventi che portino allo stesso grado di sicurezza raggiungibile attraverso una conoscenza maggiore. Analizzando i risultati dei vari modelli creati si può affermare che gli interventi di miglioramento dovrebbero riguardare l'irrigidimento dei solai in legno e l'incremento dei pilastri presenti nella facciata sud tramite interventi come cerchiature.

Bibliografia

Albanesi T., Nuti C., 2007, Analisi statica non lineare (pushover), Dispensa, Università degli Studi di Roma Tre, 2007, pp. 1-19

Avorio A., Borri A., Cangini G., 1999, Riparazione e consolidamento degli edifici in muratura. In: F. Guerrieri (a cura di), Regione dell'Umbria- Manuale per la riabilitazione e la ricostruzione postsismica degli edifici- Dei tipografia del Genio Civile, Roma.

Bernardini A. (a cura di), 2000, La vulnerabilità degli edifici: Valutazione a scala nazionale della vulnerabilità degli edifici ordinari. C.N.R.-G.N.D.T., Roma

Binda L., Saisi A., Modena C., Valluzzi M.R., Marchetti L., 2004, Analisi della vulnerabilità sismica di un centro storico umbro e valutazioni sui possibili interventi. XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Genova

G. Brunetta, Gli interventi dell'Università di Padova nel riutilizzo di antichi edifici, 1966, pp. 126-127

Brunetta G. Il nuovo collegio Morgagni, pag. 5

Cardani G., Binda L., Valluzzi M.R., Modena C. (2007) Le indagini conoscitive per lo studio degli aggregati storici: il caso di Castelluccio di Norcia (PG), XII Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Pisa 10-14 Giugno 2007

Modena C., Pineschi F., Valluzzi M. R. (a cura di), 2000, Valutazioni della vulnerabilità sismica di alcune classi di strutture esistenti: sviluppo e valutazione di metodi di rinforzo. C.N.R.-G.N.D.T., Roma

Munari M., Valluzzi M.R., Cardani G., Anzani A., Binda L., Modena C., 2010, Seismic vulnerability analyses of masonry buildings in the historical center of Sulmona (Italy). 13th International Conference on Structural Faults and Repair, Edinburgh

Valluzzi M.R., Michielon E., Modena C., Binda L. (2001) Modellazione del comportamento di edifici in muratura sotto azioni sismiche: l'esperienza Umbria-Marche. X Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia" Potenza-Matera

Valluzzi M.R., Michielon E., Modena C., Binda L. (2001) Modellazione del comportamento di edifici in muratura sotto azioni sismiche: l'esperienza Umbria-Marche. X Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Potenza-Matera

Norme di riferimento

Decreto Ministeriale del 14 Gennaio 2008 (G.U. n.29 del 4/2/08 suppl. ord. n.30) – Norme Tecniche per le Costruzioni.

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 (G.U. n.47 del 26/02/09 suppl. ord. N.27)- Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni (D.M 14 gennaio 2008), Circolare 26 Segretario Generale MiBAC, Prot. 10953 del 2 dicembre 2010.

Siti internet consultati

<http://maps.google.it>

<http://www.ingv.it>

<http://www.stadata.com>

<http://www.reluis.it/>

<http://dicata.ing.unibs.it/gelfi/>

