

Università degli Studi di Padova
Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



Tesi di Laurea

**TORRE DEGLI SPOSI E CASTELLO DI S. GIORGIO A
MANTOVA:
VALUTAZIONE DI VULNERABILITA' SISMICA**

RELATORI:

Ch.mo Prof. Ing. Renato Vitaliani

Prof.ssa Ing. Anna Saetta

LAUREANDA:

Giulia Rizzo

Anno accademico 2012/2013

SOMMARIO

1. Introduzione	1
2. Oggetto dell'analisi: cenni storici	3
2.1 Palazzo Ducale di Mantova.....	3
2.2 Castello di S. Giorgio.....	7
2.3 Camera degli Sposi.....	8
3. Terremoto in Emilia 20 – 29 maggio 2012	17
3.1 In Provincia di Mantova.....	19
3.2 A Palazzo Ducale.....	19
4. Norme di riferimento: D.M. 14 gennaio 2008	23
4.1 Azione sismica (§ 3.2).....	23
4.2 Costruzioni di muratura (§ 4.5).....	34
4.3 Costruzioni esistenti (§ 8).....	43
4.4 Circolare 2 febbraio 2009 n°617 (Costruz. esistenti § C8) e Appendice al cap.8... 52	
4.4.1 Circolare (C8. Costruzioni esistenti).....	52
4.4.2 Valutazione e progettazione in presenza di azioni sismiche – Costruz. in muratura.....	55
4.4.3 C8A (Appendice al cap. C8) – C8A.1.A Costruzioni in muratura: dati necessari e identificazione del livello di conoscenza.....	54
4.4.4 C8A.2. Tipologie e relativi parametri meccanici delle murature.....	60
5. Parametri sismici del sito d'interesse	65

6. Un metodo di valutazione del livello di sicurezza alle azioni sismiche:

LV1	69
6.1 LV1: analisi qualitativa e valutazione con modelli meccanici semplificati	70
6.1.1 Modelli meccanici semplificati (LV1) - Palazzi, ville ed altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi	73
6.2 Caso studio	76
6.2.1 Il Castello di San Giorgio (Palazzo Ducale, Mantova)	76
6.2.2 Torre degli Sposi (Castello di S. Giorgio, Palazzo Ducale, Mantova)	94

7. Verifica dei meccanismi locali di collasso: individuazione e modellazione

.....	111
7.1 Analisi cinematica lineare	112
7.2 Individuazione dei meccanismi	112
7.3 Modellazione dei meccanismi	113
7.3.1 Analisi della qualità muraria	113
7.3.2 Forze coinvolte nel meccanismo	115
7.3.3 Arretramento cerniere di rotazione	117
7.4 Calcolo del moltiplicatore di attivazione α_0	118
7.4.1 Metodo dell'equilibrio	118
7.4.2 Metodo del Principio dei Lavori Virtuali (PLV)	119
7.5 Calcolo dell'accelerazione di attivazione a_0^*	121
7.6 Verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita del cinematismo di collasso	122
7.6.1 Verifica SLV con accelerazione al suolo	122
7.6.2 Verifica SLV con accelerazione in quota	123
7.7 Analisi cinematica non lineare	124

7.7.1	Scelta del punto di controllo k	125
7.7.2	Calcolo dello spostamento $d_{k,0}$	125
7.7.3	Conversione di $d_{k,0}$ in d^*_0 e di α_0 in a^*_0	126
7.7.4	Curva di capacità $a^* - d^*$	126
7.7.5	Valutazione dello spostamento ultimo d^*_u	127
7.7.6	Calcolo del periodo secante T_s	127
7.7.7	Verifica SLV	128
8.	Tipologie di cinematismi considerate	131
8.1	Ribaltamento semplice di parete	131
8.2	Ribaltamento semplice di parete monolitica	133
8.3	Ribaltamento del cantonale	134
8.4	Flessione verticale di parete monolitica	135
9.	Analisi cinematiche lineari svolte	139
9.1	Ipotesi introduttive e caratteristiche dell'azione sismica	139
9.1.1	Parametri spettrali	139
9.1.2	Geometria degli elementi strutturali	140
9.1.3	Periodo del primo modo di vibrare della struttura	149
9.2	Analisi svolte	151
9.2.1	Ribaltamento semplice della torre alla base – lato 1	153
9.2.2	Ribaltamento semplice della torre alla base – lato 2	155
9.2.3	Ribaltamento semplice di parete della torre - lato 1	157
9.2.4	Ribaltamento semplice di parete della torre - lato 2	161
9.2.5	Ribaltamento del cantonale 1	165
9.2.6	Ribaltamento del cantonale 2	170
9.2.7	Ribaltamento del cantonale 3	175
9.2.8	Ribaltamento semplice della fascia di merlatura lungo il lato 1	179

9.2.9	Ribaltamento semplice della fascia di merlatura lungo il lato 2	182
9.2.10	Ribaltamento semplice del singolo merlo	185
9.2.11	Flessione semplice di parete monolitica – Primo piano (Camera degli Sposi)	192
9.2.12	Flessione semplice di parete monolitica – Secondo piano	195
9.3	Intervento	197
10.	Analisi su modello a elementi finiti	199
10.1	Descrizione modello	199
10.1.1	Geometria e caratteristiche dei materiali	200
10.1.2	Vincoli	202
10.1.3	Carichi	203
10.2	Analisi effettuate	203
10.2.1	Analisi statica lineare	203
10.2.2	Analisi alle frequenze naturali	208
11.	Appendici	213
12.	Bibliografia	223

1. Introduzione

Il presente lavoro di tesi tratta l'analisi di vulnerabilità sismica del Castello di S. Giorgio, parte del complesso del Palazzo Ducale di Mantova, danneggiato in seguito agli eventi sismici del 20 – 29 maggio 2012 con epicentro in Emilia Romagna.

In particolare si approfondiranno le analisi relativamente alla Torre nord – ovest (o Torre degli Sposi), celebre per gli affreschi eseguiti dal Mantegna che fregiano la Camera degli Sposi, situata al secondo piano di tale torre e chiusa al pubblico dopo il sisma.

La valutazione di sicurezza sismica si svolge secondo livelli caratterizzati da crescente completezza.

Inizialmente si svolge una verifica qualitativa di tipo LV1 dell'intero castello e della Torre degli Sposi. Tale verifica prevede l'utilizzo di modelli semplificati relativi alle categoria del manufatto e permette di valutare un indice di sicurezza sismica. In questo modo indica se la struttura sia o meno in grado di sopportare l'azione sismica di riferimento del sito, definita come da NTC, relativamente alla vita nominale e classe d'uso. Definendo capacità e domanda in termini di tempi di ritorno permette anche di avere una percezione temporale dell'eventuale vulnerabilità sismica.

Un successivo approfondimento dello studio consiste in una valutazione su singoli macroelementi, ossia nell'individuazione dei possibili meccanismi di collasso locali. Analisi di questo tipo (rientranti nella tipologia LV2) vengono eseguite in genere quando sono previsti interventi di restauro. Si analizza quindi la Torre degli Sposi, avendo a disposizione il rilievo del quadro fessurativo esistente, e si svolge un'analisi cinematica lineare (e non lineare in un caso) sui macroelementi individuati confrontando domanda e capacità in termini di accelerazione al suolo e in quota.

Infine si analizza tramite modellazione a elementi finiti la parete nord della Camera degli Sposi, eseguendo analisi statiche lineari e alle frequenze naturali. Ciò costituisce il punto di partenza dell'ultimo livello dell'analisi di vulnerabilità sismica (LV3), che prevede analisi di tipo sismico più approfondite dell'intera struttura o di sue parti risultate particolarmente vulnerabili nei passaggi preliminari dello studio.

2. Oggetto dell'analisi: cenni storici

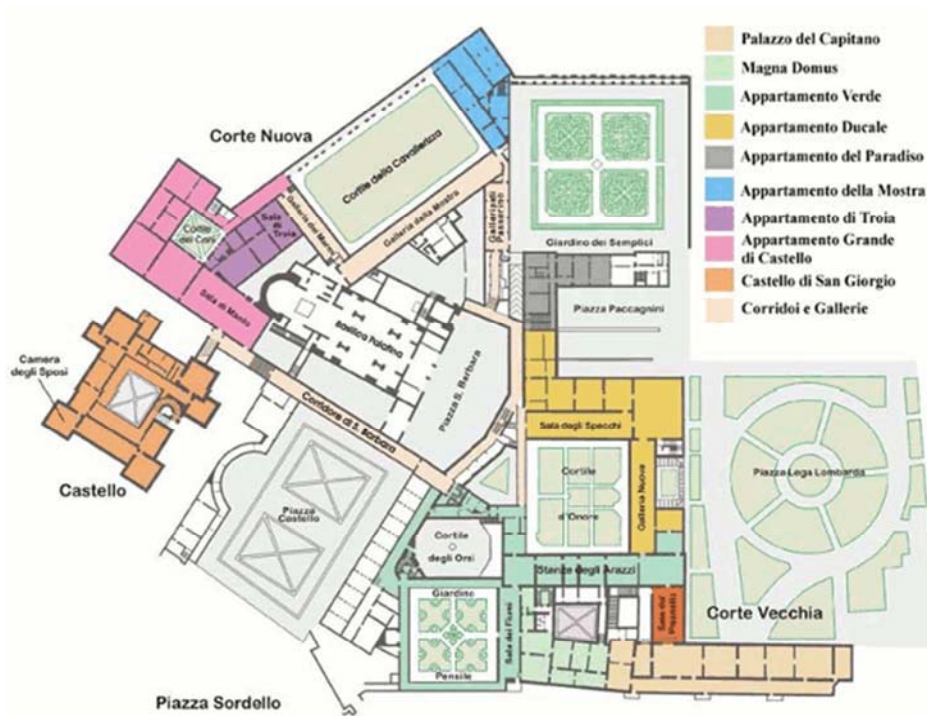
2.1 Palazzo Ducale di Mantova

Il Palazzo Ducale è stato la residenza principale della famiglia Bonacolsi, inizialmente, quindi dei Gonzaga, prima duchi ed infine marchesi di Mantova. I Gonzaga vi risiedettero dal 1328 al 1707, quando l'ultimo duca Ferdinando Carlo fu costretto all'esilio. Tradizionalmente ospitava il Gonzaga dominante dell'epoca con la moglie e i figli



(quest'ultimi fino alla maggiore età, escluso il primogenito legittimo) e gli ospiti. Venne definito Palazzo Reale durante la dominazione austriaca a partire dall'epoca di Maria Teresa d'Austria regnante.

E' situato nella zona nord-est della città e occupa l'area compresa fra l'antica Piazza di S. Pietro oggi Piazza Sordello, e la riva del lago Inferiore. Comprende inizialmente una serie di ambienti separati fra loro e cortili, costruiti in varie fasi a partire dal XIII secolo per volere delle famiglie che le hanno occupate. Solo a partire dal 1556 divenne un corpo unico di edifici collegati fra loro, per volere del duca Guglielmo che incaricò il Prefetto delle Fabbriche Giovanbattista Bertani di occuparsene.



Oggi rappresenta un unico complesso architettonico e monumentale, che risulta tra i più vasti d'Europa con i suoi 34000 m² circa.

Alla morte di Bertani i lavori continuarono ad opera di Bernardino Facciotto, che intervenne completando i numerosi giardini, loggiati, piazze, cortili ecc.. Purtroppo i Gonzaga furono costretti, una volta impoveritisi, a vendere gran parte delle opere d'arte conservate al palazzo, soprattutto a Carlo I d'Inghilterra, e le restanti furono sottratte da Napoleone.

La parte più antica del complesso è rappresentata dal Palazzo del Capitano, che si affaccia su Piazza Sordello e fu voluto da Guido Bonacolsi verso la fine del '200. In origine era costituito da soli due piani e isolato, ma fu successivamente unito alla Magna Domus dalla facciata a portici, che si è conservata quasi invariata fino ad oggi, e rialzato di un piano che ospita un'unica enorme sala (67 x 15 m), detta sala dell'Armeria o della Dieta. Infatti tale ambiente ospitò la Dieta di Mantova del 1459. Alle spalle del Palazzo del Capitano si apre la Corte Vecchia.

A metà del XIV secolo, si deve a Pisanello un celebre ciclo di affreschi di tema cavalleresco, con lo scopo di celebrare la figura di Gianfrancesco Gonzaga e la sua nomina a marchese del 1433. Tali affreschi sono stati scoperti solo recentemente, negli anni '60 - '70.

Corte Vecchia riacquistò splendore nel 1519 con la scelta, da parte di Isabella d'Este, di abbandonare la consueta residenza al Castello di San Giorgio per trasferirsi nell'appartamento detto vedovile o di Isabella d'Este, al piano terreno di questa parte del complesso. Tale alloggio era suddiviso in due ali, divise dall'ingresso dal Cortile d'Onore. Nell'ala detta della Grotta vennero trasferiti gli arredi lignei e oggetti d'arte provenienti dai due studioli, la Grotta e lo Studiolo. In quest'ultimo erano conservate molte opere d'arte che

si trovano oggi al museo del Louvre a Parigi, commissionate tra il 1496 e il 1506 al Mantegna, a Lorenzo Costa il Vecchio e al Perugino e integrate da opere del Correggio. In quest'ala dell'appartamento si trova anche la "Camera Granda" o "Scalcheria" affrescata nel 1522 da Lorenzo Leonbruno. Nell'altra sala, detta di Santa Croce dal nome di una chiesa di epoca matildica ubicata nella zona in cui sorge l'ala. Sui resti di tale chiesa, abbattuta su permesso di papa martino V nel 1421, furono costruite vari ambienti di rappresentanza: la Sala delle Imprese Isabelliane, la Sala Imperiale o Sala del Camino, la Sala delle Calendule, la Sala delle Targhe e la Sala delle Imprese. Gianfrancesco Gonzaga edificò, per rimpiazzare la chiesa demolita, una cappella di stile tardo gotico con stesso nome nei pressi del luogo originario.

In seguito Guglielmo Gonzaga (1550 – 1587) interverrà sulla Corte Vecchia creando i nuovi ambienti del Refettorio, affacciato sul Giardino Pensile e la Galleria degli Specchi, dedicata alla musica.

Successivamente il Refettorio, ristrutturato, divenne quella che fu denominata Sala dei Fiumi, affrescata con le immagini dei fiumi presenti nel territorio mantovano, rappresentati come giganti. Nello stesso periodo fu realizzato l'Appartamento degli Arazzi, composto di quattro sale, caratterizzato da nove arazzi tessuti nelle Fiandre e realizzati su disegno preparatorio di Raffaello. Erano stati acquistati da Ercole Gonzaga a Bruxelles per arredare l'Appartamento Verde e dopo aver decorato le pareti della Basilica di S. Barbara, furono abbandonati nei magazzini del palazzo, per poi essere recuperati e restaurati nel 1799. La Sala dello Zodiaco, detta di Napoleone I, in quanto funse da camera da letto di Napoleone Bonaparte, fu restaurata nello stesso periodo, conservando i soffitti affrescati da Lorenzo Costa il Giovane.

L'ambiente della Domus Nova (1480 – 1484) invece è dovuto all'architetto Luca Fancelli. Fu modificata un secolo più tardi per volere del duca Vincenzo I, ricavandone l'Appartamento Ducale, su progetto del pittore e architetto cremonese Antonio Maria Viani. La Sala degli Arcieri conserva opere recuperate da monasteri e abbazie soppresse, come la celebre tela "la trinità adorata dalla famiglia Gonzaga" di Pietro Paolo Rubens, parte di un trittico, le cui altre parti sono conservate in diversi musei europei.

Il duca Ferdinando Gonzaga ordinò la costruzione di una riproduzione in scala ridotta della Scala Santa di S. Giovanni in Laterano a Roma, sotto il suo appartamento nella Domus Nova. Per anni non si collegò questa struttura all'originale romano e si ritenne che si trattasse di un ambiente destinato ad ospitare i leggendari nani di corte, presenti anche negli affreschi della Camera degli Sposi, da cui il nome di Appartamento dei Nani, poi sostituito da Catacombe in Corte.

All'interno della Corte Nuova si trova la Sala di Manto, che originariamente costituiva l'ingresso dell'Appartamento di Troia, il cui nome deriva dal ciclo di affreschi che lo fregia, ad opera di collaboratori di Giulio Romano realizzati fra il 1538 e il 1539. Guglielmo Gonzaga volle la creazione dell'Appartamento Grande di Castello e gli affreschi della Sala di Manto che narrano la storia della città e imprese urbanistiche dei Gonzaga.

Del complesso fa parte anche la Basilica Palatina di S. Barbara, costruita fra il 1562 e il 1572, voluta da Guglielmo e progettata da Giovanbattista Bertani. Recentemente vi sono stati reperi i resti di vari componenti della famiglia Gonzaga.

Molti giardini completano il palazzo. Notevole è il Cortile della Cavallerizza, realizzato da Giovanbattista Bertani nel 1556 uniformando gli edifici che lo racchiudono al manierismo di Giulio Romano, caratterizzante la palazzina che vi si affaccia detta "La Rustica". In tale cortile si mostravano i cavalli di proprietà dei Gonzaga pronti per la vendita, animali molto cari alla famiglia, come cani e falchi. Gli altri giardini principali sono: il giardino dei Semplici che conserva la disposizione originale delle piante, il Giardino Pensile posto a 12 m d'altezza e il giardino Segreto, parte dell'appartamento di Isabella d'Este.

Dopo l'abbandono del XIX secolo, il Palazzo Ducale è dall'inizio del Novecento oggetto di restauri e diventa sede museale statale.

2.2 Castello di San Giorgio

Il Castello di San Giorgio venne costruito sulle macerie della Chiesa di Santa Maria di capo di Bove dal 1395 al 1406, ad opera dell'architetto Bartolino da Novara. Fu eretto a difesa della città per volere di Francesco I Gonzaga. Si presenta come un edificio a pianta quadrata dotato di quattro torrioni angolari, cinto da un fossato con tre porte e relativi ponti levatoi.



L'architetto Luca Fancelli si occupò del restauro del castello nel 1459, per ordine del marchese Ludovico III Gonzaga, che liberò vari ambienti della Corte Vecchia per il Concilio indetto da papa Pio II. In occasione di tale restauro il castello perse del tutto la funzione militare difensiva.

Per lunghi anni costituì l'abitazione di Isabella d'Este, moglie di Francesco II Gonzaga e celebre nobildonna del Rinascimento. Per suo volere la corte si popolò di numerosi artisti e umanisti dell'epoca, fra cui Andrea Mantegna, il Perugino, Leonardo da Vinci, Ludovico Ariosto e Baldassarre Castiglione, rendendo Mantova una delle maggiori corti europee e polo artistico e letterario. In particolare Andrea Mantegna, pittore di corte a partire dal 1460, vi realizzò la sua opera più famosa, la Camera Picta o Camera degli Sposi.

Nelle prigioni del castello fu rinchiuso, nel 1496, il condottiero Paolo Vitelli, prigioniero di Francesco II Gonzaga.

Il castello e parte degli edifici annessi ospitano la residenza del principe per oltre un secolo, fino al momento in cui Guglielmo Gonzaga si trasferirà negli appartamenti ristrutturati di Corte Vecchia.

Le prigioni del castello ospitarono anche il patriota tirolese Andreas Hofer nel 1810, prima di essere giustiziato, e divennero carcere di massima sicurezza per molti oppositori durante l'occupazione austriaca dal 1815. Dal 1852 vennero rinchiusi anche alcuni patrioti legati ai Martiri di Belfiore.

2.3 Camera degli Sposi

La Camera Picta o Camera degli Sposi si colloca nella torre nord – ovest del Castello di San Giorgio, appunto detta Torre degli Sposi. E' particolarmente pregiata per il ciclo di affreschi che ne orna le pareti, eseguito ad opera di Andrea Mantegna fra il 1465 e il 1474. La data d'inizio lavori (16 giugno 1465) è riportata dipinta come un finto graffio su un finto paramento marmoreo collocato nello sguancio di una delle finestre, mentre in una targa dorata in cui l'autore dedica l'opera alla famiglia Gonzaga si trova indicata la data di fine lavori.



Data d'inizio dei lavori



Putti che reggono la targa dedicatoria con la data di fine lavori

La stanza si presenta di forma quasi cubica (8,05 m di lato circa, due finestre, due porte e un camino). Mantegna ideò un affresco che ricoprisse completamente il soffitto voltato e le pareti, adeguandosi allo spazio architettonico disponibile, ma dilatandolo creando l'illusione pittorica di un loggiato o padiglione aperto verso l'esterno da cui si assiste alla rappresentazione di diverse scene.



Parete nord – la Corte



Parete ovest – l'Incontro



Parete sud



Parete est

Su due delle pareti sono dipinti dei tendaggi dorati, che si ritrovano, discostati, nelle altre due, rivelando appunto le scene della Corte (parete nord) e dell'incontro (parete ovest).

Il tema principale è quello della celebrazione del prestigio della famiglia Gonzaga, in particolare ricordando l'occasione della nomina cardinalizia di Francesco Gonzaga, figlio del marchese Ludovico, committente dei lavori, avvenuta il 1° gennaio 1461. Tuttavia questo non è un aspetto molto chiaro agli studiosi. Infatti le scene della Corte rappresenterebbe il marchese che riceve la notizia e quella dell'Incontro padre e figlio che si incontrano in occasione dell'elezione alla soglia cardinalizia, ma l'aspetto con cui viene raffigurato Francesco sarebbe incoerente con l'età di 17 anni che avrebbe avuto all'epoca, attestata invece da un suo ritratto conservato a Napoli. Un'ulteriore interpretazione riterrebbe che la scena dell'Incontro rappresenti l'arrivo a Mantova del cardinale in occasione del conferimento del titolo di Sant'Andrea, nel 1472.

La funzione della stanza era duplice: sala di rappresentanza per udienze dove si trattavano affari pubblici e camera da letto, dove il marchese si riuniva con la famiglia. Il duplice utilizzo è testimoniato dalla presenza di un armadio per la conservazione di documenti e da un gancio che indica la posizione del letto.

L'ordine cronologico di realizzazione dei vari affreschi è stato individuato in occasione del restauro del 1984 – 1987. Inizialmente Mantegna realizzò delle campiture a secco di limitate dimensioni soprattutto nella zona dell'"oculo" al centro della volta e della ghirlanda che lo attornia. Quindi passò alla scena della Corte, usando una tempera grassa insolita, stesa a secco procedendo per "pontate". In seguito dipinse le pareti est e sud rappresentanti dei tendaggi dipinti e la scena dell'incontro, tutte realizzate ad affresco proseguendo lentamente a "giornate" limitate. Questo è coerente con la durata dei lavori di quasi un decennio, cui Mantegna si dedicò, indipendentemente da altri compiti.

In seguito alla morte di Ludovico, varie furono le vicissitudini subite dalla Camera degli Sposi, che in parte causarono degrado, problemi di conservazione, decadenza come bene artistico di pregio. Dalle fonti disponibili si evince che, a pochi anni dalla morte del marchese, la funzione della stanza fu convertita in deposito di oggetti preziosi. Infatti probabilmente fu per questo che al Vasari non fu permesso di visitarla e non la annoverò nel resoconto delle Vite. Nel 1630, durante l'occupazione imperiale, venne danneggiata e in seguito abbandonata alla intemperie fino al 1875 circa. Non è noto da quando esattamente iniziò ad essere definita "Camera degli Sposi". Sicuramente tale nome deriva dal fatto che la figura di Ludovico e della moglie dominano la stanza dalla posizione predominante sopra il camino, e non deriva dalla funzione di camera nuziale.

Sfortunatamente la tecnica scelta dall'artista, con zone dipinte a secco più o meno ampie, non facilitava la conservazione dell'opera. Attualmente si hanno vaghe informazioni riguardo a restauri antecedenti al XIX secolo. Successivamente se ne eseguirono diversi, fino al 1941, ma risultarono inadeguati. Solo a partire dal 1987 venne condotta una sistematica opera di

restauro della stanza con l'utilizzo di tecniche moderne, che permise di recuperare gli affreschi ridonando loro lo splendore originario e riaprendoli al pubblico.

Ognuna delle scene rappresentate è divisa in tre parti da pilastri, che poggiano su una fascia inferiore dipinta a zoccolo marmoreo, motivo di raccordo fra le varie scene.

Il soffitto a volta è del tipo a padiglione lunettato, particolarmente ribassato, e l'affresco che lo fregia gli conferisce una forma sferoidale, con un oculo centrale, che richiama quello della cupola del Pantheon, monumento storico molto caro agli umanisti. Nell'oculo, che rappresenta un'evoluzione degli esperimenti pittorici illusionistici condotti nella Cappella Ovetari di Padova, si scorge un parapetto da cui si sporgono personaggi e animali, le cui sagome si stagliano su sfondo azzurro cielo. Si distinguono una dama di corte con la sua serva di colore, un gruppo di domestiche, una dozzina di putti, un pavone (riferimento agli animali esotici presenti a corte) e un vaso. Sono tutte figure rappresentate secondo una prospettiva dal basso verso l'alto e addirittura alcuni putti sono raffigurati pericolosamente in bilico sul bordo della balaustra per dare un'idea di maggior profondità. Le pose sono molto varie e naturali, improntata a una totale libertà di movimento dei corpi nello spazio. Nella nuvola vicino al vaso si intravede un profilo umano, possibile autoritratto dell'artista.



Soffitto Camera degli Sposi



Particolare dell'oculo centrale

L'oculo è circondato da una ghirlanda e da alcuni costoloni dipinti in corrispondenza degli archi di scarico della volta, formanti un quadrato, che dividono la restante parte del soffitto in pennacchi e losanghe. I costoloni sono decorati a motivo di palmette intrecciate, che ricorda antichi bassorilievi. Nei loro incroci si collocano dei medaglioni dorati e attorno al quadrato si trovano delle losanghe a sfondo dorato, ognuna delle quali racchiude una ghirlanda circolare con al centro il ritratto di uno dei primi otto imperatori romani, dipinto a grisaglia, sorretto da un putto e circondato da nastri svolazzanti.

Nel registro più esterno invece si trovano dodici pennacchi (in senso orario), in corrispondenza di ciascuna delle lunette che ornano la parte superiore delle pareti. Sono

decorate da dipinti che richiamano bassorilievi a tema mitologico, che hanno lo scopo di celebrare la figura del marchese, simboleggiando le virtù di condottiero e politico, come il coraggio (mito di Orfeo), l'intelligenza (mito di Arione e Metimna), la forza (mito delle dodici fatiche di Ercole).



Ritratto di Caligola



Morte di Or

I costoloni terminano su finti capitelli, a loro volta poggianti sui peducci delle volte, unici elementi in rilievo nella stanza, escluse le cornici delle porte e del camino. Ciascun peduccio, tranne quelli d'angolo, si trova in corrispondenza di un pilastro dipinto.

Il registro superiore delle pareti è occupato da dodici lunette, decorate da festoni e imprese della famiglia Gonzaga. Alla base delle lunette, tra peduccio e peduccio, sono rappresentate delle aste che fungono da cursore dei tendaggi.

Tali tendaggi simulano il broccato o il cuoio impresso a oro e foderato in azzurro che realmente venivano impiegati per rivestire i muri del castello e su due delle pareti sono rappresentati scostati, a rivelare le due scene della Corte e dell'Incontro.

La scena della Corte ha una disposizione particolare, studiata per adattarsi alla presenza del camino, collocato circa a metà della parte inferiore della parete. Per evitare che questo interrompesse la narrazione condotta tramite gli affreschi, i personaggi sono raffigurati su una piattaforma rialzata al di sopra del camino, collegata al livello inferiore da alcuni gradini.



Scena della Corte – Particolare settore centrale

Il primo dei tre settori di questa parete è occupato da una finestra con vista sul Mincio, intorno alla quale Mantegna ha semplicemente dipinto una tenda chiusa. Il secondo settore

ospita invece una scena sontuosa che rappresenta la corte dei Gonzaga. Sullo sfondo appare un'alta transenna al di là della quale si vede un albero le cui fronde sconfinano nella lunetta superiore. Nel terzo settore la tenda appare nuovamente chiusa, ma in primo piano sfilano vari personaggi,

passando anche davanti al pilastro, come per ridurre la distanza fra realtà e affresco. Sulla piattaforma, in posizione leggermente defilata appare il marchese Ludovico, in veste "de nocte". E' ritratto mentre regge una lettera e parla con un servitore in piedi al suo fianco, forse il suo segretario Marsilio Andreasi o Raimondo Lupi di Soragna. La posa del marchese è l'unica che rompe la staticità del gruppo, focalizzando l'attenzione dello spettatore. Sotto il suo trono è rappresentato il suo cane preferito, Rubino, simbolo di fedeltà. Alle spalle del marchese in piedi è raffigurato il suo terzogenito Gianfrancesco, che tiene le mani sulle spalle di un bambino, probabilmente il protonotario Ludovichino. L'uomo col cappello nero è Vittorino da Feltre, precettore del marchese e dei suoi figli. In posizione centrale è seduta la moglie, Barbara di Brandeburgo, con una bambina in grembo che le porge una mela, forse l'ultimogenita Paola. Dietro la donna appaiono in piedi il figlio Rodolfo e una donna, forse Barbarina Gonzaga. Altri personaggi restano di identità non certa, in terzo piano potrebbero essere raffigurati Leon Battista Alberti e una nutrice di casa Gonzaga. In basso si nota la famosa nana di corte con lo sguardo fisso sull'osservatore e a lato un famiglia parzialmente coperto dal pilastro. Nel terzo settore sette cortigiani si stanno avvicinando alla piattaforma, entrando in scena da dietro la tenda, che, scostata, lascia intravedere un cortile con muratori al lavoro. Tale interpretazione della scena non può essere confermata dalle scritte sulla missiva tenuta in mano dal marchese, che compare anche nell'affresco in parete ovest, andate perdute. Alcuni sostengono che la lettera in questione potrebbe essere quella inviata dalla duchessa di Milano Bianca Maria Visconti per convocare il marchese alla guida delle truppe milanesi, a causa dell'aggravarsi della malattia del marito Francesco Sforza. Nella parete dell'Incontro potrebbe essere raffigurato Ludovico, in viaggio verso Milano, mentre incontra il figlio, che si trovava in viaggio in direzione opposta per festeggiare la sua nomina a cardinale e di ritorno da Milano, dove ringraziò gli Sforza per il ruolo giocato nell'acquisizione della carica ecclesiastica. Infine il fatto che l'indirizzo della lettera sia coperto dal pomello del faldistorio del trono potrebbe essere una sorta di discredito nei confronti degli Sforza per aver impedito al loro erede di sposare prima una e poi l'altra delle figlie di Ludovico. Tale interpretazione secondaria viene messa in dubbio da molti.



Scena dell'Incontro



Autoritratto e targa dedicatoria

La scena dell'Incontro si presenta allo stesso modo diviso in tre settori. Quello di destra ospita la rappresentazione dell'incontro vero e proprio, quello centrale, parzialmente occupato da una porta presenta dei putti che sorreggono una targa dedicatoria dorata, di cui si vede sopra un ingrandimento. Nel settore di sinistra appare invece il seguito del conte che prosegue con due personaggi anche nel settore centrale. Nel pilastro a sinistra dell'Incontro, fra le decorazioni, appare un autoritratto del Mantegna, riportato nel particolare sopra. Sono rappresentati il marchese Ludovico in vesti ufficiali con il figlio Francesco cardinale. Sotto di loro si trovano i figli di Federico I Gonzaga, Francesco e Sigismondo, mentre il loro padre è raffigurato all'estrema destra, in ampie vesti per nascondere la cifosi. Federico è ritratto mentre dialoga con due personaggi, che in molti identificano con Cristiano I di Danimarca e Federico III d'Asburgo, introdotti nella scena verosimilmente per ricordare i legami di parentela con famiglie reali. Il ragazzo al centro è l'ultimogenito maschio del marchese, il protonotario Ludovico, che tiene per mano il fratello cardinale e il nipote, destinato a diventarlo, per rappresentare la continuità del ramo della famiglia destinato alla carriera ecclesiastica. La scena è più statica della precedente per enfatizzare l'importanza del momento; ciò è dovuto alla scelta di ritrarre molti dei personaggi di profilo e tre quarti. Sullo sfondo si distingue una veduta di Roma, con monumenti reali (Colosseo, Piramide di Cestio, teatro di Marcello...) e altri inventati dall'artista. Inserirla aveva lo scopo di richiamare il legame con la città rappresentato dalla nomina cardinalizia di Francesco e un augurio per una futura possibile elezione a papa. Si intravede anche una grotta con cavatori impegnati a scolpire blocchi e colonne. La parte centrale reca dei putti che sorreggono la targa dedicatoria recante la scritta: "ILL. LODOVICO II M.M. / PRINCIPI OPTIMO AC / FIDE INVICTISSIMO / ET ILL. BARBARAE EJUS / CONIUGI MVLIERVVM GLOR. / INCOMPARABILI / SVVS ANDREAS MANTINIA / PATAVVS OPVS HOC TENVE / AD EORV DECVS ABSOLVIT / ANNO

MCCCCLXXVIII". Vi compare la firma "pubblica" dell'artista, che si dichiara "padovano", la data considerata di fine lavori (1474) e parole di adulazione riguardo Ludovico e la moglie Barbara. Il settore di sinistra ha rivelato solo nell'ultimo restauro la rappresentazione di una carovana dei Magi, porzione pittorica stesa a secco, col tempo ricopertasi di sudiciume. Sarebbe stata inserita per rappresentare la stagione invernale in cui avvenne l'incontro, nonostante la vegetazione rigogliosa, tramite l'inserimento di piante d'arancio in fioritura. La fascia all'estrema sinistra, ricoperta da una pittura settecentesca, è andata perduta e recava l'immagine di un altro personaggio, di cui si scorge ancora una mano.

Le pareti sud ed est recano la rappresentazione di tendaggi chiusi, con al di sopra le lunette che si ritrovano anche nelle altre due. La parete sud, in cui si trovano una porta e un armadio a muro, presenta anche uno stemma della famiglia Gonzaga al di sopra dell'architrave, conservato piuttosto male. La parete est invece è conservata meglio e le sue tre lunette sono affrescate con festoni e imprese araldiche.

Tutela e conservazione – impianto di ventilazione meccanica

E' stato installato un impianto di ventilazione meccanica all'interno della Camera degli Sposi, allo scopo di conservare al meglio gli affreschi ad opera del Mantegna e migliorare la fruibilità da parte del pubblico, senza penalizzarne la domanda.



L'impianto è composto da uno speciale diffusore alloggiato nel vano del camino, unica parte visibile all'interno della stanza. Viene alimentato da una coppia di canali circolari inseriti nella canna fumaria esistente e collegati ad un'unità di trattamento aria, collocata al piano superiore. Tale intervento prevede una riqualificazione delle sale al primo piano del castello, che andranno a far parte di un nuovo percorso museale.

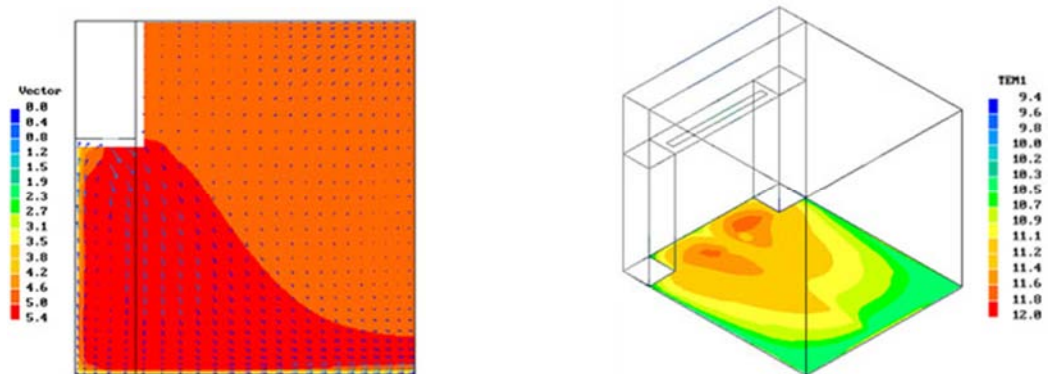
Un impianto simile è già stato adottato per il Cenacolo a Milano e la Cappella degli Scrovegni a Padova e non presenta particolare controindicazioni, purché venga prestata attenzione ai seguenti aspetti:

- le condizioni interne non vengano modificate;
- la velocità dell'aria sia moderata, in modo da non alterare l'equilibrio termigrometrico delle superfici dipinte ed evitare sollevamento di polvere;
- l'intervento sia reversibile, non intaccando la struttura edilizia.

La tipologia dell'impianto è stata scelta sulla base di studi volti a conoscere la reazione dell'ambiente a seconda di varie condizioni d'esercizio. Essa permette di ottenere i seguenti vantaggi:

- controllare costantemente la qualità dell'aria nella stanza (altrimenti governata dalla ventilazione naturale);
- mantenere stabile il livello di vapore acqueo presente, evitando la condensazione superficiale e limitando quella capillare;
- aumentare l'afflusso di visitatori.

In particolare quest'ultimo punto è legato ai ricambi d'aria che stabilizzano le condizioni dell'aria interna alterabili dalla presenza di persone, tramite emissione di calore, vapore acqueo e anidride carbonica. Si limita comunque il numero di visitatori a 15 alla volta.



La figura a sinistra mostra una simulazione di un campo di temperatura con vettori velocità dell'aria (la velocità raggiunge valori abbastanza contenuti a distanza di circa 3 m dal camino) e quella a destra il processo di stratificazione orizzontale dell'aria, dovuto a miscelazione di quella esterna e interna, con andamento pressoché simmetrico.

3. Terremoto in Emilia 20 – 29 maggio 2012

Tale evento sismico interessò soprattutto il territorio delle provincie di Modena, Ferrara, Mantova, Reggio Emilia, Bologna e Rovigo, comprese nel distretto sismico dalla pianura padana emiliana. Tuttavia scosse minori furono avvertite in una zona molto più vasta, comprendente tutta l'Italia settentrionale e regioni estere, come la Svizzera, l'Austria, la Slovenia, la Croazia, la Francia sud-orientale e la Germania meridionale. I primi sentori di un'attività sismica si ebbero già intorno al 25 – 27 gennaio 2012, ma le scosse più forti furono due. La prima, di magnitudo M 5,9, è stata registrata il 20 maggio 2012 alle ore 04:03:52 ora italiana (02:03:52 UTC), con epicentro a Finale Emilia (MO) e ipocentro alla profondità di 6,3 km. La seconda scossa, di magnitudo M 5,8 avvenne invece il 29 maggio 2012 alle 09:00:03 ora italiana (07:00:03 UTC), e fu avvertita in tutta l'Italia settentrionale. L'epicentro stavolta era situato nell'area dei comuni di Mirandola, Medolla e San Felice sul Panaro. Tale scossa fu seguita da altre tre, minori: una alle 12.55 di magnitudo M 5,4, una alle 13.00 di magnitudo M 4,9 e una alla stessa ora di magnitudo M 5,2. Il 31 maggio 2012 alle 16.58 si ebbe un'ulteriore scossa di magnitudo M 4,0 con epicentro a Rolo e Novi di Modena, interessando la bassa reggiana e l'Oltrepò mantovano, aree già provate dagli eventi sismici del 29 maggio. La sera stessa se ne registrò un'altra di magnitudo M 4,2 con epicentro a San Possidonio. Tali scosse, le principali, sono state seguite da scosse minori che facevano parte dello sciame sismico, caratterizzate da entità meno rilevante. Infine un'altra scossa fu avvertita in tutta l'Italia Settentrionale il 3 giugno 2012 alle ore 21:20:43 ora italiana (19:20:43 UTC), con epicentro Novi di Modena.

L'accelerometro situato a Mirandola registrò, in concomitanza degli eventi sismici del 20 e 29 maggio, rispettivamente, un'accelerazione di 0,31 g e 0,29 g. In base a questi valori, secondo le carte vigenti di pericolosità sismica, a tali terremoti corrisponderebbe un tempo di ritorno di 2500 anni, in quella zona.

L'area sismogenetica interessata dall'evento sismico è una delle tante presenti nella zona prossima all'Appennino, attraversata dalla faglia della dorsale di Ferrara e dalla faglia di Mirandola che si incontrano proprio in quel territorio. Secondo un'ipotesi dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), la seconda scossa, avvertita il 29 maggio, non sarebbe di assestamento dopo quella del 20 maggio, ma un terremoto a parte causato dall'apertura di una nuova faglia. Dall'analisi focale delle scosse registrate, non appaiono discordanze o incoerenze con le faglie presenti e il loro orientamento (circa nord-ovest, con componente di scorrimento nord-sud). Tale orientazione è concordante con le strutture regionali di tipo appenninico aventi, in questo settore di catena, un senso di trasporto con vergenza NNE. I successivi terremoti avvenuti in Emilia hanno interessato particolarmente i fronti compressivi più esterni: il Fronte Ferrarese ed il Fronte di Mirandola. Quest'ultimo è

caratterizzato dalla presenza di una struttura anticlinale, detta appunto anticlinale di Mirandola. Il movimento delle faglie durante il terremoto ha provocato l'accavallamento delle falde appenniniche sepolte, al di sopra della placca adriatica, causando sollevamento del terreno e raccorciamento crostale. Grazie alle immagini radar acquisite e utilizzando l'interferometria differenziale, è stato possibile valutare la deformazione del terreno dopo le scosse del 29 maggio. Si è determinato un sollevamento massimo del suolo di 12 centimetri nell'area epicentrale, e un abbassamento di circa 2-3 centimetri nella zona di Finale Emilia. Queste ultime deformazioni sono probabilmente imputabili a movimenti superficiali di acqua nel sottosuolo. Per lo studio delle sorgenti sismogenetiche, i geologi dell'INGV hanno utilizzato dati geomorfologici e geologico-geofisici, studiando anche l'idrografia della regione, in quanto elemento piuttosto sensibile ai più piccoli cambiamenti indotti dall'attività tettonica. Attraverso lo studio del reticolo idrografico sono state rilevate anomalie del drenaggio di origine certamente non antropica. Tali anomalie, confrontate con le strutture delle anticlinali sepolte note in letteratura geologica, hanno portato all'ipotesi sull'origine di parte di esse e all'identificazione delle strutture attive nel sottosuolo. Dall'ulteriore confronto con la storia sismica dell'area interessata si può concludere che queste strutture sono sismogenetiche, ossia capaci di generare terremoti. In diversi casi è stato possibile osservare la coincidenza tra la posizione di una anomalia del drenaggio, la presenza di una anticlinale sepolta e la localizzazione di alcuni terremoti riportati nei cataloghi. Una notevole anomalia del drenaggio in un'area priva di sismicità storica nei pressi di Mirandola fu messa in evidenza già dal 2000 rilevandone la correlazione con una importante faglia attiva sepolta. La sequenza sismica con i forti terremoti del 20 e del 29 maggio 2012 ha riattivato porzioni delle sorgenti identificate come ITCS050-Poggio Rusco-Migliarino e ITCS051-Novì-Poggio Renatico. Si ipotizza che queste sorgenti siano all'origine dei terremoti e che siano state la causa del sollevamento delle dorsali di Ferrara e Mirandola che in passato causarono lo spostamento del corso dei fiumi Po, Reno, Secchia e Panaro. In particolare i geologi dell'INGV ipotizzano che la scossa del 29 maggio sia stata originata dalla sorgente ITIS107-Mirandola. Tutti i sette terremoti con magnitudo superiore a 5 hanno avuto epicentro posizionato lungo l'asse mediano della struttura tettonica attiva dal punto di vista sismico.

Per quanto riguarda le scosse principali, del 20 e 29 maggio 2012, il bilancio delle vittime arrivò a 27, molte delle quali causate da crolli di edifici industriali. Le strutture più danneggiate furono appunto edifici rurali e molti capannoni industriali, oltre a impianti di canalizzazione delle acque, edifici e monumenti storici edilizia civile di antica costruzione in ciottoli o pietra. I danni hanno interessato anche molti monumenti storici e luoghi d'interesse artistico culturale, soprattutto nelle aree di Mantova, Modena, Ferrara e Bologna, dovuti principalmente ai problemi legati alla carenza di resistenza al sisma che caratterizza tipicamente l'edilizia storica. Invece i casi di danni ad edifici di nuova costruzione sono spesso ascrivibili a fenomeni di liquefazione delle sabbie.

3.1 In Provincia di Mantova

La Provincia mantovana è stata colpita dal sisma soprattutto per quanto riguarda i 14 comuni appartenenti al “cratere sismico” nella zona dell’Oltrepò mantovano. Si tratta in modo particolare di Moglia, San Giacomo delle Segnate, Poggio Rusco, Quistello, Gonzaga e San Giovanni del Dosso. Sono stati danneggiati edifici storici, religiosi, pubblici, ma anche residenziali e industriali. Il numero degli sfollati era di 3000, per i quali furono aperti 21 campi d’emergenza gestiti dalla protezione Civile. Il patrimonio artistico della zona è stato fortemente danneggiato, si contano infatti 129 chiese danneggiate e 83 inagibili, fra cui i casi più gravi sono rappresentati dalle chiese di Moglia e Quistello, il complesso monastico di San Benedetto del Po, oltre che dalle chiese parrocchiali di San Giacomo delle Segnate, Poggio Rusco, Bondeno di Gonzaga e San Giovanni del Dosso. I centri storici di Moglia, Bondeno di Gonzaga, Quistello, Poggio Rusco e San Giacomo delle Segnate, esattamente come in Emilia, sono diventati zone rosse con gravi danni alle attività commerciali situate in essi. L’agricoltura ha subito i danni più ingenti, mentre il settore industriale è stato danneggiato in minor misura rispetto all’Emilia Romagna, in molti casi, a causa dei capannoni inagibili, si è ricorsi all’utilizzo di tensostrutture. Per quanto concerne l’edilizia civile, sono 3500 le abitazioni danneggiate in tutta la Provincia, di cui 1500 inagibili, tutte localizzate nei comuni più colpiti (Moglia, Quistello, Gonzaga, San Giacomo delle Segnate, Pegognaga, Poggio Rusco e San Giovanni del Dosso). I comuni di Pegognaga, Poggio Rusco e Moglia sono dovuti ricorrere all’utilizzo di strutture prefabbricate temporanee. Circa 28 edifici scolastici sono risultati inagibili e nei comuni di Poggio Rusco e Moglia si sono verificati disagi nelle procedure di appalto, risolti dall’intervento della Regione e di amministrazioni comunali. In Provincia di Mantova non si sono registrate morti.

3.2 A Palazzo Ducale

Il Palazzo Ducale è stato interessato dall’evento sismico subendo diversi danni, soprattutto riguardo alcune sale della reggia Gonzaghesca, come la Sala di Manto, la Galleria dei Mesi e il Corridoio del Bertani. Il Palazzo è stato chiuso il 20 maggio 2012 e successivamente riaperto solo in parte ai visitatori. E’ stato infatti necessario procedere ad interventi di ripristino nell’ala della Corte Nuova, maggiormente danneggiata.

La scossa del 29 maggio 2012 invece, oltre ad aggravare la situazione preesistente, andò a danneggiare anche la Basilica Palatina di Santa Barbara e il Castello di San Giorgio, all’interno del quale riportò lievi danni anche la Camera degli Sposi del Mantegna.

Di particolare interesse, essendo l'oggetto di studio di questa tesi, risulta elencare i danni riguardanti in modo particolare il Castello di San Giorgio:

Zona	Ambiente/stanza	Danno subito
PIANO NOBILE DEL CASTELLO	Piano nobile verso Sala delle Sigle	Fessurazioni in corrispondenza dell'innesto della torre, con caduta di intonaco;
	Sala degli Affreschi	Fessurazioni di notevoli dimensioni;
	Sala delle Sigle	Fessurazioni sulla volta e sugli architravi delle finestre; cadute di intonaco, anche di notevoli dimensioni;
	Sala delle Fiammelle	Fessurazioni; cadute di intonaco con perdite anche di grandi dimensioni;
	Sala delle Cappe	Lesione sopra la porta d'accesso al passetto oscuro, cadute di intonaci;
	Scaletta di accesso alle Salette Nodi e Catenelle	Fessurazioni;
	Camera degli Sposi	Riapertura di piccola fessurazione; caduta di frammenti di pellicola pittorica;
	Sala dei Cavalli	Fessurazioni e cadute d'intonaco;
	Saletta delle Catenelle	Fessurazioni;
CARCERI DEL CASTELLO	Cella n° 6	Fessurazioni con caduta di frammenti d'intonaco di notevoli dimensioni;
	Cella Grioli	Fessurazione sulla parete fino al soffitto, caduta di frammenti d'intonaco;
	Cella Tazzoli	Fessurazione, caduta di frammenti d'intonaco;
	Corridoio d'accesso alla cella di Tito sperì	Lesioni e fessurazioni, con principio di caduta del soffitto ligneo;
	Cella di Tito Sperì	Fessurazioni;
	Cella Grazioli Poma	Ampie cadute d'intonaco e cedimento dell'architrave d'accesso;
	Cella Montanari	Fessurazioni;
	Cella Calvi	Disconnessione struttura della finestra; caduta frammenti d'intonaco;
ESTERNO CASTELLO	Camini	Lesioni con dislocazione di mattoni;
	Torrioni	Lesioni; distacco e caduta di mattoni;
	Tetti	Caduta di tegole;
	Finestre	Distacco di mattoni e lesioni;
	Padiglione lato nord	Vecchia fessurazione riaperta in corrispondenza delle lesioni interne alla Galleria degli Affreschi;

Essendo analizzati in questo lavoro di tesi i cinematismi relativi alla torre nord – ovest del Castello, detta Torre degli Sposi per la presenza della celebre stanza affrescata, si riporta in allegato il quadro fessurativo in essa rilevato.

4. Norme di riferimento: D. M. 14 gennaio 2008

Le norme vigenti, seguendo le quali si svolge il presente lavoro di tesi, sono costituite dal D.M. 14 Febbraio 2008. I capitoli di maggior interesse per il caso in esame sono quelli riguardanti: azione sismica (§ 3.2), le costruzioni di muratura (§ 4.5), le costruzioni esistenti (§ 8). In seguito si riportano le prescrizioni relative ai vari argomenti citati.

4.1 Azione sismica (§ 3.2)

Questo tipo di sollecitazione diviene fondamentale quando si vanno a compiere verifiche di sicurezza di edifici storici, essi infatti sono spesso carenti per quanto riguarda la resistenza alle azioni orizzontali. Ciò è dovuto alla mancanza di un comportamento di tipo scatolare (per es. per assenza di catene o di efficace immorsamento reciproco delle pareti ortogonali) che caratterizza gli edifici in muratura, di qui si parlerà nei prossimi capitoli.

L'azione sismica si definisce a partire dalla "pericolosità sismica di base", caratteristica del sito in cui sorge l'opera esaminata. Essa viene quantificata tramite il valore di un'accelerazione sismica orizzontale a_g , riferita a condizioni di campo libero su suolo di riferimento rigido e superficie topografica orizzontale (categoria A), e di coordinate spettrali in accelerazione $S_e(T)$, riferite a particolari probabilità di superamento P_{V_r} nel periodo di riferimento V_r . In alternativa si può ricorrere all'uso di accelerogrammi, purché commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Per particolari punti di un reticolo in cui è suddiviso il territorio nazionale vengono forniti in normativa i seguenti valori:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per determinare tali valori riferiti ai siti esterni ai punti del reticolo sono possibili delle interpolazioni, conoscendone le coordinate geografiche.

Stati limite e relative probabilità di superamento

Vengono individuati i seguenti Stati limite di Esercizio (SLE) e Ultimi (SLU), in relazione alle prestazioni delle strutture nel loro complesso, includendo anche parti non strutturali e impianti. Gli Stati Limite di esercizio sono:

- *Stato Limite di immediata Operatività (SLO)*: in seguito al sisma, la struttura (comprese parti non strutturali e impianti) non deve danneggiarsi significativamente e presentare interruzioni d'uso. Questo Stato Limite riguarda tutti gli edifici il cui funzionamento deve essere garantito anche in condizioni critiche, come durante e in seguito ad un terremoto, questo vale per ospedali, caserme, centri della Protezione civile, ecc. ;
- *Stato Limite di Danno (SLD)*: in questo caso viene ammesso un'interruzione di funzionamento delle apparecchiature presenti all'interno dell'edificio, ma deve essere garantita un'inagibilità solo temporanea in seguito all'evento sismico.

Mentre gli Stati Limite Ultimi sono:

- *Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)*: vengono ammessi danni alle varie parti della struttura, che conserva però parte della rigidità alle azioni verticali e un margine di sicurezza a quelle orizzontali, pur essendo la rigidità a questo tipo di azioni ridotta significativamente;
- *Stato Limite di Collasso (SLC)*: in questo caso si ha ancora un margine di sicurezza alle azioni verticali e un esiguo margine nei confronti del collasso da azione orizzontale.

Ad ogni Stato Limite viene associata una probabilità di non superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , utilizzata per definire l'azione sismica corrispondente allo Stato considerato:

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

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

Si trattano successivamente i concetti esposti in questo capitolo delle NTC, volti alla definizione dell'azione sismica di progetto:

Tempo di ritorno

Indica il tempo medio, espresso in anni, che intercorre fra il verificarsi di due eventi sismici di una certa intensità in un sito. Questo valore è direttamente proporzionale all'intensità del

sisma, in quanto terremoti di debole intensità tendono a ripresentarsi più frequentemente rispetto a terremoti di intensità maggiore.

Vita nominale V_N

Corrisponde al numero di anni in cui la struttura garantisce un utilizzo efficiente, per lo scopo cui è destinata, purché venga effettuata un'ordinaria manutenzione. Superato questo periodo saranno necessari interventi di manutenzione straordinaria. La V_N deve essere specificata nel progetto e, a seconda della tipologia di opera, rientra nelle seguenti fasce:

Tabella 2.4.I – 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

Classi d'uso

Relativamente al diverso impatto che può avere un'interruzione di operatività o un eventuale collasso per azione di un sisma sulla struttura, vengono definite le seguenti classi d'uso:

Classe I: Costruzioni con presenza solo rilevante 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 IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni d'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 d'emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale cui collasso;

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche e sociali importanti, anche in 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 a itinerari di collegamento fra 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 impianti di produzione di energia elettrica.

Ad ogni classe d'uso si associa un coefficiente C_U :

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Periodo di riferimento V_R

Questo periodo di riferimento viene utilizzato per definire l'azione sismica di progetto per svolgere verifiche su una struttura, dipende dalla sua classe d'uso e vita nominale tramite la relazione:

$$V_R = V_N C_U$$

Tabella C2.4.I. - Intervalli di valori attribuiti a V_R al variare di V_N e C_U

VITA NOMINALE V_N	VALORI DI V_R			
	CLASSE D'USO			
	I	II	III	IV
≤ 10	35	35	35	35
≥ 50	≥ 35	≥ 50	≥ 75	≥ 100
≥ 100	≥ 70	≥ 100	≥ 150	≥ 200

In ogni caso, qualora $V_R \leq 35$ anni, si assume $V_R = 35$ anni per garantire un livello minimo di sicurezza al sisma.

Definizione azione sismica

Si procede a definire tale azione inizialmente calcolando il periodo di ritorno relativo al tipo di struttura (da cui dipende il valore della vita nominale V_N e della classe d'uso C_U , necessari al calcolo di V_R) e allo Stato Limite considerato (che influisce invece sul valore di P_{Vr}):

$$T_R = \frac{V_R}{-\ln(1 - P_{Vr})}$$

Si mira quindi a mantenere costante la probabilità di superamento corrispondente ad ogni Stato Limite, al variare del periodo di riferimento V_R .

Le relazioni, ricavabili da quella precedente, che definiscono il tempo di ritorno in funzione del V_R a seconda dello Stato Limite, cioè del P_{Vr} , sono:

Tabella C.3.2.I.- Valori di T_R espressi in funzione di V_R

Stati Limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R
Stati Limite di Esercizio (SLE)	SLO	$(^2) 30 \text{ anni} \leq T_R = 0,60 \cdot V_R$
	SLD	$T_R = V_R$
Stati Limite Ultimi (SLU)	SLV	$T_R = 9,50 \cdot V_R$
	SLC	$T_R = 19,50 \cdot V_R \leq 2475 \text{ anni } (^1)$

Dunque per definire il T_R è inizialmente necessario identificare la classe d'uso della struttura esaminata e la sua vita nominale, per poter calcolare V_R , e scegliere lo Stato Limite rispetto al quale si vogliono svolgere le verifiche, in modo da quantificare la P_{Vr} .

Una volta calcolato il tempo di ritorno, si definiscono le azioni sismiche in base alla "pericolosità sismica di base" del sito, definita in termini di accelerazione a_g e ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale $S_e(T)$.

I valori di a_g , F_0 e T_C^* , riferiti a suolo di categoria A, sono ricavabili per ogni sito e P_{Vr} , interpolando i valori riportati in allegato alle NTC 2008 o tramite il foglio di calcolo del Ministero dei Lavori Pubblici, inserendovi le coordinate geografiche del sito in esame.

Questi valori permettono la definizione degli spettri di risposta (elastici o di progetto), in termini di accelerazione o di spostamento, delle due componenti orizzontali e di quella verticale del sisma. Si tratta di forme spettrali normalizzate, riferite ad un oscillatore libero con smorzamento convenzionale pari al 5%. Lo *spettro di risposta elastico in accelerazione della componenti orizzontali* si ricava come segue:

$$0 \leq T < T_B$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Dove:

T	periodo di vibrazione;
S_e	accelerazione spettrale;
$S = S_S \cdot S_T$	coefficiente che tiene conto della categoria del sottosuolo e della topografia;
S_S	coefficiente di amplificazione stratigrafica;
$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55$	fattore di smorzamento viscoso;
F_0	fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale;
$T_C = C_C \cdot T_C^*$	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro;
T_C^*	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro riferito ad un suolo di tipo A;
C_C	coefficiente funzione della categoria di suolo;
$T_B = T_C/3$	periodo di inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro;
$T_D = 4(a_g/g) + 1,6$	periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro.

Nelle espressioni precedenti compaiono dei termini che permettono di valutare la risposta sismica localmente, tramite amplificazione litostratigrafica (S_S , C_C) e topografica (S_T). I primi due di questi coefficienti dipendono dalle caratteristiche del suolo di fondazione della struttura, in particolare dall'appartenenza a una di queste categorie:

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina 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).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 3.2.III – Categorie aggiuntive di sottosuolo.

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Per le categorie aggiuntive sono richieste particolari analisi per definire l'azione sismica, essendo in presenza di terreni suscettibili di liquefazione. Si possono calcolare i valori dei coefficienti S_s e C_c :

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Invece le categorie che caratterizzano la topografia del sito sono:

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

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

In base a tali categorie e all'ubicazione dell'opera si ricava il valore di S_T :

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

In tabella si riportano i valori del coefficiente in sommità al pendio/rilievo per le categorie T_2 , T_3 e T_4 : esso cala linearmente dalla sommità alla base, dove assume valore unitario.

In normativa si trovano anche le espressioni relative allo spettro di risposta elastico in accelerazione della componenti verticali, spesso trascurate:

$$0 \leq T < T_B$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_V} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V$$

$$T_C \leq T < T_D$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T$$

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Dove F_V è il fattore di amplificazione massima in termini di accelerazione spettrale orizzontale a_g , definita per suolo rigido orizzontale:

$$F_V = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

In tabella si riportano altri valori specifici per il caso della componente verticale del sisma:

Tabella 3.2.VII – Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria di sottosuolo	S_S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Infine lo *spettro elastico di risposta in spostamento delle componenti orizzontali* è dato dalla relazione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \times \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2$$

Dove $S_e(T)$ è la corrispondente risposta in termini di accelerazione e il periodo di vibrazione T non deve eccedere i valori di T_g :

Tabella 3.2.VIII – Valori dei parametri T_E e T_F

Categoria sottosuolo	T_E [s]	T_F [s]
A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C, D, E	6,0	10,0

Qualora T ecceda tali valori devono essere impiegate ulteriori espressioni riportate in normativa:

per $T_E < T \leq T_F$

$$S_{De}(T) = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot \left[F_0 \cdot \eta + (1 - F_0 \cdot \eta) \cdot \frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right]$$

per $T > T_F$

$$S_{De}(T) = d_g = 0,025 a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$$

Infine per passare dallo spettro di risposta elastico, impiegato per le verifiche agli SLE, allo spettro di progetto, necessario se si tratta uno SLU, viene sostituito il fattore η con l'inverso del fattore di struttura q , definito secondo quanto riportato al capitolo 7 delle NTC08.

Impiego di accelerogrammi

In alternativa alle forme spettrali o alla semplice accelerazione a_g , possono essere impiegati degli accelerogrammi naturali, artificiali o simulati. Ogni accelerogramma rappresenta le tre componenti del sisma.

Anche l'utilizzo degli accelerogrammi presenta delle restrizioni:

- la parte pseudo stazionaria degli accelerogrammi deve durare almeno 10 s, in assenza di studi specifici ed essere preceduta e seguita da tratti rispettivamente crescenti da zero e decrescenti a zero. La durata complessiva deve essere di almeno 25 s;
- gli accelerogrammi artificiali devono avere uno spettro di risposta elastico coerente con lo spettro di risposta utilizzato in progettazione e ciò si verifica in base alla media delle coordinate spettrali ottenute da entrambi con smorzamento viscoso $\xi = 5\%$. L'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10% rispetto al corrispondente spettro elastico tra gli intervalli $0,15 s \div 2 s$ e $0,15 s \div 2T$ (con $T =$ periodo fondamentale della struttura in campo elastico) per gli SLU e $0,15 s \div 1,5T$ per gli SLE; il limite superiore dell'intervallo di coerenza diventa $1,2 T_{is}$ nel caso di strutture isolate, con T_{is} periodo equivalente della struttura isolata;
- in analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici (es. fondazioni) non è permesso l'uso di accelerogrammi artificiali;
- per quanto riguarda accelerogrammi creati simulando il meccanismo di sorgente e propagazione, devono essere adeguatamente giustificate le ipotesi sismogenetiche;
- accelerogrammi registrati possono essere utilizzati solo se rappresentativi della sismicità del sito e giustificati in base a caratteristiche sismogenetiche della sorgente, condizioni del sito di registrazione, magnitudo, distanza della sorgente, massima accelerazione attesa;
- accelerogrammi registrati devono essere selezionati e scalati in modo da approssimare al meglio gli spettri di risposta nel campo di periodi considerato.

Combinazione sismica

L'azione sismica si combina con le altre, nel caso di strutture civili e industriali, come segue:

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

Gli effetti dell'azione sismica vengono valutati considerando le masse relative ai carichi gravitazionali:

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

Dove:

- *permanenti G* sono i carichi che agiscono sostanzialmente invariati durante tutta la vita nominale dell'edificio: il peso proprio di tutti gli elementi strutturali e forze indotte da spinte del terreno e dell'acqua (G1), peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2), spostamenti o deformazioni imposte, carichi di pretensione e precompressione (P), ritiro e viscosità, spostamenti differenziati;
- *variabili Q* sono tutte quelle azioni istantanee con valore non costante nel tempo, possono essere di lunga o di breve durata, rispetto alla vita nominale della struttura;
- *Sismiche E* sono quelle derivanti da terremoti.

I valori dei coefficienti di combinazione variano a seconda del tipo di carico cui sono applicati:

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Infine i coefficienti γ introdotti nelle verifiche SLU dipendono dal tipo di combinazione da verificare:

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

4.2 Costruzioni di muratura (§ 4.5)

In questo capitolo si trattano le strutture di nuova costruzione in muratura. In particolare si definisce l'oggetto trattato come costruzioni con struttura portante verticale realizzata con sistemi di muratura in grado di sopportare azioni verticali e orizzontali, collegate tra loro da strutture di impalcato orizzontali ai piani ed eventualmente inclinate in copertura, e da opere di fondazione.

Materiali e caratteristiche tipologiche

Malte

Le malte devono, secondo quanto indicato al punto A del § 11.1, essere dotate di marcatura CE, prevista dalla Direttiva 89/106/CEE "Prodotti da costruzione" (CPD), recepita in Italia dal DPR 21/04/1993 n.246 (come modificato dal DPR 10/12/1997 n.499). il sistema di attestazione di conformità deve essere come riportato in tabella:

Tabella 11.10.II

Specifica Tecnica Europea di riferimento	Uso Previsto	Sistema di Attestazione della Conformità
Malta per murature UNI EN 998-2	Usi strutturali	2+

La durabilità è garantita dall'assenza in miscela di sostanze organiche, grassi, sostanze terrose o argillose. Le calci aeree e le pozzolane impiegate devono rispondere ai requisiti delle norme vigenti.

Le prestazioni meccaniche di una malta sono definite in base alla sua resistenza media a compressione f_m . La categoria di appartenenza di una malta è identificata dalla lettera M seguita da un numero che indica proprio la f_m in N/mm^2 . Le categorie utilizzabili per realizzare una muratura portante sono quelle riportate in tabella:

Tabella 11.10.III - Classi di malte a prestazione garantita

Classe	M 2,5	M 5	M 10	M 15	M 20	M d
Resistenza a compressione N/mm^2	2,5	5	10	15	20	d
d è una resistenza a compressione maggiore di $25 N/mm^2$ dichiarata dal produttore						

Elementi resistenti in muratura

Si distinguono in elementi artificiali o naturali.

Elementi artificiali

Per questa tipologia si applicano le prescrizioni al § 11.10.1. Possono essere dotati di fori perpendicolari (foratura verticale) o paralleli (foratura orizzontale) al piano di posa e possono essere rettificati su tale superficie.

La loro classificazione avviene in base alla percentuale di foratura φ e all'area media della sezione normale del singolo foro f . I fori di regola sono distribuiti pressoché uniformemente sulla faccia dell'elemento.

La percentuale φ si definisce come:

$$\varphi = 100 F/A$$

dove F è la sommatoria delle aree delle sezioni normali di tutti i fori passanti e profondi non passanti, mentre A è l'area lorda della faccia dell'elemento delimitata dal suo perimetro.

Nel caso di blocchi in laterizio estrusi la percentuale di foratura coincide con la percentuale in volume dei vuoti, come definita dalla norma UNI EN 772-9:2001.

In tabella segue la classificazione per gli elementi in laterizio e calcestruzzo rispettivamente:

Tabella 4.5.Ia - Classificazione elementi in laterizio

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

Gli elementi possono avere incavi di profondità limitata che verranno successivamente riempiti dal letto di malta.

Elementi in laterizio di area lorda $A > 300 \text{ cm}^2$ possono essere dotati di un foro di presa di area massima pari a 35 cm^2 , che andrà poi computata nel calcolo della φ , in modo da agevolare la presa manuale. Per $A > 580 \text{ cm}^2$ sono ammessi due fori, ciascuno di area massima pari a 35 cm^2 , oppure di un foro di presa o per alloggiare un'eventuale armatura, di area massima pari a 70 cm^2 .

Tabella 4.5.Ib - Classificazione elementi in calcestruzzo

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

Non sono soggetti a limitazioni i fori degli elementi destinati ad essere riempiti di calcestruzzo. Per i valori di adesività malta – elemento resistente si può fare riferimento a normative di comprovata validità.

L'utilizzo di materiali o tipologie murarie diverse da quanto specificato dovrà essere preventivamente autorizzato dal Servizio Tecnico Centrale su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, sulla base di adeguata sperimentazione, modellazione teorica e modalità di controllo nella fase produttiva.

Elementi naturali

Essi si ricavano da materiale lapideo non friabile o sfaldabile e resistente al gelo. Non devono contenere in misura sensibile sostanze solubili o residui organici. Devono inoltre essere integri, senza zone alterate o rimovibili. I requisiti di adesività alle malte e di resistenza meccanica sono riportati in § 11.10.3.

Murature

Le murature costituite assemblando in modo efficace e organizzato elementi e malta possono essere a singolo (se la parete realizzata non presenta cavità o giunti continui verticali nel suo piano) o doppio paramento. In quest'ultimo caso, se non è possibile considerare un comportamento monolitico della parete, è necessario rifarsi a normative di comprovata validità o specifiche approvazioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. In normativa si trovano poi le definizioni di muratura di pietra squadrata (formata da elementi naturali di forma pressoché parallelepipedica, posti in opera in strati regolari), di muratura di pietra non squadrata (nei casi in cui si utilizzi materiale di cava lavorato grossolanamente, ma posto in strati regolari) e di muratura listata (muratura di pietra non squadrata intercalata a interasse inferiore a 1,6m per tutta la lunghezza e spessore del muro, da fasce di calcestruzzo, semplice o armato, o da ricorsi orizzontali di almeno due filari di laterizi pieni).

Caratteristiche meccaniche delle murature

Le caratteristiche principali in base alle quali si classifica una muratura sono:

- Resistenza caratteristica a compressione f_k ;
- Resistenza caratteristica a taglio in assenza di azione assiale f_{vk0} ;
- Modulo di elasticità normale secante E ;
- Modulo di elasticità tangenziale secante G .

Le due resistenze f_k e f_{vk0} si calcolano o per via sperimentale su campioni di muro o, con limitazioni, in base alle proprietà dei componenti. Le varie modalità di valutazione di resistenze e moduli sono riportate al § 11.10.5, i valori ottenuti vanno riportati nei documenti di progetto. Quando viene richiesto un valore di f_k maggiore a 8 MPa, esso va controllato tramite prove specifiche.

Organizzazione strutturale

In questo paragrafo si espone l'importanza di progettare l'edificio in muratura come un'entità tridimensionale, cioè garantendo un comportamento "scatolare" con sistemi di pareti, orizzontamenti e opere di fondazione efficacemente collegati fra loro. Un pannello murario si considera resistente alle azioni orizzontali quando ha lunghezza non inferiore a 0,3 volte l'altezza d'interpiano; svolge funzione portante quando è prevalentemente sollecitato da azioni verticali o di controvento se sollecitato per lo più da azioni orizzontali. Tutte le pareti dovrebbero svolgere entrambe queste funzioni per avere un adeguato funzionamento statico dell'edificio.

Gli orizzontamenti, solai piani o inclinati in copertura, hanno la funzione di ripartire le forze orizzontali agenti sui muri di controvento.

Per garantire comportamento d'insieme scatolare, pareti e orizzontamenti devono essere ben collegati fra loro. Cordoni di piano in calcestruzzo armato (di adeguata sezione e armatura) devono collegare le pareti agli orizzontamenti e immorsamenti opportuni devono essere predisposti lungo le intersezioni verticali. I muri disposti parallelamente nella scatola muraria devono essere collegati inoltre da incatenamenti efficaci a livello dei solai. Si realizzano tramite armature metalliche o altro materiale resistente a trazione, con estremità ancorate in modo adeguato ai cordoli. Nella direzione di tessitura del solaio possono omettersi tali collegamenti, qualora il collegamento sia costituito dal solaio stesso. Eventualmente in direzione ortogonale a quella di tessitura del solaio, si può creare il collegamento con tiranti estranei al solaio.

Un cordolo in calcestruzzo armato alla base delle murature garantisce il collegamento con le fondazioni. E' possibile realizzare la prima elevazione in calcestruzzo armato, disponendo fondazioni e murature in modo da assicurare il centraggio e i carichi trasmessi dalle parti superiori.

I valori limite di spessore delle murature portanti sono:

- muratura in elementi resistenti artificiali pieni	150 mm
- muratura in elementi resistenti artificiali semipieni	200 mm
- muratura in elementi resistenti artificiali forati	240 mm
- muratura di pietra squadrata	240 mm
- muratura di pietra listata	400 mm
- muratura di pietra non squadrata	500 mm

Fenomeni del secondo ordine vengono controllati mediante la *snellezza convenzionale* della parete:

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

dove h_0 è la lunghezza libera di inflessione, valutata in base alle condizioni di vincolo ai bordi (definite dalle 4.5.6) e t è lo spessore della parete.

Analisi strutturale

La risposta strutturale dell'edificio si valuta mediante:

- analisi semplificate;
- analisi lineari (assumendo i valori secanti dei moduli di elasticità);
- analisi non lineari.

Per valutare effetti locali si può ricorrere all'utilizzo di modelli di calcolo di porzioni della struttura. Per valutare i carichi trasmessi dai solai alle pareti e gli effetti delle azioni fuori piano su quest'ultime si possono adottare modelli semplificati, basati sullo schema dell'articolazione completa alle estremità degli elementi strutturali.

Verifiche

Si conducono con le seguenti ipotesi: conservazione delle sezioni piane e resistenza a trazione per flessione trascurata. Oltre a verificare le pareti portanti, si devono eseguire le verifiche, in analogia alle pareti verticali, delle travi di accoppiamento in muratura ordinaria, se prese in considerazione dal modello strutturale.

Resistenze di progetto

Le resistenze di progetto utilizzate, rispettivamente, in verifiche a compressione, pressoflessione e a carichi concentrati (f_d), e a taglio (f_{vd}), sono:

$$f_d = f_k / \gamma_M$$

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$$

dove:

f_k è la resistenza caratteristica a compressione della muratura;

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura, comprensivo delle incertezze di modello e geometria, fornito in tabella 4.5.II, in funzione dei casi di esecuzione più avanti specificati, e a seconda che gli elementi resistenti siano in classe I o II (§ 11.10.1);

f_{vk} è la resistenza caratteristica a taglio in presenza delle effettive tensioni di compressione:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_n$$

in cui:

f_{vk0} è già stata definita;

σ_n è la tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti.

Tabella 4.5.II. Valori del coefficiente γ_M in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta	2,5	3,0

L'attribuzione alla classe 1 o 2 si svolge come di seguito riportato.

In ogni caso occorre (classe 2):

- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, dipendente dall'impresa esecutrice, per la supervisione del lavoro (capocantiere);
- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, indipendente dall'impresa esecutrice, per il controllo ispettivo del lavoro (direttore dei lavori).

Inoltre, per rientrare in classe 1, devono essere eseguiti i controlli:

- controllo e valutazione in loco delle proprietà della malta e del calcestruzzo;
- dosaggio dei componenti della malta "a volume", con l'uso di particolari contenitori di misura e controllo delle operazioni di dosaggio, o uso di malta premiscelata certificata dal produttore.

Verifiche agli Stati Limite Ultimi

Gli Stati Limite Ultimi da verificare sono:

- pressoflessione per carichi laterali (resistenza e stabilità fuori dal piano);
- pressoflessione nel piano del muro;
- taglio per azioni nel piano del muro;
- carichi concentrati;
- flessione e taglio di travi di accoppiamento.

Le verifiche vanno condotte in riferimento a normative di comprovata validità.

Per la verifica a pressoflessione per carichi laterali, nel caso di adozione dell'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete, è consentito far riferimento a questo metodo semplificato. La resistenza di progetto ridotta $f_{d,rid}$ riferita all'elemento strutturale si assume pari a:

$$f_{d,rid} = \phi f_d$$

dove:

ϕ è un coefficiente di riduzione della resistenza del materiale (tab. 4.5.III), funzione della snellezza convenzionale λ e del coefficiente di eccentricità m definito più avanti. Per valori non riportati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare, mai l'estrapolazione.

Tabella 4.5.III - Valori del coefficiente Φ con l'ipotesi della articolazione (a cerniera)

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

Per la valutazione della λ , la lunghezza libera d'inflessione h_0 viene calcolata come:

$$h_0 = \rho h$$

dove il fattore ρ tiene conto dell'efficacia del vincolo fornito dai muri ortogonali e h è l'altezza interna di piano. Assume valore unitario per muro isolato e i valori indicati in tabella 4.5.IV quando il muro non presenta aperture ed è efficacemente immorsato a pareti ortogonali di spessore maggiore di 200 mm, di altezza non inferiore a 0,3 h e posti ad interasse a :

Tabella 4.5.IV - Fattore laterale di vincolo

h/a	ρ
$h/a \leq 0,5$	1
$0,5 < h/a \leq 1,0$	$3/2 - h/a$
$1,0 < h/a$	$1/[1+(h/a)^2]$

Se un muro trasversale presenta aperture, si considera che esso svolga la sua funzione di irrigidimento qualora lo stipite delle aperture disti dalla superficie del muro irrigidito almeno 1/5 dell'altezza del muro stesso, altrimenti si pone $\rho = 1$.

Nella lunghezza del muro d'irrigidimento si tiene in conto anche di metà dello spessore del muro irrigidito.

Il coefficiente di eccentricità m si calcola come:

$$m = 6 e/t$$

dove e è l'eccentricità totale e t lo spessore del muro.

Le eccentricità dei carichi verticali sullo spessore della muratura sono dovute alle eccentricità totali dei carichi verticali, alle tolleranze di esecuzione e alle azioni orizzontali. Si possono determinare convenzionalmente come segue.

a) Eccentricità totale dei carichi verticali: $e = e_{s1} + e_{s2}$;

$$e_{s1} = \frac{N_1 d_1}{N_1 + \sum N_2}; \quad e_{s2} = \frac{\sum N_2 d_2}{N_1 + \sum N_2};$$

Dove:

e_{s1} eccentricità della risultante dei carichi trasmessi dai muri dei piani superiori rispetto al piano medio del muro da verificare;

e_{s2} eccentricità delle reazioni d'appoggio dei solai sovrastanti il muro da verificare;

N_1 carico trasmesso dal muro soprastante, supposto centrato rispetto al muro stesso;

N_2 reazione d'appoggio dei solai sovrastanti il muro da verificare;

d_1 eccentricità di N_1 rispetto al muro da verificare;

d_2 eccentricità di N_2 rispetto al muro da verificare.

Le eccentricità così ottenute possono essere positive o negative.

b) Eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione e_a . Considerate le tolleranze morfologiche e dimensionali connesse alle tecnologie d'esecuzione degli edifici in muratura si deve tener conto di un'eccentricità e_a che si assume almeno uguale a:

$$e_a = h/200$$

con h altezza interna di piano.

- c) Eccentricità e_v dovuta alle azioni orizzontali agenti in direzione normale al piano della muratura:

$$e_v = M_v / N$$

dove m_v e N sono, rispettivamente, il massimo momento flettente dovuto alle azioni orizzontali e lo sforzo normale massimo nella relativa sezione di verifica. Il muro si suppone incernierato a livello dei piani e, in mancanza di aperture, anche in corrispondenza dei muri trasversali, se hanno interasse minore di 6 m.

Le eccentricità e_s , e_a e e_v vanno combinate fra loro in modo convenzionale:

$$e_1 = |e_s| + e_a; \quad e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v|$$

Il valore di eccentricità e_1 viene utilizzato per verificare i muri nelle loro sezioni di estremità, mentre e_2 per la verifica della sezione con massimo M_v . In ogni caso l'eccentricità di calcolo dev'essere non inferiore ad e_a e rispettare le condizioni:

$$e_1 \leq 0,33t; \quad e_2 \leq 0,33t$$

Verifiche agli Stati Limite di Esercizio

In genere non si ritiene necessario svolgere verifiche nei confronti degli stati limite d'esercizio di edifici in muratura, quando siano soddisfatte le verifiche agli stati limite ultimi. Per muratura armata e in alcuni casi di muratura non armata si farà riferimento a normative di comprovata validità.

4.3 Costruzioni esistenti (§ 8)

Pur essendo la muratura il materiale maggiormente impiegato nel caso di edifici storici, le caratteristiche dei materiali si discostano molto rispetto alle costruzioni attuali, perciò la normativa prevede un capitolo a parte per l'edilizia storica. Si trattano i criteri generali per la valutazione di sicurezza e per la progettazione, esecuzione e collaudo degli interventi sulle costruzioni esistenti.

Si definisce costruzione esistente quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto dell'intervento, la struttura completamente realizzata.

Criteri generali

Per quanto non specificatamente dichiarato, le prescrizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli della norma costituiscono un riferimento anche per le costruzioni esistenti.

Qualora si effettuino interventi non prettamente strutturali, ma di tipo impiantistico, riguardanti la distribuzione degli spazi, ecc., deve essere valutata l'interazione di tali interventi con gli SLU e gli SLE della struttura o di parti di essa.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi su costruzioni esistenti devono tener conto dei seguenti aspetti:

- la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- possono esserci difetti di impostazione e realizzazione insiti e non manifesti;
- la costruzione può essere stata interessata da eventi, anche eccezionali, i cui effetti non siano evidenti;
- le strutture possono trovarsi in stato di degrado e/o presentare modifiche significative rispetto alle condizioni originarie.

Nel definire i modelli strutturali si dovrà tener conto che:

- geometria e dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali impiegati non dipende dalle incertezze legate alla produzione e posa in opera, ma solo dalla omogeneità di tali materiali all'interno della struttura, dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dalla loro affidabilità;
- i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

I metodi di analisi e di verifica utilizzati devono dipendere dalla completezza e affidabilità delle informazioni disponibili e dall'uso, nelle verifiche di sicurezza, di adeguati "fattori di confidenza", che modificano i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali.

Valutazione della sicurezza

La valutazione di sicurezza e la progettazione degli interventi per gli edifici esistenti potranno essere svolti solo con riferimento agli SLU. In certi casi si svolgono verifiche anche agli SLE, ma questo dev'esser deciso dal Progettista di concerto con il Committente.

Le verifiche agli SLU si possono eseguire riguardo la condizione di salvaguardia della vita (SLV) o di collasso (SLC).

La valutazione di sicurezza diventa necessaria nei casi in cui si abbia una delle seguenti condizioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa dell'intera struttura o di una sua parte, in seguito a eventi naturali (sisma, vento, neve, temperatura), significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni), casi di funzionamento ed uso anomalo, deformazioni significative imposte da cedimenti del terreno di fondazione;
- dimostrati gravi errori di progetto o costruzione;
- cambiamento della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa di carichi variabili e/o della classe d'uso dell'edificio;
- interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità o modifichino la rigidità.

Qualora una di queste circostanze interessi una porzione limitata del fabbricato, le verifiche possono essere estese solo alla porzione interessata e agli elementi con essa interagenti, tenendo conto del loro inserimento nel complesso strutturale.

La valutazione della sicurezza deve permettere di stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso vada modificato (declassamento, cambio di destinazione d'uso e/o cautele nell'uso);
- sia necessario intervenire per aumentare o ripristinare la capacità portante.

La valutazione di sicurezza dovrà riguardare la condizione prima e dopo l'intervento strutturale. Il Progettista dovrà specificare in un'apposita relazione i livelli di sicurezza raggiunti con l'intervento e eventualmente se sia necessario e in che misura modificare la destinazione d'uso dell'edificio.

Classificazione degli interventi

Le categorie citate nella norma sono le seguenti:

- 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 conseguire i livelli richiesti dalle presenti norme;
- riparazioni o interventi locali, che interessino elementi isolati, e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza esistenti.

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 di sicurezza.

Intervento di adeguamento

Diventa obbligatoria la valutazione di sicurezza e un eventuale intervento di adeguamento del fabbricato a chiunque voglia:

- a) sopraelevare la costruzione;
- b) ampliarla mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione;
- c) apportare variazioni di classe e/o destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione maggiori del 10%; in ogni caso rimane obbligatorio verificare localmente le singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che conducano ad un organismo edilizio diverso dall'originale.

Il progetto dell'intervento dovrà comunque essere riferito all'intera struttura e dovrà riportare la verifica di sicurezza globale post-intervento, seguendo le indicazioni riportate in questo capitolo.

Nel caso in cui si realizzino cordoli sommitali modificando così l'altezza del fabbricato, ma senza variare il numero di piani, non si considera sopraelevazione o ampliamento, ai sensi dei punti a) e b). Dunque non sarà necessario procedere con l'adeguamento della struttura, a meno che non si rientri nelle condizioni c) o d).

Intervento di miglioramento

Si considerano interventi di miglioramento tutti quegli interventi che hanno lo scopo di aumentare la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate.

E' possibile eseguire interventi di miglioramento nei casi in cui non ricorrano le condizioni riportate al paragrafo relativo all'adeguamento.

Le verifiche di sicurezza e il progetto dovranno essere estesi a tutte le parti dell'edificio interessate da modifiche del comportamento strutturale, nonché alla struttura nel suo insieme.

Riparazione o intervento locale

Tali interventi riguardano singole parti o elementi della struttura e interessano solo porzioni limitate della stessa. Il progetto e valutazione di sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti interessate e dimostrare che, rispetto alla situazione antecedente il danno, il degrado o la variante, non siano state apportate significative variazioni al comportamento delle parti e della struttura globale e che gli interventi comportino un miglioramento rispetto alle condizioni preesistenti.

La relazione potrà limitarsi alle porzioni interessate dalla riparazione e a quelle interagenti con esse, dovrà indicare le carenze strutturali riscontrate, risolte e/o persistenti ed eventuali limitazioni all'uso della costruzione.

Procedure per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti

Varie sono le situazioni che si possono riscontrare nel caso degli edifici esistenti e di conseguenza non possono essere definite delle regole precise da seguire in tutti i casi. Il progettista dovrà definire e giustificare il modello per la valutazione di sicurezza, caso per caso, relativamente al comportamento strutturale attendibile dell'edificio, tenendo conto delle indicazioni a carattere generale espresse di seguito.

Analisi storico - critica

Per poter individuare correttamente la configurazione strutturale dell'edificio esaminato e lo stato di sollecitazione cui è soggetto, diventa fondamentale ricostruire la storia costruttiva e le modifiche subite nel corso del tempo dal manufatto, oltre agli eventi che l'hanno interessato.

Rilievo

Il rilievo geometrico-strutturale dovrà interessare la geometria dell'intera struttura e degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con eventuali strutture adiacenti. Nel rilievo vanno riportate le modificazioni subite nel tempo, individuate dall'analisi storico-critica.

Tramite il rilievo dovrà essere individuato l'organismo portante, resistente, della struttura, tenendo anche conto dello stato di conservazione dei materiali e degli elementi costruttivi.

Si dovranno rilevare anche i dissesti, in atto o stabilizzati, con particolare attenzione ai quadri fessurativi e ai meccanismi di danno.

Caratterizzazione meccanica dei materiali

Per ottenere un'adeguata conoscenza dei materiali e del loro degrado, ci si dovrà basare su documentazione già disponibile, verifiche visive in situ e indagini sperimentali. Le indagini andranno giustificate, per tipologia e numero, dal loro effettivo utilizzo in fase di verifica; nel caso di beni culturali e nel recupero di centri storici, dovrà essere preso in considerazione l'impatto sulla conservazione di tali beni. I valori delle resistenze meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base dei risultati delle prove effettuate sulla struttura e prescindono dalle classi discretizzate previste dalle norme sulle nuove costruzioni.

Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

I "livelli di conoscenza" (LC) vengono determinati a seconda del grado delle fasi conoscitive riportate in precedenza (geometria, dettagli costruttivi, materiali) e ad essi si associano i relativi fattori di confidenza, che fungono da coefficienti parziali di sicurezza tenendo conto delle carenze di conoscenza dei parametri del modello.

Azioni

Le azioni e le loro combinazioni, utilizzate nelle verifiche di sicurezza e nei progetti degli interventi, sono quelle specificate dalle NTC08 per le nuove costruzioni, salvo quanto specificato in seguito.

Per i carichi permanenti, svolgere un accurato rilievo e caratterizzazione dei materiali potrà permettere l'utilizzo di coefficienti parziali modificati, assegnando valori di γ_G adeguatamente motivati. Nei casi in cui si preveda un adeguamento della struttura, i valori di calcolo delle altre azioni saranno quelli previsti dalla presente norma.

Materiali

I materiali utilizzabili negli interventi su strutture esistenti sono quelli previsti dalle presenti norme, possono anche essere utilizzati dei materiali non convenzionali, ma sempre nel rispetto di normative di comprovata validità (materiali elencati al § 12).

Per gli edifici in muratura è possibile effettuare riparazioni locali o integrazioni con materiale analogo a quello originale, purché durevole e di idonee caratteristiche meccaniche.

Valutazione e progettazione in presenza di azioni sismiche

nei casi in cui si svolgano valutazioni di sicurezza o progetti di interventi su edifici esistenti soggetti ad azioni sismiche, è necessario porre particolare importanza all'aspetto della duttilità. si dovranno raccogliere le informazioni necessarie a valutare se i dettagli costruttivi, i materiali e i meccanismi resistenti siano in grado di sopportare cicli di deformazioni e sollecitazioni anche una volta superato il limite di plasticizzazione o rottura. Si riporta in seguito quanto affermato nel paragrafo relativo agli edifici in muratura.

Costruzioni in muratura

Nelle costruzioni esistenti in muratura soggette ad azioni sismiche si possono riscontrare meccanismi locali o globali. I meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o porzioni più estese dell'edificio, e sono favoriti dall'assenza o carenza di efficacia di collegamenti fra pareti e orizzontamenti e fra pareti ortogonali. Invece i meccanismi globali interessano l'intera struttura e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano. la sicurezza dell'edificio deve essere valutata nei confronti di entrambi i meccanismi.

Per l'analisi sismica dei meccanismi locali si possono utilizzare i metodi dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, tenendo conto della resistenza a compressione, della tessitura muraria, della qualità delle connessioni, della presenza di catene o tiranti, con opportune approssimazioni. in questo modo è possibile valutare la capacità sismica in termini di resistenza (applicando un opportuno fattore di struttura) o di spostamento (determinando l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo).

l'analisi sismica dei meccanismi globali invece deve considerare, per quanto possibile, il sistema strutturale effettivo della costruzione, con particolare attenzione alla rigidità e resistenza dei solai, e all'efficacia dei collegamenti degli elementi strutturali. Nel caso di muratura irregolare, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano di un pannello in

muratura potrà essere calcolata tramite formulazioni alternative, ma di comprovata validità, rispetto a quelle adottate per opere nuove.

in presenza di edifici in aggregato, contigui, a contatto o interconnessi con edifici adiacenti, i metodi di verifica convenzionali per nuove costruzioni possono non essere adeguati. Nell'analisi di un edificio parte di un aggregato edilizio si dovrà tener conto delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale. A tale scopo, si dovrà definire l'unità strutturale oggetto di studio (US), evidenziando le azioni derivanti dalle unità strutturali contigue.

L'US dovrà avere continuità strutturale da cielo a terra, relativamente ai carichi verticali, e sarà delimitata, di norma, da spazi aperti, giunti strutturali, edifici contigui almeno tipologicamente diversi. Oltre a quanto previsto per edifici isolati, per quelli in aggregato si valuteranno anche gli effetti di: spinte non contrastate dovute alla presenza di orizzontamenti sfalsati di quota sulle pareti in comune con le US adiacenti, meccanismi locali dovuti a prospetti non allineati, US adiacenti di altezza diversa.

L'analisi globale di un'US spesso assume significato convenzionale e si può trattare con metodologie semplificate. Se essa presenta solai sufficientemente rigidi e anche più di due piani, si può verificare tramite l'analisi statica non lineare, analizzando separatamente ciascun interpiano dell'edificio e trascurando la variazione di sforzo assiale nei maschi murari dovuto all'azione sismica. Con l'eccezione di US d'angolo o di testata, di parti dell'edificio non vincolate o non aderenti su alcun lato ad altre parti della struttura, si potranno trascurare nell'analisi gli effetti torsionali, purché si ipotizzi che i solai possano traslare solo nella direzione dell'azione sismica considerata. Negli altri casi, come US d'angolo o di testata, si ammette comunque l'utilizzo di analisi semplificate, purché si computino i possibili effetti torsionali e le azioni derivanti dalle US adiacenti, applicando coefficienti maggiorativi alle azioni orizzontali.

Se invece i solai dell'edificio sono flessibili, si procederà all'analisi delle singole pareti o sistemi di pareti complanari, considerando agenti su ciascuna parte i carichi verticali di competenza e le azioni del sisma nella direzione parallela alle pareti.

Criteria e tipi di intervento

Possibilmente gli interventi di consolidamento andrebbero applicati, per ogni tipologia di costruzione esistente, in modo uniforme e regolare. nei casi in cui si intervenga solo su una porzione limitata della struttura, ciò va opportunamente valutato e giustificato. Infatti va valutata correttamente la variazione di distribuzione delle rigidezze e delle resistenze e la conseguente eventuale interazione con la restante struttura. Particolare attenzione va posta alla fase esecutiva degli interventi, in quanto una cattiva esecuzione potrebbe peggiorare il comportamento globale dell'edificio.

La scelta del tipo di intervento, della tecnica esecutiva, della sua entità e urgenza dipende da quanto emerge dalla precedente fase di valutazione, dovendo dare priorità a impedire meccanismi locali e/o fragili e a migliorare il comportamento globale della struttura.

Gli aspetti da valutare e curare sono:

- riparazione di eventuali danni presenti;
- riduzione delle carenze dovute a errori grossolani;
- miglioramento della capacità deformativa (duttilità) di singoli elementi;
- riduzioni delle situazioni di forte irregolarità negli edifici, in merito a massa, resistenza e/o rigidità, presenza di elementi non strutturali;
- riduzione delle masse, anche tramite demolizioni parziali o variazione della destinazione d'uso;
- riduzione dell'impegno degli elementi strutturali originali, grazie a sistemi dissipativi o di isolamento;
- riduzione dell'eccessiva deformabilità degli orizzontamenti;
- miglioramento dei collegamenti degli elementi non strutturali;
- incremento della resistenza degli elementi portanti verticali, tenendo conto di un'eventuale riduzione della duttilità globale per rinforzi locali;
- realizzazione, ampliamento o eliminazione di giunti sismici o interposizione di materiali atti ad assorbire gli urti;
- miglioramento delle fondazioni, se necessario.

Diventa necessario intervenire anche su elementi non strutturali e impianti, quando la loro risposta sismica possa costituire un pericolo per la vita degli occupanti o danneggiare beni conservati nell'edificio. Per il progetto di simili interventi vale quanto affermato dal § 7.2.3 e 7.2.4.

Per le strutture in muratura vanno inoltre valutati e curati i seguenti aspetti:

- miglioramento collegamenti fra solaio e pareti o fra pareti e copertura e fra pareti confluenti in martelli murari e angolate;
- riduzione o eliminazione delle spinte non contrastate di coperture, archi e volte;
- rafforzamento delle pareti intorno alle aperture.

Progetto dell'intervento

Per ogni tipologia costruttiva, il progetto di un intervento di adeguamento o miglioramento sismico deve prevedere:

- verifica di sicurezza della struttura prima dell'intervento, identificando le carenze e il livello di azione sismica che corrisponde al raggiungimento dello stato limite considerato (SLU e, se richiesto, SLE);
- scelta giustificata del tipo di intervento;

- scelta della tecnica esecutiva e/o dei materiali;
- dimensionamento preliminare dei rinforzi e di eventuali elementi strutturali aggiuntivi;
- analisi strutturale considerando la condizione della struttura dopo l'intervento.

4.4 Circolare 2 febbraio 2009 n°617 (Costruzioni esistenti § C8) e Appendice al cap.8

La Circolare 2 febbraio 2009 n° 617 costituisce un insieme di istruzioni che hanno lo scopo di agevolare e uniformare l'applicazione delle direttive contenute nelle Nuove norme tecniche per le costruzioni del D.M. 14 febbraio 2008. Molti argomenti vengono qui ripresi e approfonditi, inserendo informazioni, chiarimenti e istruzioni applicative, senza modificare gli argomenti già trattati nelle norme, né aggiungendone altri.

Qui di seguito si riportano i concetti più importanti esposti nella sezione relativa al cap. 8 sulle costruzioni esistenti e in particolare riguardo quelle in muratura. Si integra infine con estratti dell'Appendice al cap. 8 della Circolare.

4.4.1 Circolare (C8. Costruzioni esistenti)

Si pone in questo capitolo particolare attenzione riguardo il problema della sicurezza degli edifici esistenti sul territorio italiano, ciò è dovuto in parte all'elevata sismicità da cui è caratterizzato, in parte al valore del patrimonio culturale, artistico e storico rappresentato dall'edilizia esistente.

La varietà di tipologie strutturali non permette di identificare regole precise e standardizzate per svolgere verifiche di sicurezza degli edifici esistenti. Per questo motivo, nel caso delle costruzioni esistenti, si privilegia un approccio di tipo prestazionale in modo più marcato rispetto ad altre parti delle NTC, individuando poche regole di carattere generale e indicazioni per la correttezza delle diverse fasi di analisi, progettazione ed esecuzione.

Si riprende la definizione di costruzione esistente: quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto dell'intervento, la struttura completamente realizzata.

Si introducono i concetti di livello di conoscenza e di fattore di confidenza.

Si definiscono le casistiche in cui sia necessaria la valutazione di sicurezza che, per le costruzioni esistenti, dovrà svolgersi in riferimento ai soli SLU. In particolare, tale valutazione sarà necessaria ogni qual volta si effettuino interventi strutturali e il Progettista dovrà determinare ed esplicitare il livello di sicurezza pre e post l'intervento, oltre ad eventuali limitazioni d'uso della struttura.

Le categorie d'intervento sono tre: adeguamento, miglioramento e riparazione o intervento locale. Si stabiliscono le situazioni in cui sia necessario un intervento di adeguamento e l'obbligatorietà del collaudo statico per le prime due tipologie.

Si espongono i passaggi fondamentali della verifica di sicurezza e della redazione dei progetti degli interventi: analisi storico-critica, rilievo geometrico-strutturale,

caratterizzazione dei materiali, definizione del livello di conoscenza (fattore di confidenza), calcolo delle azioni e analisi strutturale.

Viene definito con che criterio vadano impiegati i diversi materiali, tradizionali o innovativi, nelle riparazioni e rafforzamenti.

Si pone un particolare accento sul comportamento di risposta alle sollecitazioni di natura sismica offerte dalle costruzioni in muratura rispetto a quelle in c.a., acciaio o miste.

Sempre riguardo le costruzioni in muratura, si distingue fra meccanismi locali o d'insieme, ritenendo necessaria la valutazione di sicurezza nei confronti di entrambe le tipologie. In merito alle costruzioni in aggregato, frequenti nei centri storici, si espongono i criteri di individuazione delle unità strutturali (US), analizzabili separatamente, e di verifica delle stesse, tenendo in conto, grazie a metodi di calcolo semplificati, le interazioni con edifici adiacenti che ne complicano il comportamento.

In merito alle costruzioni esistenti in c.a. e acciaio, si evidenzia come possa attivarsi la capacità di elementi con meccanismi resistenti sia duttili che fragili. I metodi di verifica devono essere in grado di valutare correttamente sia resistenza che duttilità, adottando parametri dei materiali diversificati a seconda delle due tipologie di meccanismo.

Si ribadisce la necessità, comune a tutte le tipologie di costruzioni esistenti, di intervenire con regolarità e uniformità, di prestare particolare cura e attenzione alla fase esecutiva e alla priorità data a ciascun intervento, in base all'esito delle verifiche di sicurezza, in modo da contrastare l'insorgere di meccanismi locali e/o fragili. Si descrivono gli interventi specifici per ogni tipologia strutturale.

Infine si espongono i passaggi fondamentali di un progetto di adeguamento o miglioramento sismico. Il passo iniziale è costituito dalla verifica di sicurezza della struttura prima dell'intervento, identificando tutte le carenze strutturali e il livello di azione sismica che corrisponda al raggiungimento dello Stato limite ultimo considerato (e Stato limite d'esercizio, se richiesto). Si sceglie dunque la tipologia d'intervento e la tecnica d'esecuzione, dimensionandolo preliminarmente, e si svolge l'analisi strutturale e la verifica dello stato finale, determinando il nuovo livello di azione sismica corrispondente allo Stato limite voluto.

La valutazione di sicurezza negli edifici esistenti, ed il conseguente progetto dell'intervento, sono affetti da un grado d'incertezza diverso, non necessariamente maggiore, rispetto al caso delle nuove costruzioni. La struttura esiste di fatto ed è perciò possibile valutare l'effettiva resistenza dei materiali e degli elementi strutturali da cui è composta, spesso di tipologie diverse coesistenti all'interno della stessa struttura, e non possono essere imposti come dati di progetto in input, da conseguire in fase costruttiva, come per edifici nuovi. Tuttavia, una valutazione accurata di questo tipo di dati può eliminare l'incertezza che, nelle nuove costruzioni, si deve al passaggio dal dato progettuale all'effettiva realizzazione.

Proprio a causa di questo tipo di incertezza, nelle nuove costruzioni, si applicano in fase di verifica dei coefficienti di sicurezza su materiali e azioni, che tengono conto del passaggio da valore progettuale a realizzazione concreta, in modo da garantire la fedeltà al progetto di quanto verrà realizzato.

Nelle costruzioni esistenti, invece, è fondamentale conoscere adeguatamente la struttura (geometria e dettagli costruttivi) e i materiali impiegati. Vengono perciò introdotti altri coefficienti, i “fattori di confidenza”, legati al livello di conoscenza acquisito durante le fasi di indagine (analisi storico-critica, rilievo geometrico-strutturale, caratterizzazione proprietà meccaniche dei materiali), che vanno a ridurre i valori medi di resistenza dei materiali da adottare nel progetto e nelle verifiche. Questi valori saranno poi ulteriormente ridotti applicando i consueti coefficienti parziali di sicurezza. Si riporta in seguito un estratto dell’appendice al capitolo 8 della Circolare, dove vengono riportate le descrizioni dei livelli di conoscenza ottenibili con i vari tipi di indagine e i relativi fattori di confidenza, nel caso specifico delle costruzioni in muratura.

4.4.2 Valutazione e progettazione in presenza di azioni sismiche - Costruzioni in muratura

Requisiti di sicurezza

Viene richiesta la valutazione di sicurezza in merito agli Stati limite descritti al § 3.2.1 delle NTC, con precisazioni riportate nel § 8.3 delle NTC e in seguito. In particolare si ritiene necessario il soddisfacimento della verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), per ritenere verificato anche lo Stato Limite di Collasso (SLC).

L’analisi sismica globale andrà svolta con le indicazioni relative alle nuove costruzioni (integrate come specificato in seguito) ed è richiesta anche la verifica dei meccanismi locali.

Qualora la costruzione non manifesti un chiaro comportamento d’insieme, ma sembri offrire una risposta sismica costituita da più sottoinsiemi (meccanismi locali), la verifica su modello globale perde significato rappresentativo della realtà strutturale. Molto frequentemente ciò si verifica, per esempio, per grandi edifici dotati di geometria irregolare o complessa, non dotati di solai rigidi e resistenti nel piano o di sistemi di catene o tiranti, come le chiese. In tali casi si può sostituire la verifica globale con un insieme di verifiche sui vari meccanismi presenti, purché la forza sismica totale sia adeguatamente ripartita fra gli stessi e si calcolino correttamente le reazioni generate fra i vari meccanismi.

Azione sismica

Per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita e lo Stato Limite d'Esercizio, l'azione sismica è quella definita al § 3.2 delle NTC, impiegando il periodo di riferimento V_r definito al § 2.4 delle NTC.

Per la verifica di edifici con analisi lineare e fattore di struttura q , il valore da assegnare a quest'ultimo è:

- $q = 2,0 \alpha_u/\alpha_1$ per edifici regolari in elevazione;
- $q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1$ per gli altri casi.

Dove α_u e α_1 sono definiti al § 7.8.1.3 delle NTC. In assenza di più precise valutazioni, è possibile assumere $\alpha_u/\alpha_1 = 1,5$. La definizione di regolarità in altezza per edifici in muratura è riportata al § 7.2.2 delle NTC, dove al requisito d) si sostituisce: solai ben collegati alle pareti e dotati di sufficiente rigidezza e resistenza nel piano.

4.4.3 C8A (Appendice al cap. C8) – C8A.1.A Costruzioni in muratura: dati necessari e identificazione del livello di conoscenza

In seguito si riportano le descrizioni dei diversi livelli di approfondimento delle indagini conoscitive nei vari campi: geometria, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali. In base ai gradi di conoscenza raggiunti tramite indagini storiche, rilievi e prove di caratterizzazione dei materiali, si definiscono infine i livelli di conoscenza e i fattori di confidenza correlati.

Geometria

La conoscenza della geometria di edifici esistenti è dovuta di regola a operazioni di rilievo. Si prevede il rilievo, piano per piano, di ogni elemento in muratura, includendo nicchie, cavità, canne fumarie, rilievo delle volte (spessore e profilo), dei solai e della copertura (tipologia, orditura), delle scale (tipologia strutturale), individuazione del carico gravante su ogni elemento di parete e tipologia delle fondazioni. Si rappresentano le informazioni raccolte sotto forma di piante, alzati e sezioni.

Inoltre si rappresenta il quadro fessurativo presente, associando ogni tipo di lesione a un meccanismo (distacco, rotazione, scorrimento, spostamenti fuori piano...) e deformativo (fuori piombo, rigonfiamenti, depressioni nelle volte...). In questo modo si potranno stabilire verosimilmente le possibili evoluzioni del danno all'interno della struttura.

Dettagli costruttivi

I dettagli che vanno esaminati sono quelli relativi ai seguenti elementi:

- a) qualità del collegamento tra pareti verticali;

- b) qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o altri dispositivi di collegamento;
- c) esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;
- d) presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare spinte eventualmente presenti;
- e) presenza di elementi, anche non strutturali, particolarmente vulnerabili;
- f) tipologia muraria (a un paramento, a due o più paramenti, con e senza collegamenti trasversali..) e sue caratteristiche (in mattoni o pietra, regolare, irregolare...).

Le verifiche eseguibili sono suddivise nelle seguenti categorie:

- *verifiche in-situ limitate*: si basano su rilievi visivi effettuati, in genere, rimuovendo l'intonaco ed eseguendo saggi della muratura che permettano di esaminare le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di immorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. I dettagli costruttivi elencati ai punti a) e b) possono essere esaminati anche attraverso una conoscenza adeguata della tipologia dei solai e della muratura. In ogni caso, in assenza di rilievo o di informazioni attendibili, è opportuno assumere, nelle successive fasi di modellazione, analisi e verifiche, le ipotesi più cautelative.
- *Verifiche in-situ estese ed esaustive*: si basano su rilievi visivi effettuati, in genere, eseguendo saggi della muratura che permettano di esaminare le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di immorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. I dettagli costruttivi elencati ai punti da a) ad f) è opportuno vengano esaminati estendendo le indagini all'intero edificio.

Proprietà dei materiali

La qualità muraria va esaminata accuratamente, riferendosi agli aspetti legati al rispetto o meno della "regola dell'arte".

La valutazione della qualità muraria e l'eventuale determinazione sperimentale delle caratteristiche meccaniche mirano a stabilire se la muratura sia in grado, o meno, di sopportare carichi statici e dinamici attesi per l'edificio considerato, tenendo conto della categoria del suolo di fondazione, opportunamente identificata, secondo quanto riportato al § 3.2.2 delle NTC.

Fondamentale è rilevare se siano presenti elementi di connessione trasversali (es. diatoni), forma, tipologia e dimensione degli elementi, la tessitura muraria, l'orizzontalità delle giaciture, il regolare sfalsamento dei giunti, la qualità e consistenza della malta.

Risulta rilevante anche la caratterizzazione delle malte (tipo di legante, aggregato, rapporto legante/aggregato, livello di carbonatazione), e di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche

e meccaniche) grazie a prove sperimentali. Si prelevano malte e pietre in situ, facendo attenzione a prelevare le malte ad almeno 5-6 cm di profondità nello spessore murario.

Si distinguono:

- *Indagini in situ limitate*: completano le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute in letteratura, o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione, e permettono di individuare la tipologia muraria (tipologie ricorrenti sono riportate in tabella C8A.2.1). Si basano su esami visivi della superficie muraria, che vengono condotti rimuovendo una porzione di intonaco di almeno 1m x 1m, al fine di individuare forma e dimensione dei blocchi, eseguiti possibilmente in corrispondenza degli angoli, allo scopo di verificare l'immorsamento tra le pareti. La compattezza della malta si valuta approssimativamente. Si stima anche la capacità di assumere comportamento monolitico da parte dei blocchi sotto sollecitazione, considerando la qualità della connessione interna e trasversale attraverso saggi localizzati, interessanti lo spessore murario.
- *Indagini in-situ estese*: le stesse indagini di cui al punto precedente vengono eseguite in maniera estesa e sistematica, con saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente. Prove con martinetto piatto doppio e prove di caratterizzazione della malta (tipo di legante, aggregato, rapporto legante/aggregato, livello di carbonatazione...), ed eventualmente di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) permettono di individuare la tipologia muraria (vedi tabella C8A.2.1 per le tipologie più ricorrenti). E' opportuna una prova per ogni tipologia di muratura presente nell'edificio. Prove non distruttive (sclerometriche, soniche, penetrometriche per la malta) possono completare quelle richieste. Qualora si dimostri chiaramente una corrispondenza tipologica per materiali, dimensione conci, dettagli costruttivi, in sostituzione delle prove sopra riportate, si può fare riferimento ai risultati ottenuti da tali prove su strutture analoghe presenti nella stessa zona. Le Regioni potranno definire zone omogenee del loro territorio cui riferirsi.
- *Indagini in-situ esaustive*: servono ad ottenere informazioni quantitative sulla resistenza del materiale. In aggiunta di quanto elencato al punto precedente, sono necessarie altre prove, in grado, per numero e qualità, di stimare le caratteristiche meccaniche della muratura. Consistono in prove, in situ o laboratorio (su provini non disturbati prelevati in situ). In genere sono prove di compressione diagonale su pannelli o prove combinate di compressione verticale e taglio. Metodi di prova non distruttivi possono essere utilizzati in combinazione, senza comunque sostituire i precedenti. Qualora si dimostri chiaramente una corrispondenza tipologica per materiali, dimensione conci, dettagli costruttivi, in sostituzione delle prove sopra riportate, si può fare riferimento ai risultati ottenuti da tali prove su strutture

analoghe presenti nella stessa zona. Le Regioni potranno definire zone omogenee del loro territorio cui riferirsi.

I risultati ottenuti dalle prove vanno considerati ed esaminati nell'ambito di un quadro di riferimento tipologico generale, confrontandoli con i risultati disponibili in letteratura per le tipologie esaminate, che permetta di stimare statisticamente la validità dei valori ottenuti. I risultati possono essere utilizzati in combinazione con quanto riportato in tabella C8A.2.1, secondo quanto riportato al § C8A.1.A.4.

Livelli di conoscenza

In seguito si definiscono i vari livelli di conoscenza a seconda del grado di approfondimento delle indagini svolte e i valori dei parametri meccanici e fattori di confidenza utilizzabili:

- Il livello di conoscenza LC3 prevede che siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi, indagini in situ esaustive sulle proprietà dei materiali; si assume $FC = 1$;
- Il livello di conoscenza LC2 invece si raggiunge quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi, indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC = 1,2$;
- Il livello di conoscenza LC1 richiede invece il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi, indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali; si prevede $FC = 1,35$.

Per i diversi livelli di conoscenza i valori medi dei parametri meccanici utilizzabili si definiscono come segue:

- LC1
 - o Resistenze: i valori minimi degli intervalli riportati in tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria considerata
 - o Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella suddetta tabella
- LC2
 - o Resistenze: i valori medi degli intervalli riportati in tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria considerata
 - o Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella suddetta tabella
- LC3 – caso a) (disponibili tre o più valori sperimentali di resistenza)

- Resistenze: i valori medi dei risultati delle prove
- Moduli elastici: i valori medi delle prove o degli intervalli riportati nella tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria considerata

- LC3 – caso b) (disponibili due valori sperimentali di resistenza)
 - Resistenze: se il valore medio delle resistenze è compreso nell'intervallo indicato in tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria considerata si assumerà il valore medio dell'intervallo, se è maggiore dell'estremo superiore dell'intervallo si assume quest'ultimo come valore di resistenza, se è inferiore al minimo, si assume come valore medio il valore medio sperimentale
 - Moduli elastici: vale quanto indicato per il caso LC3 – caso a)

- LC3 – caso c) (disponibile un valore sperimentale di resistenza)
 - Resistenze: se il valore medio delle resistenze è compreso nell'intervallo indicato in tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria considerata, oppure superiore, si assumerà il valore medio dell'intervallo, se è inferiore all'estremo minimo, si assume come valore medio il valore medio sperimentale
 - Moduli elastici: vale quanto indicato per il caso LC3 – caso a).

Si riporta una tabella riassuntiva della definizione di livelli di conoscenza e fattori di confidenza:

Tabella C8A.1.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

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			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		verifiche in situ estese ed esaustive	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

4.4.4 C8A.2. Tipologie e relativi parametri meccanici delle murature

Si riportano in tabella C8A.2.1 intervalli di valori assumibili per i parametri meccanici relativi alle tipologie murarie più diffuse. I moduli di elasticità normale E e tangenziale G sono relativi a condizioni non fessurate, per cui le rigidezze andranno opportunamente ridotte.

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	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 sbalzati, 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 ≤ 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	

Nel caso delle murature storiche, per le prime sei tipologie, i valori riportati si riferiscono a condizioni di malta scadenti, giunti non particolarmente sottili e in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzano la tessitura ed in particolare l'orizzontalità dei corsi. Inoltre si considerano paramenti scollegati, ovvero manchino sistematici elementi di collegamento trasversali (o di immersione per ingranamento tra i paramenti murari). Tuttavia si considera una tessitura corretta, quindi, qualora non lo fosse, tali valori vanno opportunamente ridotti.

Nel caso in cui le condizioni della muratura siano migliori di quelle sopra elencate, i valori in tabella C8A.2.1 saranno corretti tramite i coefficienti migliorativi in tabella C8A.2.2, secondo quanto segue:

- malta di buone caratteristiche: i coefficienti riportati in tabella C8A.2.2 applicati ai parametri di resistenza e moduli elastici;
- giunti sottili (< 10 mm): i coefficienti riportati in tabella C8A.2.2 applicati ai parametri di resistenza e moduli elastici; nel caso di resistenza a taglio l'incremento percentuale dei valori è la metà di quello considerato per la resistenza a compressione; nel caso di murature in pietra naturale è opportuna verificare che la lavorazione sia curata per l'intero spessore del paramento;
- presenza di ricorsi (o listature): i coefficienti in tabella C8A.2.2 si applicano ai soli parametri di resistenza; questo coefficiente si riscontra solo per le tipologie murarie in cui può comparire tale tecnica costruttiva;
- presenza di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti: i coefficienti in tabella C8A.2.2 si applicano ai soli parametri di resistenza; tale coefficiente ha valore solo per le murature storiche.

Inoltre la tipologia muraria cui sono riferiti i valori in tabella C8A.2.1 è costituita da due paramenti accostati o nucleo interno di spessore limitato (inferiore allo spessore del paramento), le eccezioni riguardano la muratura a conci sbazzati (implicita la presenza di un nucleo interno), e la muratura in mattoni pieni (spesso presenta nucleo interno formato da materiale di reimpiego reso coeso). Nel caso in cui sia presente un nucleo interno ampio rispetto ai paramenti e/ o particolarmente scadente, bisogna ridurre i parametri di resistenza e deformabilità, omogeneizzando le caratteristiche meccaniche nello spessore. In assenza di valutazioni più accurate possono ridursi tali valori tramite il coefficiente indicato in tabella C8A.2.2.

Nel caso di muratura consolidata o edificio rinforzato, si possono valutare le caratteristiche meccaniche per alcune tecniche d'intervento, tramite i coefficienti in tabella C8A.2.2.:

- consolidamento con iniezioni di miscele leganti: il coefficiente si applica sia alle resistenze che ai moduli elastici; nel caso di muratura originale dotata di malta di buone caratteristiche, il coefficiente va applicato al valore di riferimento per malta di scadenti caratteristiche, infatti l'esito dell'intervento è indipendente dalle condizioni iniziali della malta;
- consolidamento con intonaco armato: per definire i parametri meccanici equivalenti è possibile applicare i coefficienti sia alle resistenze che ai moduli elastici; per i parametri relativi alla muratura originale, non si applica il coefficiente relativo alla connessione trasversale, in quanto l'intonaco armato esplica questa funzione (se eseguito correttamente, collegando con barre uncinato trasversali le due reti di armatura poste sulle due facce). Nel caso in cui le connessioni trasversali non siano di questa tipologia, il coefficiente moltiplicativo relativo all'intonaco armato deve

essere diviso per il coefficiente relativo alla connessione trasversale riportato in tabella;

- consolidamento con diatoni artificiali: in questo caso si applica il coefficiente riportato in tabella relativamente alle murature con buona connessione trasversale.

I valori sopra elencati per murature consolidate possono essere impiegati come riferimento qualora non sia comprovata l'efficacia dell'intervento e siano stati valutati attraverso numerose prove i valori da adottarsi nel calcolo.

Tabella C8A.2.2 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella C8A.2.1) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; giunti sottili; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscela leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei quadrati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

* Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

5. Parametri sismici del sito d'interesse

Si riportano i valori ricavati relativamente al sito in esame (Castello di San Giorgio, Mantova), avvalendosi del foglio di calcolo fornito dal Ministero dei Lavori Pubblici. Le coordinate geografiche inserite in input sono: 45° 9' 37" N, 10° 48' 0" E.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate
 LONGITUDINE: 10,80000
 LATITUDINE: 45,16027

Ricerca per comune
 REGIONE: Piemonte
 PROVINCIA: Torino
 COMUNE: Agliè

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

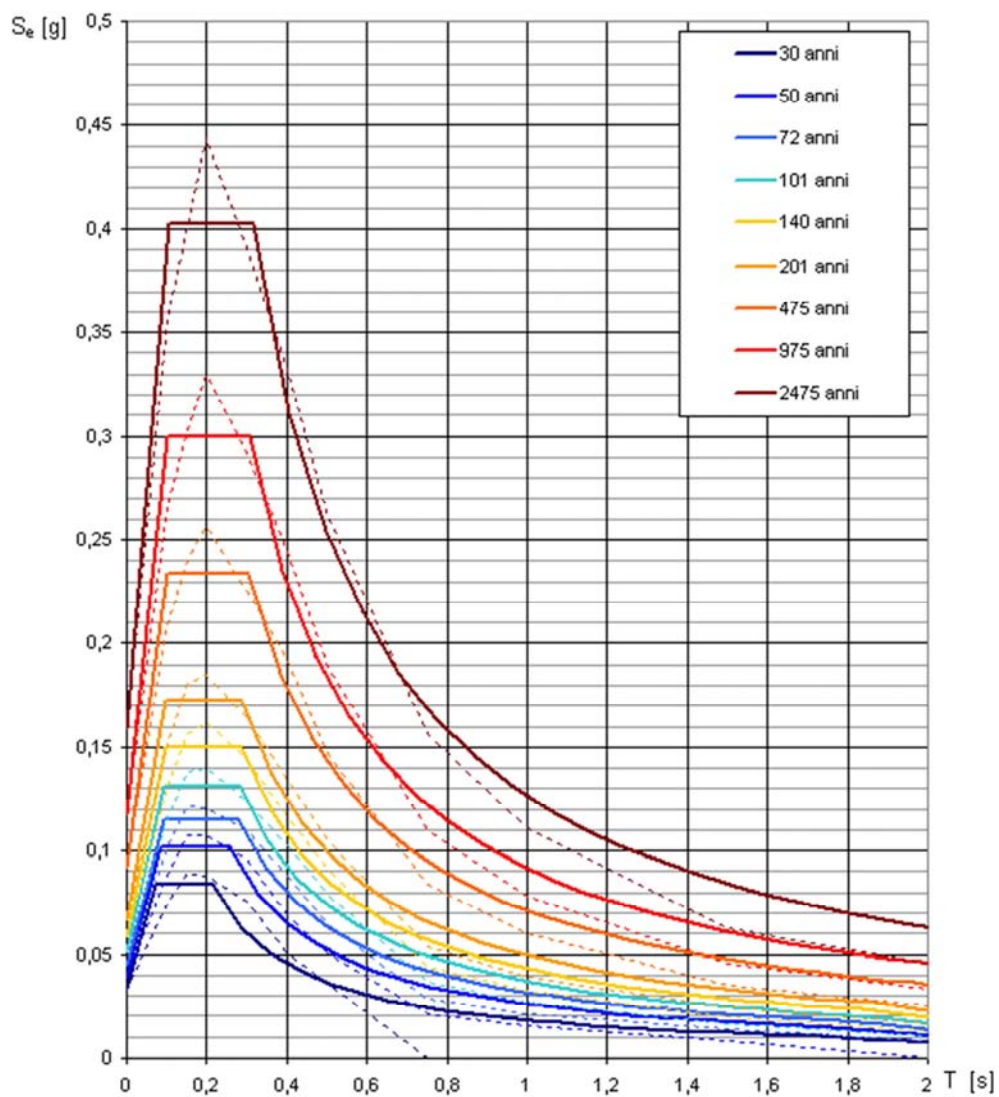
Interpolazione:
 superficie rigata

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

I parametri principali (a_g , F_0 e T_c^*) forniti dall'elaborazione del foglio di calcolo, in funzione di tempi di ritorno di riferimento, sono:

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
30	0,033	2,528	0,216
50	0,039	2,578	0,257
72	0,045	2,544	0,277
101	0,052	2,544	0,282
140	0,059	2,544	0,287
201	0,067	2,570	0,288
475	0,092	2,553	0,305
975	0,117	2,563	0,306
2475	0,159	2,526	0,315

Nel grafico seguente, ulteriore output del foglio di calcolo, sono rappresentati gli spettri di risposta elastici corrispondenti ai tempi di ritorno di riferimento:



In figura le linee continue indicano gli spettri di Normativa e le linee tratteggiate quelli del progetto S1-INGV da cui sono ricavati.

Per il passaggio da spettri di risposta elastici a spettri di progetto si vedano i capitoli inerenti alle applicazioni pratiche.

6. Un metodo di valutazione del livello di sicurezza alle azioni sismiche: LV1

All'interno del DPCM 9 Febbraio 2011 sono contenute direttive riguardo la valutazione della sicurezza al sisma di edifici storici in muratura, con particolare attenzione a quelli tutelati, e la progettazione di interventi di miglioramento degli stessi. Al fine della prevenzione dei danni dovuti ad azioni sismiche, si definiscono tre livelli di completezza della verifica di sicurezza in ordine crescente:

- LV1 (eseguibile su tutti i beni tutelati presenti nel territorio);
- LV2 (eseguibile nel caso di interventi locali su porzioni limitate dell'edificio);
- LV3 (per progettazione di interventi che incidano sul funzionale dell'edificio o qualora sia richiesta un'accurata valutazione della sicurezza sismica di un edificio).

In questo capitolo si affronta il caso dell'LV1, un tipo di verifica semplificata, attuata per confrontare la vulnerabilità dei beni artistici presenti a scala territoriale, in modo da avere un'indicazione su quali siano quelli maggiormente a rischio, da privilegiare in fase di pianificazione degli interventi di miglioramento.

Essa consiste nel confrontare l'azione sismica che corrisponda allo SLV con quella attesa nel sito con una prefissata probabilità di superamento su un periodo di riferimento definito sulla base delle caratteristiche e delle condizioni d'uso cui è adibito l'edificio.

La verifica si concretizza nell'indice di sicurezza sismica, pari al rapporto fra i corrispondenti tempi di ritorno, un parametro utile per attuare un confronto fra lo stato di diversi edifici storici esaminati. Se il periodo di ritorno dell'azione allo SLV risulta inferiore di quella attesa nel sito assunto un periodo di riferimento compatibile con la struttura, allora bisogna procedere a una verifica più approfondita o al progetto di un intervento entro un intervallo di tempo inferiore a quello di riferimento considerato. La struttura può considerarsi sicura per terremoti con tempo di ritorno inferiore a quello dell'azione sismica di riferimento.

La verifica proposta con l'LV1 è perciò in termini di vita nominale, essendo $V_R = C_U V_N$. La vita nominale scelta per un edificio storico dovrebbe essere lunga, in quanto lo si vuole tutelare anche nei confronti dei terremoti di maggiore intensità, caratterizzati da tempi di ritorno lunghi. Tuttavia la verifica che ne conseguirebbe sarebbe molto gravosa e implicherebbe interventi importanti ed invasivi sulla struttura, per questo motivo in genere si assegna una vita nominale ridotta, anche inferiore a 50 anni. In questo modo è possibile limitarsi a interventi di miglioramento e ci si riserva di attuare una nuova verifica al termine di tale periodo. Il fatto di preferire un intervento di miglioramento sull'edificio tutelato deriva dal voler evitare di andare contro i principi della conservazione del patrimonio culturale,

introducendo tecnologie e prodotti nuovi non compatibili con quelli antichi, oltre a perdere materiale originale.

6.1 LV1: analisi qualitativa e valutazione con modelli meccanici semplificati

Con questa tipologia di verifica si mira a determinare l'indice di sicurezza $I_{S,SLV}$:

$$I_{S,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}}$$

pari al rapporto fra i tempi di ritorno dell'azione sismica che corrisponda allo SLV e di quella attesa nel sito con una prefissata probabilità di superamento su un periodo di riferimento definito sulla base delle caratteristiche e delle condizioni d'uso cui è adibito l'edificio. Un $I_S > 1$ indica che l'edificio è in grado di resistere all'azione sismica di riferimento per il sito, definita come da NTC, contrariamente la capacità della struttura non è sufficiente. Utilizzando questo parametro si ha una percezione temporale del livello di sicurezza sismico dell'edificio.

Tale indice è definibile per qualsiasi stato limite. In questo caso lo Stato Limite di salvaguardia della Vita è ritenuto particolarmente significativo, in quanto permette di garantire sia l'incolumità degli occupanti che la conservazione del manufatto, che andrà incontro a restauro dopo l'evento sismico.

Si può calcolare anche un *fattore di accelerazione* $f_{a,SLV}$:

$$f_{S,SLV} = \frac{a_{SLV}}{a_{R,SLV}}$$

rapporto fra l'accelerazione al suolo relativa al raggiungimento dell'SLV e quella corrispondente al periodo di ritorno, entrambe relative alla categoria di suolo A. In questo modo il margine di sicurezza, o di carenza di sicurezza, dell'edificio è valutabile in termini di "resistenza".

In alternativa tale analisi può fornire come risultato il valore del periodo di riferimento V_R per il quale si ha $I_S = 1$, che corrisponde all'intervallo di tempo in cui la struttura può essere considerata funzionale con lo stesso livello di sicurezza previsto per le nuove costruzioni, in quelle condizioni d'uso.

Aspetto fondamentale per svolgere questo tipo d'analisi è la conoscenza del manufatto esaminato, cui è dedicato il capitolo 4 del DPCM 9 Febbraio 2011. Nel caso di edifici storici spesso conoscere pienamente le caratteristiche costruttive risulta complesso, ciò è dovuto al fatto che eseguire una campagna d'indagini esaustive non è possibile o lo è solo in parte. Si può giungere quindi a diversi livelli di conoscenza della fabbrica, a seconda del grado di

approfondimento delle indagini svolte, e questo ha un peso nello svolgimento delle verifiche strutturali.

I passaggi eseguibili per conoscere l'edificio sono:

- primo *rilievo schematico* dell'edificio e del suo *inserimento nel contesto urbano*, soprattutto in relazione agli *elementi di pregio* presenti, che possono aumentare il rischio, costituendo, con la loro eventuale perdita, un danno irrimediabile;
- *rilievo geometrico completo* dello stato presente dell'opera, esteso all'edificio in sé e agli elementi costruttivi, includendo *stati fessurativi e deformativi*. Vanno individuati la geometria di elementi murari, volte e solai, nicchie, cavità, canne fumarie e la tipologia di fondazione, tutti elementi che serviranno alla realizzazione di un modello di calcolo dettagliato. Le lesioni presenti vengono classificate in base alle caratteristiche geometriche (ampiezza e lunghezza) e al cinematismo che suggeriscono (distacco, rotazione, scorrimento, spostamento fuori piano), mentre le deformazioni in base alla loro natura e meccanismo di danno associato;
- ricostruzione delle *fasi costruttive* e dell'evoluzione della struttura e della sua destinazione d'uso nel tempo tramite *indagini storiche*, utile a definire l'effettivo stato di sollecitazione ed eventuali discontinuità dei materiali in pianta e/o in alzato. Fondamentale è anche ricostruire gli eventi sismici cui è stata soggetta l'opera e i danni da essi provocati, come controllo di una corretta individuazione della risposta sismica e modello qualitativo di comportamento. Vanno individuati anche gli interventi di consolidamento e miglioramento effettuati in passato, la loro localizzazione e efficacia nel tempo;
- individuazione degli *elementi resistenti* della fabbrica, con attenzione particolare a tecniche costruttive, qualità muraria, connessioni e dettagli. Ciò è possibile impiegando metodi non distruttivi o indagini poco invasive, che permettono di risalire a informazioni celate sotto intonaco, controsoffitti, ecc. Il numero di tali prove e la loro localizzazione deve essere accuratamente studiato per motivi economici e limitazione del loro impatto;
- definizione dei *materiali*, loro caratteristiche meccaniche e degrado. A questo scopo si devono utilizzare prove distruttive o debolmente distruttive, poiché non è possibile misurare parametri di resistenza della muratura in modo indiretto, le tecniche indirette vengono invece impiegate per la valutazione dell'omogeneità dei parametri meccanici. Per le malte sono eseguibili prove sclerometriche e penetrometriche o analisi chimiche su campioni. Esistono poi prove in sito specifiche per la valutazione del modulo elastico, della resistenza e del modulo a taglio;
- individuazione delle caratteristiche fisico-meccaniche del *sottosuolo* tramite prove in sito e in laboratorio e delle *strutture di fondazione*.

Una volta identificata l'opera, il progettista assume un fattore di confidenza FC, variabile fra 1 e 1,35, che dipende dal grado di approfondimento delle indagini svolte e identifica il livello di conoscenza raggiunto. In questo modo è possibile graduare l'attendibilità del modello di analisi strutturale e tenerne conto nella valutazione dell'indice di sicurezza sismica.

Il fattore FC viene applicato in due modi diversi: riducendo le proprietà dei materiali (nel caso di modelli che considerano deformabilità e resistenza degli elementi murari e dei materiali) o direttamente alla capacità della struttura, riducendo l'accelerazione corrispondente ai vari stati limite (per modelli di corpo rigido, che considerano solo l'equilibrio limite degli elementi della costruzione, non resistenti a razione).

Il fattore FC si calcola a partire da diversi fattori parziali FC_k ($k = 1,4$) dipendenti da categorie legate a diversi aspetti della conoscenza di un edificio:

$$FC = 1 + \sum_{k=1}^4 FC_k$$

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

Rilievo geometrico	rilievo geometrico completo	$F_{C1} = 0.05$
	rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi	$F_{C1} = 0$
Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	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)	$F_{C2} = 0.12$
	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)	$F_{C2} = 0.06$
	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)	$F_{C2} = 0$
Proprietà meccaniche dei materiali	parametri meccanici desunti da dati già disponibili	$F_{C3} = 0.12$
	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0.06$
	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0$
Terreno e fondazioni	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni	$F_{C4} = 0.06$
	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0.03$
	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0$

Nel DPCM 9 Febbraio 2011 sono contenute anche indicazioni esemplificative, specifiche per diverse tipologie costruttive, per l'analisi e la valutazione del rischio sismico dei manufatti. Le categorie indicate sono:

- palazzi, ville ed altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi;
- chiese, luoghi di culto ed altre strutture con grandi aule, senza orizzontamenti intermedi;
- torri, campanili ed altre strutture a prevalente sviluppo verticale;
- ponti in muratura, archi trionfali ed altre strutture ad arco.

Si analizza in seguito la prima di queste tipologie, in cui rientra il caso esaminato.

6.1.1 Modelli meccanici semplificati (LV1) - Palazzi, ville ed altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi

Questo modello semplificato consente di calcolare il periodo di ritorno corrispondente al raggiungimento dello SLV, ipotizzando che la rottura delle pareti avvenga nel loro piano. Tale ipotesi riguarda il comportamento complessivo dell'edificio, tuttavia, se sono presenti dei meccanismi locali nei confronti dei quali la struttura sia vulnerabile, essi devono essere esaminati a parte valutandone l'accelerazione che corrisponde allo SLV, per poi confrontarla con quella ottenuta dal modello globale.

L'ordinata dello spettro di risposta elastico si valuta come:

$$S_{e,SLV} = \frac{qF_{SLV}}{e^*M}$$

dove:

F_{SLV} resistenza a taglio dell'edificio;

q coefficiente di struttura (assume valore fra 3 e 3,6 per edifici con numero di piani superiore o uguale a due e regolari in elevazione, fra 2,25 e 2,8 negli altri casi);

M massa sismica totale;

e^* frazione di massa partecipante sul primo modo di vibrazione.

Una volta calcolato il valore di $S_{e,SLV}$ si risale, dallo spettro di risposta elastico, imponendo $S_e(T1) = S_{e,SLV}$, al tempo di ritorno T_{SLV} dell'azione sismica corrispondente, dalla relazione che lega T_{SLV} al V_R .

Si ottengono così anche i corrispondenti parametri a_g , F_0 , T_c^* . Il valore dell'accelerazione, riferita a suolo rigido (cat. A), che porta al raggiungimento dello stato limite, si calcola come:

$$a_{SLV} = \begin{cases} \frac{S_{e,SLV}(T_1)}{SF_0} & T_B \leq T_1 < T_C \\ \frac{S_{e,SLV}(T_1) T_1}{SF_0 T_C} & T_C \leq T_1 < T_D \end{cases}$$

dove:

- T_1 periodo fondamentale di vibrazione della struttura;
 T_B, T_C, T_D periodi caratteristici dello spettro di risposta;
 S coefficiente topografico e stratigrafico del sito.

Per quanto riguarda la resistenza a taglio F_{SLV} , viene calcolata per ogni direzione, fra le due principali di sviluppo dei muri portanti dell'edificio, e per ogni livello. Si assume la minore fra quelle calcolate nelle due direzioni e si considera che il collasso possa avvenire quando la tensione tangenziale media raggiunga un'aliquota della resistenza a taglio della muratura.

Per la direzione generica x e il piano i -esimo dell'edificio, si calcola come:

$$F_{SLV,xi} = \frac{\mu_{xi} \xi_{xi} \zeta_{xi} A_{xi} \tau_{di}}{\beta_{xi} \kappa_i}$$

dove:

- A_{xi} area resistente a taglio dei muri dell' i -esimo piano, orientati secondo la direzione x , o inclinati a $\pm 45^\circ$ rispetto ad essa, considerandone un'area ridotta;
 τ_{di} resistenza a taglio di calcolo dei maschi murari in direzione x , al piano i -esimo:

$$\tau_{di} = \tau_{0d} \sqrt{1 + \frac{\sigma_{0i}}{1,5\tau_{0d}}}$$

con τ_{0d} resistenza a taglio di calcolo della muratura e σ_{0i} tensione normale media sulla superficie resistente dei muri.

- κ_i rapporto fra la risultante delle forze sismiche al piano i -esimo e la forza sismica totale;
 β_i coefficiente di irregolarità in pianta al piano i -esimo, associato all'eccentricità e_{yi} , del centro delle rigidezze rispetto a quello delle masse, e alla distanza d_{yi} , tra il baricentro delle rigidezze e la parete più esterna in direzione x :

$$\beta_{xi} = 1 + 2 \frac{e_{yi}}{d_{yi}} \leq 1,25$$

Nel caso in cui siano state rilevate tutte le pareti e si conosca, per la singola parete k -esima al piano i -esimo, l'area resistente in pianta $A_{xi,k}$, il modulo di taglio della muratura $G_{M,k}$ e la posizione y_k del baricentro, si può valutare il baricentro delle rigidezze come:

$$y_{Ci} = \frac{\sum_k y_k G_{M,k} A_{xi,k}}{\sum_k G_{M,k} A_{xi,k}}$$

Con β_i che vale quindi:

$$\beta_{xi} = 1 + \frac{e_{yi} d_{yi} A_{xi}}{\sum_k (y_k - y_{Ci})^2 A_{xi,k}} \leq 1,25$$

μ_{xi} coefficiente relativo all'omogeneità di rigidezza e resistenza dei maschi murari:

$$\mu_{xi} = 1 - 0,2 \sqrt{\frac{N_{mxi} \sum_j A_{xi,j}^2}{A_{xi}^2}} - 1 \geq 0,8$$

dove N_{mxi} è il numero di maschi murari in direzione x al livello i-esimo, $A_{xi,j}$ area del generico maschio j-esimo in direzione x al livello i-esimo.

ξ_i coefficiente legato al tipo di rottura prevalente prevista, vale 0,8 nel caso di rottura per presso flessione (presenza di maschi snelli o fasce di piano deboli), 1 nel caso di collasso per taglio;

ζ_i coefficiente dipendente dalla resistenza delle fasce murarie di piano nelle pareti in direzione x, vale 1 nel caso di fasce resistenti (rottura dei maschi verticali), un valore minore (fino a 0,8) nel caso di fasce deboli, non in grado di bloccare la rotazione in testa dei maschi murari.

La massa da considerare nella valutazione dell'azione sismica è data da:

$$M = \frac{(G_k + \sum_1^N \psi_{2j} Q_{kj})}{g}$$

dove G_k sono carichi gravitazionali, Q_{kj} carichi variabili al piano j-esimo, g è l'accelerazione di gravità, ψ_{2j} coefficienti di combinazione che tiene conto della probabilità che le azioni accidentali siano concomitanti col sisma, N è il numero di piani.

Per determinare il valore di e^* e di κ_i è necessario ipotizzare una forma modale. Le loro espressioni generali sono:

$$e^* = \frac{(\sum_1^N m_j \phi_j)^2}{M \sum_1^N m_j \phi_j^2}$$

$$\kappa_i = \frac{\sum_i^N m_j \phi_j}{\sum_1^N m_j \phi_j}$$

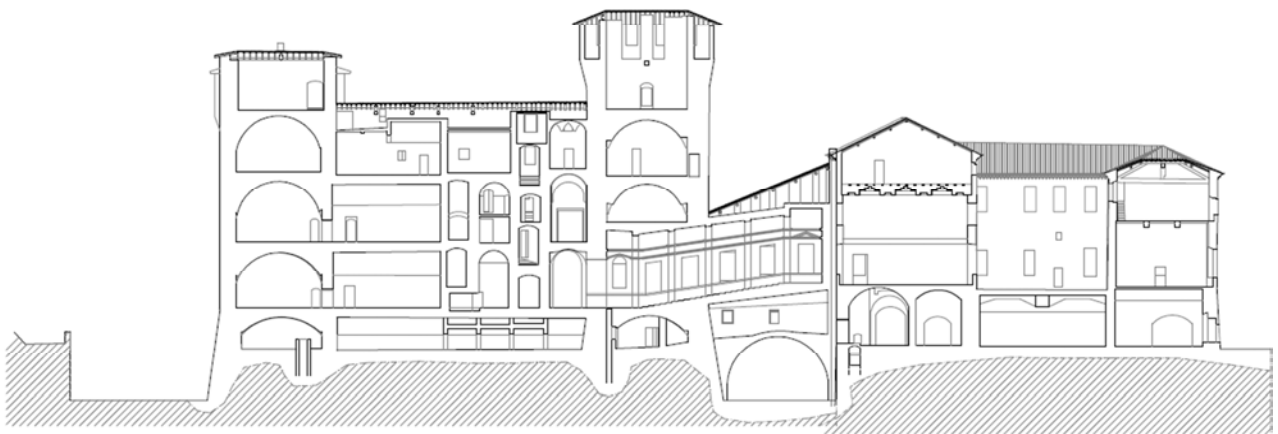
dove ϕ_j rappresenta lo spostamento al piano j-esimo coerente con lo spostamento ipotizzato e m_j la massa di piano.

6.2 Caso studio

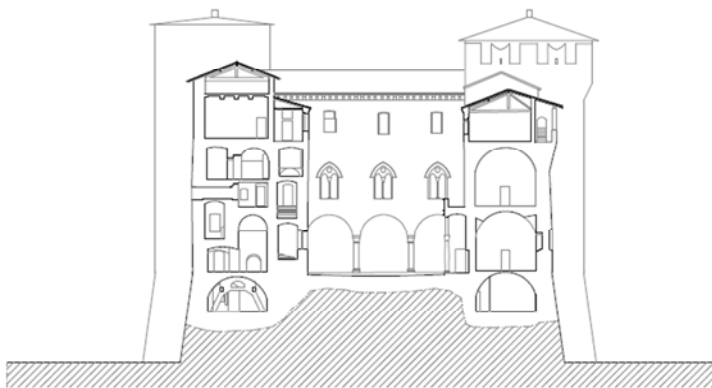
6.2.1 Il Castello di San Giorgio (Palazzo Ducale, Mantova)

L'edificio è stato analizzato secondo la procedura indicata nel DPCM 9 Febbraio 2011 per "Palazzi, ville ed altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi". Grazie a numerosi rilievi, in prospetti e sezioni, è stato possibile ricostruire la geometria dei vari elementi murari portanti orientati nelle due direzioni principali.

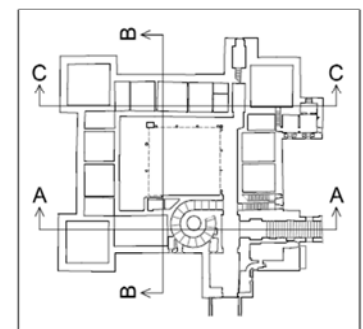
Sezione A - A



Sezione B - B



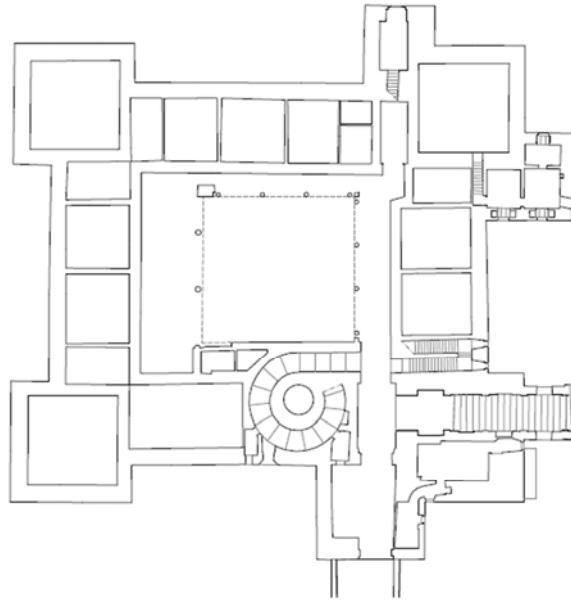
Posizione sezioni



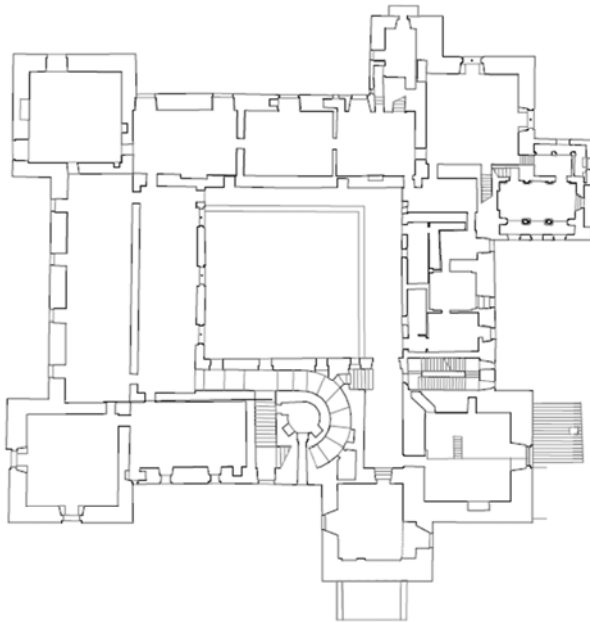
Sezione C - C



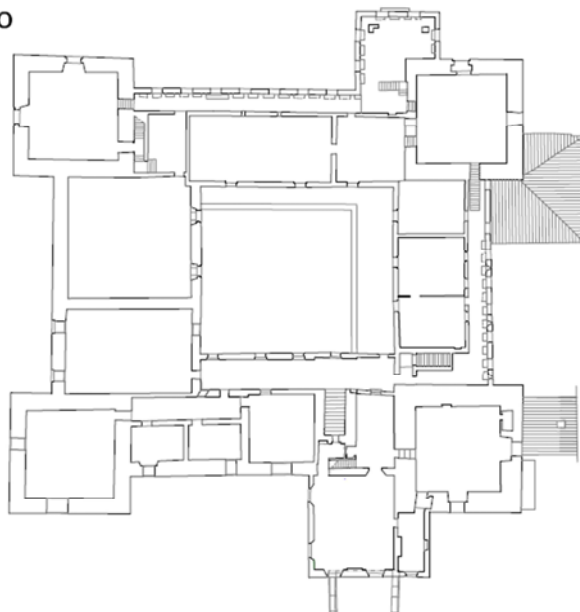
Piano terra



Piano primo



Piano secondo



La struttura risulta divisibile in 5 livelli: piano interrato, piano terra, piano primo, piano secondo e ultimo piano (livello delle quattro torri, accorpato al secondo piano per le verifiche).

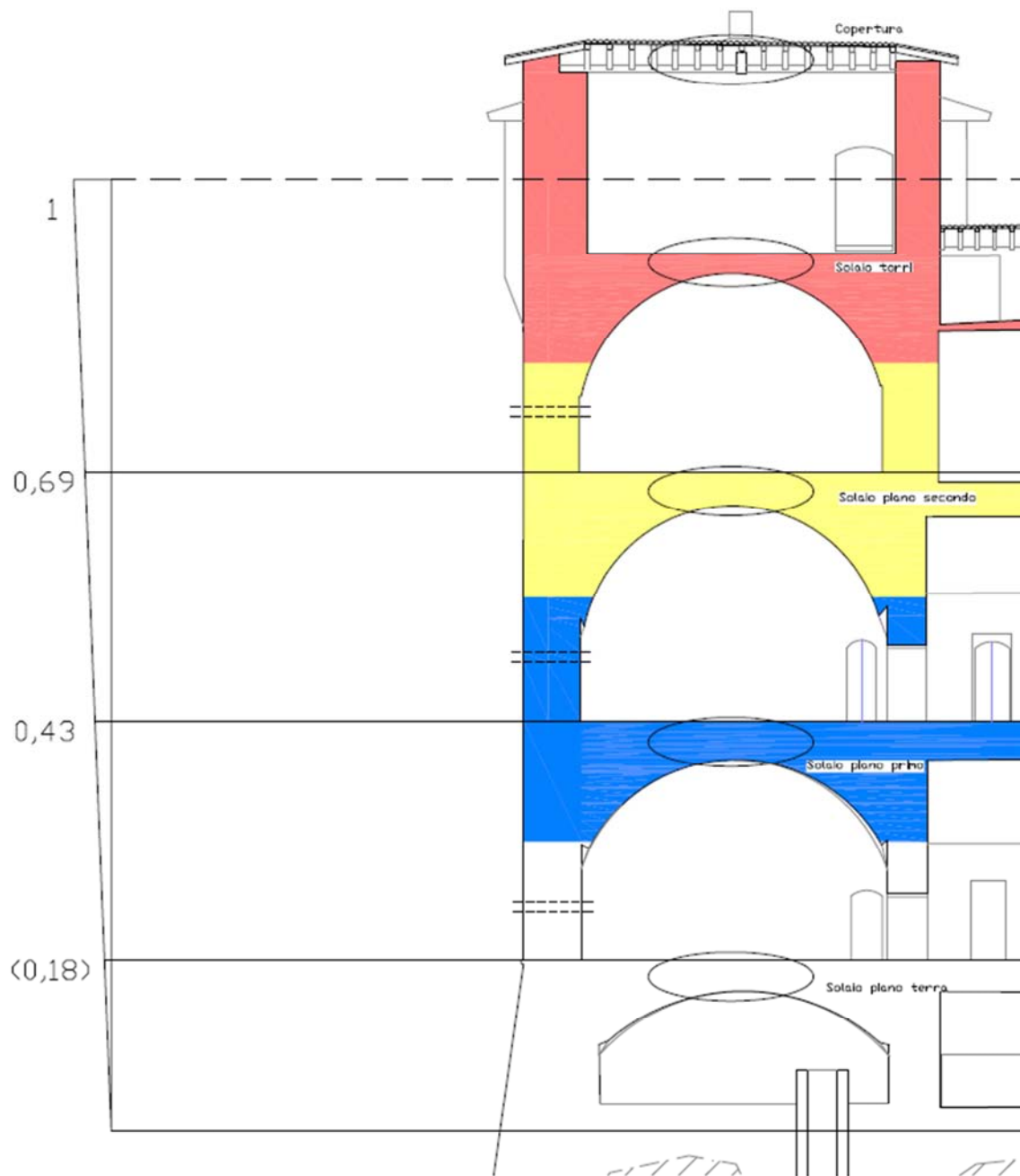
Avendo a disposizione dei rilievi approfonditi di 3 di questi livelli, si verificano in seguito il piano terra, il piano primo e il piano secondo. Si riporta in tabella un riassunto delle grandezze calcolate per ognuno dei livelli al fine delle analisi:

	Direzione	Coordinate G_M [m]	A netta [m ²]	P muratura [kN]	P solai [kN]
Piano interrato	x	-	-	46678,88	12861,50
	y	-			
Piano terra	x	24,84	525,70	61498,24	12638,31
	y	21,34			
Piano primo	x	24,93	447,60	57527,39	12860,68
	y	21,73			
Piano secondo	x	23,10	381,00	39767,83	6116,44
	y	23,18			

	P [kN]
Livello superiore (torri)	15075,54
Copertura	2268,34

Vengono classificati tutti i muri portanti orientati nelle due direzioni principali della struttura, definendone geometria ed eventuali aperture. Tali dati sono infatti necessari al calcolo dei coefficienti costituenti le capacità $F_{SLV,x}$ e $F_{SLV,y}$. Per i dettagli delle caratteristiche geometriche dei muri analizzati si vedano le tavole in appendice.

Viene assegnata ad ogni livello una massa di piano e un valore rappresentativo della forma modale associata, ipotizzata come lineare crescente in altezza, i cui valori si riportano in tabella. In figura vengono rappresentate schematicamente le masse assegnate e la forma modale. Le doppie linee tratteggiate indicano la sezione verificata. I ϕ_j vengono utilizzati nel calcolo del coefficiente κ ed e^* .



	Massa piano [kg]	ϕ	
Piano interrato	9207576,94	0,18	→ Ppiano interrato + Psolaio (fra piano interrato e terra) + Ppiano terra/2
Piano terra	7357855,07	0,43	→ Ppiano terra/2 + Psolaio (fra piano terra e 1°) + Ppiano 1°/2
Piano primo	6272516,04	0,69	→ Ppiano 1°/2 + Psolaio (fra piano 1° e 2°) + Ppiano 2°/2
Piano secondo	4420174,72	1	→ Ppiano 2°/2 + Psolaio (fra piano 2° e torri) + Pparti sup. + Pcop.
tot	27258122,77		

$$FC = 1,35$$

Si assume inizialmente un fattore di confidenza $FC = 1,35$, per poi fare delle considerazioni sui vari FC_k parziali riducendolo. Sulla base di tale valore vengono ridotte le caratteristiche di resistenza dei materiali, corrispondenti ai valori minimi dell'intervallo fornito dalla tabella C8A.2.1 delle NTC del 2008 per la muratura di tipologia "mattoni pieni e malta di calce":

$$f_m \text{ [N/cm}^2\text{]} : 240 - 400$$

$$\tau_{0d} \text{ [N/cm}^2\text{]} : 6,0 - 9,2$$

$$E \text{ [N/mm}^2\text{]} : 1200 - 1800$$

$$G \text{ [N/mm}^2\text{]} : 400 - 600$$

$$w \text{ [kN/m}^3\text{]} : 18$$

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	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 sbazzati, 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 squadri	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 ≤ 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	

Si è valutata la resistenza a taglio F_{SLV} ad ogni livello della struttura, nelle due direzioni, e si è poi utilizzata la minore delle due resistenze per individuare l'ordinata dello spettro di risposta $S_{e,SLV}$. Grazie al programma SimQKE di Gelfi, ponendo $S_e(T_1) = S_{e,SLV}$ si è calcolato il periodo di ritorno T_{SLV} dell'azione sismica corrispondente e i relativi parametri spettrali. Il periodo T_1 adottato per la definizione di a_{SLV} è pari a 0,333 s, corrispondente al periodo relativo al primo modo di vibrare dell'intero edificio, dedotto da analisi *natural frequencies*.

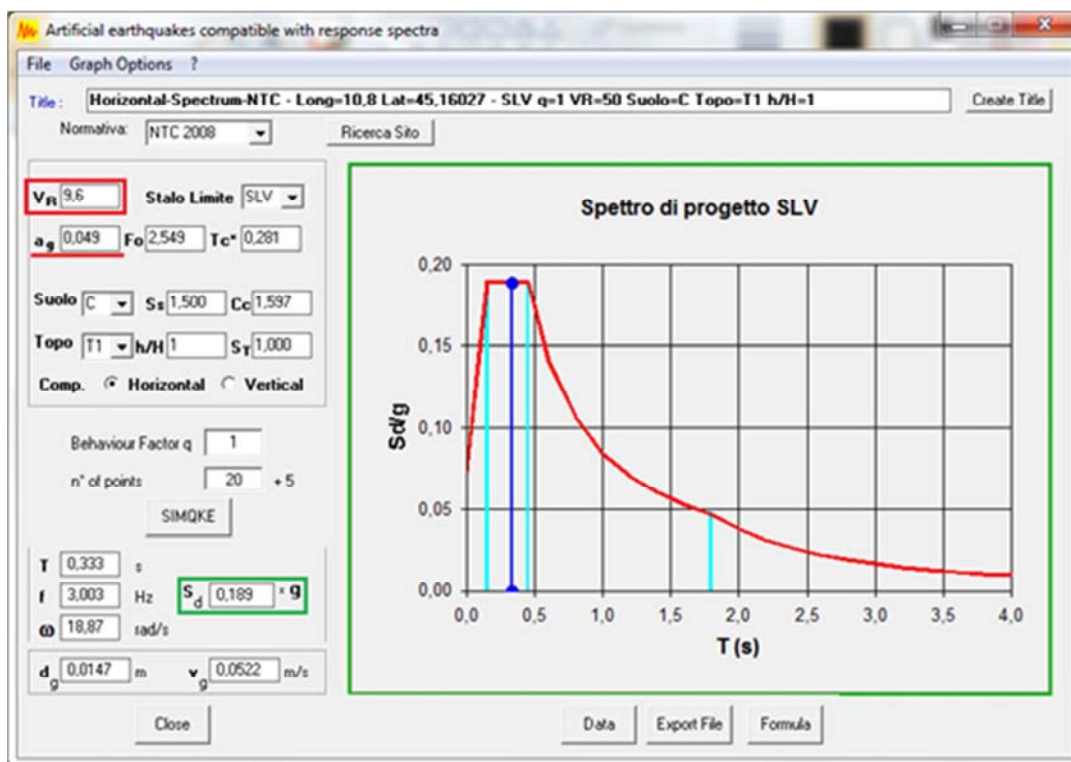
In tabella si riassumono i valori calcolati, nelle due direzioni e per ogni livello, delle grandezze necessarie alla definizione di F_{SLV} , e il valore di quest'ultima:

	Piano terra		Piano primo		Piano secondo	
	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y
A [m ²]	280,44	245,26	222,47	225,14	196,65	184,35
τ_{0d} [MPa]	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
P sopra [kN]	207752,77	207752,77	133616,22	133616,22	63228,15	63228,15
σ_0 [MPa]	0,40	0,40	0,30	0,30	0,17	0,17
τ_d [MPa]	0,08	0,08	0,07	0,07	0,05	0,05
κ	0,88	0,88	0,64	0,64	0,33	0,33
$e_{y(x)}$ [m]	0,51	0,83	1,84	0,79	0,35	0,14
$d_{y(x)}$ [m]	23,72	25,89	22,82	24,95	26,66	22,59
β	1,04	1,06	1,16	1,06	1,03	1,01
$N_{m,x(y)}$	33	18	44	39	51	50
μ	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
ξ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
ζ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
F_{SLV} [kN]	19529,84	16734,18	16664,69	18426,72	25563,44	24304,33

Come già anticipato, ad ogni livello si è individuata la minore fra le resistenze nelle due direzioni principali di orientazione dei muri portanti e si è calcolato $S_{e,SLV}$:

	Piano terra	Piano primo	Piano secondo
q	2,25	2,25	2,25
F_{SLV,min} [kN]	16734,18	16664,69	24304,33
M totale [kg]	27258122,77	27258122,77	27258122,77
e*	0,75	0,75	0,75
S_{eSLV} [m/s ²]	1,85	1,85	2,69
S_{eSLV} [g]	0,189	0,188	0,275
V_r [anni]	9,60	9,50	25,20
T_{SLV} [anni]	91,20	90,25	239,40
a_{SLV} [g]	0,049	0,049	0,071

Si riporta l'interfaccia del programma SimQKE come esempio di svolgimento di quest'ultimo passaggio. Si inseriscono le coordinate relative al sito di interesse, lo stato limite analizzato (SLV), un fattore di struttura unitario ($q = 1$), la tipologia di suolo (C) e topografica (T1) e il valore del periodo relativo al primo modo di vibrare ($T = 0,333$ s). Infine si varia V_R (riquadrate in rosso), fino ad ottenere un valore di S_d (riquadrate in verde) pari a quello voluto; nell'esempio ci si riferisce all' S_d calcolato per il piano terra in tabella sopra. Da V_R è possibile calcolare il tempo di ritorno corrispondente, che indica quindi l'azione sismica sopportabile dalla struttura, come $T_{SLV} = 9,5 V_R$ (nel caso dell'SLV). Il valore di T_{SLV} e quello dell'accelerazione a_{SLV} corrispondente (sottolineata in rosso) vengono impiegati nella verifica finale, come esposto in seguito.



I valori minori di $S_{e,SLV}$ e a_{SLV} si ottengono al piano primo. Si ha infatti un $S_{e,SLV}$ minimo di 0,188 g, con corrispondente periodo di ritorno T_{SLV} di 90,25 anni. Il raggiungimento dello Stato Limite di Salvaguardia della vita avviene con un'accelerazione pari a 0,049 g.

La verifica finale si svolge in termini di due coefficienti adimensionali: indice di sicurezza $I_{s,SLV}$ (pari al rapporto $T_{SLV}/T_{R,SLV}$) e fattore di accelerazione $f_{a,SLV}$ (pari al rapporto $a_{SLV}/a_{g,SLV}$). Si confronta la capacità della struttura, rispettivamente in termini di periodo di ritorno e accelerazione relativi all'azione sismica che porta al raggiungimento dello SLV, con i valori di riferimento dell'azione sismica del sito:

T_1	[sec]	0,333
$a_{g,SLV}$	[g]	0,092
$T_{R,SLV}$	[anni]	475

I coefficienti di verifica risultano:

	T_{SLV} [anni]	$T_{R,SLV}$ [anni]	$I_{S,SLV}$		a_{SLV} [g]	$a_{g,SLV}$ [g]	$f_{a,SLV}$	
Piano terra	91,2	475	0,192	non verific.	0,049	0,092	0,533	non verific.
Piano primo	90,25	475	0,190	non verific.	0,049	0,092	0,533	non verific.
Piano secondo	239,4	475	0,504	non verific.	0,071	0,092	0,772	non verific.

Essi risultano inferiori a 1, questo indica la vulnerabilità dell'edificio all'azione sismica e la necessità di intervenire in qualche modo per migliorare il livello di sicurezza sismica. Come si può notare, l'indice I_S è molto più cautelativo dell'indice f_a . I piani inferiori risultano maggiormente a rischio rispetto all'ultimo piano, avvantaggiato da un fattore k inferiore.

Tali risultati, se confrontati con analisi svolte su altri edifici storici presenti nel territorio, permettono di individuare quali fra tutti siano maggiormente a rischio e abbiano quindi priorità nell'intervento.

Si riportano in seguito i risultati ottenuti considerando altri valori di FC.

$FC = 1,24$

In questo caso si pone nullo il fattore FC_1 in quanto si è in possesso di rilievi geometrici accurati del castello e dei quadri fessurativi.

Calcolo del fattore di confidenza FC:

FC_1 Rilievo geometrico	0,00
FC_2 Identificazione specificità storiche/costruttive	0,06
FC_3 Proprietà meccaniche materiali	0,12
FC_4 Terreno e fondazioni	0,06
TOTALE	0,24
FC RISULTANTE	1,24

Si riporta il dettaglio del calcolo:

	Piano terra		Piano primo		Piano secondo	
	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y
A [m²]	280,44	245,26	222,47	225,14	196,65	184,35
τ_{0d} [MPa]	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
P sopra [kN]	207752,77	207752,77	133616,22	133616,22	63228,15	63228,15
σ_0 [MPa]	0,40	0,40	0,30	0,30	0,17	0,17
τ_d [MPa]	0,08	0,08	0,07	0,07	0,06	0,06
κ	0,88	0,88	0,64	0,64	0,33	0,33
$e_{y(x)}$ [m]	0,51	0,83	1,84	0,79	0,35	0,14
$d_{y(x)}$ [m]	23,72	25,89	22,82	24,95	26,66	22,59
β	1,04	1,06	1,16	1,06	1,03	1,01
$N_{m,x(y)}$	33	18	44	39	51	50
μ	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
ξ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
ζ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
F_{SLV} [kN]	20447,86	17520,79	17465,45	19312,14	26870,38	25546,89

I risultati sono:

	Piano terra	Piano primo	Piano secondo
q	2,25	2,25	2,25
F_{SLV,min} [kN]	17520,79	17465,45	25546,89
M totale [kg]	27258122,77	27258122,77	27258122,77
e*	0,75	0,75	0,75
S_{eSLV} [m/s²]	1,94	1,93	2,83
S_{eSLV} [g]	0,198	0,197	0,289
V_r [anni]	10,70	10,60	29,00
T_{SLV} [anni]	101,65	100,70	275,50
a_{SLV} [g]	0,052	0,052	0,075

	T_{SLV} [anni]	T_{R,SLV} [anni]	I_{S,SLV}		a_{SLV} [g]	a_{g,SLV} [g]	f_{a,SLV}	
Piano terra	101,65	475	0,214	non verific.	0,052	0,092	0,565	non verific.
Piano primo	100,7	475	0,212	non verific.	0,052	0,092	0,565	non verific.
Piano secondo	275,5	475	0,580	non verific.	0,075	0,092	0,815	non verific.

FC = 1,18

Si azzera anche il fattore FC₂ considerando di aver identificato la destinazione d'uso nel tempo e la storia costruttiva dell'edificio.

Calcolo del fattore di confidenza FC:

FC ₁	Rilievo geometrico	0,00
FC ₂	Identificazione specificità storiche/costruttive	0,00
FC ₃	Proprietà meccaniche materiali	0,12
FC ₄	Terreno e fondazioni	0,06
TOTALE		0,18
FC RISULTANTE		1,18

Si riporta il dettaglio del calcolo:

	Piano terra		Piano primo		Piano secondo	
	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y
A [m²]	280,44	245,26	222,47	225,14	196,65	184,35
τ_{0d} [MPa]	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
P sopra [kN]	207752,77	207752,77	133616,22	133616,22	63228,15	63228,15
σ_0 [MPa]	0,40	0,40	0,30	0,30	0,17	0,17
τ_d [MPa]	0,09	0,09	0,08	0,08	0,06	0,06
κ	0,88	0,88	0,64	0,64	0,33	0,33
$e_{y(x)}$ [m]	0,51	0,83	1,84	0,79	0,35	0,14
$d_{y(x)}$ [m]	23,72	25,89	22,82	24,95	26,66	22,59
β	1,04	1,06	1,16	1,06	1,03	1,01
$N_{m,x(y)}$	33	18	44	39	51	50
μ	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
ξ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
ζ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
F_{SLV} [kN]	21006,05	17999,08	17953,25	19851,52	27670,43	26307,54

I risultati sono:

	Piano terra	Piano primo	Piano secondo
q	2,25	2,25	2,25
F_{SLV,min} [kN]	17999,08	17953,25	26307,54
M totale [kg]	27258122,77	27258122,77	27258122,77
e*	0,75	0,75	0,75
S_{eSLV} [m/s²]	1,99	1,99	2,91
S_{eSLV} [g]	0,203	0,203	0,297
V_r [anni]	11,50	11,50	31,30
T_{SLV} [anni]	109,25	109,25	297,35
a_{SLV} [g]	0,053	0,053	0,077

	T_{SLV} [anni]	T_{R,SLV} [anni]	I_{S,SLV}		a_{SLV} [g]	a_{g,SLV} [g]	f_{a,SLV}	
Piano terra	109,25	475	0,230	non verific.	0,053	0,092	0,576	non verific.
Piano primo	109,25	475	0,230	non verific.	0,053	0,092	0,576	non verific.
Piano secondo	297,35	475	0,626	non verific.	0,077	0,092	0,837	non verific.

FC = 1,12

In quest'ultimo caso FC₃ passa da 0,12 a 0,06, considerando una migliore conoscenza dei materiali:

Calcolo del fattore di confidenza FC:

FC ₁	Rilievo geometrico	0,00
FC ₂	Identificazione specificità storiche/costruttive	0,00
FC ₃	Proprietà meccaniche materiali	0,06
FC ₄	Terreno e fondazioni	0,06
TOTALE		0,12
FC RISULTANTE		1,12

Si riporta il dettaglio del calcolo:

	Piano terra		Piano primo		Piano secondo	
	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y
A [m ²]	280,44	245,26	222,47	225,14	196,65	184,35
τ_{0d} [MPa]	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
P sopra [kN]	207752,77	207752,77	133616,22	133616,22	63228,15	63228,15
σ_0 [MPa]	0,40	0,40	0,30	0,30	0,17	0,17
τ_d [MPa]	0,09	0,09	0,08	0,08	0,06	0,06
κ	0,88	0,88	0,64	0,64	0,33	0,33
$e_{y(x)}$ [m]	0,51	0,83	1,84	0,79	0,35	0,14
$d_{y(x)}$ [m]	23,72	25,89	22,82	24,95	26,66	22,59
β	1,04	1,06	1,16	1,06	1,03	1,01
$N_{m,x(y)}$	33	18	44	39	51	50
μ	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
ξ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
ζ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
F_{SLV} [kN]	21612,14	18518,40	18483,70	20438,06	28543,73	27137,83

I risultati sono:

	Piano terra	Piano primo	Piano secondo
q	2,25	2,25	2,25
F_{SLV,min} [kN]	18518,40	18483,70	27137,83
M totale [kg]	27258122,77	27258122,77	27258122,77
e*	0,75	0,75	0,75
S_{eSLV} [m/s ²]	2,05	2,05	3,01
S_{eSLV} [g]	0,209	0,209	0,307
V_r [anni]	12,30	12,30	34,20
T_{SLV} [anni]	116,85	116,85	324,90
a_{SLV} [g]	0,055	0,055	0,080

	T_{SLV} [anni]	T_{R,SLV} [anni]	I_{S,SLV}		a_{SLV} [g]	a_{g,SLV} [g]	f_{a,SLV}	
Piano terra	116,85	475	0,246	non verif.	0,055	0,092	0,598	non verif.
Piano primo	116,85	475	0,246	non verif.	0,055	0,092	0,598	non verif.
Piano secondo	324,9	475	0,684	non verif.	0,08	0,092	0,870	non verif.

Una seconda versione delle analisi fatte prevede l'utilizzo del valore minimo della τ_0 moltiplicato per il fattore correttivo 1,3, tenendo conto del fatto che la muratura presenta caratteristiche migliori rispetto a quelle cui si riferiscono i valori riportati in tabella C8A.2.1: malta di scadenti caratteristiche, giunti non particolarmente sottili, assenza di ricorsi o listature, paramenti scollegati (assenza di immorsamento per ingranamento fra paramenti murari). In particolare il valore 1,3 dipende dalla presenza di connessioni trasversali fra i paramenti murari, come si può vedere dalla tabella C8A2.2.

Tabella C8A.2.2 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella C8A.2.1) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; giunti sottili; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

Scegliendo di assumere un valore più alto per τ_{0d} i risultati sono i seguenti.

$FC = 1,35$

	Piano terra		Piano primo		Piano secondo	
	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y
A [m²]	280,44	245,26	222,47	225,14	196,65	184,35
τ_{0d} [MPa]	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
P sopra [kN]	207752,77	207752,77	133616,22	133616,22	63228,15	63228,15
σ_0 [MPa]	0,40	0,40	0,30	0,30	0,17	0,17
τ_d [MPa]	0,09	0,09	0,08	0,08	0,06	0,06
κ	0,88	0,88	0,64	0,64	0,33	0,33
$e_{y(x)}$ [m]	0,51	0,83	1,84	0,79	0,35	0,14
$d_{y(x)}$ [m]	23,72	25,89	22,82	24,95	26,66	22,59
β	1,04	1,06	1,16	1,06	1,03	1,01
$N_{m,x(y)}$	33	18	44	39	51	50
μ	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
ξ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
ζ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
F_{SLV} [kN]	22525,75	19301,24	19284,83	21323,90	29869,14	28397,96

I risultati ottenuti sono:

	Piano terra	Piano primo	Piano secondo
q	2,25	2,25	2,25
F_{SLV,min} [kN]	19301,24	19284,83	28397,96
M totale [kg]	27258122,77	27258122,77	27258122,77
e*	0,75	0,75	0,75
S_{eSLV} [m/s²]	2,14	2,14	3,15
S_{eSLV} [g]	0,218	0,218	0,321
V_r [anni]	13,70	13,70	38,90
T_{SLV} [anni]	130,15	130,15	369,65
a_{SLV} [g]	0,057	0,057	0,083

	T _{SLV} [anni]	T _{R,SLV} [anni]	I _{S,SLV}		a _{SLV} [g]	a _{g,SLV} [g]	f _{a,SLV}	
Piano terra	130,15	475	0,274	non verific.	0,057	0,092	0,620	non verific.
Piano primo	130,15	475	0,274	non verific.	0,057	0,092	0,620	non verific.
Piano secondo	369,55	475	0,778	non verific.	0,083	0,092	0,902	non verific.

FC = 1,24

	Piano terra		Piano primo		Piano secondo	
	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y
A [m²]	280,44	245,26	222,47	225,14	196,65	184,35
τ_{0d} [MPa]	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
P sopra [kN]	207752,77	207752,77	133616,22	133616,22	63228,15	63228,15
σ_0 [MPa]	0,40	0,40	0,30	0,30	0,17	0,17
τ_d [MPa]	0,10	0,10	0,09	0,09	0,07	0,07
κ	0,88	0,88	0,64	0,64	0,33	0,33
$e_{y(x)}$ [m]	0,51	0,83	1,84	0,79	0,35	0,14
$d_{y(x)}$ [m]	23,72	25,89	22,82	24,95	26,66	22,59
β	1,04	1,06	1,16	1,06	1,03	1,01
$N_{m,x(y)}$	33	18	44	39	51	50
μ	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
ξ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
ζ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
F_{SLV} [kN]	23606,44	20227,23	20234,86	22374,38	31450,76	29901,67

I risultati ottenuti sono:

	Piano terra	Piano primo	Piano secondo
q	2,25	2,25	2,25
F_{SLV,min} [kN]	20227,23	20234,86	29901,67
M totale [kg]	27258122,77	27258122,77	27258122,77
e*	0,75	0,75	0,75
S_{eSLV} [m/s²]	2,24	2,24	3,31
S_{eSLV} [g]	0,228	0,229	0,338
V_r [anni]	15,30	15,50	44,90
T_{SLV} [anni]	145,35	147,25	426,55
a_{SLV} [g]	0,059	0,060	0,088

	T_{SLV} [anni]	T_{R,SLV} [anni]	I_{S,SLV}		a_{SLV} [g]	a_{g,SLV} [g]	f_{a,SLV}	
Piano terra	145,35	475	0,306	non verific.	0,059	0,092	0,641	non verific.
Piano primo	147,25	475	0,310	non verific.	0,06	0,092	0,652	non verific.
Piano secondo	426,55	475	0,898	non verific.	0,088	0,092	0,957	non verific.

FC = 1,18

	Piano terra		Piano primo		Piano secondo	
	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y
A [m²]	280,44	245,26	222,47	225,14	196,65	184,35
τ_{0d} [MPa]	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
P sopra [kN]	207752,77	207752,77	133616,22	133616,22	63228,15	63228,15
σ_0 [MPa]	0,40	0,40	0,30	0,30	0,17	0,17
τ_d [MPa]	0,10	0,10	0,09	0,09	0,07	0,07
κ	0,88	0,88	0,64	0,64	0,33	0,33
$e_{y(x)}$ [m]	0,51	0,83	1,84	0,79	0,35	0,14
$d_{y(x)}$ [m]	23,72	25,89	22,82	24,95	26,66	22,59
β	1,04	1,06	1,16	1,06	1,03	1,01
$N_{m,x(y)}$	33	18	44	39	51	50
μ	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
ξ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
ζ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
F_{SLV} [kN]	24264,69	20791,25	20814,77	23015,61	32421,37	30824,47

I risultati ottenuti sono:

	Piano terra	Piano primo	Piano secondo
q	2,25	2,25	2,25
F_{SLV,min} [kN]	20791,25	20814,77	30824,47
M totale [kg]	27258122,77	27258122,77	27258122,77
e*	0,75	0,75	0,75
S_{eSLV} [m/s²]	2,30	2,31	3,41
S_{eSLV} [g]	0,235	0,235	0,348
V_r [anni]	16,50	16,50	48,70
T_{SLV} [anni]	156,75	156,75	462,65
a_{SLV} [g]	0,061	0,061	0,091

	T _{SLV} [anni]	T _{R,SLV} [anni]	I _{S,SLV}		a _{SLV} [g]	a _{g,SLV} [g]	f _{a,SLV}	
Piano terra	156,75	475	0,330	non verific.	0,061	0,092	0,663	non verific.
Piano primo	156,75	475	0,330	non verific.	0,061	0,092	0,663	non verific.
Piano secondo	462,65	475	0,974	non verific.	0,091	0,092	0,989	non verific.

FC = 1,12

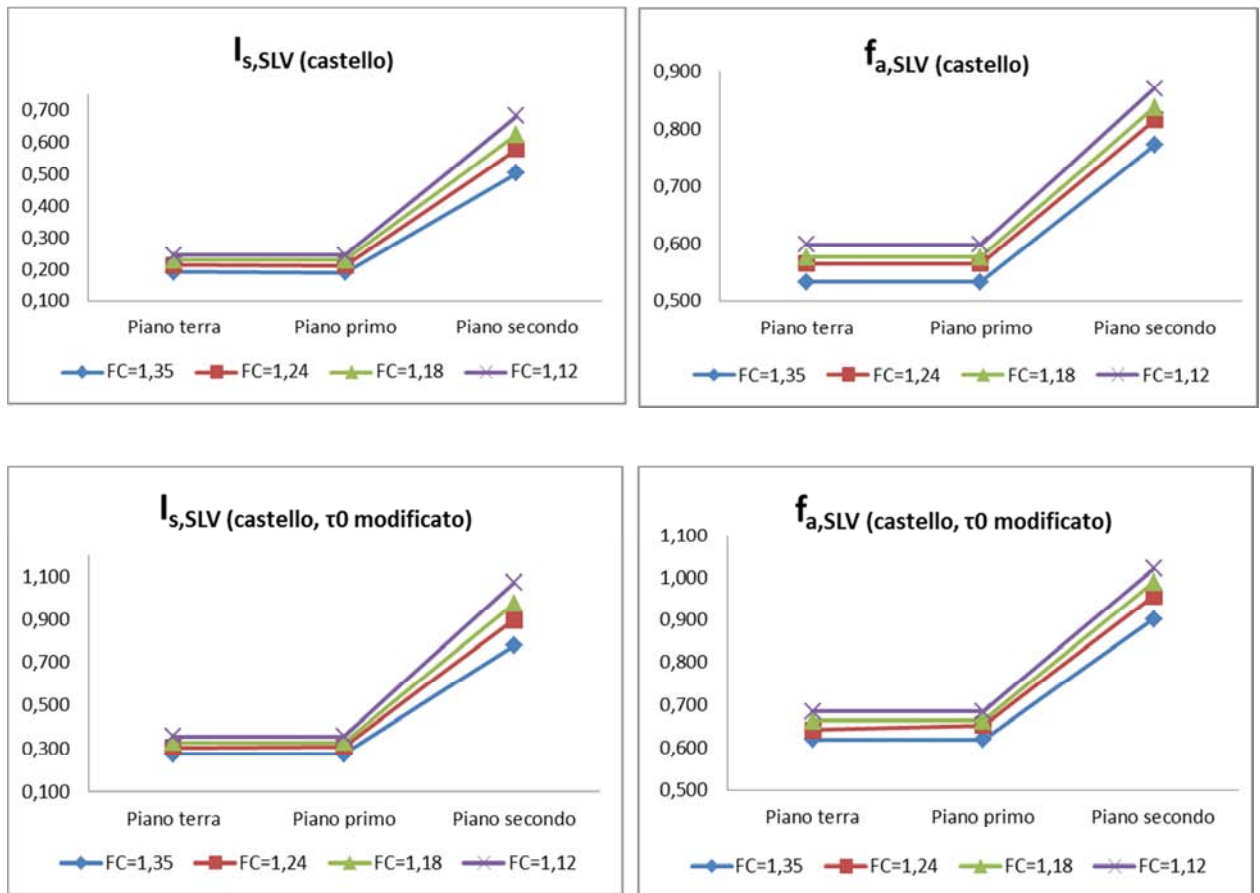
	Piano terra		Piano primo		Piano secondo	
	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y
A [m²]	280,44	245,26	222,47	225,14	196,65	184,35
τ_{0d} [MPa]	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
P sopra [kN]	207752,77	207752,77	133616,22	133616,22	63228,15	63228,15
σ_0 [MPa]	0,40	0,40	0,30	0,30	0,17	0,17
τ_d [MPa]	0,10	0,10	0,09	0,09	0,07	0,07
κ	0,88	0,88	0,64	0,64	0,33	0,33
$e_{y(x)}$ [m]	0,51	0,83	1,84	0,79	0,35	0,14
$d_{y(x)}$ [m]	23,72	25,89	22,82	24,95	26,66	22,59
β	1,04	1,06	1,16	1,06	1,03	1,01
$N_{m,x(y)}$	33	18	44	39	51	50
μ	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
ξ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
ζ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
F_{SLV} [kN]	24980,41	21404,51	21446,39	23714,00	33482,88	31833,70

I risultati ottenuti sono:

	Piano terra	Piano primo	Piano secondo
q	2,25	2,25	2,25
F_{SLV,min} [kN]	21404,51	21446,39	31833,70
M totale [kg]	27258122,77	27258122,77	27258122,77
e*	0,75	0,75	0,75
S_{eSLV} [m/s²]	2,37	2,38	3,53
S_{eSLV} [g]	0,242	0,242	0,360
V_r [anni]	17,90	17,90	53,70
T_{SLV} [anni]	170,05	170,05	510,15
a_{SLV} [g]	0,063	0,063	0,094

	T_{SLV} [anni]	T_{R,SLV} [anni]	I_{S,SLV}		a_{SLV} [g]	a_{g,SLV} [g]	f_{a,SLV}	
Piano terra	170,05	475	0,358	non verific.	0,063	0,092	0,685	non verific.
Piano primo	170,05	475	0,358	non verific.	0,063	0,092	0,685	non verific.
Piano secondo	510,15	475	1,074	verif.	0,094	0,092	1,022	verif.

I grafici riassuntivi dei risultati ottenuti dalle verifiche svolte sull'intero castello sono:



Nei grafici sopra, che rappresentano le prime analisi svolte, si può notare come l'ultimo livello analizzato presenti dei coefficienti maggiori rispetto al piano terra e al primo, i quali assumono valori circa uguali. Come già detto, il fattore $f_{a,SLV}$ risulta maggiore, quindi meno cautelativo, rispetto all' I_s e ciò si può notare soprattutto per i primi due livelli. Infatti mentre per essi I_s assume valore medio intorno a 0,25, il fattore $f_{a,SLV}$ si attesta sullo 0,55.

I grafici sotto riassumono invece i risultati ottenuti con il nuovo valore di τ_{0d} (passato da 0,02 MPa a 0,03 MPa). L'andamento dei coefficienti I_s e $f_{a,SLV}$ risulta essere lo stesso, circa uguale per i primi due piani e nettamente migliore per il secondo piano. I valori raggiunti sono in genere più elevati rispetto al caso precedente e, in particolare, utilizzando un FC = 1,12, superano l'unità al secondo piano. Il piano terra e il primo piano hanno I_s mediamente intorno allo 0,35 e un $f_{a,SLV}$ intorno allo 0,65, valori medi maggiori rispetto al caso precedente.

Da questo si può notare quanto siano sensibili i valori dei coefficienti di verifica a considerazioni sulla conoscenza del manufatto esaminato. Approfondire le indagini svolte sulla muratura, o estenderle alle fondazioni e sottosuolo, possono modificare l'esito delle verifiche anche in modo notevole.

6.2.2 Torre degli Sposi (Castello di S. Giorgio, Palazzo Ducale, Mantova)

Si concentra ora l'analisi su una delle quattro torri angolari del Castello di S. Giorgio, la *Torre degli Sposi*, di particolare interesse per gli affreschi di pregio, opera del Mantegna, che decorano la *Camera degli Sposi*, situata al secondo piano della torre.

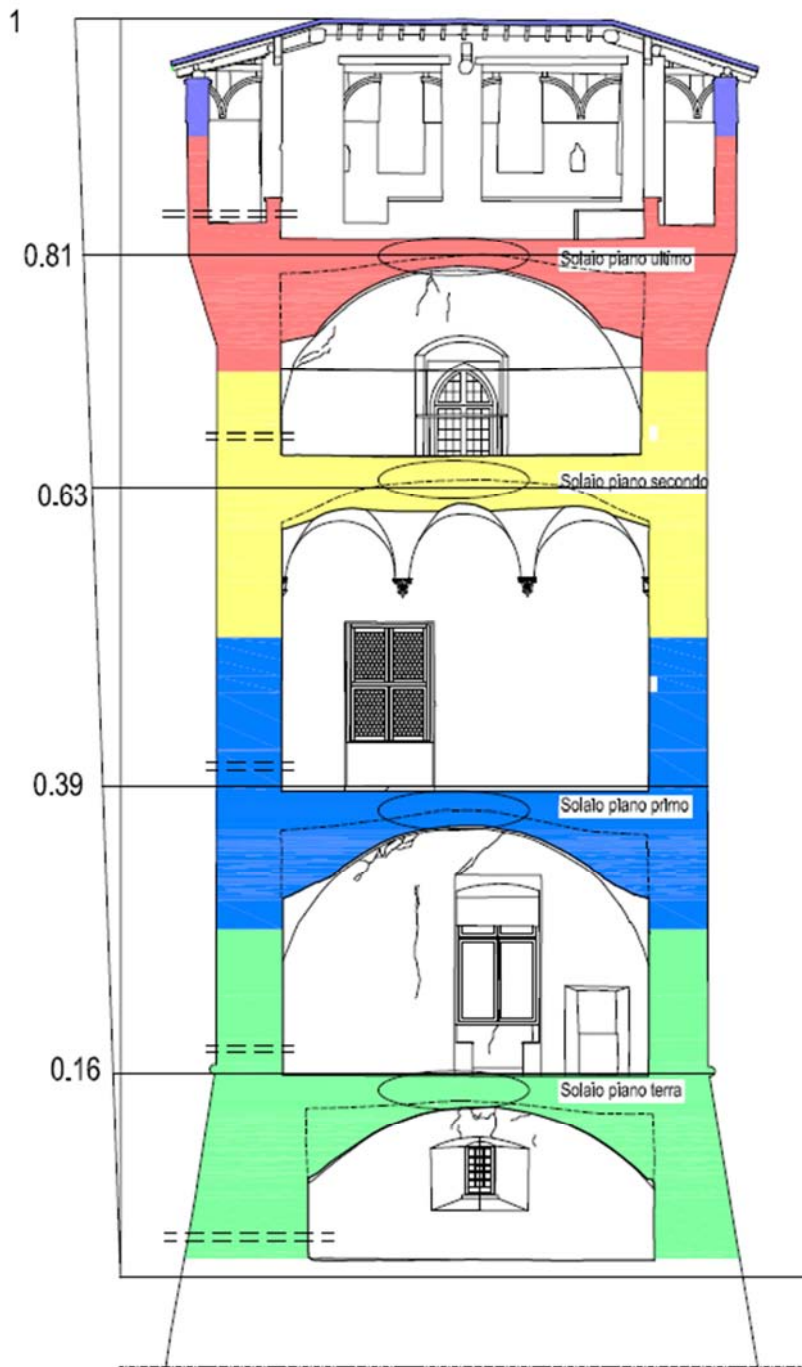


Avendo a disposizione un rilievo geometrico dettagliato della torre, è stato possibile verificare tutti e cinque i livelli in cui è stata suddivisa.

Segue una tabella riassuntiva dei pesi calcolati ad ogni piano e delle coordinate dei baricentri, si vedano le tavole in appendice per il dettaglio delle caratteristiche geometriche dei muri.

	Direzione	Coordinate G_M [m]	A netta [m ²]	P muratura [kN]	P solai [kN]
Piano interrato	x	6,69	70,37	5612,36	1351,87
	y	6,41			
Piano terra	x	5,55	41,19	5202,66	1577,64
	y	5,47			
Piano primo	x	6,38	41,38	6065,57	1575,63
	y	6,53			
Piano secondo	x	6,35	46,21	4342,36	1529,11
	y	6,72			
Piano ultimo	x	6,73	21,95	2640,17	204,52
	y	6,91			

In figura si riporta lo schema dei vari livelli con le masse associate e la forma modale, assunta anche in questo caso lineare crescente in altezza. Le doppie linee tratteggiate indicano le sezioni verificate. I valori numerici delle masse sono riportati in tabella.



	Massa piano [kg]	φ	
Piano interrato	975480,52	0,16	→ Ppiano int. + Psolaio (fra piano int. e terra)+Ppiano terra/2
Piano terra	735442,63	0,39	→ Ppiano terra/2 + Psolaio (fra piano terra e 1°)+Ppiano 1°/2
Piano primo	691372,37	0,63	→ Ppiano 1°/2 + Psolaio (fra piano 1° e 2°)+Ppiano 2°/2
Piano secondo	511969,68	0,81	→ Ppiano 2°/2 + Psolaio (fra piano 2° e ultimo)+Ppiano ultimo/2
Piano ultimo	155476,12	1	→ Ppiano ultimo/2 + Pcopertura
tot	3069741,32		

Le premesse da fare sono le stesse viste per l'LV1 dell'intero castello. Il tipo di muratura considerato è lo stesso, "mattoni pieni e malta di calce", e si compie la verifica prima con il valore minimo di τ_0 proposto in tabella C8A.2.1, poi moltiplicandolo per il fattore correttivo 1,3 (tabella C8A2.2).

Il periodo T_1 adottato per la definizione di a_{SLV} è pari a 0,2148 s, corrispondente al periodo relativo al primo modo di vibrare della torre, dedotto da analisi *natural frequencies* su modello della torre singola, in cui l'interazione col restante corpo dell'edificio è schematizzato tramite elementi molla.

Anche per la torre si compiono le stesse considerazioni sul fattore di confidenza, facendolo variare fra 1,35 e 1,12.

FC = 1,35

Segue in tabella il dettaglio del calcolo dei vari coefficienti che concorrono al calcolo di F_{SLV} .

	Piano interrato		Piano terra		Piano primo		Piano secondo		Piano ultimo	
	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y
A [m²]	34,29	36,08	20,31	20,88	22,49	18,89	24,58	21,63	11,39	10,56
τ_{0d} [MPa]	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
P_{sopra} [kN]	30101,9	30101,9	23137,6	23137,6	16357,4	16357,4	8716,2	8716,2	2844,7	2844,7
σ_0 [MPa]	0,43	0,43	0,56	0,56	0,40	0,40	0,19	0,19	0,13	0,13
τ_d [MPa]	0,08	0,08	0,09	0,09	0,08	0,08	0,06	0,06	0,05	0,05
κ	1,00	1,00	0,89	0,89	0,69	0,69	0,39	0,39	0,11	0,11
$e_{y(x)}$ [m]	0,69	0,34	0,24	0,11	0,03	0,04	0,37	0,02	0,12	0,09
$d_{y(x)}$ [m]	5,93	5,50	4,80	4,89	4,78	4,74	5,16	4,75	5,94	6,24
μ	0,85	0,86	0,99	0,86	0,80	1,00	0,86	0,80	0,80	0,80
$N_{m,x(y)}$	3	3	2	3	4	2	3	4	16	16
β	1,23	1,12	1,10	1,04	1,01	1,02	1,14	1,01	1,04	1,03
ξ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
ζ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
F_{SLV} [kN]	1947,52	2272,77	1929,67	1807,15	2035,97	2128,37	2682,24	2503,90	4005,48	3761,71

In seguito si riportano invece lo svolgimento della verifica e gli esiti:

	Piano interrato	Piano terra	Piano primo	Piano secondo	Piano ultimo
q	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
F_{SLV,min} [kN]	1947,52	1807,15	2035,97	2503,90	3761,71
M totale [kg]	3069741,32	3069741,32	3069741,32	3069741,32	3069741,32
e*	0,76	0,76	0,76	0,76	0,76
S_{eSLV} [m/s²]	1,88	1,75	1,97	2,42	3,64
S_{eSLV} [g]	0,192	0,178	0,201	0,247	0,371
V_r [anni]	9,90	8,20	11,20	18,90	58,60
T_{SLV} [anni]	94,05	77,90	106,40	179,55	556,70
a_{SLV} [g]	0,050	0,047	0,053	0,064	0,097

	T _{SLV} [anni]	T _{R,SLV} [anni]	I _{S,SLV}		a _{SLV} [g]	a _{g,SLV} [g]	f _{a,SLV}	
Piano interrato	94,05	475	0,198	non verif.	0,050	0,092	0,543	non verif.
Piano terra	77,90	475	0,164	non verif.	0,047	0,092	0,511	non verif.
Piano primo	106,40	475	0,224	non verif.	0,053	0,092	0,576	non verif.
Piano secondo	179,55	475	0,378	non verif.	0,064	0,092	0,696	non verif.
Piano ultimo	556,70	475	1,172	verif.	0,097	0,092	1,054	verif.

FC = 1,24

Si riduce il fattore di confidenza a 1,24 considerando FC₁ nullo (rilievo geometrico e dei quadri fessurativi completo).

	Piano interrato		Piano terra		Piano primo		Piano secondo		Piano ultimo	
	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y
A [m²]	34,29	36,08	20,31	20,88	22,49	18,89	24,58	21,63	11,39	10,56
τ_{0d} [MPa]	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
P_{sopra} [kN]	30101,9	30101,9	23137,6	23137,6	16357,4	16357,4	8716,2	8716,2	2844,7	2844,7
σ₀ [MPa]	0,43	0,43	0,56	0,56	0,40	0,40	0,19	0,19	0,13	0,13
τ_d [MPa]	0,09	0,09	0,10	0,10	0,08	0,08	0,06	0,06	0,05	0,05

κ	1,00	1,00	0,89	0,89	0,69	0,69	0,39	0,39	0,11	0,11
$e_{y(x)}$ [m]	0,69	0,34	0,24	0,11	0,03	0,04	0,37	0,02	0,12	0,09
$d_{y(x)}$ [m]	5,93	5,50	4,80	4,89	4,78	4,74	5,16	4,75	5,94	6,24
β	1,23	1,12	1,10	1,04	1,01	1,02	1,14	1,01	1,04	1,03
$N_{m,x(y)}$	3	3	2	3	4	2	3	4	16	16
μ	0,85	0,86	0,99	0,86	0,80	1,00	0,86	0,80	0,80	0,80
ξ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
ζ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
F_{SLV} [kN]	2038,57	2379,03	2018,44	1890,28	2131,67	2228,42	2817,27	2629,95	4217,12	3960,47

	Piano interrato	Piano terra	Piano primo	Piano secondo	Piano ultimo
q	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
$F_{SLV,min}$ [kN]	2038,57	1890,28	2131,67	2629,95	3960,47
M totale [kg]	3069741,32	3069741,32	3069741,32	3069741,32	3069741,32
e^*	0,76	0,76	0,76	0,76	0,76
S_{eSLV} [m/s ²]	1,97	1,83	2,06	2,55	3,83
S_{eSLV} [g]	0,201	0,187	0,210	0,260	0,391
V_r [anni]	11,20	9,30	12,40	21,50	68,30
T_{SLV} [anni]	106,40	88,35	117,80	204,25	648,85
a_{SLV} [g]	0,053	0,049	0,055	0,067	0,102

	T_{SLV} [anni]	$T_{R,SLV}$ [anni]	$I_{S,SLV}$		a_{SLV} [g]	$a_{g,SLV}$ [g]	$f_{a,SLV}$	
Piano interrato	106,40	475	0,224	non verific.	0,053	0,092	0,576	non verific.
Piano terra	88,35	475	0,186	non verific.	0,049	0,092	0,533	non verific.
Piano primo	117,80	475	0,248	non verific.	0,055	0,092	0,598	non verific.
Piano secondo	204,25	475	0,430	non verific.	0,067	0,092	0,728	non verific.
Piano ultimo	648,85	475	1,366	verif.	0,102	0,092	1,109	verif.

$$FC = 1,18$$

Si riduce ulteriormente il fattore di confidenza considerando FC_2 nullo per adeguata ricerca storica sulle fasi costruttive del castello.

	Piano interrato		Piano terra		Piano primo		Piano secondo		Piano ultimo	
	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y
A [m²]	34,29	36,08	20,31	20,88	22,49	18,89	24,58	21,63	11,39	10,56
τ_{od} [MPa]	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
P_{sopra} [kN]	30101,9	30101,9	23137,6	23137,6	16357,4	16357,4	8716,2	8716,2	2844,7	2844,7
σ_0 [MPa]	0,43	0,43	0,56	0,56	0,40	0,40	0,19	0,19	0,13	0,13
τ_d [MPa]	0,09	0,09	0,10	0,10	0,09	0,09	0,06	0,06	0,05	0,05
κ	1,00	1,00	0,89	0,89	0,69	0,69	0,39	0,39	0,11	0,11
$e_{y(x)}$ [m]	0,69	0,34	0,24	0,11	0,03	0,04	0,37	0,02	0,12	0,09
$d_{y(x)}$ [m]	5,93	5,50	4,80	4,89	4,78	4,74	5,16	4,75	5,94	6,24
β	1,23	1,12	1,10	1,04	1,01	1,02	1,14	1,01	1,04	1,03
$N_{m,x(y)}$	3	3	2	3	4	2	3	4	16	16
μ	0,85	0,86	0,99	0,86	0,80	1,00	0,86	0,80	0,80	0,80
ξ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
ζ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
F_{SLV} [kN]	2093,91	2443,61	2072,30	1940,73	2189,86	2289,25	2899,83	2707,02	4346,99	4082,43

	Piano interrato	Piano terra	Piano primo	Piano secondo	Piano ultimo
q	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
F_{SLV,min} [kN]	2093,91	1940,73	2189,86	2707,02	4082,43
M totale [kg]	3069741,32	3069741,32	3069741,32	3069741,32	3069741,32
e*	0,76	0,76	0,76	0,76	0,76
S_{eSLV} [m/s²]	2,03	1,88	2,12	2,62	3,95
S_{eSLV} [g]	0,207	0,192	0,216	0,267	0,403
V_r [anni]	12,00	9,90	13,40	23,20	74,50
T_{SLV} [anni]	114,00	94,05	127,30	220,40	707,75
a_{SLV} [g]	0,054	0,050	0,056	0,069	0,105

	T_{SLV} [anni]	$T_{R,SLV}$ [anni]	$I_{S,SLV}$		a_{SLV} [g]	$a_{g,SLV}$ [g]	$f_{a,SLV}$	
Piano interrato	114,00	475	0,240	non verific.	0,054	0,092	0,587	non verific.
Piano terra	94,05	475	0,198	non verific.	0,050	0,092	0,543	non verific.
Piano primo	127,30	475	0,268	non verific.	0,056	0,092	0,609	non verific.
Piano secondo	220,40	475	0,464	non verific.	0,069	0,092	0,750	non verific.
Piano ultimo	707,75	475	1,490	verif.	0,105	0,092	1,141	verif.

$FC = 1,12$

Infine si riduce da 0,06 a 0,12 anche il coefficiente parziale FC_3 , dovuto a conoscenza più accurata delle caratteristiche dei materiali.

	Piano interrato		Piano terra		Piano primo		Piano secondo		Piano ultimo	
	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y
A [m ²]	34,29	36,08	20,31	20,88	22,49	18,89	24,58	21,63	11,39	10,56
τ_{0d} [MPa]	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
P_{sopra} [kN]	30101,9	30101,9	23137,6	23137,6	16357,4	16357,4	8716,2	8716,2	2844,7	2844,7
σ_0 [MPa]	0,43	0,43	0,56	0,56	0,40	0,40	0,19	0,19	0,13	0,13
τ_d [MPa]	0,09	0,09	0,10	0,10	0,09	0,09	0,06	0,06	0,06	0,06
κ	1,00	1,00	0,89	0,89	0,69	0,69	0,39	0,39	0,11	0,11
$e_{y(x)}$ [m]	0,69	0,34	0,24	0,11	0,03	0,04	0,37	0,02	0,12	0,09
$d_{y(x)}$ [m]	5,93	5,50	4,80	4,89	4,78	4,74	5,16	4,75	5,94	6,24
β	1,23	1,12	1,10	1,04	1,01	1,02	1,14	1,01	1,04	1,03
$N_{m,x(y)}$	3	3	2	3	4	2	3	4	16	16
μ	0,85	0,86	0,99	0,86	0,80	1,00	0,86	0,80	0,80	0,80
ξ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
ζ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
F_{SLV} [kN]	2153,97	2513,70	2130,71	1995,42	2253,04	2355,30	2989,87	2791,07	4488,99	4215,79

	Piano interrato	Piano terra	Piano primo	Piano secondo	Piano ultimo
q	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
F_{SLV,min} [kN]	2153,97	1995,42	2253,04	2791,07	4215,79
M totale [kg]	3069741,32	3069741,32	3069741,32	3069741,32	3069741,32

e*	0,76	0,76	0,76	0,76	0,76
S_{eSLV} [m/s²]	2,08	1,93	2,18	2,70	4,08
S_{eSLV} [g]	0,213	0,197	0,222	0,275	0,416
V_r [anni]	13,00	10,60	14,30	25,40	81,70
T_{SLV} [anni]	123,50	100,70	135,85	241,30	776,15
a_{SLV} [g]	0,056	0,052	0,058	0,071	0,108

	T_{SLV} [anni]	T_{R,SLV} [anni]	I_{S,SLV}		a_{SLV} [g]	a_{g,SLV} [g]	f_{a,SLV}	
Piano interrato	123,50	475	0,260	non verific.	0,056	0,092	0,609	non verific.
Piano terra	100,70	475	0,212	non verific.	0,052	0,092	0,565	non verific.
Piano primo	135,85	475	0,286	non verific.	0,058	0,092	0,630	non verific.
Piano secondo	241,30	475	0,508	non verific.	0,071	0,092	0,772	non verific.
Piano ultimo	776,15	475	1,634	verif.	0,108	0,092	1,174	verif.

Infine si svolgono le stesse analisi ma considerando anche qui un valore di τ_0 moltiplicato per il fattore correttivo 1,3.

$FC = 1,35$

	Piano interrato		Piano terra		Piano primo		Piano secondo		Piano ultimo	
	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y
A [m²]	34,29	36,08	20,31	20,88	22,49	18,89	24,58	21,63	11,39	10,56
τ_{0d} [MPa]	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
P_{sopra} [kN]	30101,9	30101,9	23137,6	23137,6	16357,4	16357,4	8716,2	8716,2	2844,7	2844,7
σ_0 [MPa]	0,43	0,43	0,56	0,56	0,40	0,40	0,19	0,19	0,13	0,13
τ_d [MPa]	0,10	0,10	0,11	0,11	0,09	0,09	0,07	0,07	0,06	0,06
κ	1,00	1,00	0,89	0,89	0,69	0,69	0,39	0,39	0,11	0,11
$e_{y(x)}$ [m]	0,69	0,34	0,24	0,11	0,03	0,04	0,37	0,02	0,12	0,09
$d_{y(x)}$ [m]	5,93	5,50	4,80	4,89	4,78	4,74	5,16	4,75	5,94	6,24
β	1,23	1,12	1,10	1,04	1,01	1,02	1,14	1,01	1,04	1,03
$N_{m,x(y)}$	3	3	2	3	4	2	3	4	16	16
μ	0,85	0,86	0,99	0,86	0,80	1,00	0,86	0,80	0,80	0,80
ξ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
ζ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
F_{SLV} [kN]	2244,47	2619,31	2218,57	2077,71	2348,28	2454,86	3126,36	2918,49	4705,01	4418,66

	Piano interrato	Piano terra	Piano primo	Piano secondo	Piano ultimo
q	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
F_{SLV,min} [kN]	2244,47	2077,71	2348,28	2918,49	4418,66
M totale [kg]	3069741,32	3069741,32	3069741,32	3069741,32	3069741,32
e*	0,76	0,76	0,76	0,76	0,76
S_{eSLV} [m/s²]	2,17	2,01	2,27	2,82	4,28
S_{eSLV} [g]	0,222	0,205	0,232	0,288	0,436
V_r [anni]	14,30	11,70	16,00	28,70	93,60
T_{SLV} [anni]	135,85	111,15	152,00	272,65	889,20
a_{SLV} [g]	0,058	0,054	0,060	0,075	0,113

	T_{SLV} [anni]	$T_{R,SLV}$ [anni]	$I_{S,SLV}$		a_{SLV} [g]	$a_{g,SLV}$ [g]	$f_{a,SLV}$	
Piano interrato	135,85	475	0,286	non verific.	0,058	0,092	0,630	non verific.
Piano terra	111,15	475	0,234	non verific.	0,054	0,092	0,587	non verific.
Piano primo	152,00	475	0,320	non verific.	0,060	0,092	0,652	non verific.
Piano secondo	272,65	475	0,574	non verific.	0,075	0,092	0,815	non verific.
Piano ultimo	889,20	475	1,872	verif.	0,113	0,092	1,228	verif.

FC = 1,24

	Piano interrato		Piano terra		Piano primo		Piano secondo		Piano ultimo	
	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y
A [m ²]	34,29	36,08	20,31	20,88	22,49	18,89	24,58	21,63	11,39	10,56
τ_{Od} [MPa]	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
P_{sopra} [kN]	30101,9	30101,9	23137,6	23137,6	16357,4	16357,4	8716,2	8716,2	2844,7	2844,7
σ_0 [MPa]	0,43	0,43	0,56	0,56	0,40	0,40	0,19	0,19	0,13	0,13
τ_d [MPa]	0,10	0,10	0,11	0,11	0,09	0,09	0,07	0,07	0,06	0,06
κ	1,00	1,00	0,89	0,89	0,69	0,69	0,39	0,39	0,11	0,11
$e_{y(x)}$ [m]	0,69	0,34	0,24	0,11	0,03	0,04	0,37	0,02	0,12	0,09
$d_{y(x)}$ [m]	5,93	5,50	4,80	4,89	4,78	4,74	5,16	4,75	5,94	6,24
β	1,23	1,12	1,10	1,04	1,01	1,02	1,14	1,01	1,04	1,03
$N_{m,x(y)}$	3	3	2	3	4	2	3	4	16	16
μ	0,85	0,86	0,99	0,86	0,80	1,00	0,86	0,80	0,80	0,80
ξ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
ζ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
F_{SLV} [kN]	2351,44	2744,15	2322,22	2174,78	2460,94	2572,63	3289,00	3070,32	4963,52	4661,45

	Piano interrato	Piano terra	Piano primo	Piano secondo	Piano ultimo
q	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
F_{SLV,min} [kN]	2351,44	2174,78	2460,94	3070,32	4661,45
M totale [kg]	3069741,32	3069741,32	3069741,32	3069741,32	3069741,32
e*	0,76	0,76	0,76	0,76	0,76
S_{eSLV} [m/s ²]	2,28	2,10	2,38	2,97	4,51
S_{eSLV} [g]	0,232	0,215	0,243	0,303	0,460

V_r [anni]	16,00	13,20	18,00	33,10	109,90
T_{SLV} [anni]	152,00	125,40	171,00	314,45	1044,05
a_{SLV} [g]	0,060	0,056	0,063	0,079	0,120

	T_{SLV} [anni]	$T_{R,SLV}$ [anni]	$I_{S,SLV}$		a_{SLV} [g]	$a_{g,SLV}$ [g]	$f_{a,SLV}$	
Piano interrato	152,00	475	0,320	non verific.	0,060	0,092	0,652	non verific.
Piano terra	125,40	475	0,264	non verific.	0,056	0,092	0,609	non verific.
Piano primo	171,00	475	0,360	non verific.	0,063	0,092	0,685	non verific.
Piano secondo	314,45	475	0,662	non verific.	0,079	0,092	0,859	non verific.
Piano ultimo	1044,05	475	2,198	verif.	0,120	0,092	1,304	verif.

$FC = 1,18$

	Piano interrato		Piano terra		Piano primo		Piano secondo		Piano ultimo	
	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y
A [m ²]	34,29	36,08	20,31	20,88	22,49	18,89	24,58	21,63	11,39	10,56
τ_{0d} [MPa]	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
P_{sopra} [kN]	30101,9	30101,9	23137,6	23137,6	16357,4	16357,4	8716,2	8716,2	2844,7	2844,7
σ_0 [MPa]	0,43	0,43	0,56	0,56	0,40	0,40	0,19	0,19	0,13	0,13
τ_d [MPa]	0,10	0,10	0,12	0,12	0,10	0,10	0,07	0,07	0,06	0,06
κ	1,00	1,00	0,89	0,89	0,69	0,69	0,39	0,39	0,11	0,11
$e_{y(x)}$ [m]	0,69	0,34	0,24	0,11	0,03	0,04	0,37	0,02	0,12	0,09
$d_{y(x)}$ [m]	5,93	5,50	4,80	4,89	4,78	4,74	5,16	4,75	5,94	6,24
β	1,23	1,12	1,10	1,04	1,01	1,02	1,14	1,01	1,04	1,03
$N_{m,x(y)}$	3	3	2	3	4	2	3	4	16	16
μ	0,85	0,86	0,99	0,86	0,80	1,00	0,86	0,80	0,80	0,80
ξ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
ζ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
F_{SLV} [kN]	2416,56	2820,15	2385,22	2233,77	2529,56	2644,36	3388,69	3163,38	5122,56	4810,80

	Piano interrato	Piano terra	Piano primo	Piano secondo	Piano ultimo
q	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
F_{SLV,min} [kN]	2416,56	2233,77	2529,56	3163,38	4810,80
M totale [kg]	3069741,32	3069741,32	3069741,32	3069741,32	3069741,32
e*	0,76	0,76	0,76	0,76	0,76
S_{eSLV} [m/s²]	2,34	2,16	2,45	3,06	4,66
S_{eSLV} [g]	0,238	0,220	0,250	0,312	0,475
V_r [anni]	17,10	14,00	19,40	35,80	121,70
T_{SLV} [anni]	162,45	133,00	184,30	340,10	1156,15
a_{SLV} [g]	0,062	0,058	0,065	0,081	0,124

	T _{SLV} [anni]	T _{R,SLV} [anni]	I _{S,SLV}		a _{SLV} [g]	a _{g,SLV} [g]	f _{a,SLV}	
Piano interrato	162,45	475	0,342	non verif.	0,062	0,092	0,674	non verif.
Piano terra	133,00	475	0,280	non verif.	0,058	0,092	0,630	non verif.
Piano primo	184,30	475	0,388	non verif.	0,065	0,092	0,707	non verif.
Piano secondo	340,10	475	0,716	non verif.	0,081	0,092	0,880	non verif.
Piano ultimo	1156,15	475	2,434	verif.	0,124	0,092	1,348	verif.

FC = 1,12

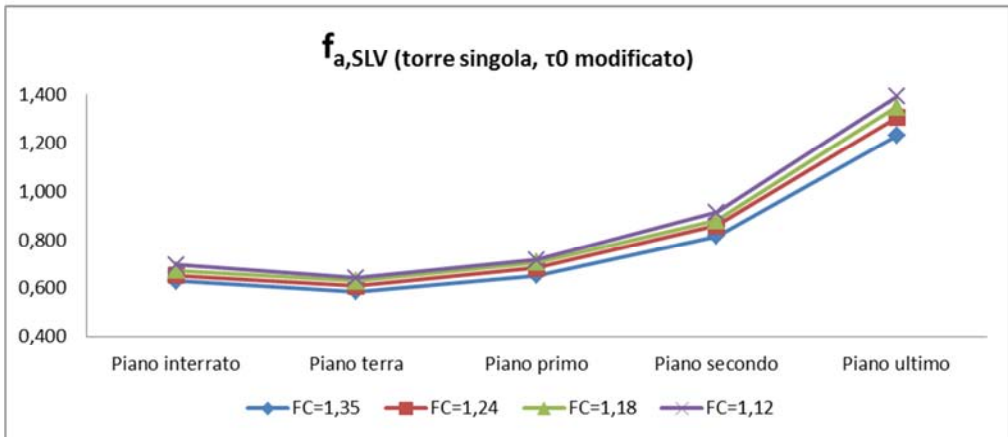
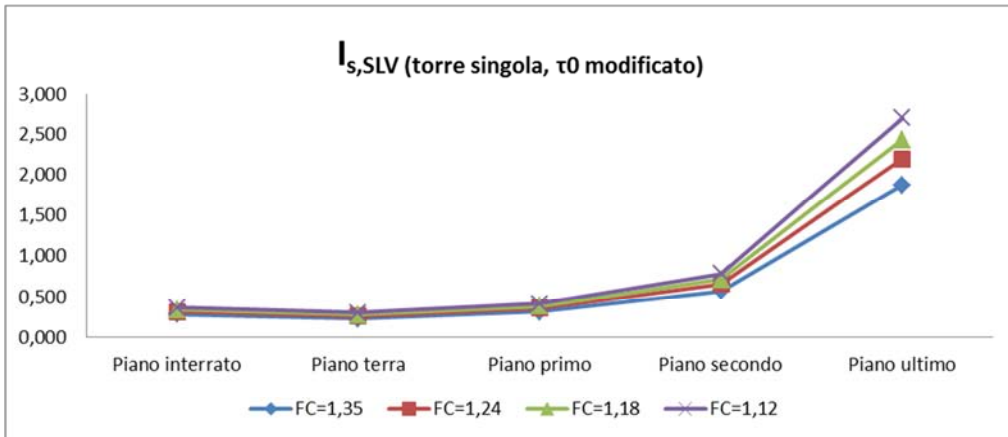
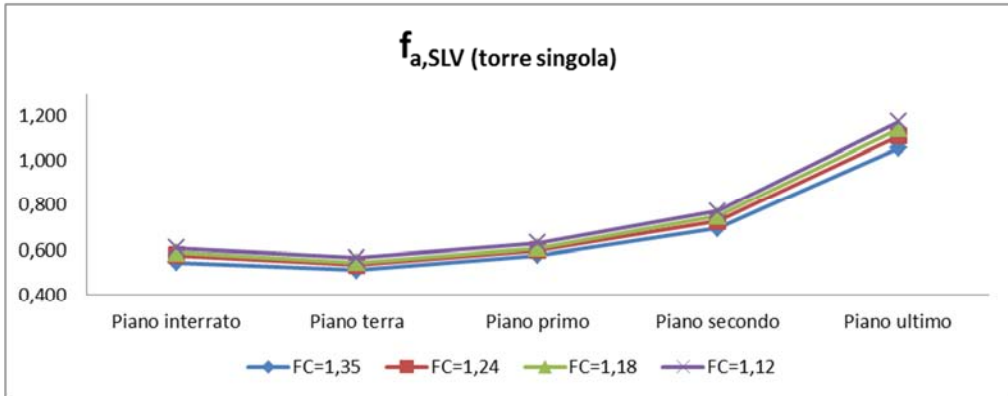
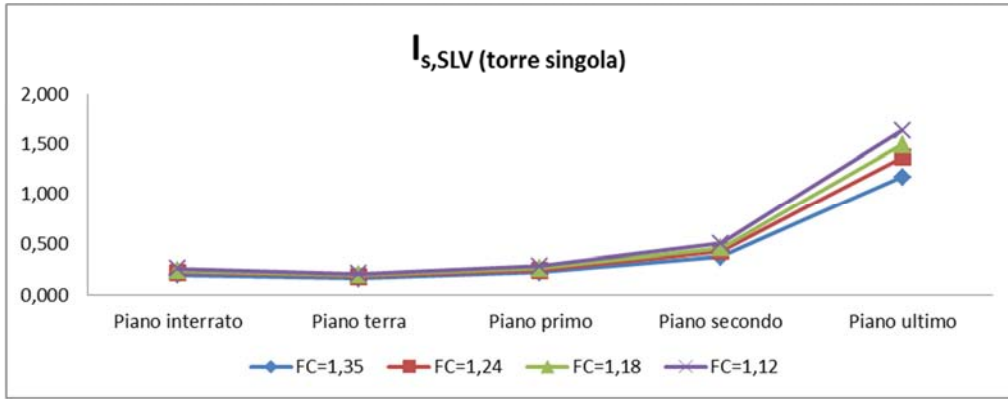
	Piano interrato		Piano terra		Piano primo		Piano secondo		Piano ultimo	
	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y	Direz. x	Direz. y
A [m²]	34,29	36,08	20,31	20,88	22,49	18,89	24,58	21,63	11,39	10,56
τ_{0d} [MPa]	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
P_{sopra} [kN]	30101,9	30101,9	23137,6	23137,6	16357,4	16357,4	8716,2	8716,2	2844,7	2844,7
σ₀ [MPa]	0,43	0,43	0,56	0,56	0,40	0,40	0,19	0,19	0,13	0,13
τ_d [MPa]	0,11	0,11	0,12	0,12	0,10	0,10	0,07	0,07	0,06	0,06
κ	1,00	1,00	0,89	0,89	0,69	0,69	0,39	0,39	0,11	0,11
e_{y(x)} [m]	0,69	0,34	0,24	0,11	0,03	0,04	0,37	0,02	0,12	0,09
d_{y(x)} [m]	5,93	5,50	4,80	4,89	4,78	4,74	5,16	4,75	5,94	6,24
β	1,23	1,12	1,10	1,04	1,01	1,02	1,14	1,01	1,04	1,03
N_{m,x(y)}	3	3	2	3	4	2	3	4	16	16
μ	0,85	0,86	0,99	0,86	0,80	1,00	0,86	0,80	0,80	0,80
ξ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

ζ	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
F_{SLV} [kN]	2487,34	2902,74	2453,58	2297,80	2604,17	2722,36	3497,61	3265,06	5296,80	4974,44

	Piano interrato	Piano terra	Piano primo	Piano secondo	Piano ultimo
q	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
$F_{SLV,min}$ [kN]	2487,34	2297,80	2604,17	3265,06	4974,44
M totale [kg]	3069741,32	3069741,32	3069741,32	3069741,32	3069741,32
e^*	0,76	0,76	0,76	0,76	0,76
S_{eSLV} [m/s ²]	2,41	2,22	2,52	3,16	4,81
S_{eSLV} [g]	0,245	0,227	0,257	0,322	0,491
V_r [anni]	18,40	15,20	20,90	39,20	135,10
T_{SLV} [anni]	174,80	144,40	198,55	372,40	1283,45
a_{SLV} [g]	0,064	0,059	0,066	0,084	0,128

	T_{SLV} [anni]	$T_{R,SLV}$ [anni]	$I_{S,SLV}$		a_{SLV} [g]	$a_{g,SLV}$ [g]	$f_{a,SLV}$	
Piano interrato	174,80	475	0,368	non verific.	0,064	0,092	0,696	non verific.
Piano terra	144,40	475	0,304	non verific.	0,059	0,092	0,641	non verific.
Piano primo	198,55	475	0,418	non verific.	0,066	0,092	0,717	non verific.
Piano secondo	372,40	475	0,784	non verific.	0,084	0,092	0,913	non verific.
Piano ultimo	1283,45	475	2,702	verif.	0,128	0,092	1,391	verif.

Seguono i grafici di confronto dei risultati ottenuti per la Torre degli Sposi:

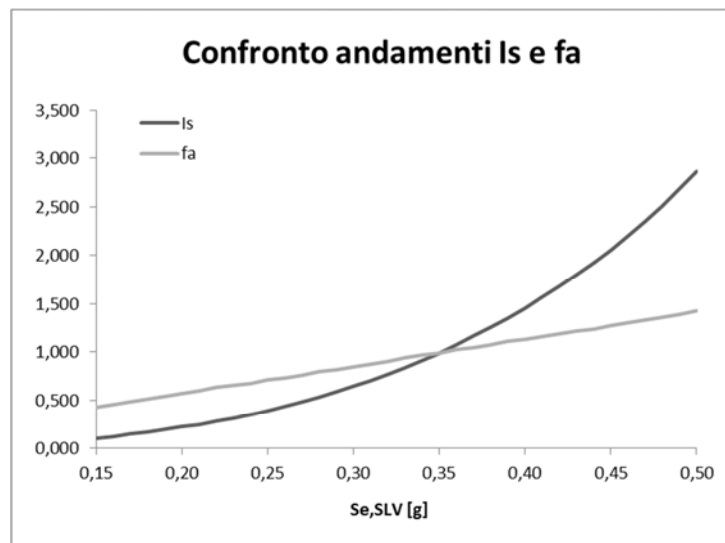


L'andamento degli indici risulta leggermente decrescente passando dal piano interrato a piano terra e crescente dal piano terra all'ultimo livello, che risulta sempre verificato.

Come si era già notato nel caso del castello, f_a assume valori mediamente maggiori rispetto a I_s .

Le differenze fra il caso con τ_0 da tabella e corretto da coefficiente di maggiorazione non sembrano rilevanti per quanto riguarda i piani inferiori della torre, ma si notano osservando i valori massimi assunti da I_s e f_a all'ultimo piano: il valore medio per I_s passa da circa 1,3 a 2 e il fattore f_a da 1,1 a 1,3.

Un'altra osservazione riguarda il fatto che, mentre per il castello intero si notava che in genere il fattore f_a assume valori maggiori rispetto all' I_s , nel caso della torre si ha un'inversione di tendenza all'ultimo piano, dove risulta maggiore I_s . Quest'ultimo aspetto si può chiarire confrontando l'andamento di questi due parametri al variare della coordinata nello spettro di risposta $S_{e,SLV}$. Facendo variare quest'ultima fra 0,15 e 0,5 g e considerando sempre la zona di plateau (in cui ricadono sia il T_1 del castello intero che quello della torre singola), gli andamenti sono i seguenti:



L'andamento di f_a risulta pressoché lineare, mentre quello di I_s parabolico, entrambi crescenti. Le due curve si intersecano circa in corrispondenza di 0,355 g, dove assumono entrambi valore unitario. Nella zona di ascissa inferiore a questo valore, il fattore f_a risulta sempre maggiore dell' I_s a parità di $S_{e,SLV}$ e questo è il range di valori della coordinata spettrale che interessa i tre livelli esaminati nel castello e tutti i livelli della torre, tranne l'ultimo. A questo livello infatti si ha un $S_{e,SLV}$ variabile fra 0,37 e 0,49 g. Dopo l'intersezione delle due curve il rapporto I_s è più elevato di f_a .

Si può notare come i due indici definiscano, a parità di struttura e situazione esaminata, dei livelli di sicurezza diversi. E' quindi necessario prenderli in considerazione entrambi e considerare il loro diverso andamento.

7. Verifica dei meccanismi locali di collasso: individuazione e modellazione

Nelle Norme tecniche sulle Costruzioni del 2008, la verifica di vulnerabilità sismica di edifici esistenti in muratura viene affrontata su due livelli: globale (comportamento dell'edificio nel suo insieme) e locale (relativamente a porzioni limitate della struttura).

In questo capitolo si affronterà il secondo di questi due aspetti. Due sono gli approcci in genere utilizzati per condurre le verifiche:

1. **analisi tensionale:** l'analisi mira a conoscere le tensioni interne generate da sollecitazioni agenti (es. peso proprio, sisma) e a confrontarle con la resistenza limite di quel materiale;
2. **analisi cinematica:** si rappresenta la struttura come insieme di corpi rigidi in grado di ruotare e/o scorrere reciprocamente formando un sistema labile (catena cinematica), l'attivazione del meccanismo si avrà una volta raggiunto un valore limite di sollecitazione orizzontale, che si vuole definire ai fini della verifica.

L'analisi limite può essere svolta in campo lineare o non lineare.

Per l'individuazione delle catene cinematiche, e dei meccanismi che possono attivarsi, non vengono fornite in normativa delle regole precise, ma solo direttive da seguire, a causa della grande varietà di tipologie costruttive presenti. In genere il cinematismo avviene per perdita dell'equilibrio da parte di alcune porzioni murarie, per definirne la geometria è necessario avere una buona conoscenza dell'edificio, relativamente a qualità del materiale, tessitura muraria, geometria, presenza di catene o tiranti, quadro fessurativo, volte spingenti, ecc.

Lo scopo della verifica cinematica lineare è determinare l'azione sismica per la quale tale catena cinematica perde l'equilibrio, ossia si indaga l'attivazione del meccanismo. Quindi è una verifica svolta in termini di sollecitazioni. Tale sollecitazione, che rappresenta la capacità della struttura, viene confrontata con la domanda, costituita dal sisma di progetto per il sito esaminato e per il periodo di ritorno scelto. La domanda, inoltre, viene ridotta dividendola per il fattore di struttura q , il quale tiene conto del fatto che l'attivazione del meccanismo non porta sempre necessariamente ad un collasso, ma anche solo a semplici oscillazioni senza crolli. Ciò è dovuto a riserve di resistenza della struttura che entrano in azione solo dopo l'attivazione del meccanismo.

L'analisi cinematica non lineare, invece, prevede una verifica in termini di spostamento. Con essa si analizza ciò che avviene dopo l'attivazione del meccanismo, seguendo il moto dell'elemento murario considerato. Perché la verifica sia soddisfatta, la domanda di spostamento, cioè quella provocata dal sisma atteso, deve essere inferiore allo spostamento ultimo sopportabile dalla struttura prima del collasso.

7.1 Analisi cinematica lineare

Quest'analisi dunque si impone di determinare l'azione sismica limite che possa provocare l'attivazione del meccanismo, vale a dire il raggiungimento della condizione di equilibrio oltre la quale la catena cinematica possa iniziare a muoversi.

La procedura si sviluppa nei seguenti punti:

- individuazione e modellazione del meccanismo;
- calcolo del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 ;
- calcolo dell'accelerazione sismica spettrale a^*_0 ;
- verifica con il fattore di struttura q .

7.2 Individuazione dei meccanismi

Relativamente a questo punto, così si esprime il paragrafo C8A.4 della Circolare esplicativa delle NTC08, del 2 febbraio 2009: "L'applicazione del metodo di verifica presuppone quindi l'analisi dei meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione, che possono essere ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, già danneggiate dal terremoto, o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi, anche di natura non sismica".

Da ciò si deduce come diventi fondamentale uno studio approfondito dell'edificio, in merito alla sua storia progettuale, alle tecniche costruttive adottate, allo stato del materiale, ai collegamenti esistenti fra orizzontamenti e pareti, allo stato fessurativo pregresso. Queste conoscenze si acquisiscono non solo tramite prove in situ e rilievi, ma anche, essendo questo il caso di edifici esistenti, per mezzo di indagini storiche e d'archivio. Risultano rilevanti anche l'esperienza e la conoscenza di meccanismi di collasso locali avvenuti in edifici simili, utili come riscontro.

Altro aspetto da considerare è la disgregazione degli elementi murari coinvolti nel cinematicismo, infatti è raro che un cinematicismo innescato da un ribaltamento semplice di parete evolva allo stesso modo fino al collasso. In genere la dinamica dell'evento varia iniziando con una configurazione in teoria reversibile (ribaltamento del macroelemento), passando ad una irreversibile (scorrimento del macroelemento). Questa evoluzione del dissesto è tipica delle situazioni in cui sia presente un danno iniziale causato da azioni di natura sismica, poi accentuato da fenomeni più lenti, come effetti di carichi statici o vibrazioni da traffico.

Per un edificio in muratura, l'unico modo di resistere ad un'azione orizzontale, come quella sismica, è reagire con un buon comportamento d'insieme di natura "scatolare". Ciò diventa

possibile solo nei casi in cui siano garantiti dei collegamenti efficaci fra ogni parete e quelle ortogonali ad essa, oltre che fra gli orizzontamenti e le pareti stesse. Gli edifici storici, tradizionalmente pensati per opporsi soprattutto a carichi verticali statici, spesso presentano connessioni carenti e coperture incapaci di esercitare un'azione di trattenuta e contrasto nei confronti delle pareti. Fenomeni tipici sono, infatti, lo sfilamento delle travi e dei travicelli dei solai in legno, semplicemente appoggiate in alloggiamenti nei muri perimetrali. Molti degli interventi che si eseguono sono volti a ripristinare l'efficacia dei vincoli garantendone un comportamento bilatero: resistere a compressione (contrasto) e trazione (trattenuta).

Infine la buona qualità e conservazione dei materiali sono importati in quanto le forze di coesione e attritive contribuiscono al mantenimento dell'equilibrio in fase dinamica, entro certi limiti di sollecitazione.

Come già detto, non si possono stabilire delle regole precise per individuare tali meccanismi, infatti nelle NTC (8.5) si legge: "...è impossibile prevedere regole specifiche per tutti i casi. Di conseguenza, il modello per la valutazione della sicurezza dovrà essere definito e giustificato dal Progettista caso per caso tenendo conto:

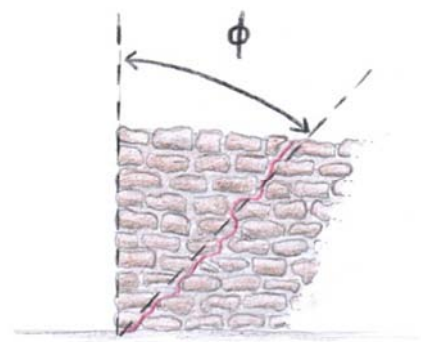
- dell' analisi storico-critica;
- del rilievo geometrico-strutturale;
- della caratterizzazione meccanica dei materiali;
- del livello di conoscenza e fattori di confidenza".

7.3 Modellazione dei meccanismi

Per individuare e modellare la catena cinematica ci si può rifare a possibili piani di scorrimento preesistenti, dovuti alla scarsa resistenza a trazione della muratura. Oltre alla tipologia muraria e alle sue caratteristiche meccaniche, è necessario definire tutte le forze agenti (resistenti e spingenti).

7.3.1 Analisi della qualità muraria

La sollecitazione limite sopportabile dalla struttura prima dell'innesco del meccanismo di rottura e l'entità dei danni che possono verificarsi sono strettamente dipendenti dai parametri di resistenza della muratura esaminata.



Essi sono inerenti alla forma, alla coesione e all'attrito.

Per forma si intende la forma degli inerti impiegati, il loro ingranamento, l'andamento dei filari e lo stato di eventuale danneggiamento dei giunti di malta. Questo aspetto si riflette direttamente sulla forma dei cunei di muratura che tendono a distaccarsi dal corpo della struttura. Una simile rottura, caratterizzata da profilo cuneiforme, viene anche giustificata dal punto di vista fisico dal fatto che lungo la linea critica è minore il valore del momento resistente, per cui aumentano le probabilità che il momento spingente prevalga e porti all'innescamento del meccanismo.

Ogni paramento murario infatti è caratterizzato da un suo angolo critico di lesionamento ϕ (o caratteristico), calcolato dalla verticale, che individua la forma del giunto di rottura. Esso viene in genere individuato dalla retta, fra quelle uscenti radialmente dallo spigolo esterno del cuneo, collocata in corrispondenza di giunti particolarmente deboli, senza incontrare alcun inerte (punto a resistenza maggiore). Individuato ϕ , si individua di conseguenza anche il piano di rottura del cuneo murario. Proprio lungo questa superficie si esplicano le resistenze di coesione (fino alla formazione della prima lesione) e attrito (fino al distacco del cuneo, quando le due superfici di scorrimento non saranno più a contatto). Entrambi questi contributi, dipendendo dalla qualità e dalle caratteristiche meccaniche della malta impiegata, possono essere valutati dopo analisi sui materiali e riconoscimento del tipo di muratura presente. L'individuazione di tale angolo permette anche di ipotizzare il possibile sviluppo del meccanismo: un angolo piccolo (misurato rispetto alla verticale) favorisce un movimento rotatorio rispetto alla base, con ribaltamento del concio, mentre un angolo elevato porta più facilmente a rottura per scorrimento del cuneo murario.

Nel caso di parete che presenti delle aperture, anche se di piccola luce, la linea di rottura non è univocamente individuata dal solo angolo critico, ma presenta delle deviazioni proprio in corrispondenza di tali aperture. L'innescamento coinvolge dunque un settore maggiore di muratura, meno stabile, e possono, in questo caso, innescarsi meccanismi di rottura secondari assai pericolosi. Proprio a causa dell'instabilità, un cuneo di dimensioni notevoli può disgregarsi, dopo l'innescamento del meccanismo, in più parti, riducendo drasticamente il momento resistente.

Due sono i principali parametri meccanici di resistenza relativi alla muratura, definibili seguendo la procedura indicata nelle Appendici alla Circolare n.617 del 2009.

Sono:

- f_d resistenza a compressione di calcolo, importante nella valutazione dell'arretramento delle cerniere.
- τ_{0d} resistenza tangenziale di calcolo, utile per valutare la resistenza data dalla coesione.

Questi due parametri di progetto vengono ricavati a partire da un intervallo di valori, fornito dalla tabella C8A.2.1 (si veda capitolo relativo alle normative), in funzione della

tipologia di muratura e del livello di conoscenza, eventualmente corretti da un coefficiente dipendente dalla tipologia di muratura e caratteristiche costruttive peculiari della stessa. Il valore così ottenuto viene, quindi, diviso per il coefficiente di sicurezza del materiale ($\gamma_m = 2$) e per il fattore di confidenza, che dipende dal livello di conoscenza.

Gli altri parametri da valutare sono:

- f coefficiente di attrito interno della muratura; impiegato per quantificare la resistenza di tipo attritivo, scelto in base a valori di letteratura, qualora non fossero svolte indagini in merito (nelle NTC si propone un valore pari a 0,04);
- w peso specifico della muratura, scelto in funzione della tipologia. Il valore viene fornito dalla tabella C8A.2.1;
- ϕ angolo critico di lesionamento della muratura, fondamentale per individuare la forma dei cunei coinvolti nel cinematisimo, è l'angolo tra la verticale e la linea di distacco. Si valuta graficamente individuando la linea di frattura più prossima alla verticale tra quelle passanti per i soli giunti di malta. Ne vengono anche forniti dei valori orientativi, in base alla qualità della muratura (al peggiorare della qualità, si restringe il cuneo).

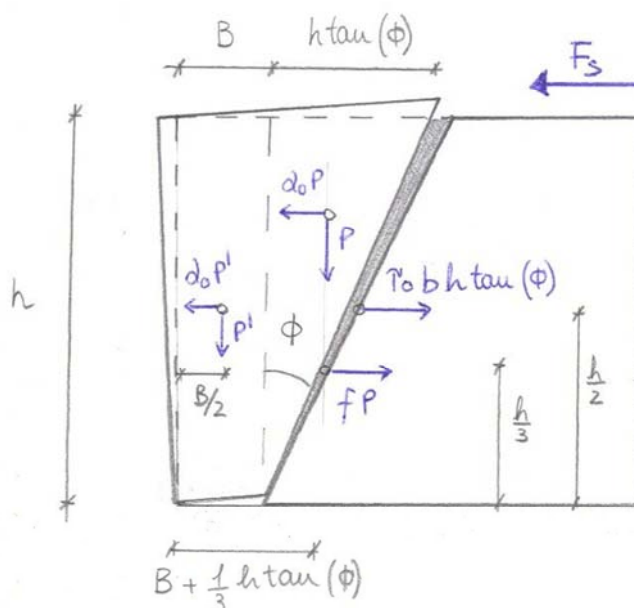
Altri parametri valutati da un'analisi di tipo qualitativo sono:

- IQM indice di qualità muraria, variabile da 0 a 10;
- PD presenza di anelli e qualità dell'ingranamento trasversale della parete muraria (monoliticità).

7.3.2 Forze coinvolte nel meccanismo

Le forze verticali considerate comprendono:

- pesi propri delle porzioni murarie, applicati ai baricentri di ciascun cuneo;
- carichi verticali, ossia peso di solai, volte, coperture ed elementi non strutturali, il cui punto di applicazione coincide col punto di appoggio di tali



porzioni sui macroelementi coinvolti nel cinematismo.

Per tutte queste forze è importante calcolare correttamente il braccio d'azione rispetto alla cerniera attorno alla quale si avrà la rotazione dei blocchi costituenti la catena cinematica.

Invece le forze orizzontali agenti sono:

- azioni sismiche, sono date dai pesi sopra definiti, moltiplicati per un coefficiente α , applicati in direzione orizzontale;
- spinte non inerziali, dovute ad archi, volte e coperture spingenti;
- azioni dei vincoli, forze resistenti che sviluppano i vincoli sollecitati, opponendosi al meccanismo. Non deve essere trascurata la valutazione della resistenza del vincolo stesso (nei casi di rottura della catena stessa e punzonamento della muratura) e della sua corretta disposizione, in quanto, in caso di rottura di un vincolo inefficace, si sviluppano meccanismi diversi;
- forze attrittive, si sviluppano tra le parti in moto relativo e vengono meno al momento del distacco; si ottengono moltiplicando per il coefficiente di attrito f tutte le forze la cui retta d'azione interseca la superficie di distacco;
- forze coesive, dovute alla coesione della malta dei giunti, vengono meno a fessurazione avvenuta. Si ottengono moltiplicando la tensione tangenziale τ_{0d} per la proiezione orizzontale della superficie di rottura;
- altre azioni, comprendono spinte interne e spinte da edifici adiacenti.

Per quanto riguarda le forze attrittive e coesive, esse non vengono prese in considerazione nel caso in cui si scelga di calcolare il moltiplicatore di attivazione α con il Metodo del Principio dei Lavori Virtuali, in quanto forze dissipative. Seguendo il Metodo dell'Equilibrio, invece, cessano di apportare il loro contributo resistente non appena si ha il distacco del blocco murario considerato.

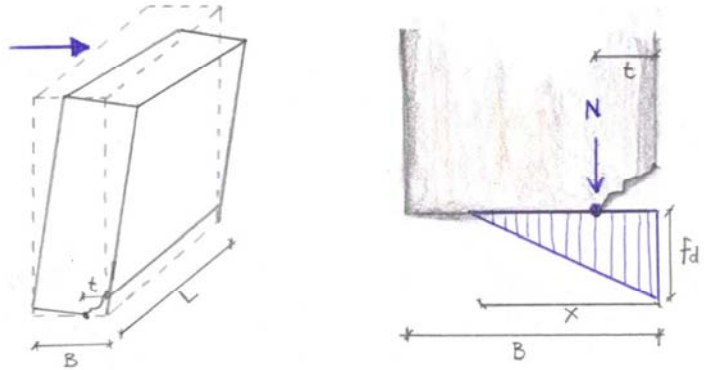
Importanti sono anche le spinte orizzontali derivanti da strutture naturalmente spingenti come archi e volte, assai frequenti nell'edilizia storica, o da difetti di costruzione (come capriate con catene allentate, assestamenti di appoggi o casi di materiale deteriorato). In quest'ultimo caso le spinte vanno eliminate, mentre per archi e volte, essendo necessarie al loro equilibrio, si interviene con sistemi di cerchiatura o tiranti che le assorbono. La valutazione di tali spinte è fondamentale in quanto risultano gravose già in fase statica per la muratura, vulnerabile alle azioni orizzontali, e in caso di azione sismica vanno ad accentuarne l'effetto.

7.3.3 Arretramento cerniere di rotazione

Un'importante considerazione è quella relativa all'arretramento delle cerniere di rotazione. Nel caso ideale, infatti, il blocco rigido ruota attorno ad una cerniera cilindrica corrispondente allo spigolo esterno. Nel caso reale, invece, durante l'evoluzione del meccanismo si ha una concentrazione delle tensioni di compressione in prossimità della cerniera, a causa della riduzione dell'area di appoggio del blocco in rotazione, e, poiché la resistenza a compressione della muratura in realtà non è infinita, si ha rottura dello spigolo stesso. Di conseguenza, va considerata la cerniera cilindrica in posizione arretrata. Per valutare l'entità dell'arretramento, si assume che la cerniera si formi in corrispondenza del baricentro del triangolo delle tensioni, della sezione di rotazione e la posizione di tale baricentro si desume dall'equazione di equilibrio alla traslazione verticale, a seguito riportata:

$$\frac{1}{2} f_d L X = N = \sum P_i$$

$$X = \frac{2N}{L f_d} \rightarrow t = \frac{2 \sum P_i}{3 L f_d}$$



dove:

t baricentro del triangolo delle sezioni, nonché arretramento della cerniera;

$\sum P_i$ sommatoria dei carichi verticali;

L larghezza della parete;

f_d resistenza a compressione di calcolo.

7.4 Calcolo del moltiplicatore di attivazione α_0

Le azioni sismiche orizzontali, come già anticipato, vengono definite moltiplicando i carichi verticali per il coefficiente α e, in particolare, il sisma responsabile dell'attivazione del meccanismo è caratterizzato dal moltiplicatore α_0 .

Due sono gli approcci per il calcolo di α_0 : metodo dell'equilibrio alla rotazione e Principio dei Lavori Virtuali.

7.4.1 Metodo dell'equilibrio

Si basa sul confronto tra momento resistente M_r e momento spingente M_s relativi alla porzione muraria in rotazione considerata.

Equazione generale:

$$M_s = M_r$$

$$\alpha_0 M_s + M_{est} = M_{rc} + M_{ra} + M_{rf}$$

dove:

M_s momento spingente dovuto all'azione sismica;

M_{est} momento dovuto alle eventuali azioni esterne, indipendenti dal sisma;

M_{rc} momento resistente dovute alla coesione;

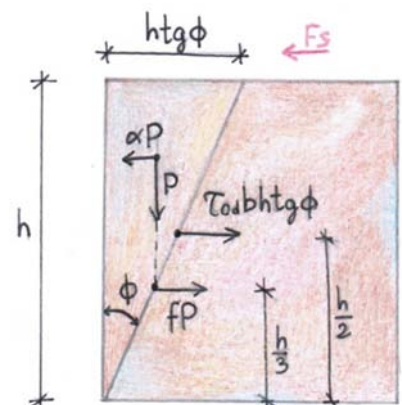
M_{ra} momento resistente dovuto all'attrito;

M_{rf} momento resistente dovuto alla forma del meccanismo.

A seconda della fase del cinematismo (innesco – fessurazione - crisi) sono diversi i contributi al momento resistente.

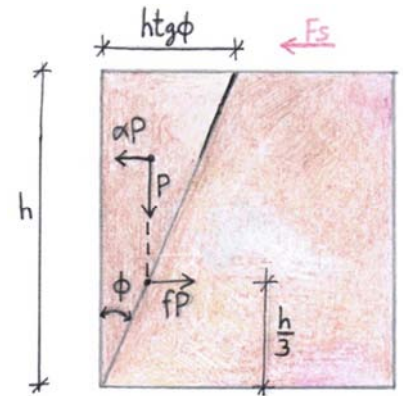
Innesco: essendo il blocco murario non ancora separato, non compare il contributo resistente di forma mentre sono presenti quelli relativi all'attrito e alla coesione. Il moltiplicatore proprio di questa fase, che corrisponde ad una prima lesione in corrispondenza della superficie di distacco, è α_{0i} .

$$\alpha_{0i} M_s + M_{est} = M_{rc} + M_{ra}$$



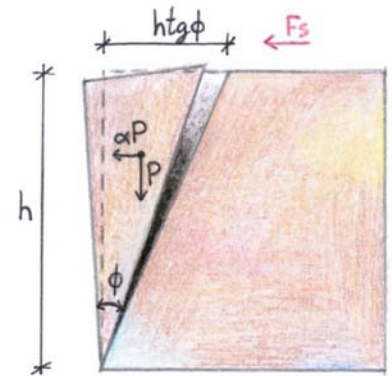
Fessurazione: in questa fase è, appunto, avvenuta la lesione, quindi viene meno il contributo resistente di tipo coesivo e il blocco non si avvale ancora della resistenza di forma. In questo condizione il moltiplicatore di fessurazione è α_{of} , in ogni caso inferiore a quello di innesco.

$$\alpha_{of}M_s + M_{est} = M_{ra}$$



Crisi: si perde il contatto tra i blocchi, dunque l'unico contributo resistente è dato dalla forma della porzione muraria. Il moltiplicatore in questa fase è α_{oc} , che può essere inferiore, uguale o superiore a quello di innesco.

$$\alpha_{oc}M_s + M_{est} = M_{rf}$$



Si assume come moltiplicatore di attivazione il massimo tra quello di innesco e di crisi, noto che quello di fessurazione è inferiore numericamente a quello di innesco.

Il comportamento del meccanismo può essere fragile o duttile.

Il caso fragile si presenta quando il moltiplicatore di crisi è minore di quello di innesco, quindi si ha rottura senza preavviso, o comunque nel caso in cui le tre fasi siano molto ravvicinate.

Il caso duttile, al contrario, si ha quando il moltiplicatore di crisi supera quello di innesco; in tal caso la rottura è anticipata dalla formazione di lesioni e fessure. Quest'ultima modalità di sviluppo del cinematismo è sicuramente preferibile alla prima, per questo gli interventi di consolidamento e riparazione sono volti ad apportare maggior duttilità alla struttura.

7.4.2 Metodo del Principio dei Lavori Virtuali (PLV)

Questo metodo ha il pregio di essere più semplice rispetto al precedente, poiché, nel caso di catene cinematiche complesse, il metodo dell'equilibrio prevede la scrittura di più equazioni. Di contro, non tiene conto dei contributi resistenti di coesione e attrito, in quanto

forze dissipative, ciò, tuttavia, risulta essere in favore di sicurezza. Di fatto, mediante il PLV, si tiene conto del solo contributo di forma.

Considerata una rotazione infinitesima θ_k al generico blocco k, è possibile definire il lavoro virtuale delle forze esterne coinvolte ed eguagliarlo al lavoro virtuale delle forze interne. L'equazione che si ottiene è la seguente:

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{X,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{X,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{Y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi} \quad (C8A.4.1)$$

dove:

n numero delle forze peso applicate;

m numero delle forze peso non direttamente applicate sui blocchi della catena cinematica, le cui masse, per effetto del sisma, generano forze orizzontali sui macroelementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;

o numero forze esterne agenti sulla catena cinematica, non associabili a masse;

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

P_j generica forza peso non direttamente applicata sui blocchi della catena cinematica, la cui massa, per effetto del sisma, generano forze orizzontali sui macroelementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;

F_h generica forza esterna;

$\delta_{x,i}$ spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione di P_i , assunto positivo se concorde al verso dell'azione sismica;

$\delta_{x,j}$ spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione di P_j , assunto positivo se concorde al verso dell'azione sismica;

$\delta_{y,i}$ spostamento virtuale verticale del punto di applicazione di P_i , assunto positivo verso l'alto;

δ_h spostamento virtuale del punto di applicazione di F_h , assunto positivo se discorde al verso della forza;

L_{fi} lavoro di eventuali forze interne.

Come già indicato, con questo metodo non si tiene conto dell'effetto di forze dissipative, come quelle dovute all'attrito e alla coesione.

Con questo metodo si calcola l'equivalente del moltiplicatore α_{0c} di crisi calcolato col Metodo dell'Equilibrio. Solo nel caso in cui i contributi di attrito e coesione risultino particolarmente rilevanti, si avrà, col Metodo dell'Equilibrio, un moltiplicatore di

innesco/fessurazione maggiore di quello di crisi e il PLV ne fornirà uno minore, che sarà comunque a favore di sicurezza.

7.5 Calcolo dell'accelerazione di attivazione a_0^*

La verifica di sicurezza da svolgere è in termini di azione sismica, quindi di accelerazione. Per questo motivo è necessario calcolare un'ulteriore grandezza, l'accelerazione di attivazione del meccanismo a_0^* . È intesa come l'accelerazione in grado di produrre l'attivazione del meccanismo, applicata alle masse che ne fanno parte, indipendentemente dalla quota a cui si trovano.

Il passaggio da α_0 a a_0^* avviene tramite le formule riportate in Circolare n.617 del 2009:

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i}^2}$$

$$e^* = \frac{g M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i}$$

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC}$$

dove:

g accelerazione di gravità;

e^* frazione di massa partecipante, rapporto tra il peso delle masse partecipanti e il peso totale degli elementi coinvolti nel cinematismo;

FC fattore di confidenza;

$m+n$ numero delle forze peso P_i applicate;

$\delta_{x,i}$ spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione di P_i ;

M^* massa partecipante al cinematismo.

La massa partecipante M^* viene calcolata considerando gli spostamenti associati al cinematismo, come se fossero una forma modale, e coincide effettivamente con la massa totale del sistema quando essa è concentrata in un unico punto. Ciò deriva dalla dinamica dei sistemi, infatti si ipotizza di ricondursi al caso di un oscillatore equivalente a un grado di libertà, per poter confrontare l'accelerazione a_0^* con l'accelerazione sismica spettrale

corrispondente al terremoto di progetto. L'oscillatore equivalente ha la massa eccitata dalla prima forma modale del cinematismo, considerata coincidente con la forma stessa del cinematismo durante il suo movimento.

Invece e^* , frazione di massa partecipante, si calcola come rapporto fra il peso della massa partecipante (M^*g) e il peso della massa totale del sistema.

Infine, dall'espressione per l'accelerazione di attivazione a_0^* si nota come essa possa coincidere con il moltiplicatore d'attivazione α_0 solo nel caso in cui il fattore di confidenza FC e la frazione di massa partecipante e^* siano unitari. Al diminuire della massa partecipante cresce il valore di a_0^* , occorre quindi un sisma di intensità maggiore per attivare il meccanismo.

Nel calcolo di a_0^* compare anche il fattore di confidenza FC, legato al livello di conoscenza del materiale e della geometria dell'elemento murario. Nel caso in cui non si tenga conto della resistenza a compressione della muratura nell'analisi svolta, per esempio nella valutazione dell'arretramento della cerniera, esso viene posto pari al suo valore massimo, 1,35 (relativo al livello di conoscenza minore, LC1).

7.6 Verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita del cinematismo di collasso

La verifica allo Stato limite ultimo di Salvaguardia della Vita di tali cinematismi, non obbligatoria per gli edifici esistenti, può essere svolta nel modo seguente, come indicato nella Circolare n.617 alle Norme tecniche del 2008 (C.8.D.2.3). Si opera una distinzione fra meccanismi che coinvolgono un blocco isolato appoggiato a terra e quelli che interessano uno o più elementi posti a una certa quota. In quest'ultimo caso devono essere svolte entrambe verifiche, al suolo e in quota.

7.6.1 Verifica SLV con accelerazione al suolo

Tale verifica è soddisfatta se l'accelerazione di attivazione a_0^* rispetta la condizione:

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{Vr})S}{q}$$

dove a_g è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto P_{Vr} (in questo caso, relativamente allo SLV, pari al 10%) e della vita di riferimento V_R , come indicato al paragrafo 3.2 delle NTC. S è il prodotto del fattore topografico e stratigrafico del sito in esame e q il fattore di struttura, assunto pari a 2.

7.6.2 Verifica SLV con accelerazione in quota

Questa seconda condizione da verificare tiene conto del fatto che, nel caso in cui il meccanismo avvenga in quota, l'accelerazione sismica risulta amplificata rispetto al livello del suolo.

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q}$$

dove:

T_1 primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata; qualora non fosse disponibile l'analisi modale della struttura, l'NTC fornisce la formula semplificata (nel caso di edifici, palazzi):

$$T_1 = 0,05 H^{3/4}$$

H altezza in metri dell'edificio rispetto alla fondazione;

$S_e(T_1)$ spettro elastico orizzontale in accelerazione (definito al paragrafo 3.2.3.2.1 delle NTC), funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto P_{Vr} e della vita di riferimento V_R , calcolato per il periodo T_1 ;

Z altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi e la struttura. Nel caso di cinematismi con più cerniere si può considerare la media (eventualmente pesata con i pesi dei vari blocchi) delle quote degli assi delle cerniere stesse;

$\psi(Z)$ primo modo di vibrazione dell'edificio nella direzione considerata, in assenza di analisi specifiche può essere assunto pari alla quantità Z/H ;

γ coefficiente di partecipazione modale, in assenza di analisi specifiche può essere calcolato in base al numero N di piani, come:

$$\gamma = 3N/(2N+1).$$

7.7 Analisi cinematica non lineare

Questa analisi, non obbligatoria, tratta l'evoluzione del meccanismo, dopo la sua attivazione, quindi si interessa all'atto di moto vero e proprio. In questo caso la verifica viene condotta in termini di spostamento, nel confronto tra lo spostamento massimo sopportato dalla struttura (capacità) e lo spostamento imposto dal sisma di progetto (domanda).

La due situazioni estreme che delimitano il campo dell'analisi non lineare sono l'attivazione (configurazione iniziale) e la perdita di equilibrio (configurazione spostata limite). Quindi l'analisi parte da una situazione indeformata, in cui l'azione sismica calcolata è quella necessaria ad attivare il cinematismo, per giungere ad una situazione finale in cui tale azione risulta nulla, essendo una configurazione di equilibrio instabile. A partire dall'attivazione si monitora l'entità dello spostamento al calare di α , cioè dell'azione sismica necessaria per avere lo spostamento. Si procede, quindi, nella valutazione dell'azione sismica, tramite il moltiplicatore α , che attiva il meccanismo a partire da una configurazione già deformata: l'evoluzione del meccanismo in moto viene rappresentata in un piano (d, α) dove d_k è lo spostamento di un determinato punto di controllo scelto. Come per l'analisi lineare, si effettua il passaggio da α a un valore di accelerazione a^* , in modo da effettuare la verifica in un piano (d^*, a^*) in cui si confronta la domanda con la curva di capacità del sistema equivalente a 1 grado di libertà.

L'analisi non lineare permette di fare verifiche agli stati limite SLV e SLD (quest'ultimo comunque si svolge come nel caso dell'analisi lineare).

Le fasi della verifica sono:

- individuazione e modellazione del meccanismo; (come analisi lineare)
- calcolo del moltiplicatore di attivazione α_0 ; (come analisi lineare)
- scelta del punto di controllo k ;
- calcolo dello spostamento $d_{k,0}$, per il quale si annulla α ;
- conversione di $d_{k,0}$ in d^*_0 e di α_0 in a^*_0 ;
- costruzione della curva di capacità nel piano (a^*, d^*) ;
- valutazione spostamento ultimo d^*_u ;
- calcolo del periodo secante T_s ;
- verifica vera e propria.

7.7.1 Scelta del punto di controllo k

In genere si assume coincidente col baricentro del sistema di forze peso degli elementi in movimento, altrimenti può essere fissato dal progettista in corrispondenza di punti di interesse per fenomeni da monitorare.

7.7.2 Calcolo dello spostamento $d_{k,0}$

E' lo spostamento che si ottiene dalla scrittura del PLV, imponendo $\alpha = 0$, ricavando quindi l'incognita $\theta_{k,0}$, rotazione virtuale necessaria a raggiungere la condizione finale di equilibrio instabile.

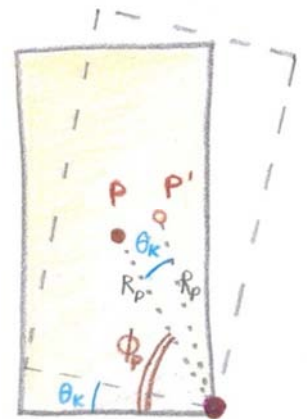
Si considera come punto di controllo il baricentro del blocco e si impone una rotazione virtuale θ_k , con riferimento alla figura.

$$R_p = \sqrt{X_p^2 + Y_p^2}$$

$$\phi_p = \arctg\left(\frac{Y_p}{X_p}\right)$$

$$\delta_{XP'} = R_p \sin(\phi_p + \theta_k)$$

$$\delta_{YP'} = R_p \cos(\phi_p + \theta_k)$$



Si applica il Principio dei Lavori Virtuali:

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{X,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{X,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{Y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L f_i \quad (C8A.4.1)$$

che, annullando α_0 , si può scrivere nella seguente forma:

$$\sum_{i=1}^n P_i \delta_{Y,i} + \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = 0$$

esprimendo gli spostamenti in funzione dell'angolo infinitesimo, l'unica incognita dell'equazione è l'angolo $\theta_{k,0}$.

Nel caso di configurazioni semplici, per esempio un unico blocco che si ribalta, questa rotazione è quella necessaria a portare il baricentro delle forza peso (o delle forze agenti sul blocco), sulla verticale della cerniera di rotazione.

Noto θ_k , si calcola lo spostamento $d_{k,0}$ corrispondente al raggiungimento dell'equilibrio instabile:

$$d_{k,0} = X_k' - X_k$$

Per un approccio semplificato, considerando costanti le azioni coinvolte nel meccanismo, si può considerare la curva di capacità ottenuta come una retta di equazione:

$$\alpha = \alpha_0 (1 - d_k / d_{k,0})$$

Tale retta si ottiene collegando i punti di coordinate note: $(\alpha_0, 0)$ e $(0, d_{k,0})$.

7.7.3 Conversione di $d_{k,0}$ in d^*_0 e di α_0 in a^*_0

Si trasforma ora la curva di capacità scritta in termini di α - d_k in una riferita ad un sistema equivalente ad un grado di libertà scritta in termini di a^* - d^* . Il passaggio $\alpha \rightarrow a^*$ avviene come per l'analisi lineare.

$$d^* = d_k \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i}^2}{\delta_{X,K} \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i}}$$

$$a^* = \frac{\alpha g}{e^* FC}$$

dove:

$n+m$ è il numero delle forze peso P_i applicate, la cui massa, per effetto dell'azione

sismica, genera delle forze orizzontali sulla catena cinematica;

$\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione della forza P_i ;

$\delta_{x,k}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di controllo K.

Gli altri valori sono già stati definiti per l'analisi lineare.

7.7.4 Curva di capacità $a^* - d^*$

Dal passaggio $\alpha \rightarrow a^*$ e $d_{k,0} \rightarrow d^*_0$ si ottengono i punti di coordinate note: $(a^*_0, 0)$ e $(0, d^*_0)$ con i quali si individua la retta:

$$a^* = a^*_0 (1 - d^* / d^*_0)$$

Tale curva descrive tutta l'evoluzione del meccanismo, con i progressivi spostamenti e l'accelerazione necessaria a continuare il movimento.

7.7.5 Valutazione dello spostamento ultimo d_u^*

Lo spostamento ultimo, per definire di quanto è in grado di spostarsi la struttura prima del collasso, corrisponde al minore tra gli spostamenti:

- il 40 % dello spostamento d_0^* , per cui si annulla l'accelerazione spettrale valutata in una curva in cui si considerino solo le azioni presenti fino al collasso;
- spostamento fissato dal progettista per evitare fenomeni incompatibili con la stabilità della costruzione (es. sfilamento travi dei solai).

La capacità della struttura viene definita appunto come d_u^* nel caso di verifica allo SLV o direttamente come a_0^* allo SLD.

7.7.6 Calcolo del periodo secante T_s

Si confronta d_u^* spostamento ultimo con la domanda ottenuta dallo spettro di spostamento, in corrispondenza del periodo secante T_s , corrispondente alla condizione ultima della parete.

Per il calcolo di T_s vanno preliminarmente calcolati lo spostamento d_s^* e l'accelerazione a_s^* , le cui espressioni sono fornite in normativa:

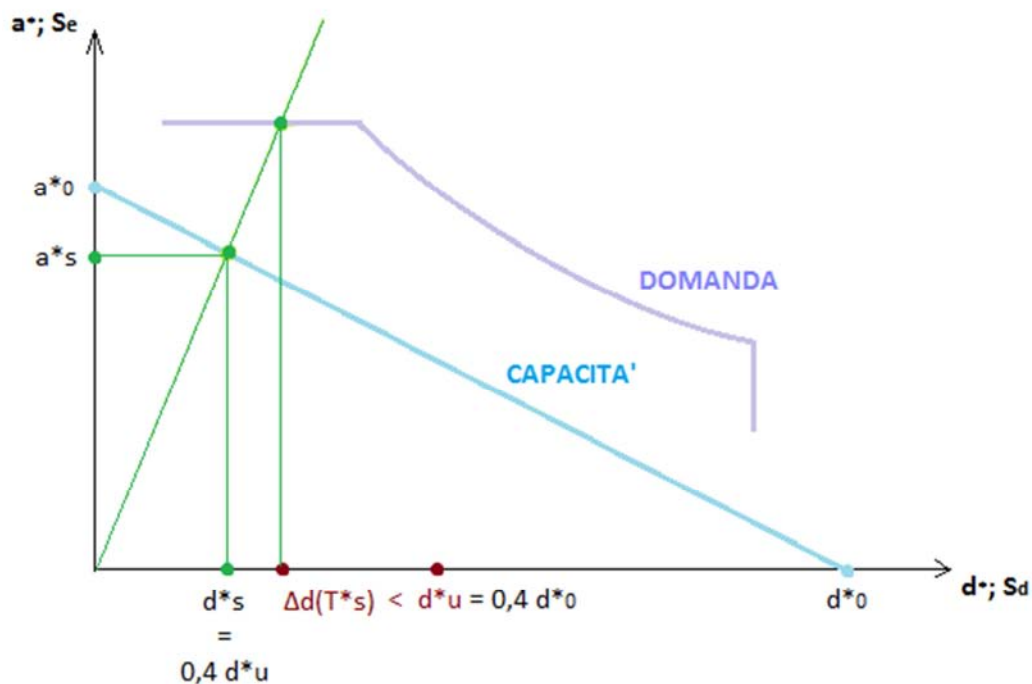
$$d_s^* = 0,4 d_u^*$$
$$a_s^* = a_0^* (1 - d_s^* / d_0^*)$$

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

dove bisogna esprimere l'accelerazione in m/s^2 .

Si rappresenta graficamente il confronto nel piano ADRS (*Acceleration Displacement Response Spectrum*), nel caso rappresentato la verifica risulta soddisfatta. La conversione avviene tramite la formula:

$$S_d = S_e (T/2\pi)^2$$



7.7.7 Verifica SLV

Anche in questo caso si differenziano la situazione in quota e al livello del terreno, come per il caso dell'analisi lineare.

Al suolo

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s)$$

$$S_{De}(T) = S_e(T) \times \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2$$

dove $S_{De}(T_s)$ è lo spettro di risposta elastico in spostamento, ricavato dallo spettro elastico in accelerazione come indicato nella seconda espressione riportata, valutato in corrispondenza di T_s .

In quota

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

dove i vari parametri sono già stati definiti in precedenza. Questa è l'espressione fornita dalle NTC come "approssimazione accettabile" per tener conto dello spettro di risposta in spostamento in quota.

8. Tipologie di cinematismi considerate

Come già detto, gli edifici storici in muratura sono interessati da una serie di cinematismi tipici, dovuti essenzialmente a carenze nelle connessioni con gli orizzontamenti e fra pareti ortogonali e alla presenza di spinte non bilanciate di archi e volte.

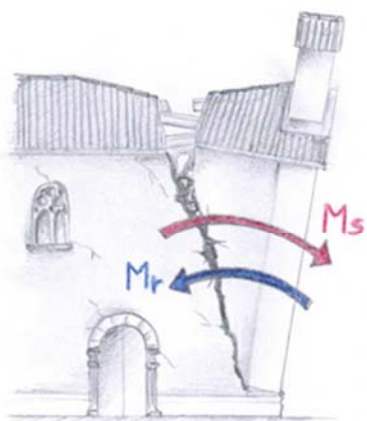
Di seguito si trattano i vari cinematismi considerati per la Torre degli Sposi, essi comprendono:

- ribaltamento semplice di parete;
- ribaltamento di parete monolitica;
- ribaltamento di cantonale;
- flessione verticale di parete monolitica.

8.1 Ribaltamento semplice di parete

Questo cinematismo consiste in una rotazione di porzioni di pareti o intere facciate attorno ad un asse orizzontale posto alla base di esse. Si manifesta soprattutto nel caso in cui manchino una copertura sommitale in grado di trattenere le pareti e un buon immorsamento con le pareti laterali ortogonali, così infatti viene meno il comportamento scatolare che permette un'efficace risposta globale dell'edificio alla sollecitazione sismica. Un ribaltamento simile è inoltre incoraggiato nel caso in cui vi siano archi e volte spingenti non contrastati, catene e cordoli assenti o inefficaci, orizzontamenti non rigidi, muratura a sacco o deteriorata.

Fenomeni tipici che ne dimostrano l'attivazione sono fessurazioni verticali in corrispondenza dell'immorsamento con le pareti adiacenti, fuori piombo e sfilamento di travi.



Si sceglie di calcolare il moltiplicatore di attivazione α secondo il Metodo dell'Equilibrio. Si eguaglia quindi il momento stabilizzante o resistente M_R , dato dalle forze peso, e quello instabilizzante o spingente M_S , dato dalle

spinte fuori piano orizzontali e dai pesi propri moltiplicati per il coefficiente incognito α .

Momento resistente (o stabilizzante):

$$M_R = \sum_{i=1}^n W_i \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{vi} d_{vi} + \sum_{i=1}^n P_{si} d_i + \sum_{i=1}^n T_i h_i$$

Momento spingente (o instabilizzante):

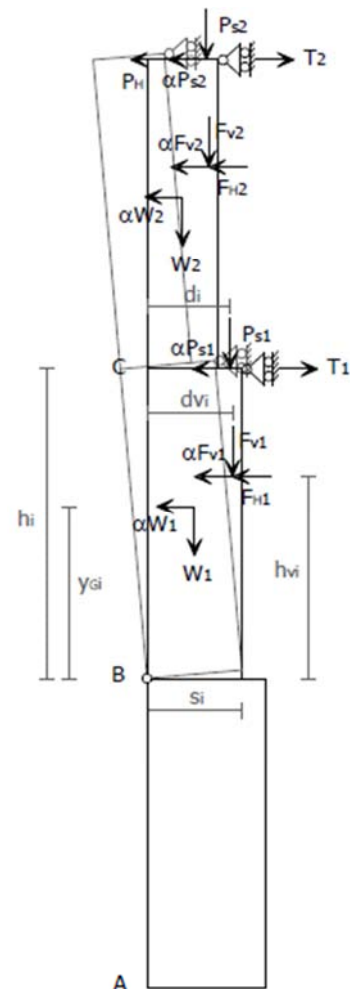
$$M_S = \alpha \left[\sum_{i=1}^n W_i y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{vi} h_{vi} + \sum_{i=1}^n P_{si} h_i \right] + \sum_{i=1}^n F_{hi} h_{vi} + P_h h_i$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{vi} d_{vi} + \sum_{i=1}^n P_{si} d_i + \sum_{i=1}^n T_i h_i - \sum_{i=1}^n F_{hi} h_{vi} - P_h h_i}{\sum_{i=1}^n W_i y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{vi} h_{vi} + \sum_{i=1}^n P_{si} h_i}$$

dove:

- W_i peso proprio dell' i -esimo elemento della catena cinematica;
- s_i spessore dell' i -esimo elemento della catena cinematica ($s_i/2$ è il braccio orizzontale della forza peso W_i rispetto alla cerniera);
- y_{Gi} quota del baricentro dell' i -esimo blocco di muratura coinvolto, rispetto alla cerniera;
- F_{vi} componente verticale dell' i -esima forza F_i agente;
- F_{hi} componente orizzontale dell' i -esima forza F_i agente;
- d_{vi} braccio orizzontale della generica forza F_i agente, rispetto alla cerniera;
- h_{vi} quota di applicazione della F_{vi} rispetto alla cerniera;
- P_{si} i -esimo peso proprio di solaio;
- P_h generica spinta orizzontale;
- d_i braccio orizzontale dell' i -esimo peso proprio di solaio, rispetto alla cerniera;
- T_i i -esima forza di trattenuta esercitata da una catena o tirante;
- h_i quota di applicazione della generica forza F_i , rispetto alla cerniera.



8.2 Ribaltamento semplice di parete monolitica

In questo caso si ha un ribaltamento simile a quello visto sopra, con la differenza che interessa un'unica parete, in genere una porzione sommitale di facciata o elementi sporgenti in copertura, come i merli nel caso analizzato. Anche in questo caso il moltiplicatore α si calcola con un equilibrio alla rotazione.

Momento resistente (o stabilizzante):

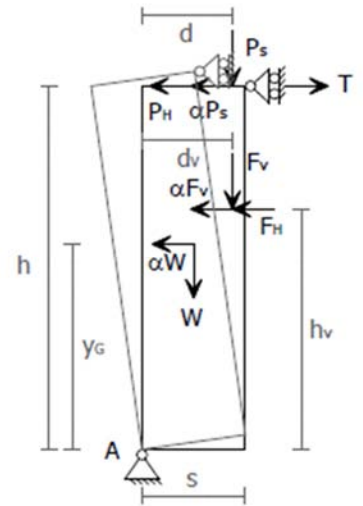
$$M_{R(A)} = W \frac{s}{2} + F_V d_V + P_S d + Th$$

Momento spingente (o instabilizzante):

$$M_S = \alpha [Wy_G + F_V h_V + P_S h] + F_h h_V + P_h h$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{W \frac{s}{2} + F_V d_V + P_S d + Th - F_h h_V - P_h h}{Wy_G + F_V h_V + P_S h}$$



dove:

W peso proprio dell'elemento;

s spessore dell'elemento ($s/2$ è il braccio orizzontale della forza peso W rispetto alla cerniera);

y_G quota del baricentro del blocco di muratura coinvolto, rispetto alla cerniera;

F_V componente verticale delle generica forza F agente;

F_h componente orizzontale delle generica forza F agente;

d_V braccio orizzontale della forza verticale agente, rispetto alla cerniera;

h_V quota di applicazione della generica forza F rispetto alla cerniera;

P_S peso proprio di solaio/copertura;

d braccio orizzontale di P_S , rispetto alla cerniera;

T forza di trattenuta esercitata da una catena o tirante;

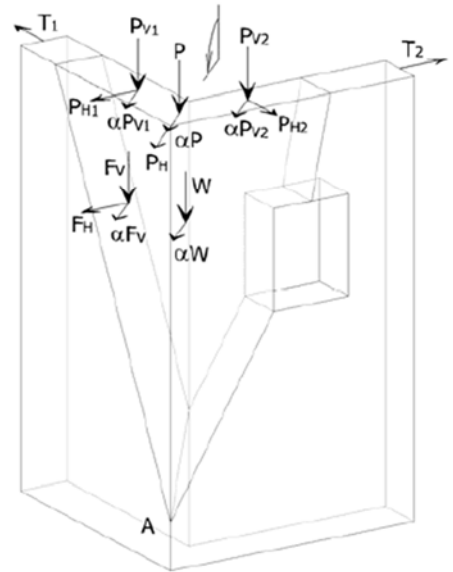
h quota di applicazione di T e P_S , rispetto alla cerniera, pari all'altezza del blocco.

8.3 Ribaltamento del cantonale

Questo cinematismo implica una rotazione rigida di un cuneo di muratura, comprendente porzioni di pareti fra loro ortogonali, intorno al suo punto di base. La rotazione avviene verso l'esterno, attorno ad un asse a 45° rispetto alle due pareti convergenti del cantonale.

La frattura avviene con fessure con andamento diagonale, il cui tracciato può essere dedotto da un quadro fessurativo preesistente o vincolato dalla presenza di aperture nelle pareti, dai cui angoli spesso si propagano le fessure.

Dall'equilibrio si ricava il moltiplicatore di collasso come segue:



Momento resistente (o stabilizzante):

$$M_R = Wx_G + F_V d_V + P d_P + P_{V1} d_{V1} + P_{V2} d_{V2} + (T'_1 + T'_2) h$$

Momento spingente (o instabilizzante):

$$M_S = \alpha [W y_G + F_V h_V + (P + P_{V1} + P_{V2}) h] + F'_h h_V + (P'_h + P'_1 + P'_2) h$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{E}{W y_G + F_V h_V + (P + P_{V1} + P_{V2}) h}$$

in cui il termine E corrisponde a:

$$E = W x_G + F_V d_V + P d_P + P_{V1} d_{V1} + P_{V2} d_{V2} + (T'_1 + T'_2) h - F'_h h_V - (P'_h + P'_1 + P'_2) h$$

dove:

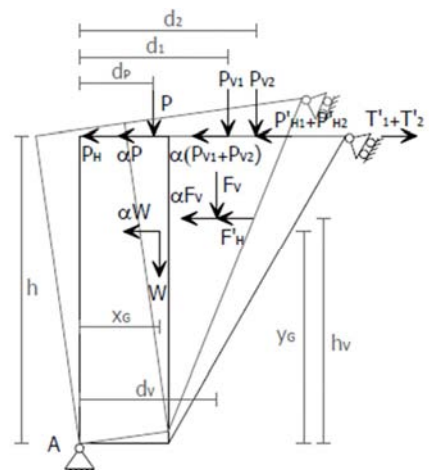
W peso proprio dell'elemento;

x_G braccio orizzontale, lungo la direzione di ribaltamento, di W.

y_G quota di applicazione di W, rispetto alla cerniera;

F_V componente verticale delle generica forza F agente;

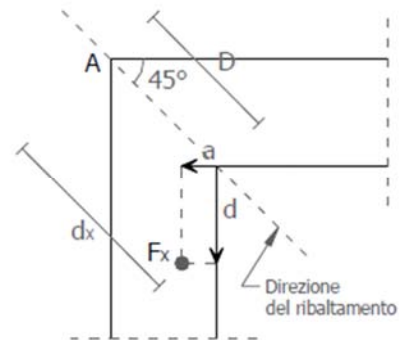
F'_h componente orizzontale delle generica forza F agente, proiettata nella direzione di ribaltamento;



- d_v braccio orizzontale della forza F , lungo la direzione di ribaltamento, rispetto alla cerniera;
- h_v quota di applicazione della forza F , rispetto alla cerniera;
- P generica forza verticale, gravante all'intersezione delle due pareti costituenti il cantonale;
- P_{vi} generica forza verticale, gravante su una delle due pareti costituenti il cantonale ($i = 1,2$);
- P_h generica forza orizzontale, applicata all'intersezione delle due pareti costituenti il cantonale, lungo la direzione di ribaltamento;
- P'_{hi} generica forza orizzontale, applicata su una delle due pareti costituenti il cantonale ($i = 1,2$), proiettata lungo la direzione di ribaltamento;
- h quota di applicazione delle forze P, P_{vi}, P_h, P'_{hi} , pari all'altezza totale del cantonale;
- T'_i forza di trattenuta esercitata da una catena o tirante in una delle due pareti costituenti il cantonale ($i = 1,2$), proiettata lungo la direzione di ribaltamento;
- d_i braccio orizzontale dell' i -esima forza verticale agente rispetto alla cerniera, calcolato come:

$$d_x = D + \sqrt{2}/2(d - a)$$

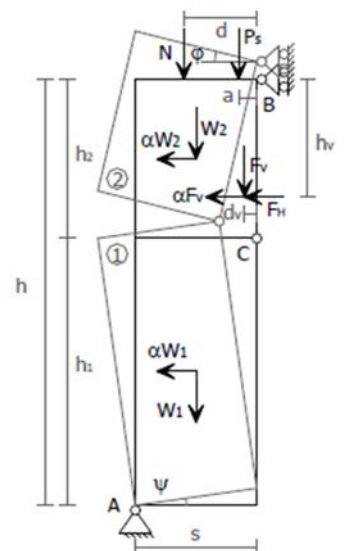
dove D, d e a si possono dedurre dalla figura a lato.



8.4 Flessione verticale di parete monolitica

In questo caso si considera una parete compresa fra due solai (un unico piano), che viene divisa in due blocchi dalla formazione di una fessura orizzontale. I blocchi ruoteranno attorno a un asse in corrispondenza di tale fessura, per effetto di azioni fuori dal piano. Un meccanismo simile è frequente quando siano presenti a livello dei due solai delle catene o altri elementi di trattenuta che bloccano i ribaltamenti fuori dal piano. Inoltre è favorito dalla presenza di muratura a sacco, paramenti mal collegati, spinte intermedie di varia natura.

Si risolve il problema di determinare il moltiplicatore α impiegando il Principio dei Lavori Virtuali, di cui si scrive l'equazione:



$$\alpha[W_1\delta_{1x} + W_2\delta_{2x} + F_V\delta_{Vx}] + F_H\delta_{Vx} = W_1\delta_{1y} + W_2\delta_{2y} + F_V\delta_{Vy} + N\delta_{Ny} + P_S\delta_{Py}$$

dove:

W_i peso dell'i-esimo blocco di parete ($i = 1,2$);

δ_{ix} spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione di W_i ;

δ_{iy} spostamento virtuale verticale del punto di applicazione di W_i ;

F_V componente verticale della generica forza F ;

F_H componente orizzontale della generica forza F ;

δ_{vx} spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione di F ;

δ_{vy} spostamento virtuale verticale del punto di applicazione di F ;

N carico verticale agente in sommità;

δ_{Ny} spostamento virtuale verticale del punto di applicazione di N ;

P_S peso proprio del solaio/copertura;

δ_{Py} spostamento virtuale verticale del punto di applicazione di P_S .

Essendoci due incognite nel problema, α e la quota della fessura fra i due blocchi, si ricava il valore di α al variare di un termine μ , dipendente dalla quota incognita:

$$\alpha = 2 \frac{(\mu-1)(P_S a + Nd + F_V d_V - F_H h_V) + s(W + N + P_S + F_V)}{(\mu-1) \left(W \frac{h}{\mu} - 2F_V h_V \right)}$$

con queste espressioni valide:

$$h_1 = \frac{\mu-1}{\mu}; \quad h_2 = \frac{h}{\mu}; \quad W_1 = \frac{W}{\mu}; \quad W_2 = \frac{\mu-1}{\mu}W$$

Il minor valore di α ottenibile dalla relazione sopra sarà quello utilizzato per la verifica. Il termine μ ad esso associato indica la posizione della fessura che fra tutte avrà maggiore probabilità di formarsi, cioè quella che necessita della minore accelerazione di attivazione.

9. Analisi cinematiche lineari svolte

9.1 Ipotesi introduttive e caratteristiche dell'azione sismica

Si riportano le assunzioni fatte, comuni a tutti i casi analizzati:

Fattore confidenza	FC = 1,35
Fattore di sicurezza materiale	$\gamma_M = 2$
Fattore di struttura	q = 2
Altezza edificio	H = 27 m
Numero piani	N = 5
Peso specifico muratura	1800 daN/mc

9.1.1 Parametri spettrali

Le caratteristiche dell'azione sismica relative al sito esaminato (Mantova, MN) sono le seguenti:

Accelerazione a_g	(g)	0,092		
Amplificazione F_0	(adim)	2,556		
Periodo T^*c	(sec)	0,305		
Tipo terreno		<input type="text" value="C"/>		
Categoria topogr.		<input type="text" value="T1"/>		
Smorzamento η	(adim)	1		
C_c		1,554		
Coefficiente S_T	(adim)	1		
Coefficiente S_S	(adim)	1,50	Periodo edificio T_1	(sec) 0,2148
Coefficiente S	(adim)	1,50		
			$S_e(T_1)$	(g) 0,353
Periodo T_B	(sec)	0,16	$S_e(T_1)$	(m/sec ²) 3,460
Periodo T_C	(sec)	0,474		
Periodo T_D	(sec)	1,968	$S_{De}(T_1)$	(m) 0,004

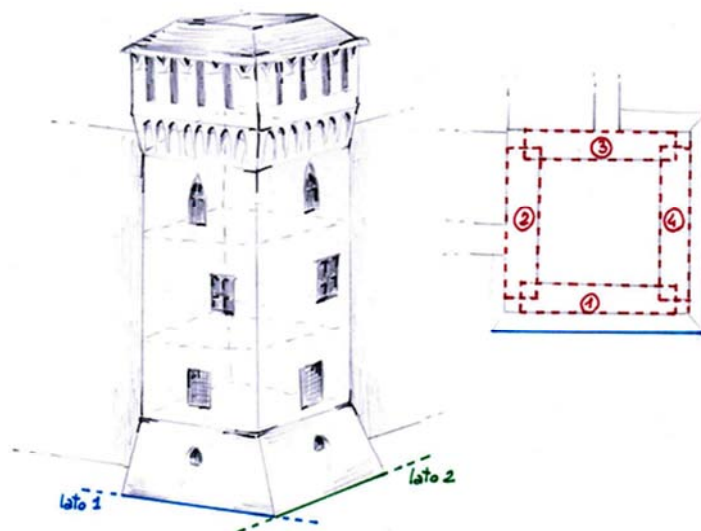
Per quanto riguarda il periodo relativo al primo modo di vibrare della struttura, si vedano in seguito le considerazioni che hanno portato al suo calcolo.

9.1.2 Geometria degli elementi strutturali

Dai dati forniti da rilievi geometrici sulla torre sono state ricavate le informazioni riguardo il volume e l'esatta geometria delle pareti ad ogni piano, di cui si riporta un resoconto in tabella:

	lato	L [m]	H [m]	s [m]
Piano interrato	1	9,66	4,08	2,67
	2	9,68	4,08	1,60
	3	9,70	4,08	1,59
	4	9,72	4,08	2,46
Solaio piano interrato	-	8,06	1,44	7,53
Piano terra	1	9,44	6,23	1,50
	2	9,42	6,23	1,29
	3	9,44	6,23	1,25
	4	9,46	6,23	1,44
Solaio piano terra	-	8,03	1,55	8,08
Piano primo	1	9,45	7,43	1,48
	2	9,36	7,43	1,27
	3	9,43	7,43	1,24
	4	9,46	7,43	1,44
Solaio piano primo	-	8,02	1,30	8,02
Piano secondo	1	9,35	4,82	1,43
	2	9,44	4,82	1,43
	3	9,44	4,82	1,43
	4	9,45	4,82	1,43
Solaio piano secondo	-	8,10	1,55	8,10

	lato	Area [m2]	H [m]
Ultimo livello	1	5,56	3,76
	2	4,12	3,76
	3	5,89	3,76
	4	6,14	3,76
copertura	-	195,99	-

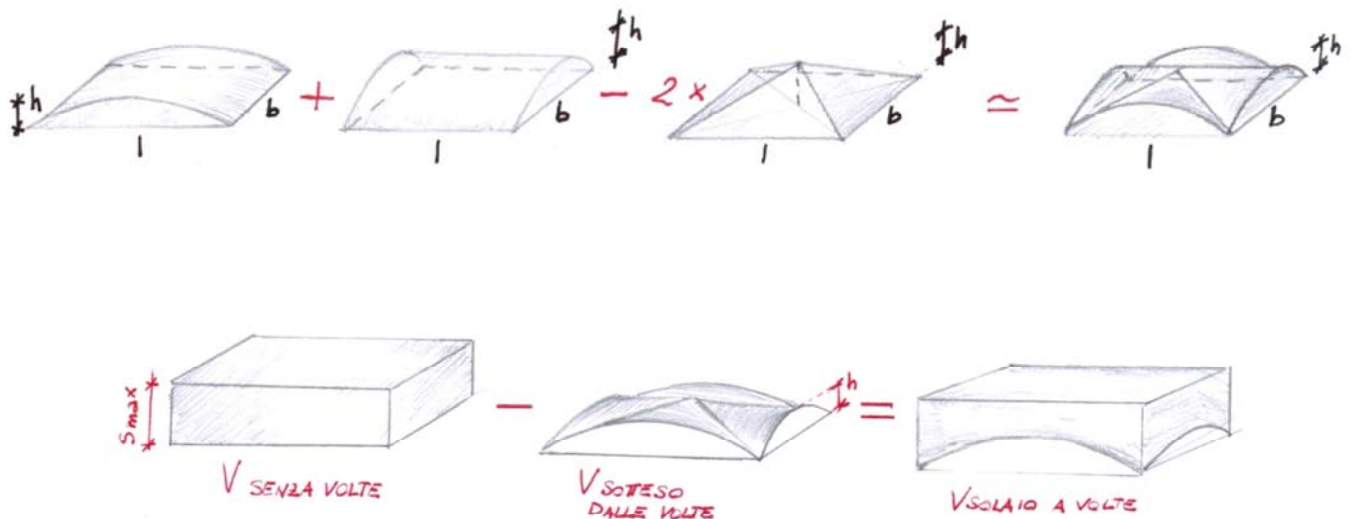


Nota: per quanto riguarda l'ultimo piano della torre, si riportano solo l'area di base e l'altezza dei pannelli murari presenti, essendo presente delle pareti interne con grandi aperture e una fascia più esterna di merli.

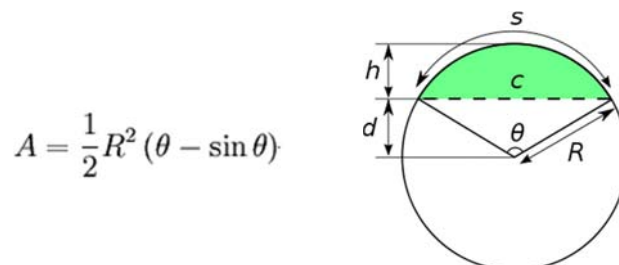
In figura si riporta lo schema in pianta con la numerazione dei lati adottata per le pareti e quella dei due assi delle cerniere di rotazione alla base.

Un'altra importante considerazione va fatta riguardo i solai. Essi sono in muratura con volte a crociera, fatta eccezione per la Camera degli Sposi, trattata in seguito.

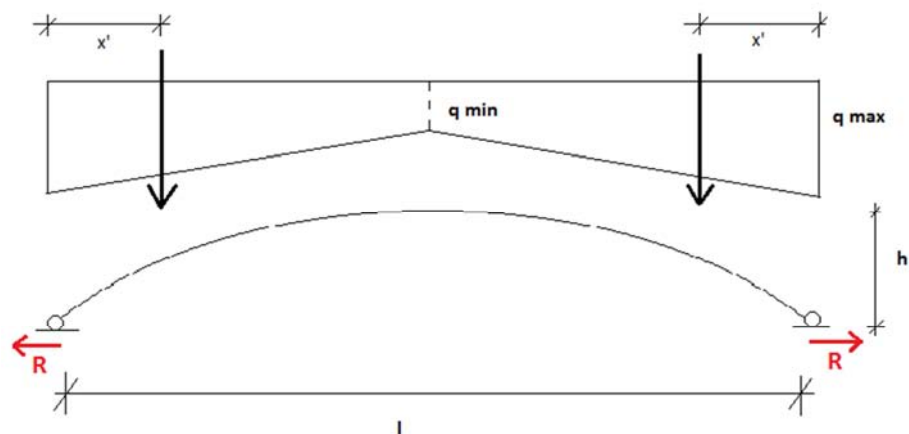
Nella valutazione dei pesi dei solai voltati e del valore delle spinte orizzontali delle volte stesse si è ipotizzata una volta a crociera costituita dall'intersezione di due volte a botte e si è calcolato il volume corrispondente per sottrazione, come schematizzato in figura:



Per quanto riguarda le spinte prodotte sui muri perimetrali da tali volte, si è impiegato lo schema di calcolo ad arco incernierato ribassato per uno degli archi diagonali della volta. Esso infatti non è un arco a tutto sesto ma un segmento circolare, come indicato in figura:

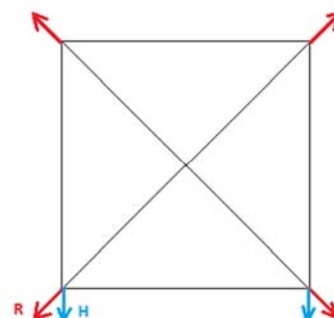


Su tali archi grava un carico distribuito pari a metà del peso del solaio sovrastante. Il carico ha andamento lineare in modo da schematizzare meglio la situazione reale, in cui si ha un minor spessore al colmo della volta.

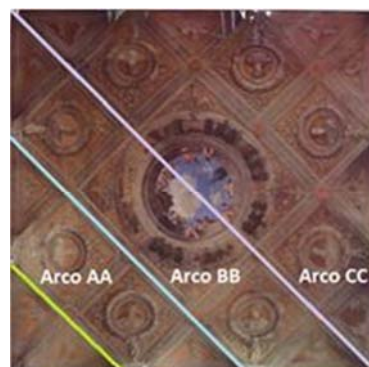


Calcolato il momento in mezzeria, è stato possibile ricavare il valore della spinta R alla base dividendolo per la freccia h. Si sono calcolati anche i valori delle proiezioni delle spinte in direzione parallela ai lati, utili in alcuni cinematismi.

	R [daN]	H [daN]	2H [daN]
Piano interrato	55442	39203	78407
Piano terra	38839	27463	54927
Piano primo	30500	43134	81367
Piano secondo	37389	26438	52876



Per quanto compete la Camera degli Sposi (primo piano), il soffitto presenta una struttura differente dalle precedenti, caratterizzata da un tipo di volta a crociera lunettata. Per quest'ultima si è scelto di calcolare il volume con semplificazioni diverse da quelle adottate agli altri piani. Si individuano tre diversi archi costituenti la volta, indicati in figura. Per ognuno di questi archi si è individuato un carico di forma trapezia via via più articolato passando dall'arco di estensione minore (AA) a quello in corrispondenza della diagonale principale (CC). Si vedano le figure riportate in seguito per le schematizzazioni scelte. Da un primo calcolo approssimato il valore delle spinte risulta pari a quello riportato in tabella sopra.



Grazie alle informazioni geometriche dedotte dai rilievi è stato possibile condurre un calcolo di maggior precisione, utilizzato come riscontro di quello svolto in precedenza. Si è potuto calcolare l'area di influenza del solaio competente ad ogni tipologia di arco, quindi il peso su di esso gravante. Conoscendo la freccia e la lunghezza infine è stato possibile calcolare le spinte esercitate dagli archi sulle pareti.

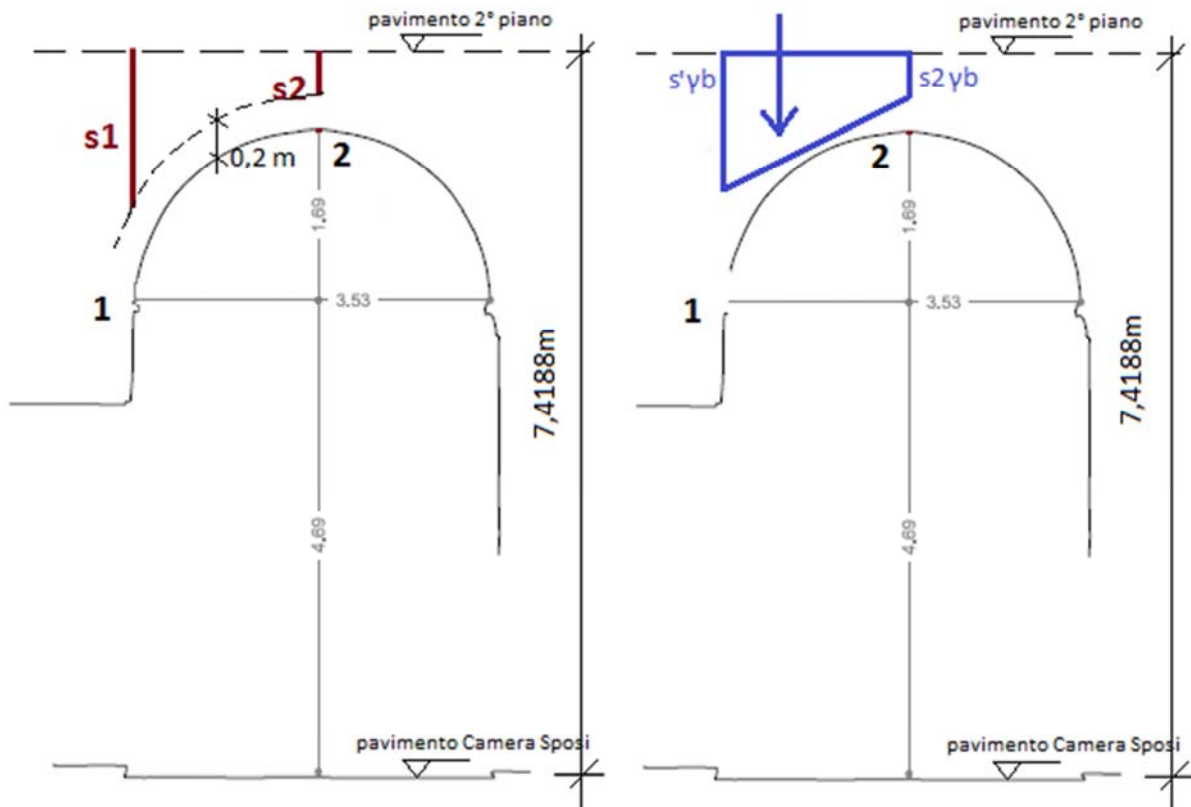
Seguono le tabelle riassuntive del calcolo delle spinte per ogni arco, con lo schema delle grandezze geometriche utilizzate e della disposizione dei carichi distribuiti.

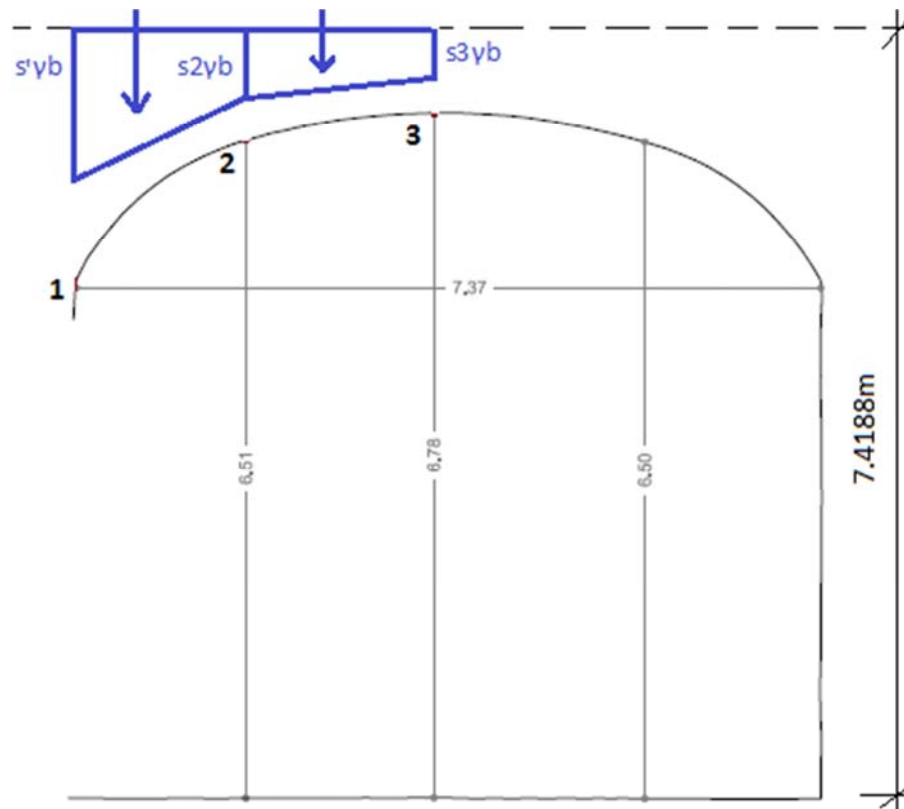
Arco AA

l arco	3,53	m
b	2,75	m

s_1	2,53	m
s_2	0,84	m
f	0,65	m
q_1	12517,56	daN/m
q_2	4152,06	daN/m
V	14710,94	daN
x'	0,73	m
M	10810,70	daNm

Ra	16631,85	daN
	166,32	kN





Arco CC

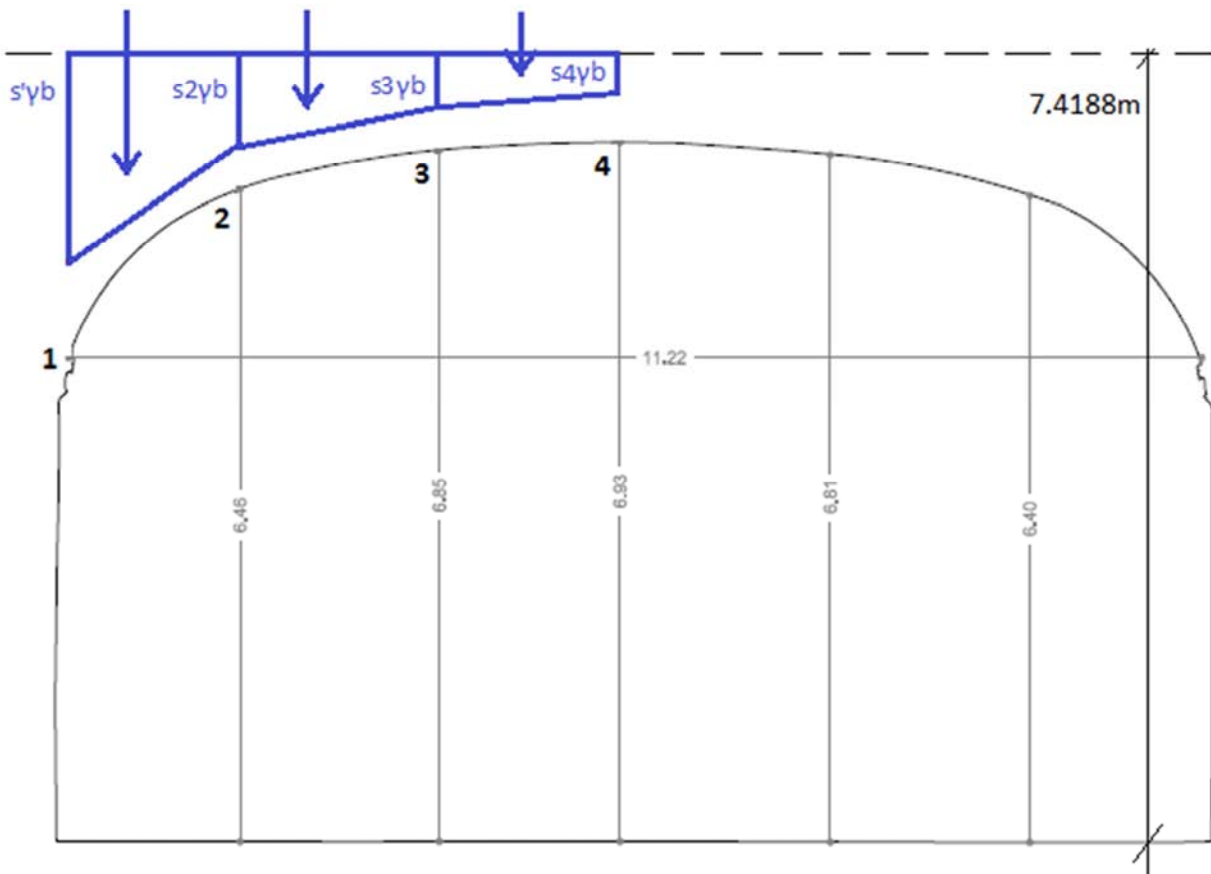
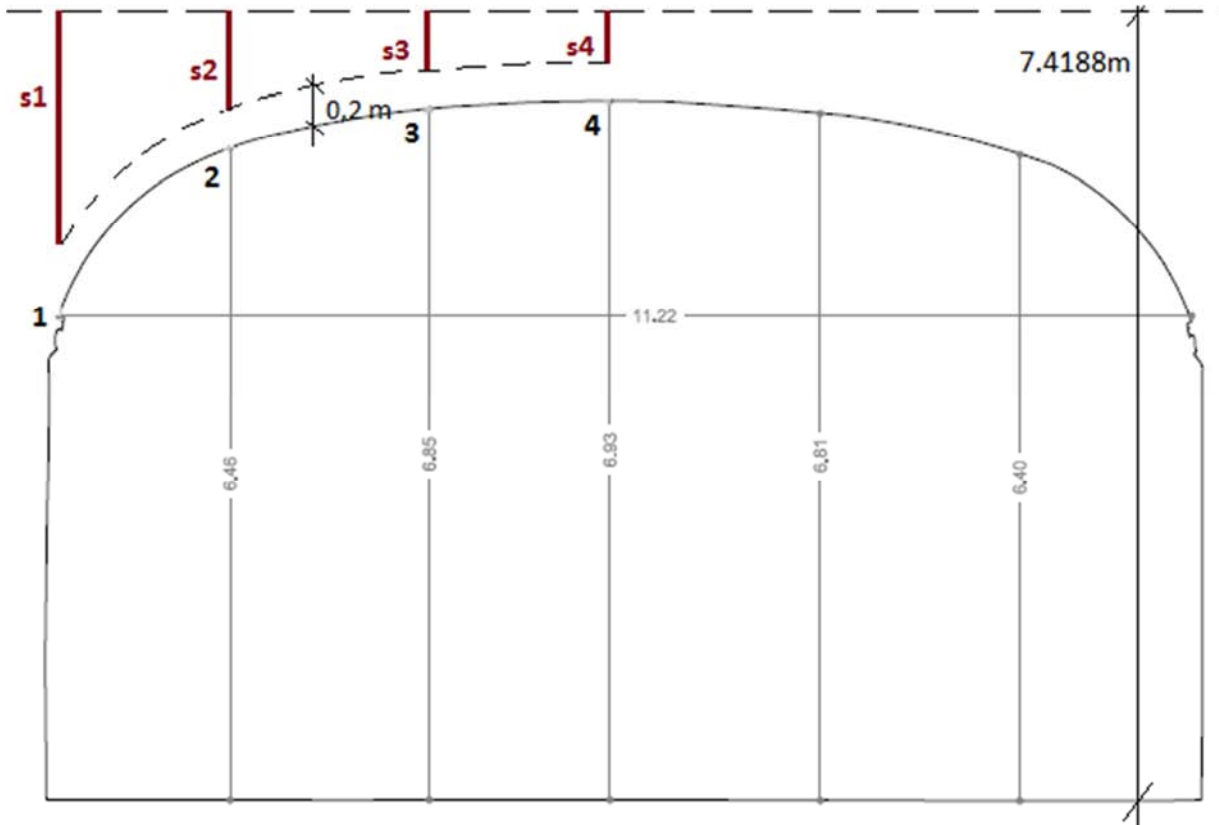
l arco	11,22	m
b	1,95	m

s ₁	2,48	m
s ₂	0,79	m
s ₃	0,39	m
s ₄	0,29	m
f	1,12	m

q ₁	8700,59	daN/m
q ₂	2768,69	daN/m
q ₃	1364,69	daN/m
q ₄	1013,69	daN/m

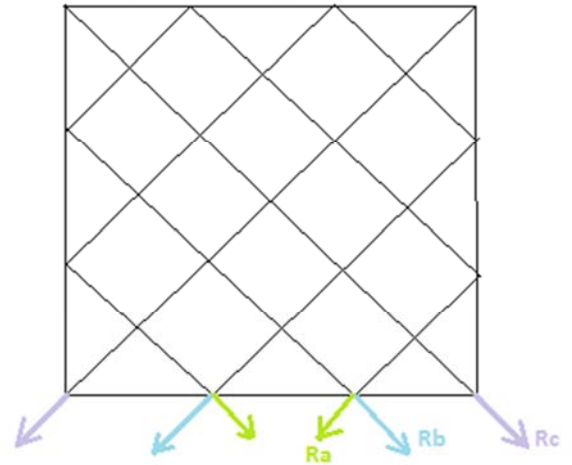
V (ris fra 1 e 2)	10379,69	daN
V (ris fra 2 e 3)	4081,71	daN
V (ris fra 3 e 4)	2301,08	daN
x'(ris trapezio fra 1 e 2)	0,37	m
x'(ris trapezio fra 2 e 3)	2,25	m
x'(ris trapezio fra 3 e 4)	4,24	m
M	22830,10	daNm

Rc	20384,02	daN
	203,84	kN



Una volta calcolate le spinte esercitate da ogni tipologia di arco, sapendo che la singola parete è interessata da due volte la spinta di ogni arco (schema in figura), si può calcolare direttamente la risultante spingente verso l'esterno, in direzione ortogonale alla parete.

Htot	68661,00	daN
	686,61	kN



Questo valore è stato poi diviso ulteriormente per due, avendo ipotizzato che un'unica serie di archi sostenga il peso:

Htot/2	34330,50	daN
	343,31	kN

Nei cinematismi riportati in seguito il valore adottato per le spinte è in ogni caso quello relativo al primo calcolo svolto, maggiormente cautelativo.

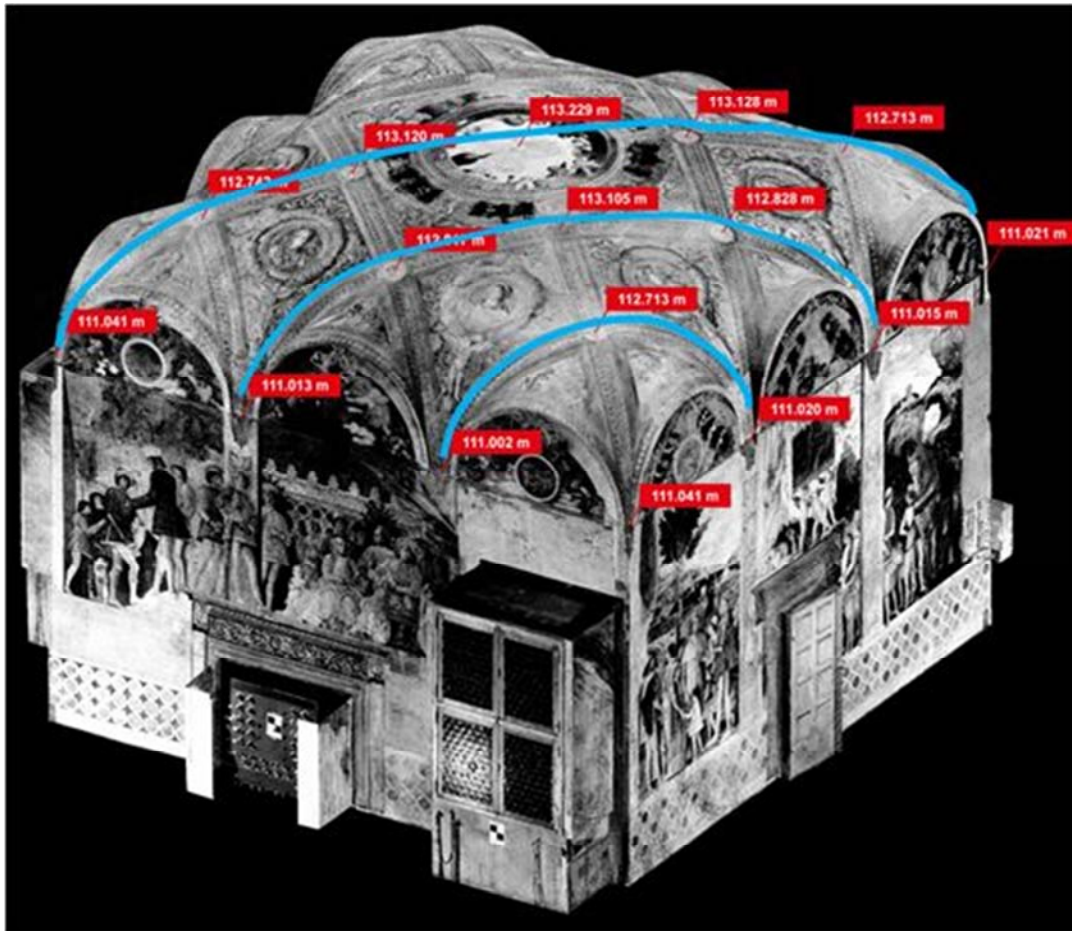
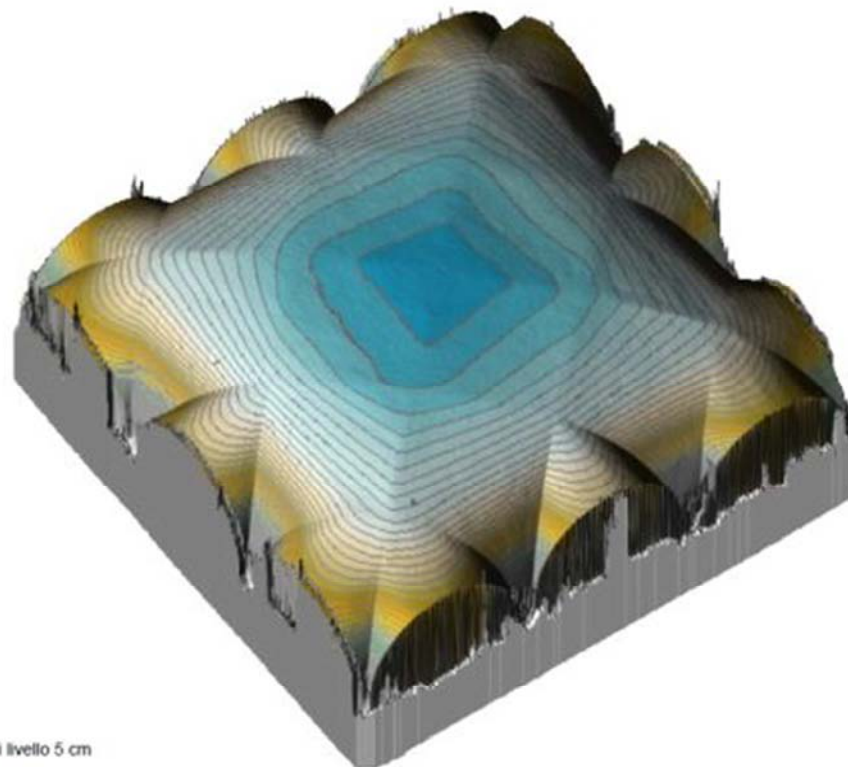


immagine ottenuta con la restituzione della nuvola di punti della camera con evidenziati gli archi diagonali



Curve di livello 5 cm

Vista 3D della volta con indicate le curve di livello

9.1.3 Periodo del primo modo di vibrare della struttura

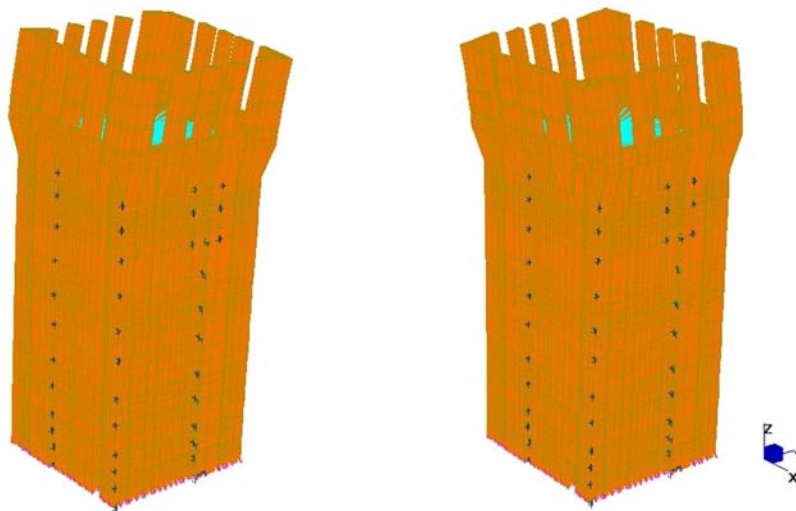
Altra assunzione fatta riguarda il primo periodo di vibrazione della struttura, utilizzato nelle analisi cinematiche. Dapprima si è calcolato tale valore tramite formula semplificata fornita dalle NTC:

$$T_1 = 0,05 H^{3/4} = 0,5922 \text{ s}$$

Per avere un riscontro di tale valore, si sono raccolti i valori forniti da un'analisi *natural frequencies* svolta su diversi modelli della Torre degli Sposi, di cui si disponeva. Le tipologie di modello analizzate differiscono per la presenza o meno della merlatura e di molle nelle zone di contatto con la parte restante del castello, quindi considerando rispettivamente la torre connessa o isolata dal resto del complesso.

I dati ottenuti sono i seguenti:

Tipologia modello		f [Hz]	T [s]
Senza merlatura	molle	3,957	0,2527
	no molle	1,919	0,5211
Con merlatura	molle	4,656	0,2148
	no molle	2,271	0,4403



Sequenze principali del 1° modo di vibrare della struttura.

Pur ricadendo tutti i periodi calcolati nella zona di plateau dello spettro di risposta elastico della struttura, si è utilizzato il minore, evidenziato in tabella, relativo ad un comportamento più rigido.

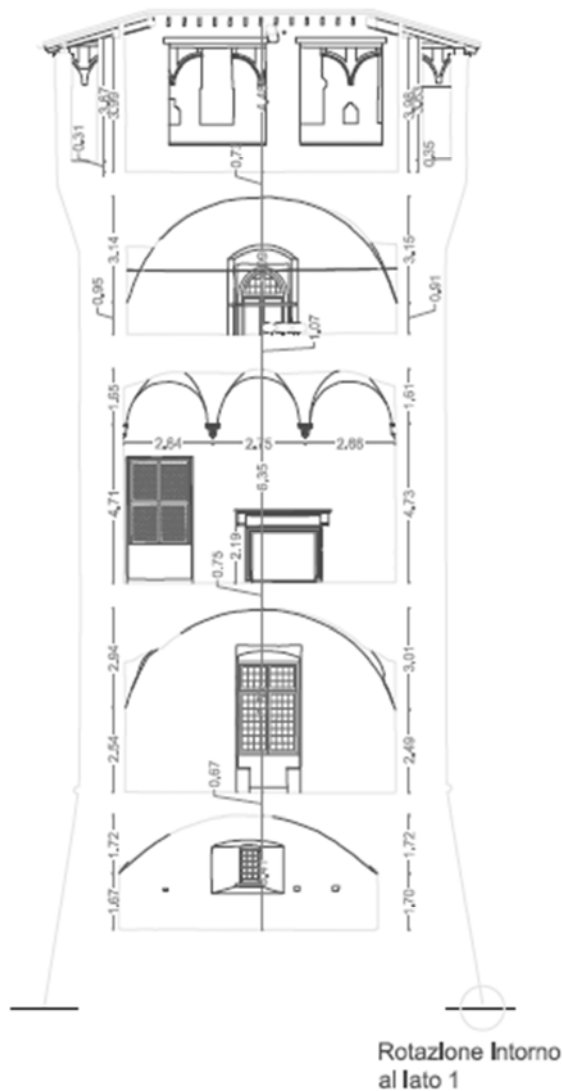
9.2 Analisi svolte

Si riportano in seguito le analisi cinematiche e successive verifiche svolte riguardo la Torre degli Sposi:

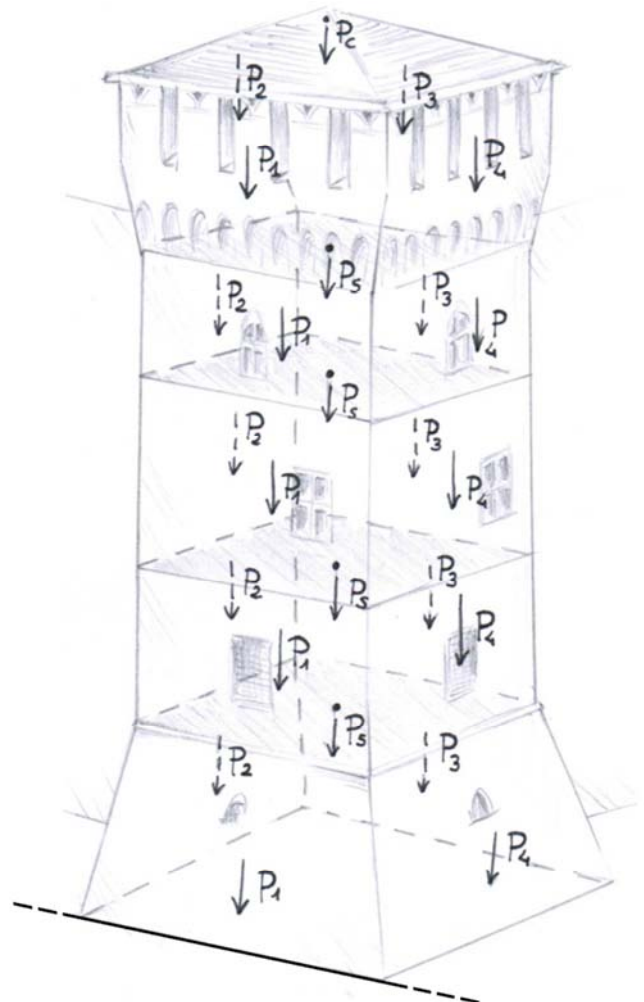
- ribaltamento semplice della torre alla base lato 1;
- ribaltamento semplice della torre alla base lato 2;
- ribaltamento semplice della parete della torre lato 1;
- ribaltamento semplice della parete della torre lato 2;
- ribaltamento del cantonale 1;
- ribaltamento del cantonale 2;
- ribaltamento del cantonale 3;
- ribaltamento semplice della fascia di merlatura lato 1;
- ribaltamento semplice della fascia di merlatura lato 2;
- ribaltamento semplice del singolo merlo;
- flessione verticale di parete monolitica – Primo piano (Camera degli Sposi);
- flessione verticale di parete monolitica – Secondo piano.

9.2.1 Ribaltamento semplice della torre alla base - lato 1

Si riportano in figura lo schema del cinematismo e la disposizione delle forze coinvolte.



Sezione torre



Forze coinvolte nel cinematismo

Si riportano in seguito le forze coinvolte, il moltiplicatore di collasso α_0 delle forze verticali (calcolato dalla relazione d'equilibrio alla rotazione) e la verifica cinematica lineare.

descrizione	G1+G2 daN	X m	Y m	Y Psolai m	Pi Xi	Pi Yi
Parete 1 piano interrato	189319,87	1,34	2,04		252742,03	386212,54
Parete 2 piano interrato	113743,87	6,18	2,04		702368,41	232037,50
Parete 3 piano interrato	113208,13	11,83	2,04		1338969,12	230944,58
Parete 4 piano interrato	175513,52	6,19	2,04		1086867,48	358047,58
Solaio piano interrato	135187,45	6,18	4,08	5,71	835965,38	
Parete 1 piano terra	158790,24	1,82	7,20		288998,24	1142495,78
Parete 2 piano terra	136270,29	6,53	7,20		889844,96	980464,70
Parete 3 piano terra	132325,20	11,88	7,20		1572354,19	952079,81
Parete 4 piano terra	152680,85	6,55	7,20		999677,88	1098538,74
Solaio piano terra	157763,80	6,54	10,31	11,72	1031578,03	
Parete 1 piano primo	186318,21	1,81	14,03		336770,16	2613112,88
Parete 2 piano primo	158894,49	6,49	14,03		1030430,75	2228495,19
Parete 3 piano primo	156301,94	11,83	14,03		1849442,68	2192134,68
Parete 4 piano primo	182089,68	6,67	14,03		1213627,75	2553807,83
Solaio piano primo	157563,02	6,58	17,74	19,46	1035976,87	
Parete1 piano secondo	115535,04	1,78	20,15		205941,21	2328031,03
Parete 2 piano secondo	116709,55	6,50	20,15		758903,86	2351697,47
Parete3 piano secondo	116709,55	11,94	20,15		1393220,28	2351697,47
Parete4 piano secondo	116771,37	6,64	20,15		775361,89	2352943,08
Solaio piano secondo	152910,94	6,57	22,56	23,95	1004816,00	
Merli+pareti 1	37630,08	1,53	24,44		57385,87	919679,16
Merli+pareti 2	27884,16	6,60	24,44		183896,04	681488,87
Merli+pareti 3	39863,52	11,61	24,44		462616,15	974264,43
Merli+pareti 4	41555,52	6,55	24,44		272188,66	1015616,91
Copertura	20451,60	6,57	26,32		134392,58	538286,11
					Σ Pi Xi	Σ Pi Yi
					19714336,47	37831979,40

Moltiplicatore α_0 da equilibrio 0,521

Frazione di massa partecipante

$$e^* = \frac{gM^*}{\sum P_i} \quad e^* = 1,000$$

Accelerazione di attivazione del collasso

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad a_0^* = 0,386 \text{ g}$$

$$a_0^* = 3,79 \text{ m/sec}^2$$

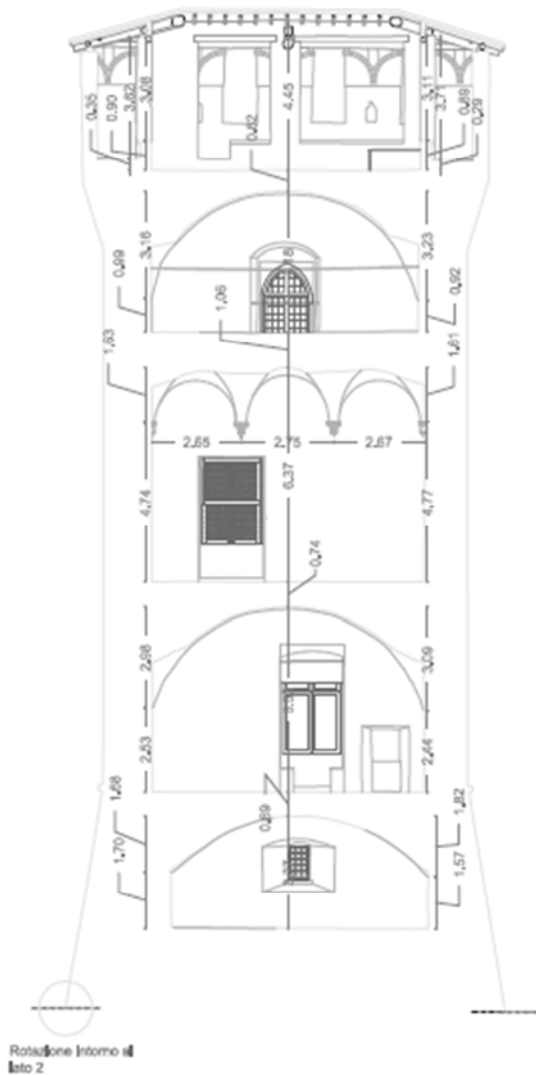
Verifica SLV con accelerazione al suolo

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{vr})S}{q} \quad \frac{a_g(P_{vr})S}{q} = 0,0690 \text{ vs } 0,386 = a_0^*$$

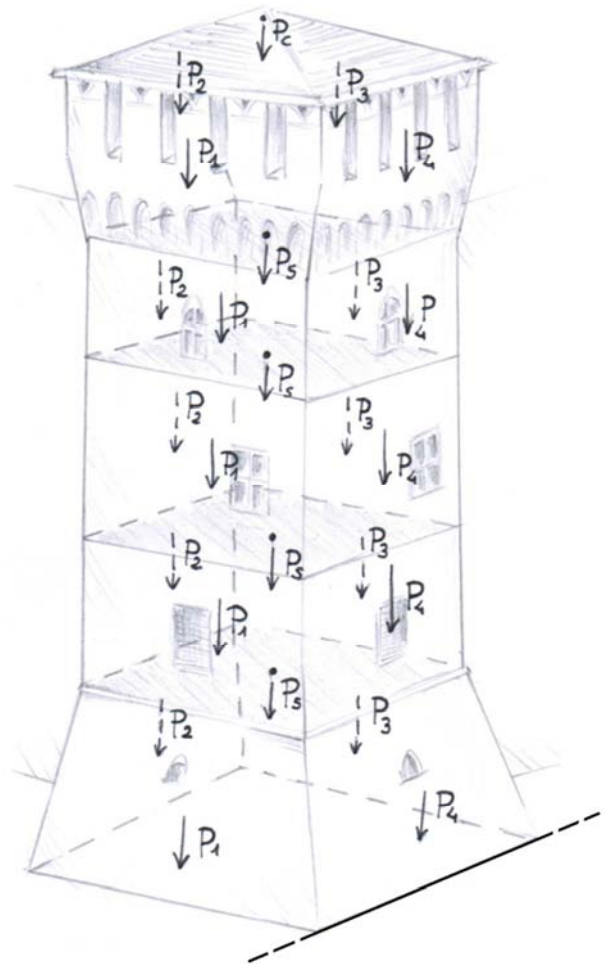
Verifica SODDISFATTA

9.2.2 Ribaltamento semplice della torre alla base - lato 2

Si riportano in figura lo schema del cinematismo e la disposizione delle forze coinvolte.



Sezione torre



Forze coinvolte nel cinematismo

Si riportano in seguito le forze coinvolte, il moltiplicatore di collasso α_0 delle forze verticali (calcolato dalla relazione d'equilibrio alla rotazione) e la verifica cinematica lineare.

descrizione	G1+G2 daN	X m	Y m	Y Psolai m	Pi Xi	Pi Yi
Parete 1 piano interrato	189319,87	6,06	2,04		1146805,14	386212,54
Parete 2 piano interrato	113743,87	11,71	2,04		1331372,02	232037,50
Parete 3 piano interrato	113208,13	6,08	2,04		688022,39	230944,58
Parete 4 piano interrato	175513,52	1,23	2,04		215881,63	358047,58
Solaio piano interrato	135187,45	6,07	4,08	5,71	820249,84	
Parete 1 piano terra	158790,24	6,56	7,20		1041663,97	1142495,78
Parete 2 piano terra	136270,29	11,93	7,20		1625023,15	980464,70
Parete 3 piano terra	132325,20	6,56	7,20		868053,31	952079,81
Parete 4 piano terra	152680,85	1,84	7,20		280932,77	1098538,74
Solaio piano terra	157763,80	6,56	10,31	11,72	1034930,51	
Parete 1 piano primo	186318,21	6,56	14,03		1222713,25	2613112,88
Parete 2 piano primo	158894,49	11,91	14,03		1892433,35	2228495,19
Parete 3 piano primo	156301,94	6,55	14,03		1024168,45	2192134,68
Parete 4 piano primo	182089,68	1,84	14,03		335045,02	2553807,83
Solaio piano primo	157563,02	6,56	17,74	19,46	1033219,52	
Parete1 piano secondo	115535,04	6,51	20,15		751555,43	2328031,03
Parete 2 piano secondo	116709,55	11,94	20,15		1393220,28	2351697,47
Parete3 piano secondo	116709,55	6,55	20,15		764739,34	2351697,47
Parete4 piano secondo	116771,37	1,83	20,15		213983,53	2352943,08
Solaio piano secondo	152910,94	6,53	22,56	23,95	998317,28	
Merli+pareti 1	37630,08	5,56	24,44		209035,09	919679,16
Merli+pareti 2	27884,16	9,68	24,44		269779,25	681488,87
Merli+pareti 3	39863,52	6,64	24,44		264693,77	974264,43
Merli+pareti 4	41555,52	1,58	24,44		65657,72	1015616,91
Copertura	20451,60	6,53	26,32		133523,38	538286,11
					Σ Pi Xi	Σ Pi Yi
					19625019,41	37831979,40

Moltiplicatore α_0 da equilibrio 0,519

Frazione di massa partecipante

$$e^* = \frac{gM^*}{\sum P_i} \quad e^* = 1,000$$

Accelerazione di attivazione del collasso

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad a_0^* = 0,384 \text{ g}$$

$$a_0^* = 3,77 \text{ m/sec}^2$$

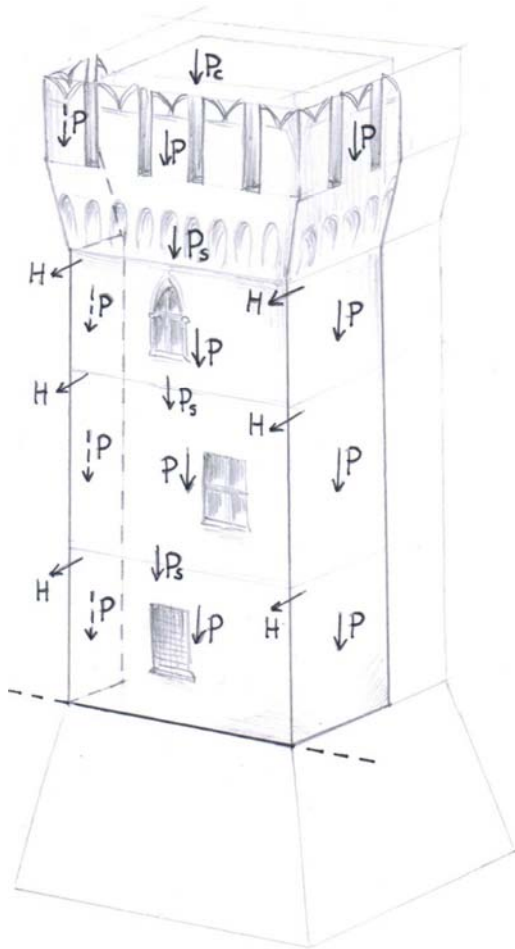
Verifica SLV con accelerazione al suolo

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{vr})S}{q} \quad \frac{a_g(P_{vr})S}{q} = 0,0690 \text{ vs } 0,384 = a_0^*$$

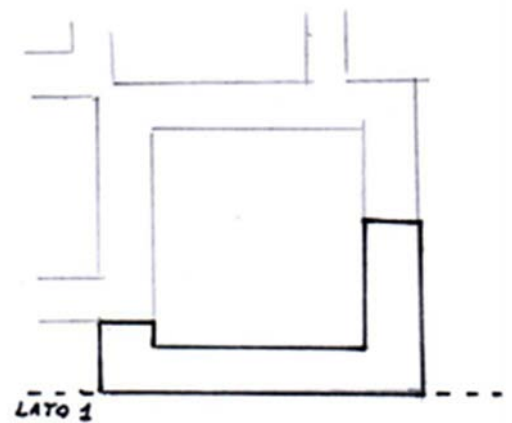
Verifica SODDISFATTA

9.2.3 Ribaltamento semplice di parete della torre - lato 1

Si riportano in figura lo schema del cinematismo e la disposizione delle forze coinvolte.



Schema meccanismo e forze coinvolte



Schema meccanismo in pianta

Si riportano in seguito le forze coinvolte, il moltiplicatore di collasso α_0 delle forze verticali (calcolato dalla relazione d'equilibrio alla rotazione) e la verifica cinematica lineare.

Altezza meccanismo (m)	6,63
------------------------	------

descrizione	G1+G2 daN	X m	Y m	Pi Xi	Pi Yi
Parete 1 piano terra	158790,24	0,75	2,87	119092,68	454934,04
Parete 2 piano terra	39058,36	2,10	2,87	82022,56	111902,21
Parete 3 piano terra	-	-	-	-	-
Parete 4 piano terra	76340,43	3,11	2,87	237705,00	218715,32
Solaio piano terra	78881,90	1,00	4,12	78881,90	324993,42
Parete 1 piano primo	186318,21	0,74	9,70	137409,68	1806355,04
Parete 2 piano primo	45774,52	2,09	9,70	95439,88	443783,98
Parete 3 piano primo	-	-	-	-	-
Parete 4 piano primo	91044,84	3,10	9,70	282352,82	882679,75
Solaio piano primo	78781,51	0,98	12,43	77468,49	979254,18
Parete1 piano secondo	115535,04	0,71	15,82	82318,71	1827764,31
Parete 2 piano secondo	17617,70	1,43	15,82	25105,23	278712,05
Parete3 piano secondo	-	-	-	-	-
Parete4 piano secondo	58385,68	3,07	15,82	179463,00	923661,52
Solaio piano secondo	76455,47	0,95	16,38	72632,70	1252340,58
Merli+pareti 1	37630,08	0,48	20,11	17945,79	756740,91
Merli+pareti 2	12175,63	1,52	20,11	18512,44	244851,96
Merli+pareti 3	-	-	-	-	-
Merli+pareti 4	15498,72	2,25	20,11	34884,91	311679,26
Copertura (su muro interno)	7603,00	1,20	22,29	9123,60	169470,86
Copertura (su merlo)	3258,43	-0,39	21,78	-1270,79	70968,57
TOTALE	1099149,76			Σ Pi Xi	Σ Pi Yi
				1549088,58	8502219,78

Agiscono anche delle forze orizzontali, dovute alle spinte dei solai a volte:

descrizione	Fh daN	Y m	FhY
Spinta volte piano terra	54926,84	2,85	156541,50
Spinta volte piano primo	40683,39	11,73	477216,15
Spinta volte piano secondo	52876,48	15,19	803193,68
			Σ Pi Yi
			1436951,33

Moltiplicatore α_0 da equilibrio	0,013
---	-------

Frazione di massa partecipante

$$e^* = \frac{gM^*}{\sum P_i} \quad e^* = 1,000$$

Accelerazione di attivazione del collasso

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC}$$

$$a_0^* = 0,010 \text{ g}$$

$$a_0^* = 0,10 \text{ m/sec}^2$$

Verifica SLV con accelerazione al suolo

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{vr})S}{q}$$

$$\frac{a_g(P_{vr})S}{q} = 0,0690 \text{ vs } 0,010 = a_0^*$$

Verifica NON SODDISFATTA

Verifica SLV con accelerazione in quota

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q}$$

$$S_e(T_1) = 0,3527$$

$$\psi(Z) = 0,25$$

$$\gamma = 1,36$$

$$q = 2$$

$$\frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} = 0,059 \text{ vs } 0,010 = a_0^*$$

Verifica NON SODDISFATTA

La verifica in quota non è soddisfatta. Per bloccare tale meccanismo si interviene inserendo catene a livello del pavimento ai diversi livelli della torre. La forza H necessaria a rendere soddisfatta la verifica (ottenendo capacità/domanda in quota = 1) vale:

Forza H di ritenuta orizz.	38030	daN	Quota m	17,88
	380,3	kN		

Segue il dettaglio della verifica svolta aggiungendo il contributo stabilizzante del tirante:

Moltiplicatore α_0 da equilibrio	0,093
---	-------

Frazione di massa partecipante

$$e^* = \frac{gM^*}{\sum P_i} \quad e^* = 1,000$$

Accelerazione di attivazione del collasso

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad a_0^* = 0,069 \text{ g}$$

$$a_0^* = 0,68 \text{ m/sec}^2$$

Verifica SLV con accelerazione al suolo

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{vr})S}{q} \quad \frac{a_g(P_{vr})S}{q} = 0,0690 \quad \text{vs} \quad 0,069 = a_0^*$$

Verifica SODDISFATTA

Verifica SLV con accelerazione in quota

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q}$$

$$S_e(T_1) = 0,3527$$

$$\psi(Z) = 0,25$$

$$\gamma = 1,36$$

$$q = 2$$

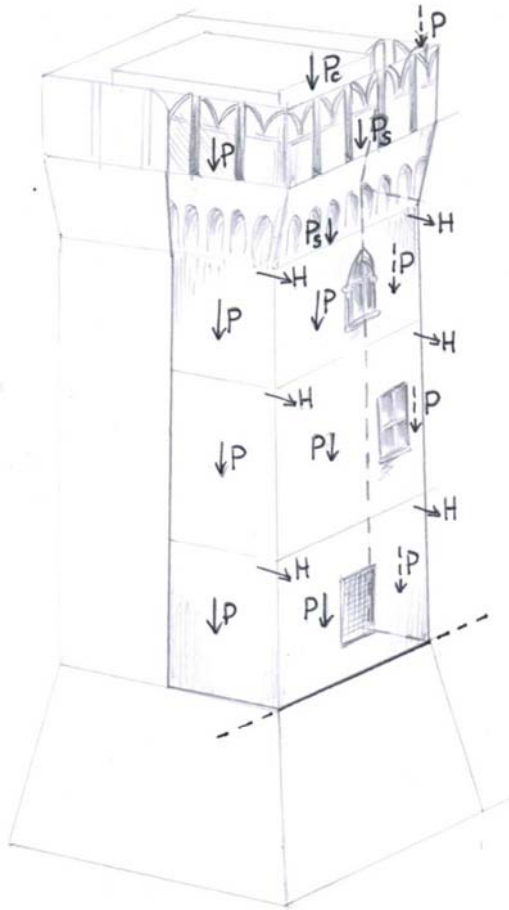
$$\frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} = 0,059 \quad \text{vs} \quad 0,069 = a_0^*$$

Verifica SODDISFATTA

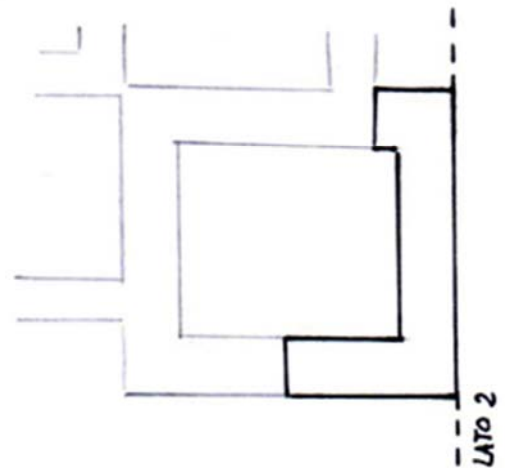
Capacità/domanda (in quota)	1,16859
Capacità/domanda (al suolo)	1,00017

9.2.4 Ribaltamento semplice di parete della torre - lato 2

Si riportano in figura lo schema del cinematismo e la disposizione delle forze coinvolte.



Schema meccanismo e forze coinvolte



Schema meccanismo in pianta

Si riportano in seguito le forze coinvolte, il moltiplicatore di collasso α_0 delle forze verticali (calcolato dalla relazione d'equilibrio alla rotazione) e la verifica cinematica lineare.

Altezza meccanismo (m)	6,70
------------------------	------

descrizione	G1+G2 daN	X m	Y m	Pi Xi	Pi Yi
Parete 1 piano terra	79395,12	3,08	2,87	244536,97	227467,02
Parete 2 piano terra	-	-	-	-	-
Parete 3 piano terra	37496,81	2,06	2,87	77149,69	107428,37
Parete 4 piano terra	152680,85	0,72	2,87	109930,21	437430,64
Solaio piano terra	78881,90	0,96	4,12	75726,62	324993,42
Parete 1 piano primo	93159,10	3,08	9,70	287046,49	903177,52
Parete 2 piano primo	-	-	-	-	-
Parete 3 piano primo	44610,31	2,07	9,70	92120,30	432497,00
Parete 4 piano primo	182089,68	0,72	9,70	131104,57	1765359,49
Solaio piano primo	78781,51	0,96	12,43	75630,25	979254,18
Parete1 piano secondo	57767,52	3,05	15,82	176118,72	913882,15
Parete 2 piano secondo	-	-	-	-	-
Parete3 piano secondo	40273,45	2,34	15,82	94290,21	637125,98
Parete4 piano secondo	116771,37	0,71	15,82	83199,60	1847323,05
Solaio piano secondo	76455,47	0,95	16,38	72632,70	1252340,58
Merli+pareti 1	22297,18	2,97	20,11	66276,68	448396,21
Merli+pareti 2	-	-	-	-	-
Merli+pareti 3	19882,35	1,59	20,11	31591,57	399834,13
Merli+pareti 4	41555,52	0,41	20,11	17037,76	835681,51
Copertura (su muro interno)	7594,22	1,20	22,29	9113,06	169275,13
Copertura (su merlo)	3254,67	-0,39	21,78	-1269,32	70886,61
TOTALE	1132947,04			Σ Pi Xi	Σ Pi Yi
				1642236,10	9195764,81

Agiscono anche delle forze orizzontali, dovute alle spinte dei solai a volte:

descrizione	Fh daN	Y m	FhY
Spinta volte piano terra	54926,84	2,85	156541,50
Spinta volte piano primo	40683,39	11,73	477216,15
Spinta volte piano secondo	52876,48	15,19	803193,68
			Σ Pi Yi
			1436951,33

Moltiplicatore α_0 da equilibrio	0,022
---	-------

Frazione di massa partecipante

$$e^* = \frac{gM^*}{\sum P_i} \quad e^* = 1,000$$

Accelerazione di attivazione del collasso

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad a_0^* = 0,017 \text{ g}$$

$$a_0^* = 0,16 \text{ m/sec}^2$$

Verifica SLV con accelerazione al suolo

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{vr})S}{q} \quad \frac{a_g(P_{vr})S}{q} = 0,0690 \text{ vs } 0,017 = a_0^*$$

Verifica **NON SODDISFATTA**

Verifica SLV con accelerazione in quota

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q}$$

$$S_e(T_1) = 0,3527$$

$$\psi(Z) = 0,25$$

$$\gamma = 1,36$$

$$q = 2$$

$$\frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} = 0,060 \text{ vs } 0,017 = a_0^*$$

Verifica **NON SODDISFATTA**

La verifica in quota non è soddisfatta. Per bloccare tale meccanismo si interviene inserendo catene a livello del pavimento ai diversi livelli della torre. La forza H necessaria a rendere soddisfatta la verifica (ottenendo capacità/domanda in quota = 1) vale:

Forza H di ritenuta orizz.	36446,6	daN	Quota m 17,87
	364,466	kN	

Segue il dettaglio della verifica svolta aggiungendo il contributo stabilizzante del tirante:

Moltiplicatore α_0 da equilibrio	0,093
---	-------

Frazione di massa partecipante

$$e^* = \frac{gM^*}{\sum P_i} \quad e^* = 1,000$$

Accelerazione di attivazione del collasso

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad a_0^* = 0,069 \text{ g}$$

$$a_0^* = 0,68 \text{ m/sec}^2$$

Verifica SLV con accelerazione al suolo

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{Vr})S}{q} \quad \frac{a_g(P_{Vr})S}{q} = 0,0690 \quad \text{vs} \quad 0,069 = a_0^*$$

Verifica SODDISFATTA

Verifica SLV con accelerazione in quota

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q}$$

$$S_e(T_1) = 0,3527$$

$$\psi(Z) = 0,25$$

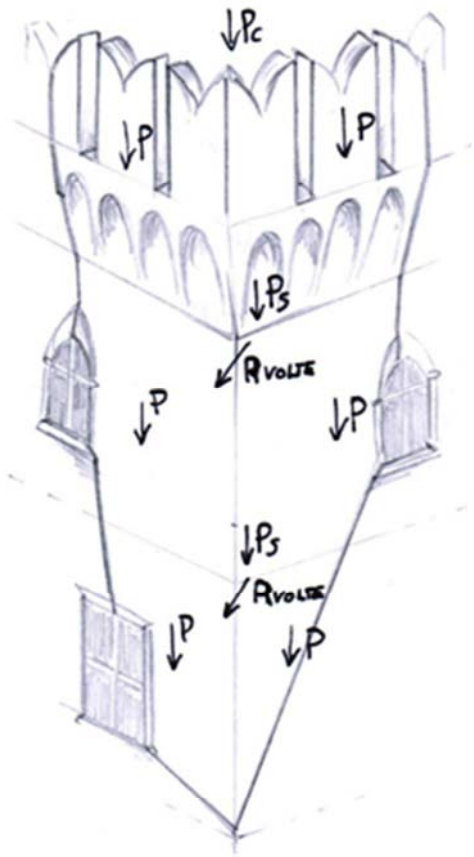
$$\gamma = 1,36$$

$$q = 2$$

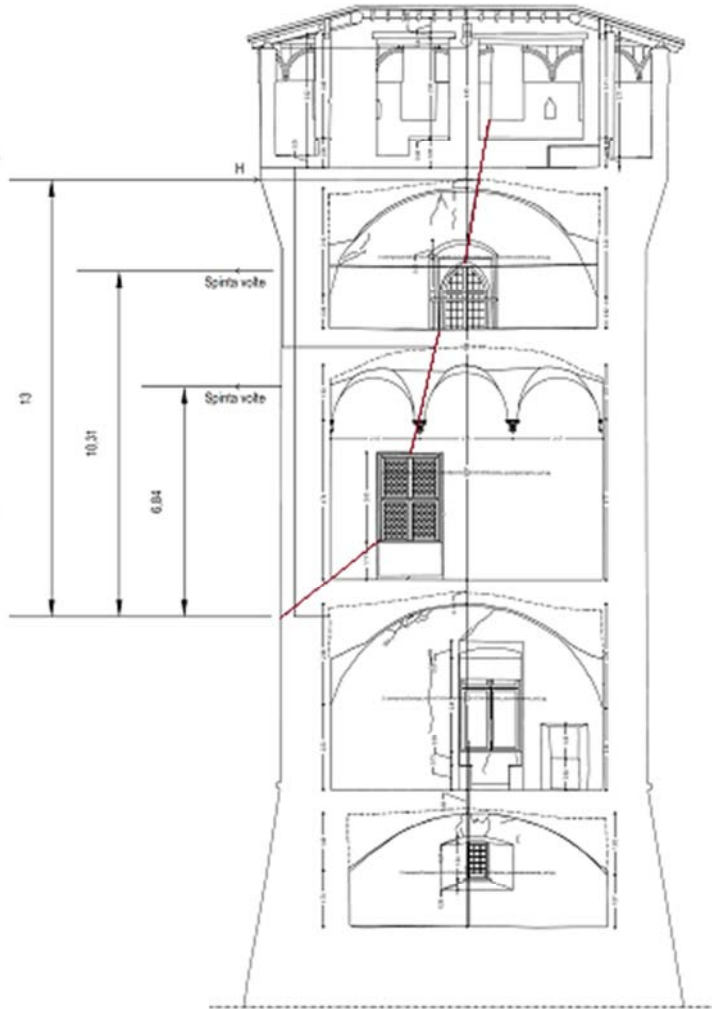
$$\frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} = 0,060 \quad \text{vs} \quad 0,069 = a_0^*$$

Verifica SODDISFATTA

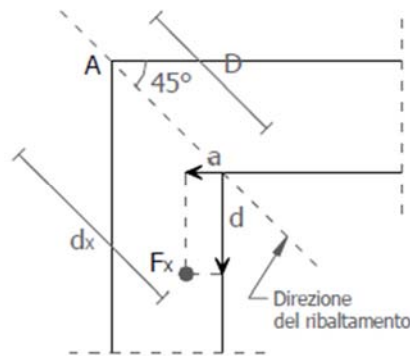
Capacità/domanda (in quota)	1,15619
Capacità/domanda (al suolo)	1



Disposizione forze agenti



Quote delle spinte dovute alle volte e quota tirante



Significato di alcune grandezze geometriche

Forze coinvolte e quote dei loro punti d'applicazione:

Quota cerniera da terra [m] 11,60

descrizione	V mc	Pi daN	Ph daN	a m	d m	dx m	Y m	D m
Parete1 piano primo	35,18	63321,75		0,74	0,03	1,56	5,35	2,06
Parete4 piano primo	25,26	45463,68		0,72	0,02	1,57	5,33	
Solaio piano primo		39390,76	30500,00			1,36	6,84	
Parete1 piano secondo	37,49	67485,15		0,71	1,11	1,58	10,88	
Parete4 piano secondo	37,05	66690,00		0,71	2,07	3,02	11,18	
Solaio piano secondo		38227,73	37389,32			1,28	10,31	
Merli+pareti 1	10,45	18815,04		1,10	1,84	2,58	15,13	
Merli+pareti 4	11,54	20777,76		1,04	1,89	2,66	15,13	
Copertura (su muro interno)		16463,54				1,70	17,45	
Copertura (su merlatura)		7055,80				-0,55	16,90	

Dal rapporto fra momento stabilizzante e instabilizzante si ottiene il moltiplicatore di collasso a_0 :

Momento stabilizzante daNm 114985,39 $\Sigma Widi + \Sigma Pvidi - \Sigma PhYi$

Momento instabilizzante daNm 3066294,05 $\Sigma WiYi + \Sigma PviYi$

Moltiplicatore di collasso a_0 0,0375

Frazione di massa partecipante

$$e^* = \frac{gM^*}{\sum P_i} \quad e^* = 1,000$$

Accelerazione di attivazione del collasso

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad \begin{array}{l} a_0^* = 0,028 \text{ g} \\ a_0^* = 0,27 \text{ m/sec}^2 \end{array}$$

Verifica SLV con accelerazione al suolo

$$a_0^* \geq \frac{\alpha_s(P_{Vr})S}{q} \quad \frac{\alpha_s(P_{Vr})S}{q} = 0,0690 \quad \text{vs} \quad 0,028 = a_0^*$$

Verifica NON SODDISFATTA

Verifica SLV con accelerazione in quota

$a_0 \geq \frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q}$	$S_e(T_1) = 0,352728$		
	$\psi(Z) = 0,43$		
	$\gamma = 1,36$		
	$q = 2$		
$\frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q}$	$= 0,103$	vs	$0,028 = a_0^*$

Verifica NON SODDISFATTA

La verifica non è soddisfatta in quota. Per bloccare tale meccanismo si interviene inserendo catene a livello del pavimento dell'ambiente sottotetto della torre. Si prevede quindi l'inserimento di una forza di ritenuta orizzontale H, stimata in modo da avere capacità/domanda (in quota) =1:

$$H = 240,6 \text{ kN}$$

Segue il resoconto delle forze agenti e dei bracci, con l'aggiunta dell'azione del tirante:

Quota cerniera da terra [m] 11,60

descrizione	V mc	Pi daN	Ph daN	a m	d m	dx m	Y m	D m
Parete1 piano primo	35,18	63321,75		0,74	0,03	1,56	5,35	2,06
Parete4 piano primo	25,26	45463,68		0,72	0,02	1,57	5,33	
Solaio piano primo		39390,76	30500,00			1,36	6,84	
Parete1 piano secondo	37,49	67485,15		0,71	1,11	1,58	10,88	
Parete4 piano secondo	37,05	66690,00		0,71	2,07	3,02	11,18	
Solaio piano secondo		38227,73	37389,32			1,28	10,31	
Merli+pareti 1	10,45	18815,04		1,10	1,84	2,58	15,13	
Merli+pareti 4	11,54	20777,76		1,04	1,89	2,66	15,13	
Copertura (su muro interno)		16463,54				1,70	17,45	
Copertura (su merlatura)		7055,80				-0,55	16,90	
H [daN]			24060,00				13,00	

H [kN]

240,60

Dall'equilibrio alla rotazione:

Momento stabilizzante daNm 427765,39 $\Sigma Widi + \Sigma Pvidi - \Sigma PhYi$

Momento instabilizzante daNm 3066294,05 $\Sigma WiYi + \Sigma PviYi$

Moltiplicatore di collasso a_0	0,1395
----------------------------------	--------

Frazione di massa partecipante

$$e^* = \frac{gM^*}{\sum P_i} \quad e^* = 1,000$$

Accelerazione di attivazione del collasso

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad a_0^* = 0,103 \quad g$$

$$a_0^* = 1,01 \quad m/sec^2$$

Verifica SLV con accelerazione al suolo

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{Vr})S}{q} \quad \frac{a_g(P_{Vr})S}{q} = 0,0690 \quad \text{vs} \quad 0,103 = a_0^*$$

Verifica SODDISFATTA

Verifica SLV con accelerazione in quota

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} \quad S_e(T_1) = 0,352728$$

$$\psi(Z) = 0,43$$

$$\gamma = 1,36$$

$$q = 2$$

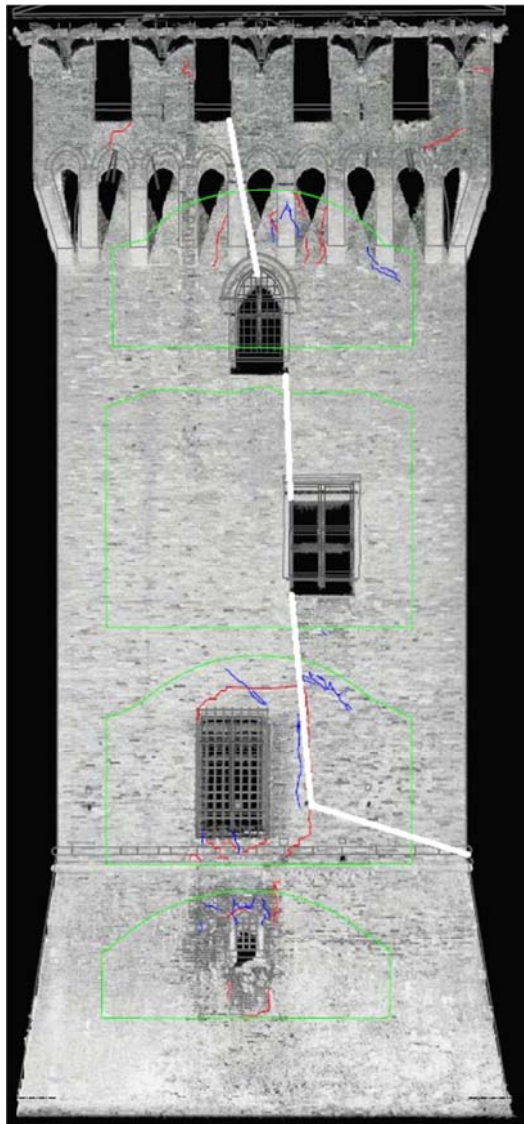
$$\frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} = 0,103 \quad \text{vs} \quad 0,103 = a_0^*$$

Verifica SODDISFATTA

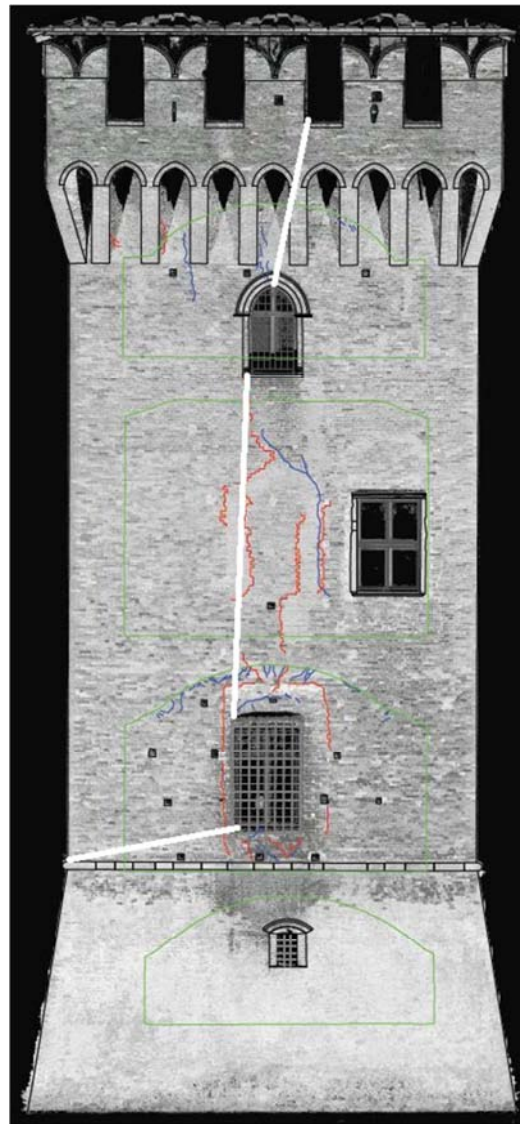
Capacità/domanda (in quota)	1,00012742
-----------------------------	------------

9.2.6 Ribaltamento del cantonale 2

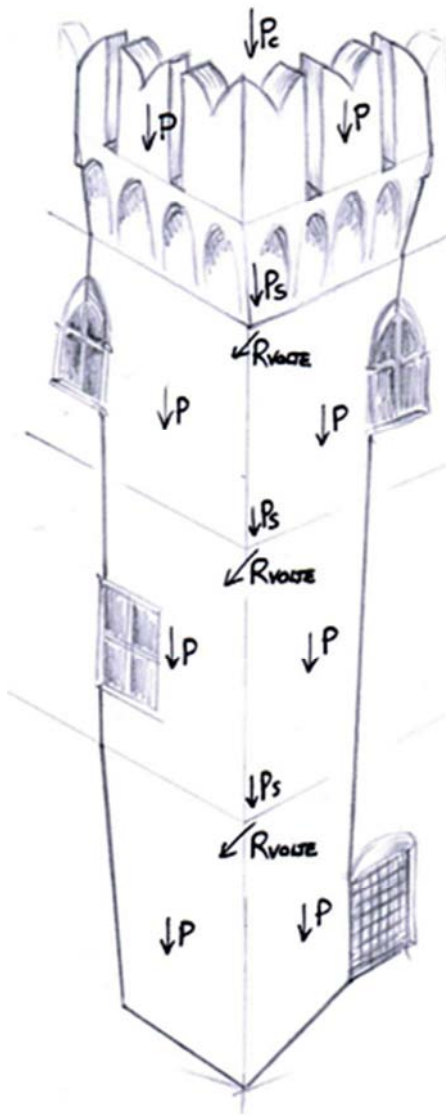
Questo cantonale si sviluppa dal piano terra alla merlatura. La forma del corpo murario coinvolto è stata ipotizzata conoscendo l'andamento del quadro fessurativo presente e la disposizione delle aperture nelle pareti.



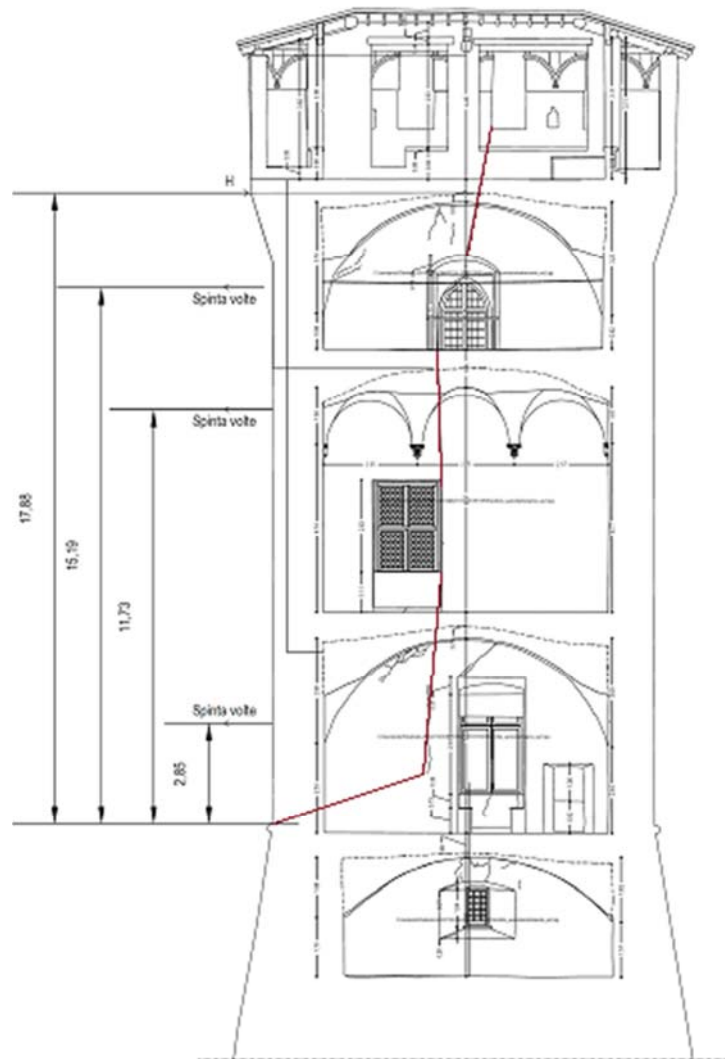
Lato 1



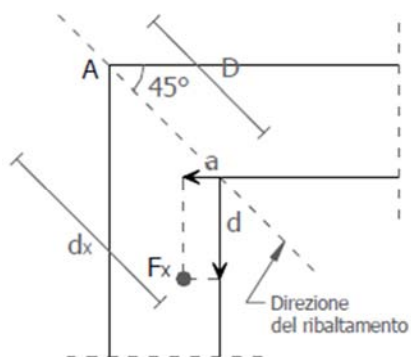
Lato 2



Disposizione forze agenti



Quote delle spinte dovute alle volte e quota tirante



Significato di alcune grandezze geometriche

Forze coinvolte e quote dei loro punti d'applicazione:

Quota cerniera da terra [m] 6,70

descrizione	V mc	Pi daN	Ph daN	a m	d m	dx m	Y m	D m
Parete1 piano terra	32,31	58158,00		0,75	0,60	1,96	3,03	2,06
Parete4 piano terra	32,07	57723,84		0,72	0,72	2,06	3,14	
Solaio piano terra		39440,95	38839,14			1,39	2,85	
Parete1 piano primo	43,90	79012,80		0,74	0,65	2,00	6,53	
Parete4 piano primo	48,27	86883,84		0,72	3,13	3,76	6,51	
Solaio piano primo		39390,76	30500,00			1,36	11,73	
Parete1 piano secondo	37,72	67895,55		0,71	1,18	2,01	14,36	
Parete4 piano secondo	36,74	66125,70		0,71	1,18	2,39	14,31	
Solaio piano secondo		38227,73	37389,32			1,28	15,19	
Merli+pareti 1	10,45	18815,04		1,10	1,84	2,58	20,03	
Merli+pareti 4	11,54	20777,76		1,04	1,89	2,66	20,02	
Copertura (su muro interno)		4115,88				1,70	22,29	
Copertura (su merlo)		1763,95				-0,55	21,78	

Dal rapporto fra momento stabilizzante e instabilizzante si ottiene il moltiplicatore di collasso a_0 :

Momento stabilizzante daNm 243088,59 $\Sigma Widi + \Sigma Pvidi - \Sigma PhYi$

Momento instabilizzante daNm 4282643,37 $\Sigma WiYi + \Sigma PviYi$

Moltiplicatore di collasso a_0 0,0568

Frazione di massa partecipante

$$e^* = \frac{gM^*}{\sum P_i} \quad e^* = 1,000$$

Accelerazione di attivazione del collasso

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad a_0^* = 0,042 \text{ g}$$

$$a_0^* = 0,41 \text{ m/sec}^2$$

Verifica SLV con accelerazione al suolo

$$\alpha_0^* \geq \frac{\alpha_\varepsilon (P_{Vr}) S}{q} \quad \frac{\alpha_\varepsilon (P_{Vr}) S}{q} = 0,0690 \quad \text{vs} \quad 0,042 = \alpha_0^*$$

Verifica **NON SODDISFATTA**

Verifica SLV con accelerazione in quota

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q}$$

$$S_e(T_1) = 0,35273$$

$$\psi(Z) = 0,25$$

$$\gamma = 1,36$$

$$q = 2$$

$$\frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} = 0,060 \quad \text{vs} \quad 0,042 = a_0^*$$

Verifica NON SODDISFATTA

La verifica non è soddisfatta in quota. Per bloccare tale meccanismo si interviene inserendo catene a livello del pavimento dell'ambiente sottotetto della torre. Si prevede quindi l'inserimento di una forza di ritenuta orizzontale H, stimata in modo da avere capacità/domanda (al suolo) =1:

$$H = 87,16 \text{ kN}$$

Segue il resoconto delle forze agenti e dei bracci, con l'aggiunta dell'azione del tirante:

Quota cerniera da terra [m] 6,70

descrizione	V mc	Pi daN	Ph daN	a m	d m	dx m	Y m	D m
Parete1 piano terra	32,31	58158,00		0,75	0,60	1,96	3,03	2,06
Parete4 piano terra	32,07	57723,84		0,72	0,72	2,06	3,14	
Solaio piano terra		39440,95	38839,14			1,39	2,85	
Parete1 piano primo	43,90	79012,80		0,74	0,65	2,00	6,53	
Parete4 piano primo	48,27	86883,84		0,72	3,13	3,76	6,51	
Solaio piano primo		39390,76	30500,00			1,36	11,73	
Parete1 piano secondo	37,72	67895,55		0,71	1,18	2,01	14,36	
Parete4 piano secondo	36,74	66125,70		0,71	1,18	2,39	14,31	
Solaio piano secondo		38227,73	37389,32			1,28	15,19	
Merli+pareti 1	10,45	18815,04		1,10	1,84	2,58	20,03	
Merli+pareti 4	11,54	20777,76		1,04	1,89	2,66	20,02	
Copertura (su muro interno)		4115,88				1,70	22,29	
Copertura (su merlo)		1763,95				-0,55	21,78	
H [daN]			8716,00				17,88	

H [kN]

87,16

Dall'equilibrio alla rotazione:

Momento stabilizzante daNm 398930,67 $\Sigma Widi + \Sigma Pvidi - \Sigma PhYi$

Momento instabilizzante daNm	4282643,37	$\Sigma W_i Y_i + \Sigma P_v i Y_i$
-------------------------------------	------------	-------------------------------------

Moltiplicatore di collasso a0	0,0932
--------------------------------------	--------

Frazione di massa partecipante

$$e^* = \frac{gM^*}{\sum P_i} \quad e^* = 1,000$$

Accelerazione di attivazione del collasso

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad a_0^* = 0,069 \quad g$$

$$a_0^* = 0,68 \quad m/sec^2$$

Verifica SLV con accelerazione al suolo

$$\boxed{a_0^* \geq \frac{a_g(P_{vr})S}{q}} \quad \frac{a_g(P_{vr})S}{q} = 0,0690 \quad \text{vs} \quad 0,069 = a_0^*$$

Verifica SODDISFATTA

Verifica SLV con accelerazione in quota

$$\boxed{a_0^* \geq \frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q}} \quad S_e(T_1) = 0,352728$$

$$\psi(Z) = 0,25$$

$$\gamma = 1,36$$

$$q = 2$$

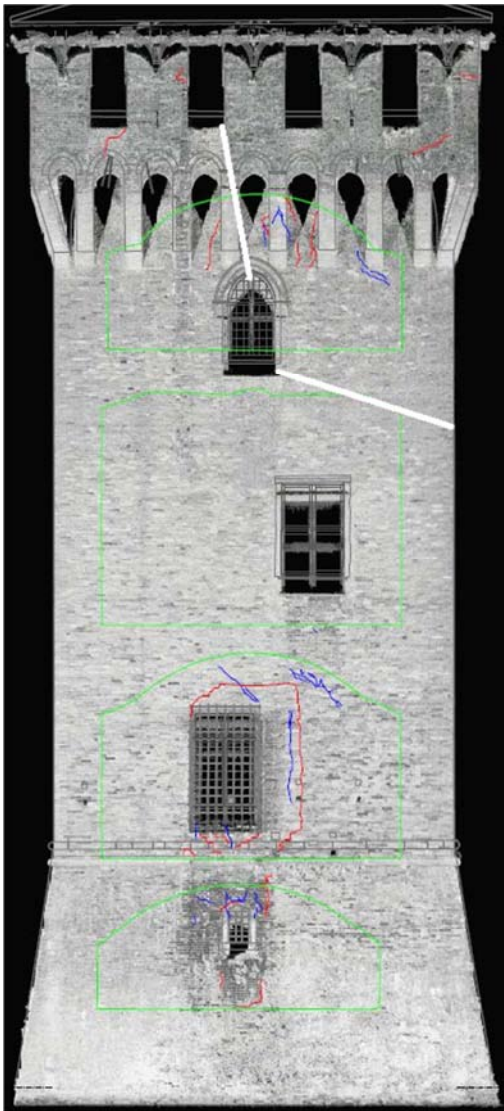
$$\frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} = 0,060 \quad \text{vs} \quad 0,069 = a_0^*$$

Verifica SODDISFATTA

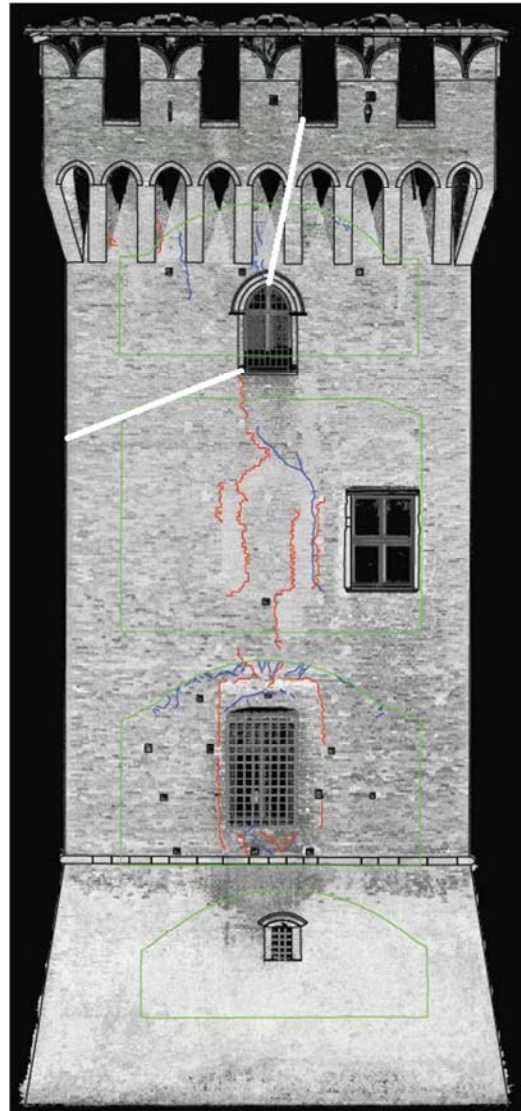
Capacità/domanda (in quota)	1,156197938
Capacità/domanda (al suolo)	1,000006108

9.2.7 Ribaltamento del cantonale 3

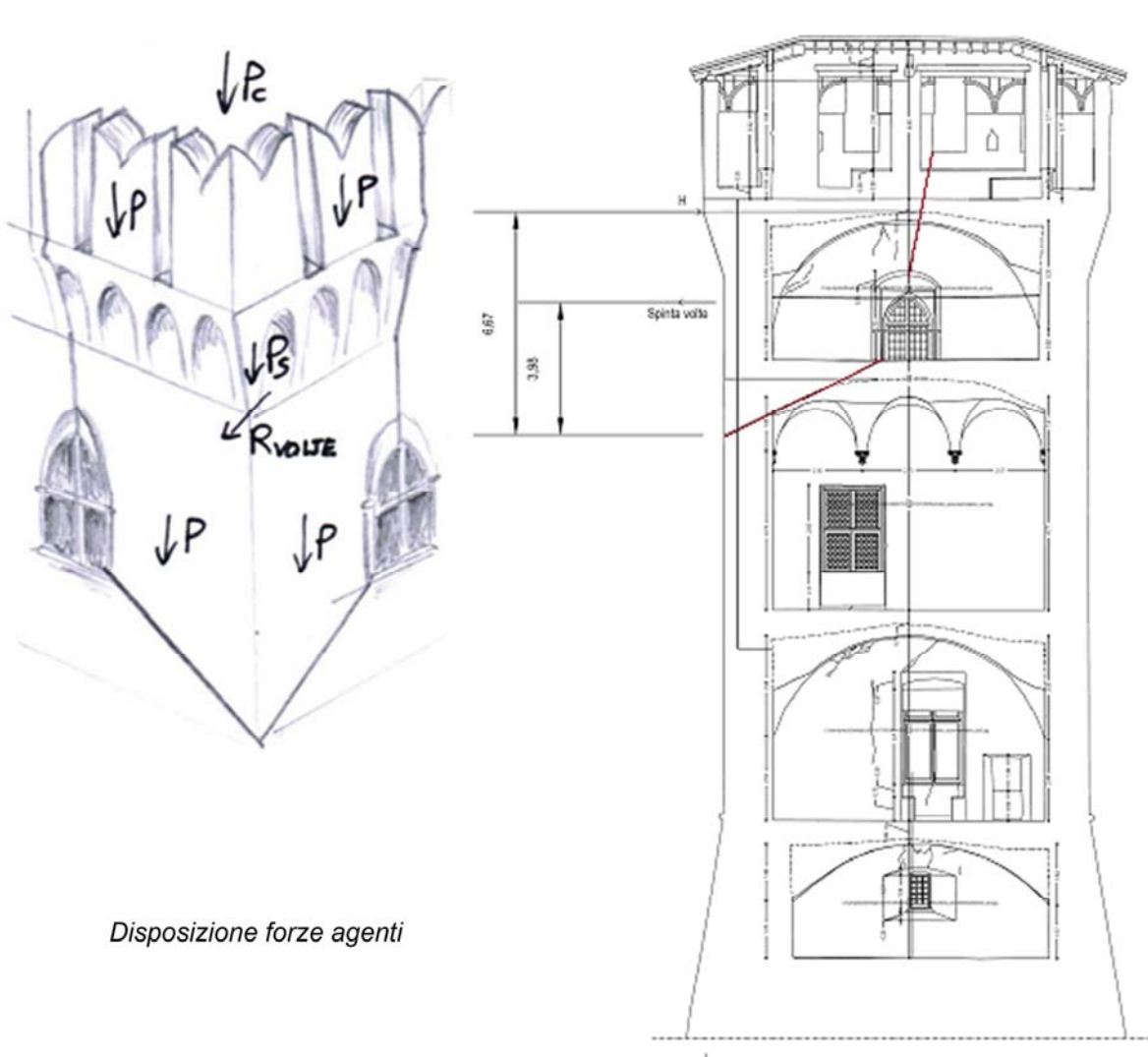
Questo cantonale si sviluppa dal secondo piano alla merlatura. La forma del corpo murario coinvolto è stata ipotizzata conoscendo l'andamento del quadro fessurativo presente e la disposizione delle aperture nelle pareti.



Lato 1

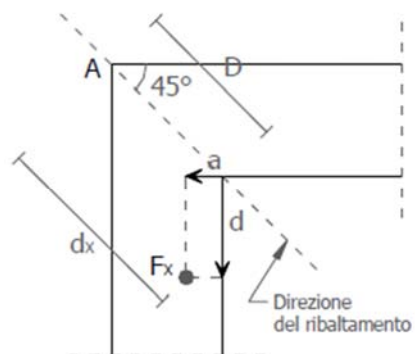


Lato 2



Disposizione forze agenti

Quote delle spinte dovute alle volte e quota tirante



Significato di alcune grandezze geometriche

Forze coinvolte e quote dei loro punti d'applicazione:

Quota cerniera da terra [m] 17,94

descrizione	V mc	Pi daN	Ph daN	a m	d m	dx m	Y m
Parete1 piano secondo	41,62	74923,65		0,71	0,84	2,11	4,16
Parete4 piano secondo	41,60	74872,35		0,71	1,05	2,26	3,74
Solaio piano secondo		38227,73	37389,32			1,29	3,98
Merli+pareti 1	10,45	18815,04		1,10	1,32	2,17	8,80
Merli+pareti 4	11,54	20777,76		1,04	1,32	2,21	8,70
Copertura (su muro interno)		4115,88				1,68	11,14
Copertura (su merlo)		1763,95				-0,57	10,58

D m
2,02

Dal rapporto fra momento stabilizzante e instabilizzante si ottiene il moltiplicatore di collasso a_0 :

Momento stabilizzante daNm 320999,27 $\Sigma Widi + \Sigma Pvidi - \Sigma PhYi$

Momento instabilizzante daNm 983916,70 $\Sigma WiYi + \Sigma PviYi$

Moltiplicatore di collasso a_0 0,3262

Frazione di massa partecipante

$$e^* = \frac{gM^*}{\sum P_i} \quad e^* = 1,000$$

Accelerazione di attivazione del collasso

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad a_0^* = 0,242 \text{ g}$$

$$a_0^* = 2,37 \text{ m/sec}^2$$

Verifica SLV con accelerazione al suolo

$$\alpha_0^* \geq \frac{\alpha_g(P_{Vr})S}{q} \quad \frac{\alpha_g(P_{Vr})S}{q} = 0,0690 \quad \text{vs} \quad 0,242 = \alpha_0^*$$

Verifica SODDISFATTA

Verifica SLV con accelerazione in quota

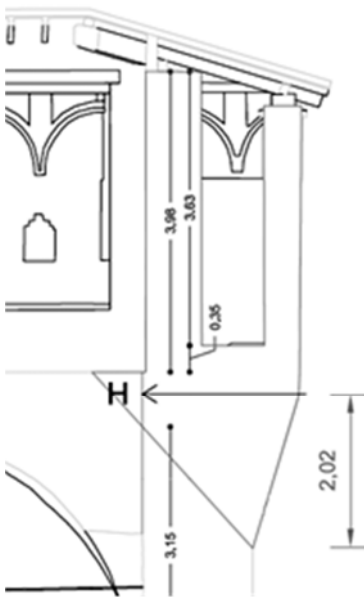
$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q}$	$S_e(T_1) = 0,35273$
	$\psi(Z) = 0,66$
	$\gamma = 1,36$
	$q = 2$

$$\frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} = 0,160 \quad \text{vs} \quad 0,242 = a_0^*$$

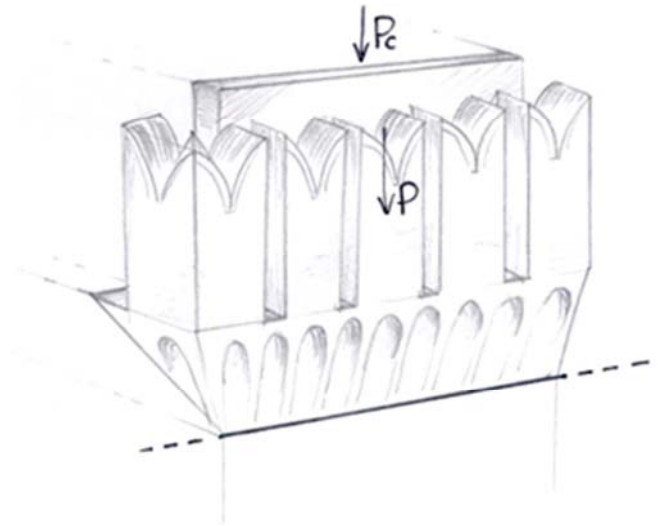
Verifica SODDISFATTA

Come si può notare, questo cantonale risulta essere l'unico verificato senza l'inserimento di tiranti. Ciò è dovuto al minor peso coinvolto rispetto ai casi precedenti e alla presenza di forze con braccio minore rispetto all'asse di rotazione, che incidono significativamente sul valore dei momenti stabilizzante e non.

9.2.8 Ribaltamento semplice della fascia di merlatura lungo il lato 1



Sezione della zona interessata



Schema cinematico e forze coinvolte

Forze coinvolte e quote dei loro punti d'applicazione:

Quota cerniera da terra [m]	22,54
-----------------------------	-------

descrizione	A mq	h m	l m	V mc	Pi daN	Ph daN	X m	Y m
Copertura (su muro interno)	68,60	-	-	-	8231,77	-	1,27	6,32
Copertura (su merlatura)	29,40	-	-	-	3527,90	-	-0,36	5,48
Merli	4,82	3,14	-	15,16	27296,51	-	-0,36	4,26
Pareti interne	2,73	3,98	-	10,85	19537,66	-	1,09	4,33
Parte di solaio 2° piano coinvolto	3,75	-	11,43	42,80	77046,77	-	0,29	1,67

Dal rapporto fra momento stabilizzante e instabilizzante si ottiene il moltiplicatore di collasso a_0 :

Momento stabilizzante	daNm	42611,94	$\Sigma Widi + \Sigma Pvidi - \Sigma PhYi$
------------------------------	------	----------	--

Momento instabilizzante	daNm	401323,23	$\Sigma WiYi + \Sigma PviYi$
--------------------------------	------	-----------	------------------------------

Moltiplicatore di collasso a_0	0,1062
--	--------

Frazione di massa partecipante

$$e^* = \frac{gM^*}{\sum P_i} \quad e^* = 1,000$$

Accelerazione di attivazione del collasso

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad a_0^* = 0,079 \text{ g}$$

$$a_0^* = 0,77 \text{ m/sec}^2$$

Verifica SLV con accelerazione al suolo

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{Vr})S}{q} \quad \frac{a_g(P_{Vr})S}{q} = 0,0690 \quad \text{vs} \quad 0,079 = a_0^*$$

Verifica **SODDISFATTA**

Verifica SLV con accelerazione in quota

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q}$$

$S_e(T_1) = 0,35273$
 $\psi(Z) = 0,83$
 $\gamma = 1,36$
 $q = 2$

$$\frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} = 0,201 \quad \text{vs} \quad 0,079 = a_0^*$$

Verifica **NON SODDISFATTA**

La verifica non è soddisfatta in quota. Per bloccare tale meccanismo si interviene inserendo catene a livello del pavimento dell'ambiente sottotetto della torre. Si prevede quindi l'inserimento di una forza di ritenuta orizzontale H, stimata in modo da avere capacità/domanda (in quota) =1:

$$H = 322,74 \text{ kN}$$

Segue il resoconto delle forze agenti e dei bracci, con l'aggiunta dell'azione del tirante:

Quota cerniera da terra [m] 22,54

descrizione	A mq	h m	l m	V mc	Pi daN	Ph daN	X m	Y m
Copertura (su muro interno)	68,60	-	-	-	8231,77	-	1,27	6,32
Copertura (su merlatura)	29,40	-	-	-	3527,90	-	-0,36	5,48
Merli	4,82	3,14	-	15,16	27296,51	-	-0,36	4,26

Pareti interne	2,73	3,98	-	10,85	19537,66	-	1,09	4,33
Parte di solaio 2° piano coinvolto	3,75	-	11,43	42,80	77046,77	-	0,29	1,67
Forza H incognita [daN]						32274,43		2,05

Forza H incognita [kN]

322,7443

Dall'equilibrio alla rotazione:

Momento stabilizzante daNm 108774,52 $\Sigma Widi + \Sigma Pvidi - \Sigma PhYi$

Momento instabilizzante daNm 401323,23 $\Sigma WiYi + \Sigma PviYi$

Moltiplicatore di collasso a0 0,2710

Frazione di massa partecipante

$$e^* = \frac{gM^*}{\sum P_i} \quad e^* = 1,000$$

Accelerazione di attivazione del collasso

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad a_0^* = 0,201 \text{ g}$$

$$a_0^* = 1,97 \text{ m/sec}^2$$

Verifica SLV con accelerazione in quota

$$\alpha_0^* \geq \frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} \quad S_e(T_1) = 0,35273$$

$$\psi(Z) = 0,83$$

$$\gamma = 1,36$$

$$q = 2$$

$$\frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} = 0,201 \quad \text{vs} \quad 0,201 = a_0^*$$

Verifica SODDISFATTA

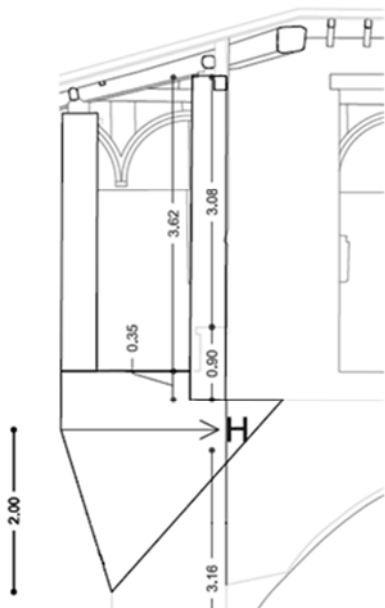
Verifica SLV con accelerazione al suolo

$$\alpha_0^* \geq \frac{\alpha_g(P_{vr})S}{q} \quad \frac{\alpha_g(P_{vr})S}{q} = 0,0690 \quad \text{vs} \quad 0,201 = a_0^*$$

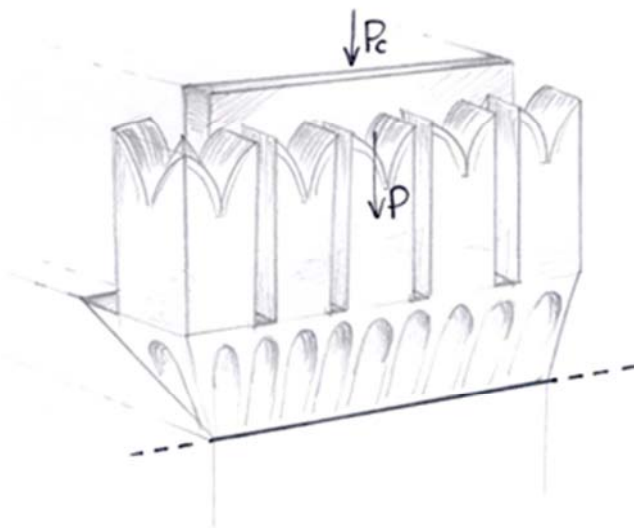
Verifica SODDISFATTA

Capacità/domanda (in quota) 1,0000

9.2.9 Ribaltamento semplice della fascia di merlatura lungo il lato 2



Sezione della zona interessata



Schema cinematico e forze coinvolte

Forze coinvolte e quote dei loro punti d'applicazione:

Quota cerniera da terra [m]	22,54
-----------------------------	-------

descrizione	A mq	h m	l m	V mc	Pi daN	Ph daN	X m	Y m
Copertura (su muro interno)	34,30	-	-	-	4115,88	-	0,96	6,38
Copertura (su merlo)	14,70	-	-	-	1763,95	-	-0,40	5,56
Merli	4,79	3,18	-	15,23	27417,96	-	-0,41	4,30
Pareti interne	5,30	4,00	-	21,20	38160,00	-	1,18	4,71
Parte di solaio 2° piano coinvolto	3,93	-	11,50	45,20	81351,00	-	0,27	1,73

Dal rapporto fra momento stabilizzante e instabilizzante si ottiene il moltiplicatore di collasso a_0 :

Momento stabilizzante	daNm	58842,10	$\Sigma Widi + \Sigma Pvidi - \Sigma PhYi$
------------------------------	------	----------	--

Momento instabilizzante	daNm	474415,44	$\Sigma WiYi + \Sigma PviYi$
--------------------------------	------	-----------	------------------------------

Moltiplicatore di collasso a_0	0,1240
--	--------

Frazione di massa partecipante

$$e^* = \frac{gM^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} \quad e^* = 1,000$$

Accelerazione di attivazione del collasso

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad a_0^* = 0,092 \text{ g}$$

$$a_0^* = 0,90 \text{ m/sec}^2$$

Verifica SLV con accelerazione al suolo

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{Vr})S}{q} \quad \frac{a_g(P_{Vr})S}{q} = 0,0690 \quad \text{vs} \quad 0,092 = a_0^*$$

Verifica SODDISFATTA

Verifica SLV con accelerazione in quota

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q}$$

$$S_e(T_1) = 0,35273$$

$$\psi(Z) = 0,83$$

$$\gamma = 1,36$$

$$q = 2$$

$$\frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} = 0,201 \quad \text{vs} \quad 0,092 = a_0^*$$

Verifica NON SODDISFATTA

La verifica non è soddisfatta in quota. Per bloccare tale meccanismo si interviene inserendo catene a livello del pavimento dell'ambiente sottotetto della torre. Si prevede quindi l'inserimento di una forza di ritenuta orizzontale H, stimata in modo da avere capacità/domanda (in quota) =1:

$$H = 348,72 \text{ kN}$$

Segue il resoconto delle forze agenti e dei bracci, con l'aggiunta dell'azione del tirante:

Quota cerniera da terra [m] 22,54

descrizione	A mq	h m	l m	V mc	Pi daN	Ph daN	X m	Y m
Copertura (su muro interno)	34,30	-	-	-	4115,88	-	0,96	6,38
Copertura (su merlo)	14,70	-	-	-	1763,95	-	-0,40	5,56

Merli	4,79	3,18	-	15,23	27417,96	-	-0,41	4,30
Pareti interne	5,30	4,00	-	21,20	38160,00	-	1,18	4,71
Parte di solaio 2° piano coinvolto	3,93	-	11,50	45,20	81351,00	-	0,27	1,73
Forza H incognita [daN]						34871,59		2,00

Forza H incognita [kN]

348,7159

Dall'equilibrio alla rotazione:

Momento stabilizzante daNm 128585,28 $\Sigma Widi + \Sigma Pvidi - \Sigma PhYi$

Momento instabilizzante daNm 474415,44 $\Sigma WiYi + \Sigma PviYi$

Moltiplicatore di collasso a0 0,2710

Frazione di massa partecipante

$$e^* = \frac{gM^*}{\sum_{n+m} P_i} \quad e^* = 1,000$$

Accelerazione di attivazione del collasso

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad a_0^* = 0,201 \text{ g}$$

$$a_0^* = 1,97 \text{ m/sec}^2$$

Verifica SLV con accelerazione al suolo

$$a_0^* \geq \frac{a_s(P_{vr})S}{q} = 0,0690 \quad \text{vs} \quad 0,201 = a_0^*$$

Verifica SODDISFATTA

Verifica SLV con accelerazione in quota

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} \quad S_e(T_1) = 0,35273$$

$$\psi(Z) = 0,83$$

$$\gamma = 1,36$$

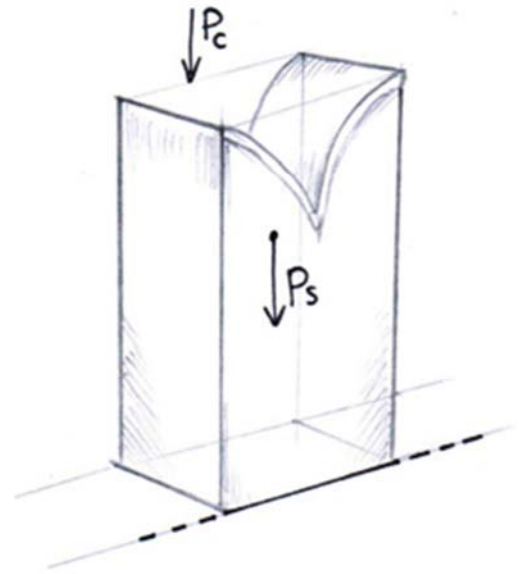
$$q = 2$$

$$\frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} = 0,201 \quad \text{vs} \quad 0,201 = a_0^*$$

Verifica SODDISFATTA

Capacità/domanda (in quota) 1,0000

9.2.10 Ribaltamento semplice del singolo merlo



Schema del cinematismo e delle forze coinvolte

Si riportano le caratteristiche geometriche dell'elemento analizzato e il calcolo della sua rigidezza, utilizzata poi nel calcolo della sollecitazione sismica.

b	(m)	0,48
l	(m)	1,60
h	(m)	2,26
J	(mm ⁴)	14745600000
A	(mm ²)	768000
E	(Mpa)	1500
G	(Mpa)	500

Rigidezza flessionale elemento	(N/mm)	45987,48
Rigidezza tagliante elemento	(N/mm)	283185,84
Rigidezza totale elemento	(N/mm)	39562,76

Dove le rigidezze sono date dalle formule:

$$K_{f, mensola} = \frac{3EJ}{h^3} \quad K_{taglio} = \frac{GA}{1,2h}$$

$$K_{TOT} = \frac{1}{\left(\frac{h^3}{nEJ} + 1,2 \frac{h}{GA} \right)} \quad \text{con } n = 3 \text{ (mensola)}$$

Nota: nel calcolo delle rigidezze si è posto come valore di h metà dell'altezza dell'elemento, considerando un comportamento a mensola.

Verifica locale delle tensioni tangenziali

Si esegue tale verifica locale controllando che il valore delle tensioni tangenziali τ_{xy} , calcolate come rapporto fra il taglio agente F_a e l'area della sezione, sia inferiore al limite di calcolo $\tau_{0d} = \tau_0 / (FC \cdot \gamma_M)$, dove τ_0 è il valore corrispondente all'estremo inferiore dell'intervallo per muratura in mattoni pieni e malta di calce (tabella C8A.2.1).

Peso specifico muratura	(daN/m ³)	1800,00
Massa elemento	(daN)	3124,22
Peso elemento W_a	(N)	30636,14

Periodo elemento T_a	(sec)	0,056
------------------------	-------	-------

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

q_a	-	2
S_a	-	0,457

$$S_a = \frac{a_g}{g} S \left[\frac{3 \left(1 + \frac{Z}{H} \right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1} \right)^2} - 0,5 \right]$$

F_a	(N)	6993,92
-------	-----	---------

$$F_a = \frac{S_a W_a}{q_a}$$

τ_{xy}	(Mpa)	0,009
τ_0	(Mpa)	0,060
τ_{0d}	(Mpa)	0,022

SODDISFATTA

Verifica cinematica lineare

Si svolge di seguito la verifica cinematica lineare. Le forze agenti sono il peso proprio dell'elemento murario e della parte di copertura che grava su di esso, considerati nei loro punti di applicazione (nota: il peso della copertura lo si considera agente con un braccio pari a due terzi dello spessore del merlo).

Forze agenti

	xg (m)	yg (m)	G1 + G2 (daN)
Elemento murario	0,24	1,13	30636,14
Copertura	0,32	2,26	513,36

Area di influenza copertura: 4,28 m²
 Peso specifico copertura: 120,00 daN/mq

Equilibrio alla rotazione alla base del merlo:

M stabilizzante	(daN/m)	7516,95
M instabilizzante	(daN/m)	35779,03

Moltiplicatore α	adim.	0,21
-------------------------	-------	------

Verifica cinematica lineare:

Frazione di massa partecipante e*	adim.	1
-----------------------------------	-------	---

CAPACITA'

Accelerazione di attivazione collasso α^*	(g)	0,156
Accelerazione di attivazione collasso α^*	(m/s ²)	1,526

Accelerazione al SUOLO:

DOMANDA

Domanda di accelerazione al suolo	(g)	0,069	SODDISFATTA
Domanda di accelerazione al suolo	(m/s ²)	0,677	

Accelerazione in QUOTA:

$\psi(z)$	adim.	0,965
γ	adim.	1,364

DOMANDA

Domanda di accelerazione in quota	(g)	0,232	NON SODDISFATTA
Domanda di accelerazione in quota	(m/s ²)	2,275	

La verifica in quota non è soddisfatta. Si interviene collegando i merli alla struttura di copertura. La forza H di ritenuta necessaria è:

$$H = 16,33 \text{ kN}$$

Segue la verifica svolta inserendo il contributo resistente della forza di ritenuta.

Equilibrio alla rotazione alla base del merlo:

M stabilizzante	(daN/m)	11207,66
M instabilizzante	(daN/m)	35779,03

Moltiplicatore α	adim.	0,31
-------------------------	-------	------

Verifica cinematica lineare:

Frazione di massa partecipante e^*	adim.	1,00
--------------------------------------	-------	------

CAPACITA'

Accelerazione di attivazione collasso α^*	(g)	0,23
Accelerazione di attivazione collasso α^*	(m/s ²)	2,28

Accelerazione al SUOLO:

DOMANDA

Domanda di accelerazione al suolo	(g)	0,07	SODDISFATTA
Domanda di accelerazione al suolo	(m/s ²)	0,68	

Accelerazione in QUOTA:

$\psi(z)$	adim.	0,96
γ	adim.	1,36

DOMANDA

Domanda di accelerazione in quota	(g)	0,23	SODDISFATTA
Domanda di accelerazione in quota	(m/s ²)	2,28	

Rapporto capacità/domanda (in quota)		1,00
---	--	------

Analisi non lineare

Si esegue in seguito anche la verifica cinematica non lineare dell'elemento murario.

Il punto di controllo scelto è il baricentro delle forze agenti (peso proprio e peso della porzione di copertura relativa):

X_k	(m)	0,24
Y_k	(m)	1,15

da cui si calcola lo spostamento tale per cui il moltiplicatore α delle forze verticali necessario ad attivare il meccanismo si annulli:

$d_{k,0}$	(m)	0,231
-----------	-----	-------

Questo viene poi tradotto in termini di spostamento spettrale d^*_0 tramite la formula proposta in normativa:

$$d^* = d_k \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,i} \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}$$

$\sum P_i \delta_{x,i}^2$	42911
$\sum P_i \delta_{x,i}$	36560

Lo spostamento spettrale equivalente d^*_0 corrisponde allo spostamento $d_{k,0}$:

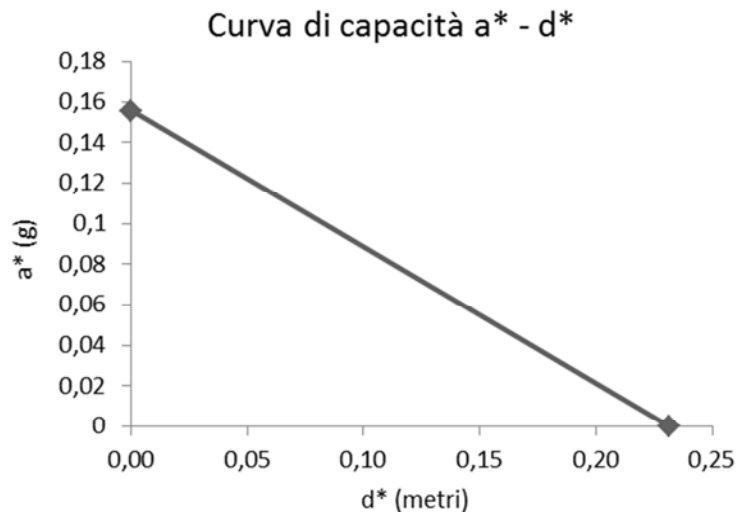
d^*_0	(m)	0,231
---------	-----	-------

L'accelerazione di attivazione del meccanismo di collasso a^*_0 (trovata in precedenza) è:

a^*_0	(m)	0,1556
---------	-----	--------

Questi parametri spettrali permettono di definire la curva di capacità nel piano $a^* - d^*$:

	d^* (m)	a^* (g)
Punto ad accelerazione zero	0,231	0
Punto a spostamento zero	0	0,156



Gli spostamenti limite definiti in normativa sono pari al 40 % di d^*_0 e a un valore definibile a seconda del caso analizzato (per esempio per perdita d'appoggio di travi, coperture, volte...). Si considera il minore fra questi:

spostamento del 40% di d^*_0	(m)	0,093	(es. perdita appoggio di travi, volte, copertura, etc...)
spostamento definito da utente	(m)	-	
spostamento ultimo d^*_u	(m)	0,093	(capacità)

Si calcolano, utilizzando i parametri sopra, lo spostamento in corrispondenza del periodo secante della struttura e l'accelerazione corrispondente, da cui si risale allo stesso periodo secante T_s :

Spostamento d^*_s in corrispondenza del periodo secante T_s

d^*_s	(m)	0,04	(è il 40% dello spostamento ultimo d^*_u)
---------	-----	------	---

Accelerazione a^*_s corrispondente allo spostamento d^*_s sulla curva di capacità

a^*_s	(g)	0,13	$\rightarrow a^*_s = a^*_0 (1 - d^*_s / d^*_0)$
a^*_s	(m/sec ²)	1,28	

Periodo secante T_s

T_s	(sec)	1,07
-------	-------	------

Si può così risalire alla domanda di spostamento ed eseguire la *verifica SLV con accelerazione al suolo*:

$$d^*_u \geq S_{De}(T_s) = \Delta d(T_s)$$

Domanda di spostamento $\Delta_d(T_s)$

$\Delta_d(T_s)$	(m)	0,04
-----------------	-----	------

capacità di spostamento	d_u^*	(m)	0,09
domanda di spostamento	$\Delta_d(T_s)$	(m)	0,04
Esito verifica:		VERIFICATO	

Fornisce stesso esito la *verifica SLV con accelerazione in quota*, per la quale deve essere:

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

T_1	(sec)	0,21
$S_{De}(T_1)$	(m)	0,00
$\psi(Z)$	(adim)	0,96
γ	(adim)	1,36
T_s	(sec)	1,07
$\Delta_d(T_s)$	(m)	0,03

capacità di spostamento	d_u^*	(m)	0,09
domanda di spostamento	$\Delta_d(T_s)$	(m)	0,03
Esito verifica:		VERIFICATO	

In questo caso la verifica non lineare fornisce un esito diverso da quella lineare, più conservativa in quanto non tiene conto delle risorse di resistenza della struttura in configurazione deformata e dell'effettiva evoluzione del meccanismo.

9.2.11 Flessione semplice di parete monolitica – Primo piano (Camera degli Sposi)

Al variare della posizione della frattura (del coefficiente adimensionale μ) si è calcolato il moltiplicatore di collasso corrispondente, in modo da individuarne il minore possibile. I dati seguenti sono relativi alla configurazione a quest'ultimo caso.

Si riportano la quota cui avviene il cinematisimo, le caratteristiche geometriche delle due porzioni di muro in rotazione e le varie forze coinvolte (l rappresenta la lunghezza della frattura, mentre h , a e d sono bracci delle forze):

Quota cinematisimo [m]:	17,22
-------------------------	-------

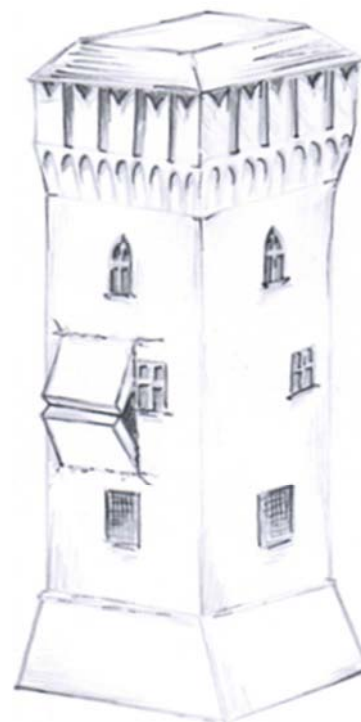
Geometria elementi coinvolti:

	s [m]	l [m]	hi [m]	Pi [daN]
Parte superiore	1,48	4,27	2,09	23726,41
Parte inferiore			3,77	42707,53
			5,86	66433,94

Altre forze agenti:

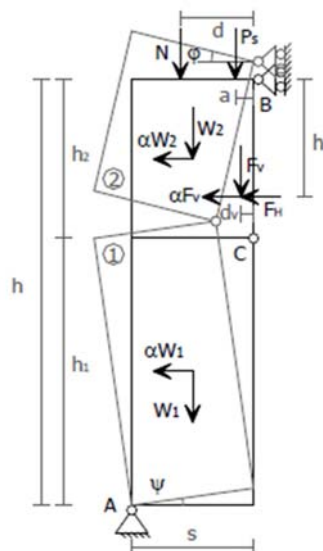
	Ps [daN]	a [m]
peso solaio secondo piano	19695,38	0,49

	N [daN]	d [m]
Peso elementi soprastanti	98252,88	0,74

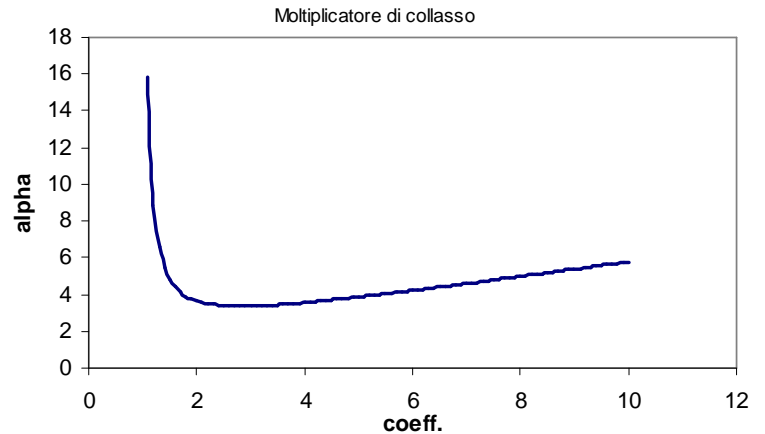


Il peso del solaio coinvolto è stato valutato come un ottavo del peso totale, mentre per quanto riguarda il peso degli elementi soprastanti si è computato un ottavo del peso del solaio del secondo piano, metà del peso del muro del secondo piano su quel lato, un ottavo del peso della copertura e metà del peso dei merli presenti su quel lato della torre.

Al variare della posizione della frattura (del coefficiente adimensionale μ) si è calcolato il moltiplicatore di collasso corrispondente, in modo da individuarne il minore possibile.



coefficiente μ	2,80
α min	3,36



Il baricentro di applicazione delle forze nel blocco superiore risulta, rispetto al lato interno del blocco stesso:

x_g [m]	0,70
y_g [m]	1,92

Note queste, è possibile assegnare una rotazione virtuale al primo blocco e di conseguenza calcolare quella del secondo, ricavando gli spostamenti virtuali dei vari punti di applicazione delle forze:

rotazioni virtuali		
φ	0,010	rad
ψ	0,006	rad
δ_{2x}	0,020	m
δ_{1x}	0,011	m

Applicando le formule già viste, si ricava infine il coefficiente di partecipazione di massa (non trattandosi di un unico blocco non sarà più unitario come negli altri casi) e il moltiplicatore di collasso, con cui si procede alla solita verifica lineare, che risulta soddisfatta:

Massa partecipante	M^*g [daN]	176465,09
Coefficiente di partecipazione di massa	e^*	0,96
accelerazione di attivazione del collasso	α_0 [m/s ²]	25,46
accelerazione di attivazione del collasso	α_0 [g]	2,60

Verifica SLV con accelerazione al suolo

$$a_0^* \geq \frac{a_s(P_{Vr})S}{q} \quad \frac{a_s(P_{Vr})S}{q} = 0,0690 \quad \text{vs} \quad 2,597 = a_0^*$$

Verifica SODDISFATTA

Verifica SLV con accelerazione in quota

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} \quad \begin{array}{l} S_e(T_1) = 0,35273 \\ \psi(Z) = 0,64 \\ \gamma = 1,36 \\ q = 2 \end{array}$$

$$\frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} = 0,153 \quad \text{vs} \quad 2,597 = a_0^*$$

Verifica SODDISFATTA

9.2.12 Flessione semplice di parete monolitica – Secondo piano

Anche al secondo piano della torre al variare della posizione della frattura (del coefficiente adimensionale μ) si è calcolato il moltiplicatore di collasso corrispondente, in modo da individuarne il minore possibile. I dati seguenti sono relativi alla configurazione a quest'ultimo caso.

Si riportano la quota cui avviene il cinematiso, le caratteristiche geometriche delle due porzioni di muro in rotazione e le varie forze coinvolte (l rappresenta la lunghezza della frattura mentre h, a e d sono bracci delle forze):

Quota cinematiso [m]:	23,41
-----------------------	-------

Geometria elementi coinvolti

	s [m]	l [m]	h _i [m]	P _i [daN]
Parte superiore	1,43	3,28	1,35	11317,11
Parte inferiore			2,82	23765,93
			4,17	35083,04

Altre forze agenti:

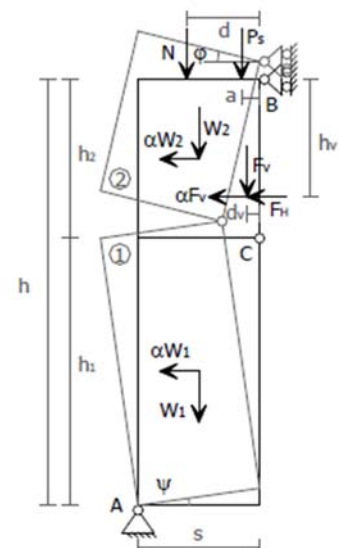
	P _s [daN]	a [m]
peso solaio secondo piano	19113,87	0,48

	N [daN]	d [m]
Peso elementi soprastanti	21371,49	0,71



Il peso del solaio coinvolto è stato valutato come un ottavo del peso dell'intero solaio, mentre per quanto riguarda il peso degli elementi soprastanti si è computato un ottavo del peso della copertura e metà del peso dei merli presenti su quel lato della torre.

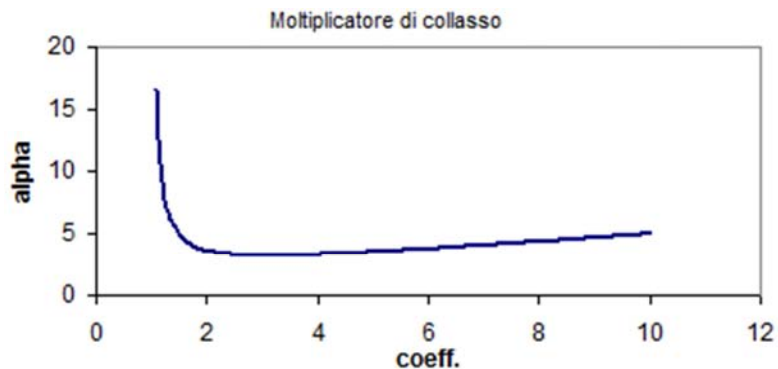
Al variare della posizione della frattura (del coefficiente adimensionale μ) si è calcolato il moltiplicatore di collasso corrispondente, in modo da individuarne il minore possibile.



coefficiente μ	3,10
α MIN	3,20

Il baricentro di applicazione delle forze nel blocco superiore risulta, rispetto al lato interno del blocco stesso:

x_g [m]	0,62
y_g [m]	1,20



Come nel caso precedente si calcolano spostamenti virtuali e accelerazione di attivazione del collasso:

rotazioni virtuali		
φ	0,010	rad
ψ	0,005	rad
δ_{2x}	0,014	m
δ_{1x}	0,008	m

Massa partecipante	M*g [daN]	71495,20
Coefficiente di partecipazione di massa	e^*	0,95
accelerazione di attivazione del collasso	α_0 [m/s ²]	24,59
accelerazione di attivazione del collasso	α_0 [g]	2,51

Anche in questo caso la verifica è soddisfatta:

Verifica SLV con accelerazione al suolo

$$\boxed{a_0^* \geq \frac{\alpha_g(P_{rr})S}{q}} \quad \frac{\alpha_g(P_{rr})S}{q} = 0,0690 \quad \text{vs} \quad 2,508 = a_0^*$$

Verifica SODDISFATTA

Verifica SLV con accelerazione in quota

$$\boxed{a_0^* \geq \frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q}} \quad \begin{array}{l} S_e(T_1) = 0,35273 \\ \psi(Z) = 0,87 \\ \gamma = 1,36 \\ q = 2 \end{array}$$

$$\frac{S_e(T_1)\psi(Z)\gamma}{q} = 0,209 \quad \text{vs} \quad 2,508 = a_0^*$$

Verifica SODDISFATTA

9.3 Intervento

Alcune delle analisi viste in precedenza risultano non verificate:

- Ribaltamento parete della torre con porzioni delle pareti ortogonali;
- Cantionali (i due di dimensioni maggiori);
- Fascia di merlatura;
- Singolo merlo.

Per intervenire e bloccare adeguatamente questi meccanismi è necessario inserire una forza orizzontale di ritenuta che contrasti il momento spingente di origine sismica, incrementato dalla presenza delle spinte dei soffitti a volta. La forza orizzontale sufficiente è stata valutata imponendo che la capacità della struttura eguagli la domanda nell'equilibrio alla rotazione e varia da 380 kN per evitare il ribaltamento della parete della torre a 16 kN per trattenere il singolo merlo.

Essendo impossibile agire all'interno della Camera degli Sposi, l'intervento riguarderà il piano terra e secondo, oltre all'ultimo livello, in cui si trova la merlatura.

Si disporranno dei controventi di piano a livello del pavimento, in modo da limitare al minimo l'impatto visivo sulla struttura. Tale sistema permette di trattenere i conci murari a rischio di distacco e prevede una doppia cerchiatura realizzata con profili metallici ancorati alle pareti tramite barre resinare.

All'ultimo piano invece si provvede a realizzare un sistema di trattenuta dei merli costituito da un controvento di falda con cordolo perimetrale ancorato ai singoli merli tramite barre resinare, garantendone il collegamento.

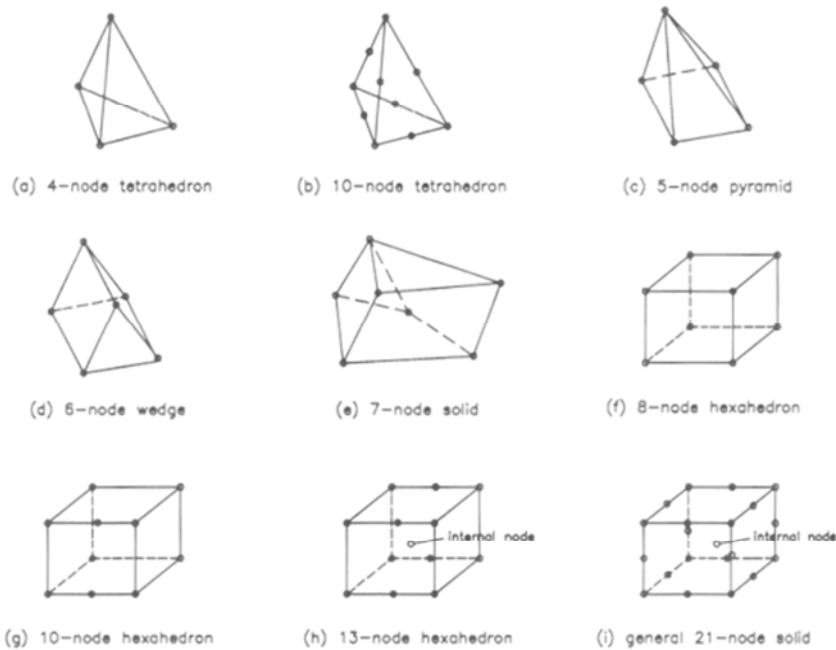
I profili metallici e le connessioni sono dimensionati a partire dai valori più gravosi delle forze di ritenuta calcolate nelle analisi precedenti.

10. Analisi su modello a elementi finiti

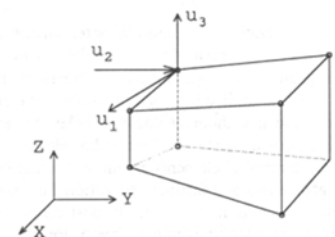
Si eseguono delle analisi statiche lineari e alle frequenze naturali su modello a elementi finiti tridimensionali della parete nord della Camera degli Sposi, situata al primo piano della Torre degli Sposi o Torre nord – ovest. Tale parete risulta particolarmente d’interesse in quanto affrescata dal Mantegna con la celebre scena della Corte e parzialmente danneggiata in seguito al sisma del maggio 2012. Il quadro fessurativo interessa soprattutto la porzione di muro antistante la canna fumaria nella zona centrale della parete.

10.1 Descrizione modello

Il modello è stato realizzato tramite l’utilizzo del programma di calcolo *Midas Gen*, impiegando elementi finiti tridimensionali (*Solid*). Tali elementi sono di diverse tipologie, possono avere da 4 a 27 nodi. La tipologia scelta è quella a brick, caratterizzata da 8 nodi.



Gli elementi 3D risultano vantaggiosi per la modellazione di geometrie in cui nessuna delle tre dimensioni prevalga sulle altre. I gradi di libertà associati a ciascun nodo sono tre, corrispondenti alle traslazioni nelle tre direzioni dello spazio, essi non trasferiscono rigidità relativamente agli altri gradi di



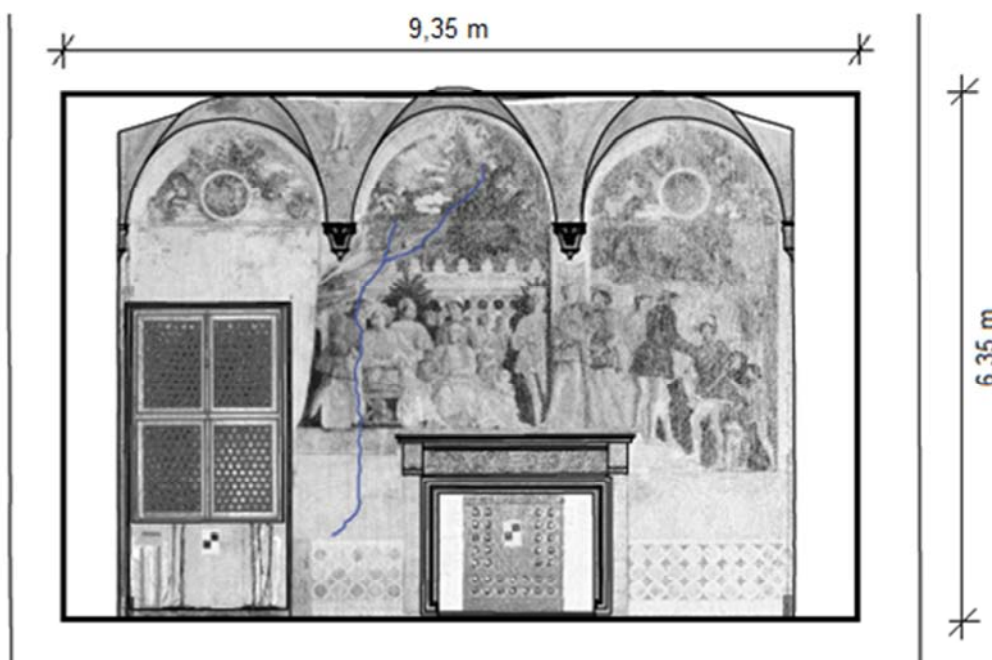
libertà (rotazionali). Tali elementi sono quindi in grado di rappresentare stati tensionali tridimensionali.

10.1.1 Geometria e caratteristiche dei materiali

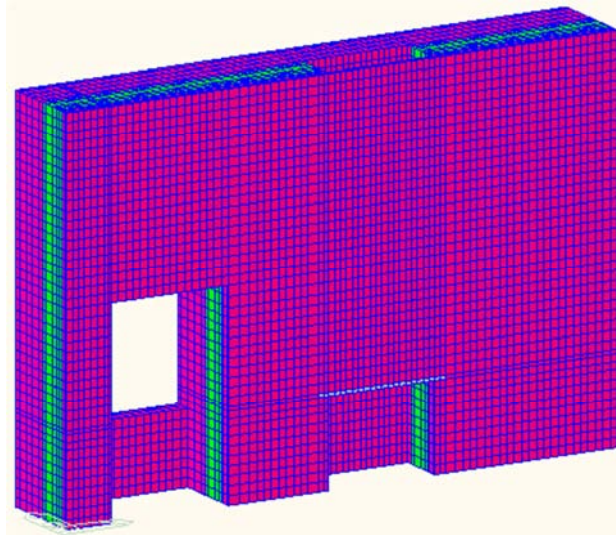
La porzione di parete modellata si estende in altezza per 6,35 m, dal livello del pavimento della Camera fino al soffitto, mentre risulta larga 9,35 m (estendendosi fino a metà spessore dei muri ortogonali laterali) e spessa 1,50 m. E' caratterizzata da due forature: un'ampia finestra sulla sinistra e, nella zona centrale, una canna fumaria.



Vista della parete nord della Camera degli Sposi – Scena della Corte



Schema della porzione di parete modellata con quadro fessurativo interno



Vista della parete modellata

La muratura è costituita da due paramenti, di spessore 80 cm verso l'esterno della torre e 15 cm verso l'interno della stanza, e da un nucleo centrale di materiale di caratteristiche più scadenti (di 55 cm di spessore). Si è scelto di assegnare ai paramenti interno ed esterno modulo elastico (valore minore dell'intervallo) e peso specifico relativi alla categoria "mattoni pieni e malta di calce" in tabella C8A.2.1:

$$E = 1200 \text{ N/mm}^2$$

$$w = 18 \text{ kN/m}^3$$

Per quanto riguarda il riempimento, del quale si hanno minori informazioni, si è scelta la categoria "muratura in pietrame disordinata":

$$E = 690 \text{ N/mm}^2$$

$$w = 15 \text{ kN/m}^3$$

E' presente anche un profilo metallico a "T" di 6 x 6 cm, posto come architrave in corrispondenza della parete antistante la canna fumaria. Essendo il modello realizzato a brick si è scelto di modellare questo profilo con la stessa tipologia di elementi, in modo da ottenere una rigidezza equivalente assiale e flessionale. Fissando la larghezza dei brick pari a 6 cm (stesso spessore della paretina soprastante), si è calcolata un'altezza equivalente di 6,35 cm circa e un modulo elastico di 43581,4 MPa. Si riportano in seguito le relazioni imposte:



Profilo metallico con funzione di architrave

$$E_{\text{var}} A_{\text{var}} = E_{\text{acciaio}} A_{\text{profilo}}$$

$$E_{\text{var}} \left(\frac{1}{12} B H_{\text{var}}^3 \right) = E_{\text{acciaio}} J_{\text{profilo}}$$

Profilo metallico

A_{profilo}	791,00	mm^2
J_{profilo}	266000,00	mm^4
E_{acciaio}	210000	MPa



Part. profilo metallico dall'interno della canna

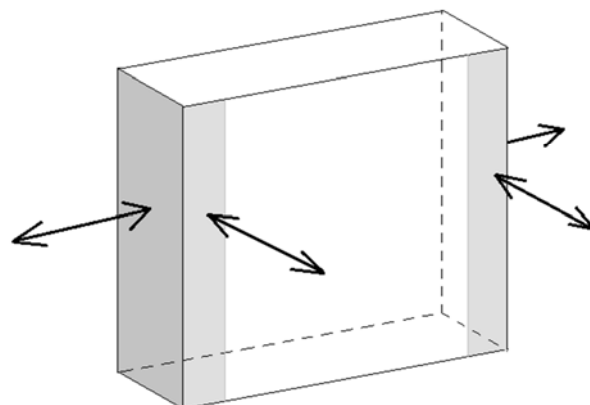
fumaria

Brick equivalente

b	60,00	mm
$h_{\text{variabile}}$	63,52	mm
$A_{\text{variabile}}$	3811,49	mm^2
$J_{\text{variabile}}$	1281739,01	mm^4
$E_{\text{variabile}}$	43581,42	MPa

10.1.2 Vincoli

La parete è vincolata bloccando i tre gradi di libertà alla base della stessa e nelle porzioni di muro che si trovano a contatto con le pareti ortogonali a quella esaminata viene bloccato il grado di libertà traslazionale in direzione normale alla superficie della parete, come indicato dalle frecce in figura:



Schema vincoli laterali

10.1.3 Carichi

I carichi assegnati sono:

- Peso proprio;
- Carico proveniente dai piani superiori, che comprende:
 - o Parte di peso dei due solai soprastanti (circa $\frac{1}{4}$ del totale);
 - o Peso della parete soprastante;
 - o Parte di peso della merlatura in corrispondenza del lato nord della torre (circa $\frac{1}{4}$ del totale);
 - o Parte di peso della copertura lignea (circa $\frac{1}{4}$ del totale).

In totale si calcola un carico pari a 2359 kN, che, distribuito sulla faccia superiore della parete, equivale a 0,186 MPa.

10.2 Analisi effettuate

Le analisi effettuate sul modello descritto sono:

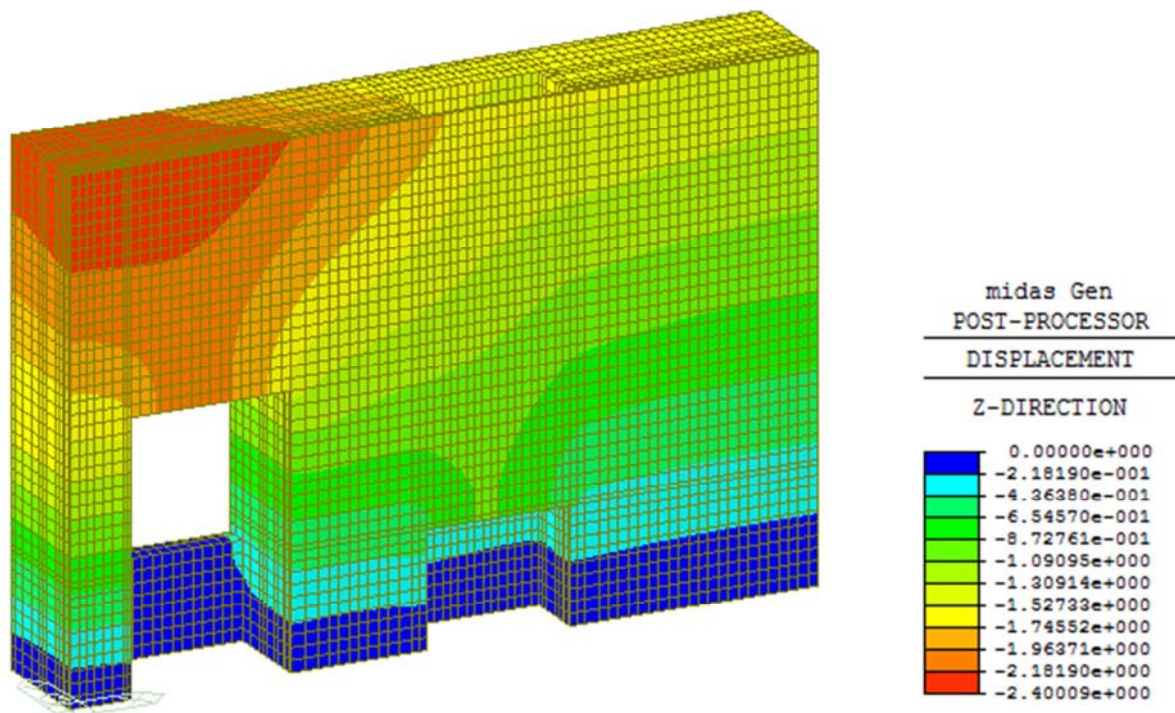
- Statica lineare per peso proprio e carico proveniente dalle muratura soprastanti;
- Analisi alle frequenze naturali, per individuare i modi di vibrare della struttura.

10.2.1 Analisi statica lineare

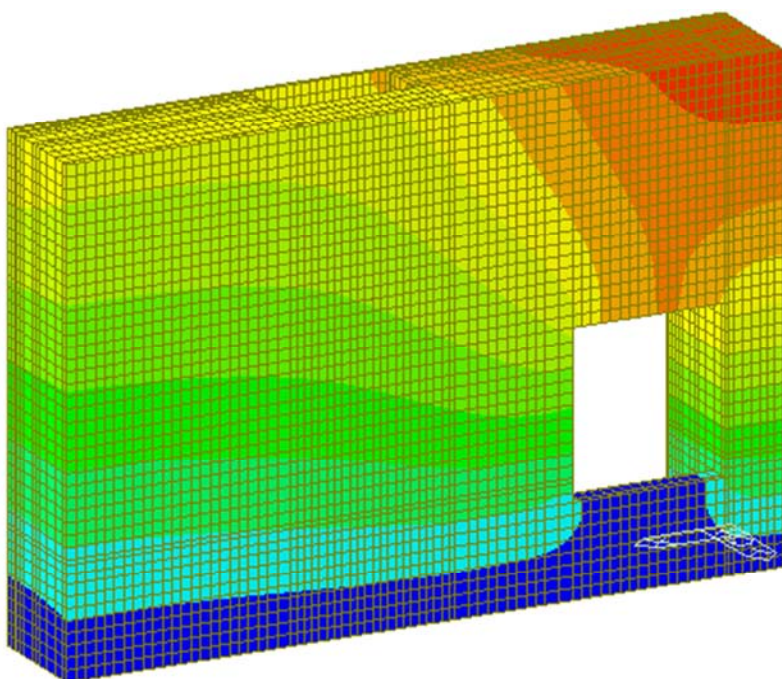
Si riportano in seguito gli output del programma di calcolo riguardanti gli spostamenti verticali e

in direzione normale alla parete e le tensioni in direzione verticale della parete.

Spostamenti dz (direzione verticale)



LATO INTERNO

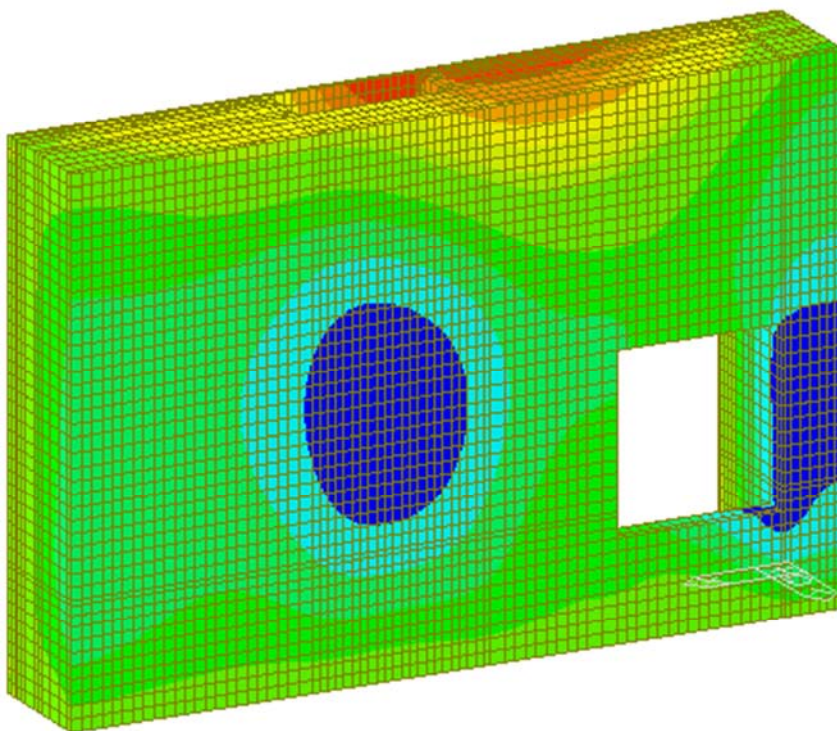
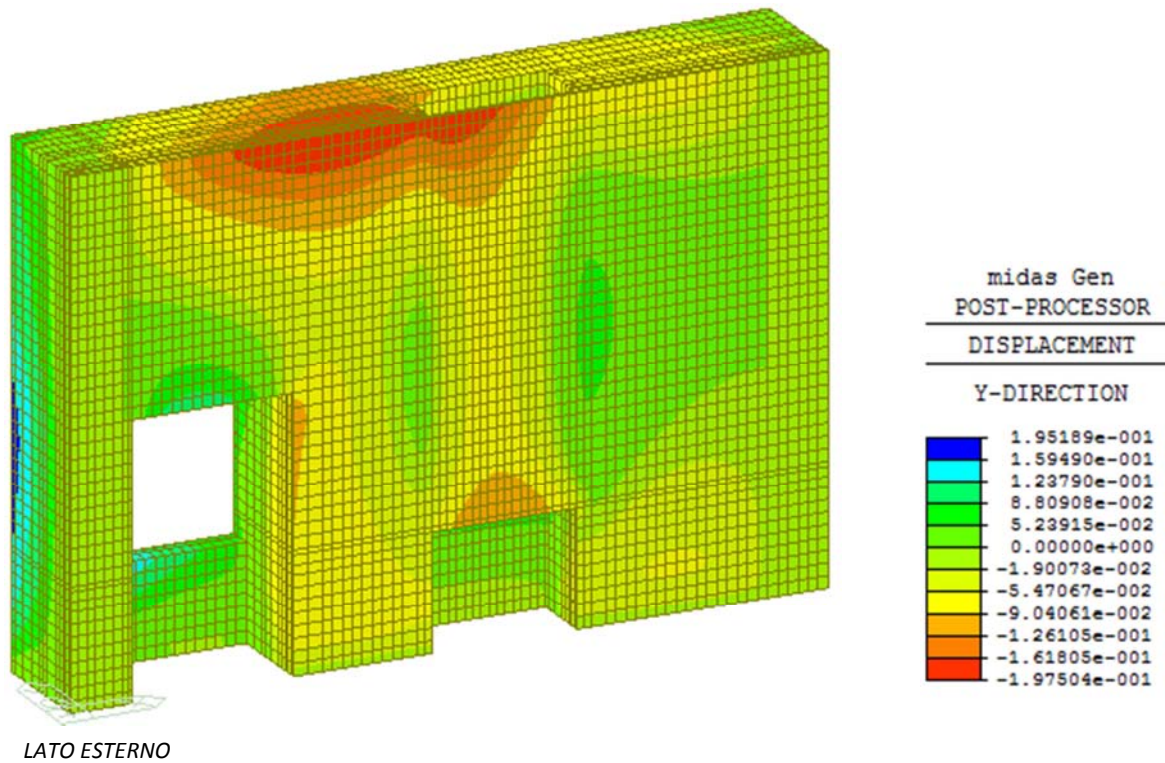


LATO ESTERNO

Contour e leggenda degli spostamenti in direzione z (verticale) della parete, i valori sono riportati in mm.

Come si nota dalla figura, la zona maggiormente soggetta a spostamento verticale è quella posta al di sopra dell'apertura della finestra. Comunque il valore massimo registrato in questa zona è di 2,5 mm.

Spostamenti dy (direzione normale alla parete)

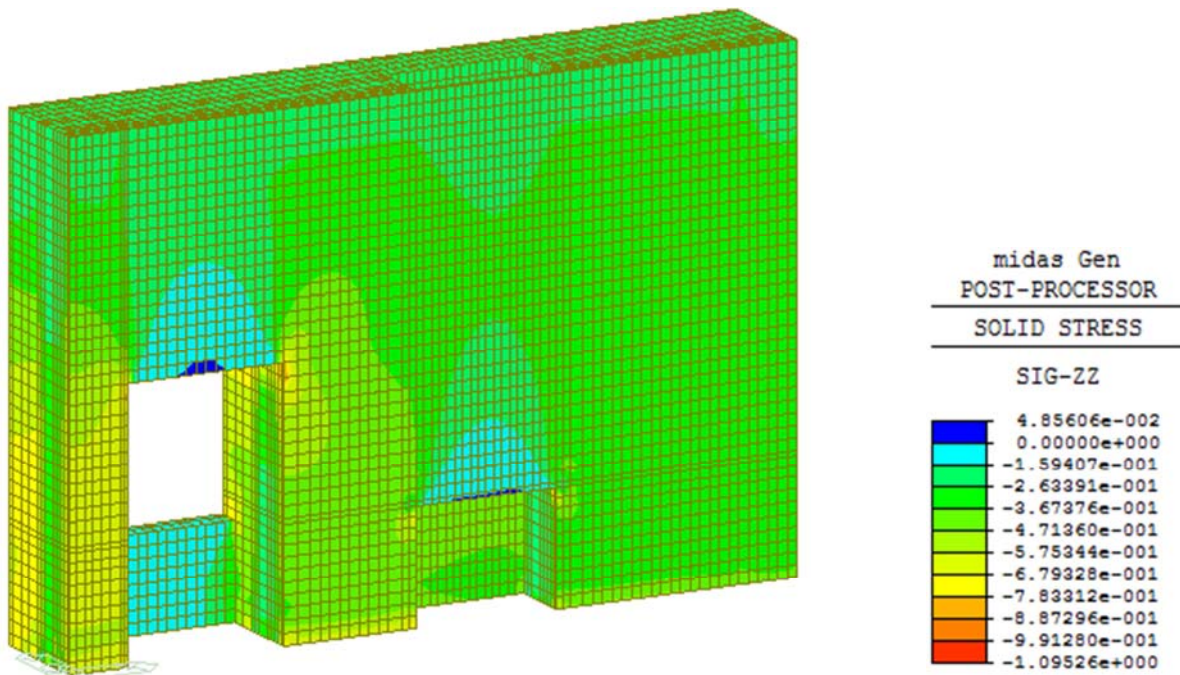


LATO ESTERNO

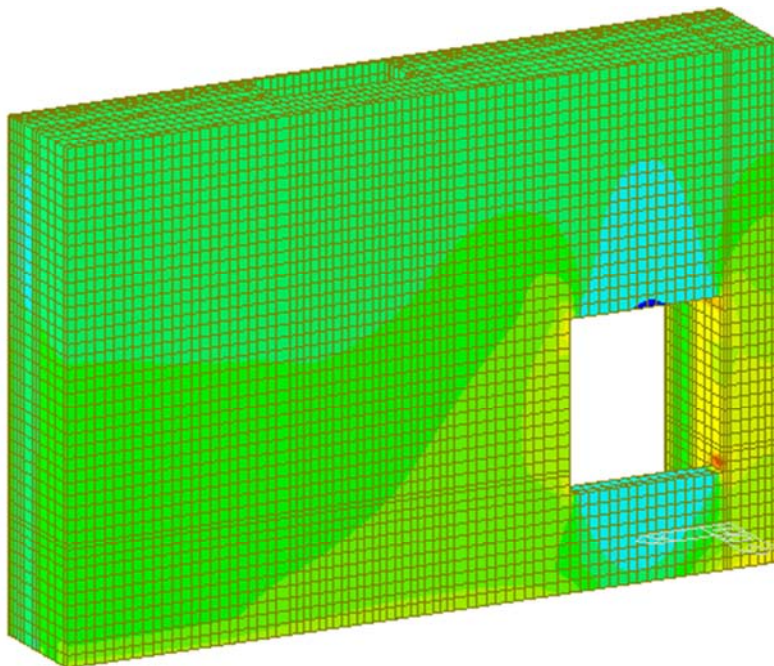
Contour e leggenda degli spostamenti in direzione Y (normale alla parete), i valori sono riportati in mm.

Gli spostamenti in direzione normale alla parete, che denotano qualche differenza di comportamento fra il lato rivolto verso l'interno della stanza e quello esterno. I valori sono comunque molto esigui e risultano massimi in testa al maschio murario posto fra la canna fumaria e la finestra.

Tensioni σ_z



LATO INTERNO

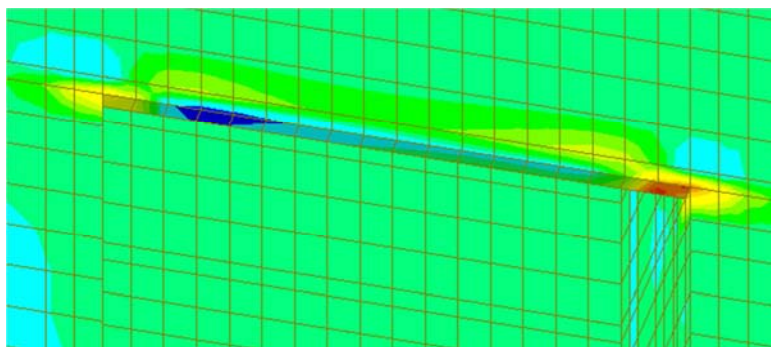


LATO ESTERNO

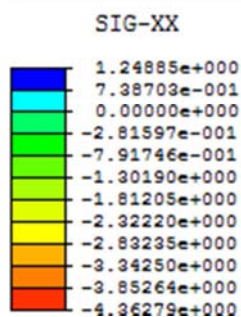
Contour e leggenda delle tensioni σ_z (direzione verticale), i valori sono riportati in MPa.

Dai risultati ottenuti si nota che la parete rimane in campo elastico, in quanto i picchi di tensioni (intorno agli 1,12 MPa) si hanno solo in due zone puntuali in corrispondenza della discontinuità geometrica rappresentata dalla finestra.

Si riporta anche il dettaglio delle tensioni σ_x in direzione x (parallela alla parete), in corrispondenza del profilo metallico inserito dietro la cornice del caminetto:



midas Gen
POST-PROCESSOR
SOLID STRESS



Le tensioni massime qui registrate sono circa di 4,5 MPa.

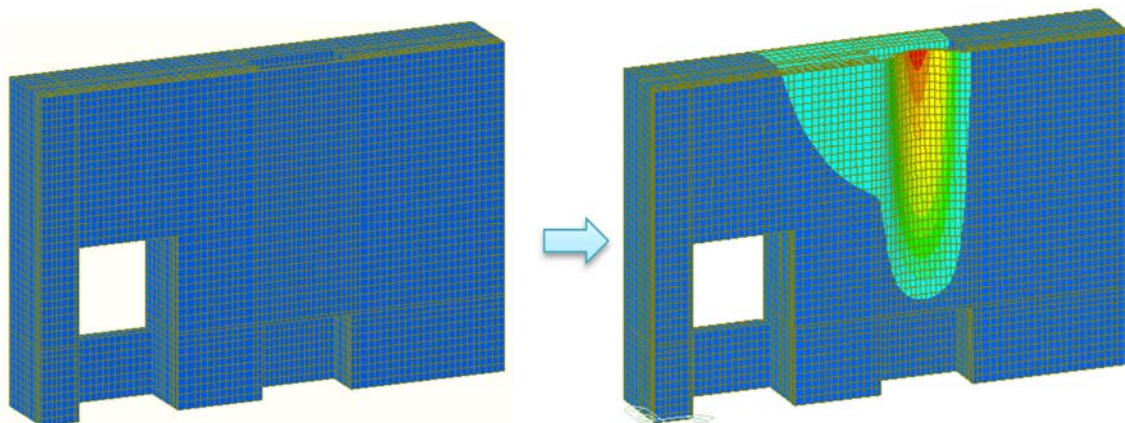
Analisi alle frequenze naturali

Da questa analisi si ricavano i principali modi di vibrare della struttura, ognuno caratterizzato da una frequenza e percentuale di massa partecipante.

Si riportano in seguito le deformate relative ai modi più significativi.

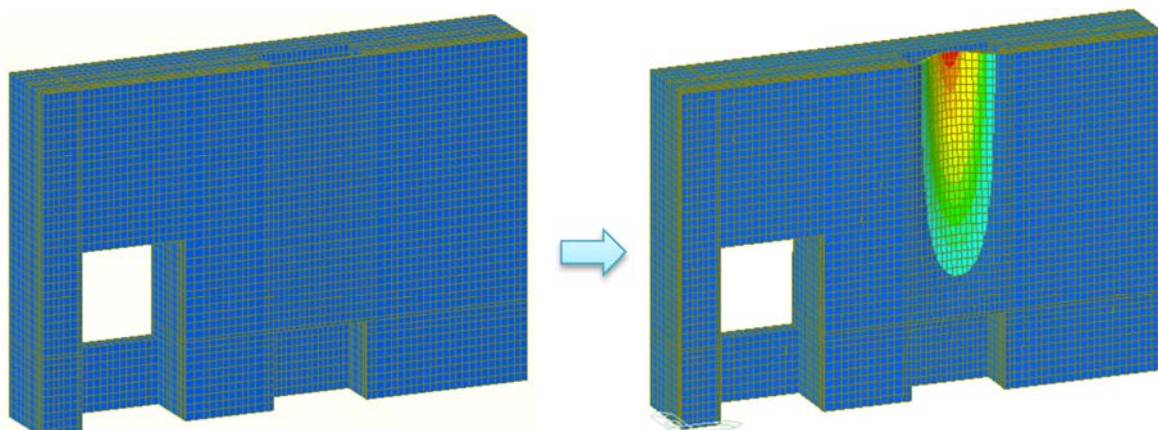
Il primo modo di vibrare coinvolge la zona prossima superiore della parete, prossima alla canna fumaria, e, fra i modi analizzati è quello che mobilita maggiormente la massa in direzione y (normale alla parete).

1° modo

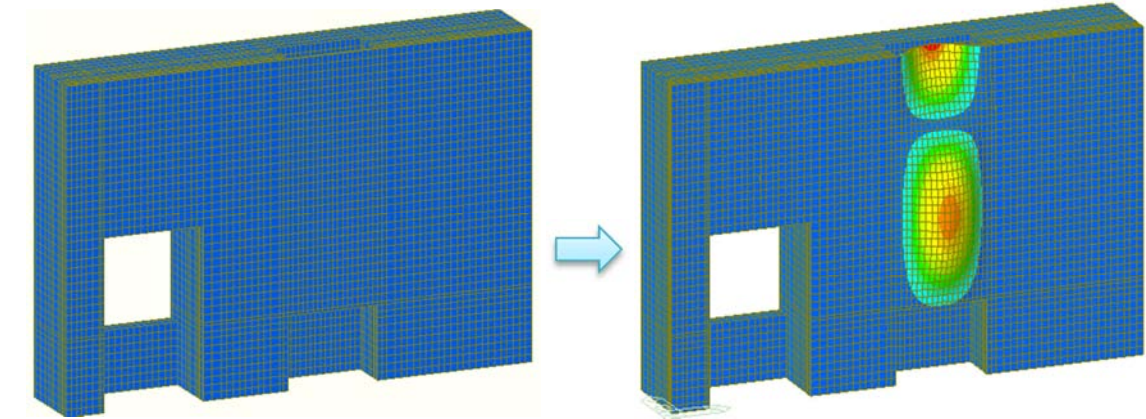


Dal secondo modo di vibrare in poi viene coinvolta solo la parete di chiusura della canna fumaria, che rappresenta evidentemente il punto debole della struttura per l'esiguo spessore, e aumenta progressivamente il numero di flessi nella deformata (se ne riportano degli esempi).

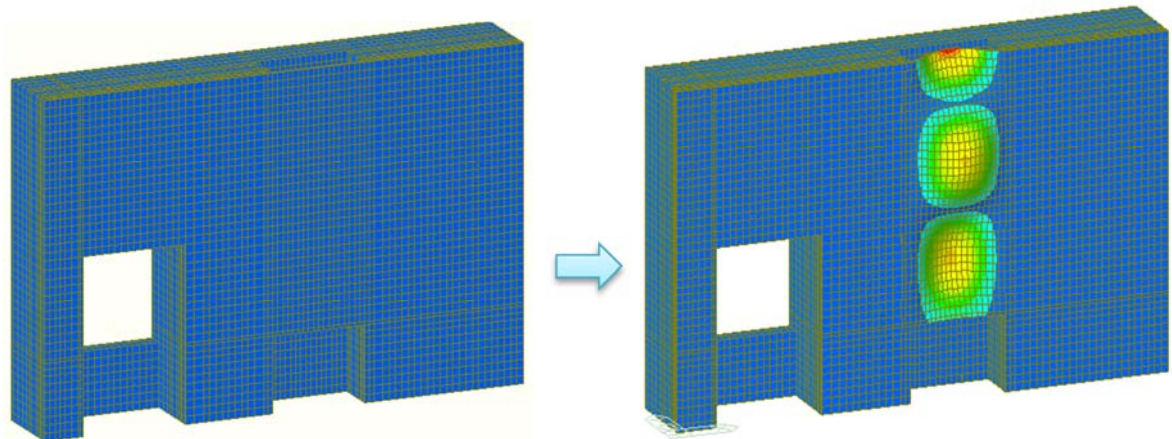
2° modo



3° modo

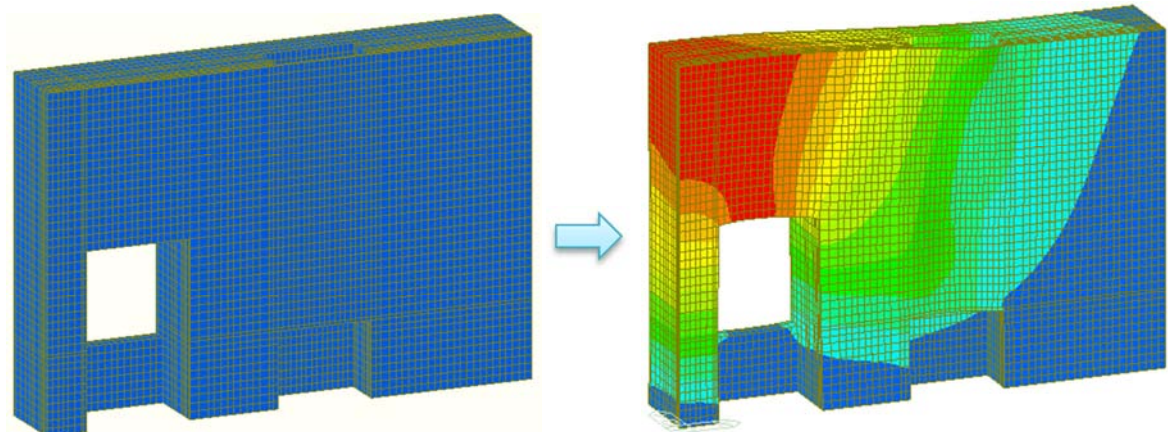


4° modo

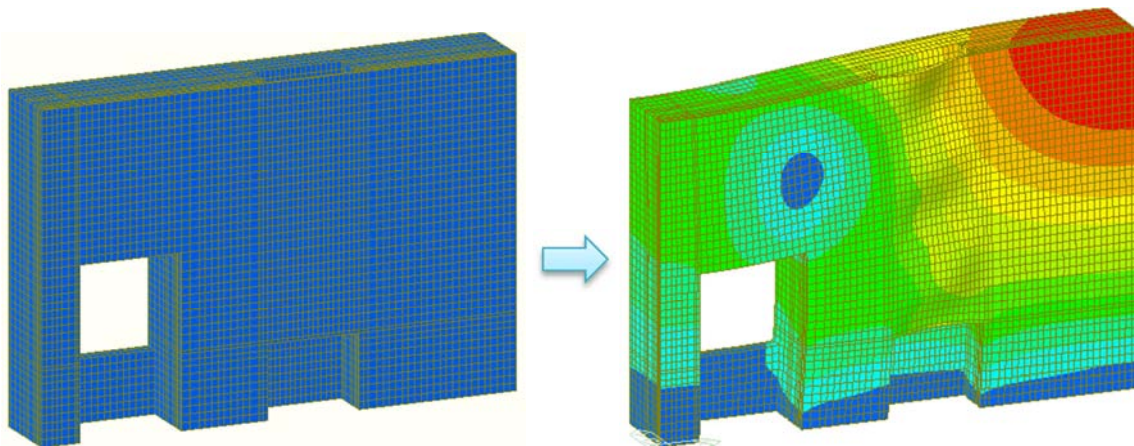


Il sesto e decimo modo di vibrare invece sono significativi perché coinvolgono globalmente la parete con movimento torsionale di direzione opposta, mobilitando la maggior parte della massa in direzione verticale.

6° modo

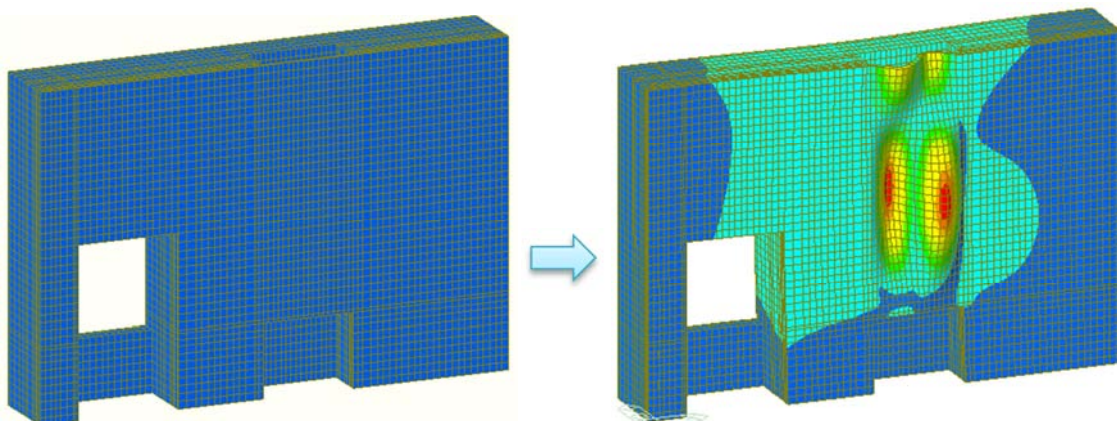


10° modo

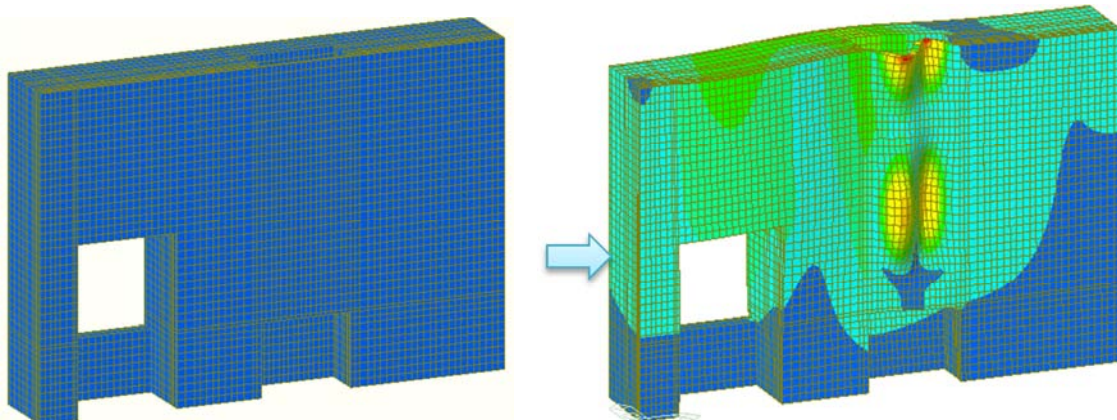


Il 16° modo viene riportato in quanto mobilita la percentuale maggiore di massa in direzione x (parallela alla parete) fra i modi analizzati. Coinvolge ancora una volta la parete della canna fumaria, flettendola orizzontalmente.

16° modo



19° modo



Come si può notare la parete assume un comportamento rigido, con periodi molto bassi. Ciò è dovuto ai vincoli scelti che ne limitano gli spostamenti soprattutto in direzione x (parallela alla parete), nella cui direzione si mobilita l'84 % della massa in 150 modi

analizzati. Nelle altre direzioni si riesce a raggiungere l'85 % della massa mobilitata con un minor numero di modi.

Si riporta in tabella il resoconto dei primi 20 modi di 150 analizzati, indicando frequenza, periodo e percentuale di massa partecipante:

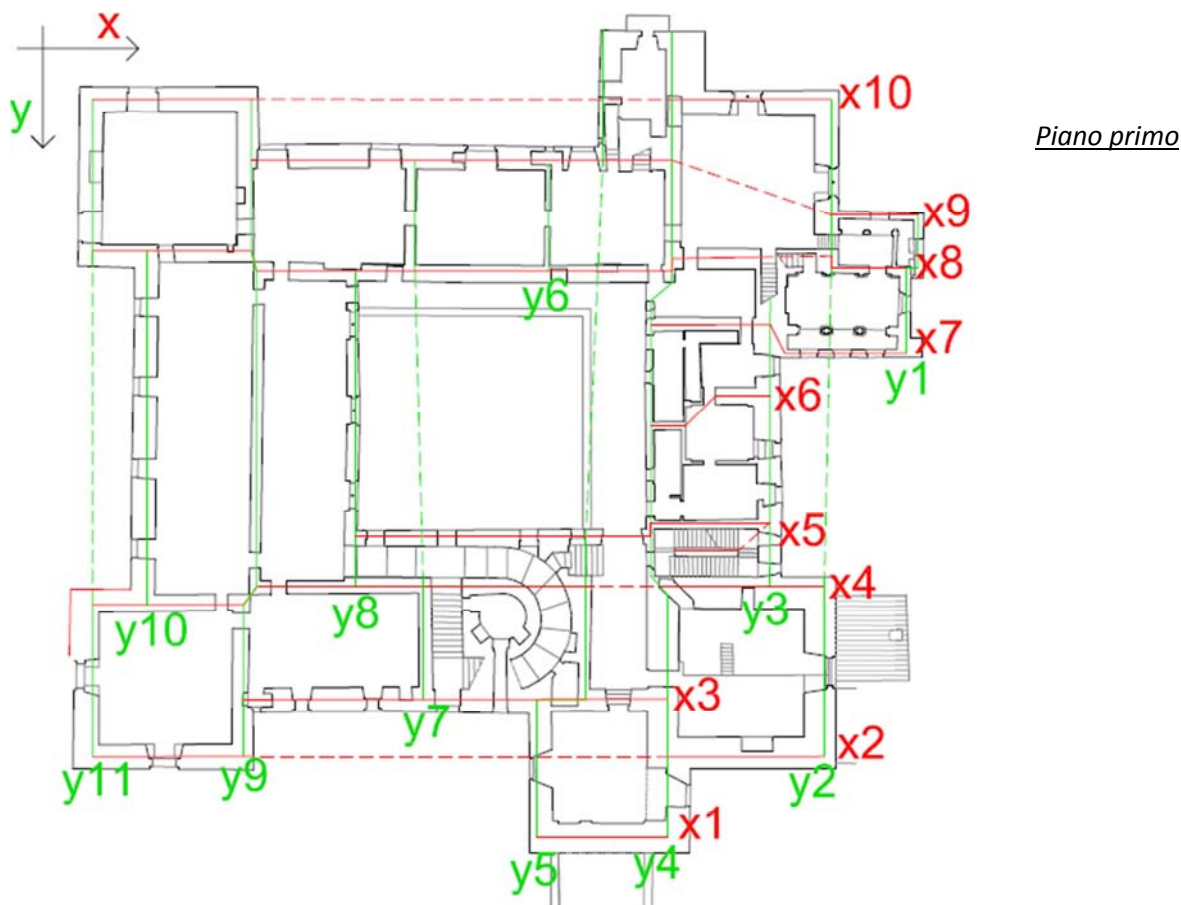
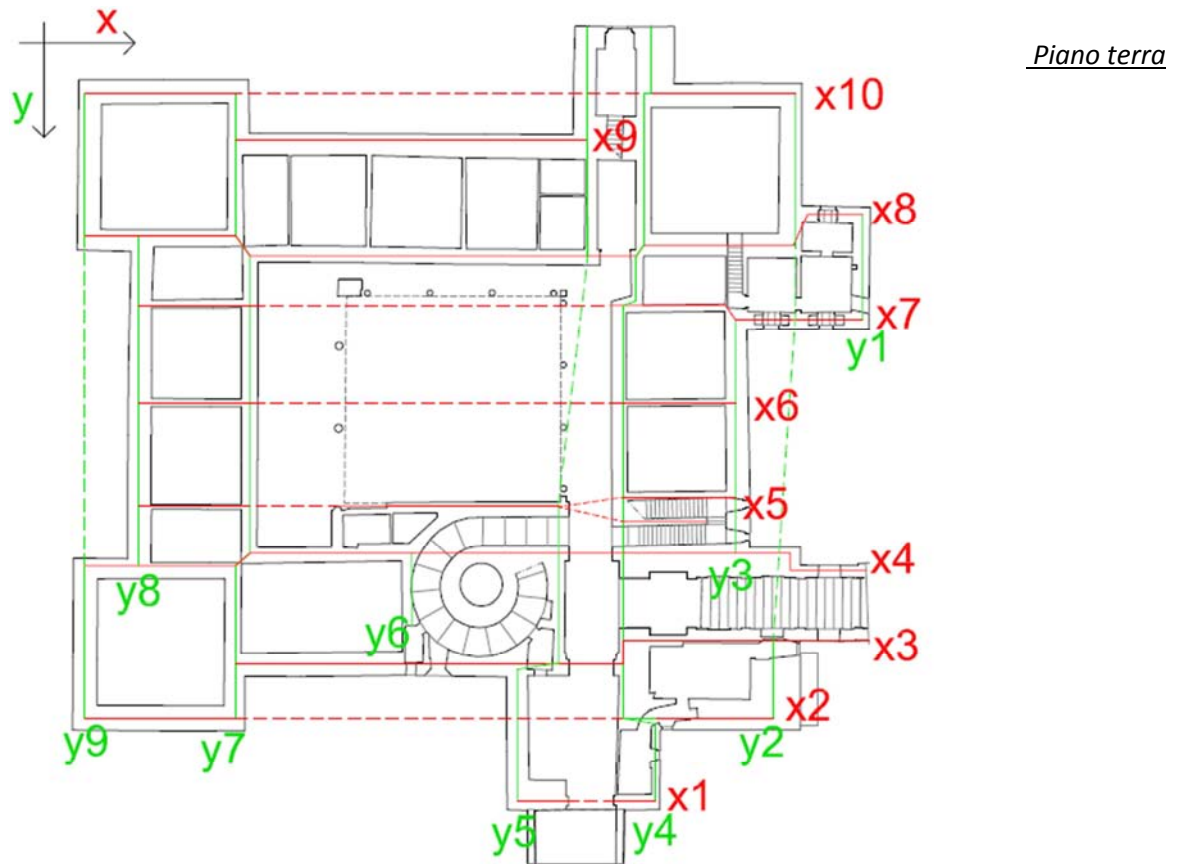
Mode n°	Frequency (rad/sec)	Frequency (cycle/sec)	Period (sec)	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
				MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	86,5064	13,7679	0,0726	0,0106	0,0106	32,7102	32,7102	0,0052	0,0052
2	96,9836	15,4354	0,0648	0,0072	0,0178	11,8697	44,5799	0,0027	0,0080
3	100,0149	15,9179	0,0628	0,0002	0,0180	0,0024	44,5823	0,0000	0,0080
4	114,8698	18,2821	0,0547	0,0000	0,0180	0,0104	44,5926	0,0000	0,0080
5	138,1886	21,9934	0,0455	0,0000	0,0181	0,0400	44,6326	0,0000	0,0080
6	154,9326	24,6583	0,0406	0,0022	0,0203	0,4274	45,0600	46,7615	46,7695
7	168,3581	26,795	0,0373	0,0000	0,0203	0,4684	45,5284	0,0406	46,8101
8	172,3227	27,426	0,0365	0,1361	0,1565	0,0174	45,5458	0,0514	46,8616
9	173,436	27,6032	0,0362	0,0799	0,2364	7,7308	53,2766	0,5222	47,3837
10	199,75	31,7912	0,0315	0,7006	0,9370	0,0035	53,2801	34,7798	82,1635
11	204,5678	32,558	0,0307	0,0020	0,9389	0,0005	53,2806	0,0174	82,1809
12	238,3731	37,9383	0,0264	1,3870	2,3259	0,6162	53,8968	0,1393	82,3202
13	251,4627	40,0215	0,025	0,0615	2,3874	0,0376	53,9345	0,0000	82,3202
14	251,9368	40,097	0,0249	0,7186	3,1060	0,6584	54,5928	0,0087	82,3289
15	262,7668	41,8206	0,0239	5,2096	8,3156	0,0711	54,6640	0,0062	82,3351
16	271,0214	43,1344	0,0232	35,8271	44,1427	1,4737	56,1377	0,1855	82,5206
17	279,0464	44,4116	0,0225	0,6127	44,7554	0,0001	56,1378	0,0017	82,5223
18	283,7247	45,1562	0,0221	1,5259	46,2813	3,8309	59,9687	0,0997	82,6221
19	297,1361	47,2907	0,0211	18,9085	65,1897	3,4962	63,4648	0,1595	82,7816
20	306,2694	48,7443	0,0205	0,0318	65,2215	0,0827	63,5475	0,0006	82,7822

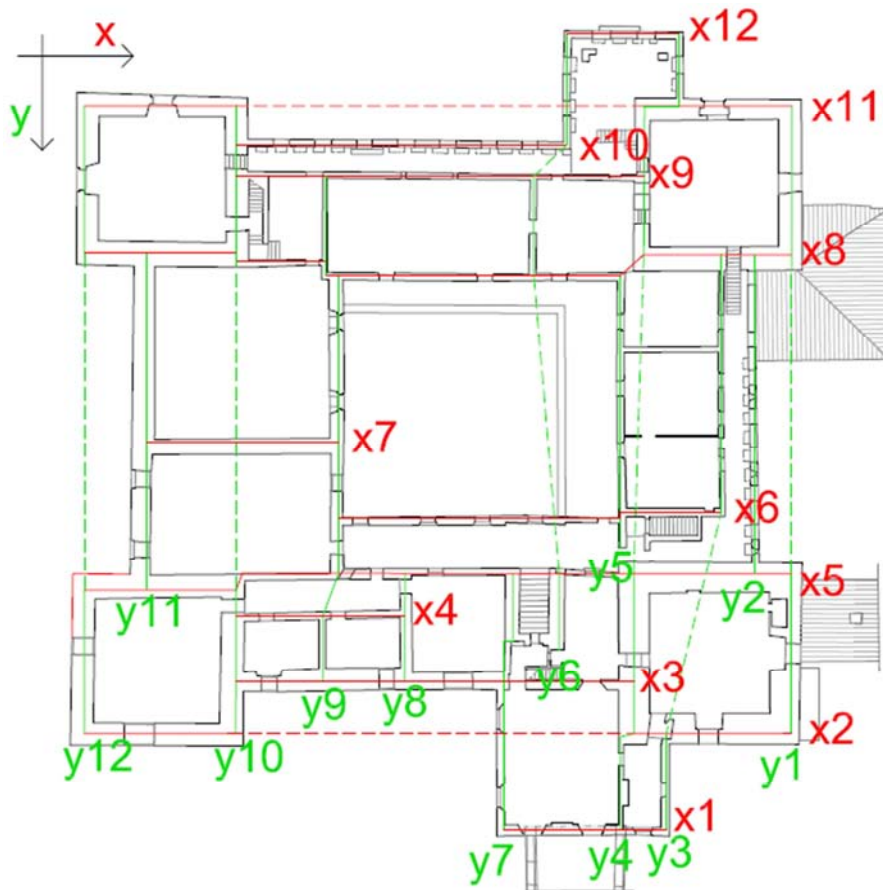
11. Appendici:

- **Appendice A – Castello di San Giorgio:**
 - Appendice (A.1) – Tavole relative all'individuazione dei muri portanti ai vari livelli;
 - Appendice (A.2) – Tabelle riassuntive delle caratteristiche geometriche dei muri portanti.

- **Appendice B – Torre degli Sposi:**
 - Appendice (B.1) – Tavole relative all'individuazione dei muri portanti ai vari livelli;
 - Appendice (B.2) – Tabelle riassuntive delle caratteristiche geometriche dei muri portanti;
 - Appendice (B.3) – Tavole relative a piante, sezioni e quadro fessurativo della Torre.

APPENDICE A.1 - Individuazione muri portanti del Castello di San Giorgio lungo le due direzioni principali





Piano secondo

APPENDICE A.2 – Tabelle riassuntive delle caratteristiche geometriche dei muri portanti del Castello di San Giorgio

Piano terra - Direzione x

n°	Misura lorda											Misura fori										V netto		A netta		Peso	
	H1 [m]	H2 [m]	H3 [m]	s1 [m]	L1 [m]	s2 [m]	L2 [m]	s3 [m]	L3 [m]	A [m ²]	V [m ³]	Hf1 [m]	Hf2 [m]	Hf3 [m]	sf1 [m]	Lf1 [m]	sf2 [m]	Lf2 [m]	sf3 [m]	Lf3 [m]	A [m ²]	V [m ³]	V [m ³]	A [m ²]	y [m]	x [m]	P [N]
X1	6,3			1,9	3,3	1,0	2,7			8,9	55,7	5,6			1,0	2,9					2,9	16,1	39,6	6,0	45,6	32,3	712589,4
X2	6,3			1,6	9,6	1,9	9,5			33,1	207,0	3,1			1,9	3,2					6,2	19,2	187,8	27,0	40,7	22,4	3380755,1
X3	6,3			1,5	24,7	0,9	15,6			50,2	313,7	2,8	2,7	5,6	1,5	2,7	0,9	2,7	0,9	2,7	7,1	31,0	282,7	43,1	36,4	30,1	5089356,1
X4	6,3	7,9		1,0	27,8	2,0	10,6	1,1	9,6	60,8	414,7	3,7	2,7	5,6	1,0	1,4	1,0	2,7		2,3	4,3	28,5	386,2	56,5	30,1	28,0	6950982,1
X5	6,3	-		0,3	7,1	1,0	11,0	0,4	15,5	19,1	120,7										0,0	0,0	120,7	19,1	27,2	25,4	2172531,6
X6	5,8			0,5	7,1	0,4	7,1			6,7	39,3										0,0	0,0	39,3	6,7	20,6	23,1	707820,3
X7	5,8	5,6		0,5	7,1	0,5	6,5	1,1	8,1	15,6	88,4	1,4			1,1	4,4					4,8	6,7	81,6	10,7	14,4	29,2	1469521,2
X8	6,5	6,2	5,6	1,1	9,6	1,0	28,1	1,5	9,6	53,5	336,9	1,4	2,0	3,8	1,0	1,2	1,5	0,9		2,0	4,6	12,1	324,8	48,9	10,6	23,3	5846802,6
X9	6,2			1,5	22,4					33,6	209,3										0,0	0,0	209,3	33,6	3,9	21,2	3766894,2
X10	6,5			1,5	9,6	1,5	9,2			28,7	185,4										0,0	0,0	185,4	28,7	0,9	24,1	3336893,4
										310,3											29,8			280,4			33434146,0

Piano terra - Direzione y

n°	Misura lorda											Misura fori										V netto		A netta		Peso	
	H1 [m]	H2 [m]	H3 [m]	s1 [m]	L1 [m]	s2 [m]	L2 [m]	s3 [m]	L3 [m]	A [m ²]	V [m ³]	Hf1 [m]	Hf2 [m]	Hf3 [m]	sf1 [m]	Lf1 [m]	sf2 [m]	Lf2 [m]	sf3 [m]	Lf3 [m]	A [m ²]	V [m ³]	V [m ³]	A [m ²]	x [m]	y [m]	P [N]
Y1	5,6			1,1	6,7					7,5	41,7	1,9			1,1	0,9					1,1	2,0	39,7	6,5	49,9	11,9	714615,6
Y2	6,5	4,6		1,5	9,5	3,2	5,0			29,6	162,6	1,2			3,2	1,2					4,0	4,7	157,9	25,7	44,9	25,7	2842869,4
Y3	5,8			1,5	14,9					21,8	126,8	1,2			1,5	1,6					2,3	2,7	124,1	19,4	41,8	22,5	2233868,3
Y4	5,8	7,9	6,5	1,0	25,5	0,5	9,3	2,0	15,5	61,3	407,4	4,6			0,5	0,8	2,0	3,1	1,0	1,3	7,9	36,6	370,8	53,3	35,1	19,0	6674294,3
Y5	6,5	5,8	6,3	1,4	15,6	0,8	7,4	0,9	10,3	37,3	235,3	4,6			0,9	1,9					1,7	7,8	227,6	35,6	30,5	19,4	4096177,0
Y6	6,8			0,6	4,6					2,8	18,7										0,0	0,0	18,7	2,8	21,2	32,2	336333,6
Y7	6,5	5,8	6,3	1,2	9,1	1,0	18,9	1,2	9,7	41,8	254,5										0,0	0,0	254,5	41,8	10,9	20,7	4581560,6
Y8	5,8			1,5	21,0					30,9	178,4										0,0	0,0	178,4	30,9	3,8	20,5	3211714,8
Y9	6,5	6,3		1,5	9,1	1,6	9,7			29,3	187,4										0,0	0,0	187,4	29,3	0,4	20,7	3372660,0
										262,2											16,9			245,3			28064093,7

Piano primo - Direzione x

n°	Misura lorda											Misura fori										V netto		A netta		Peso	
	H1 [m]	H2 [m]	H3 [m]	s1 [m]	L1 [m]	s2 [m]	L2 [m]	s3 [m]	L3 [m]	A [m2]	V [m3]	Hf1 [m]	Hf2 [m]	Hf3 [m]	sf1 [m]	Lf1 [m]	sf2 [m]	Lf2 [m]	sf3 [m]	Lf3 [m]	A [m2]	V [m3]	V [m3]	A [m2]	y [m]	x [m]	P [N]
X1	6,5			2,0	7,9					15,4	100,6										0,0	0,0	100,6	15,4	45,6	31,9	1810703,7
X2	6,6	6,2		1,5	9,5	1,9	9,1			31,4	200,0	3,2			1,5	2,0					2,9	9,3	190,8	28,5	40,7	23,1	3433837,7
X3	6,6	6,6		1,5	20,7	1,4	5,0			37,0	244,2	1,2	2,3		1,5	7,3	1,4	1,5			12,6	17,1	227,1	24,4	37,2	24,1	4087411,6
X4	6,6	6,5	4,4	1,4	3,3	1,1	25,8	2,0	9,5	50,2	287,3	2,1	1,9		1,1	5,1	2,0	2,0			9,2	18,6	268,7	41,0	30,4	27,4	4836570,8
X5	6,6	6,5	4,4	1,0	17,9	0,6	7,2	0,5	3,9	23,9	158,0	2,2	1,3	3,0	1,0	3,2		0,8		2,5	6,5	15,4	142,5	17,4	27,3	30,0	2565732,2
X6	5,9			0,5	2,1	1,1	3,3			4,5	26,5										0,0	0,0	26,5	4,5	19,7	38,1	476237,7
X7	7,3	7,8		0,8	7,2	0,5	7,4			9,6	72,0	1,9	1,9		0,5	3,3	0,8	0,7			2,2	4,2	67,8	7,5	15,1	42,0	1219505,2
X8	7,3	6,3	7,8	1,3	8,4	1,0	30,5	0,5	5,2	45,1	299,0	1,9	3,5	1,9	1,0	3,8	0,5	1,0	1,3	0,9	5,6	11,4	287,6	39,5	11,2	23,2	5176713,3
X9	6,3	7,8		1,4	25,5	0,5	5,3			38,9	248,9	2,3	1,9	1,9	1,4	10,2	0,5	1,1	1,4	1,8	17,8	40,3	208,6	21,2	4,5	22,8	3754922,9
X10	7,4	7,8		1,5	9,6	1,5	9,0			28,4	216,4	2,6	2,3		1,5	1,9	1,5	1,6			5,3	13,0	203,4	23,1	0,8	23,1	3662041,0
										284,5											62,1			222,5			31023676,1

Piano primo - Direzione y

n°	Misura lorda											Misura fori										V netto		A netta		Peso	
	H1 [m]	H2 [m]	H3 [m]	s1 [m]	L1 [m]	s2 [m]	L2 [m]	s3 [m]	L3 [m]	A [m2]	V [m3]	Hf1 [m]	Hf2 [m]	Hf3 [m]	sf1 [m]	Lf1 [m]	sf2 [m]	Lf2 [m]	sf3 [m]	Lf3 [m]	A [m2]	V [m3]	V [m3]	A [m2]	x [m]	y [m]	P [N]
Y1	4,6	4,6		0,6	3,2	0,8	5,2			5,8	26,6	1,9	1,9		0,6	1,0	0,8	1,1			1,4	2,7	23,9	4,4	50,7	12,0	429764,4
Y2	7,2	4,4		1,4	10,6	1,9	10,3			35,1	196,7	2,3	3,5	2,2	1,4	1,6	1,9	1,9	1,4	0,9	7,2	20,9	175,8	27,8	45,5	20,9	3164396,3
Y3	5,9	5,9		2,0	2,8	1,5	14,8			26,9	158,0	2,0			1,5	5,1					7,4	14,8	143,2	19,5	42,0	19,5	2578381,6
Y4	4,5	7,3	5,9	2,0	19,3	1,0	11,3	0,5	16,7	58,3	304,2	2,1	2,0		1,0	2,5	0,5	4,0			4,5	9,1	295,1	53,8	35,5	21,1	5311027,8
Y5	4,5	4,5	6,9	1,4	12,8	0,4	3,4	1,0	9,9	28,7	152,8	3,6	2,2	2,1	1,4	2,5	0,4	0,3	1,0	1,9	5,4	16,4	136,4	23,3	31,3	30,4	2454577,1
Y6	6,3			0,3	6,4					2,2	14,0	1,9			0,3	1,0					0,3	0,7	13,3	1,9	28,6	7,7	239792,3
Y7	6,3	6,6		0,7	6,7	0,8	6,8			10,0	64,5	2,0			0,7	0,9					0,6	1,2	63,3	9,4	20,8	20,8	1139960,8
Y8	5,9			0,7	19,2					14,2	83,6	2,4	2,1		0,7	5,6	0,7	1,9			5,5	12,9	70,7	8,7	16,9	20,4	1272462,3
Y9	7,0	5,9		1,2	18,4	0,7	19,2			33,8	223,2	2,1	2,0		1,2	1,9	0,7	1,9			3,4	6,9	216,3	30,4	10,6	20,7	3892654,4
Y10	5,9			1,5	21,5					31,5	184,5	2,3			1,5	4,7					7,0	15,9	168,6	24,6	4,3	20,9	3035208,1
Y11	7,4	6,6		1,4	9,2	1,7	9,2			28,4	198,3	4,0	3,6	7,4	1,4	1,9	1,7	1,8	0,8	1,9	7,1	32,4	165,9	21,3	1,0	20,7	2985489,1
										274,9											49,8			225,1			26503714,1

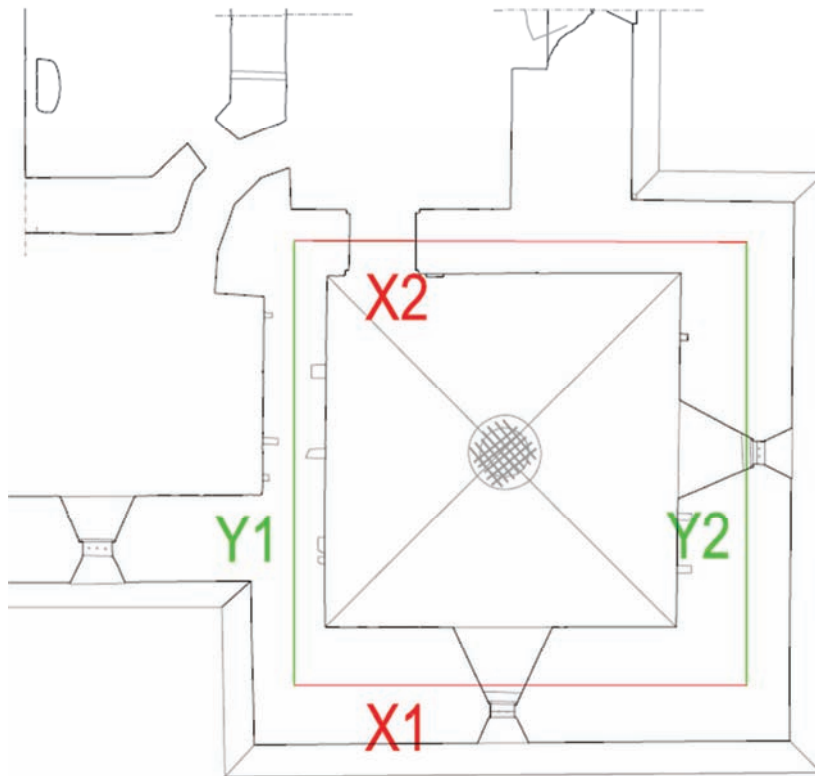
Piano secondo - Direzione x

n°	Misura lorda											Misura fori										V netto		A netta		Peso			
	H1 [m]	H2 [m]	H3 [m]	s1 [m]	L1 [m]	s2 [m]	L2 [m]	s3 [m]	L3 [m]	A [m2]	V [m3]	Hf1 [m]	Hf2 [m]	Hf3 [m]	sf1 [m]	Lf1 [m]	sf2 [m]	Lf2 [m]	sf3 [m]	Lf3 [m]	A [m2]	V [m3]	V [m3]	A [m2]	y [m]	x [m]	P [N]		
X1	6,5			0,7	10,3					6,7	43,7	2,3			0,7	4,1					2,7	6,2	37,5	4,0	46,8	32,9	675792,0		
X2	5,8	5,8		1,4	9,6	2,0	10,0			33,4	192,8	3,2	3,2		1,4	1,8	2,0	2,8			8,0	25,4	167,5	25,4	40,7	23,1	3014256,3		
X3	6,2	6,0	5,5	1,4	10,7	1,1	6,3	0,7	8,2	27,4	165,7	2,6	2,6	2,6	1,4	2,0	1,1	1,8	0,7	2,6	6,4	16,7	148,9	21,0	37,4	22,1	2680783,8		
X4	6,2			0,5	10,7					5,2	32,1	1,8			0,5	1,8					0,9	1,6	30,5	4,3	33,2	15,7	548242,6		
X5	5,8	5,9	6,3	1,5	9,6	0,5	24,8	2,0	10,0	46,6	280,5	0,9	1,9	3,0	0,5	1,7		1,7		1,9	2,6	5,0	275,5	44,0	30,4	22,9	4959091,7		
X6	3,0	3,2		0,5	17,9	0,5	6,4			12,3	37,5	1,7			0,5	4,5					2,3	3,8	33,7	10,1	27,0	28,8	606623,4		
X7	6,0			1,0	12,2					12,1	73,2										0,0	0,0	73,2	12,1	22,2	10,7	1317567,1		
X8	4,8	3,0	5,2	1,5	9,6	0,4	24,4	1,5	9,4	39,1	174,9	1,4	2,0	2,3	0,4	2,8	1,5	0,8	0,4	0,9	2,8	5,0	169,9	36,4	10,7	22,9	3058214,6		
X9	4,7	4,2		0,4	12,7	0,4	13,2			9,9	43,7	2,2	0,3		0,4	1,8	0,4	0,6			0,9	1,5	42,3	9,0	5,3	35,2	760553,9		
X10	3,2			0,5	21,0					9,9	31,2	2,0			0,5	7,1					3,3	6,8	24,5	6,5	3,3	21,3	440101,9		
X11	4,8	5,2		1,4	9,6	1,4	9,4			26,2	130,6	1,9	1,4		1,4	1,7	1,4	1,6			4,6	7,7	122,9	21,6	0,8	23,0	2212784,0		
X12	3,5			0,5	7,1					3,3	11,3	3,5			0,5	2,3					1,1	3,6	7,6	2,2	-3,8	34,8	137402,5		
										232,2												35,5			196,6				20411413,7

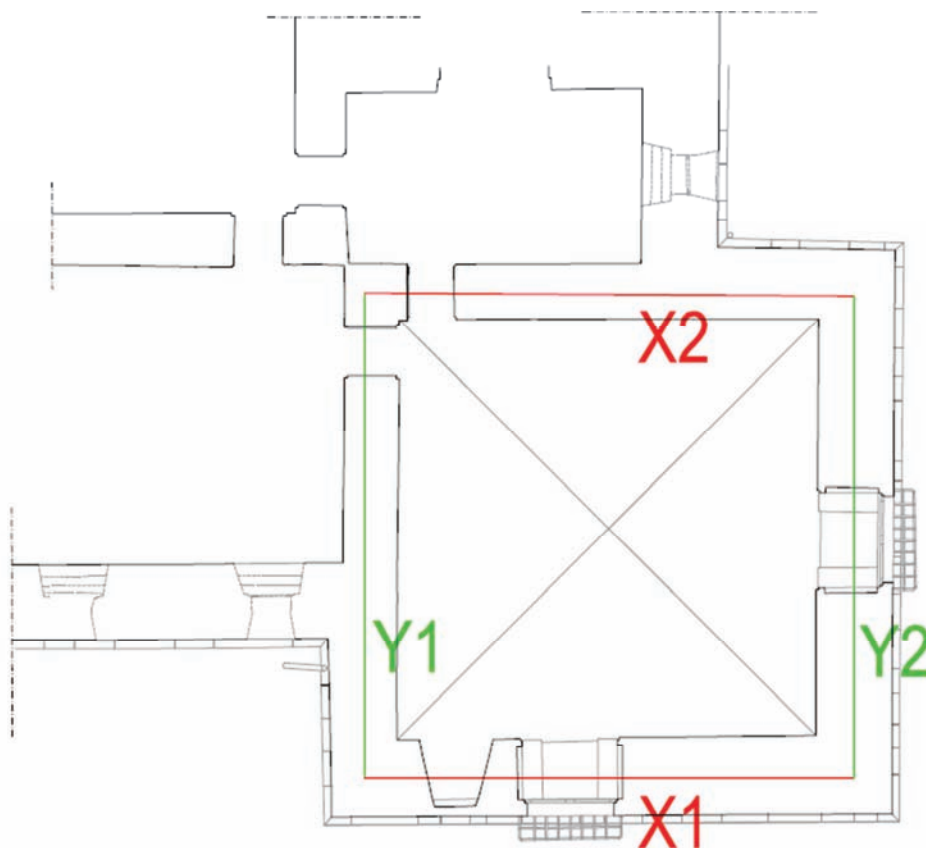
Piano secondo – Direzione y

n°	Misura lorda											Misura fori										V netto		A netta		Peso				
	H1 [m]	H2 [m]	H3 [m]	s1 [m]	L1 [m]	s2 [m]	L2 [m]	s3 [m]	L3 [m]	A [m2]	V [m3]	Hf1 [m]	Hf2 [m]	Hf3 [m]	sf1 [m]	Lf1 [m]	sf2 [m]	Lf2 [m]	sf3 [m]	Lf3 [m]	A [m2]	V [m3]	V [m3]	A [m2]	x [m]	y [m]	P [N]			
Y1	5,5	6,3		1,5	9,5	2,0	10,2			34,0	203,1	1,4	2,1		1,5	1,2	2,0	2,5			6,7	12,8	190,3	27,3	45,6	20,7	3424696,1			
Y2	3,5			0,5	20,2					9,5	32,8	3,5			0,5	6,7					3,1	10,9	21,9	6,4	43,2	21,4	394608,2			
Y3	4,2	4,2		0,3	16,3	0,5	6,1			8,1	34,3	2,3	2,3		0,3	4,1	0,5	0,4			1,4	3,3	30,9	6,7	39,4	31,7	557042,7			
Y4	3,5	6,3	5,5	0,4	10,5	2,0	10,2	0,9	9,5	33,3	189,9	3,5	2,1	2,1	0,4	1,9	2,0	0,9	0,9	2,5	4,8	10,9	179,0	28,5	36,2	20,7	3222540,4			
Y5	4,2			0,5	17,2					8,3	34,9	2,3			0,5	3,7					1,8	4,1	30,8	6,5	34,7	20,0	554097,0			
Y6	4,2	3,5	5,5	0,5	7,1	0,5	6,3	1,0	4,9	11,0	50,5	4,2	2,2		0,5	2,1	0,5	0,9			1,4	4,9	45,6	9,6	30,2	13,4	819939,1			
Y7	5,9	5,9		0,5	12,0	0,9	4,3			9,6	56,9	2,3			0,5	3,2	0,9				1,5	3,5	53,4	8,1	27,3	38,7	961296,0			
Y8	4,3			0,8	6,9					5,2	22,0	2,0			0,8	0,9	0,0				0,7	1,3	20,7	4,5	21,0	34,1	371764,4			
Y9	5,1	4,2	4,3	0,3	6,3	0,9	18,9	0,4	4,2	20,9	89,8	2,3					0,9	4,7			4,2	9,6	80,2	16,7	16,8	22,3	1444249,4			
Y10	4,9	5,8		1,4	9,4	1,5	9,1			27,0	144,6	2,3	1,8		1,4	1,8	1,5	0,8			3,9	8,4	136,2	23,2	10,3	20,7	2451218,0			
Y11	5,9			1,3	21,4					27,8	163,1	2,3			1,3	2,0					2,7	6,1	157,0	25,1	4,6	22,1	2826025,0			
Y12	4,8	5,8		1,4	9,4	1,4	9,1			26,1	137,7	2,0	2,0		1,4	1,9	1,4	1,1			4,1	8,3	129,4	21,9	0,7	20,7	2328942,4			
										220,6													36,3			184,4				19356418,8

APPENDICE B.1 – Individuazione muri portanti della Torre degli Sposi lungo le due direzioni principali

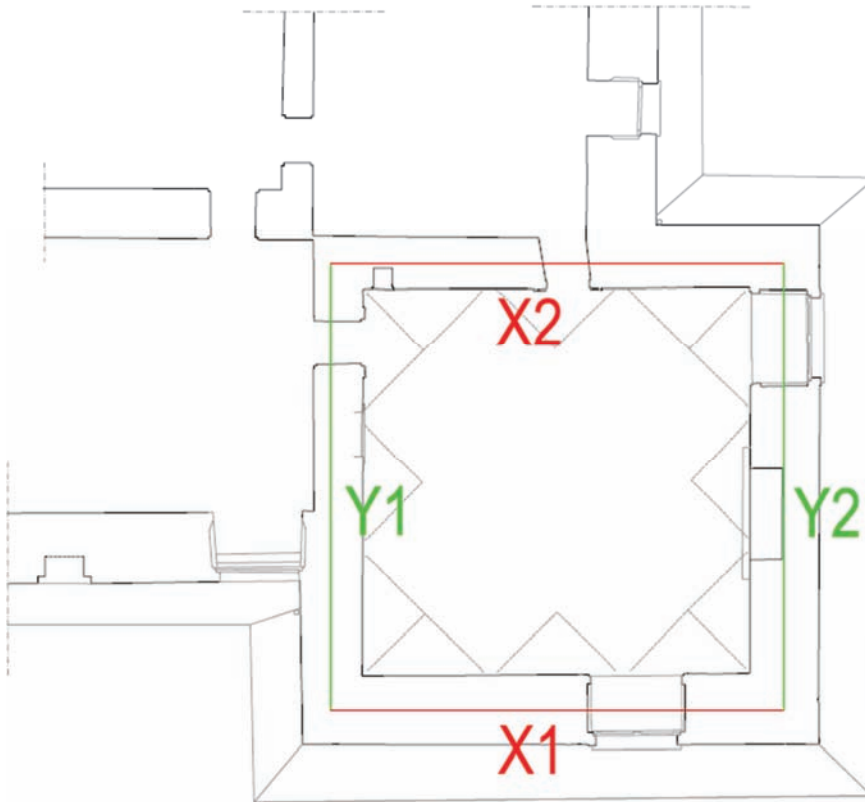


Piano interrato

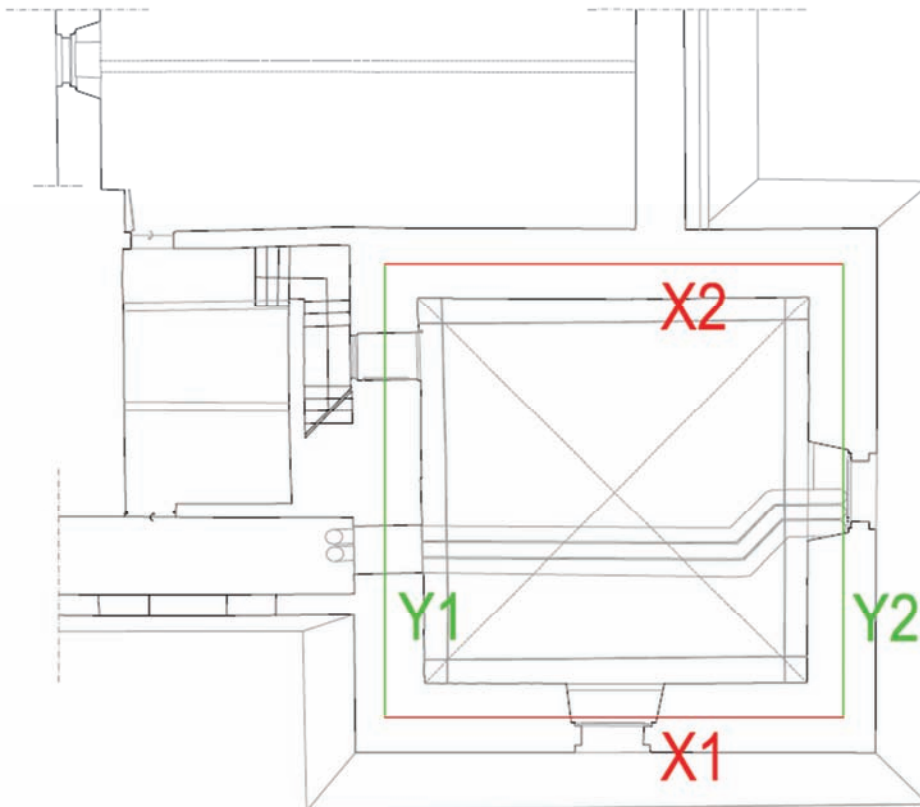


Piano terra

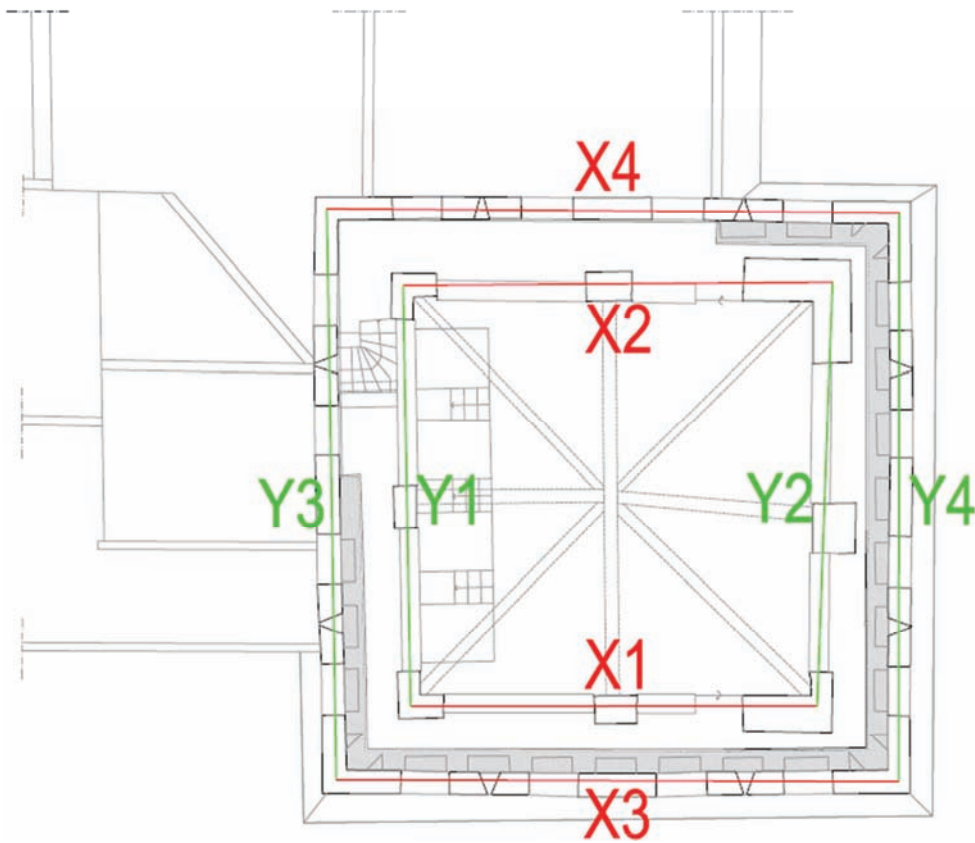
Piano primo



Piano secondo



Ultimo piano



APPENDICE B.2 – Tabelle riassuntive caratteristiche geometriche muri portanti della Torre degli Sposi

Piano interrato – Direzione x

Muro	Misura lorda					Misura fori							Volume netto	Area netta		Peso		
	H1 [m]	s1 [m]	L1 [m]	A [m ²]	V [m ³]	Hf1 [m]	Hf2 [m]	sf1 [m]	Lf1 [m]	sf2 [m]	Lf2 [m]	A [m ²]	V [m ³]	V [m ³]	A [m ²]	y [m]	x [m]	P [N]
X1	4,10	2,48	9,82	24,35	99,85	1,32		2,48	1,34			3,31	4,37	95,48	21,04	1,98	6,43	1718631,07
X2	4,10	1,59	9,82	15,56	63,82	1,87		1,59	1,46			2,31	4,33	59,49	13,25	11,64	6,43	1070782,25
				39,92								5,62			34,29			2789413,33

Piano interrato – Direzione y

Muro	Misura lorda					Misura fori							Volume netto	Area netta		Peso		
	H1 [m]	s1 [m]	L1 [m]	A [m ²]	V [m ³]	Hf1 [m]	Hf2 [m]	sf1 [m]	Lf1 [m]	sf2 [m]	Lf2 [m]	A [m ²]	V [m ³]	V [m ³]	A [m ²]	x [m]	y [m]	P [N]
Y1	4,10	1,64	9,67	15,86	65,02	0,00						0,00	0,00	65,02	15,86	1,52	6,82	1170379,44
Y2	4,10	2,43	9,64	23,43	96,04	1,32		2,43	1,32			3,21	4,23	91,81	20,22	11,34	6,80	1652567,18
				39,28								3,21			36,08			2822946,62

Piano terra – Direzione x

Muro	Misura lorda					Misura fori							Volume netto	Area netta		Peso		
	H1 [m]	s1 [m]	L1 [m]	A [m ²]	V [m ³]	Hf1 [m]	Hf2 [m]	sf1 [m]	Lf1 [m]	sf2 [m]	Lf2 [m]	A [m ²]	V [m ³]	V [m ³]	A [m ²]	y [m]	x [m]	P [N]
X1	6,25	1,50	9,42	14,13	88,31	1,98	4,41	1,29	1,11	1,50	1,91	4,29	8,50	79,82	9,84	0,91	5,48	1436713,36
X2	6,25	1,21	9,42	11,40	71,24	2,16		1,07	0,87			0,93	2,01	69,23	10,47	10,22	5,48	1246104,11
				25,53								5,22			20,31			2682817,47

Piano terra – Direzione y

Muro	Misura lorda					Misura fori							Volume netto	Area netta		Peso		
	H1 [m]	s1 [m]	L1 [m]	A [m ²]	V [m ³]	Hf1 [m]	Hf2 [m]	sf1 [m]	Lf1 [m]	sf2 [m]	Lf2 [m]	A [m ²]	V [m ³]	V [m ³]	A [m ²]	x [m]	y [m]	P [N]
Y1	6,25	1,18	9,35	11,03	68,96	1,90		1,07	0,92			0,98	1,87	67,09	10,05	0,77	5,58	1207546,02
Y2	6,25	1,47	9,29	13,66	85,35	4,41		1,47	1,92			2,82	12,45	72,91	10,83	10,19	5,55	1312291,64
				24,69								3,81			20,88			2519837,66

Piano primo – Direzione x

Muro	Misura lorda					Misura fori						Volume netto		Area netta		Peso		
	H1 [m]	s1 [m]	L1 [m]	A [m ²]	V [m ³]	Hf1 [m]	Hf2 [m]	sf1 [m]	Lf1 [m]	sf2 [m]	Lf2 [m]	A [m ²]	V [m ³]	V [m ³]	A [m ²]	y [m]	x [m]	P [N]
X1	7,43	1,48	9,47	13,97	103,78	3,74		1,48	1,67			2,46	9,21	94,57	11,51	1,93	6,34	1702287,77
X2	7,43	1,24	9,47	11,74	87,25	2,19		1,10	0,69			0,76	1,66	85,59	10,98	11,27	6,34	1540562,29
				25,71								3,22			22,49			3242850,06

Piano primo – Direzione y

Muro	Misura lorda					Misura fori						Volume netto		Area netta		Peso		
	H1 [m]	s1 [m]	L1 [m]	A [m ²]	V [m ³]	Hf1 [m]	Hf2 [m]	sf1 [m]	Lf1 [m]	sf2 [m]	Lf2 [m]	A [m ²]	V [m ³]	V [m ³]	A [m ²]	x [m]	y [m]	P [N]
Y1	7,42	1,14	9,35	10,61	78,74	2,19	1,14	1,00	1,00	0,17	0,97	1,16	2,38	76,36	9,45	1,60	6,60	1374568,36
Y2	7,42	1,45	9,35	13,56	100,60	7,42	3,78	0,67	1,88	1,45	1,97	4,12	20,14	80,45	9,44	11,07	6,60	1448151,26
				24,17								5,28			18,89			2822719,63

Piano secondo – Direzione x

Muro	Misura lorda					Misura fori						Volume netto		Area netta		Peso		
	H1 [m]	s1 [m]	L1 [m]	A [m ²]	V [m ³]	Hf1 [m]	Hf2 [m]	sf1 [m]	Lf1 [m]	sf2 [m]	Lf2 [m]	A [m ²]	V [m ³]	V [m ³]	A [m ²]	y [m]	x [m]	P [N]
X1	4,82	1,45	9,49	13,76	66,33	2,65		1,45	1,80			2,61	6,92	59,41	11,15	1,93	6,37	1069363,98
X2	4,82	1,42	9,49	13,43	64,72	0,00						0,00	0,00	64,72	13,43	11,37	6,37	1165043,65
				27,19								2,61			24,58			2234407,63

Piano secondo – Direzione y

Muro	Misura lorda					Misura fori						Volume netto		Area netta		Peso		
	H1 [m]	s1 [m]	L1 [m]	A [m ²]	V [m ³]	Hf1 [m]	Hf2 [m]	sf1 [m]	Lf1 [m]	sf2 [m]	Lf2 [m]	A [m ²]	V [m ³]	V [m ³]	A [m ²]	x [m]	y [m]	P [N]
Y1	4,81	1,45	9,45	13,66	65,68	2,19	2,18	1,45	0,98	1,45	0,97	2,82	6,16	59,52	10,84	1,63	6,65	1071448,14
Y2	4,81	1,42	9,45	13,42	64,55	2,65		1,42	1,85			2,63	6,96	57,58	10,79	11,12	6,65	1036509,12
				27,07								5,44			21,63			2107957,26

Ultimo piano – Direzione x

Muro	Misura lorda					Misura fori								Volume netto	Area netta		Peso	
	H1 [m]	s1 [m]	L1 [m]	A [m2]	V [m3]	Hf1 [m]	Hf2 [m]	sf1 [m]	Lf1 [m]	sf2 [m]	Lf2 [m]	A [m2]	V [m3]	V [m3]	A [m2]	y [m]	x [m]	P [N]
X1	4,47	0,69	8,34	5,75	25,72	2,74	3,49	0,69	3,12	0,69	2,18	3,66	11,15	14,57	2,10	2,40	6,36	262345,18
X2	4,47	0,65	8,81	5,70	25,47	2,92	3,22	0,65	3,07	0,65	2,28	3,46	10,54	21,32	2,24	11,06	6,44	383752,60
X3	3,56	0,47	11,53	5,40	19,21	2,14		0,47	4,04			1,89	4,04	19,21	3,51	0,85	6,43	345778,24
X4	3,56	0,47	11,74	5,49	19,56	2,14		0,47	4,15			1,94	4,15	19,56	3,55	12,54	6,34	352076,03
				22,34								10,95			11,39			1343952,05

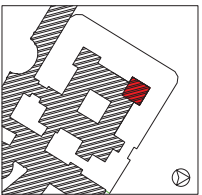
Ultimo piano – Direzione x

Muro	Misura lorda					Misura fori								Volume netto	Area netta		Peso	
	H1 [m]	s1 [m]	L1 [m]	A [m2]	V [m3]	Hf1 [m]	Hf2 [m]	sf1 [m]	Lf1 [m]	sf2 [m]	Lf2 [m]	A [m2]	V [m3]	V [m3]	A [m2]	x [m]	y [m]	P [N]
Y1	4,48	0,45	8,62	3,91	17,51	2,92	2,92	0,45	2,96	0,45	3,42	2,89	8,45	9,06	1,02	2,12	6,73	163102,08
Y2	4,48	0,70	8,69	6,05	27,12	2,79	2,92	0,70	2,45	0,70	2,88	3,71	10,62	23,16	2,34	10,69	6,75	416922,92
Y3	3,59	0,49	11,72	5,74	20,62	2,14		0,49	4,15			2,03	4,35	20,62	3,71	0,57	6,73	371099,74
Y4	3,59	0,46	11,66	5,34	19,17	2,14		0,46	4,04			1,85	3,96	19,17	3,49	12,21	6,67	345088,89
				21,04								10,49			10,56			1296213,63

Appendice B.3

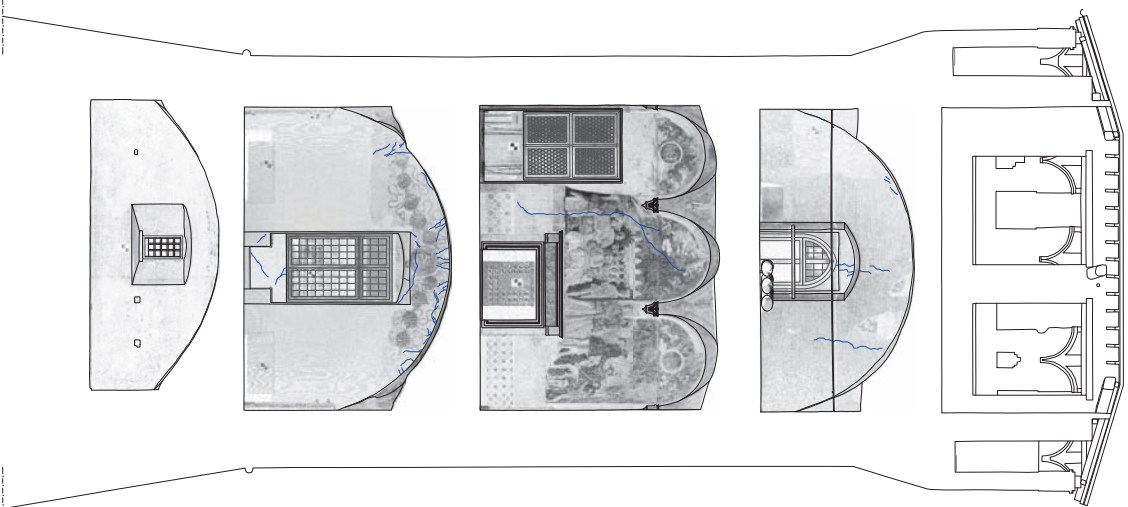
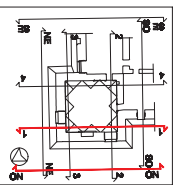
Tavole relative al quadro fessurativo della Torre degli Sposi

**Rilievo quadro fessurativo della
Torre della Camera degli Sposi -
Castello di S. Giorgio**



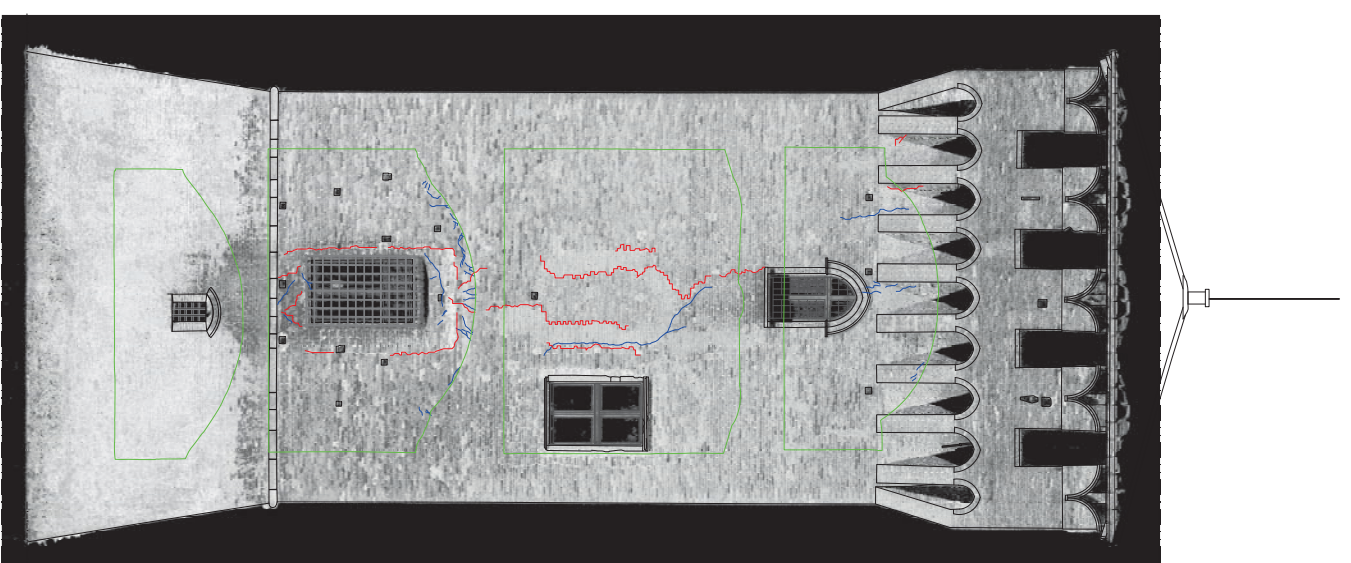
Sezione 1
Scala: 1:200

TAVOLA 01



— fessurazione interna

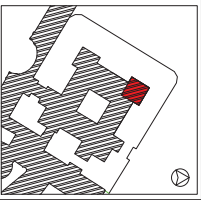
SEZIONE 14



— fessurazione esterna
— fessurazione interna
— profilo sviluppo vano interno

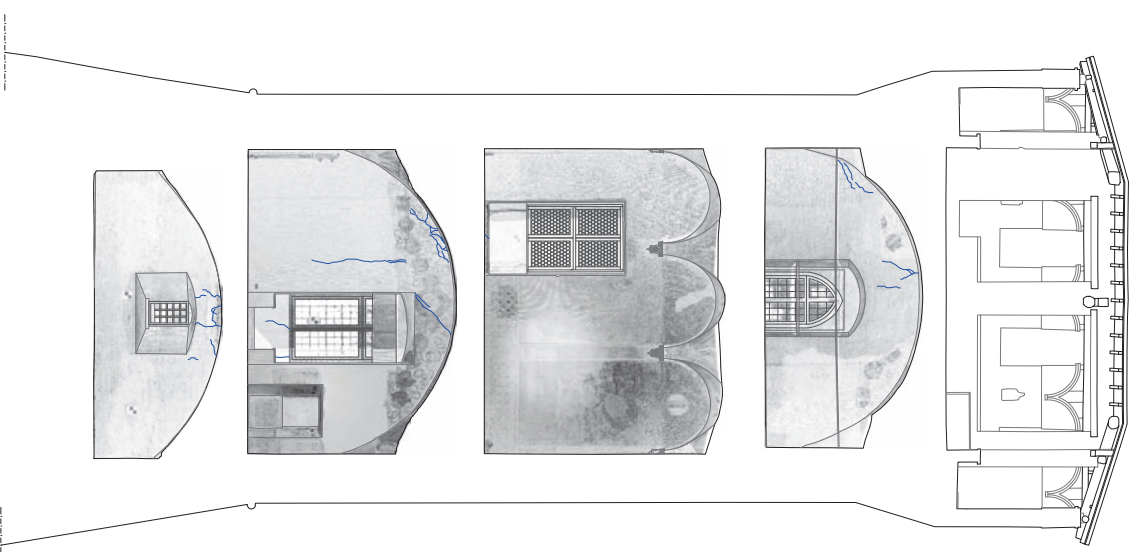
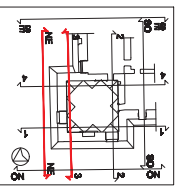
PROGETTO NO

**Rilievo quadro fessurativo della
Torre della Camera degli Sposi -
Castello di S. Giorgio**



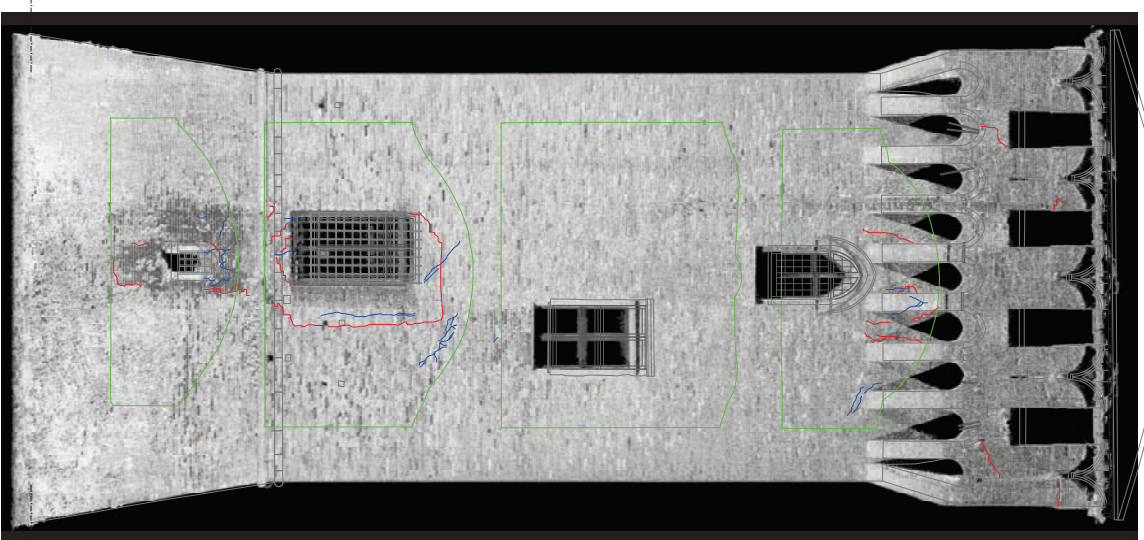
Sezione 1
Scala 1:500

TAVOLA 01



— fessurazione interna
— profilo sviluppo vano interno

sez. 04



— fessurazione esterna
— fessurazione interna
— profilo sviluppo vano interno

prospetto 02

12. Bibliografia

D.M. 14 gennaio 2008 – “Nuove norme tecniche per le costruzioni”;

Circolare 9 febbraio 2009, n.617 – Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, di cui al D.M. 14 gennaio 2008;

Direttiva PCM del 9 febbraio 2011 – “Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008;

Decreto n. 10 del 25 gennaio 2006, Regione Molise – Definizione di Modelli per l’Analisi Strutturale degli Edifici in Muratura – Analisi dei Meccanismi Locali di Collasso in Edifici Esistenti in Muratura;

“Analisi strutturale per il recupero antisismico – Calcolo dei cinematismi per edifici in muratura secondo le NTC”, Giovanni Cangi, Mauro Caraboni, Alessandro De Maria, 2010, Tipografia del Genio Civile;

Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi;

Tesi di laurea “Valutazione di vulnerabilità sismica del Palazzo Ducale di Mantova”, Cinzia Davì, anno accademico 2012-2013.

Siti consultati:

www.cameradeqlisposi.it

www.mantovaducale.beniculturali.it

www.cslp.it

www.regione.emilia-romagna.it/terremoto

www.reluis.it

Ringraziamenti

Giunta al termine di questo lavoro, desidero ringraziare tutte quelle persone che mi hanno accompagnata durante il percorso di studio, sostenendomi e credendo in me.

Per cominciare ringrazio il Prof. Ing. Renato Vitaliani per avermi dato la possibilità di scrivere la tesi su un argomento che mi ha da subito appassionata, la Prof. Ing. Anna Saetta per avermi seguita ed avermi trasmesso tutto l'interesse per la materia, il Prof. Ing. Alessandro Gasparini e l' Ing. Lorenzo De Stefani per l'aiuto, la pazienza e il tempo che mi hanno dedicato.

Un ringraziamento va alla mia famiglia al completo, che mi ha sostenuta in tutti i sensi, facendomi sempre ritrovare la fiducia in me stessa e la motivazione.

Un grazie sentito va al mio ragazzo Luca, per farmi ritrovare il sorriso ed esserci sempre, e a un esercito di amici, quelli di sempre e quelli universitari, in cui ho potuto contare durante il mio percorso e con cui voglio condividere questo momento.

Giulia