

SOMMARIO

LA VULNERABILITÀ SISMICA DEGLI EDIFICI IN MURATURA NELLA PIANURA EMILIANA	4
PREMESSA.....	4
DANNI A TORRI IN EDIFICI STORICI IN MURATURA.....	7
STRUTTURE VOLTATE IN MURATURA.....	9
Premessa	9
Il caso studio della Caserma Lorenzini a Lucca	11
LE CARATTERISTICHE DELLE MURATURE NELLA PIANURA EMILIANA.....	20
Edilizia rurale.....	21
Conclusioni sulla resistenza al taglio.....	23
Conclusioni sulla resistenza a compressione.....	24
CAPITOLO 2.....	25
TORRE FORNASINI.....	25
INTRODUZIONE.....	25
Localizzazione dell'edificio.....	25
Descrizione dell'edificio	25
Stato di danneggiamento.....	28
RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	30
Indagini geotecniche eseguite sul sito	31
ANALISI SISMICHE.....	35
Discretizzazione della torre e proprietà dei materiali	35
Analisi modale.....	36
Analisi di Pushover	38
ANALISI DELLE VOLTE.....	43
Analisi incrementale delle volte	43
Analisi dei risultati.....	44
GLI INTERVENTI	45
Opere provvisorie di messa in sicurezza	46
Primo solaio.....	47
Secondo solaio.....	48

SOMMARIO

Copertura.....	49
Pareti verticali perimetrali.....	50
CAPITOLO 3.....	51
LA PROSPETTIVA DI CORSO GIOVECCA.....	51
INTRODUZIONE.....	51
Cenni Storici.....	51
Descrizione della struttura.....	52
VERIFICHE STRUTTURALI.....	53
Proprieta' dei materiali e modello FEM.....	54
ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI.....	56
ANALISI MODALE.....	61
ANALISI PUSH OVER NEL PIANO.....	63
Verifiche Stato Limite della Vita.....	64
Verifiche allo Stato Limite di Collasso.....	69
ANALISI PUSH OVER FUORI DAL PIANO - MODAL PUSH OVER.....	70
Primo Modo.....	71
Quarto Modo.....	74
Combinazione dei risultati.....	78
IL PINNACOLO.....	80
Analisi cinematica.....	81
Rocking dei pinnacoli.....	83
ANALISI DINAMICA DELLA PROSPETTIVA.....	88
Accelerogrammi di progetto.....	89
Modello agli elementi finiti.....	92
Effetti di amplificazione.....	94
PROGETTO E VERIFICA DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO.....	96
Il sistema di isolamento.....	96
Caratteristiche meccaniche del sistema di isolamento.....	97
Analisi dinamica non lineare dei sistemi di isolamento.....	99
CAPITOLO 4.....	105
LA ROCCA DI SAN FELICE SUL PANARO.....	105

SOMMARIO

INTRODUZIONE.....	105
LA COPERTURA VOLTATA IN MURATURA DELLA STANZA DI GIULIO II.....	113
Analisi della volta.....	114
Modello di calcolo ad archi paralleli.....	114
Analisi incrementale non lineare con il programma DIANA	117
CONCLUSIONI.....	122
CAPITOLO 5.....	123
PALAZZO NASELLI CRISPI.....	123
ANALISI STORICA.....	123
DESCRIZIONE DEL PALAZZO	125
MATERIALI	128
Muratura.....	128
STATO DI DANNO	134
STUDIO DELLA VOLTA A BOTTE DEL PORTICO	137
Analisi statiche - arco insistente su imposte fisse.....	139
Analisi statica - arco insistente su piedritti	143
MECCANISMI LOCALI.....	148
Descrizione delle vulnerabilita'	148
Verifiche SLU	149
VERIFICHE GLOBALI	157
Vulnerabilita' stato di fatto	160
VULNERABILITA' STATO DI PROGETTO.....	170
DESCRIZIONE DEL MODELLO	171
Risultati.....	171
CONCLUSIONI.....	175
BIBLIOGRAFIA	177
ALLEGATO 1.....	183

CAPITOLO 1

LA VULNERABILITÀ SISMICA DEGLI EDIFICI IN MURATURA NELLA PIANURA EMILIANA

PREMESSA

Nel Maggio del 2012 una sequenza sismica di notevole intensità ha colpito la bassa pianura Emiliana, Figura 1.

Le due scosse principali sono avvenute il 20 Maggio con $M_L=5,9$ e $M_W= 6,1$ e il 29 Maggio $M_L=5,8$ e $M_W= 6,0$. Le mappe di scuotimento e i danni registrati e riportati secondo la scala MCS (Mercalli - Cancani - Sieberg) sono riportati nelle Figure 2-3.

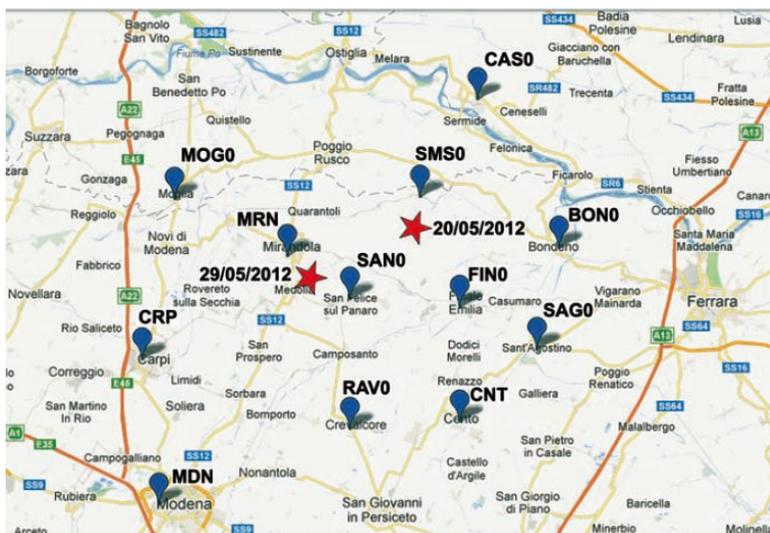


Figura 1: Zona colpita dall'evento sismico, con localizzazione degli epicentri delle due scosse principali e delle stazioni accelerometriche della rete RAN

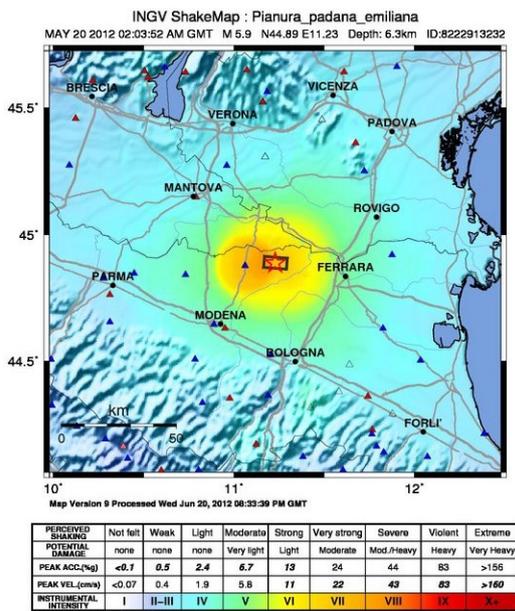


Figura 2: Shake Map 20 Maggio 2012

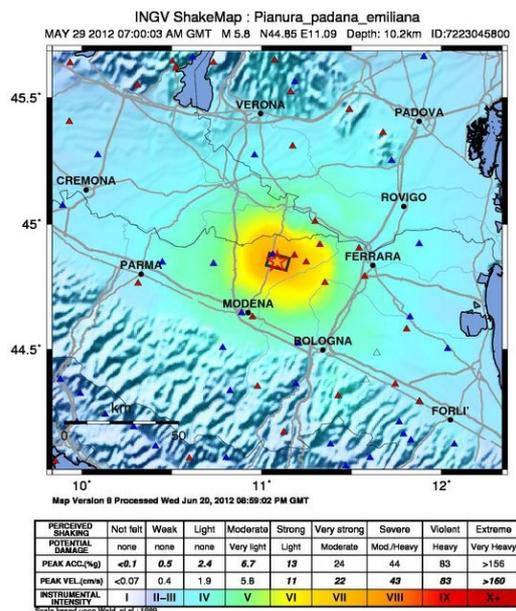


Figura 3: Shake Map 29 Maggio 2012

Gli spettri di risposta registrati relativi al terremoto in Emilia sono riportati nelle Figure 4-5.

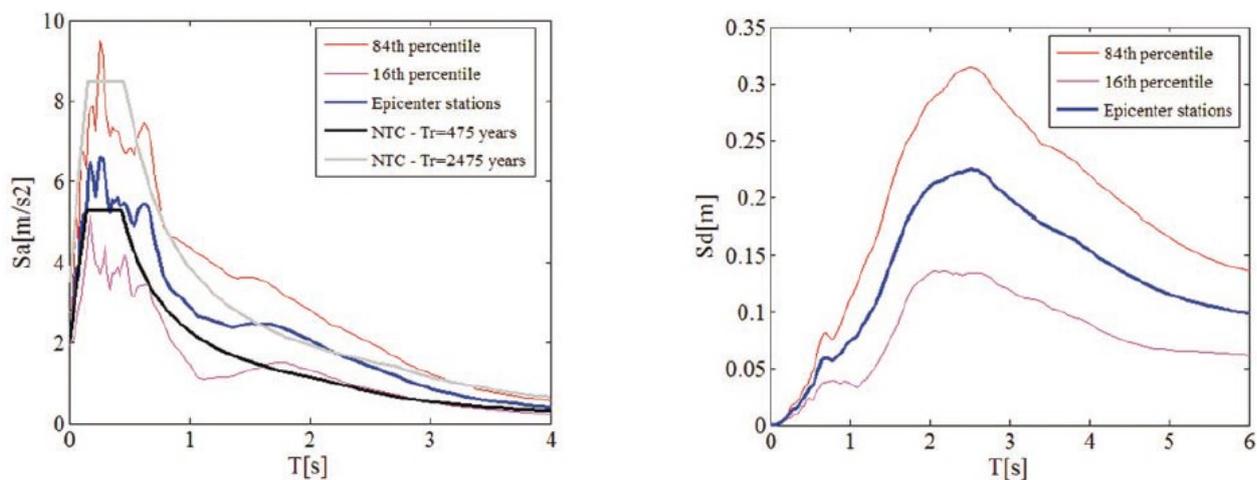


Figura 4: Spettri di risposta in accelerazione S_a e spostamento S_d ottenuti dalle registrazioni nella zona epicentrale (MRN 20/05/2012 e 29/05/2012; SAN0 29/05/2012)

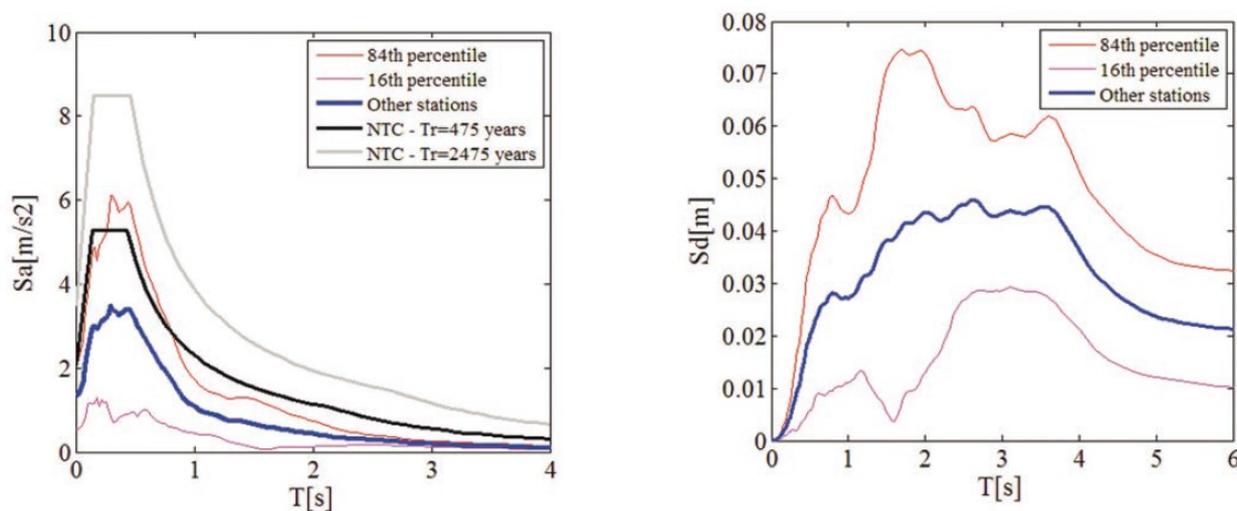


Figura 5: Spettri di risposta in accelerazione S_a e spostamento S_d ottenuti dai segnali del 29/05/2012 nelle stazioni: BON0, CAS0, CNT, CRP, FIN0, MOG0, RAV0, SAG0, SAN0, SMS0.

Caratteristica di questi spettri è l'elevata intensità della componente verticale, come tipica di terremoti near-fault, e la presenza di una forte componente orizzontale per periodi propri dell'ordine di 1,5 - 3s;

Questo è parzialmente giustificato dalla natura del suolo che presenta basse proprietà meccaniche, suoli di tipo C e D. Evidenti fenomeni di liquefazione si sono inoltre registrati nei Comuni di Mirabello e S. Carlo; Figura 6.



Figura 6: Effetti della liquefazione

Come è noto il terremoto ha fatto 28 vittime nel crollo delle strutture prefabbricate, Figura 7. Molti sono stati i danni alle strutture monumentali in particolare a Torri, Campanili o Chiese che presentano periodi propri superiori a 1s.

A seguito del sisma avvenuto nel 2012 la Regione Emilia-Romagna ha bandito una borsa di Dottorato Spinner relativa alla “Mitigazione del Rischio Sismico in Emilia Romagna”.

Essendo risultato vincitore ho dedicato la mia tesi di Dottorato al tema “Vulnerabilità sismica e danneggiamento di Edifici Storici in Muratura in Emilia Romagna” con riferimento a casi studio presenti nella provincia di Ferrara.



Figura 7: Danni alle strutture prefabbricate industriali

Le costruzioni ferraresi sono tipicamente realizzate in muratura di mattoni pieni e malta. Con questi materiali sono state realizzate sia le costruzioni di maggior pregio presenti entro le antiche mura medievali sia gli insediamenti rurali della prima metà del '900. La lettura dei danni osservati a seguito del terremoto Emiliano mettono in evidenza i limiti e le carenze di

questo materiale da costruzione con cui si realizzavano elementi portanti verticali ma anche diffusamente strutture voltate di solaio.

Un esempio sono le Torri, che a seguito del terremoto Emiliano risultano fra le tipologie strutturali più colpite. Probabilmente per la presenza nel terremoto emiliano di una forte componente orizzontale per periodi superiori al secondo.

Su questi temi si articola la tesi qui presentata, orientata alla comprensione delle capacità statiche e sismiche delle strutture in muratura con particolare attenzione alle strutture voltate e a torre. Si sono inoltre studiate tecniche tradizionali di consolidamento per stimarne l'efficacia nei riguardi dell'azione sismica.

Oltre agli edifici in muratura di interesse storico culturale gli eventi sismici del Maggio 2012 hanno causato gravi danni agli edifici rurali, molti dei quali hanno dovuto essere demoliti.

Tuttavia ciò ha consentito lo svolgimento di una campagna di prove sperimentali i cui risultati sono preziosi per la comprensione dell'esistente, nel seguito se ne riporta una descrizione sintetica. Questi dati e l'attenta analisi delle norme cogenti, di cui si riporta una sintesi in appendice, sono un valido aiuto per l'interpretazione delle strutture esistenti in muratura e l'ideazione di soluzioni progettuali.

DANNI A TORRI IN EDIFICI STORICI IN MURATURA

La sequenza sismica del Maggio 2012 ha gravemente danneggiato gli edifici storici in muratura presenti nell'area del cratere. In particolare chiese, palazzi o teatri per un valore stimato dal MiBAC di circa 3 Miliardi di Euro. Un quadro generale ed una classificazione dei principali danni che hanno caratterizzato il comportamento sotto sisma dei castelli e delle rocche è contenuto in (Cattari, et al., 2014).

In questo articolo è anche riportato un abaco contenente i danni più frequenti con il desiderio di consentire una valutazione di vulnerabilità speditiva come la "Scheda Chiesa" contenuta nelle (Linee Guida, 2011).

Alcune delle situazioni più eclatanti si osservano in Figura 9 *Torre dell'Orologio di Finale Emilia*, in Figura 10 *la Torre di Novi di Modena*, in Figura 11 *la Rocca di San felice sul Panaro*, in Figura 12 *la Torretta del Castello Estense* e infine in Figura 13 *la Torretta di Palazzo Naselli Crispi*. Il grande numero delle strutture danneggiate e la varietà dei casi ha suggerito di evitare una discussione generale a carattere descrittivo e necessariamente superficiale.



Figura 8: Intervento di messa in sicurezza provvisoria di una torretta



Figura 9: Torre dell'orologio Finale Emilia



Figura 10: Torre Novi di Modena



Figura 11: Rocca di San Felice sul Panaro

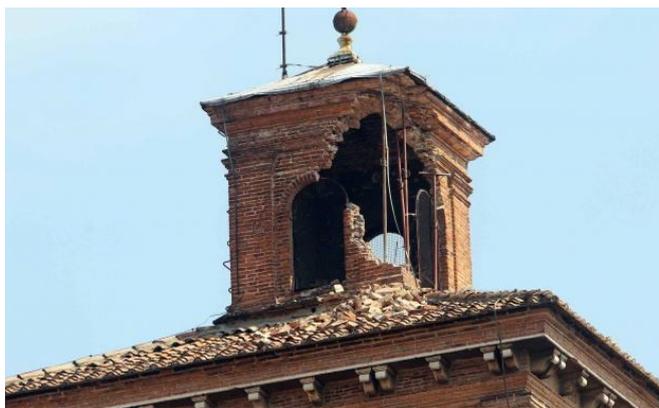


Figura 12: Torretta del Castello Estense



Figura 13: Torretta Palazzo Naselli Crispi

Nella tesi si è scelto di analizzare in dettaglio alcuni casi studio:

- Una torre isolata medievale: La Torre Fornasini a Poggio Renatico (Capitolo 2);
- Una struttura monumentale a tre archi: Prospettiva di Corso della Giovecca (Capitolo 3);
- La volta di Giulio II nella Torre Maestra della Rocca di San Felice sul Panaro;
- Un edificio rinascimentale, Palazzo Naselli Crispi (Capitolo 4);

Questi casi sono stati studiati dallo scrivente nell'ambito di convenzioni svolte presso il Dipartimento di Ingegneria dell'Università di Ferrara, e assunte sia direttamente che attraverso il consorzio C.F.R. (Consorzio Futuro Ricerca).

La Torre Fornasini è stata studiata nell'ambito di una convenzione con la proprietà, la Fondazione Fornasini, di cui l'Università di Ferrara è facente parte. La Rocca di San Felice nell'ambito di una convenzione fra le quattro Università della Regione, l'università di Genova ed il Comune di San Felice sul Panaro. Palazzo Naselli Crispi nell'ambito di una convenzione del Consorzio Futura Ricerca con il Consorzio di Bonifica di Pianura di Ferrara proprietari dell'immobile.

STRUTTURE VOLTATE IN MURATURA

Premessa

Le strutture voltate in muratura costituiscono uno degli elementi tipici dell'architettura storica e molte di esse sono state purtroppo gravemente danneggiate durante il terremoto in Emilia del 2012. Uno stato dell'arte dei metodi di calcolo utilizzati per la loro analisi è contenuta in (Tralli, et al., 2014) quindi si eviterà una completa rassegna di essi. Si ricorda solo che la storia dell'evoluzione dei metodi di calcolo delle volte in muratura è contenuto in (Benvenuto, 1991)

e che nelle analisi riportate in questa tesi ci si è basati sull'opera fondamentale di Mario Como (Como, 2013).

Infine si ricorda che la moderna formulazione del calcolo delle strutture curve in muratura (archi e volte) può farsi risalire alle ricerche di Heyman (Heyman, 1977) (Heyman, 1969) (Heyman, 1982) che assume per la muratura le tre ipotesi:

- Il materiale è supposto non reagente a trazione;
- Il materiale ha una resistenza a compressione infinita;
- Lo scorrimento a taglio è impedito.

Sotto queste ipotesi il teorema statico e cinematico dell'analisi limite sono stati applicati alle strutture in muratura. Una più rigorosa dimostrazione di questo è contenuto in (Del Piero, 1998).

Prima dell'inizio delle attività di dottorato lo scrivente aveva iniziato uno studio specifico sul comportamento delle volte in muratura sotto carichi verticali tenendo conto dell'effetto del riempimento con materiale di risulta e delle condizioni di vincolo (Milani, et al., 2014).

Una parte dello studio è dedicato al confronto fra i modelli 1-D in genere utilizzati nella pratica professionale per l'analisi delle volte (Como, 2013) (Paradiso, et al., 2012) (Mark, et al., 1973), Figura 16, e più moderne tecniche agli elementi finiti (Milani, et al., 2008) sviluppate presso il Dipartimento di Ingegneria di Ferrara.

Le assunzioni base di queste tecniche sono:

- La dissipazione avviene, come si riscontra sperimentalmente, su linee e non all'interno degli elementi;
- Le proprietà della muratura vanno determinate a partire dalle caratteristiche meccaniche delle malte e dei mattoni e della tessitura con tecniche di omogeneizzazione;
- Nel caso di analisi non-lineari di tipo incrementale si sono messi in conto sia il degrado mediante danneggiamento delle caratteristiche meccaniche della muratura che effetti geometrici del secondo ordine.

Infine si sono utilizzate anche tecniche 1-D sviluppate presso il Dipartimento di Ingegneria (Chiozzi, et al., 2015) e disponibile open source, che consentono una rappresentazione corretta via NURBS (Non Uniform B Spline) della geometria e quindi il tracciamento corretto della curva delle pressioni.

Il caso studio della Caserma Lorenzini a Lucca

La Caserma Lorenzini di Lucca, (Milani G., Simoni M. e Tralli A. 2014) è stata oggetto di un progetto di miglioramento sismico finalizzato al cambiamento d'uso quindi alla sua rivalorizzazione. Al suo interno sono presenti strutture voltate in una vasta area di circa 17x7,5m, costituita da una griglia 4x3 di volte a crociera di geometria costante. La singola volta ha dimensioni in pianta 3,13x4,33m, Figura 14, ed è realizzata con mattoni di argilla disposti di taglio con il lato maggiore lungo la direzione a curvatura non nulla. Quattro archi di spessore 25 cm sono presenti sui bordi esterni della volta, non sono invece presenti archi diagonali.

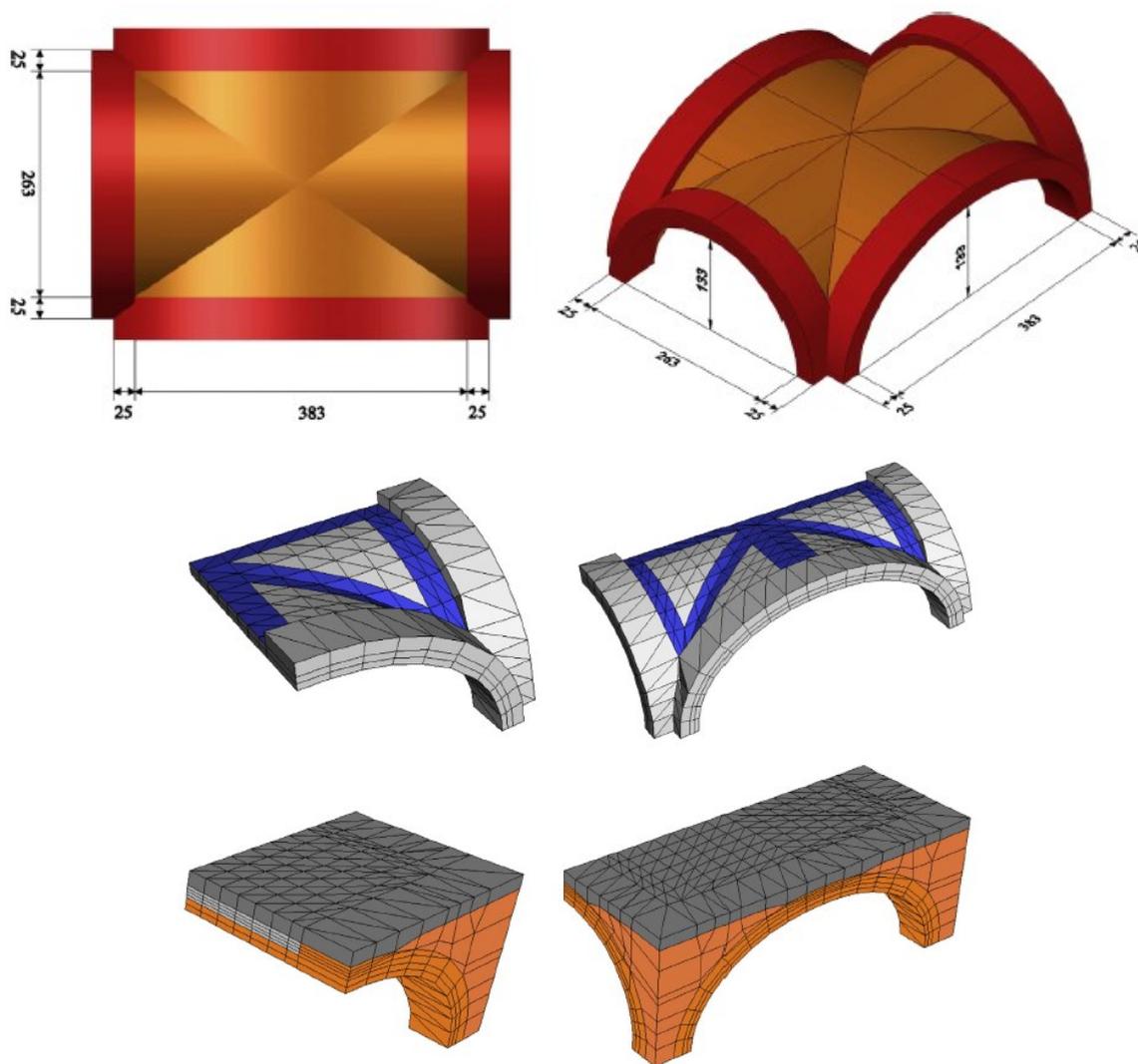


Figura 14: Vista prospettiva della volta a crociera analizzata (dimensioni in centimetri) e discretizzazione con elementi wedge shape FEs. Al centro partendo da sinistra la condizione al contorno BC1 e BC2 senza riempimento. In basso partendo da sinistra la condizione BC1 e BC2 con riempimento.

Le volte mostrano segni di degrado infatti sono presenti lesioni passanti al bordo e lungo gli archi diagonali, Figura 15, tuttavia la qualità media della muratura è buona.

L'analisi della volta discretizzata in archi paralleli malgrado la sua praticità è piuttosto semplificata perché non prende in considerazione lo stato di tensione biassiale che agisce lungo le diagonali della volta a crociera e non consente la modellazione dello stato di danneggiamento presente, per esempio Sabouret's (Fangary, 2010) (Block, et al., 2006) (Creazza, et al., 2002).

L'effetto del riempimento nei software tradizionali è considerato in modo approssimato come pressione orizzontale stabilizzante. Cavicchi e Gambarotta (Cavicchi, et al., 2005) (Cavicchi, et al., 2006) sono i primi che considerano il riempimento attraverso una discretizzazione con elementi piani triangolari e una FE upper bound limit analysis procedure.

Nel seguito si presentano i risultati di diverse strategie numeriche di analisi considerando diverse condizioni di carico. Le analisi presentate pongono a confronto l'analisi limite svolta con un software non commerciale che considera un modello non lineare 3D e analisi semplificate che considerano la volta discretizzata in archi. Quest'ultima è svolta con un programma MatLAB opensource sviluppato presso il Dipartimento di Ingegneria di Ferrara (Chiozzi, et al., 2015).

Le volte sono analizzate prima e dopo gli interventi di riabilitazione strutturale progettati con CFRP, per valutare la sicurezza nei confronti del carico verticale e l'incremento della capacità portante.

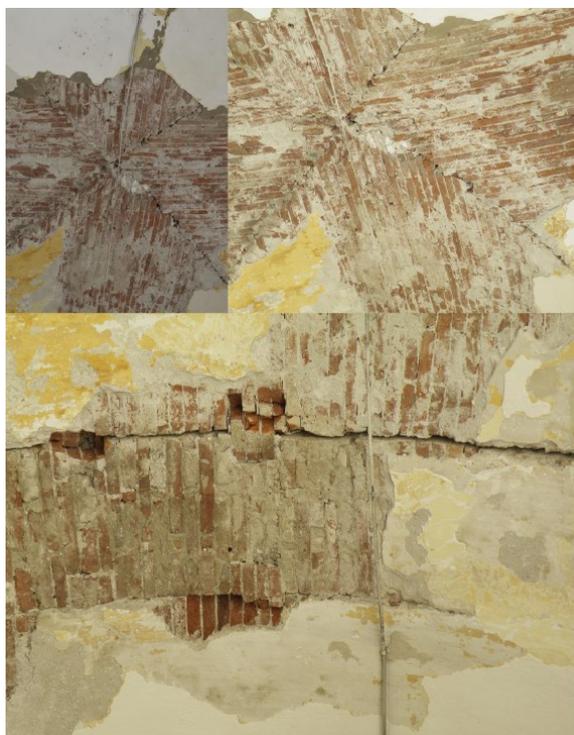


Figura 15: Stato di danno. Lesioni diagonali (in alto) e totale distacco degli archi laterali (basso)

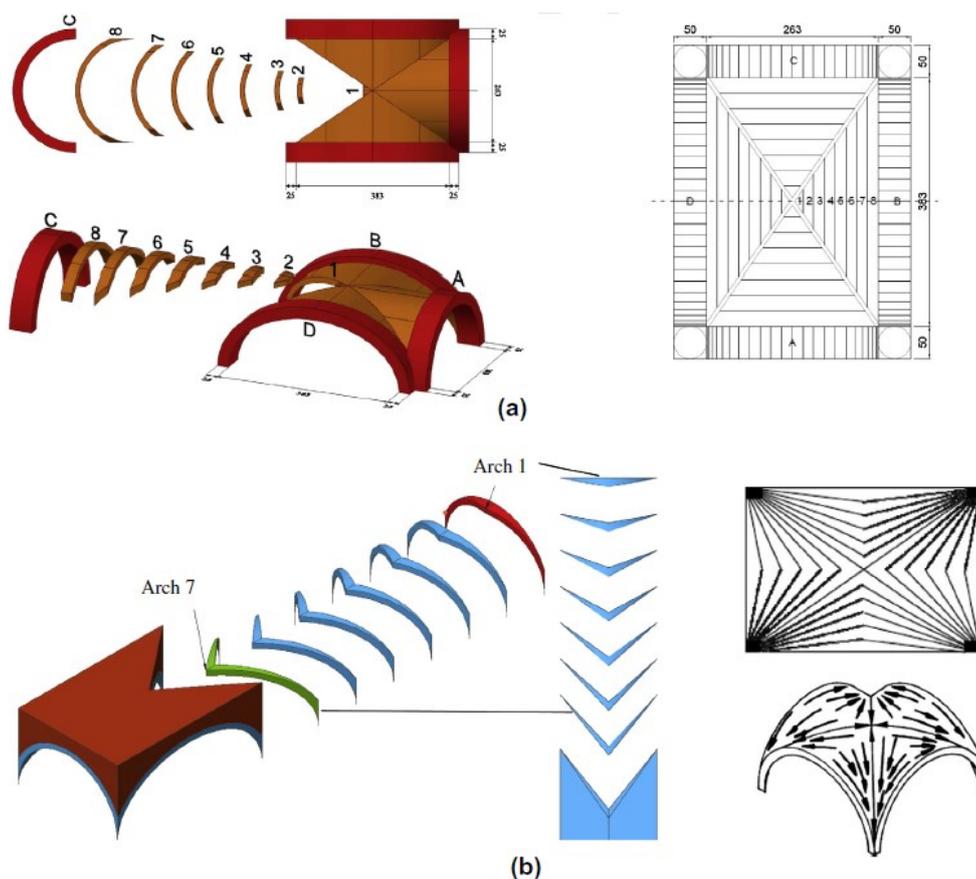


Figura 16: Decomposizione della volta in archi paralleli e in archi non rettilinei secondo le osservazioni photoelastic membrane force flux (Mark, et al., 1973)

Simulazioni Numeriche

Sono state svolte diverse simulazioni numeriche variando:

- Condizioni al contorno;
- Modellazione del riempimento;
- Proprietà meccaniche dei materiali;
- Presenza di rinforzi in FRP;
- Presenza di un rinforzo in calcestruzzo.

Condizioni al contorno

L'applicazione di condizioni al contorno fedeli alla realtà è un aspetto importante, tuttavia la grande variabilità dovuta al vasto numero di volte presenti nella caserma impone delle scelte. Alcune volte sono sorrette da murature altre da colonne in altri casi le colonne sono collegate alle imposte da catene metalliche. Si sceglie quindi di adottare vincoli ideali rappresentativi delle condizioni medie osservate in sito. Questo consente di estrarre la volta dal contesto e studiarla singolarmente. I risultati delle analisi vogliono fornire un set di informazioni generali utili all'orientamento delle scelte di intervento.

Si sono quindi scelte due condizioni al contorno, BC1 e BC2 che ripropongono rispettivamente le condizioni delle volte centrali e di bordo.

In particolare per le volte centrali ogni arco di bordo è vincolato alla traslazione perpendicolare al lato, invece per la seconda configurazione un arco di bordo e due pulvini di imposta possono traslare perpendicolarmente; Figura 14.

Carichi

È stata svolta una analisi ai carichi verticali considerando una densità di 18 kN/m^3 per la muratura e per il riempimento, $3,4 \text{ kN/m}^3$ per il pavimento. Un carico di $0,4 \text{ kN/m}^2$ è stato applicato per considerare l'incidenza delle tramezze. Con l'analisi limite è stato determinato il carico limite a collasso.

Risultati

Si analizzano e confrontano i risultati ottenuti con l'analisi semplificata, in entrambi gli approcci, e con l'analisi limite 3D che considera il materiale omogeneizzato. Si osserva Figura 17 che l'arco perimetrale più corto (A) è verificato nei confronti dei carichi accidentali definiti dal normatore (NTC, GU n.29 04/02/2008), infatti la curva delle pressioni è tutta contenuta nello spessore dell'arco. Anche per l'arco perimetrale B, di forma ellittica, la curva è tutta contenuta nello spessore dell'arco tuttavia alle imposte si avvicina molto all'estradosso.

Per quest'ultimo le analisi non lineari mostrano la formazione di una cerniera pur confermando la stabilità dell'arco. Per gli archi interni Figura 18 si osserva in più punti la fuoriuscita della curva dallo spessore. I risultati ottenuti dal software implementato in MatLAB (Chiozzi, et al., 2015) per le strutture 1D sono in accordo con i risultati ottenuti con il software Ring (Gilbert, 2001) anche considerando gli effetti del riempimento.

Sono stati indagati anche gli archi diagonali, Figura 27, su di essi agiscono le forze concentrate verticali e orizzontali riportate. La curva delle pressioni fuoriesce in diversi punti giustificando la condizione esistente di danneggiamento sulle diagonali anche se non vi è la presenza di archi ma soltanto di un giunto di malta. I risultati ottenuti con il secondo approccio semplificato sono riportati in Figura 20. Si è adottato un legame costitutivo plastico danneggiante presente nel software commerciale DIANA (DIANA, 2015) in quanto (Chiozzi, et al., 2015) non consente lo studio di archi ad asse non rettilineo. In Figura 20-a è rappresentata la deformata a collasso e la posizione delle cerniere per l'arco 1 e l'arco 7. Per quest'ultimo il carico limite non soddisfa le verifiche.

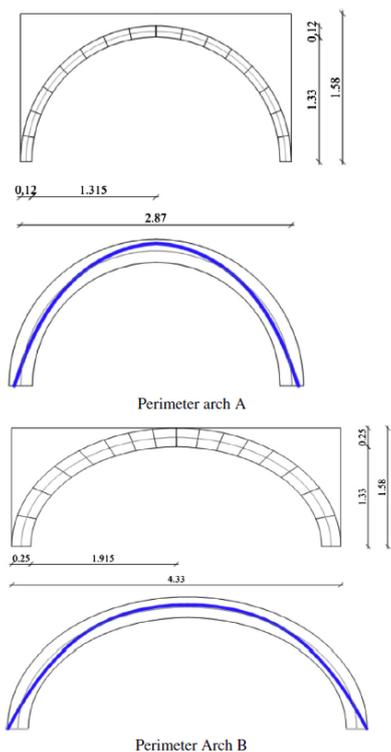


Figura 17: Curva delle pressioni per arco perimetrale A e B

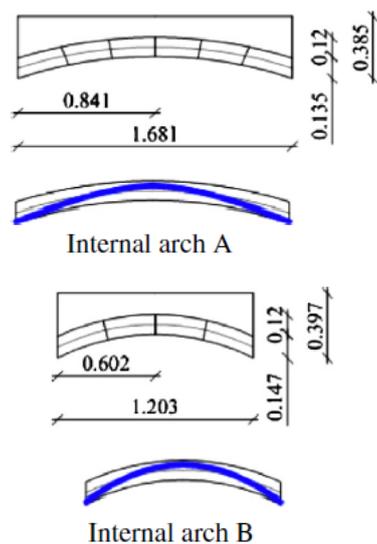


Figura 18: Curva delle pressioni elastiche per gli archi interni

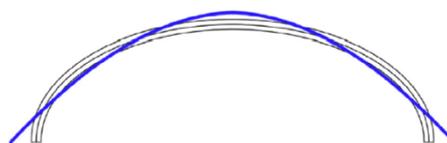


Figura 19: Curva delle pressioni archi diagonali

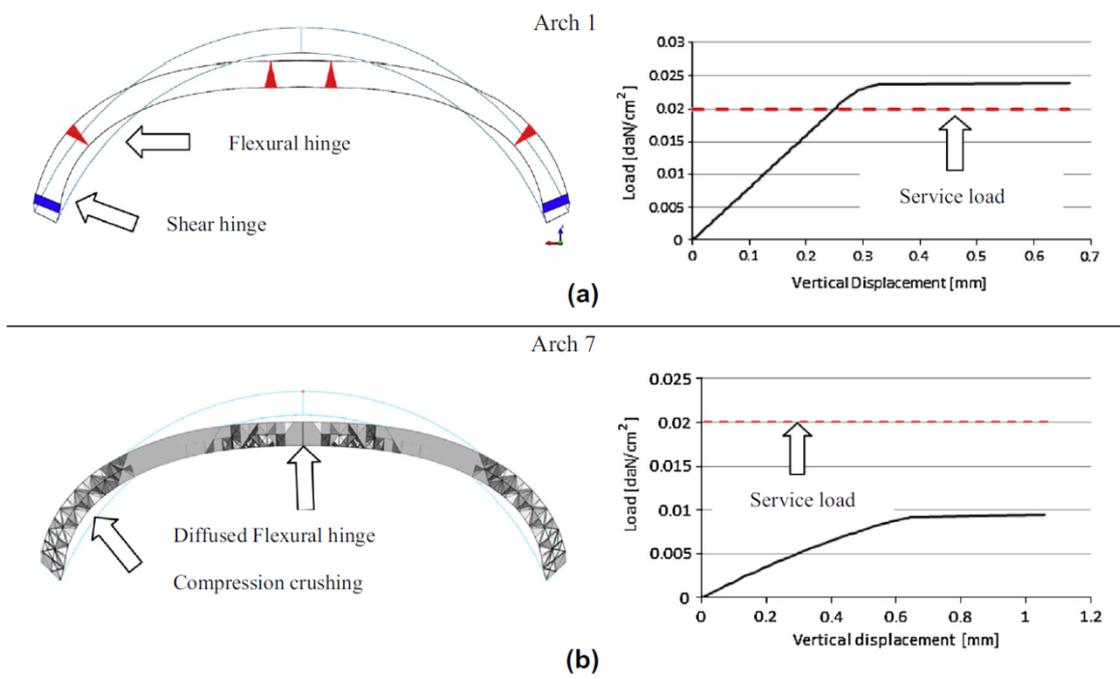


Figura 20: Risultati analisi DIANA arco non piano

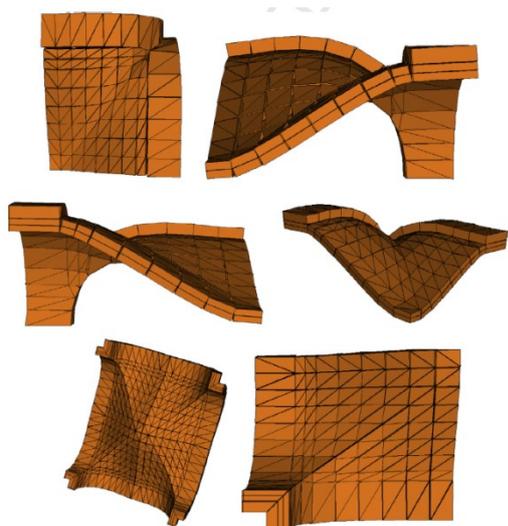


Figura 21: Arco senza riempimento, BC1. Limit analysis e deformata a collasso

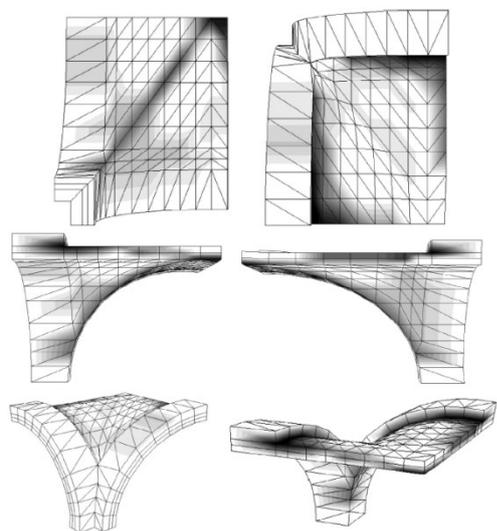


Figura 22: Arco senza riempimento, BC1. Normalized plastic dissipation patch

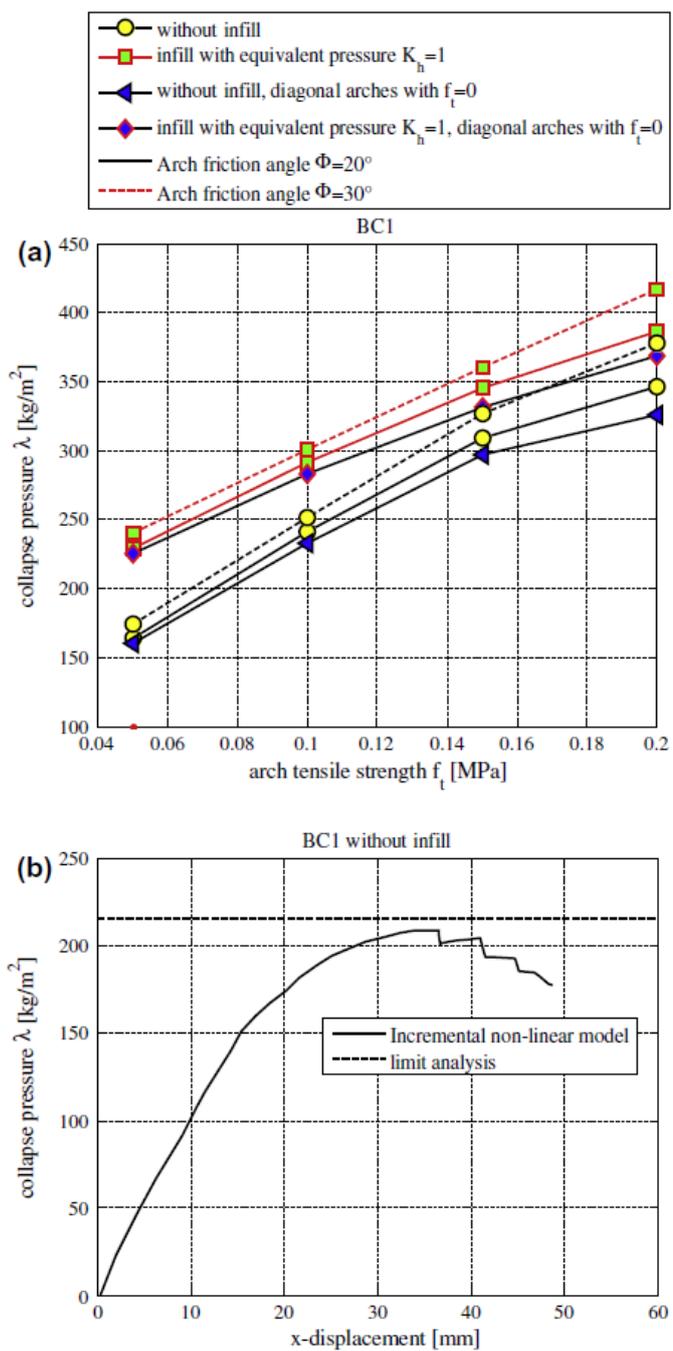


Figura 23: Arco senza riempimento, BC1. a) Carico accidentale in corrispondenza del collasso, b) Curva carico spostamento ottenuta con analisi incrementale non lineare.

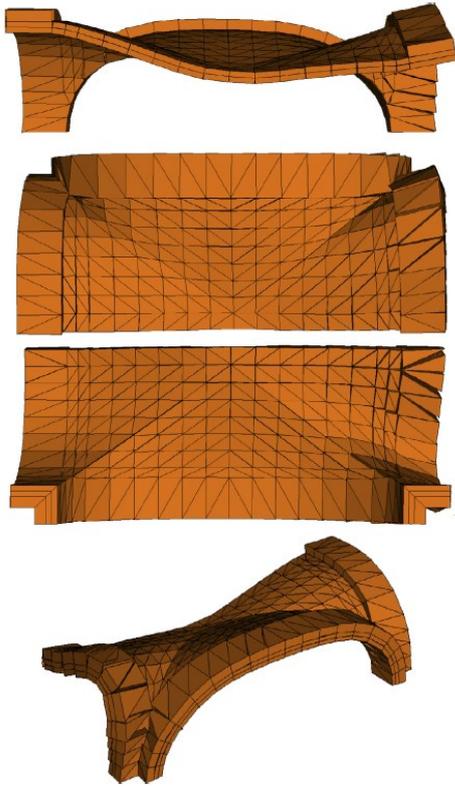


Figura 24: Arco senza riempimento, BC2. Analisi limite e deformata a collasso

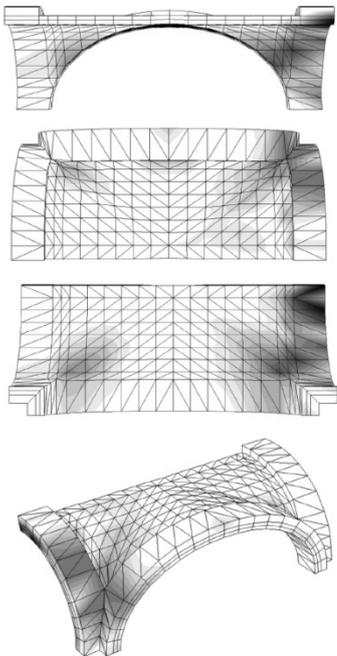


Figura 26: Arco senza riempimento, BC2. Normalized plastic dissipation patch

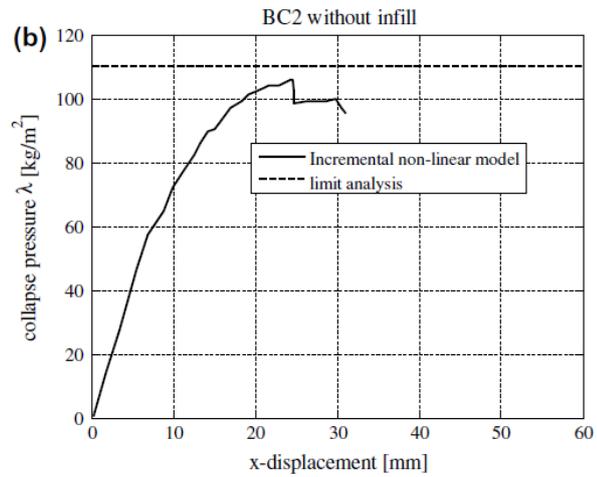
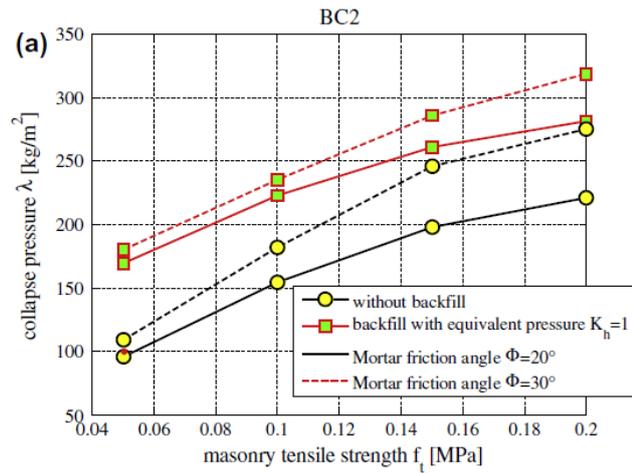


Figura 25: Arco senza riempimento, BC2. a) Carico accidentale in corrispondenza del collasso, b) Curva carico spostamento ottenuta con analisi incrementale non lineare.

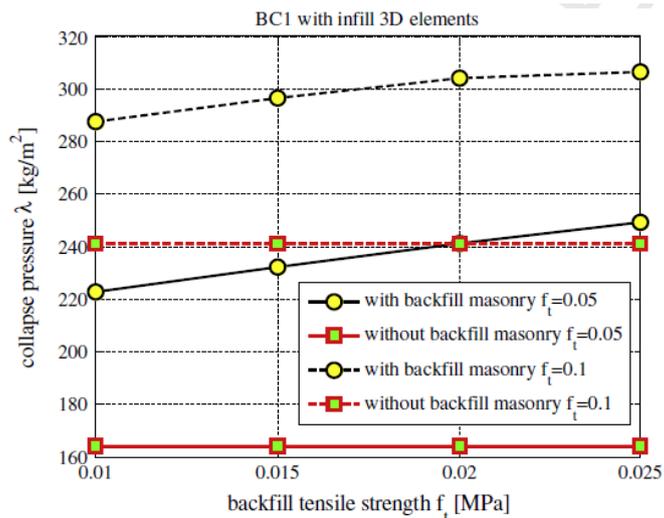


Figura 27: Carico limite della volta nella condizione di vincolo BC1

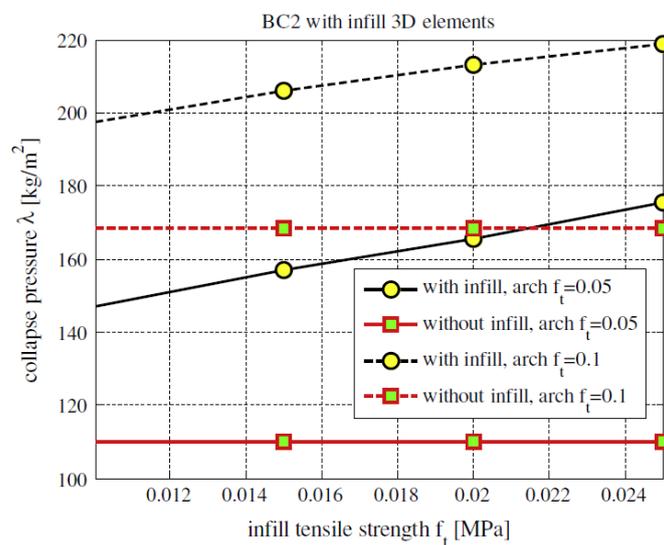


Figura 28: Carico limite della volta nella condizione di vincolo BC2

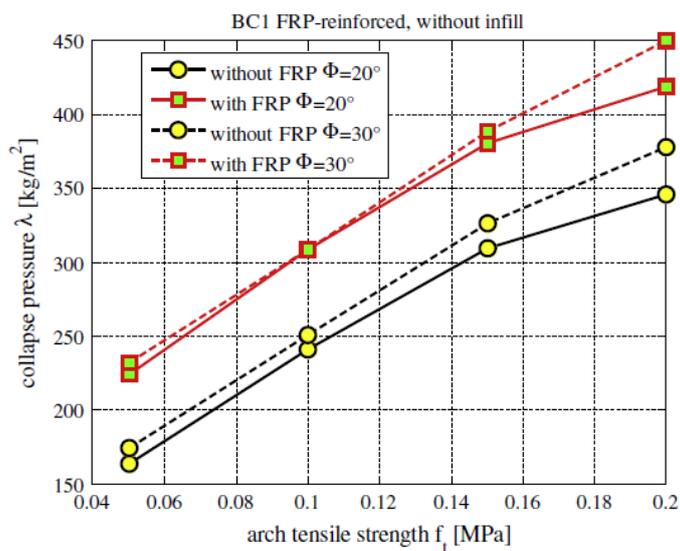


Figura 29: Carico limite della volta con e senza rinforzi in FRP

È possibile osservare dalle deformate a collasso e dal percorso delle tensioni normali, Figura 21 e Figura 22, il distacco degli archi perimetrali inoltre per la condizione di vincolo BC2 si osserva uno scorrimento a taglio dell'arco perimetrale con il conseguente possibile ribaltamento fuori piano, Figura 24 e Figura 26. Grazie al ridotto onere computazionale richiesto dalle analisi limite e dall'analisi non lineare incrementale, è stata svolta un'analisi parametrica variando le proprietà meccaniche della muratura. Si sono indagati tre diversi valori per la resistenza a trazione (0,05; 0,075 e 0,1 MPa) e due valori dell'angolo di attrito interno (20° e 30°).

Il valore della coesione è stato assunto sempre pari a $1,2 \cdot f_t$, mentre la resistenza a compressione è assunta costante e pari a 2,4 MPa. L'NTC 2008 (NTC, GU n.29 04/02/2008) riporta, per muratura in mattoni pieni e malta di calce considerando un fattore di confidenza pari a $FC=1,35$, un valore di coesione pari a 0,06 MPa e di resistenza a compressione pari a 2,4 MPa. I risultati delle analisi sono riportati in Figura 23 e Figura 25. Si osserva come il valore di carico accidentale corrispondente all'uscita dal campo elastico, quindi alla formazione di lesioni, è piuttosto basso. È interessante osservare in Figura 23 che sono state svolte due set di analisi considerando nulla la resistenza a trazione lungo gli archi diagonali. Per brevità solo il caso con angolo di attrito pari a 20° è riportato. Quest'ultima ipotesi è in accordanza alla mancanza di archi diagonali nella volta e al cattivo ingranamento della muratura. Le curve ottenute considerando resistenza nulla sulle diagonali sono di poco inferiori alla situazione a resistenza finita. La differenza è minima per resistenze basse e raggiunge il 5% per valori di $f_t = 0.2 \text{ MPa}$. Risultati simili sono stati ottenuti per la condizione BC2 ma vengono omessi per brevità.

I risultati delle simulazioni consentono di affermare che:

- La configurazione BC2 è meno sicura di quella BC1;
- Gli effetti stabilizzanti del riempimento considerati come pressione orizzontale aumentano il carico di collasso di circa 70 kg/m² per bassi valori di resistenza a trazione della muratura, e di 30-40 kg/m² per resistenze elevate;
- Il carico di esercizio indicato dalle normative e corrispondente a 3kN/m² genera una condizione prossima al collasso per le volte.

È quindi indispensabile progettare un intervento di rinforzo.

Sono state svolte delle analisi 3D anche con la presenza del riempimento modellato con six-node wedge. Per il riempimento si è assunto un legame Mohr Coulomb con un angolo di attrito

interno di 37°. I risultati nella condizione BC1 sono riportati in Figura 27 e per la condizione BC2 in Figura 28.

Si sono svolte delle analisi considerando la presenza di rinforzi in FRP, in Figura 29 è riportato il confronto con e senza rinforzi. Si osserva un incremento quasi lineare delle capacità portante della struttura, l'aumento in presenza di rinforzo è di circa il 15% per alti valori di resistenza a trazione e del 30% per bassi valori. Il modo di rottura rimane sostanzialmente invariato rispetto al caso non rinforzato, tuttavia le fratture diagonali sopravvengono solo con il sopravvenire della delaminazione.

Lo studio mostra che l'approccio semplificato non sempre consente di interpretare correttamente il quadro di danneggiamento quindi il carico limite corretto. Trova invece buone conferme l'utilizzo delle fasce di FRP estradossali come tecnica di riabilitazione strutturale.

LE CARATTERISTICHE DELLE MURATURE NELLA PIANURA EMILIANA

La vulnerabilità delle strutture in muratura non può essere stimata senza un'adeguata analisi delle caratteristiche meccaniche della muratura nella zona del sisma.

Da qui l'esigenza di caratterizzare le murature dei centri urbani e delle zone rurali. Le murature delle zone rurali sono state oggetto di una campagna sperimentale sviluppata nelle tre macro aree del cratere (ferrarese, est modenese e ovest modenese/reggiano).

I risultati sintetici qui presentati fanno riferimento alle prove commissionate dalla Regione emilia romagna - Direzione Ambiente e Difesa del Suolo e della Costa - Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli al CIRI - Edilizia e Costruzioni dell'Università di Bologna relative alla "Realizzazione di indagini sperimentali in situ su pareti di edifici in muratura nei comuni dell'Emilia colpiti dal Sisma del 2012".

La disponibilità di edifici danneggiati dal terremoto e destinati alla demolizione ha reso possibile l'esecuzione di prove di tipo distruttivo e non distruttivo. Il confronto dei risultati delle diverse tipologie di prova è di grande utilità per la verifica dell'affidabilità dei metodi di indagine non distruttivi.

Sono state definite nuove tipologie murarie, ad integrazione della Tabella C8A.2.1 (Circolare 617, 2009), più rappresentative della realtà emiliana. È stato quindi definito un protocollo di indagine delle murature che consente di stimare le caratteristiche meccaniche senza svolgere estese indagini ma selezionando caso per caso quelle possibili e meno invasive.

La logica seguita per le zone rurali è chiaramente non percorribile nei centri urbani dove tipologie, epoche e conservazione rendono il costruito molto eterogeneo.

Edilizia rurale

L'edilizia rurale è caratterizzata da pianta semplice con geometria rettangolare o, in alcuni casi, quadrata. I solai sono realizzati con travi in legno a singola o doppia orditura o con voltine in laterizio. Le criticità e le modalità di collasso consistono in principi di ribaltamento delle pareti, assenza di adeguati ammorsamenti fra pareti ortogonali e collegamenti con i solai, quadri fessurativi dovuti a meccanismi di danno a taglio nel piano e collasso della copertura. La muratura investigata è costituita da mattoni pieni e malta di calce e spesso è caratterizzata da un elevato degrado superficiale soprattutto nelle pareti esterne esposte a Nord.

La campagna sperimentale si è incentrata sull'esecuzione di indagini non distruttive, semi-distruttive e distruttive in situ per la caratterizzazione della muratura. Sono stati investigati otto edifici rurali in muratura portante nel territorio della campagna emiliana. Tutti gli edifici avevano uno stato di danneggiamento avanzato ed erano considerati inagibili in attesa di demolizioni.

Prove meccaniche semi-distruttive

Le prove meccaniche semi-distruttive svolte sono:

- Indagini visive e/o saggi demolitivi sulla muratura per valutarne l'effettiva tessitura e l'ammorsamento tra pareti ortogonali;
- Prove soniche per la valutazione dell'omogeneità e della qualità della muratura;
- Prove di scorrimento su giunto di malta secondo la ASTM C1531-09;
- Prelievo di campioni di malta e mattoni da pareti portanti, finalizzato alla valutazione delle loro proprietà meccaniche;
- Prelievo di carote di muratura per la valutazione della resistenza a compressione e taglio;
- Prelievo di un blocco di muratura per la valutazione della resistenza a compressione;
- Martinetto piatto singolo per la valutazione dello stato di compressione presente nella muratura secondo la ASTM C1196-09;
- Martinetto piatto doppio per la valutazione della resistenza a compressione e del modulo elastico della muratura secondo la ASTM C1197-09;

Prove distruttive

- Prova di compressione diagonale (CD) per la valutazione della resistenza a taglio in assenza di sforzo normale;
- Prova di taglio-compressione per la valutazione del comportamento a taglio del pannello murario.



Figura 30: Prelievo di carote

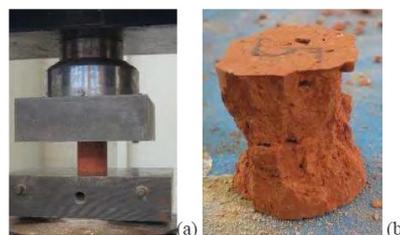


Figura 31: Prove di compressione dei laterizi

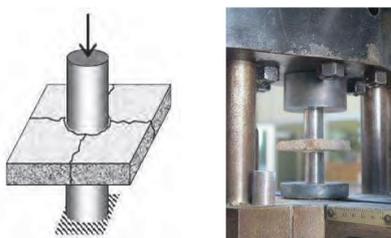


Figura 32: schema di esecuzione della prova a doppio punzonamento

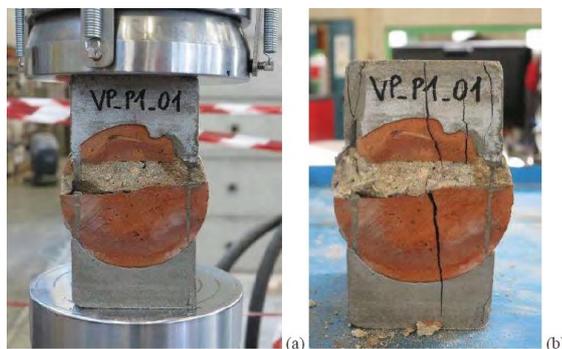


Figura 33: Prova di compressione diametrale su carote con giunto orizzontale

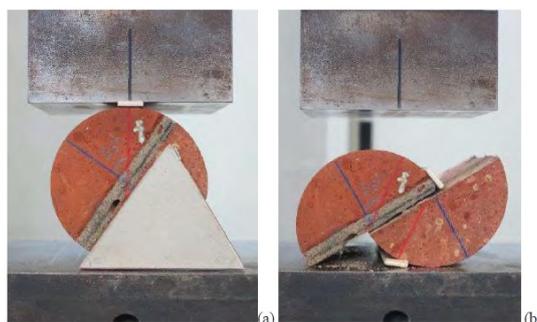


Figura 34: Prova di compressione diametrale su carote con giunto inclinato

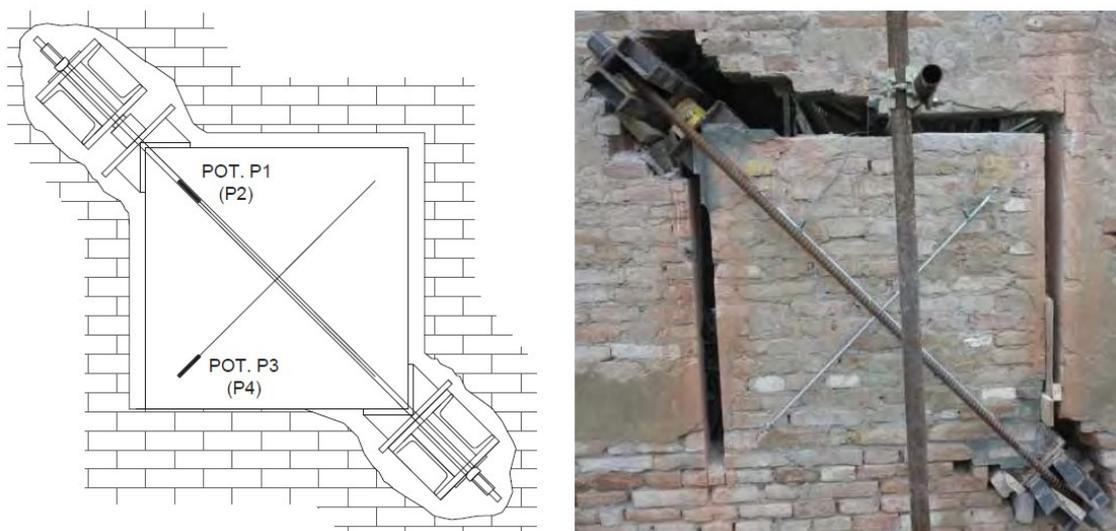


Figura 35: Prova di compressione diagonale in situ

Conclusioni sulla resistenza al taglio

Analizzate le distribuzioni statistiche del valore medio di f_{vM0} ottenute dalle prove meccaniche semidistruttive e dalle prove distruttive, Tabella 1, si può osservare come queste ultime forniscano un valore medio ridotto di circa il 18% rispetto a quanto ottenuto dalle prove semidistruttive. Il rapporto tra i due valori risulta infatti pari a $f_{vM0,D} / f_{vM0,SD} = 0.827$.

Intervalli di Confidenza - f_{vM0} [MPa]			
	Limite Inferiore	Valor Medio	Limite Superiore
PROVE SEMI-DISTRUTTIVE	0.086	0.155	0.196
PROVE DISTRUTTIVE	0.058	0.127	0.142

 Tabella 1: Confronto tra gli intervalli di confidenza al 95% sul valore medio di f_{vM0} .

Il risultato presentato conferma il fatto che la resistenza al taglio dei provini in vera grandezza sia in media minore rispetto a quella ottenuta dalle prove semi-distruttive molto più localizzate ed eseguite su campioni di dimensioni ridotte. Questo è attribuibile all'influenza della tessitura muraria, alla presenza di connessioni trasversali tra i paramenti oltre che alla più probabile presenza di difetti nella porzione di parete indagata.

Confrontando l'intervallo di confidenza sul valor medio della resistenza a taglio in assenza di sforzo normale con il range proposto dalla normativa per edifici esistenti (0,06-0,09 MPa - Tabella C8A.2.1 (Circolare 617, 2009), si nota come i valori ottenuti dalla presente campagna sperimentale risultino superiori.

Conclusioni sulla resistenza a compressione

Nella campagna sperimentale sono state condotte un numero limitato di prove di compressione su elementi in vera grandezza (prove con martinetti piatti) mentre sono state condotte prevalentemente prelievi e test sui componenti la muratura (malta e mattoni). La resistenza è stata quindi stimata indirettamente attraverso la relazione presente nell'EC6 del 2002 (EC6)

$$f_k = k \cdot f_{bN,M}^\alpha \cdot f_{dp,M}^\beta$$

Da cui si ottiene:

PROVE MECCANICHE SEMI-DISTRUTTIVE		
Intervallo di Confidenza - f_{vMo} [MPa]		
Limite Inferiore	Valor Medio	Limite Superiore
4.50	5.15	5.71

Tabella 2: Resistenza a compressione: intervallo di confidenza al 95% sul valor medio

Confrontando l'intervallo di confidenza sul valor medio della resistenza a compressione con il range proposto dalla normativa per edifici esistenti (2,4 - 4,00 MPa Tabella C8A.2.1 (Circolare 617, 2009)), si nota come i valori ottenuti dalla presente campagna sperimentale risultino superiori. Tale risultato è da considerare con grande cautela. Si è osservato, infatti, negli edifici in cui sono state eseguite anche prove con martinetti piatti doppi, che la formula dell'EC6 (EC6) utilizzata per il calcolo di f_k , come descritto al paragrafo 5.2, sovrastima significativamente la resistenza media della muratura come ottenuta dalle prove distruttive. L'approccio indiretto attribuisce alla resistenza del laterizio un peso maggiore rispetto alla resistenza della malta, che per la muratura considerata sembra esagerato e fuorviante. La malta, infatti, rappresenta la componente "debole" della muratura emiliana ed è quella che nella maggior parte dei casi conduce alla crisi.

CAPITOLO 2

TORRE FORNASINI

INTRODUZIONE

Localizzazione dell'edificio

La torre oggetto di studio, (M. Simoni, S. Marzocchi, A. Colombi, A. Tralli, 2014) è ubicata in pieno centro storico a Poggio Renatico, precisamente in via Marconi 10, il quale è stato fortemente danneggiato dal sisma del 20 Maggio 2012. L'edificio è soggetto a vincolo conservativo della Sovrintendenza ai beni Architettonici e Paesaggistici ed è sottoposto a tutela ai sensi degli artt. 10, 12 e 13 del D. Lgs. 42/2004.

Viene riportata in Figura 36 l'estratto di mappa e in Figura 37 l'immagine da satellite dell'edificio.

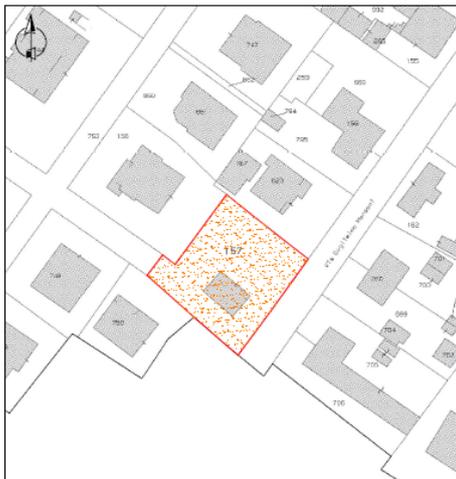


Figura 36: Estratto di Mappa, Comune di Poggio Renatico (FE), Scala 1:2000, Foglio 52-Mappale 157



Figura 37: Inquadramento fotografico da satellite

Descrizione dell'edificio

La torre oggetto di studio presenta una base rettangolare di 10,48 m x 7,14 m e si sviluppa in altezza sino alla quota di colmo di 16,2 m. Internamente è suddivisa in tre livelli da solai di piano.

La destinazione a piano terra è riservata ad uso pubblico, per servizi di formazione sviluppati dall'assessorato alla cultura del Comune di Poggio Renatico, mentre i piani

primo e secondo sono destinati ad uffici e sala riunioni utilizzati dalla Fondazione Fornasini, proprietaria della torre.

Le murature portanti sono in mattoni pieni e malta di calce, hanno uno spessore di circa 70 cm al piano terra che cala ai livelli superiori. Nei quattro angoli le murature hanno un buon ammorsamento ed uno spessore che si mantiene costante lungo l'altezza. Le murature comprese fra le angolate non hanno con esse un buon ammorsamento. I tre piani sono collegati tra di loro da un vano scala. Il collegamento fra il piano terra ed il primo è costituito da scala in muratura con pedate in cotto Figura 38, una scala in legno collega il piano primo con il secondo Figura 39.



Figura 38: Scala di collegamento piano terra e primo



Figura 39: Scala di collegamento piano primo e secondo

Tutti i prospetti esterni sono finiti con muratura a faccia vista, mentre le pareti interne sono finite con intonaco di tipo civile. Il primo orizzontamento è composto da due volte a crociera, il secondo da un solaio in legno a doppia orditura ed infine il terzo da una copertura in latero-cemento. Si riportano di seguito le piante dei solai, Figura 40 - Figura 43.

Capitolo 2 – TORRE FORNASINI

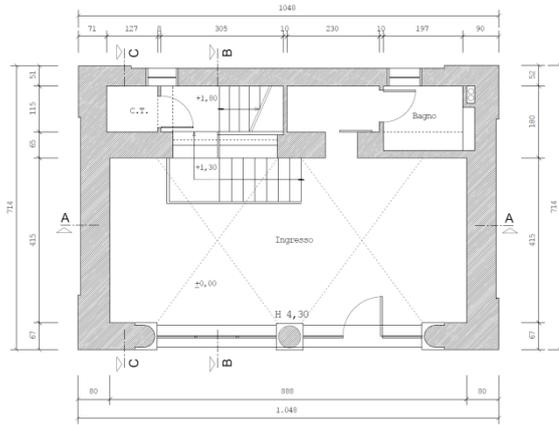


Figura 40: Pianta piano terra

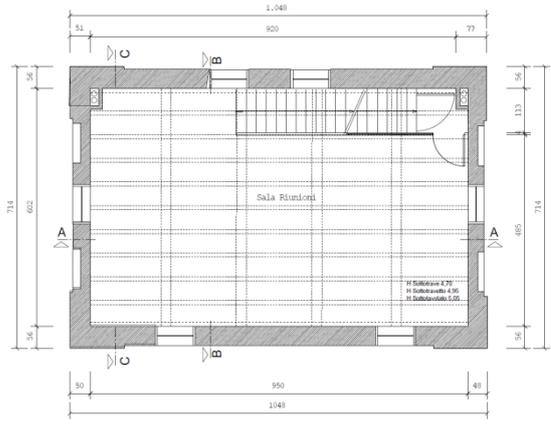


Figura 41: Pianta piano primo

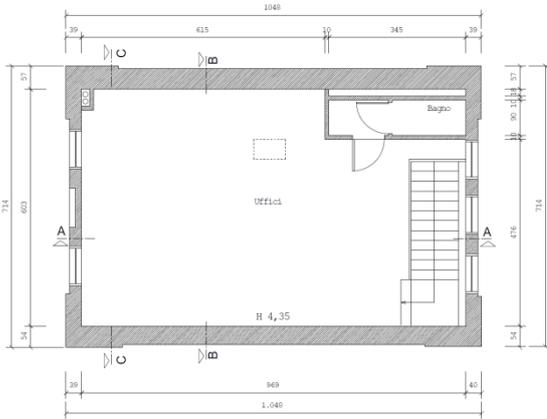


Figura 42: Pianta piano secondo

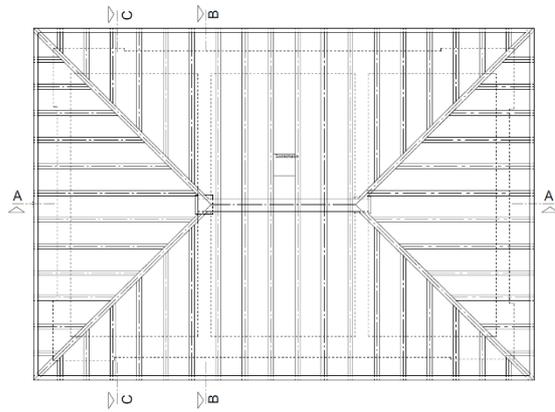


Figura 43: Pianta della copertura

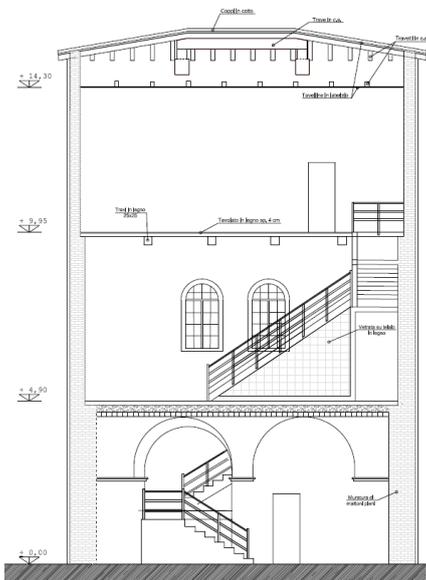


Figura 44: Sezione A-A

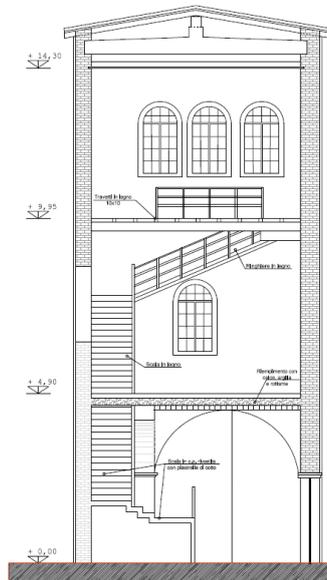


Figura 45: Sezione B-B

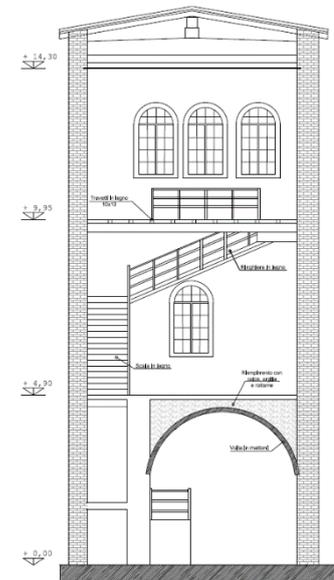


Figura 46: Sezione C-C

Stato di danneggiamento

La Torre a seguito degli eventi sismici del Maggio 2012 ha riportato gravi lesioni. I danni più severi riguardano le murature perimetrali e l'angolo sommitale ovest. Questo presentava una dislocazione generata dalla rotazione rigida del solaio di copertura. Le volte del primo livello presentavano lesioni intradossali diffuse, che a seguito del suo svuotamento, sono risultate passanti l'elemento strutturale. In Figura 47-Figura 50 si riporta il quadro fessurativo delle murature perimetrali. In Figura 51 il quadro fessurativo estradossale delle volte a crociera.

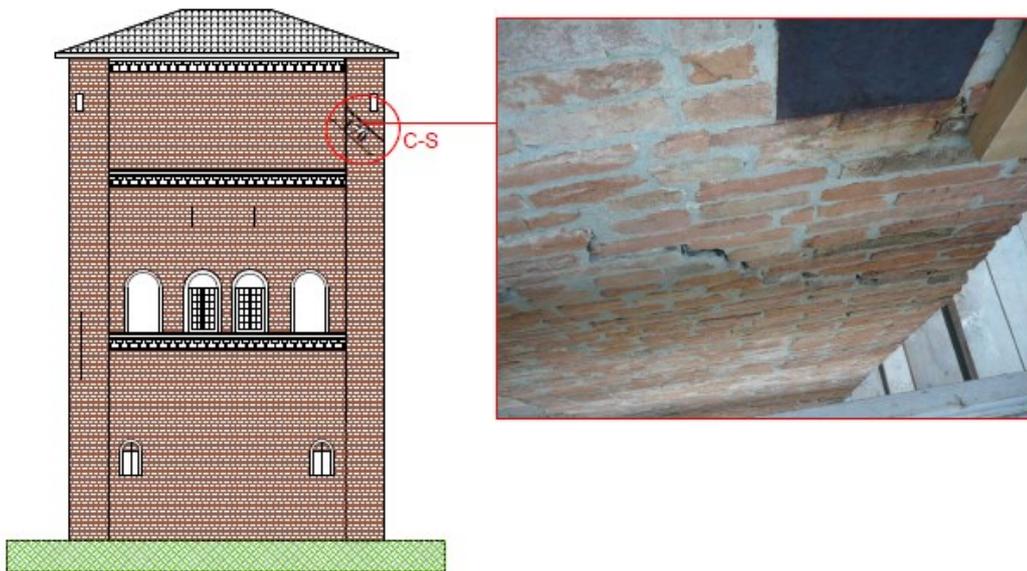


Figura 47: Quadro fessurativo parete SUD

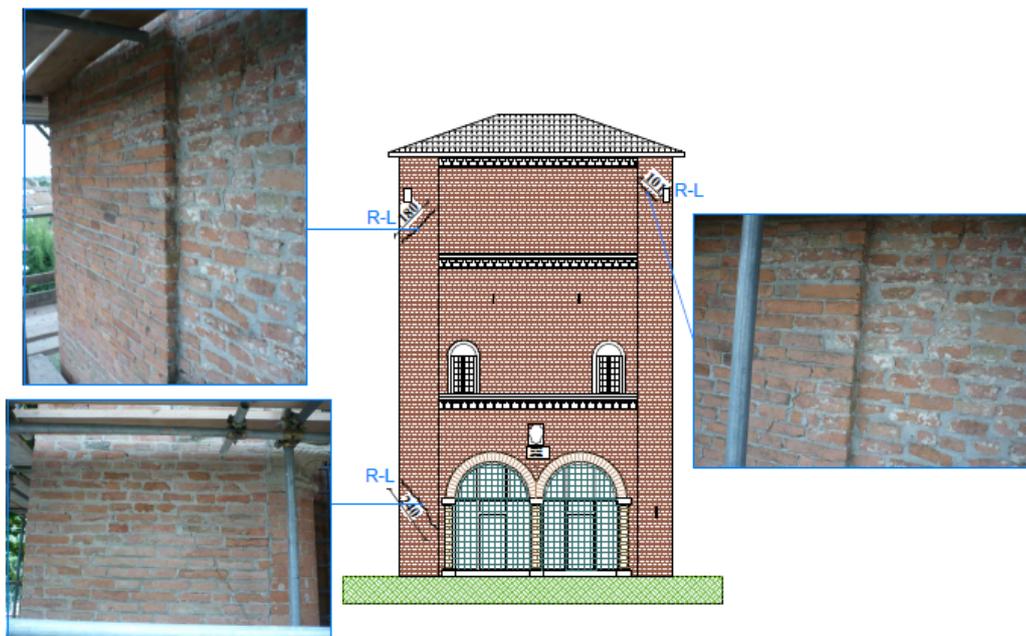


Figura 48: Quadro fessurativo parete NORD

Capitolo 2 - TORRE FORNASINI

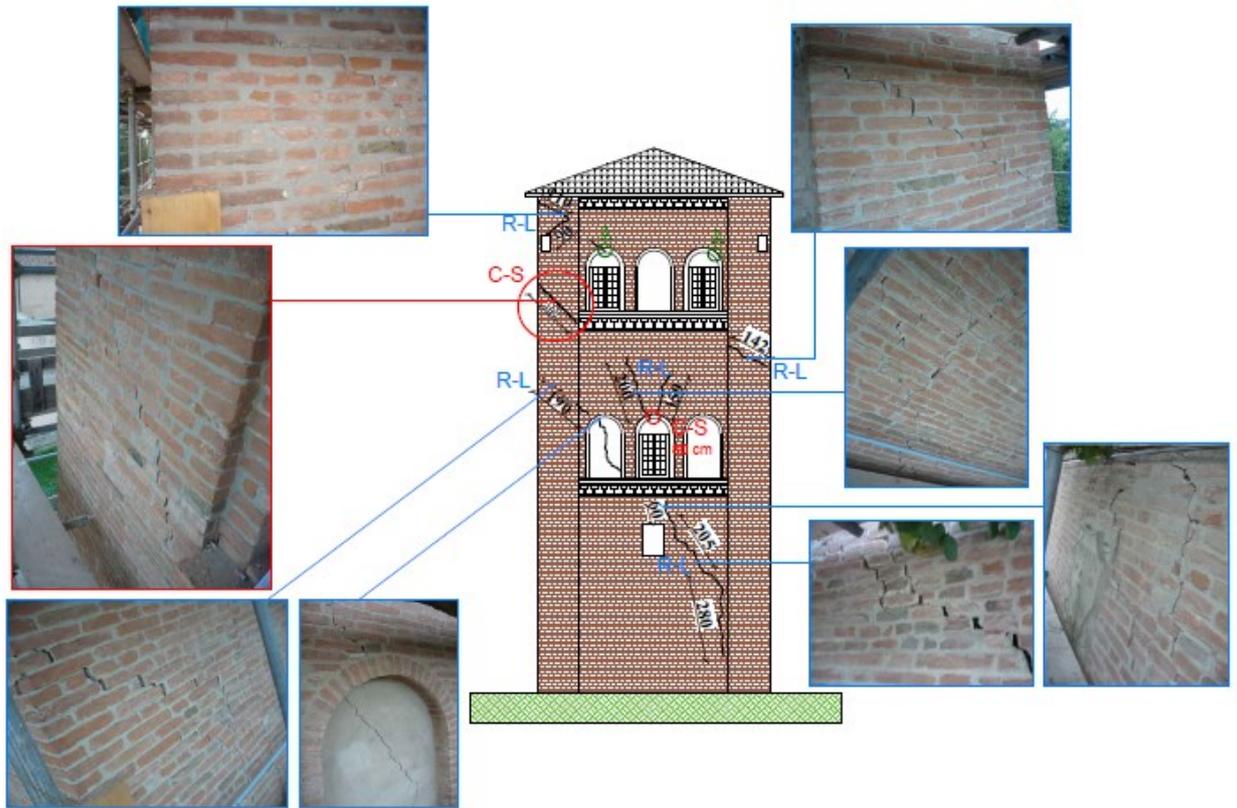


Figura 49: Quadro fessurativo parete EST

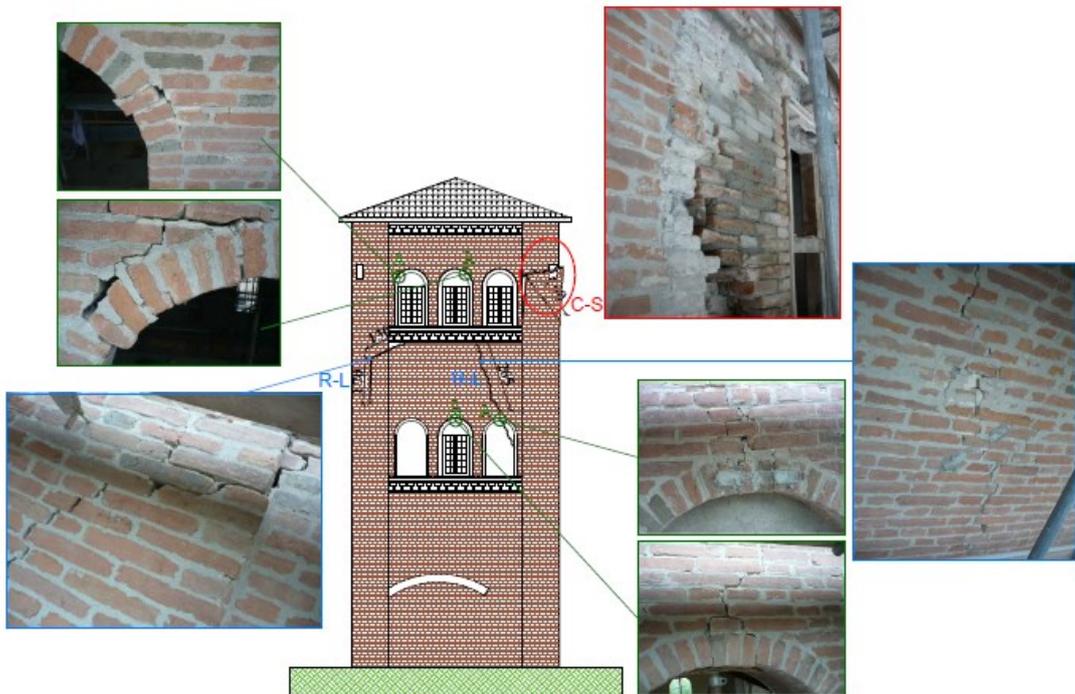


Figura 50: Quadro fessurativo parete OVEST

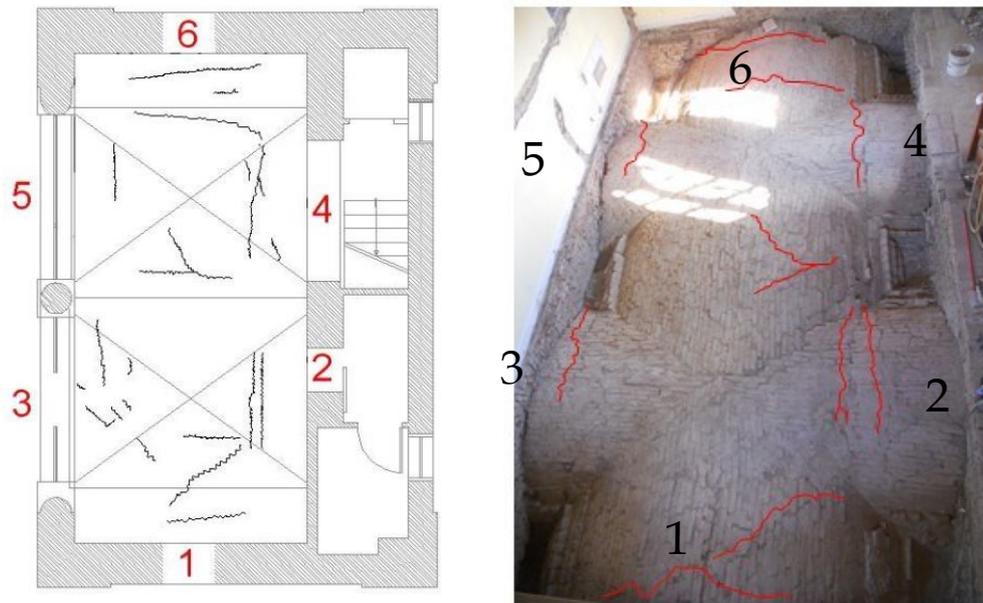


Figura 51: Quadro fessurativo dell'estradosso delle volte

RISPOSTA SISMICA LOCALE

Gli stati limite, ultimi e di esercizio, possono essere verificati mediante l'uso di accelerogrammi, o artificiali o simulati o naturali. Ciascun accelerogramma descrive una componente, orizzontale o verticale, dell'azione sismica; l'insieme delle tre componenti (due orizzontali, tra loro ortogonali ed una verticale) costituisce un gruppo di accelerogrammi.

La durata degli accelerogrammi artificiali deve essere stabilita sulla base della magnitudo e degli altri parametri fisici che determinano la scelta del valore di a_g e di S_s . In assenza di studi specifici la durata della parte pseudo-stazionaria degli accelerogrammi deve essere almeno pari a 10 s; la parte pseudo-stazionaria deve essere preceduta e seguita da tratti di ampiezza crescente da zero e decrescente a zero, di modo che la durata complessiva dell'accelerogramma sia non inferiore a 25 s.

Gli accelerogrammi artificiali devono avere uno spettro di risposta elastico coerente con lo spettro di risposta adottato nella progettazione. La coerenza con lo spettro elastico è da verificare in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi, per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ del 5%. L'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico, in alcun punto del maggiore tra gli intervalli $0,15s \div 2,0s$ e $0,15s \div 2T$, in cui T è il periodo fondamentale di

vibrazione della struttura in campo elastico, per le verifiche agli stati limite ultimi, e $0,15 s \div 1,5T$, per le verifiche agli stati limite di esercizio.

Indagini geotecniche eseguite sul sito

Nel sito è stata svolta una analisi SCPTU della quale viene riportato in Tabella 3 la classificazione litostratigrafica e i parametri meccanici degli strati indagati.

N. strati	Profondità		Descrizione	Parametri medi	Parametri caratteristici	coefficiente di sicurezza per la liquefazione	
	tetto (mt)	letto (mt)					
1	0,00	1,80	Sabbie fini e limi mediamente addensati	$R_p = 16,62 \text{ kg/cm}^2$ $R_l = 0,91 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma = 1,71 \text{ ton/m}^3$ $Dr = 44,03 \%$ $\Phi = 41,44^\circ$ $E'_{25} = 41,62 \text{ kg/cm}^2$	$\Phi_k = 35,05^\circ$	$\gamma = 1,82 \text{ ton/m}^3$ $Dr = 66,36 \%$ $\Phi = 40,91^\circ$ $E'_{25} = 284,97 \text{ kg/cm}^2$	
2	1,80	5,24	Alternanza di sabbie argillose, limi argillosi ed argille moderatamente consistenti, presenza di materiale granulare in matrice coesiva prevalente	$R_p = 7,24 \text{ kg/cm}^2$ $R_l = 0,21 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma = 1,69 \text{ ton/m}^3$ $Cu = 0,46 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 5,79$ $Mo = 29,76 \text{ kg/cm}^2$ $Eu_{25} = 18,61 \text{ kg/cm}^2$	$Cu_k = 0,28 \text{ kg/cm}^2$	$R_p = 14,04 \text{ kg/cm}^2$ $R_l = 0,73 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma = 1,95 \text{ ton/m}^3$ $Cu = 0,54 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 3,18$ $Mo = 59,75 \text{ kg/cm}^2$ $Eu_{25} = 37,34 \text{ kg/cm}^2$	$Cu_k = 0,45 \text{ kg/cm}^2$
3	5,24	5,56	Limi e sabbie fini sciolte, sottili inclusioni centimetriche di materiale coesivo Strato a basso coefficiente di sicurezza per la liquefazione	$R_p = 15,98 \text{ kg/cm}^2$ $R_l = 0,32 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma = 1,76 \text{ ton/m}^3$ $Dr = 21,48 \%$ $\Phi = 32,71^\circ$ $E'_{25} = 40,44 \text{ kg/cm}^2$	$\Phi_k = 29,23^\circ$	$R_p = 66,81 \text{ kg/cm}^2$ $R_l = 0,40 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma = 1,90 \text{ ton/m}^3$ $Dr = 45,81 \%$ $\Phi = 34,56^\circ$ $E'_{25} = 167,80 \text{ kg/cm}^2$	
4	5,56	5,91	Inizialmente limi argillosi poi argille moderatamente consistenti e medie con inclusioni granulari centimetriche	$R_p = 5,91 \text{ kg/cm}^2$ $R_l = 0,18 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma = 1,69 \text{ ton/m}^3$ $Cu = 0,35 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 3,33$ $Mo = 25,06 \text{ kg/cm}^2$ $Eu_{25} = 15,66 \text{ kg/cm}^2$	$Cu_k = 0,17 \text{ kg/cm}^2$	$R_p = 15,39 \text{ kg/cm}^2$ $R_l = 0,59 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma = 1,96 \text{ ton/m}^3$ $Cu = 0,37 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 2,54$ $Mo = 66,87 \text{ kg/cm}^2$ $Eu_{25} = 41,80 \text{ kg/cm}^2$	
5	5,91	8,72	Sabbie fini mediamente addensate, limi Da mt 6,78 a fine strato fenomeni di potenziale liquefabilità alternati ad altri di basso coefficiente di sicurezza	$R_p = 34,44 \text{ kg/cm}^2$ $R_l = 0,29 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma = 1,76 \text{ ton/m}^3$ $Dr = 39,40 \%$ $\Phi = 35,95^\circ$ $E'_{25} = 86,26 \text{ kg/cm}^2$	$\Phi_k = 32,67^\circ$	$R_p = 43,21 \text{ kg/cm}^2$ $R_l = 0,59 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma = 1,96 \text{ ton/m}^3$ $Cu = 0,76 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 2,10$ $Mo = 66,00 \text{ kg/cm}^2$ $Eu_{25} = 40,62 \text{ kg/cm}^2$	
6	8,72	10,38	Sabbie medie mediamente addensate	$R_p = 76,50 \text{ kg/cm}^2$ $R_l = 0,20 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma = 1,76 \text{ ton/m}^3$ $Dr = 59,49 \%$ $\Phi = 39,37^\circ$ $E'_{25} = 191,47 \text{ kg/cm}^2$	$\Phi_k = 38,06^\circ$	$R_p = 15,70 \text{ kg/cm}^2$ $R_l = 0,59 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma = 1,98 \text{ ton/m}^3$ $Cu = 0,76 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 2,10$ $Mo = 66,00 \text{ kg/cm}^2$ $Eu_{25} = 40,62 \text{ kg/cm}^2$	$Cu_k = 0,55 \text{ kg/cm}^2$
7	10,38	11,60	Sabbie dense Strato a basso	$R_p = 107,64 \text{ kg/cm}^2$ $R_l = 0,30 \text{ kg/cm}^2$	$\Phi_k = 40,25^\circ$	$R_p = 22,39 \text{ kg/cm}^2$ $R_l = 1,24 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma = 2,05 \text{ ton/m}^3$ $Cu = 0,76 \text{ kg/cm}^2$ $OCR = 2,74$ $Mo = 95,97 \text{ kg/cm}^2$ $Eu_{25} = 59,98 \text{ kg/cm}^2$	$Cu_k = 0,75 \text{ kg/cm}^2$

Il indice potenziale di liquefazione con Magnitudo 6,14: 1,36
Il indice potenziale di liquefazione con Magnitudo 5,9: 1.01

Tabella 3: Litostratigrafia e parametri meccanici degli strati di terreno indagati

Dati di disaggregazione

L'estrazione degli accelerogrammi di input prevede la determinazione di altri parametri sismologici, oltre al valore di a_g . Si determinano i dati di disaggregazione attraverso la pagina dell'Istituto di Geofisica e Vulcanologia come riportato nelle figure sottostanti.

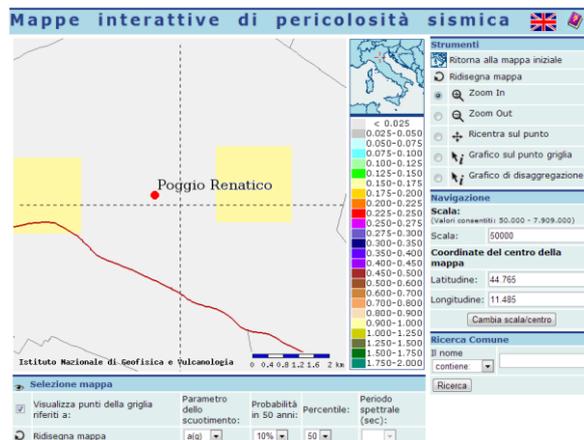


Figura 52: Individuazione del sito

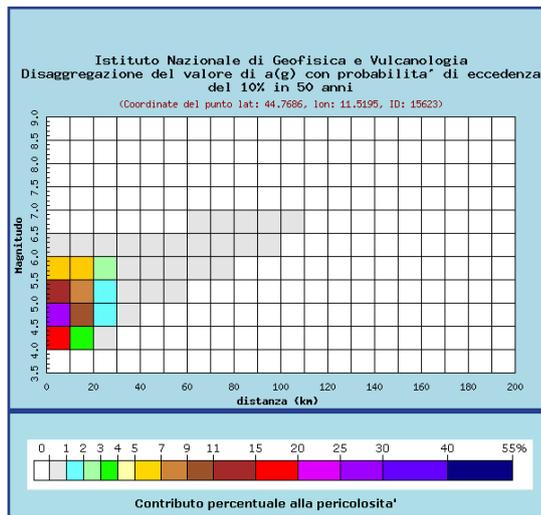


Figura 53: Disaggregazione di a_g

Estrazione degli accelerogrammi di input

Per l'estrazione degli accelerogrammi si utilizza il software Roxel 3.2 beta, messo a punto dalla ReLUIs di Napoli (Iervolino, et al., 2009).

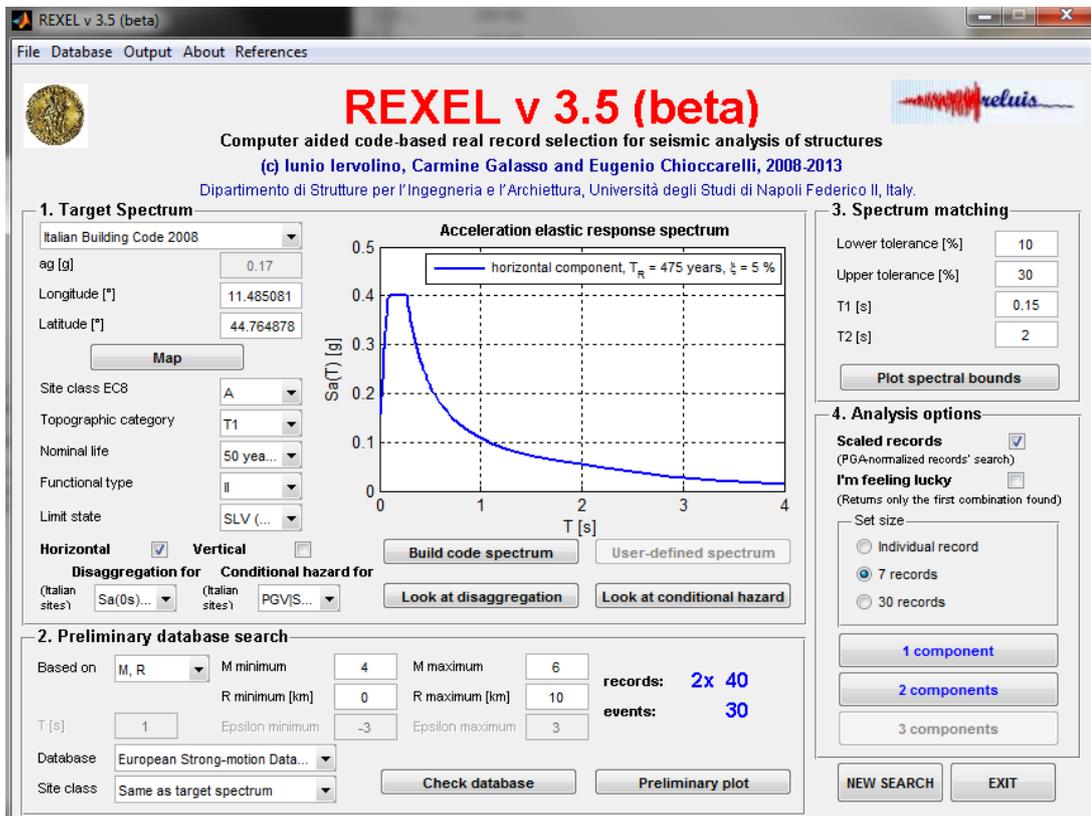


Figura 54: Settaggio del software Roxel

La risposta sismica locale è stata studiata impiegando il codice numerico EERA (Bardet, et al., 2000) evoluzione del ben noto codice SHAKE (Schnabel, et al., 1972). Consente di effettuare analisi lineari e lineari equivalenti nel dominio delle frequenze per un sottosuolo stratificato. Il comportamento visco-elastico di ciascun strato viene modellato usando un modulo di rigidezza complesso (Idriss, et al., 1992). Il substrato di base

(bedrock), cui è applicato il segnale sismico, è modellato come rigido. Le immagini che seguono fanno riferimento all'accelerogramma 000382.

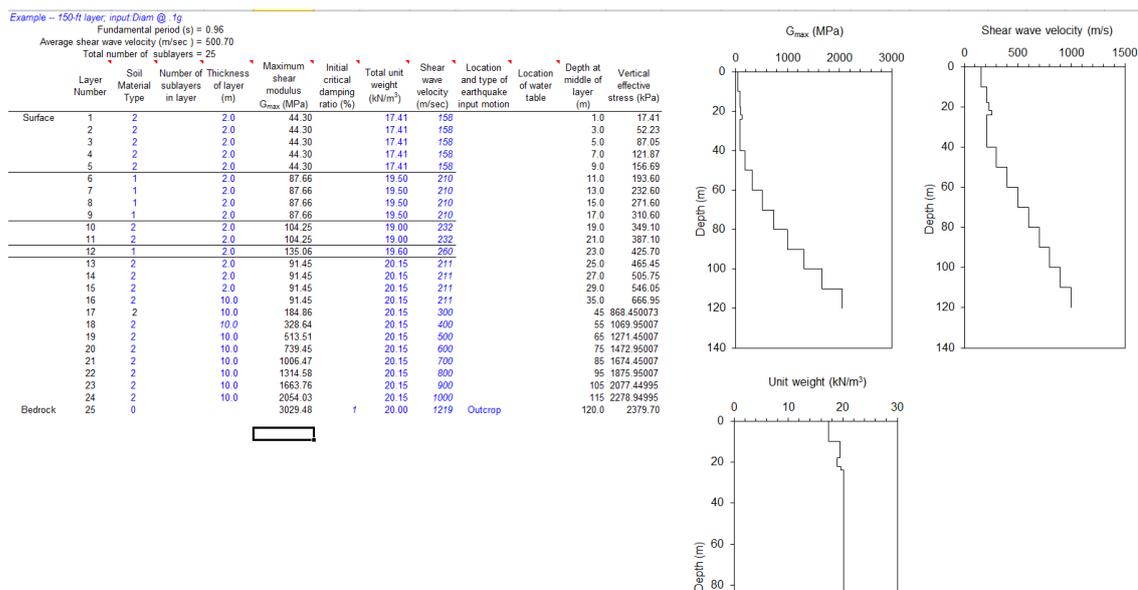


Figura 55: Profilo stratigrafico

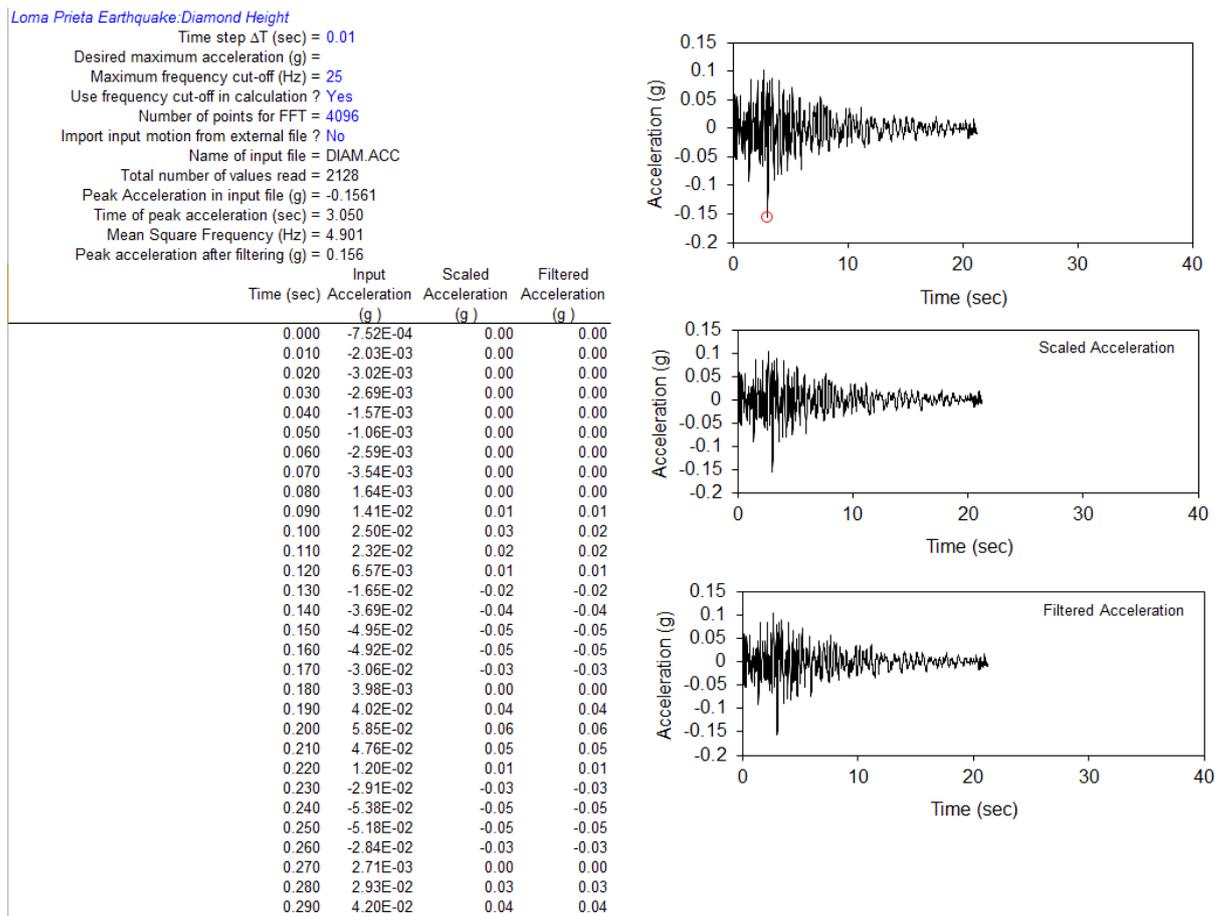


Figura 56: Accelerogramma 000382

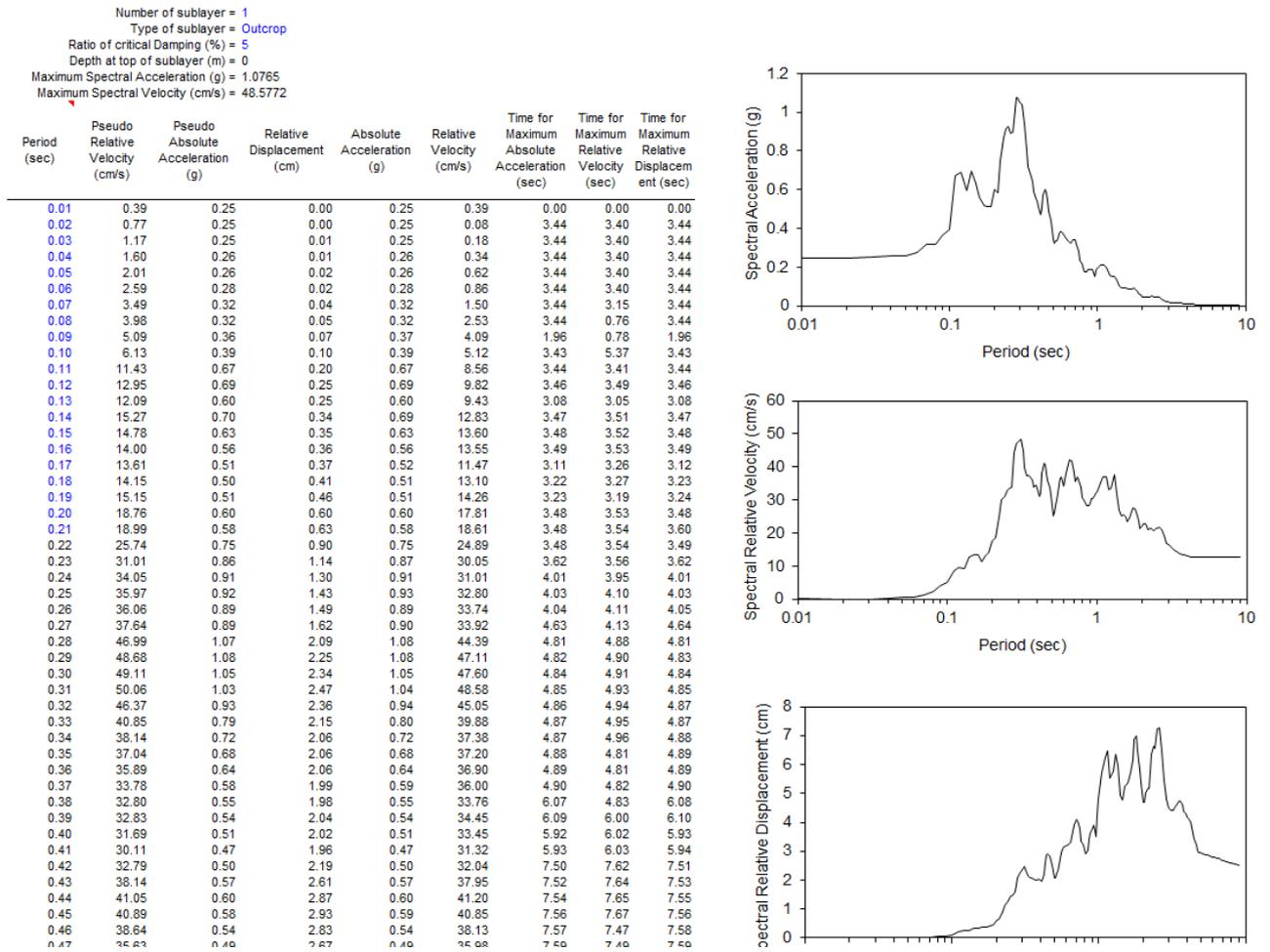


Figura 57: Spetro

Dati di OUTPUT

Dopo aver sovrapposto gli spettri normativi per diverse categorie di suolo e gli accelerogrammi spettro compatibili ottenuti con il programma EERAM (Bardet, et al., 2000), Figura 58, si è provveduto a determinare la media delle coordinate spettrali dei diversi accelerogrammi sovrapposta con gli spettri di normativa per diverse categorie di suolo Figura 58 - Figura 59.

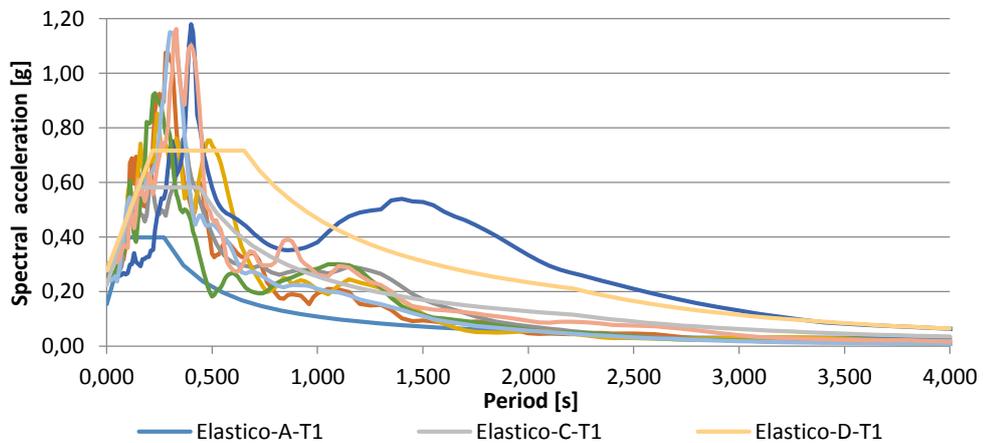


Figura 58: Spettri NTC e Accelerogrammi

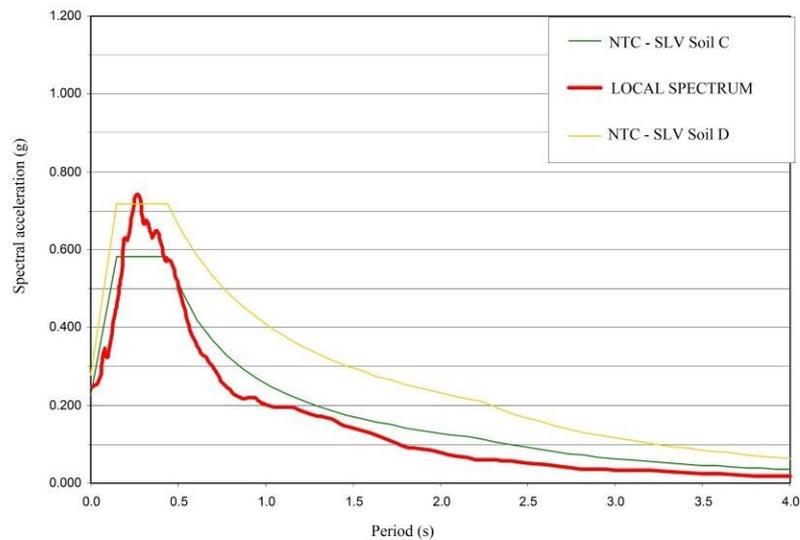


Figura 59: Spettri NTC e Spettro ottenuto dalla media delle coordinate spettrali degli accelerogrammi

ANALISI SISMICHE

Discretizzazione della torre e proprietà dei materiali

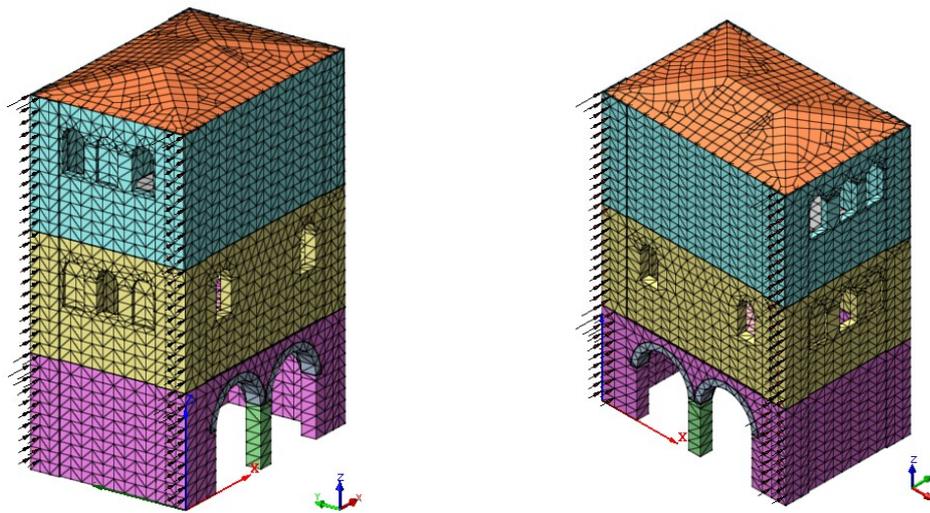


Figura 60: Modello FE della torre

La simulazione e l'interpretazione del comportamento sismico della torre è stato svolto con due modelli, Finite Element (FE) e Equivalent Frame (EF). In particolare si è svolta una analisi statica non lineare e dinamica non lineare con il modello a minore complessità, EF, utilizzando il più complesso modello FE per la calibrazione dei parametri meccanici. Maggiore attendibilità dei risultati è stata quindi garantita dalla comparazione di diverse tecniche di modellazione, (Cattari, et al., 2014).

In Figura 60 si riportano alcune viste del modello 3D FE adottato per le analisi di push over. Esistono diverse tecniche di modellazione per l'elemento muratura (Lourenco , et

al., 2007), la scelta è influenzata dal tipo di analisi e dall'accuratezza che si vuole raggiungere. I risultati qui presentati sono ottenuti con un macro-modelling (Lourenco, et al., 1998).

Le analisi strutturali sono state svolte con il software DIANA (DIANA, 2015). I risultati presentati considerano due diversi legami non lineari per la muratura; Multi Directional Fixed Crack Model e Smeared Crack Total Strain. Per identificare i parametri meccanici della muratura sono state svolte prove sperimentali sugli elementi che compongono la muratura, mattone e malta.

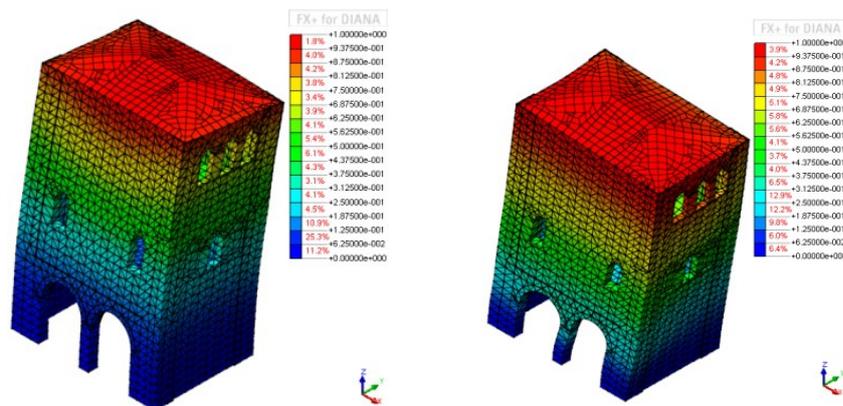
Sono state svolte prove di compressione su provini cubici lato 50mm ottenuti da 6 mattoni prelevati da differenti parti della struttura. I risultati sono omogenei e denotano una buona resistenza a compressione.

Per le malte si sono prelevati 6 campioni di cui 4 relativi a malte di calce e 2 relativi a malte cementizie. Di ogni campione è stata determinata la composizione chimica e sono state svolte analisi difratometriche XRD e EDXRF.

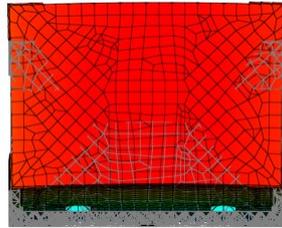
Analisi modale

È stata svolta un analisi dei modi propri di vibrare, in Figura 61 sono presentate le deformate dei modi principali con indicazioni delle masse partecipanti.

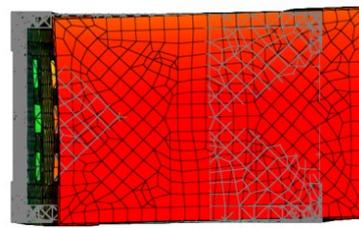
Il primo modo in direzione y è puramente flessionale, tuttavia la deformabilità a taglio e la presenza di aperture determina un periodo doppio rispetto alla torre considerata come una mensola elastica di sezione costante, $T=0,149$ s. I modi due e quattro presentano deformate torsionali generate dalla non simmetria delle aperture negli elementi verticali, in particolare al piano terra.



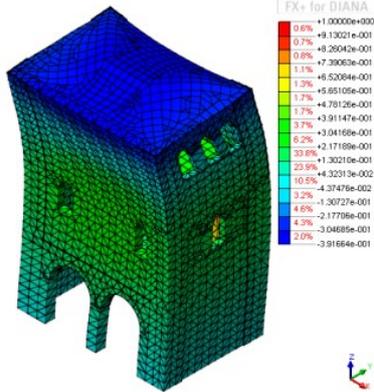
Capitolo 2 – TORRE FORNASINI



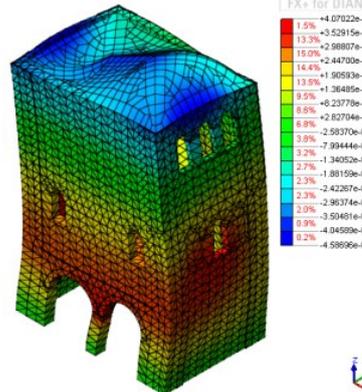
Periodo T=0,28 sec
 Massa eccitata in direzione X 0%
 Massa eccitata in direzione Y 54,1%



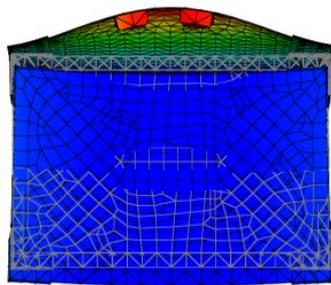
Periodo T=0,2 sec
 Massa eccitata in direzione X 65,3%
 Massa eccitata in direzione Y 0,001%



Periodo T=0,1 sec
 Massa eccitata in direzione X 0,008%
 Massa eccitata in direzione Y 18,24%



Periodo T=0,08 sec
 Massa eccitata in direzione X 16,616%
 Massa eccitata in direzione Y 0,045%



Periodo T=0,07 sec
 Massa eccitata in direzione X 0,00%
 Massa eccitata in direzione Y 4,6%

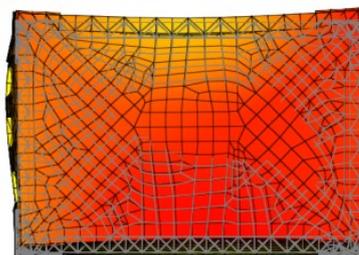
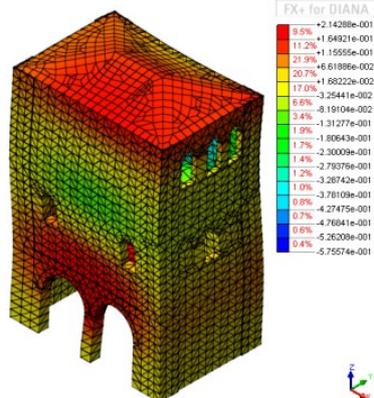
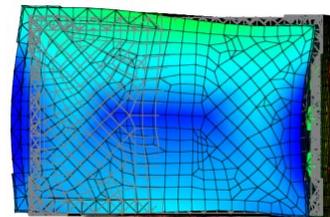


Figura 61: Modi principali di vibrare

Analisi di Pushover

Le verifiche richieste consistono nel confronto tra la *curva di capacità* per le diverse condizioni previste e la domanda di spostamento.

La curva di capacità è individuata mediante il tradizionale diagramma spostamento-taglio massimo alla base. Secondo le prescrizioni riportate al Paragrafo C8.7.1.4 (Circolare 617, 2009), le condizioni di carico che devono essere esaminate sono di due tipi:

- a) Distribuzione proporzionale alle forze statiche;
- b) Distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazione lungo l'altezza della costruzione.

Lo spostamento preso in esame per il tracciamento della curva di capacità è quello di un punto dell'edificio detto *nodo di controllo*.

La normativa richiede il tracciamento di una curva di capacità bi-lineare di un sistema equivalente (SDOF). Il tracciamento di tale curva deve avvenire con una retta che, passando per l'origine interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 60% del valore di picco; la seconda retta risulterà parallela all'asse degli spostamenti tale da generare l'equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente. La determinazione della curva relativa al sistema equivalente, permette di determinare il periodo con cui ricavare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, secondo gli spettri riportati sulla normativa. La normativa definisce una eccentricità accidentale del centro delle masse pari al 5% della massima dimensione dell'edificio in direzione perpendicolare al sisma. Secondo le indicazioni da normativa si devono eseguire le seguenti verifiche:

Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita (SLV); occorre confrontare che la richiesta di spostamento (o spostamento massimo) sia minore della capacità della struttura (o spostamento ultimo):

$$d_{max} \leq d_u$$

ove:

- d_{max} La domanda in spostamento assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo
- d_u Valore dello spostamento valutato in corrispondenza ad un valore del taglio alla base pari allo 0,85 di quello massimo.

Inoltre bisogna verificare, Paragrafo 7.8.1.6 (NTC, GU n.29 04/02/2008), che il rapporto tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà

calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare non ecceda il valore 3.

Si applicano sul modello opportune distribuzioni verticali di forze, (NTC, GU n.29 04/02/2008), che vengono incrementate per portare il modello in campo non lineare. Si considera:

- Gruppo 1: distribuzione proporzionale alle forze statiche, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%; dove la forza è pari a:

$$F_i = F_h \cdot \frac{(z_i \cdot W_i)}{\sum(z_i \cdot W_i)}$$

Con distribuzione rappresentata nella figura (a), ove:

F_h : risultante della distribuzione di forze sismiche;

z_i : quota dal piano di fondazione della massa i-esima;

W_i : peso della massa i-esima.

- Gruppo 2: accelerazione uniforme di accelerazione lungo l'altezza;

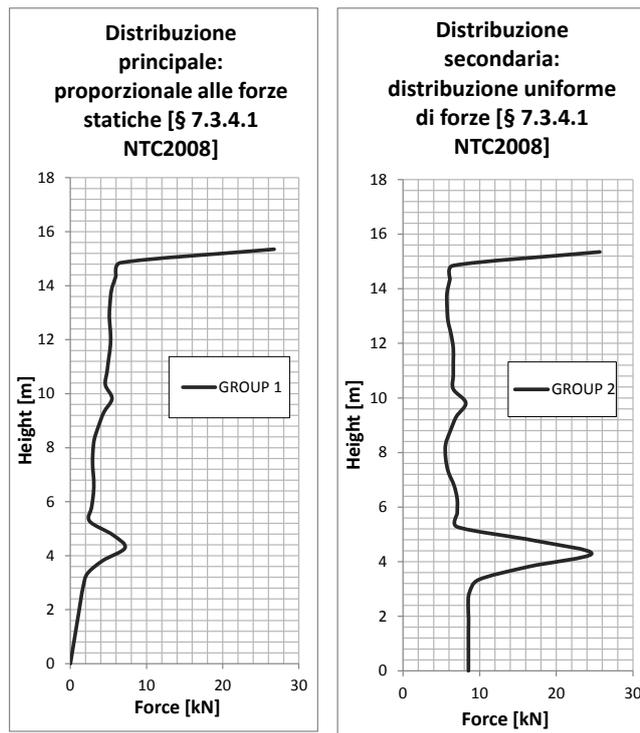


Figura 62: Distribuzioni di forze lungo l'altezza

In Figura 62 si osserva l'effetto dell'ingente massa di copertura. Le analisi push over sono state svolte nelle direzioni X e Y per entrambi i legami costitutivi e le distribuzioni di carico.

Le analisi che sono state eseguite hanno come scopo il confronto dei diversi fattori che influenzano l'analisi stessa, essi possono essere rappresentati da:

- Il legame costitutivo assunto per la muratura (*Multi-Directional Fixed Crack Model e Total Strain Crack Model*);
- Eccentricità.

Influenza del materiale utilizzato per la muratura

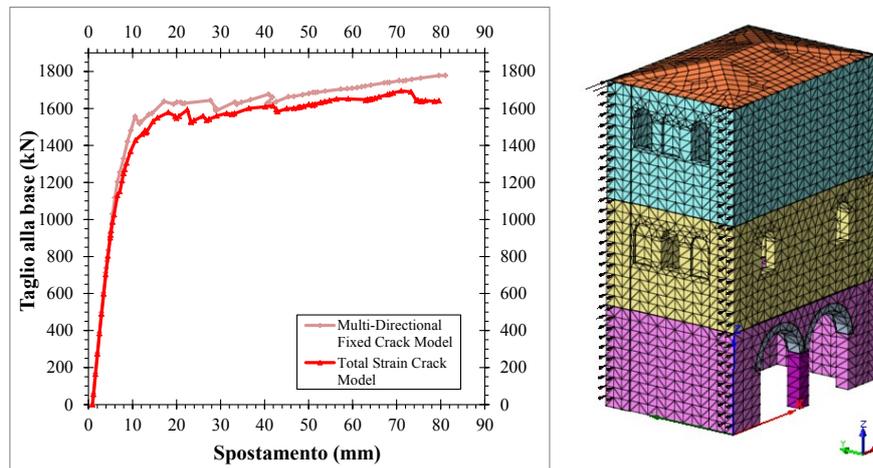


Figura 63: Confronto curve carico-spostamento in direzione X per i due modelli di materiale utilizzato senza eccentricità.

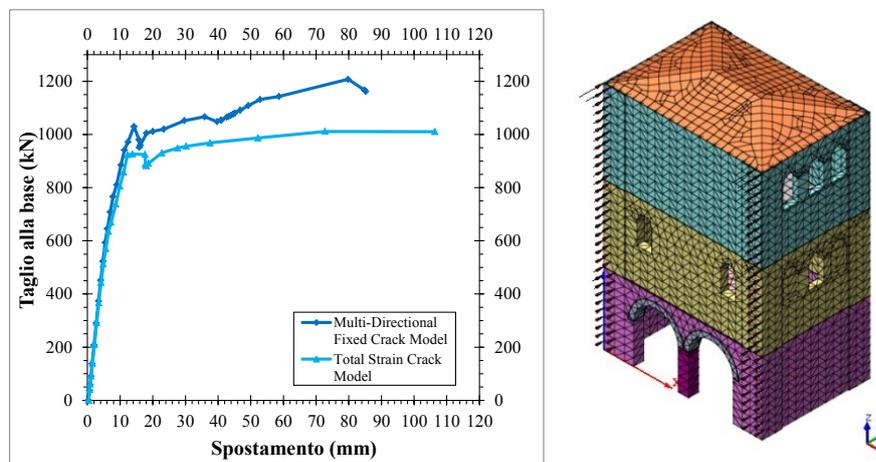


Figura 64: Confronto curve carico-spostamento in direzione Y per i due modelli di materiale utilizzato senza eccentricità.

Come è possibile notare dai risultati in entrambe le direzioni i grafici hanno un andamento pressochè simile; i risultati successivi verranno presentati con riferimento al solo legame Total Strain Crack Model (TSCM).

Influenza dell'eccentricità di applicazione delle forze sul modello

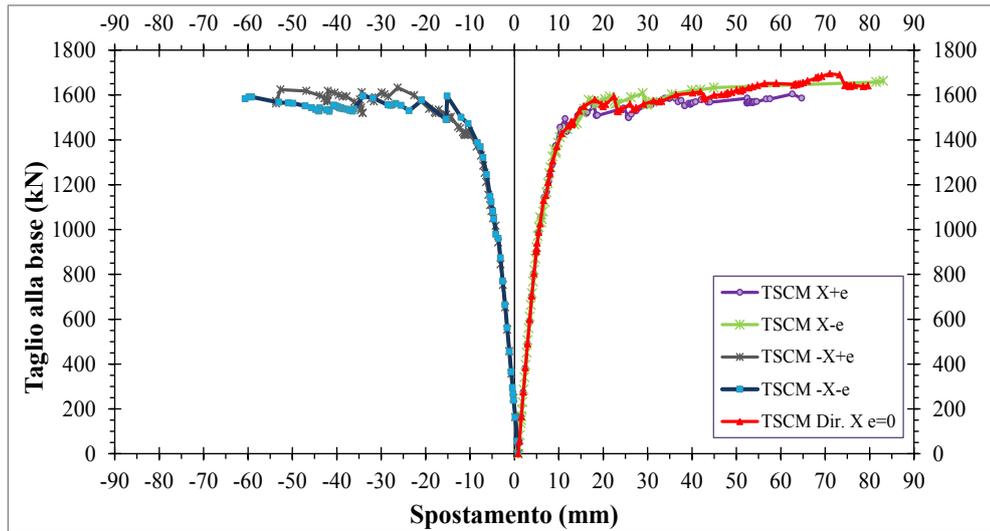


Figura 65: Confronto curve carico-spostamento in direzione X con eccentricità

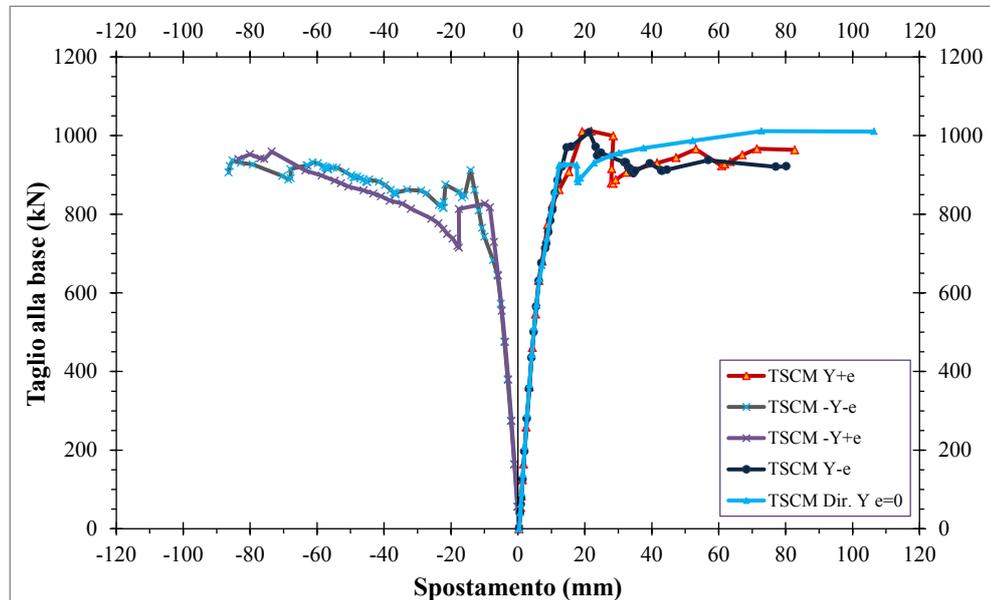


Figura 66: Confronto curve carico-spostamento in direzione Y con eccentricità

Dall'analisi di Figura 65 si evince che l'effetto delle eccentricità non è particolarmente rilevante nonostante l'irregolarità della sezione per la presenza di una parte debole al piano terra in direzione X, mentre per la direzione Y l'eccentricità è più influente, Figura 66. Anche il verso di applicazione delle forze sismiche ha poca rilevanza in quanto il taglio alla base secondo i due versi è circa uguale (con una lieve differenza per il modello caricato in direzione Y), anche se la direzione positiva manifesta una maggiore capacità di spostamento rispetto alla direzione negativa. Questa differenza di spostamento è puramente numerica.

Influenza del tipo di distribuzione delle forze (1 gruppo o 2 gruppo)

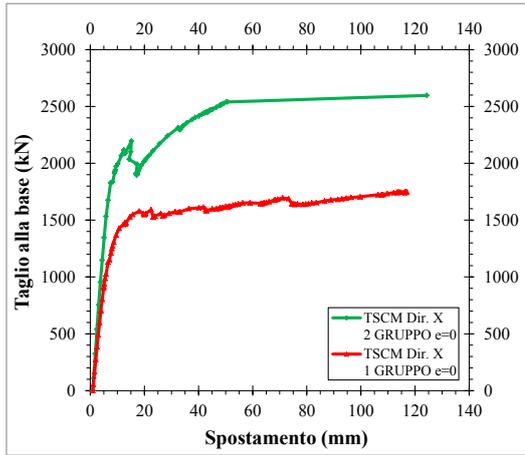


Figura 67: Confronto curve carico-spostamento in direzione X

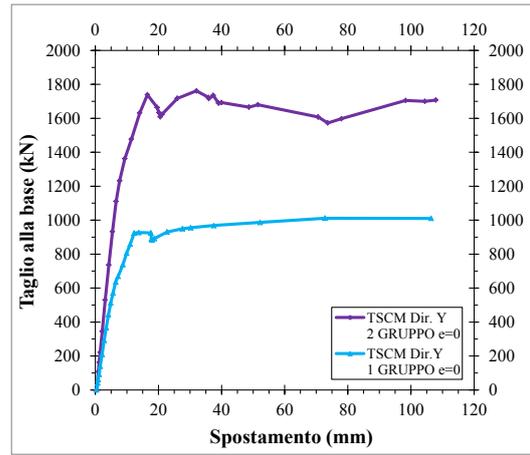


Figura 68: Confronto curve carico-spostamento in direzione Y

Come si può osservare la curva identificativa del percorso di carico, indotto dal caso di distribuzione di forze di tipo secondario o *costante* (curva *verde* o *viola*), risulta avere un andamento simile a quella del caso di distribuzione principale o *lineare* (curva *rossa* o *azzurra*) mantenendosi però a valori di forze maggiori con uno scarto del 40% circa. Infatti, mentre la distribuzione costante si assesta ad un valore di forza massima attorno a 2500 kN per la direzione X e 1700 kN per la direzione Y, nel caso di distribuzione lineare la forza raggiunge valori di 1600-1700 kN per la direzione X e 900 -1000 kN per la direzione Y.

In tutti i casi la curva associata alla distribuzione costante risulta sempre superiore a quella di distribuzione lineare. Dal momento che la normativa impone di considerare gli effetti più sfavorevoli derivanti dalle due analisi, Paragrafo C7.3.4.1 (Circolare 617, 2009) ci si limita allo studio del solo caso di distribuzione di forze lineare o principale (Gruppo 1).

Meccanismi di collasso significativi

L'analisi non lineare condotta con il programma DIANA (DIANA, 2015), legame costitutivo Smeared Cracking, consente di visualizzare l'andamento del Crack Pattern per assegnati livelli di spostamento. E' possibile notare una buona accordanza con il quadro fessurativo della torre.

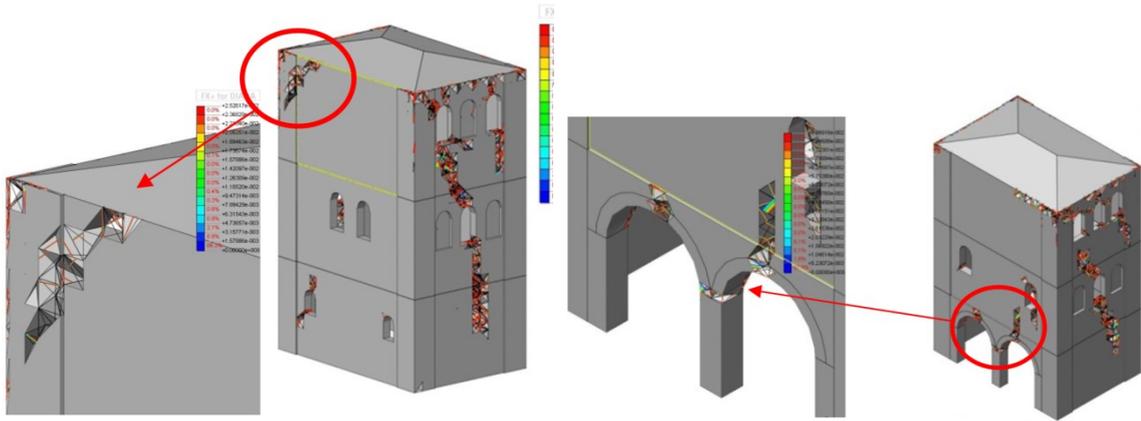


Figura 69: Crack Pattern Direzione: -Y, Eccentricità: $e > 0$, Materiale: Total Strain Crack Model, Taglio alla base: 827 kN; Spostamento: 10 mm

Figura 70: Crack Pattern Direzione Y, Eccentricità $e > 0$, Materiale: Total Strain Crack Model, Taglio alla base: 773 kN, Spostamento: 8.9 mm

ANALISI DELLE VOLTE

Analisi incrementale delle volte

Le analisi che verranno illustrate nel seguente capitolo hanno l'obiettivo di analizzare nel dettaglio il comportamento delle due volte a crociera, le quali durante il terremoto avvenuto il 20 maggio 2012 hanno riportato gravi danni all'intradosso e all'estradosso. Vengono presentate analisi statiche delle volte assumendo leggi costitutive non lineari per i materiali, in particolare per indagare il ruolo svolto dal riempimento sotto carichi incrementali verticali.

Essendo l'analisi incrementale oggetto di studio un'analisi di dettaglio, perché interessa solo le volte, si è deciso di utilizzare, diversamente da quanto eseguito per le analisi globali dell'intera struttura, una mesh composta da elementi tetraedrici aventi una dimensione di circa 30 cm la quale è rappresentata in Figura 71.

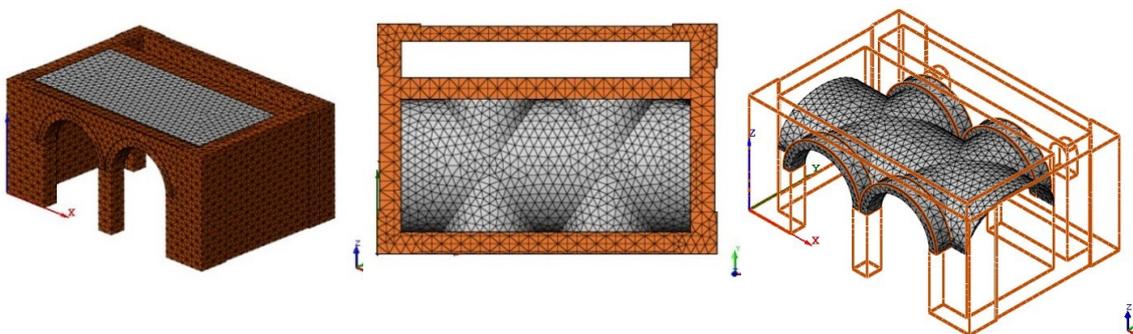


Figura 71: Discretizzazione mesh

L'analisi eseguita è pertanto un'analisi incrementale, sotto carichi verticali delle volte, fino al collasso. I carichi verticali agenti vengono riprodotti mediante una distribuzione

uniforme di forze che agiscono sulle facce superiori degli elementi solidi che costituiscono la mesh del riempimento. Nello specifico, per quanto riguarda il materiale del riempimento vengono analizzati diversi angoli di dilatanza, cioè 0, 10°, 20° e 37°. L'obiettivo principale di queste simulazioni è quello di verificare se lo stato di degrado delle volte è così diffuso da non garantire la stabilità nei riguardi dei carichi verticali accidentali previsti dalla normativa.

Analisi dei risultati

I risultati delle analisi incrementali sotto carichi verticali, definiti in termini di carico variabile verticale sono riportati in per angoli di dilatanza del riempimento pari a 0, 10°, 20° e 37°.

Nel dettaglio, le curve riportate nei grafici, Figura 74 - Figura 73, si riferiscono ai punti P1 e P2 indicati nella pianta in basso a destra di ogni figura.

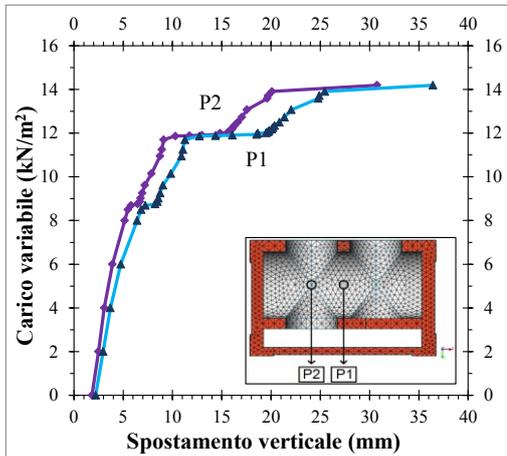


Figura 74: Analisi incrementale ai carichi verticali.
Angolo di dilatanza 0°

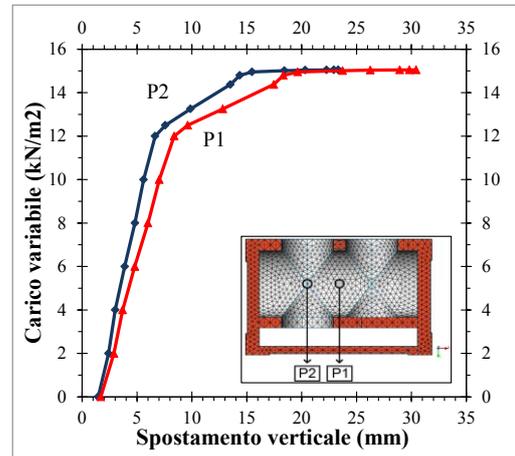


Figura 75: Analisi incrementale ai carichi verticali.
Angolo di dilatanza 10°

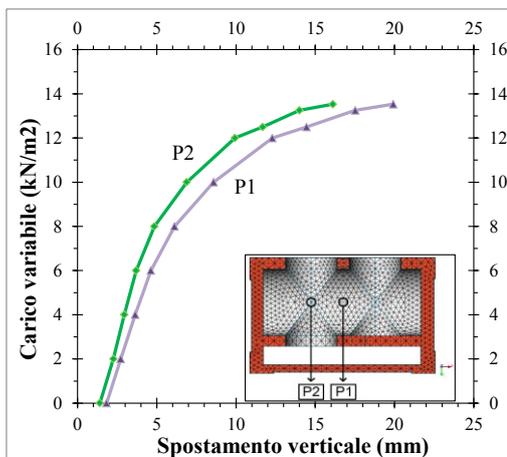


Figura 72: Analisi incrementale ai carichi verticali.
Angolo di dilatanza 20°

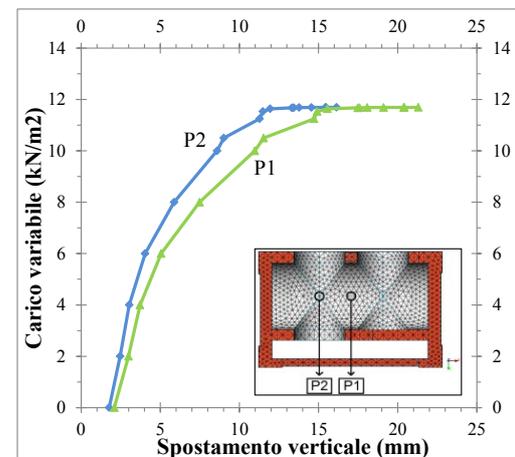


Figura 73: Analisi incrementale ai carichi verticali.
Angolo di dilatanza 37°

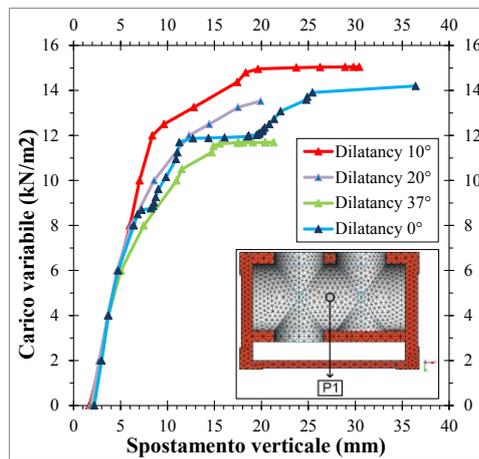


Figura 76: Analisi incrementale ai carichi verticali. Confronto tra i vari angoli di dilatanza indagati per il punto di controllo P1.

Dai risultati è possibile notare come le curve sono sostanzialmente coincidenti fino ad un carico variabile di 6 kN/m², indicando perciò che per valori tipici del carico di servizio l'angolo di dilatanza è inefficace. Viceversa, l'effetto della dilatanza gioca un ruolo importante nella determinazione del carico di collasso. Essendo difficile valutare la corretta forma e ampiezza delle possibili imperfezioni geometriche delle volte, inizialmente si considera una geometria senza imperfezioni e l'alto valore del carico di collasso viene considerato come limite superiore del carico massimo ammissibile. E' noto che nel caso di volte relativamente snelle anche piccole imperfezioni possono portare al collasso prematuro, ma in questo caso, data la buona conservazione della struttura prima del sisma, si è deciso di analizzare una geometria perfetta.

Parte dei risultati riportati in questo capitolo sono stati pubblicati in (Simoni, et al., 2014). Viene riportato in Figura 77 lo stato di fessurazione ottenuto dall'analisi sotto carichi verticali, per un angolo di dilatanza pari a 0° del riempimento. E' possibile osservare come la maggior parte delle lesioni sono concentrate nella parte centrale della volta ed in corrispondenza dell'intersezione tra le volte e le pareti di sostegno.

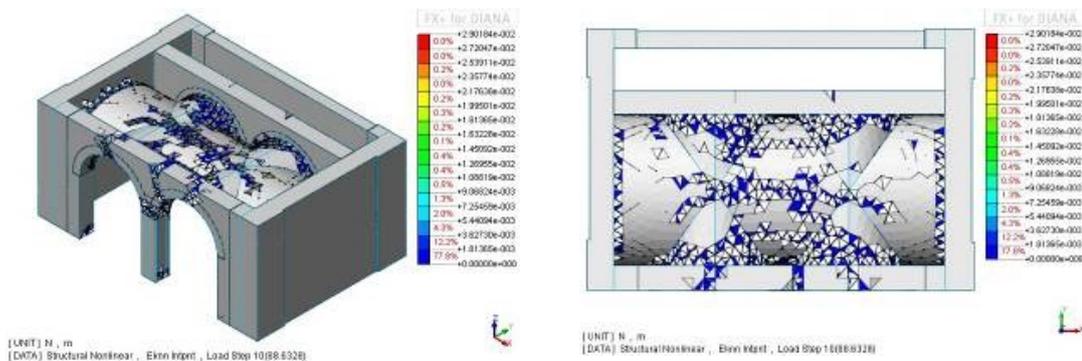


Figura 77: Stato di fessurazione ottenuto dall'analisi incrementale sotto carichi verticali per un angolo di dilatanza pari a 0°.

GLI INTERVENTI

A seguito delle analisi e delle verifiche di sicurezza sulla torre oggetto di studio viene riportata una descrizione degli interventi proposti e realmente eseguiti per ridurre le vulnerabilità individuate.

Le fasi di lavoro seguite durante il consolidamento dell'opera sono:

- Prima Fase: opere provvisorie di messa in sicurezza;
- Seconda Fase: interventi strutturali di ripristino e miglioramento strutturale;

Nell'ambito della convenzione lo scrivente ha svolto la direzione operativa delle fasi di cantiere.

Opere provvisorie di messa in sicurezza

La necessità di porre in sicurezza l'edificio in struttura muraria, prossimo al collasso, propone il tema strutturale di eseguire interventi urgenti, di semplice applicazione e di ridotto e controllato rischio di esecuzione per gli operatori.

Si è realizzata una cerchiatura esterna a due diverse quote inoltre il ponteggio è stato progettato per offrire un ritegno sommitale al ribaltamento delle murature sommitale nella condizione di assenza del solaio di copertura.

Nello specifico, l'opera provvisoria da installare è caratterizzata da mensole reticolari che si sviluppano in altezza, collegate a tutti i livelli per assicurare la mutua collaborazione con estensione sui quattro lati dell'edificio, Figura 78. Su alcune finestre sono state poste sbadacchiature in legno.



Figura 78: Particolare ponteggi di cerchiatura dell'edificio



Figura 79: Cerchiature provvisorie esterne



Figura 80: Puntellatura di sostegno delle volte del primo solaio

Primo solaio

Per garantire la forma delle volte a crociera del primo solaio in muratura e per contrastare la spinta esercitata sulle murature d'ambito, si è provveduto, prima dell'intervento di consolidamento, a porre in opera puntellature tramite apposite centine in legno Figura 80.

Per eliminare le spinte sulle murature si è intervenuto riducendo i carichi all'estradosso, costituito da un riempimento di materiale incoerente con un peso specifico di circa 1800 Kg/m³.

La scelta del sistema di consolidamento è basata sulla posa di fasce bi-direzionali in fibra di vetro di circa 30 cm e di fibre di carbonio di circa 20 cm sull'estradosso delle volte, sul perimetro ed in diagonale Figura 82. Le fibre sono state ancorate sui muri perimetrali attraverso fiocchi di fibra inseriti a umido nella muratura per una profondità minima di 20cm. E' stata inserita una cerchiatura del solaio mediante profili UPN80 collegati alle murature esterne con bulloni M12 classe 6.8 ogni 25 cm, Figura 81. È stato quindi ripristinato il riempimento originale al di sopra della volta.



Figura 81: Particolare cerchiatura del primo solaio mediante UPN 80



Figura 82: Consolidamento delle volte mediante fibre di vetro e di carbonio all'estradosso



Figura 83: Particolare posa in opera delle fibre di carbonio

Secondo solaio

Per il secondo solaio, realizzato con struttura in legno massello, si è provveduto alla sostituzione di eventuali elementi lignei ammalorati ed alla posa in opera di un nuovo tavolato sopra a quello esistente.

Anche per questo solaio è stata inserita una cerchiatura metallica composta da UPN 80 collegati alla muratura mediante bullonatura ogni 25 cm circa.

Copertura

La pesante copertura in c.a. realizzata negli anni '60 era un elemento di grande vulnerabilità a causa della sua ingente massa. Si è quindi disposta la sostituzione con una nuovo solai ligneo.

Anche per quest'ultimo solaio è stata effettuata una cordolatura perimetrale costituita da due UPN 160 in acciaio accoppiati con bulloni M12 classe 6.8 ogni 30 cm. Si è quindi realizzato un collegamento mutuo fra le strutture di copertura e il cordolo perimetrale attraverso elementi di carpenteria metallica, Figura 86-Figura 88.



Figura 84: Copertura in latero cemento con travi in c.a.



Figura 85: Nuovo tetto ligneo



Figura 86: Cordolo legno acciaio



Figura 88: Collegamento capriata cordolo



Figura 87: Collegamento cordolo trave cantonale

Pareti verticali perimetrali

Gli interventi sulle murature sono stati svolti con la tecnica dello scuci-cuci, nel caso di gravi lesioni, e della ristilatura dei giunti, nelle situazioni di minor danno. Si è utilizzata malta di calce M5 e mattoni provenienti dalla torre stessa.

Al primo e secondo livello sono state inserite nuove catene metalliche alla quota di bancale delle aperture, Figura 89. Le aperture sono state cerchiare internamente con profili metallici ad L calandrati ancorati alla muratura bulloni M12, classe 6.8 passo 30cm, Figura 90-91



Figura 89: Piatti metallici alla quota di bancale delle aperture



Figura 91: Cerchiatura delle aperture



Figura 90: Profilo metallico di cerchiatura

CAPITOLO 3

LA PROSPETTIVA DI CORSO GIOVECCA

INTRODUZIONE

Cenni Storici

Come risulta dai documenti d'archivio, i lavori di costruzione della Prospettiva iniziarono il 22 ottobre 1703, ma subirono subito una breve interruzione a causa del ritrovamento dei resti di poderose muraglie che insistevano in quella zona. Sfruttando in parte le antiche fondazioni fu però possibile realizzare quelle della Prospettiva, per la cui esecuzione, tuttavia, si dovettero tagliare nelle vicinanze tantissimi pioppi (un centinaio), da cui si ricavarono 374 pali o "agucchie" di varia lunghezza, indispensabili per rendere più compatto il terreno e quindi più solida la base della struttura architettonica; i lavori furono poi sospesi per l'inoltrarsi della stagione fredda il 14 dicembre e ripresero il 12 febbraio 1704. Le opere terminarono il 27 giugno dello stesso anno.



Figura 92: Foto archivio storico



Figura 93: Foto archivio storico

Descrizione della struttura

La Prospettiva di corso della Giovecca, (A:Chiozzi, et al., 2015; B:Chiozzi, et al., 2015; C:Chiozzi, et al., 2014) è una struttura in muratura portante in mattoni pieni, costituita da un arco centrale di forma semicircolare di luce 5 m, da due archi laterali anch'essi circolari aventi luce 2.64 m ed infine alle estremità da due architravi di luce 1.50 m. Tutti gli archi presentano i blocchi disposti radialmente, mentre il concio di chiave risulta più sporgente e sagomato a fini ornamentali. Anche la parte di struttura portata dall'arco è costituita da mattoni pieni, cosicché questa non scarica solamente il proprio peso sull'arco stesso, ma collabora con questo dal punto di vista strutturale.

Sia gli archi che gli architravi poggiano su sei pilastri in muratura, poggianti ciascuno su una base rettangolare $3.05\text{ m} \times 1.46\text{ m} \times 0.2\text{ m}$, ed aventi la forma e le dimensioni riportate in Figura 95.

Ad ornare la Prospettiva di Corso della Giovecca vi erano 11 Pinnacoli di marmo uguali fra loro, disposti in due gruppi da 4 sulle appendici laterali, mentre i restanti 3 a coronamento del frontone. Ciascun pinnacolo è alto 2.37 m, presenta una base circolare di diametro 60 cm, ha un volume di 0.367 m^3 per un peso totale, poiché il marmo ha un peso specifico di 2700 kg/m^3 , di 1 tonnellata. Il dettagli della geometria del pinnacolo sono riportati in Figura 94.

PROSPETTO DELLA PROSPETTIVA VISTA DA P.LE MEDAGLIE D'ORO
scala 1:100

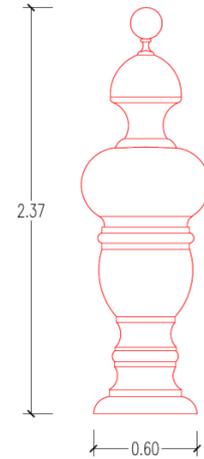
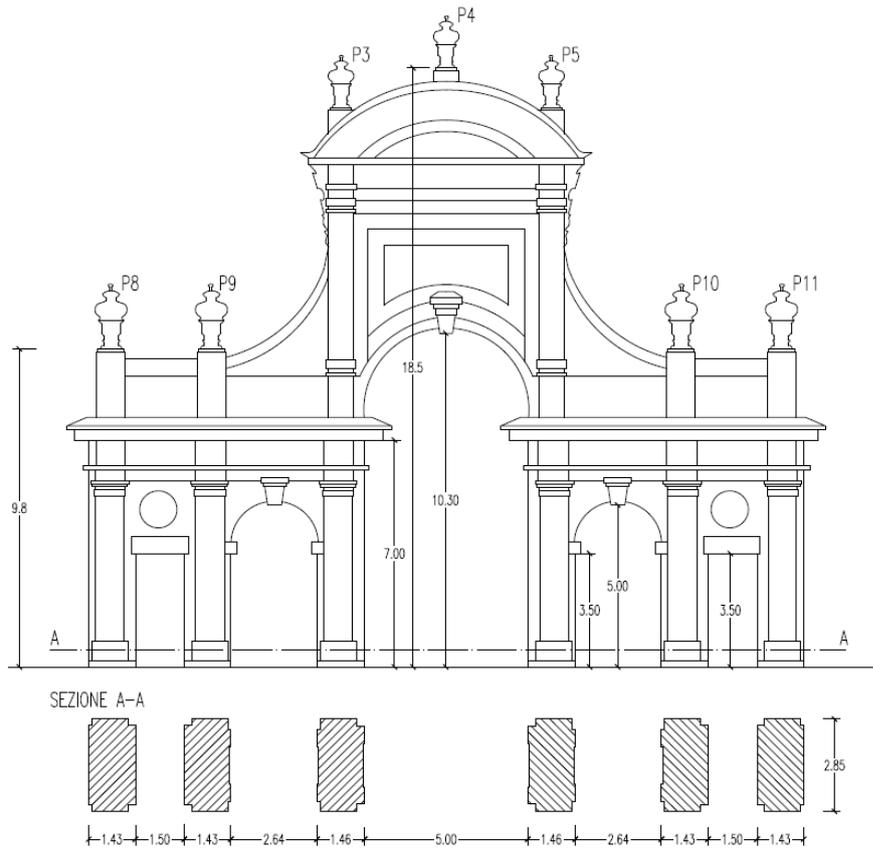


Figura 94: Geometria del pinnacolo

Figura 95: Prospetto della porta monumentale

VERIFICHE STRUTTURALI

Nell'ambito di una convenzione fra il Comune di Ferrara e il Consorzio Futura Ricerca si è affrontato lo studio del comportamento sismico della porta al fine di progettare un sistema di isolamento sismico per i pinnacoli ornamentali. Lo studio del comportamento strutturale verrà suddiviso in quattro parti:

1. *Verifica ai carichi verticali:* si effettua la verifica per i soli carichi verticali, che nel caso in esame coincidono unicamente con il peso proprio. La verifica viene accompagnata da un'analisi di sensitività dei parametri adottati per descrivere il legame costitutivo della muratura;
2. *Ribaltamenti locali e globali della struttura come corpo rigido:* viene svolta un'analisi dei possibili meccanismi di ribaltamento della struttura come corpo rigido, sia nel piano che fuori piano, tramite l'analisi limite dell'equilibrio secondo l'approccio cinematico. Si determinano così in prima approssimazione la forza e lo spostamento massimo che la struttura è in grado di sopportare;
3. *Analisi in frequenza:* sono stati valutati i modi principali di vibrare, considerando un legame elastico lineare, e la percentuale di massa attivata per ciascuna delle direzioni di

applicazione della forzante sismica (si considera come direzione x quella coincidente con il piano della struttura e come direzione y quella fuori dal piano).

4. *Analisi statica non lineare*: è stata infine effettuata l'analisi statica non lineare, sia nel piano che fuori dal piano, per stimare il comportamento della struttura non solo in condizioni di collasso, ma valutando l'evoluzione dello stato fessurativo e del decadimento di rigidità e resistenza all'aumentare progressivo del carico. Anche in questo caso è stata svolta un'analisi di sensitività sui parametri che caratterizzano il legame costitutivo del materiale, per valutare la loro incidenza sul comportamento strutturale globale.

Proprieta' dei materiali e modello FEM

Il percorso conoscitivo svolto ha riguardato il rilievo e le indagini visive della muratura.

L'arco è costituito da mattoni pieni e malta di calce, la tessitura muraria presenta connessione trasversale e gode di un discreto stato di conservazione, Figura 100 e Figura 101. Un fattore di degrado è rappresentato dall'intenso traffico viario che scorre sotto il monumento. Nelle Figura 96-Figura 99 sono raffigurate le parti ammalorate del monumento.



Figura 96: Stato di fatto degli appoggi dei pinnacoli



Figura 97: Stato di fatto degli appoggi dei pinnacoli



Figura 98: Particolare dell'arco mostrante lo stato di degrado



Figura 99: Degrado degli archi laterali



Figura 100: Malta bastarda con un alto tenore cementizio, buone caratteristiche



Figura 101: Giunti sottili < 1cm

I parametri di resistenza della muratura, non essendo stato possibile effettuare prelievi di campioni e quindi prove di laboratorio, sono stati determinati a seguito delle indagini visive adottando le caratteristiche meccaniche, definite nelle Tabelle C8A.2.1 e C8A.2.2 (Circolare 617, 2009) per muratura realizzata con mattoni pieni di malta calce. Tali valori sono incrementati in virtù della presenza di malta di buone qualità e di giunti sottili. I parametri adottati sono riportati in Tabella 4.

f_m	τ_0	E	G	w
$[N/cm^2]$	$[N/cm^2]$	$[N/mm^2]$	$[N/mm^2]$	$[kN/m^3]$
400	10	3375	1125	18

Tabella 4: Parametri meccanici della muratura

f_m	f_t	ε_u	E	ν	w	β
$[N/cm^2]$	$[N/cm^2]$	$[-]$	$[N/mm^2]$	$[-]$	$[kN/m^3]$	$[-]$
400	27	0.001	3375	0.2	18	0,05

Tabella 5: Parametri legame costitutivo Total Strain Crack Model

In Figura 102 è riportato il modello FEM e la discretizzazione utilizzata nelle analisi svolte impiegando il programma DIANA (DIANA, 2015).

Il modello FEM è stato realizzato con elementi tetraedrici a 4 nodi di dimensione massima 60 cm. In totale sono stati generati 29140 elementi, per un totale di 7040 nodi. Ai nodi alla base è assegnato il vincolo di incastro perfetto: tale scelta è giustificata dal particolare tipo di fondazione su pali in legno presente. Il legame costitutivo adottato è il *Total Strain Crack Model*.

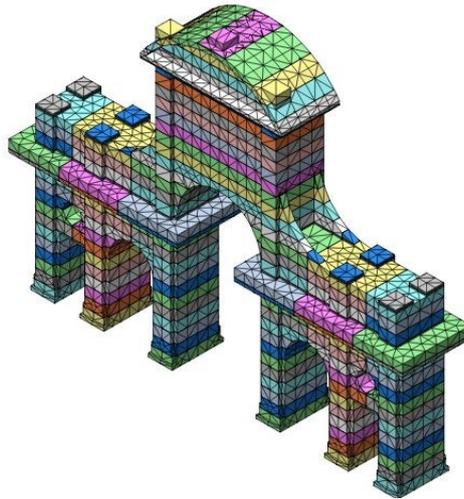


Figura 102: Modello FEM

ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI

Nelle strutture esistenti in muratura, Paragrafo 8.7.1 (NTC, GU n.29 04/02/2008), l'azione sismica può generare meccanismi locali oltre ai meccanismi globali. Per l'analisi dei meccanismi locali si può far ricorso ai metodi dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, tenendo conto anche della resistenza a compressione. Con tali metodi è possibile valutare la capacità sismica in termini di resistenza (applicando un opportuno fattore di struttura q) o di spostamento (determinando l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo).

L'Appendice C.8.A (Circolare 617, 2009) riporta in dettaglio i metodi da applicarsi per la verifica dei meccanismi locali al punto C.8.A.4.

Per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo il metodo si articola nei seguenti passi:

- 1_ Trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile, attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- 2_ Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo;
- 3_ **Analisi cinematica lineare:** verifica di sicurezza attraverso la valutazione del rapporto tra accelerazione richiesta da normativa e accelerazione di attivazione del meccanismo;
- 4_ **Analisi cinematica non lineare:** valutazione della capacità di spostamento (duttilità geometrica) del pannello.

Analisi cinematica lineare

L'analisi cinematica lineare permette di ottenere il moltiplicatore orizzontale dei carichi che porta all'attivazione del meccanismo locale di danno. Le ipotesi assunte sul comportamento della muratura sono:

- Resistenza nulla a trazione della muratura;
- Resistenza a compressione finita della muratura;

Nello studio dei cinematismi si considera la presenza dell'azione sismica come forza statica equivalente data dal prodotto della massa della parete per l'accelerazione sismica, ipotizzata costante lungo l'altezza della parete. A contrastare tale azione instabilizzante si considera un momento di segno opposto generato dalla forza peso della parete e dei carichi verticali che su di essa gravano. Si determina quindi il coefficiente moltiplicativo dei pesi per cui si ha l'attivazione del meccanismo, ovvero il coefficiente λ_0 , attraverso l'imposizione delle condizioni di equilibrio del corpo alla rotazione.

Come riportato nella al Paragrafo C8A.4.2.2, (Circolare 617, 2009), la massa partecipante al cinematismo M^* può essere valutata considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi, associati al cinematismo:

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i})^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2} = \frac{(V \cdot \delta_{x,V} + G \cdot \delta_{x,G})^2}{g \cdot (V \cdot \delta_{x,V}^2 + G \cdot \delta_{x,G}^2)}$$

la frazione di massa partecipante è pari a:

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

l'accelerazione sismica spettrale a^* si ottiene moltiplicando per l'accelerazione di gravità il moltiplicatore λ e dividendolo per la frazione di massa partecipante al cinematismo. L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo vale quindi:

$$a_0^* = \frac{\lambda_0 \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* \cdot FC}$$

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, la verifica di sicurezza è soddisfatta se l'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo, confrontata con l'accelerazione al suolo, ovvero lo spettro elastico valutato per $T = 0$, soddisfa le seguenti disuguaglianze, Paragrafo C8A.4.2.3 (Circolare 617, 2009) :

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

Se invece il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta della quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo è in genere amplificata rispetto a quello del suolo. Un approssimazione accettabile consiste nel verificare anche:

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

Dove:

- $S_e(T_1)$ è lo spettro elastico definito al Paragrafo 3.2.3.2.1, (NTC, GU n.29 04/02/2008), calcolato per il periodo T_1 ;
- $T_1 = 0.05 \cdot H^{\frac{3}{4}}$ è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata;
- $\psi(Z)$ è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio; in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\psi(Z) = Z/H$, dove H è l'altezza totale dell'edificio rispetto alla fondazione;
- Z è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura: nel caso in esame all'altezza della quota di imposta del meccanismo (altezza, rispetto alla fondazione, della cerniera A)
- γ è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale (in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\gamma = 3N/(2 \cdot N + 1)$ con N numero dei piani dell'edificio)
- q per le verifiche locali si assume $q = 2$

Analisi cinematica non lineare

Si osserva che man mano che si sviluppa il cinematismo di collasso, si modifica gradualmente la geometria della struttura muraria e la forza spingente, in equilibrio con le azioni resistenti, deve gradualmente ridursi attraversando la sequenza delle configurazioni deformate. L'ampiezza dell'intervallo di rotazione nel quale il pannello conserva praticamente costante la sua resistenza al ribaltamento, ovvero presenta una riduzione contenuta di resistenza, determina la *duttilità geometrica* del pannello.

Lo spostamento spettrale d^* dell'oscillatore equivalente può essere ottenuto come spostamento medio dei diversi punti nei quali sono applicati i pesi P_i . In via approssimata,

noto lo spostamento del punto di controllo d_k è possibile definire lo spostamento spettrale equivalente con riferimento agli spostamenti virtuali valutati nella configurazione iniziale:

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

Essendo $\delta_{x,k}$ lo spostamento virtuale orizzontale del punto assunto come riferimento per la determinazione di d_k , e quindi, nel caso in analisi, del baricentro delle forze verticali.

Secondo la normativa il valore dello spostamento spettrale ultimo d_u^* corrisponde nei casi in esame al 40% dello spostamento per cui si annulla l'accelerazione spettrale a^* , valutata su una curva in cui si considerino solamente le azioni di cui è verificata la presenza fino al collasso. La domanda di spostamento $\Delta_{d(T_s)}$ viene calcolata tenendo conto della posizione della porzione di costruzione rispetto alla terra.

Elemento appoggiato a terra

Elemento posto ad una certa quota

$$d_u^* \geq S_{De(T_s)} \qquad d_u^* \geq S_{De(T_1)} \cdot \psi_{(z)} \cdot \gamma \cdot \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0.02 \cdot \frac{T_s}{T_1}}}$$

Verifiche

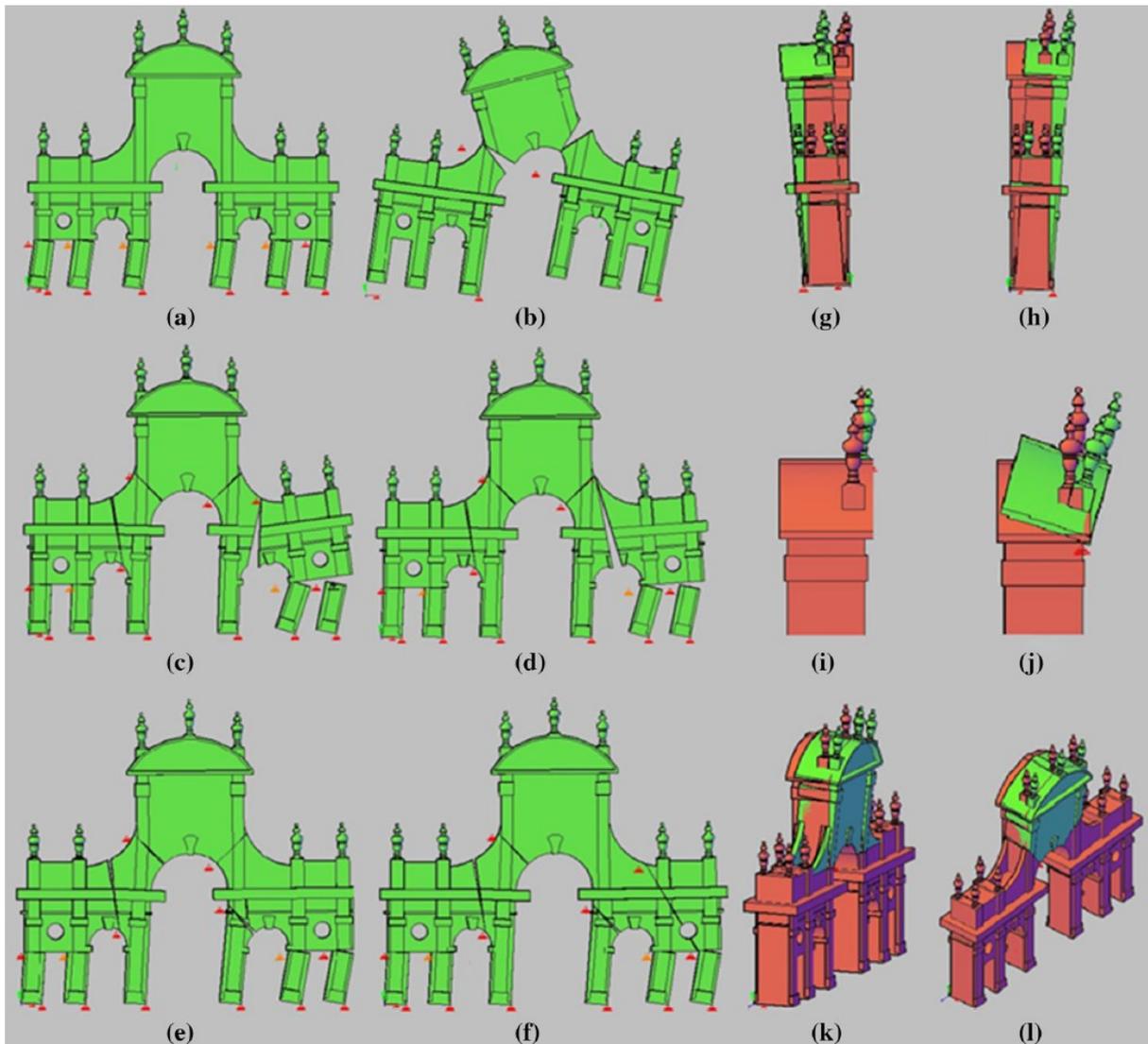
In Tabella 6 e Tabella 7 sono riportati rispettivamente i cinematismi nel piano e fuori dal piano indagati.

MECCANISMO	MOLTIPLICATORE DI ATTIVAZIONE	ANALISI CINEMATICA LINEARE		ANALISI CINEMATICA NON LINEARE	
		a_0^* [m/s ²]	a_{SLV} [m/s ²]	d_u^* [m]	$\Delta_{d(T_s)}$ [m]
a	0,41	3,973	0,993	0,396	0,08
b	1,07	8,739	0,993	1,341	0,115
c	0,31	3,268	0,993	0,442	0,105
d	0,31	3,384	0,993	0,448	0,106
e	0,29	2,708	0,993	0,415	0,101
f	0,29	2,777	0,993	0,477	0,111

Tabella 6: Meccanismi nel piano

MECCANISMO	MOLTIPLICATORE DI ATTIVAZIONE	ANALISI CINEMATICA LINEARE		ANALISI CINEMATICA NON LINEARE	
		a_0^* [m/s ²]	a_{SLV} [m/s ²]	d_u^* [m]	$\Delta_{d(T_s)}$ [m]
g/h	0,19	1,372	0,993	0,461	0,123
k	0,27	1,934	1,527	0,376	0,085
l	0,27	1,948	1,636	0,375	0,09
j	1,25	9,067	2,635	0,72	0,122

Tabella 7: Meccanismi fuori piano.



Si osservi come per l'analisi nel piano il meccanismo "e" sia quello che presenti la minore accelerazione di collasso, oltre allo spostamento ultimo inferiore calcolato con l'analisi cinematica non lineare. Tuttavia i meccanismi "c, d e f" presentano valori non troppo diversi sia in accelerazione che in spostamento, per cui stabilire a priori un cinematiso al collasso esatto per meccanismi relativamente complessi, come quelli che si hanno nel piano, risulta complicato. Si preferisce perciò ritenere tutti questi meccanismi significativi, mentre maggiori informazioni sul posizionamento effettivo delle cerniere all'atto del collasso (con il conseguente meccanismo relativo che si può formare) si avranno solamente andando a leggere i *crack pattern* ricavati tramite l'analisi statica non lineare.

Per quanto riguarda l'analisi fuori piano, il cinematiso di ribaltamento dell'intera struttura è quello che richiede la minore accelerazione per attivarsi. Il moltiplicatore trovato risulterà inoltre in buon accordo con quelli calcolati mediante le analisi statiche non lineari.

Si anticipa qui che un ulteriore meccanismo, riguardante la stabilità dei soli pinnacoli nei confronti del ribaltamento, sarà affrontato nello specifico in un paragrafo ad essi dedicato. Per i pinnacoli le verifiche non saranno soddisfatte, confermando così la necessità di un intervento di messa in sicurezza.

ANALISI MODALE

Sono state valutate le frequenze proprie di vibrazione e le percentuali di massa attivata in direzione x (nel piano della struttura) e in direzione y (fuori dal piano della struttura), riportate in Tabella 8. Le forme dei modi di vibrare, con lo spostamento massimo, nella direzione che caratterizza il modo, posto uguale ad 1, sono invece riportate rispettivamente in Figura 108 - Figura 110.

MODO	FREQUENZA	PERCENTUALE MASSA DIR. X	PERCENTUALE MASSA DIR. Y
1	2.0131 HZ	0.00 %	54.54 %
2	6.0679 HZ	0.01 %	0.00 %
3	6.4394 HZ	87.96 %	0.00 %
4	7.5946 HZ	0.00 %	26.44 %

Tabella 8: frequenze proprie di vibrazione e percentuale di massa attivata - Modi 1, 2, 3, 4.

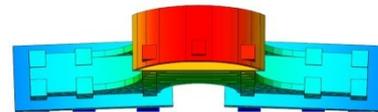
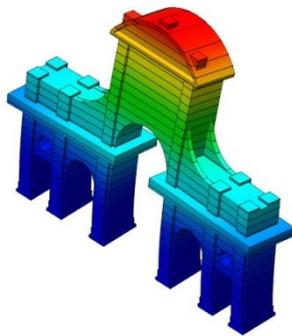


Figura 103: Primo modo 2.0131 HZ

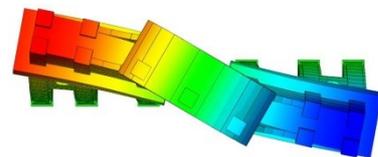
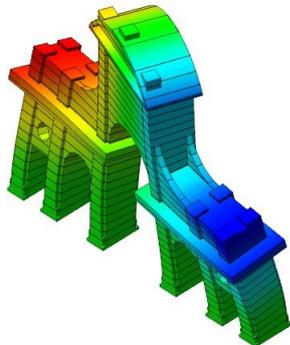


Figura 104: Secondo modo 6.0679 HZ

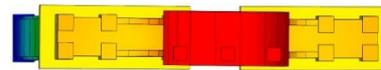
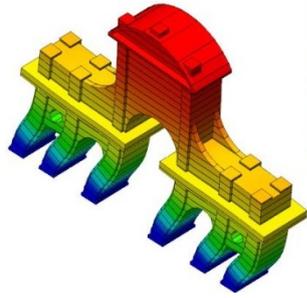


Figura 105: Terzo modo 6.4394 HZ

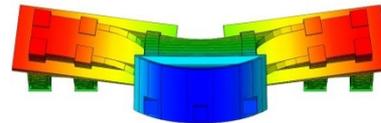
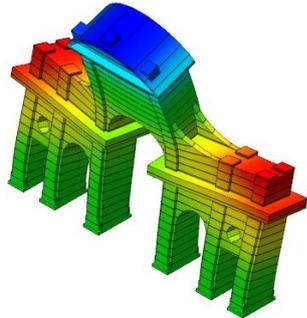


Figura 106: Quarto modo 7.5946 HZ

Dai risultati dell'analisi si nota come il comportamento dinamico della struttura nel piano sia governato dal terzo modo di vibrare, che da solo attiva 87,96 %, mentre fuori dal piano sono necessari due modi (il primo e il quarto) per raggiungere una percentuale di massa attivata pari allo 80.98 %. Non è invece presente la componente torsionale, in quanto la struttura risulta simmetrica nella distribuzione di masse e rigidezze.

Per i modi di vibrare in direzione y nei grafici di spostamento sono riportate tre curve: la curva P1 per i pilastri più esterni, la curva P3 per i pilastri centrali e la curva P2 per i pilastri intermedi Figura 107.

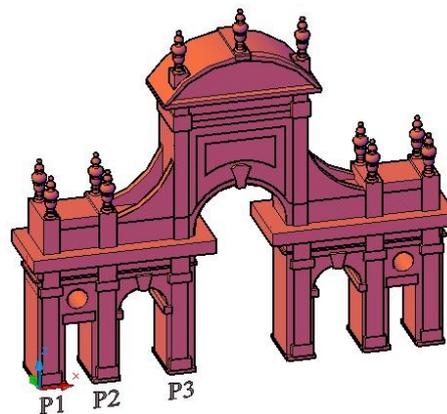


Figura 107: P1, P2, P3

Si evidenzia così, come già era possibile vedere in Figura 106, la presenza di spostamenti differenziali significativi tra le diverse coppie di pilastri. Di ciò si dovrà tenere conto nell'analisi pushover, sia nella realizzazione della mesh che nella distribuzione di accelerazioni proporzionale al modo.

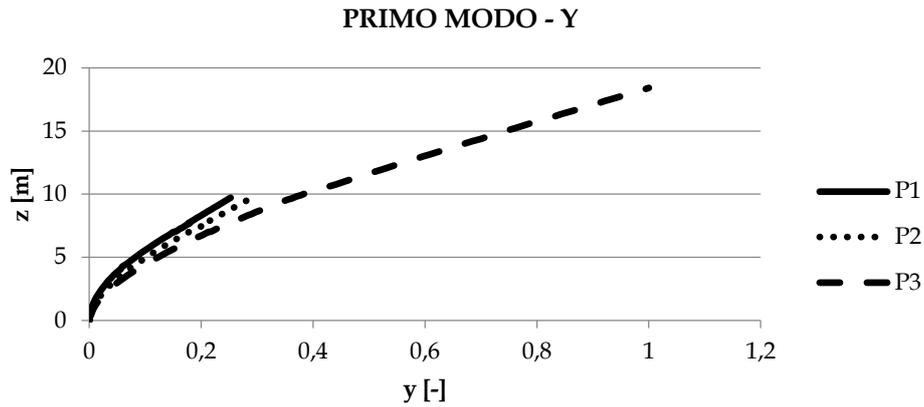


Figura 108: Spostamenti lungo gli allineamenti P1 - P2 - P3 primo modo Y

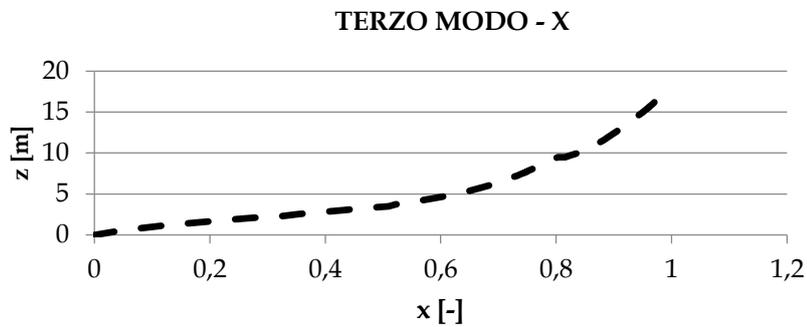


Figura 109: spostamenti terzo modo X

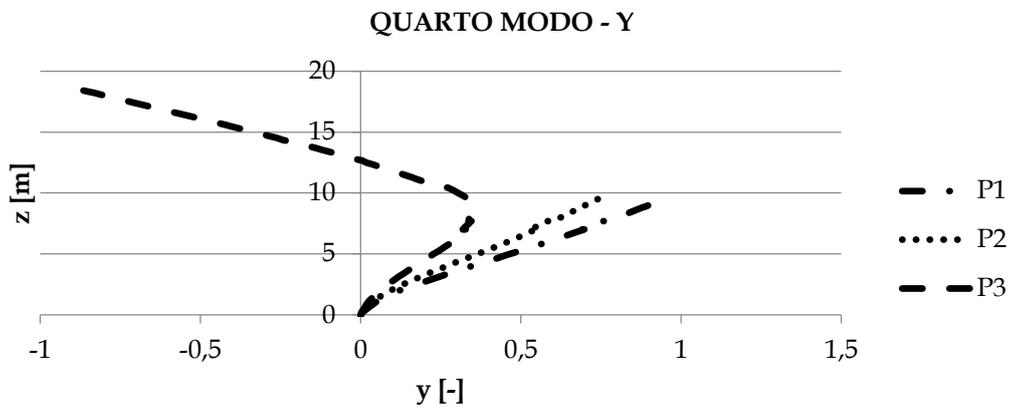


Figura 110: Spostamenti quarto modo Y

ANALISI PUSH OVER NEL PIANO

Le verifiche sono svolte sia allo SLV che allo SLC, quest'ultima richiesta per la presenza di isolatori sismici. Le analisi sono state svolte con il Software DIANA (DIANA, 2015)

Le analisi saranno svolte considerando le prime due distribuzioni del gruppo 1 e la distribuzione *a*) del gruppo 2, secondo quanto riportato al Paragrafo 7.3.4.1 delle (NTC, GU n.29 04/02/2008).

Per gli edifici in muratura, inoltre, al Paragrafo 7.8.1.5.4 (NTC, GU n.29 04/02/2008) si specifica anche che *l'analisi statica non lineare è applicabile agli edifici in muratura anche nei casi in cui la massa partecipante del primo modo di vibrare sia inferiore al 75% della massa totale ma comunque superiore al 60%*.

Il modello FEM realizzato prevede una discretizzazione in fasce orizzontali di 60 cm al fine di applicare le distribuzioni di carico lungo lo sviluppo verticale.

Verifiche Stato Limite della Vita

Il modo proprio di vibrare che deforma la porta monumentale nel piano attiva una massa partecipante superiore al 60% è quindi lecito e appropriato l'impiego di un'analisi statica non lineare.

Il collasso del pilastro esterno porta inevitabilmente al collasso dell'intera struttura nel proprio piano. È quindi ragionevole assumere, seguendo le indicazioni presenti al Paragrafo C8A.4.2.3 (Circolare 617, 2009), che lo spostamento massimo del pilastro sia pari a $0.4 \times 0.4 \times l = 0.16 \times 1.43 \cong 25 \text{ cm}$, dove l è la profondità del pilastro nel piano della struttura pari a 1.43 m.

Le verifiche sono svolte secondo C.7.3.4.1. Si richiede che al sistema strutturale reale venga associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà.

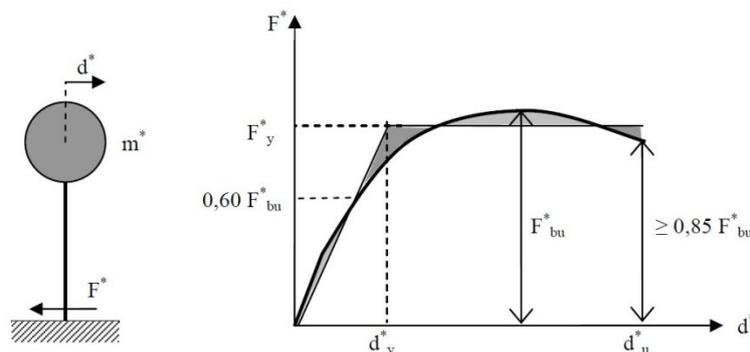


Figura 111: Sistema e diagramma bilineare equivalente

Il fattore di partecipazione modale dipende dal punto di controllo scelto. Si prendono in considerazione due diverse posizioni del punto di controllo:

Punto di controllo estremità pilastro $\Gamma = 0,660$

Punto di controllo sommità $\Gamma = 1,290$

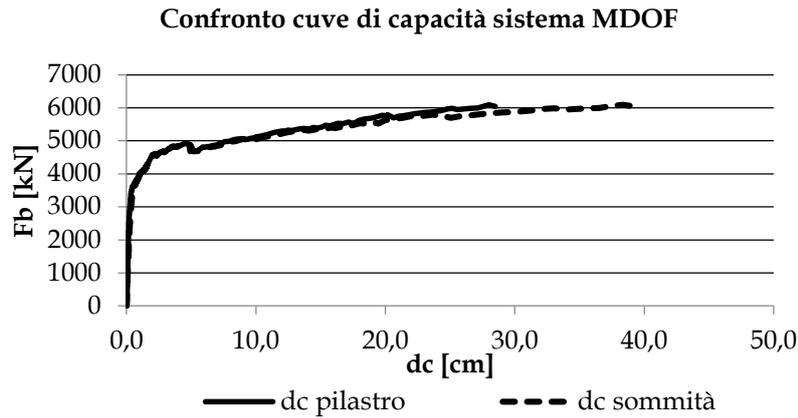


Figura 112: Confronto curve di capacità sistema MDOF

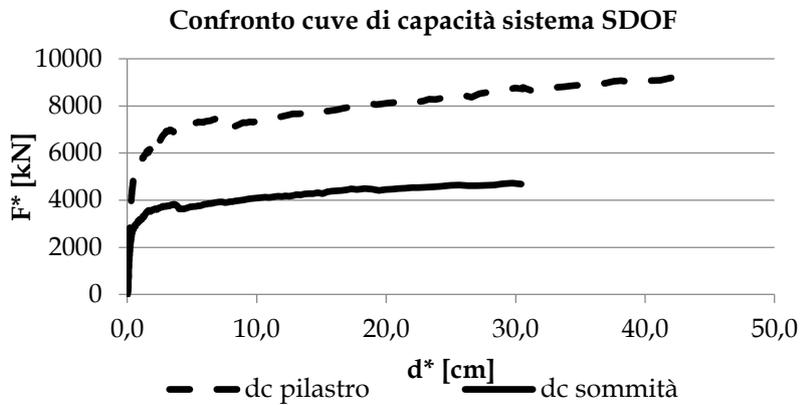


Figura 113: Confronto curve di capacità sistema SDOF

Alla curva di capacità del sistema equivalente si sostituisce una curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico.

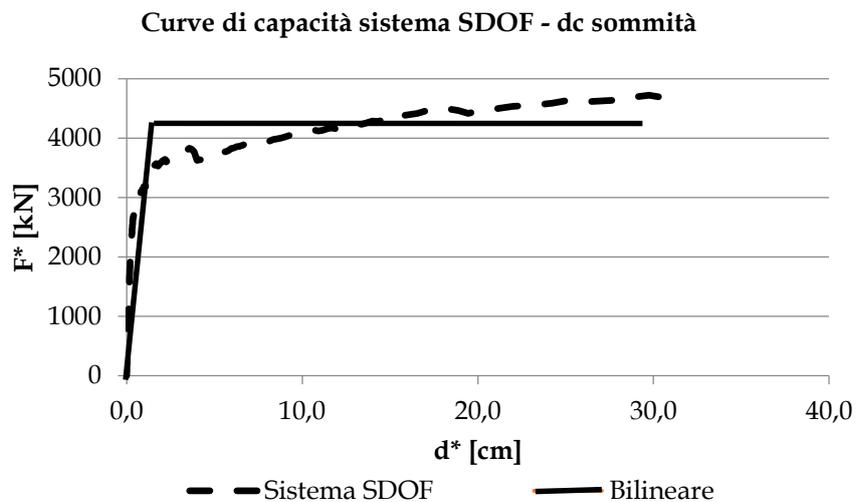


Figura 0-114: Bilineare sistema SDOF - punto di controllo in sommità

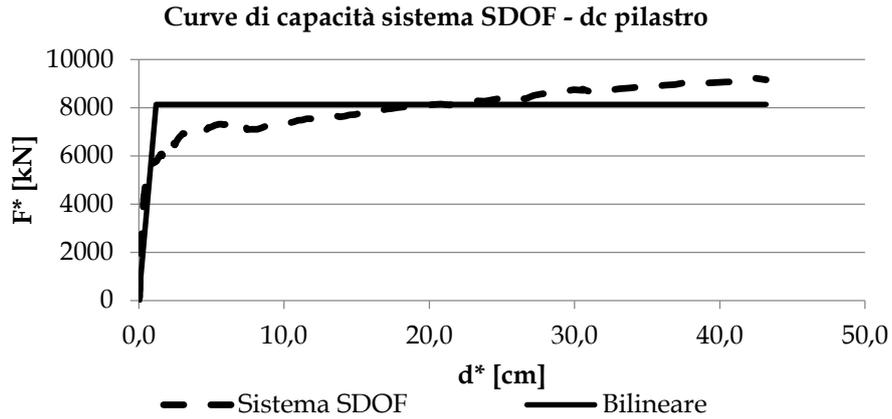


Figura 115: Bilineare sistema SDOF - punto di controllo all'estremità del pilastro

Il periodo elastico del sistema bilineare è dato dall'espressione:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

dove $m^* = \varphi^T M \tau$ e k^* è la rigidezza del tratto elastico bilineare. m^* assume un valore diverso a seconda del punto di controllo considerato, poiché è diverso il vettore φ^T che è scalato secondo la scelta di d_c . In particolare per d_c assunto in sommità della struttura si ha $m^* = 620084 \text{ kg}$, mentre per d_c preso all'estremità superiore del pilastro si ha $m^* = 1212460 \text{ kg}$.

Nel caso in cui il periodo elastico della costruzione T^* risulti $T^* \geq T_c$ la domanda in spostamento per il sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo:

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$$

Nel caso in cui $T^* < T_c$ la domanda in spostamento per il sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^* \quad (0-1)$$

dove $q^* = S_e(T^*) m^* / F_y^*$ rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

Se risulta $q^* \leq 1$ allora si ha $d_{max}^* = d_{e,max}^*$.

Una volta trovata la domanda in spostamento d_{max}^* per lo stato limite in esame si verifica che sia $d_{max}^* \leq d_u$.

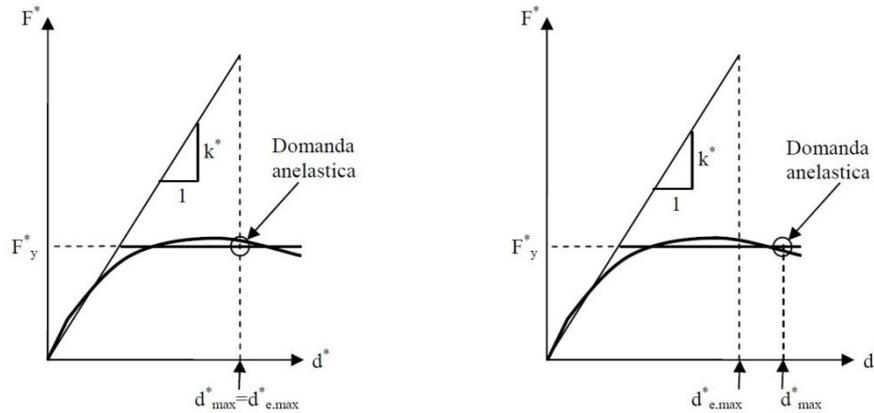


Figura 116: Spostamento di riferimento per $T > T_C$ e per $T \leq T_C$

Il procedimento appena descritto consiste, graficamente, nel confrontare la curva di capacità bilineare del sistema ad un grado di libertà (dove i valori di F^* vengono divisi per m^* ottenendo l'accelerazione spettrale) con lo spettro di risposta in termini di accelerazioni e spostamento spettrali (ADRS).

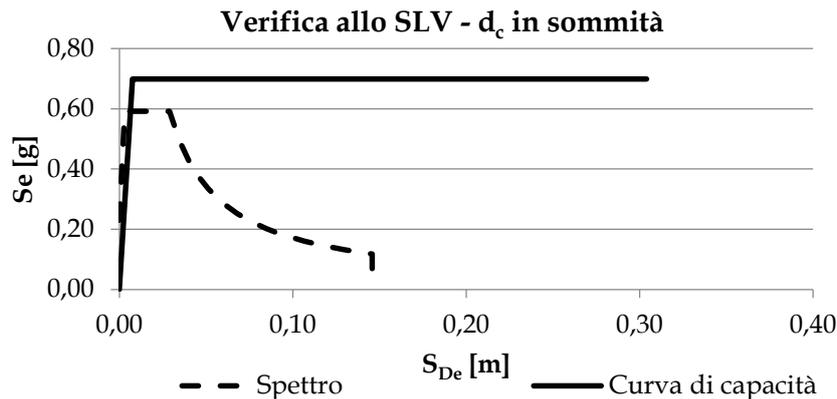


Figura 117: Verifica allo SLV - Punto di controllo in sommità

Prendendo d_c in sommità, la verifica per via grafica è riportata in Figura 117. Si nota immediatamente che $T^* < T_C$ mentre la struttura rimane in campo elastico, quindi $q^* = 1$. La domanda in spostamento per la struttura ad un grado di libertà è $d_{max}^* = 0.006 \text{ m} = 0.6 \text{ cm}$, nettamente inferiore alla capacità. Per trovare lo spostamento massimo richiesto al punto di controllo della struttura reale (d_{max}) è sufficiente moltiplicare d_{max}^* per il coefficiente di partecipazione Γ :

$$d_{max} = \Gamma \cdot d_{max}^* \quad (2)$$

Si trova quindi $d_{max} = 0.008 \text{ m} = 0.8 \text{ cm}$. La localizzazione di questo punto sulla curva pushover è riportata in Figura 118. Se si prende come riferimento il punto di controllo all'estremità superiore del pilastro, la verifica allo SLV è riassunta in Figura 119. È immediato

notare come i risultati trovati variando il punto di controllo siano i medesimi, come deve essere. La struttura rimane quindi in campo elastico, mentre lo spostamento massimo richiesto alla struttura SDOF è $d_{max}^* = 0.010 \text{ m} = 1 \text{ cm}$, corrispondente ad uno spostamento del punto di controllo per la struttura reale $d_{max} = 0.007 \text{ m} = 0.7 \text{ cm}$. La verifica risulta quindi ampiamente soddisfatta.

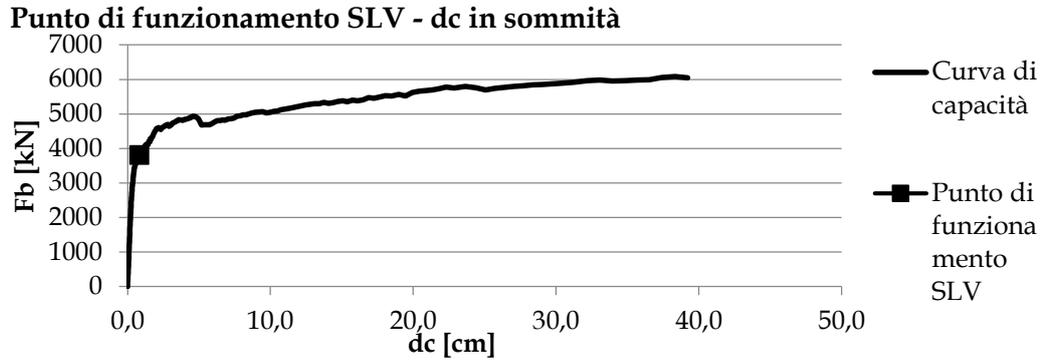


Figura 118: Punto di funzionamento SLV - dc in sommità

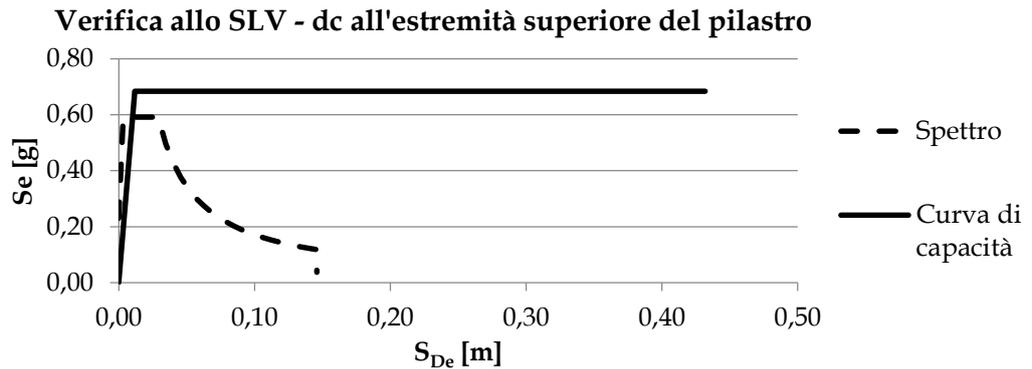


Figura 119: Verifica allo SLV - punto di controllo all'estremità superiore del pilastro

Si riporta infine il crack pattern in corrispondenza del punto di funzionamento allo SLV, Figura 120.



Figura 120: Crack pattern allo SLV

Verifiche allo Stato Limite di Collasso

La verifica allo Stato Limite di Collasso (SLC) differisce dalla verifica allo SLV solamente per lo spettro di risposta. La verifica è riportata in Figura 121 e si riferisce solamente a d_c preso in sommità alla struttura.

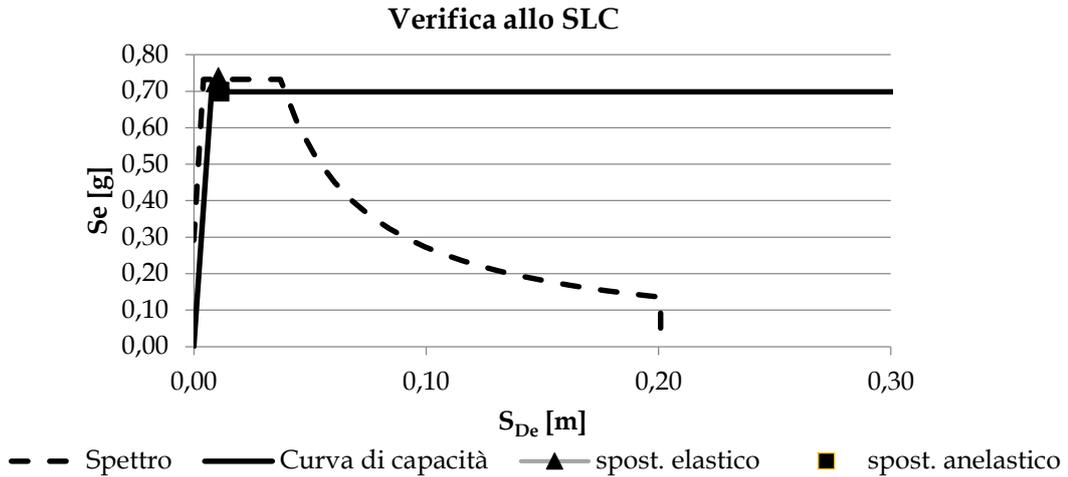


Figura 121: Verifica allo SLC

Allo SLC la struttura entra in campo plastico ed essendo $T^* < T_c$ avrà uno spostamento maggiore dell'oscillatore elastico equivalente. In particolare si ottiene $d_{max}^* = 1.1 \text{ cm}$ e $d_{max} = 1.4 \text{ cm}$. Il fattore di struttura risulta di poco superiore all'unità, pari a $q^* = 1.05$. La localizzazione di d_{max} sulla curva pushover è riportata in Figura 122.

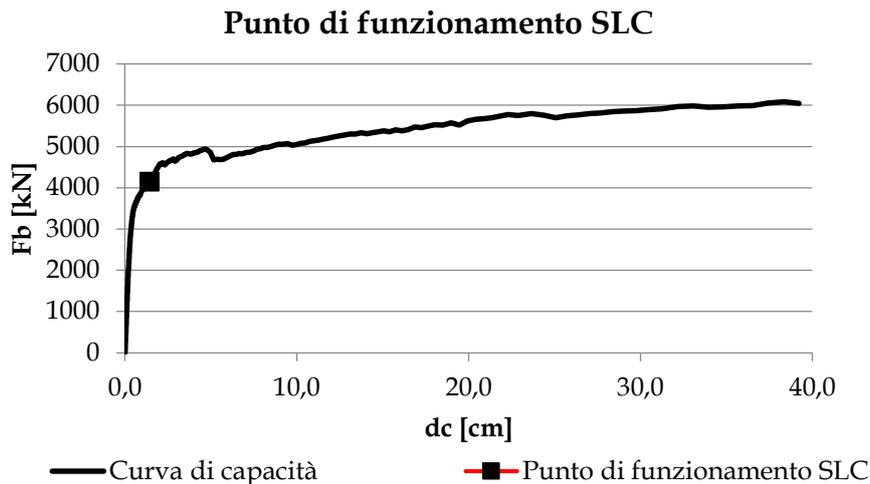


Figura 122: Punto di funzionamento SLC

Anche per lo SLC si riporta il crack pattern in corrispondenza del punto di funzionamento, Figura 123.

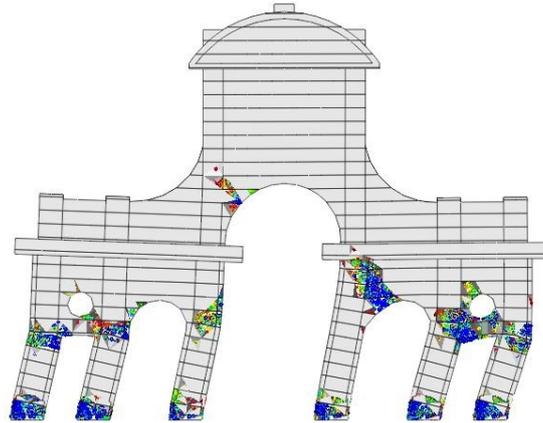


Figura 123: Crack pattern allo SLC

ANALISI PUSH OVER FUORI DAL PIANO - MODAL PUSH OVER

L'analisi statica non lineare è applicabile qualora la massa attivata dal modo di vibrare dominante sia superiore al 60%, Paragrafo 7.8.1.5.4 (NTC, GU n.29 04/02/2008). Per studiare il comportamento sismico della struttura fuori dal piano risulta allora necessario prendere in considerazione più modi di vibrare; si è quindi svolta una *Modal Pushover Analysis* (MPA).

La MPA è stata introdotta da (Chopra, et al., 2002) con lo scopo di indagare l'influenza dei modi superiori sulla risposta sismica di edifici intelaiati alti con comportamento debolmente non lineare. Essa si basa sulla sovrapposizione degli effetti (ad esempio con tecnica SRSS) valutati attraverso l'esecuzione di n analisi pushover, ciascuna con profili di forze mutuamente invarianti durante l'analisi e proporzionali a:

$$s_i^* = m\varphi_i \quad (3)$$

con m matrice delle masse e φ_i i-esimo autovettore dell'analisi modale. Il numero n di autovettori considerati dipende dalla percentuale di massa che si intende attivare rispetto alla massa totale. Nel caso oggetto di studio si sono presi in considerazione il primo ed il quarto modo che insieme attivano l'80,98 % della massa nella direzione fuori piano.

Malgrado la sovrapposizione degli effetti non abbia alcuna base fisica in questo contesto, (Chopra, et al., 2002) hanno mostrato che, almeno nel caso degli edifici, l'approssimazione introdotta conduce a risultati più prossimi a quelli di una analisi dinamica non lineare di quanto non sia possibile ottenere dalle tecniche di analisi pushover tradizionali.

In questo lavoro la MPA è stata utilizzata non con l'obiettivo di valutare la richiesta di spostamento, quanto per fornire una stima del fattore di struttura, per quantificare la capacità di smorzamento della struttura stessa, e per valutare il danneggiamento raggiunto al termine dell'analisi.

Per prima cosa è stata seguita la procedura indicata dalla normativa al Paragrafo C.7.3.4.1 (Circolare 617, 2009) che conduce, per ogni modo di vibrare considerato, alla determinazione dello spostamento d_{max}^* causato dall'azione sismica per lo stato limite in esame sull'oscillatore ad un grado di libertà. Quindi tramite l'equazione 2 si è calcolato lo spostamento massimo richiesto al punto di controllo d_c (assunto in sommità della struttura) della struttura reale. Infine, si combineranno tra loro i risultati delle due analisi svolte separatamente.

Primo Modo

L'analisi pushover fuori dal piano è stata condotta, come per l'analisi nel piano, sollecitando la struttura con una distribuzione di forze d'inerzia corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, Figura 110.

Osservando la propagazione del danno al collasso riportata dal crack pattern in Figura 124, è possibile notare come il meccanismo di collasso corrisponda alla formazione di sei cerniere alla base dei sei pilastri in muratura. Inoltre è evidenziata la presenza di zone danneggiate nel collegamento tra il corpo centrale in sommità e gli archi laterali, che per la drastica diminuzione dello spessore risultano zone deboli.

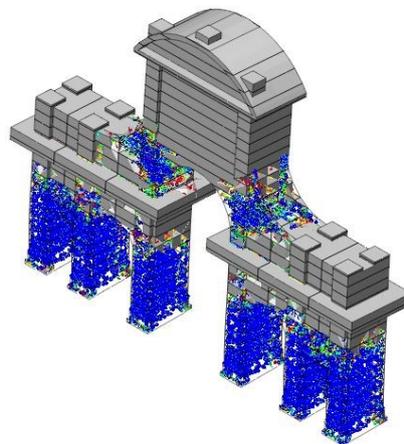


Figura 124: Crack pattern al collasso - primo modo

Verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita

La verifica allo SLV è stata condotta nello stesso modo dell'analisi statica non lineare effettuata nel piano della struttura, seguendo quanto riportato al Paragrafo C7.3.4.1 (Circolare 617, 2009). Il primo passo è stata la trasformazione della curva di capacità per il sistema strutturale nella curva di capacità del sistema ad un grado di libertà equivalente. Quindi, secondo il principio di equivalenza energetica indicato dalla normativa, è stata ricavata la curva bilineare del sistema SDOF, riportata in Figura 125.

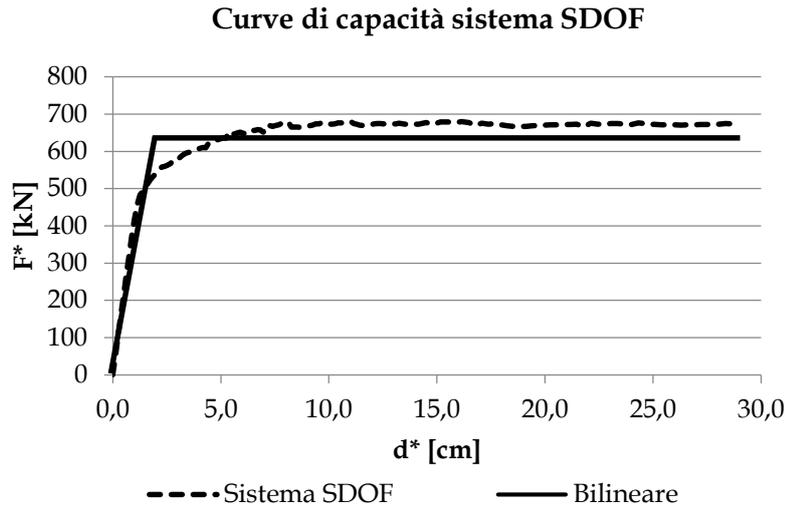


Figura 125: Bilineare sistema SDOF - primo modo di vibrare

La curva bilineare appena calcolata, divisa per la massa partecipante $m^* = 265939 \text{ kg}$, è stata confrontata con lo spettro di risposta in termini di accelerazione e spostamento spettrali, come riportato in Figura 126.

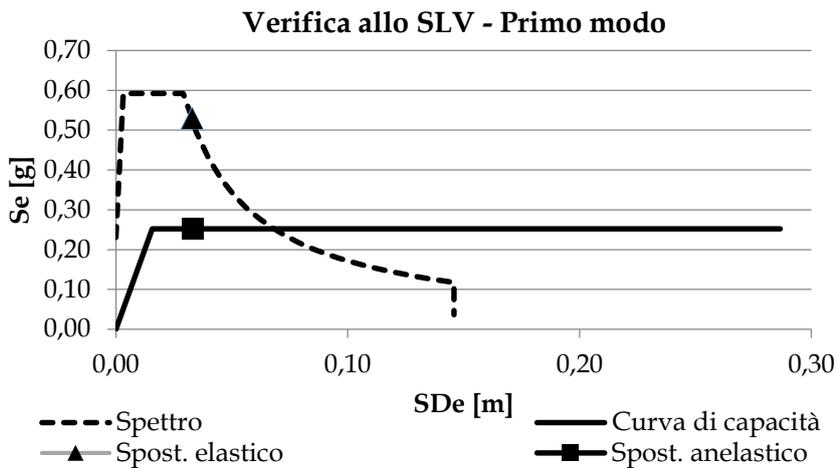


Figura 126: Verifica allo SLV - Primo modo

La verifica così effettuata ha poco valore ai fini della verifica secondo normativa, ma è necessaria per lo sviluppo della Modal Pushover, che richiede come input il punto di funzionamento di ogni modo considerato.

Dalla Figura 126 è immediato notare come la struttura esca dal campo elastico per l'azione sismica di progetto. Inoltre $T > T_C$, ovvero si è nel campo in cui lo spostamento anelastico della struttura coincide con lo spostamento elastico (zona dello spettro di uguale spostamento). Il fattore di struttura risulta pari a $q^* = 2.10$ mentre lo spostamento richiesto al sistema SDOF è $d_{max}^* = 0.033 \text{ m} = 3.3 \text{ cm}$. Ritornando al sistema reale, si ha che lo spostamento nel punto di

controllo in sommità alla struttura è pari a $d_{max} = 6.16 \text{ cm}$, molto inferiore rispetto al limite ricavato dalla curva di pushover come riportato in Figura 127. Le verifiche risultano così pienamente soddisfatte.

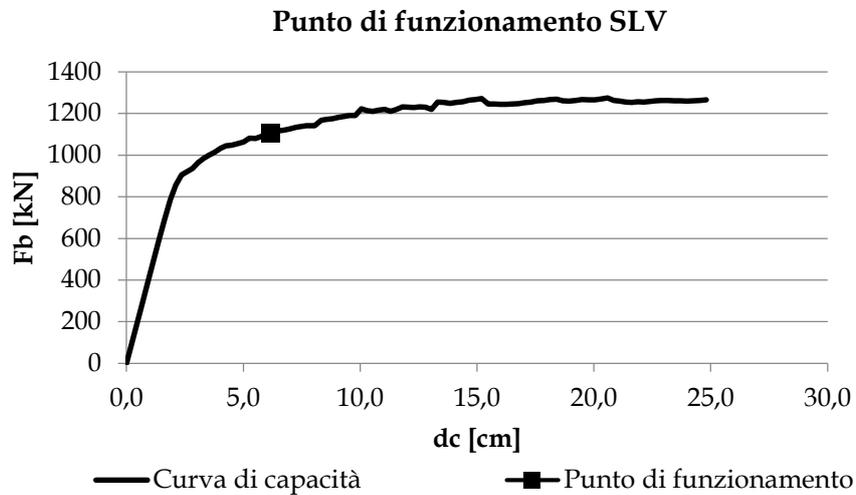


Figura 127: Punto di funzionamento SLV

La propagazione del danno ottenuta con il primo modo, per uno spostamento prossimo a quello richiesto dall'azione sismica di progetto, è riportata in Figura 128. Si nota come la struttura sia uscita dal campo elastico con una diffusione delle fratture soprattutto alla base dei pilastri.

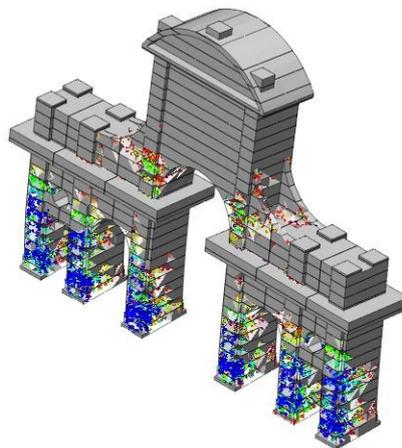


Figura 128: Crack pattern allo SLV

Verifica allo Stato Limite di Collasso

Le verifiche sono state svolte, con la medesima procedura, anche allo Stato Limite di Collasso. I risultati sono riportati in Figura 129-Figura 130. Lo spostamento del punto di controllo posto in sommità della struttura è 7.70 cm mentre il fattore di struttura risulta $q^* = 2.65$.

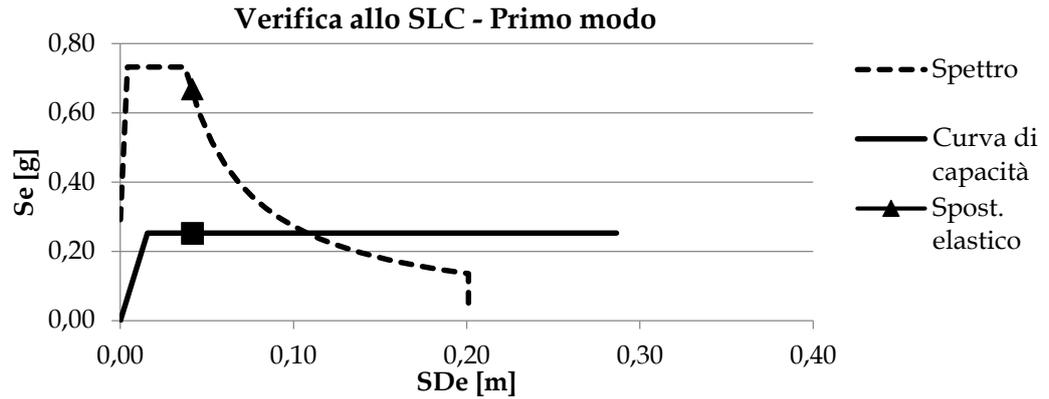


Figura 129: Verifica allo SLC - Primo modo

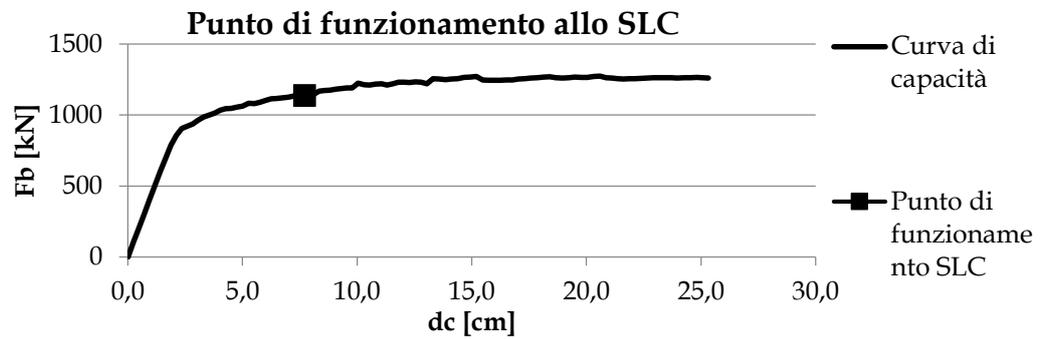


Figura 130: Punto di funzionamento allo SLC

Il crack pattern risulta simile a quello già presentato per lo SLV, con una maggiore diffusione delle fessure dovuta all'aumento dell'intensità dell'azione sismica considerata.

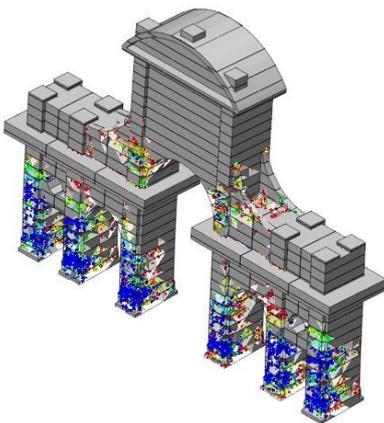


Figura 131: Crack pattern allo SLC

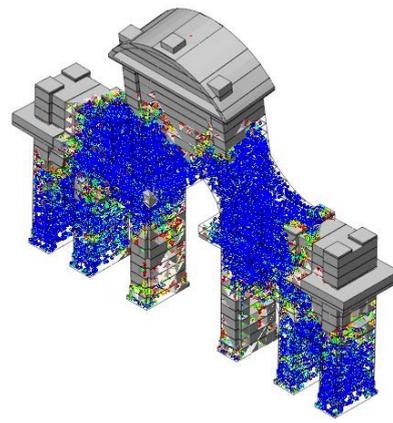


Figura 132: Crack pattern al collasso - quarto modo

Quarto Modo

L'analisi Pushover fuori dal piano secondo il quarto modo di vibrare è stata condotta con il profilo di accelerazioni riportato in Figura 110. In questo caso non è stata svolta un'analisi di sensitività, ma sono stati adottati per la muratura gli stessi parametri utilizzati nelle verifiche del primo modo; la curva di capacità ottenuta dalle analisi è riportata in Figura 133.

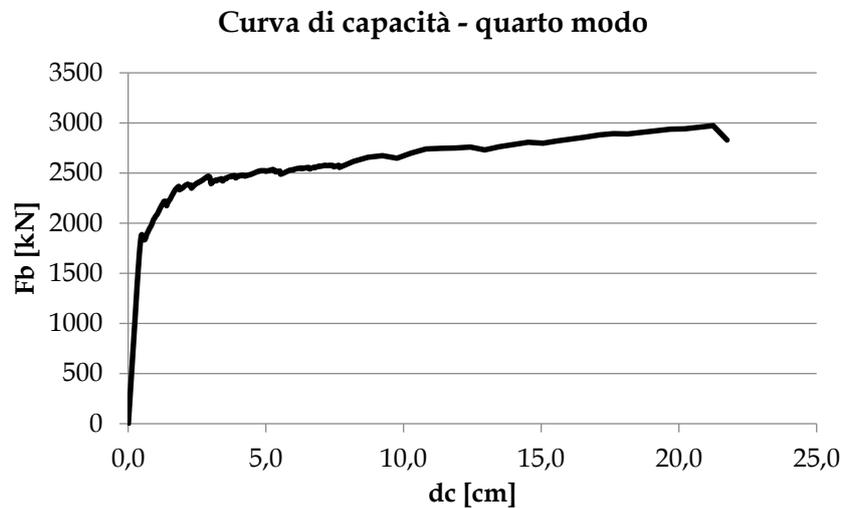


Figura 133: Curva di capacità - quarto modo

La propagazione del danno a collasso secondo il quarto modo è riportata in Figura 132. Si osservi come il meccanismo di collasso non interessi i pilastri centrali ma le zone fessurate si sviluppino in quelli laterali e nelle due zone di collegamento con il corpo centrale.

Verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita

La verifica allo stato limite di salvaguardia della vita è stata condotta allo stesso modo di quanto fatto per la distribuzione di forze d'inerzia proporzionale al primo modo di vibrare. Innanzitutto, tramite il fattore di partecipazione modale ($\Gamma = 1.014$), si è calcolata la curva di capacità del sistema equivalente ad un grado di libertà, posto il punto di controllo in sommità. Quindi, mediante il principio di equivalenza energetica, è stata calcolata la curva bilineare Figura 134.

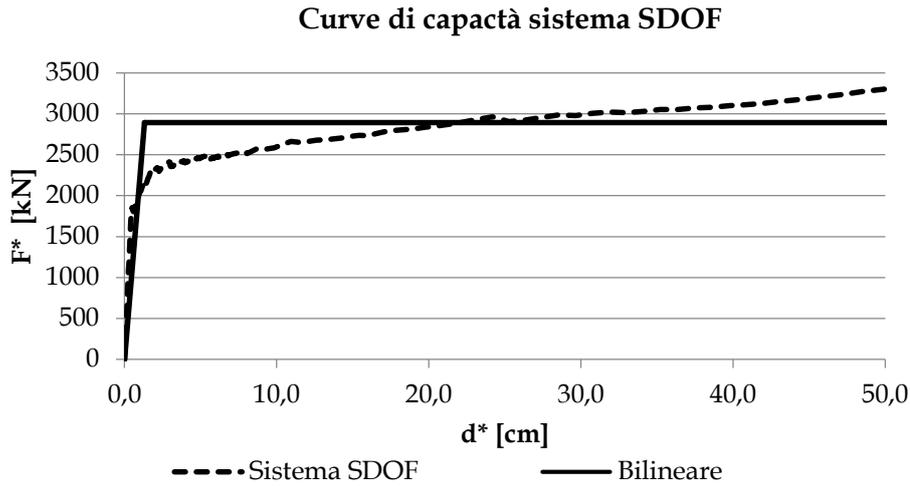


Figura 134: Bilineare sistema SDOF - quarto modo di vibrare

Infine si è confrontata la curva di capacità con lo spettro di risposta elastico in termini ADRS Figura 135.

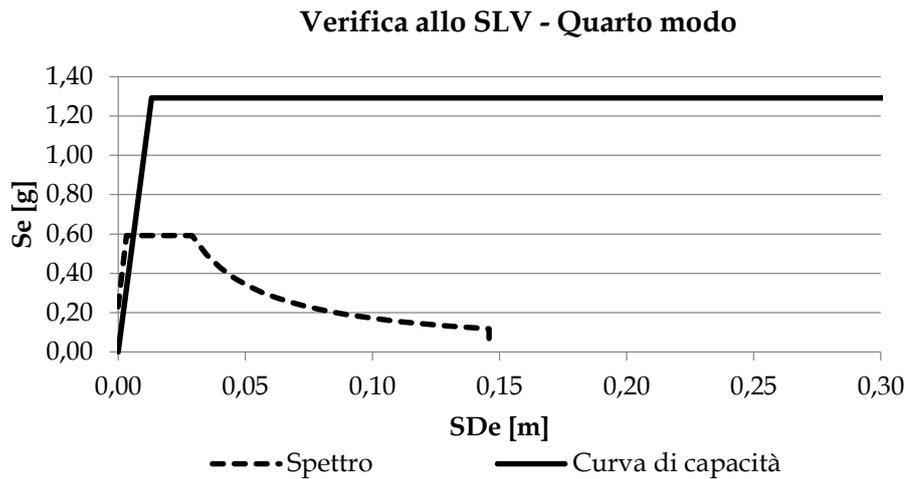


Figura 135: Verifica allo SLV - Quarto modo

La verifica risulta pienamente soddisfatta, inoltre la struttura rimane in campo elastico ($q^* = 1$). Lo spostamento massimo richiesto all'oscillatore ad un grado di libertà è $d_{max}^* = 0.006 m = 0.6 cm$, che è uguale allo spostamento massimo richiesto al punto di controllo in sommità $d_{max} = 0.6 cm$. La sua localizzazione sulla curva di pushover è riportata in Figura 136.

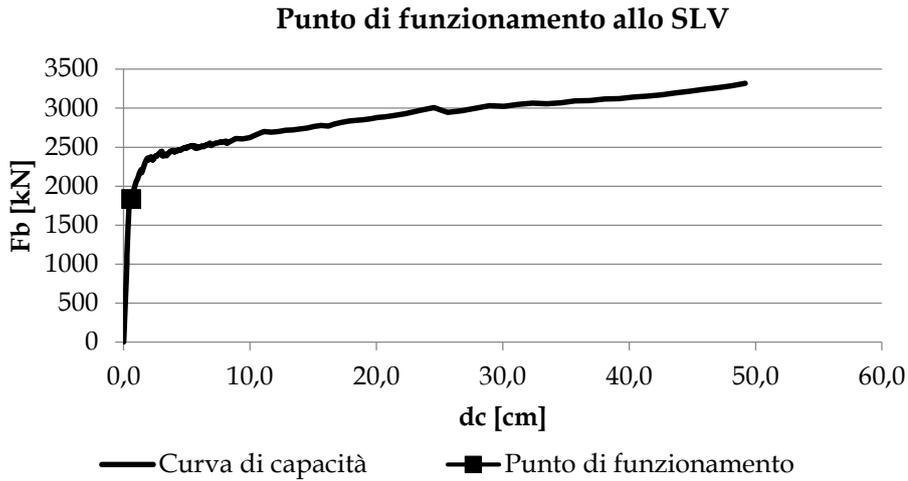


Figura 136: Punto di funzionamento quarto modo

La propagazione del danno ottenuta con la distribuzione di forze d'inerzia proporzionale al quarto modo per uno spostamento prossimo a quello richiesto dall'azione sismica di progetto è riportata in Figura 137. Si nota come sia confermato il fatto che la struttura si mantenga in campo elastico.

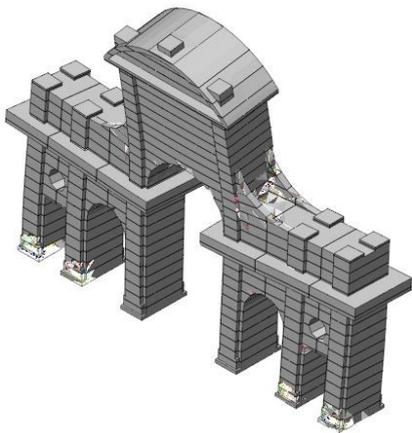


Figura 137: Crack pattern allo SLV - Quarto modo

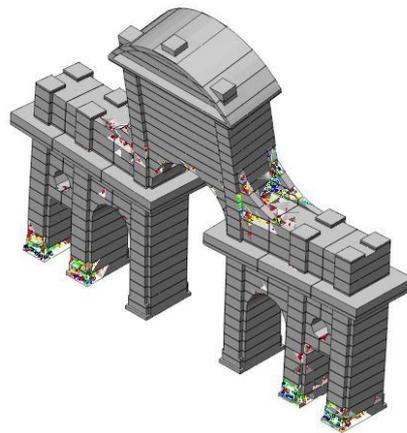


Figura 138: Crack pattern allo SLC - Quarto modo

Verifica allo Stato Limite di Collasso

Le verifiche allo SLC non presentano dei risultati molto diversi da quelle allo SLV. La struttura rimane sempre in campo elastico, con uno spostamento massimo in sommità $d_{max} = 1 \text{ cm}$. I risultati sono riassunti in Figura 139-102.

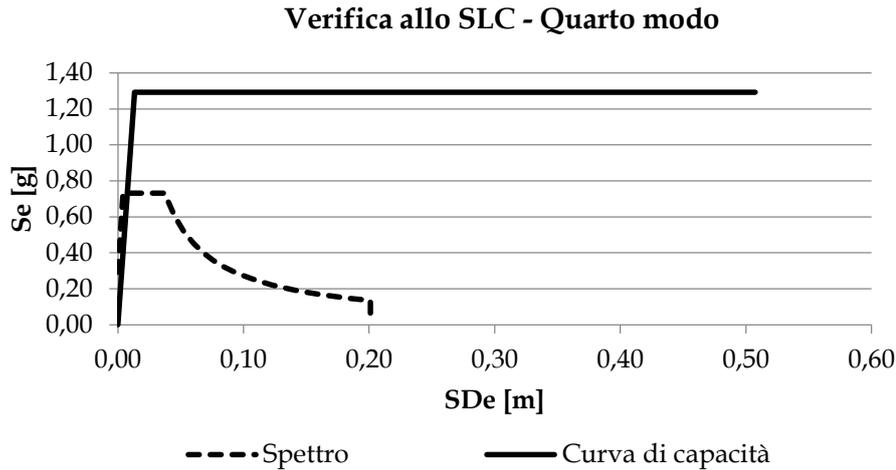


Figura 139: Verifica allo SLC - Quarto modo

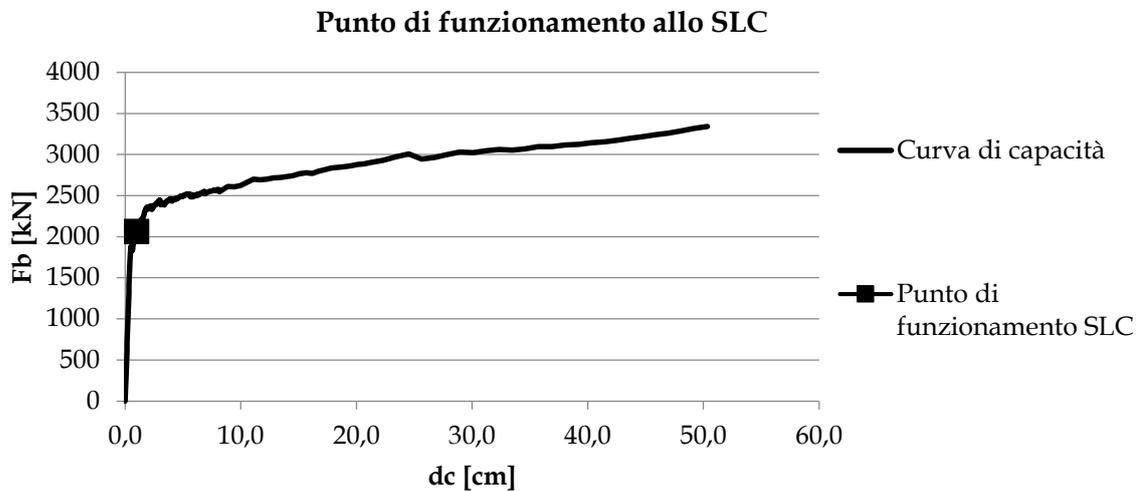


Figura 140: Punto di funzionamento allo SLC

Combinazione dei risultati

Dopo aver trattato separatamente le analisi pushover, condotte secondo il primo e il quarto modo di vibrare, e trovati, introdotto lo spettro di risposta da normativa, i rispettivi punti di funzionamento per il punto di controllo posto in sommità alla struttura, si combinano ora i risultati.

Innanzitutto si vuole ricavare il profilo di spostamenti derivato dalla combinazione dei due modi analizzati. Si decide di utilizzare la combinazione SRSS:

$$d_0 = \left(\sum_{i=1}^N d_{i0}^2 \right)^{1/2} \quad (4)$$

dove d_{io} è il vettore del profilo di spostamenti dell' i -esimo modo, N è il numero di modi considerati. Si sono considerati tre diversi profili coincidenti rispettivamente con i pilastri più esterni (P1), i pilastri intermedi (P2) ed i pilastri centrali insieme al frontone (P3)

Figura 107. I profili di spostamento per ciascun modo sono ricavati dai risultati delle analisi pushover in corrispondenza dei valori raggiunti dal punto di controllo per l'azione sismica applicata. La combinazione di questi profili è riportata in Figura 141. Si noti come questi siano molto simili alla forma del primo modo di vibrare.

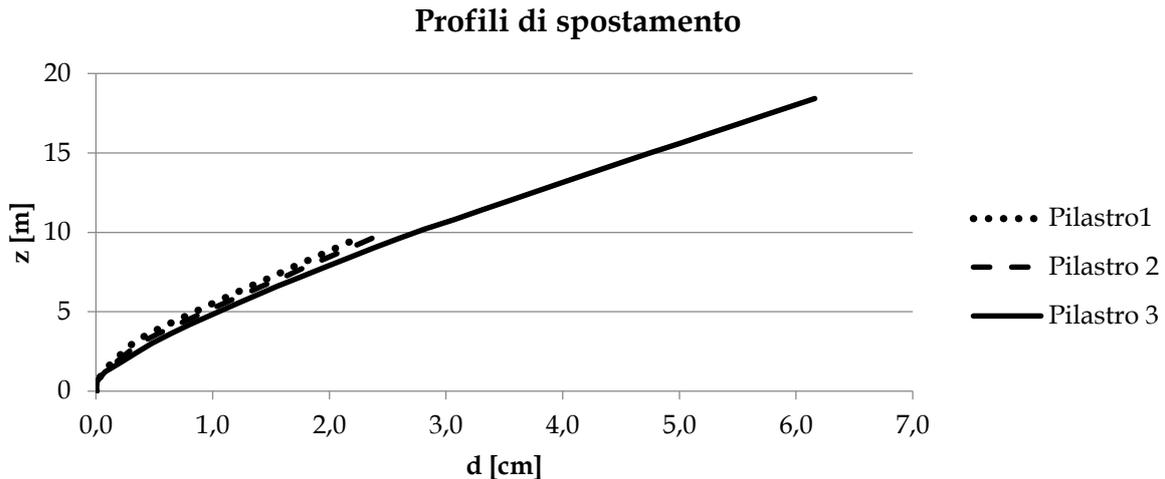


Figura 141: Profili di spostamento - SLV

Il profilo di spostamenti ricavato con il modal pushover è coincidente con quello di primo modo, mentre gli spostamenti del quarto modo risultano avere un contributo trascurabile.

Diversa è la situazione per le accelerazioni. Si vuole ad esempio valutare l'accelerazione agente in sommità della struttura, alla base del pinnacolo centrale. Come per gli spostamenti, tale accelerazione si calcola tramite combinazione quadratica di quelle relative al primo ed al quarto modo. L'accelerazione in sommità, relativa all' i -esimo modo di vibrare, sarà data dall'accelerazione ricavata dallo spettro anelastico a_{max}^* , moltiplicata per il fattore di partecipazione modale Γ_n e per lo spostamento normalizzato del corrispondente modo di vibrare ϕ_n (pari ad 1 poiché il calcolo è stato svolto normalizzando rispetto al punto in sommità):

$$a_{max} = a_{max}^* \cdot \Gamma_n \cdot \phi_n \quad (5)$$

Il valore di a_{max}^* è il valore corrispondente al punto di funzionamento riportato in Figura 126. Per il primo modo e in Figura 135 per il quarto modo. Si ha quindi, per lo SLV:

$$a_{max,I^o\ modo} = 2.48 \cdot 1.87 \cdot 1 = 4.64 \text{ m/s}^2$$

$$a_{max,IV^o\ modo} = 5.81 \cdot 1.01 \cdot 1 = 5.89 \text{ m/s}^2$$

Infine:

$$a_{max} = \sqrt{4.64^2 + 5.89^2} = 7.50 \text{ m/s}^2$$

Nella determinazione delle accelerazioni il quarto modo ha dunque un peso considerevole, e non considerarlo comporta ad un errore non trascurabile.

Si è calcolato infine il valore medio del fattore di struttura come media pesata dei fattori di struttura dei due modi, utilizzando come pesi le masse attivate dai modi stessi:

$$q_{SLV} = \frac{q_1 m_1^* + q_4 m_4^*}{m_1^* + m_4^*} = \frac{2.10 \cdot 265939 + 1.00 \cdot 228242}{265939 + 228242} = 1.59$$

$$q_{SLC} = \frac{q_1 m_1^* + q_4 m_4^*}{m_1^* + m_4^*} = \frac{2.65 \cdot 265939 + 1.00 \cdot 228242}{265939 + 228242} = 1.89$$

Al Paragrafo C8.7.1.2 (Circolare 617, 2009) indicano di utilizzare un fattore di struttura pari a 2.25 per il caso in esame. Le analisi non lineari effettuate dimostrano invece che il fattore di struttura risulta nettamente più basso e di conseguenza la struttura ha una minore capacità di dissipare energia rispetto a quanto indicato dalla normativa.

IL PINNACOLO

I pinnacoli presenti sulla porta monumentale hanno funzione ornamentale, tuttavia la loro snellezza assieme alla massa non trascurabile li rendono vulnerabili nei confronti dell'azione sismica.

La determinazione dell'azione di verifica passa attraverso lo studio dinamico della porta monumentale, infatti l'amplificazione del monumento si dimostrerà non trascurabile.

Da un punto di vista meccanico gli oggetti non strutturali sono monolitici; perciò, essi possono essere visti come corpi rigidi e la loro risposta al carico sismico può essere analizzata attraverso i metodi della meccanica classica e, nello specifico, nel campo della dinamica non lineare dei corpi rigidi. Il principale fenomeno che un corpo rigido subisce quando è soggetto alla forzante sismica è un moto oscillatorio attorno diversi centri di rotazione istantanei, appartenenti alla sua base, conosciuto come *rocking*, che può portare al collasso per rovesciamento del corpo stesso.

Il rocking puro è stato inizialmente studiato da diversi autori adottando un semplice modello bidimensionale, che fu per primo proposto da Kimura e Iida (Kimura, et al., 1934), più tardi derivato in modo indipendente da Housner (Housner, 1963) e rivisitato da Yim et al. (Yim, et al., 1980). Tale modello trascura il rimbalzo del corpo rigido quando impatta sulla base ed assume la presenza di un attrito sufficiente a prevenire lo scorrimento. Nonostante il modello

rappresenti in modo adeguato il rocking puro, rimane inadeguato per l'analisi del comportamento generale che include anche lo scivolamento e il "free flight"; un più generale modello bidimensionale, applicabile allo studio della risposta ad un carico generico, è stato proposto da Ishiyama (1982) e successivamente da Shenton e Jones (Shenton, et al., 1991) che, in aggiunta, per la prima volta studiano il caso del rocking di un oggetto rigido con un isolatore alla base. Altri modelli più completi per il rocking di corpi rigidi sono stati proposti da Spanos e Koh (Spanos, et al., 1984), Makris e Roussos (Makris, et al., 2000), Makris e Zhang (Makis, et al., 2001).

Nei prossimi paragrafi verrà valutato il livello di sicurezza dei pinnacoli sottoposti all'azione sismica in assenza di isolamento, mostrando come questi possono essere soggetti ad un pericoloso moto di rocking che può causarne il ribaltamento.

Analisi cinematica

Una prima analisi della stabilità dei pinnacoli sotto l'azione sismica è stata eseguita tramite analisi cinematica lineare e non lineare come prescritto al Paragrafo C.8.1 (Circolare 617, 2009). In particolare tali analisi sono state utilizzate per valutare il livello di sicurezza della struttura in muratura portante della Prospettiva, sottoposta all'azione sismica prescritta dalla normativa; questo per escludere la possibilità di collasso per la formazione di cerniere interne, definite da specifici piani di frattura (che possono essere assunti come conseguenza della trascurabile resistenza a trazione della muratura), che portano alla formazione di meccanismi che rendono la struttura globalmente o localmente labile. Si ricorda inoltre che, per ogni meccanismo significativo studiato, le verifiche sono state soddisfatte.

L'analisi cinematica (lineare e non lineare) può essere applicata anche allo studio del meccanismo di ribaltamento del pinnacolo. In particolare è stata valutata la stabilità del pinnacolo centrale Figura 142 e di uno dei pinnacoli laterali Figura 142.

I risultati ottenuti mostrano come il pinnacolo centrale non soddisfi i requisiti di sicurezza imposti dalla normativa, in termini di capacità sia in accelerazione (analisi cinematica lineare) che in spostamento (analisi cinematica non lineare). Questa è quindi una prima parziale giustificazione della necessità di un intervento di adeguamento sismico per aumentare il livello di sicurezza dei pinnacoli stessi.

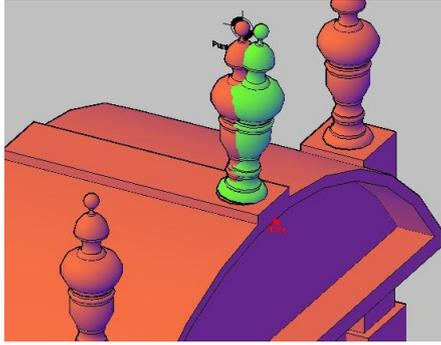


Figura 142: Ribaltamento pinnacolo centrale vista

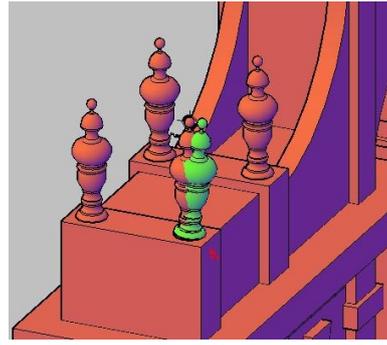


Figura 143: Ribaltamento pinnacoli laterali

Oscillatore semplice equivalente	Moltiplicatore di attivazione	Spostamento finale
$M^* = 1022 \text{ kg}$	$\alpha_0 = 0.29$	$d_{k,0} = 0.641 \text{ m}$
$e^* = 1$		
$T_S = 0.915 \text{ s}$		
Analisi cinematica lineare - SLV	Analisi cinematica non lineare - SLV	
$a_0^* = 2.082 \text{ m/s}^2$	$d_u^* = 0.091 \text{ m}$	
$a_{SLV} = 3.092 \text{ m/s}^2$	$\Delta_{d(T_S)} = 0.119 \text{ m}$	
$f_a = 0.67$	$f_d = 0.76$	
NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	

Tabella 9: Ribaltamento pinnacolo centrale

Oscillatore semplice equivalente	Moltiplicatore di attivazione	Spostamento finale
$M^* = 1022 \text{ kg}$	$\alpha_0 = 0.29$	$d_{k,0} = 0.643 \text{ m}$
$e^* = 1$		
$T_S = 0.914 \text{ s}$		
Analisi cinematica lineare - SLV	Analisi cinematica non lineare - SLV	
$a_0^* = 2.092 \text{ m/s}^2$	$d_u^* = 0.092 \text{ m}$	
$a_{SLV} = 1.651 \text{ m/s}^2$	$\Delta_{d(T_S)} = 0.064 \text{ m}$	
$f_a = 1.27$	$f_d = 1.44$	
VERIFICATO	VERIFICATO	

Tabella 10: Ribaltamento pinnacolo laterale

Rocking dei pinnacoli

In questo paragrafo viene studiato il comportamento dinamico dei pinnacoli di marmo considerati come corpi rigidi. In particolare, si analizza il loro comportamento oscillatorio sotto una forzante alla base, al fine di valutare la loro sicurezza strutturale nei confronti del collasso per ribaltamento.

Nelle analisi che seguono l'azione sismica agente alla base dei pinnacoli viene identificata da un singolo impulso, compiendo così una notevole semplificazione nella sua modellazione. Per ottenere l'impulso che dal terreno si trasmette alla base dei pinnacoli attraverso la struttura in muratura sottostante è necessario valutare, almeno in un modo convenzionale, l'effetto di amplificazione di quest'ultima.

In particolare l'accelerazione sismica di progetto, agente su un oggetto posto ad un'altezza Z sulla costruzione, può essere valutata con la seguente formula:

$$a_d = S_d(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma \quad (1)$$

dove $S_d(T_1)$ è lo spettro di progetto anelastico per il terremoto considerato valutato in T_1 , $\Psi(Z)$ è modo di vibrare principale della struttura normalizzato e γ è il corrispondente fattore di partecipazione modale. L'accelerazione sismica di progetto sarà quella maggiore tra quella ricavata analizzando la struttura nel piano e fuori piano.

Per quanto riguarda l'analisi nel piano, si considera come modo di vibrare fondamentale il terzo, mentre l'accelerazione ricavata dallo spettro anelastico è quella relativa al punto di funzionamento determinato tramite l'analisi pushover nel piano ($S_d(T_1) = 5.81 \text{ m/s}^2$). $\Psi(Z)$ vale invece 1 se si considera il pinnacolo centrale e 0.83 per il pinnacolo laterale, mentre $\gamma = 1.29$. Si ottiene dunque dall'equazione (1):

$$\text{Pinnacolo centrale, analisi nel piano} \quad a_d = 5.81 \cdot 1 \cdot 1.29 = 0.76g = 7.50 \text{ m/s}^2$$

$$\text{Pinnacolo laterale, analisi nel piano} \quad a_d = 5.81 \cdot 0.83 \cdot 1.29 = 0.64g = 6.24 \text{ m/s}^2$$

Per l'analisi fuori piano per avere una stima affidabile è necessario ricorrere alla modal pushover. In particolare i calcoli sono già stati svolti per il pinnacolo centrale, e sono analoghi per il pinnacolo laterale, cambiando semplicemente i valori dei modi normalizzati; si riportano i risultati:

$$\text{Pinnacolo centrale, analisi fuori piano} \quad a_d = 0.76g = 7.45 \text{ m/s}^2$$

$$\text{Pinnacolo laterale, analisi fuori piano} \quad a_d = 0.70g = 6.83 \text{ m/s}^2$$

Si nota come sia per il pinnacolo centrale che per il pinnacolo laterale i risultati più gravosi siano dati dall'analisi fuori piano.

Moto di rocking dei pinnacoli senza isolamento

Il problema del rocking tridimensionale di corpi rigidi snelli assialsimmetrici è ancora un campo di ricerca aperto e di notevole interesse per il quale, ad oggi, sono disponibili in letteratura pochi risultati. Questo problema ha molte analogie con quello del rotolamento di un disco piano ma è molto più complesso per la tridimensionalità del corpo studiato. I due maggiori contributi in questo campo sono stati dati da Koh e Mustafa (Koa, et al., 1990) nei primi anni novanta e da un recente lavoro di Magravanis (Magravanis, et al., 2011), che analizza il comportamento di rocking di un fusto conico. Sfortunatamente, anche se questi modelli formalmente includono la presenza di un'accelerazione alla base come carico esterno, non si occupano efficacemente del problema generale di un corpo rigido assialsimmetrico inizialmente in condizioni di riposo e sottoposto ad una storia di accelerazione sismica arbitraria alla base; essi analizzano piuttosto il problema del moto di rotolamento libero di un corpo assialsimmetrico per condizioni iniziali assegnate in termini di spostamento e velocità angolare. Inoltre, come sottolineato da Srinivasan e Ruina (2008) (Srinivas, et al., 2008), il rocking di un corpo assialsimmetrico avente una base piatta è fortemente affetto da problemi di stabilità poiché, nel mondo reale, non è possibile avere una perfetta assialsimmetria sia per il corpo che per il piano orizzontale sul quale il corpo stesso è appoggiato. Tuttavia, come suggerito in (Magravanis, et al., 2011), se si trascurano le imperfezioni appena menzionate, il problema di un corpo assialsimmetrico tridimensionale sotto un'accelerazione agente alla base in una direzione fissata può essere ridotto al più semplice problema del moto di rocking bidimensionale di un blocco piano (Housner, 1963; Yim, et al., 1980). Si chiarisce sin da ora che tale soluzione è molto semplice dal punto di vista operativo ma ha il difetto di perdere la tridimensionalità del problema, che è intrinseca alla natura del rocking di un corpo rigido. Rimane quindi necessaria un'indagine più approfondita della risposta dinamica spaziale di un oggetto rigido assialsimmetrico tridimensionale sottoposto ad un'azione sismica esterna.

Nel presente paragrafo viene analizzato il moto di rocking del pinnacolo come problema piano bidimensionale, dove il pinnacolo è rappresentato da una delle sue sezioni radiali.

L'ipotesi di bidimensionalità del problema risulta giustificata considerando che in realtà il pinnacolo, come si vede chiaramente in Figura 144, poggia su una base quadrata e non circolare. Questo fa sì che, nel caso si instaurasse il rocking, il pinnacolo sarebbe vincolato ad

oscillare perpendicolarmente ad uno dei quattro lati della base quadrata sulla quale poggia, escludendo così la tridimensionalità del problema.



Figura 144: Particolare di un pinnacolo in cui si nota la base quadrata

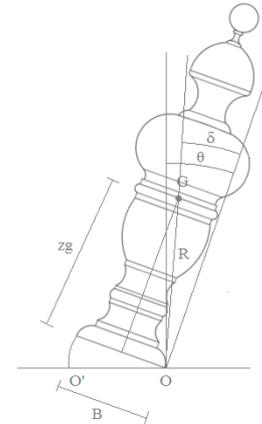


Figura 145: Rocking del pinnacolo

Alla base del problema vi è l'ipotesi che lo scorrimento tra il pinnacolo e la sua base rigida sia impedito; allora, per descrivere il moto di rocking bidimensionale sarà sufficiente un'unica coordinata Lagrangiana. Una possibile scelta è l'angolo θ che la verticale forma con l'asse di assialsimmetria, come mostrato in Figura 141, dove G indica il centro di massa del corpo rigido, che si trova sull'asse di simmetria ad un'altezza dalla base z_G pari a 1.042 m , mentre R la lunghezza del segmento che connette il centro di massa G ad uno dei centri di rotazione. A seconda dell'accelerazione alla base, il pinnacolo può muoversi rigidamente con questa oppure subire il fenomeno del rocking; in quest'ultimo caso si avrà un moto oscillatorio attorno ai centri di rotazione O e O' e, come si vedrà, il problema sarà governato da due equazioni del moto.

Innanzitutto, quando il pinnacolo è soggetto all'accelerazione alla base \bar{a}_g in direzione orizzontale, può instaurarsi un moto di rocking a condizione che il momento ribaltante della forza d'inerzia orizzontale attorno uno dei centri di rotazione superi il momento stabilizzante dovuto al peso del corpo:

$$M\bar{a}_gz_G > Mg\frac{B}{2} \quad (2)$$

dalla quale si ottiene:

$$\bar{a}_g > \frac{B}{2z_g}g = 0.208g$$

dove M è la massa del pinnacolo e g l'accelerazione di gravità. L'equazione (2) rappresenta una condizione necessaria per l'inizio del moto di rocking ed è equivalente alla formula per

l'attivazione del meccanismo di collasso per l'analisi cinematica lineare standard come definita al Paragrafo C8A.4.1 della (Circolare 617, 2009). Per il caso di studio analizzato, assumendo \bar{a}_g uguale all'accelerazione sismica di progetto a_d la condizione (2) è soddisfatta sia per i pinnacoli centrali che laterali. Tuttavia, tale condizione non garantisce il proseguo del moto di rocking. Per valutare se, dopo l'attivazione del cinematismo, viene stabilito un moto di rocking dei pinnacoli, è necessario indagare il fenomeno più in profondità.

Le equazioni del moto del pinnacolo soggetto all'accelerazione sismica alla base $a_g(t)$, governate dall'angolo θ , si derivano considerando l'equilibrio dei momenti attorno al centro di rotazione. Queste equazioni possono essere espresse come:

$$I_0 \ddot{\theta} + MgR \sin(\delta - \theta) = -MR \cos(\delta - \theta) a_g(t) \quad (3)$$

quando il pinnacolo ruota attorno ad O e

$$I_0 \ddot{\theta} - MgR \sin(\delta + \theta) = -MR \cos(\delta + \theta) a_g(t) \quad (4)$$

quando il pinnacolo ruota attorno ad O' . In aggiunta alle quantità prima definite in Figura 145, I_0 rappresenta il momento d'inerzia della massa attorno ad O o O' e $\delta = \tan^{-1}(B/2z_G)$. In particolare per il caso di studio in esame, $I_0 = 1434 \text{ kg} \cdot \text{m}^2$.

Si osservi inoltre che il succedersi alternativamente delle equazioni (3) e (4) durante il moto di rocking, insieme al carattere trigonometrico della variabile indipendente θ , rendono il problema fortemente non lineare.

A questo punto è necessario esaminare in modo specifico l'istante dell'impatto, che si ha durante il moto di rocking, del pinnacolo contro la base su cui poggia. Quando il pinnacolo si trova, in condizioni di riposo, ruotato di un angolo θ , al momento del suo rilascio ruoterà attorno al centro di rotazione O e cadrà di nuovo in posizione verticale. Se si assume l'impatto anelastico, la rotazione prosegue successivamente attorno al centro O' e, in questo passaggio, il momento della quantità di moto attorno ad O' stesso si conserva; si ha quindi:

$$I_0 \dot{\theta}_1 - MRB \dot{\theta}_1 \sin \delta = I_0 \dot{\theta}_2 \quad (5)$$

Dividendo la (5) per $I_0 \dot{\theta}_1$ si ottiene il rapporto tra la velocità angolare dopo e prima l'impatto:

$$\frac{\dot{\theta}_2}{\dot{\theta}_1} = 1 - \frac{M}{I_0} RB \sin \delta \quad (6)$$

Se il rapporto tra le velocità angolari dopo e prima l'impatto è positivo, allora la rotazione del pinnacolo continua attorno al centro di rotazione opposto e si instaura un moto oscillatorio

attorno ai due centri di istantanea rotazione (si ha quindi il rocking). Se, al contrario, la velocità angolare cambia di segno dopo l'impatto, il pinnacolo rimbalzerà indietro ruotando attorno allo stesso centro di rotazione precedente all'urto. Perciò la relazione (6) fornisce la seguente condizione per l'instaurazione del moto di rocking:

$$\frac{M}{I_0} RB \sin \delta < 1 \quad (7)$$

che è soddisfatta per il pinnacolo nel caso di studio in esame. Si osservi come la condizione (7) dipenda solamente dalle proprietà geometriche e dalla massa del corpo rigido. Ciò significa che, ogni volta che un corpo rigido, per il quale è soddisfatta la condizione (7), è ruotato di un angolo θ (che può avvenire per la presenza di un'azione sismica esterna soddisfacente la condizione (2) come avviene in questo caso), allora si stabilisce un moto di rocking. Al contrario, se la condizione (7) non è soddisfatta, il blocco rimbalzerà all'indietro attorno allo stesso centro di rotazione e non si attiverà un moto di rocking proprio.

Ribaltamento causato da un singolo impulso

Il comportamento dinamico di corpi rigidi sotto azione sismica è molto complesso e, per essere completamente descritto, richiede l'integrazione al passo delle equazioni del moto (3) e (4). Tuttavia, per valutare la sicurezza dei pinnacoli sotto condizioni dinamiche, si possono ottenere informazioni utili studiando analiticamente il collasso per ribaltamento causato da un'azione sismica impulsiva.

In questo paragrafo viene presentata una semplice analisi del ribaltamento dei pinnacoli soggetti ad un'azione sismica modellata come accelerazione impulsiva. In particolare l'eccitazione alla base del pinnacolo può essere vista come un impulso rettangolare con accelerazione costante a_{g0} della durata di un tempo t_1 oppure come un impulso con accelerazione che varia secondo mezzo ciclo di funzione sinusoidale di ampiezza a_{g0} e durata t_1 . Per il caso di studio in esame, il moto del pinnacolo centrale viene attivato dall'accelerazione di base fornita dalla normativa $a_{g0} = a_d = 0.720g$. Una volta iniziato il moto (condizione (2) soddisfatta) e verificate le condizioni per il rocking (condizione (7) soddisfatta), l'eventuale ribaltamento del pinnacolo dipenderà dalla magnitudo di a_{g0} e della durata t_1 dell'impulso. Housner (Housner, 1963) ha determinato la durata t_1 di un impulso rettangolare, avente accelerazione a_{g0} , richiesta per ribaltare il blocco attraverso la seguente equazione:

$$\cosh \sqrt{\frac{MgR}{I_0}} t_1 = 1 + \left[1 / \left(2 \frac{a_{g0}}{g\delta} \left(\frac{a_{g0}}{g\delta} - 1 \right) \right) \right] \quad (8)$$

Analogamente, sempre Housner (Housner , 1963) ha dedotto, per un impulso corrispondente a mezzo ciclo di un onda sinusoidale, la seguente equazione, mettendo in relazione la durata t_1 con l'ampiezza a_{g0} :

$$\frac{a_{g0}}{g\delta} = \sqrt{\left[1 + \frac{I_0}{MgR} \left(\frac{\pi}{t_1} \right)^2 \right]} \quad (9)$$

Queste equazioni sono state determinate in (Housner , 1963) partendo dalla versione linearizzata delle equazioni (3) e (4), valide per blocchi snelli (come è il pinnacolo).

Si studia quindi il caso del pinnacolo centrale, essendo quello posto nella situazione più gravosa. Considerando la geometria e la massa del pinnacolo ed assumendo $a_{g0} = a_d = 0.720g$ l'equazione (8) da una durata per il ribaltamento per l'impulso rettangolare pari a $t_1 = 0.15s$, mentre dall'equazione (9) si ottiene per l'impulso sinusoidale $t_1 = 0.48s$.

Come mostrato in (Gioncu, et al., 2010) la durata tipica degli impulsi per un terremoto di piccola o media intensità è tra i 0.10 s e 0.50 s. Ciò significa che per gli impulsi considerati in questo studio (rettangolare e sinusoidale), la loro durata tipica durante un evento sismico, che si può attendere nell'area di Ferrara, coincide con la durata t_1 che porta al collasso i pinnacoli per ribaltamento. Questo corrobora la conclusione che i pinnacoli non soddisfano i requisiti di sicurezza rispetto alle azioni sismiche.

Per queste ragioni, è stato progettato un sistema di isolamento alla base in grado di proteggere i pinnacoli da potenziali eccitazioni dovute al terremoto.

ANALISI DINAMICA DELLA PROSPETTIVA

Per il progetto del sistema di isolamento e per la valutazione della sua efficacia, sono state svolte innanzitutto diverse analisi dinamiche time-history mediante accelerogrammi spettrocompatibili, applicati al piede della struttura, in modo da valutare l'amplificazione della forzante sismica che si ha alla base dei pinnacoli, ovvero nei punti ove si andranno a posizionare gli isolatori.

Data la difficoltà che i diversi programmi di calcolo commerciali hanno nell'eseguire analisi dinamiche non lineari su strutture in muratura, con la conseguente scarsa attendibilità dei risultati, il comportamento dinamico della Prospettiva verrà caratterizzato mediante analisi lineari, dove la muratura verrà modellata come un materiale visco-elastico, adottando un

modello di smorzamento viscoso alla Rayleigh; la capacità di dissipazione propria della struttura dovuta al superamento del limite elastico, con la conseguente formazione di zone plastiche, sarà dunque condensata nella matrice di smorzamento viscoso, mantenendo così il materiale lineare e semplificando notevolmente i calcoli.

In particolare verrà scelto un set di accelerogrammi spettro-compatibili e per ciascuno di questi saranno svolte due analisi, ovvero in direzione nel piano e fuori piano della struttura.

Accelerogrammi di progetto

Per la progettazione del sistema di isolamento è necessario ricorrere ad analisi dinamiche del sistema sottostruttura - sistema di isolamento - sovrastruttura, per le quali è necessario riferirsi ad accelerogrammi di progetto.

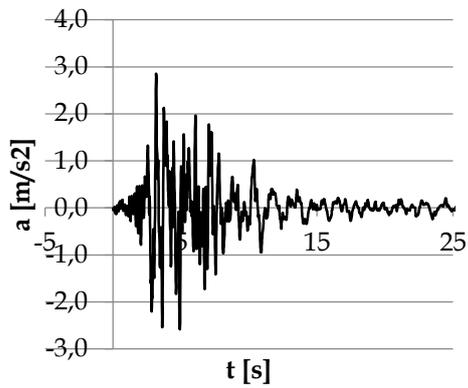
Al Paragrafo 3.2.3.4 (NTC, GU n.29 04/02/2008) riportano che *l'uso di accelerogrammi registrati è ammesso a condizione che la loro scelta sia rappresentativa della sismicità del sito e sia adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alle condizioni del sito di registrazione, alla magnitudo, alla distanza della sorgente e alla massima accelerazione orizzontale attesa al sito.*

Gli accelerogrammi registrati devono essere selezionati e scalati in modo da approssimare gli spettri di risposta nel campo di periodi di interesse per il problema in esame.

La selezione degli accelerogrammi naturali compatibili con lo spettro di progetto è svolta con il software Rexel 3.5 (Iervolino, et al., 2009). Si è selezionato un set di 7 accelerogrammi normalizzati con tolleranza massima sul fattore di scala pari a 5, scalati in modo che l'accelerazione massima al suolo (PGA) sia quella indicata dalle NTC 2008 attesa per un terremoto a Ferrara allo Stato Limite di Collasso, per una classe d'uso III ed un terreno di categoria C; In particolare questa è pari a $a_g = 2.86 [m/s^2]$.

Gli accelerogrammi e gli Spettri da questi generati sono riportati in Figura 146 - Figura 159, mentre in Figura 160 si mostra il confronto tra lo spettro medio generato dai 7 accelerogrammi e lo spettro definito nelle norme (NTC, GU n.29 04/02/2008).

Accelerogramma normalizzato
000133xa



Spettro 000133xa

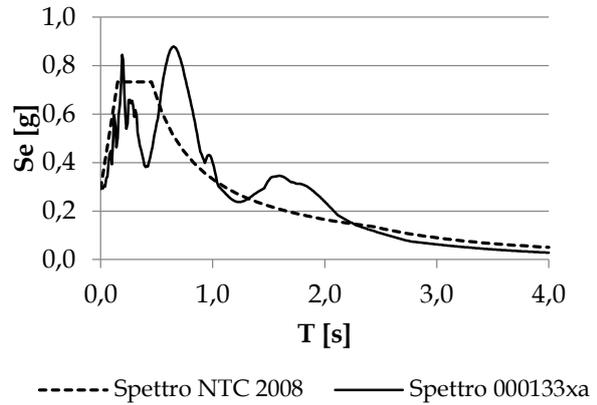
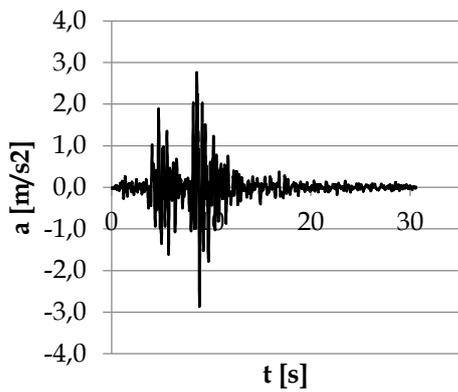


Figura 146: Accelerogramma normalizzato 000133xa Figura 147: Spettro generato dall'accelerogramma 000133xa

Accelerogramma normalizzato
000175ya



Spettro 000175ya

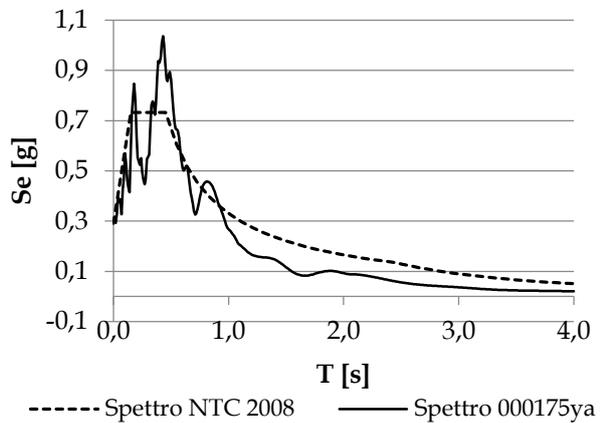
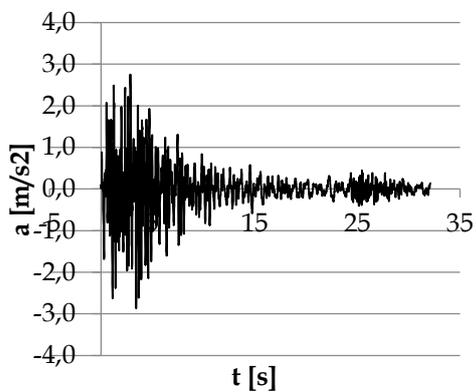


Figura 148: Accelerogramma normalizzato 000175ya Figura 149: Spettro generato dall'accelerogramma 000175ya

Accelerogramma normalizzato
000377xa



Spettro 000377xa

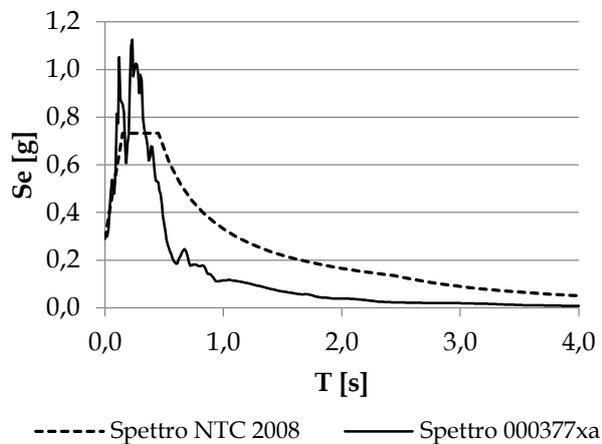


Figura 150: Accelerogramma normalizzato 000377xa Figura 151: Spettro generato dall'accelerogramma 000377xa

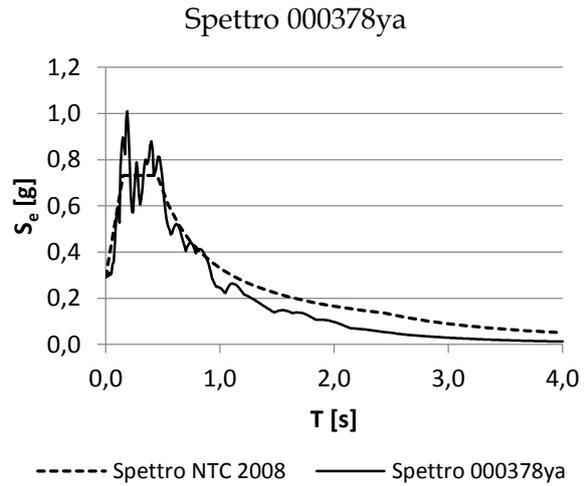
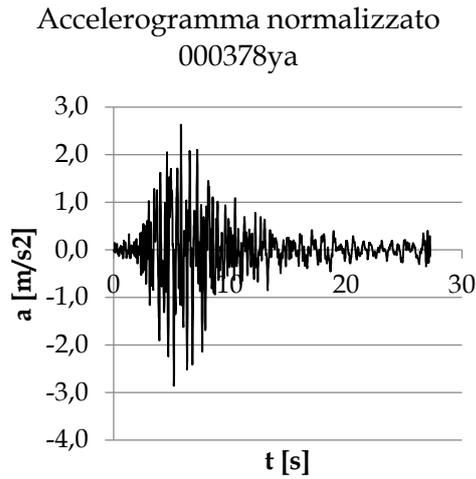


Figura 152: Accelerogramma normalizzato 000378ya Figura 153: Spettro generato dall'accelerogramma 000378ya

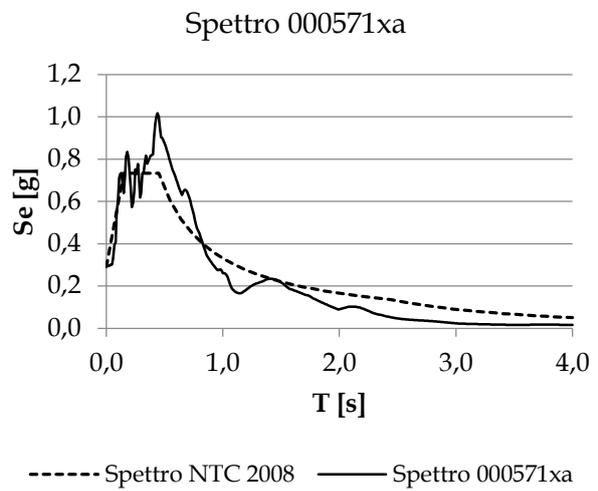
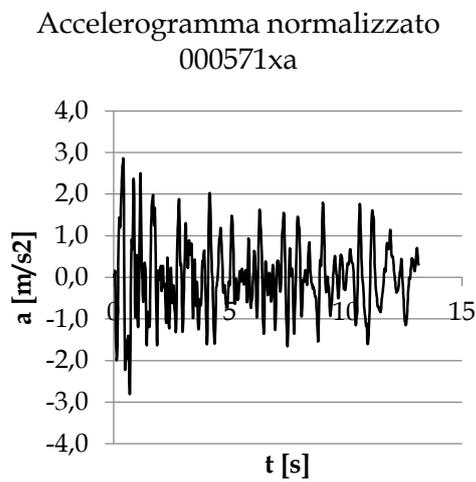


Figura 154: Accelerogramma normalizzato 000571xa Figura 155: Spettro generato dall'accelerogramma 000571xa

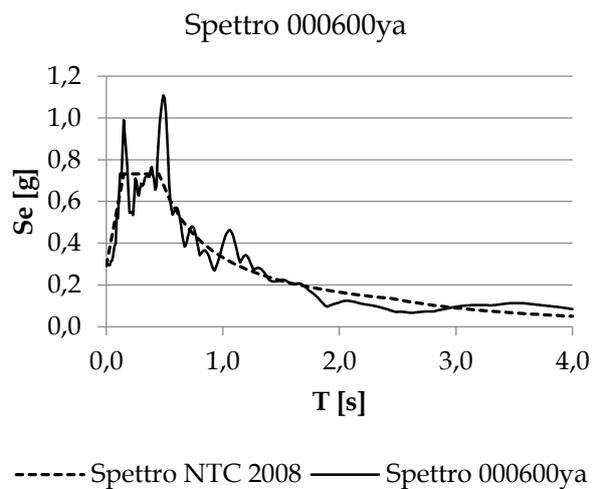
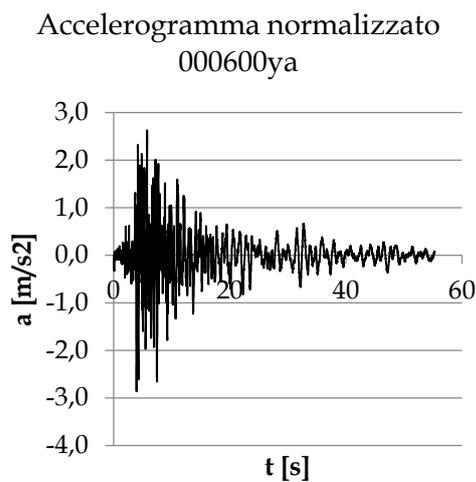


Figura 156: Accelerogramma normalizzato 000600ya Figura 157: Spettro generato dall'accelerogramma 000600ya

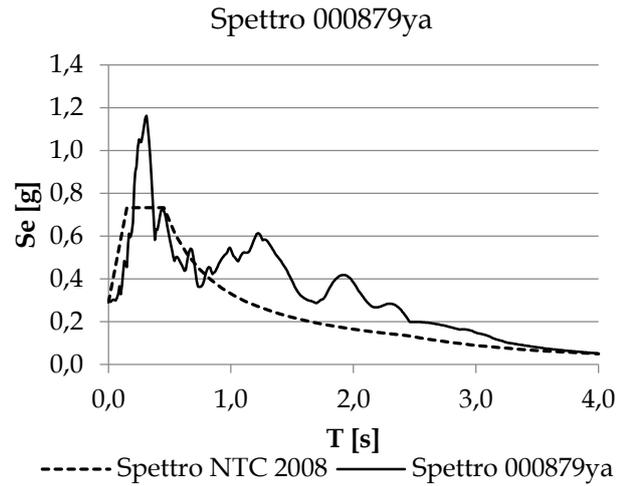
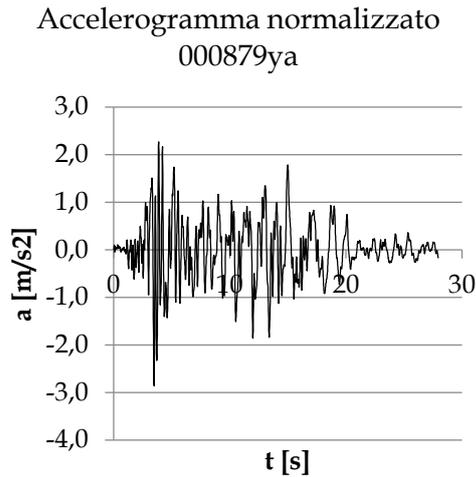


Figura 158: Accelerogramma normalizzato 000879ya Figura 159: Spettro generato dall'accelerogramma 000879ya

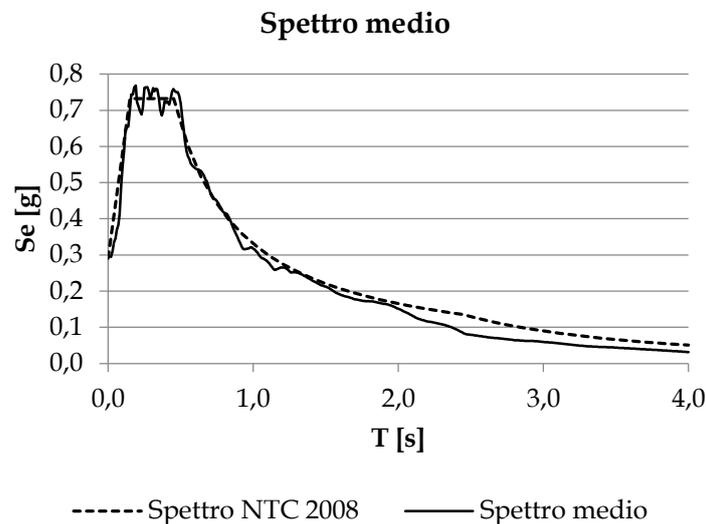


Figura 160: Spettro medio generato dai 7 accelerogrammi

La scelta dello SLC è data dalla normativa, che al Paragrafo 7.10.6.2 (NTC, GU n.29 04/02/2008) prevede questo tipo di verifica per sistemi di isolamento.

Modello agli elementi finiti

La muratura è stata modellata come un materiale visco-elastico considerando un modello di smorzamento viscoso alla Rayleigh. Il modulo di Young, che descrive il comportamento elastico, è stato assunto ridotto e pari a 1500 Mpa. Lo smorzamento alla Rayleigh, anche conosciuto come smorzamento proporzionale, assume la matrice di smorzamento globale C come combinazione lineare della matrice di rigidezza globale K e della matrice delle masse M :

$$C = \alpha M + \beta K \quad (10)$$

dove α e β sono costanti di proporzionalità. Le due costanti α e β sono normalmente determinate usando la seguente relazione

$$\xi = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega} + \beta \omega \right) \quad (11)$$

per due valori del coefficiente di smorzamento ξ_1 e ξ_2 corrispondenti a due modi di vibrare con frequenza rispettivamente ω_1 e ω_2 . Sostituendo i due valori di ξ e ω nella (11) si ottengono, per α e β , le note espressioni:

$$\alpha = \frac{2\omega_1\omega_2(\xi_2\omega_1 - \xi_1\omega_2)}{\omega_1^2 - \omega_2^2}; \beta = \frac{2(\xi_1\omega_1 - \xi_2\omega_2)}{\omega_1^2 - \omega_2^2} \quad (12)$$

Se le frequenze dei modi di vibrare sono facilmente calcolabili tramite l'analisi in frequenza, diverso è il discorso per i coefficienti di smorzamento. La loro determinazione è avvenuta attraverso:

- Analisi dei dati riportati in letteratura, (Pena, et al., 2010);
- Applicando la procedura indicata da Nicolini (Nicolini, 2012);
- Svolgimento di prove sperimentali;

Nella Tesi di Carrieri (Carrieri, 2014) è applicata la procedura di Nicolini (Nicolini, 2012) per la determinazione dei coefficienti di smorzamento. La procedura seguita per la determinazione dei coefficienti di smorzamento da associare, nel modello viscoso alla Rayleigh, al primo ed al terzo modo di vibrare, ha fornito risultati confrontabili con quanto riportato in letteratura, dando così una giustificazione teorica ai valori adottati nelle analisi.

In particolare si è visto come nel piano la struttura rimanga molto vicina al campo elastico, per il quale si ha smorzamento nullo, ma già per spostamenti non troppo lontani da questo limite ξ_{eq} raggiunge valori anche intorno al 10%; per cui associare al modo di vibrare principale nel piano uno smorzamento pari al 5% pare ragionevole.

Per quanto riguarda l'analisi fuori piano, la struttura lavora in punti già ampiamente al di fuori del campo elastico. Nella zona dove si ritiene che la struttura possa lavorare sotto l'azione sismica di progetto, si ha un coefficiente di smorzamento che va dal 10.25% al 13.52 % per un legame costitutivo elastico - perfettamente plastico, mentre per il legame proposto da Nicolini (Nicolini, 2012) si hanno valori intorno al 7.5%. Anche in questo caso il valore $\xi_{eq} = 10\%$ proposto dalla letteratura può essere quindi giustificato.

Effetti di amplificazione

Per progettare i sistemi di isolamento è indispensabile definire l'accelerogramma alla base del pinnacolo, quindi valutare come la forzante risulti modificata nel punto ove è posizionato l'isolatore; a tal fine sono state svolte, sulla Prospettiva, diverse analisi dinamiche incremental col programma Straus7 rev. 2.4. In particolare, ciascuno dei sette accelerogrammi, è stato applicato sia nel piano che fuori piano della struttura, per un totale di 14 analisi.

È stato considerato, in conformità alla normativa, un comportamento visco-elastico-lineare della muratura. Si è adottato il modello di smorzamento viscoso alla Rayleigh con dei coefficienti di smorzamento pari al 10% per il modo di vibrare principale fuori piano e pari al 5% per il modo principale di vibrare nel piano inoltre e si è svolta un'analisi di sensitività ai parametri di viscosità. Quindi, alla fine di ciascuna analisi dinamica time - history, è stata ricavata la risposta della struttura in termini di accelerazione alla base sia per i pinnacoli laterali che per quelli centrali. Questa risposta rappresenta l'accelerogramma sismico di progetto da applicare alla base dei pinnacoli isolati al fine di valutare l'efficacia del sistema di isolamento.

Per brevità, è stata riportata solo l'analisi per l'accelerogramma 000377xa.

In Figura 161 -Figura 164 si riportano le accelerazioni registrate per i pinnacoli laterali e centrali considerando l'effetto della forzante nel piano e fuori dal piano del monumento.

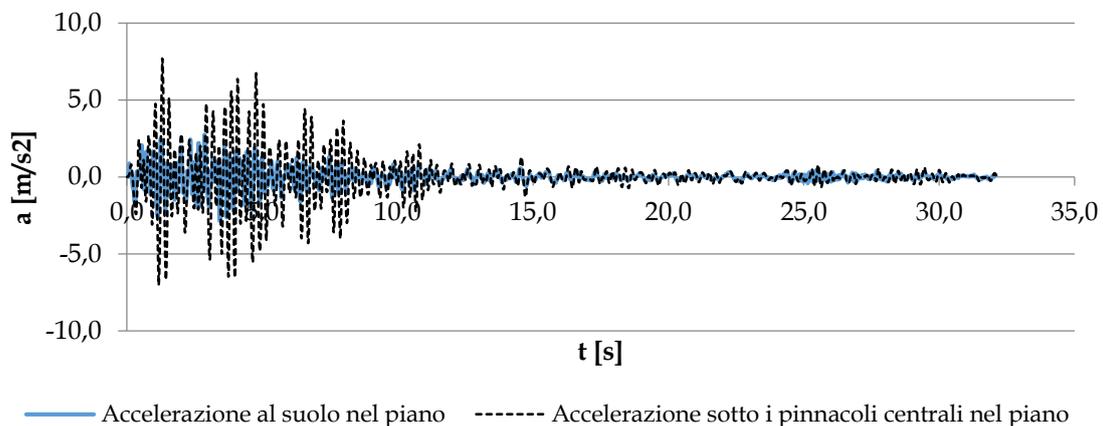


Figura 161: Confronto tra l'accelerogramma 000377xa applicato alla base della Prospettiva nel piano e l'accelerazione registrata alla base dei pinnacoli centrali

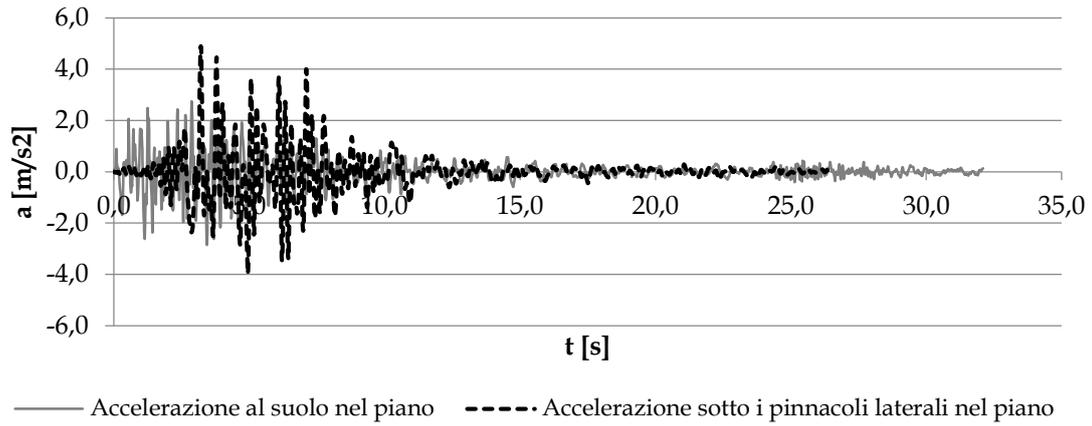


Figura 162: Confronto tra l'accelerogramma 000377xa applicato alla base della Prospettiva nel piano e l'accelerazione registrata alla base dei pinnacoli laterali

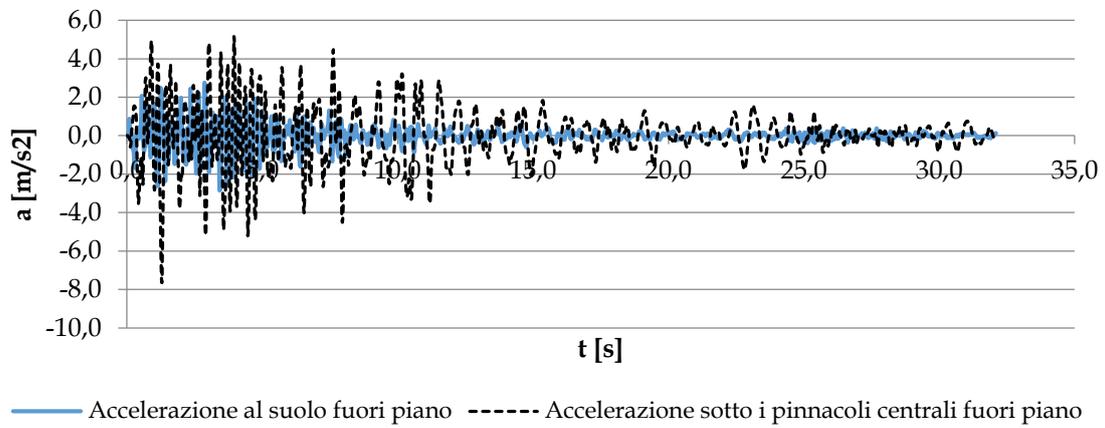


Figura 163: Confronto tra l'accelerogramma 000377xa applicato alla base della Prospettiva fuori piano e l'accelerazione registrata alla base dei pinnacoli centrali

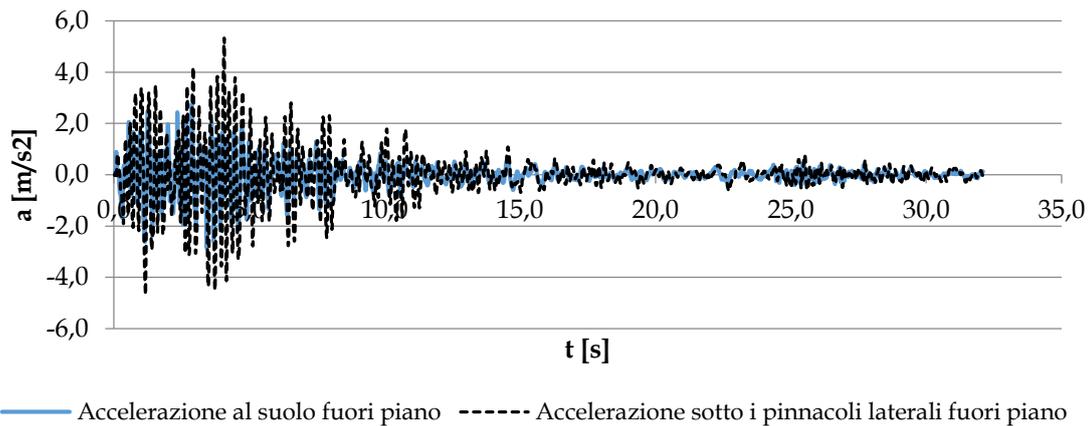


Figura 164: Confronto tra l'accelerogramma 000377xa applicato alla base della Prospettiva fuori piano e l'accelerazione registrata alla base dei pinnacoli laterali

PROGETTO E VERIFICA DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO

Gli isolatori inseriti al di sotto dei pinnacoli consentono di ridurre l'accelerazione (quindi la forza d'inerzia) trasmessa dalla struttura sottostante; in particolare l'isolatore, soggetto alla forzante sismica, entra in campo plastico, aumentando il suo periodo di vibrazione, raggiungendo così il campo delle minori accelerazioni di risposta. Tutto questo avviene a scapito di elevati spostamenti a cui è soggetto il sistema di isolamento, che non dovranno superare il massimo valore ammissibile per evitare la rottura del sistema stesso.

Il sistema di isolamento

I dispositivi di isolamento scelti, sia per i pinnacoli centrali che per quelli laterali, sono della serie FIP-D, isolatori a scorrimento a doppia superficie curva, caratterizzati da due superfici di scorrimento concave con lo stesso raggio di curvatura; entrambe consentono sia lo spostamento orizzontale che la rotazione. Una schematica rappresentazione dei singoli isolatori è raffigurata in Figura 165.

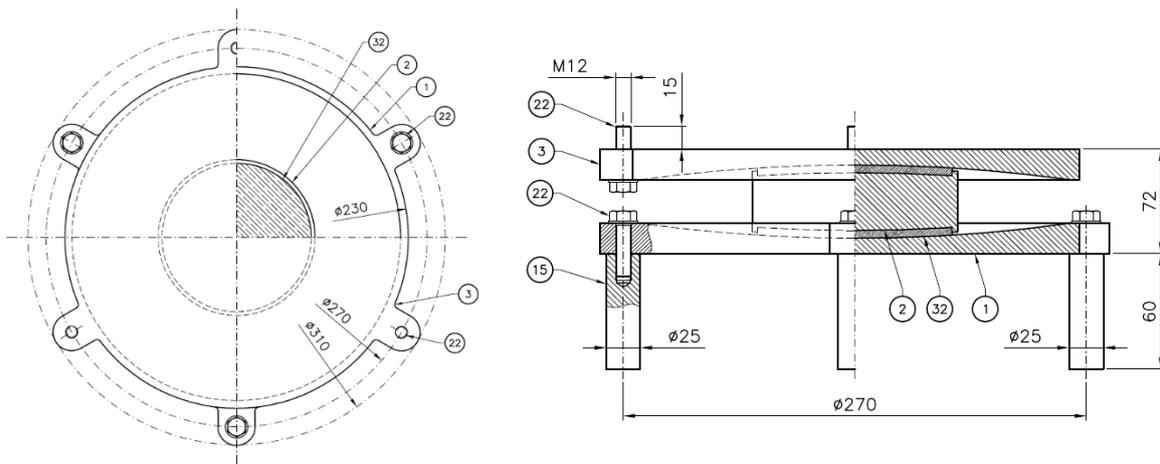


Figura 165: Pianta e sezione del dispositivo di isolamento

N_{Ed} [kN]	60	Carico verticale massimo
α [rad]	± 0.01	Rotazione massima combinata con lo spostamento massimo
R [mm]	2000	Raggio di curvatura equivalente
d_{Ed} [mm]	± 150	Spostamento orizzontale massimo

Tabella 11: Caratteristiche del dispositivo di isolamento

Due diversi sistemi di isolamento sono stati ideati rispettivamente per i pinnacoli centrali e per quelli laterali.

Per ciascuno dei tre pinnacoli centrali il sistema prevede tre isolatori disposti sui vertici di un triangolo equilatero e rigidamente connessi tra loro tramite una piastra in acciaio, sulla quale poggia il pinnacolo stesso, Figura 166. Tale configurazione impedisce il ribaltamento lungo una generica direzione.

Per ciascuno dei due gruppi dei quattro pinnacoli laterali il sistema di isolamento è composto da quattro isolatori (uno sotto ciascun pinnacolo) connessi tra loro da una struttura metallica in modo da garantire l'assenza di spostamenti relativi. Infatti, il sistema può essere visto come un'ampia base isolata sulla quale poggiano i quattro pinnacoli; Figura 167. In totale, per l'isolamento di tutti e undici i pinnacoli, saranno quindi impiegati diciassette isolatori.



Figura 166: Sistema di isolamento progettato per i pinnacoli centrali



Figura 167: Sistema di isolamento progettato per i pinnacoli laterali

Caratteristiche meccaniche del sistema di isolamento

In accordo con le specifiche sugli isolatori fornite dal produttore, il legame forze-spostamenti è del tipo rigido-plastico con incrudimento come rappresentato in Figura 168, dove F_0 è la massima forza che l'isolatore può sviluppare dovuta all'attrito, che agisce tra i cursori di acciaio, in funzione del peso portato, K_r è la rigidezza del tratto incrudente e F_{max} è la massima forza che può essere sviluppata alla fine del tratto incrudente. Queste quantità sono definite dalle seguenti relazioni (Kelly 1993; Berto et al. 2013):

$$\begin{cases} F_0 = \mu N_{sd}; \\ K_r = \frac{N_{sd}}{R}; \\ F_{max} = F_0 + K_r d; \end{cases} \quad (0-6)$$

dove μ è il coefficiente d'attrito lungo la superficie di scorrimento, N_{sd} è il carico verticale agente sull'isolatore, R è il raggio di curvatura equivalente della superficie di scorrimento e d è il massimo spostamento disponibile. Inoltre, un coefficiente di smorzamento equivalente ξ_e può essere definito attraverso la seguente formula:

$$\xi_e = \frac{2}{\pi} \left(\frac{d}{\mu R} + 1 \right)^{-1} \quad (0-7)$$

Il coefficiente d'attrito μ è una funzione del carico verticale N_{sd} e della temperatura. Per questo motivo, il produttore non ha fornito un valore specifico di μ per gli isolatori usati, ma indica un range di valori che varia tra 0.5% e 2.5%. Nelle seguenti analisi sono quindi stati presi in considerazione entrambi questi due valori.

Si osservi che ciascun isolatore nel sistema di isolamento per i pinnacoli centrali sopporta un terzo del carico verticale agente su ogni isolatore nel sistema di isolamento per i pinnacoli laterali. Infatti, nel primo sistema ogni isolatore porta un terzo del peso di un singolo pinnacolo mentre nel secondo a ciascun isolatore è applicato l'intero peso. Poiché i parametri meccanici sopra definiti dipendono dal carico verticale, gli isolatori nei due diversi sistemi di isolamento saranno caratterizzati da valori diversi.

In Tabella 12 si riportano i parametri che descrivono il legame forza spostamento non lineare. Come già anticipato, i coefficienti di attrito scelti corrispondono agli estremi dell'intervallo di valori possibili segnalati dal produttore. Si osservi la distinzione operata tra gli isolatori che verranno installati sugli archi laterali, per i quali il carico verticale agente coincide con il peso del pinnacolo, rispetto agli isolatori posti in sommità dell'arco centrale, soggetti ad un carico verticale pari ad 1/3 del peso del pinnacolo. Le curve bilineari assunte per descrivere il comportamento degli isolatori nelle diverse configurazioni sono riassunte in Figura 169.

Pin. Centrali $\mu=2.5\%$													
N_{sd}	d	N_{Ed}	R_{eq}	μ	K_e	T_e	T	ξ_e	ζ_{cr}	ζ	F_0	K_r	F_{max}
[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[-]	[N/mm]	[s]	[s]	[-]	[Ns/m]	[Ns/m]	[kN]	[N/mm]	[kN]
3.33	150	60	2000	0.025	2.22	2.46	2.84	0.16	1737.92	276.60	0.083	1.67	0.33

Pin. Lateralì $\mu=2.5\%$													
N_{sd}	d	N_{Ed}	R_{eq}	μ	K_e	T_e	T	ξ_e	ζ_{cr}	ζ	F_0	K_r	F_{max}
[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[-]	[N/mm]	[s]	[s]	[-]	[Ns/m]	[Ns/m]	[kN]	[N/mm]	[kN]
10.00	150	60	2000	0.025	6.67	2.46	2.84	0.16	5213.75	829.79	0.250	5.00	1.00

Pin. Centralì $\mu=0.5\%$													
N_{sd}	d	N_{Ed}	R_{eq}	μ	K_e	T_e	T	ξ_e	ζ_{cr}	ζ	F_0	K_r	F_{max}
[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[-]	[N/mm]	[s]	[s]	[-]	[Ns/m]	[Ns/m]	[kN]	[N/mm]	[kN]
3.33	150	60	2000	0.005	1.78	2.75	2.84	0.04	1554.44	61.85	0.017	1.67	0.27

Pin. Lateralì $\mu=0.5\%$													
N_{sd}	d	N_{Ed}	R_{eq}	μ	K_e	T_e	T	ξ_e	ζ_{cr}	ζ	F_0	K_r	F_{max}
[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[-]	[N/mm]	[s]	[s]	[-]	[Ns/m]	[Ns/m]	[kN]	[N/mm]	[kN]
10.00	150	60	2000	0.005	5.33	2.75	2.84	0.04	4663.32	185.55	0.050	5.00	0.80

Tabella 12: Proprietà meccaniche dei dispositivi in acciaio utilizzati per l'isolamento

Analisi dinamica non lineare dei sistemi di isolamento

Le analisi dinamiche non lineari time-history consentono di verificare se le caratteristiche di progetto dei dispositivi soddisfano le prescrizioni normative quindi l'efficacia nella prevenzione del ribaltamento. Il sistema di isolamento è stato modellato secondo un legame costitutivo rigido perfettamente plastico al quale viene accoppiato il rispettivo smorzamento, mentre il pinnacolo è modellato come una massa non strutturale.

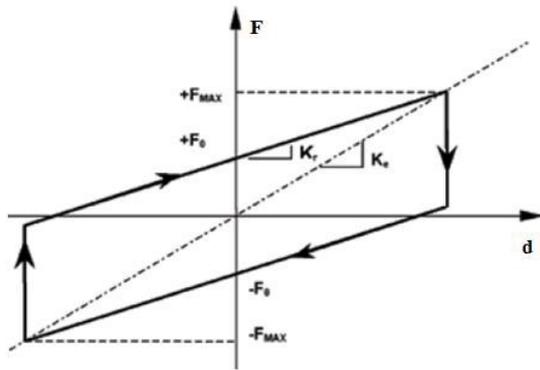


Figura 168: Dominio bilineare forza-spostamento dell'isolatore

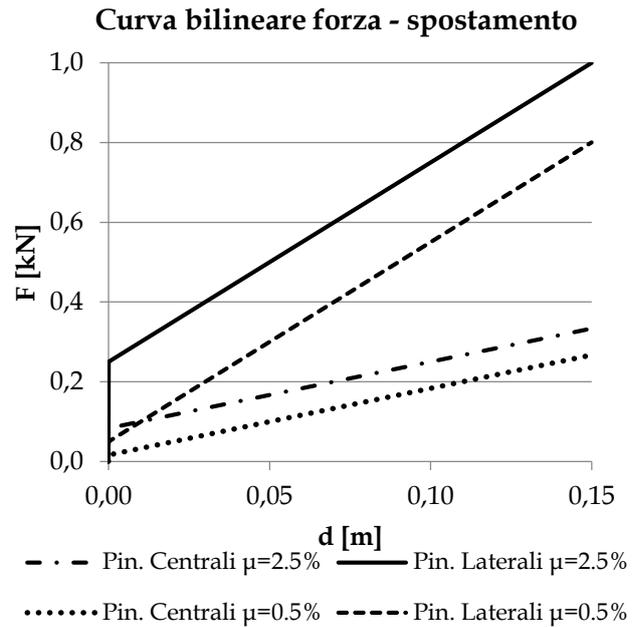


Figura 169: Legame bilineare forza spostamento in funzione del coefficiente di attrito

Ciascuna analisi sia per i pinnacoli centrali che per quelli laterali è stata ripetuta utilizzando i parametri meccanici riferiti ai due coefficienti di attrito $\mu = 0.5\%$ e $\mu = 2.5\%$. Considerando tutti e sette gli accelerogrammi ed entrambi i pinnacoli centrali e laterali, sono state svolte un totale di 56 analisi. Quello che interessa è ricavare la massima accelerazione assoluta che agisce sul pinnacolo ed il massimo spostamento relativo, indicato in Figura 170, che subisce l'isolatore. In particolare ci si aspetta che la massima accelerazione assoluta sul pinnacolo non sia tale da attivare un moto di rocking mentre lo spostamento relativo massimo dovrà essere inferiore a quello limite consentito dall'isolatore.

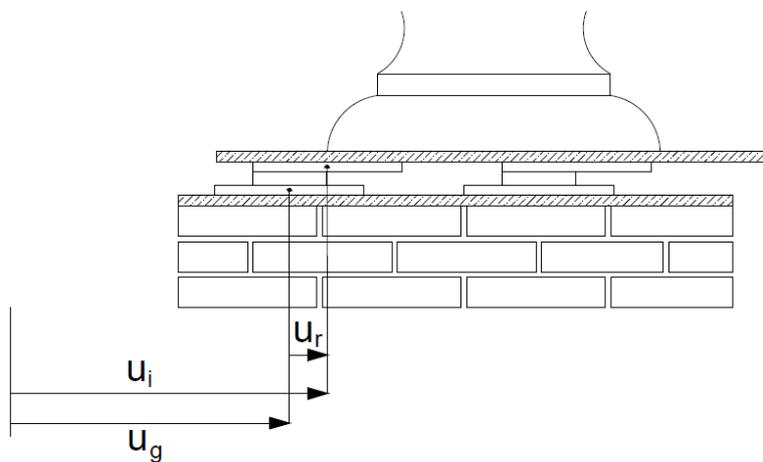


Figura 170: Spostamento relativo del pinnacolo rispetto alla porta

Per brevità si riportano nel seguito i risultati ottenuti per l'accelerogramma 000377xa, applicato sia nel piano che fuori piano della struttura per entrambi i sistemi di isolamento, Figura 171 - 178.

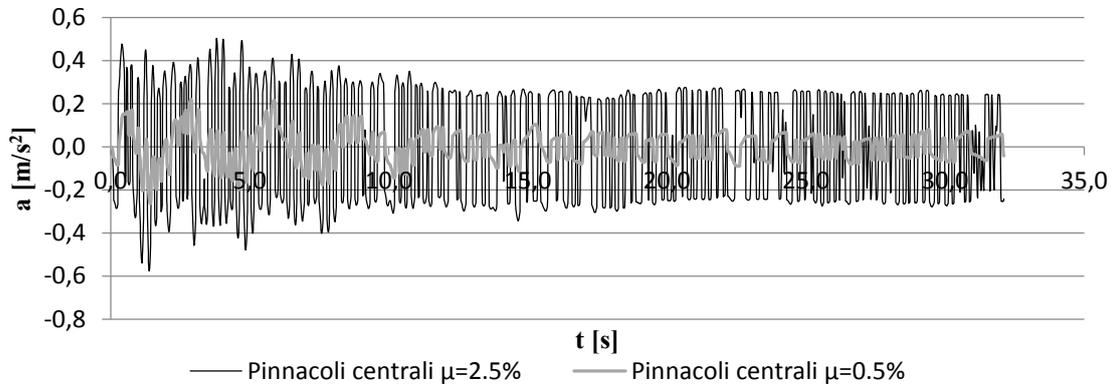


Figura 171: Risposta in termini di accelerazione assoluta del pinnacolo centrale nei confronti dell'azione sismica definita dall'accelerogramma amplificato 000377xa applicato nel piano della struttura

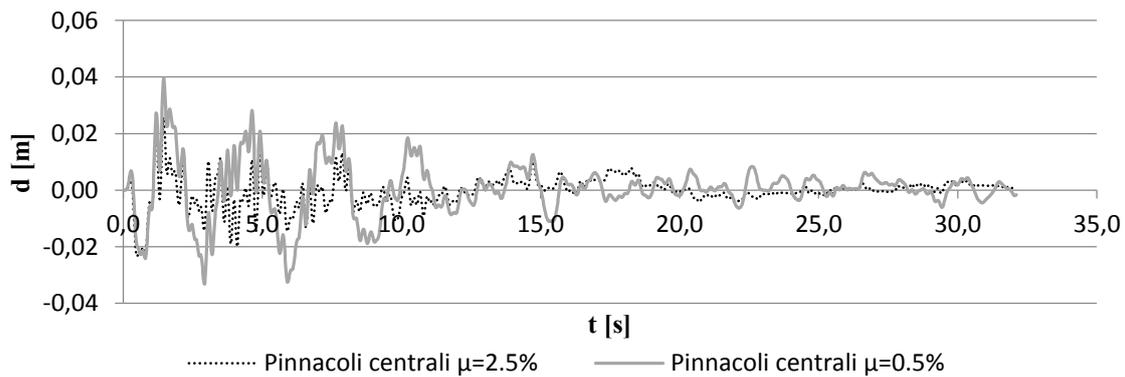


Figura 172: Risposta in termini di spostamento relativo del pinnacolo centrale nei confronti dell'azione sismica definita dall'accelerogramma amplificato 000377xa applicato nel piano della struttura

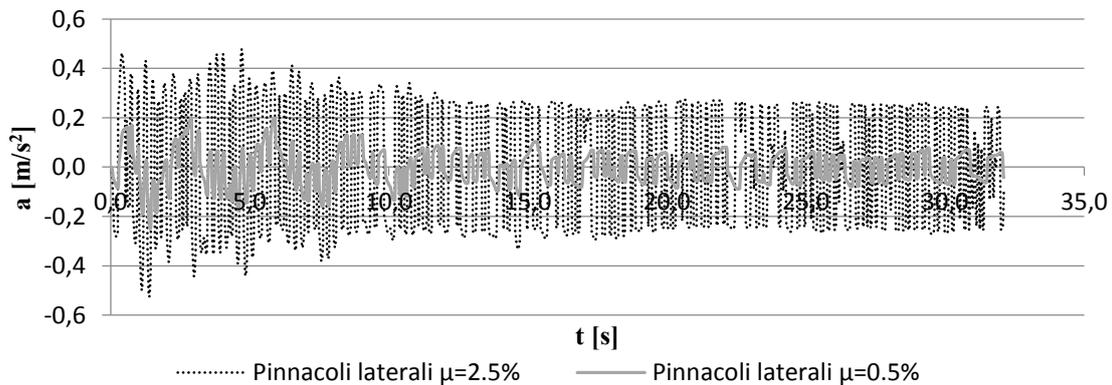


Figura 173: Risposta in termini di accelerazione assoluta del pinnacolo laterale nei confronti dell'azione sismica definita dall'accelerogramma amplificato 000377xa applicato nel piano della struttura

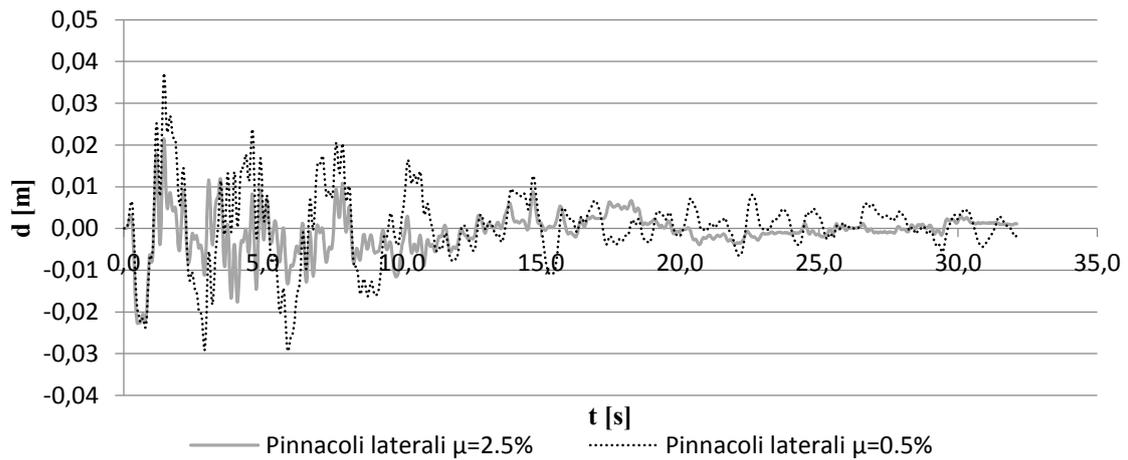


Figura 174: Risposta in termini di spostamento relativo del pinnacolo laterale nei confronti dell'azione sismica definita dall'accelerogramma amplificato 000377xa applicato nel piano della struttura

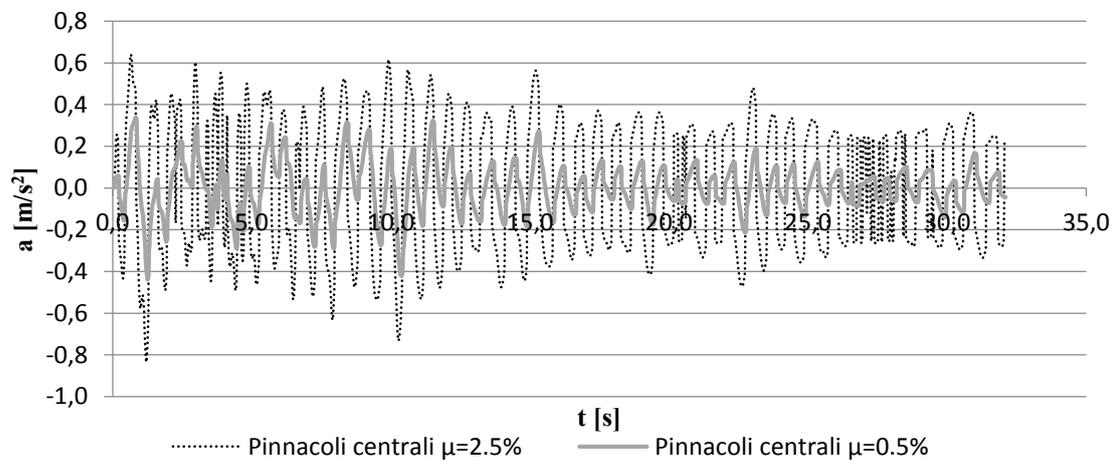


Figura 175: Risposta in termini di accelerazione assoluta del pinnacolo centrale nei confronti dell'azione sismica definita dall'accelerogramma amplificato 000377xa applicato fuori piano della struttura

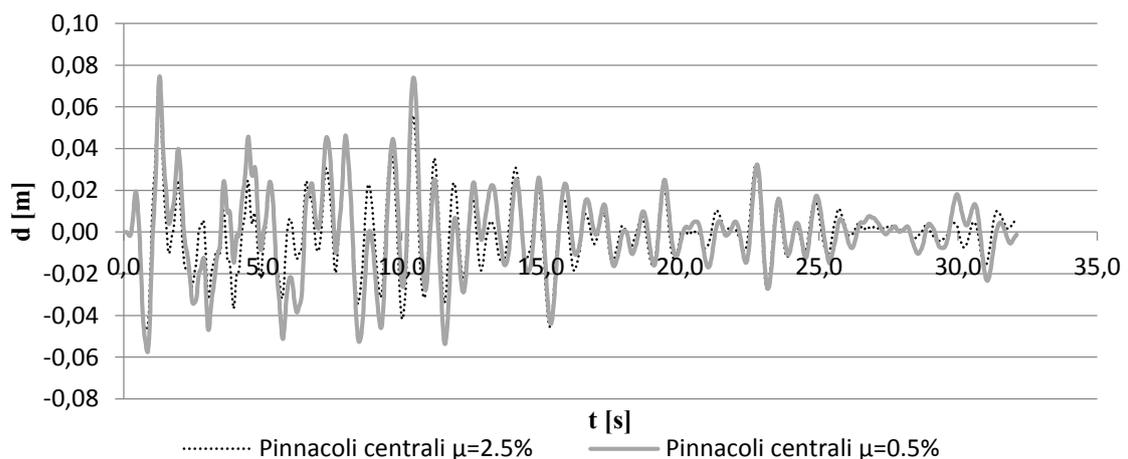


Figura 176: Risposta in termini di spostamento relativo del pinnacolo centrale nei confronti dell'azione sismica definita dall'accelerogramma amplificato 000377xa applicato fuori piano della struttura

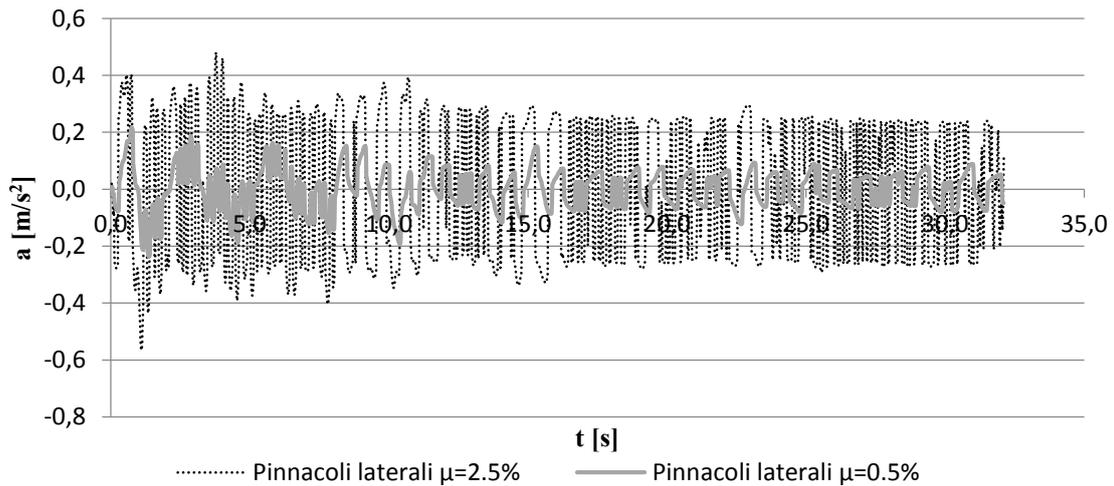


Figura 177: Risposta in termini di accelerazione assoluta del pinnacolo laterale nei confronti dell'azione sismica definita dall'accelerogramma amplificato 000377xa applicato fuori piano della struttura

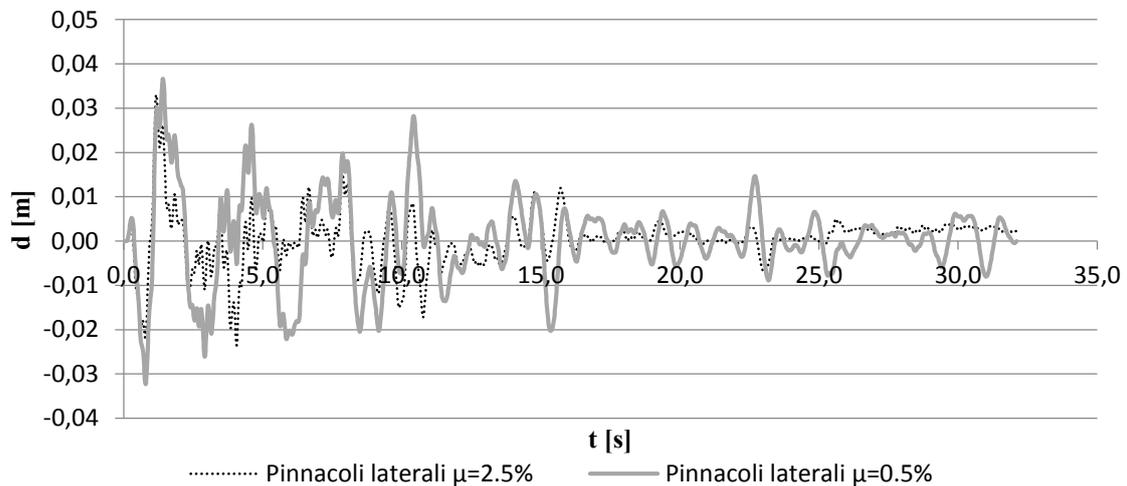


Figura 178: Risposta in termini di spostamento relativo del pinnacolo laterale nei confronti dell'azione sismica definita dall'accelerogramma amplificato 000377xa applicato fuori piano della struttura

Come si può vedere dai risultati riportati, la massima accelerazione trasferita ai pinnacoli è, in tutti i casi, più piccola rispetto al massimo valore richiesto per attivare il movimento di rocking.

Infine, si può notare che il massimo spostamento che il pinnacolo subisce, in tutti i casi, è inferiore rispetto al massimo spostamento ammissibile per gli isolatori, che è pari a 0.15 m.

Risultati analoghi si ottengono applicando ciascuno dei sei accelerogrammi spettro compatibili amplificati rimasti. Perciò, il sistema di isolamento progettato per la protezione dei pinnacoli in marmo dall'azione sismica può ritenersi efficace.

CAPITOLO 4

LA ROCCA DI SAN FELICE SUL PANARO

INTRODUZIONE

A seguito degli eventi sismici del maggio 2012 la rocca di San Felice sul Panaro ha subito importanti lesioni e crolli parziali Figura 179 - Figura 182. Lo studio della Rocca di san Felice si sta svolgendo nell'ambito di una convenzione fra il Comune di San Felice sul Panaro e le quattro università emiliane. Lo scrivente si è occupato dell'analisi della volta di Giulio II presente al suo interno della torre maestra, (Bragiotto, 2014).



Figura 179: Esterno est



Figura 180: Esterno Nord



Figura 181: Esterno ovest

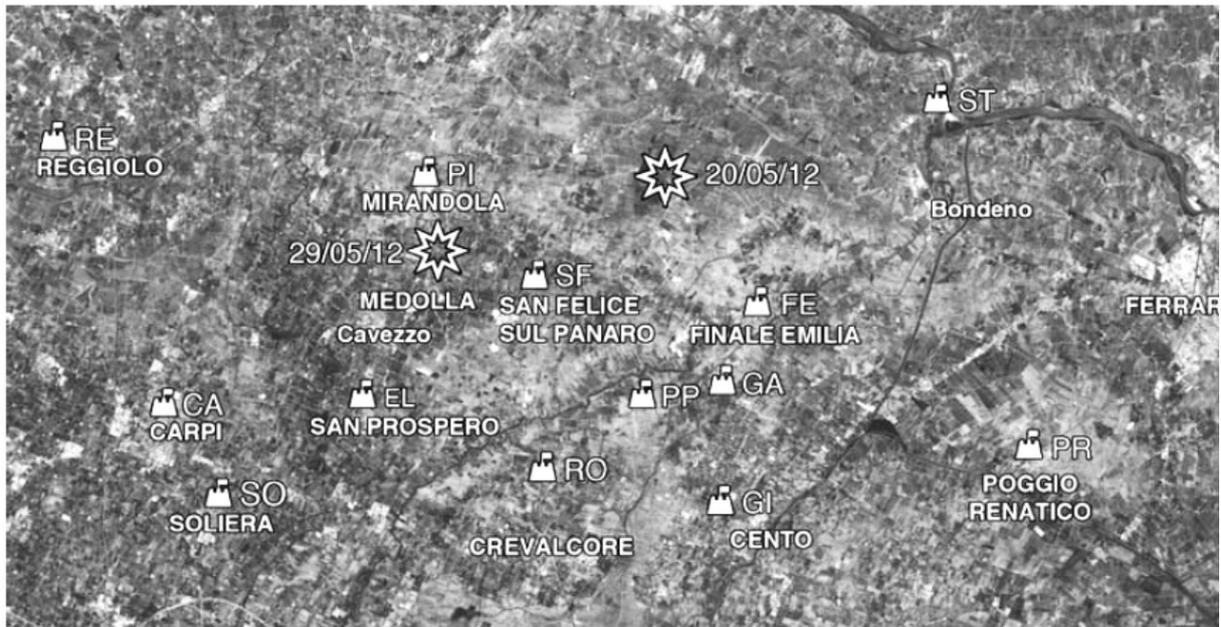


Figura 182: Esterno Sud

La rocca di San Felice sul Panaro fù realizzata nel 1340 per volere del marchese Obizio III d'Este e fortificata nel 1421 dall'Architetto militare Bartolino Ploti da Novara su ordine del Marchese

Niccolò III. Essa fa parte del complesso di mura perimetrali del castello assieme a tre delle quattro torri sopravvissute e realizzate nello stesso periodo.

La pianura Emiliana è caratterizzata da numerose costruzioni storiche quali rocche e castelli. Nelle province di Modena e Ferrara le rocche colpite dal terremoto appartenevano al sistema difensivo degli Este o sono state costruite per difendersi da questi, Figura 183, pertanto mostrano caratteristiche costruttive piuttosto simili.



Fortezza		20/5/2012 PGA [m/s ²]	29/5/2012 PGA [m/s ²]
SF	Rocca di San Felice sul Panaro	3.15	2.87
PI	Castello dei Pico, Mirandola	2.78	2.97
PP	Castello di Palata Pepoli, Crevalcore	1.99	2.85
FE	Castello delle Rocche, Finale Emilia	2.82	2.07
GA	Castello di Galeazza, Crevalcore	2.04	2.32
GI	Castello della Giovannina, Cento	1.24	2.08
RO	Castello dei Ronchi, Crevalcore	1.36	2.05
EL	Bastioni di San Pietro in Elda, San Prospero	1.56	1.96
CA	Castello dei Pio, Carpi	0.69	1.85
ST	Fortezza di Stellata, Bondeno	1.63	0.72
SO	Castello di Campori, Soliera	0.62	1.39
RE	Fortezza di Reggiolo	0.6	1.01
PR	Castello dei Lambertini, Poggio Renatico	0.91	0.42

Figura 183: Rocche castelli e fortezze colpiti dal terremoto dell'Emilia

Sebbene gli edifici siano stati modificati nel corso dei secoli, ad esempio trasformandoli in palazzi fortificati, generalmente conservano le loro caratteristiche originali. In particolare, le rocche sono di solito formate da una struttura principale con una o più torri che possono essere situate agli angoli o al centro di uno dei lati. La struttura principale è di solito a pianta rettangolare e compatta, con un cortile interno per quelle più grandi; in alcuni casi la fortezza ha uno schema più complesso, caratterizzato dalla presenza di diversi edifici aggiunti nel corso

dei secoli. Solitamente le torri hanno pianta quadrata, non sono molto snelle e sporgono rispetto alle pareti perimetrali della fortezza. Sono più alte delle mura perimetrali e sono caratterizzate dalla presenza di una parte sommitale con pianta più ampia, costruita su beccatelli con caditoie a scopo difensivo. Presentano una copertura di legno che appoggia sulla merlatura perimetrale, la cui sagoma talvolta è stata modificata nel tempo; merlature sono presenti anche sulle mura perimetrali.

Le pareti delle torri hanno spessori maggiore (da 80 a 120 cm) rispetto alle altre strutture. La muratura non è a sacco ma è costituita da mattoni pieni e malta di calce in tutto lo spessore, anche se la parte centrale è sovente realizzata con mattoni di riciclo, malta povera di calce e una tessitura eseguita con minor cura. Il paramento esterno solitamente ha spessore di circa 12 cm ed è caratterizzato dalla mancanza di connessione con il nucleo interno, se non in pochi punti. Gli orizzontamenti generalmente sono costituiti da volte a crociera o a padiglione, solai di legno e in alcuni casi da solai moderni in latero cemento. Negli ultimi decenni del XX secolo sono stati eseguiti interventi di consolidamento su quasi tutti gli edifici storici, sovente realizzati in cemento armato coerentemente con le tecniche costruttive di quegli anni. Per consolidare le murature nello spessore si sono inserite barre di acciaio in maniera diffusa. In molti casi sono state aggiunte catene, eseguiti interventi di cuci-scuci, consolidati i tetti lignei, solitamente spingenti sui merli, con l'inserimento di cordoli in cemento armato ed infine, realizzate frequentemente solette in conglomerato cementizio sul tavolato di copertura in modo da rinforzare la struttura del tetto, ma ottenendo, di fatto, un incremento delle masse e quindi delle azioni sismiche.

Le irregolarità in pianta ed in elevazione delle rocche, denotano un'elevata vulnerabilità sismica.

Le torri nella maggior parte dei casi sono collegate ai muri perimetrali senza continuità né allineamento, e questo fatto genera in esse flessione ed effetti torsionali. Inoltre, la diversa altezza delle mura perimetrali rispetto alle torri determina una risposta dinamica diversa tra le due strutture, caratterizzata principalmente da una deformazione di taglio per le prime e da una deformazione flessionale per le seconde. Il collegamento tra mura e torre (che può risultare nella realtà più o meno efficace costruttivamente) determina un comportamento sismico diverso della torre ben collegata rispetto a quella isolata. A tal proposito è stato sviluppato un modello numerico agli elementi finiti sul quale sono state eseguite analisi dinamiche modali con spettro di risposta ottenuto utilizzando per la domanda sismica i valori registrati nella zona epicentrale (Cattari, et al., 2013). In questo studio sono stati modellati tre casi

rappresentativi del costruito storico nella zona del cratere: (a) torre isolata; (b) torre ben collegata a mura basse; (c) torre ben collegata a mura alte.

I risultati confermano che il caso (a) di torre isolata mostra uno spiccato comportamento flessionale con tensioni normali σ in direzione verticale che sono massime alla base e si riducono negli altri casi, i quali, a loro volta, presentano rilevanti tensioni tangenziali τ nel fusto della torre e nella zona di contatto con le mura anziché alla base, come nel caso della torre isolata. Inoltre, nel caso (c) di mura alte, si osservano importanti tensioni tangenziali anche nella parte superiore della torre, con possibili lesioni nelle merlature e nei beccatelli. I risultati delle analisi numeriche, affiancati all'osservazione in situ del danneggiamento delle rocche Emiliane, hanno permesso di proporre, (Cattari, et al., 2013), un abaco che permette la classificazione dei meccanismi di danno sismico ricorrenti principalmente nelle torri, che rappresentano uno dei tratti caratteristici delle rocche poiché le mura e gli altri edifici che compongono la rocca sono generalmente interessati da meccanismi di danneggiamento tipici dei palazzi, per i quali è già disponibile un'opportuna classificazione (D'Ayala, et al., 2003) (PCM-DPC-MiBAC, Approvazione dei modelli per il rilevamento dei danni, a seguito di eventi calamitosi, ai beni appartenenti al patrimonio culturale).

È importante rilevare che i meccanismi di danno che derivano dall'interazione tra la torre e le porzioni di muratura adiacenti sono stati osservati anche in strutture analoghe, come le torri campanarie collegate alle chiese.

L'abaco proposto raggruppa i meccanismi ricorrenti suddividendo la torre in corpo principale, la parte superiore, tetto e merlatura. Naturalmente, i meccanismi di danno possono presentarsi anche in modo combinato.

Tipo 1 - Interazione.

Si tratta di un meccanismo di danno causato dell'interazione tra la torre e le mura perimetrali della rocca ed è caratterizzato dalla presenza di fessure verticali nella loro zona di collegamento;

Tipo 2 - Corpo principale della torre.

I meccanismi di danno che interessano il corpo principale della torre possono essere differenziati in tre sottogruppi:

- 2a. Danni alla base della torre, con fessure di compressione e/o flessione oppure di piano debole; si presentano in torri isolate o non ben collegate con le mura della fortezza;

- 2b . Fessure di taglio nel corpo principale della torre, con possibili effetti torsionali che si verificano quando la torre è ben collegata con le mura della fortezza. Le fessure possono propagare collegando le aperture, che rappresentano un indebolimento, costituire una serie di fessure inclinate e parallele tra loro, oppure disegnare una tipica fessurazione a croce di S. Andrea;
- 2c . Fessure di taglio nella porzione di torre sporgente dalle mura perimetrali;

Tipo 3 – Parte superiore della torre.

I meccanismi di danno nella parte superiore della torre possono essere differenziati in:

- 3a. Danni dei merli della torre o delle mura con fessure flessionali o di taglio;
- 3b. Danni per ribaltamento fuori dal piano dei merli o altri elementi svettanti;
- 3c. Danni di elementi sporgenti, come beccatelli e mensole in muratura, prodotti dall'elevata componente verticale dell'accelerazione sismica;
- 3d. Danni a causa di irregolarità in elevazione che interessano elementi svettanti come i torrioni.

Tipo 4 - Copertura.

I meccanismi di danno a livello del tetto possono essere differenziati in:

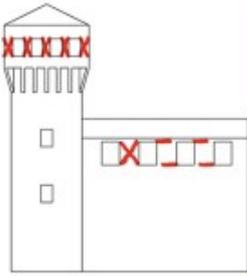
- 4a. Danneggiamento dovuto alla spinta del tetto sugli angoli della torre (Figura 2.30);
- 4b. Scorrimento della copertura sulla parte sottostante realizzata in muratura o con un cordolo in cemento armato.

Ai danneggiamenti descritti occorre aggiungere i problemi legati agli interventi eseguiti nel tempo, Figura 184. In particolare, (a) e (b) si osserva la presenza di un cordolo in cemento armato che è svincolato dalla muratura sottostante. In (c) in primo piano si nota una soletta in cemento armato originariamente appoggiata sul tavolato di copertura. Infine, in (d) si osserva una soletta in cemento armato con barre d'ancoraggio sfilate dalla muratura crollata.

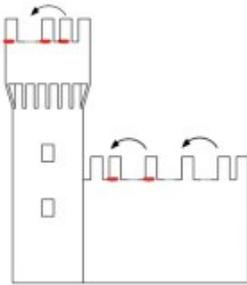




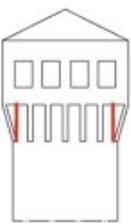
3a



3b



3c



3d

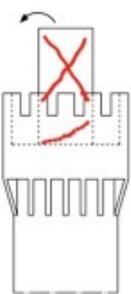




Figura 184: Interventi in cemento armato: (a), (b) Cordolo e particolare del cordolo penzolante nella rocca di S.Felice sul Panaro; (c) Soletta in copertura nella rocca di Finale Emilia; (d) Sfilamento delle armature di ancoraggio.

LA COPERTURA VOLTATA IN MURATURA DELLA STANZA DI GIULIO II

La volta oggetto di studio è situata all'interno della Torre Maestra della Rocca di San Felice sul Panaro e realizza la copertura della stanza di Giulio II.

La volta è a crociera rialzata con direttrici delle unghie formate da archi a sesto acuto e con archi diagonali parabolici. Durante gli interventi dell'1985 il riempimento della volta è stato sostituito con laterizi di scarto del cantiere. Ed è stata realizzata una soletta in cemento armato ancorata alle pareti perimetrali al di sotto della pavimentazione. Si ipotizza che tali interventi siano stati realizzati per diminuire la massa gravante sulla volta in modo da ridurre le azioni sismiche di cui è soggetta la torre.

La muratura della volta è disposta per ogni unghia a filari normali alle linee di perimetro della stanza, parallela alle generatrici. Dalle lesioni Figura 186, si nota che lo spessore della volta è di tre teste (circa 43 cm) con i mattoni disposti di coltello e qualche mattone disposto di testa (diatoni) come a creare un collegamento tra gli strati di muratura ma senza un ordine preciso.



Figura 185: Danneggiamento della volta



Figura 186: Spessore e tessitura della volta

Al di sopra della volta sono presenti ancora mattoni ma con una disposizione molto confusa, utilizzati con funzione di riempimento.

I frenelli individuati hanno una disposizione che, non essendo nota, viene ipotizzata come quella rappresentata in Figura 187.

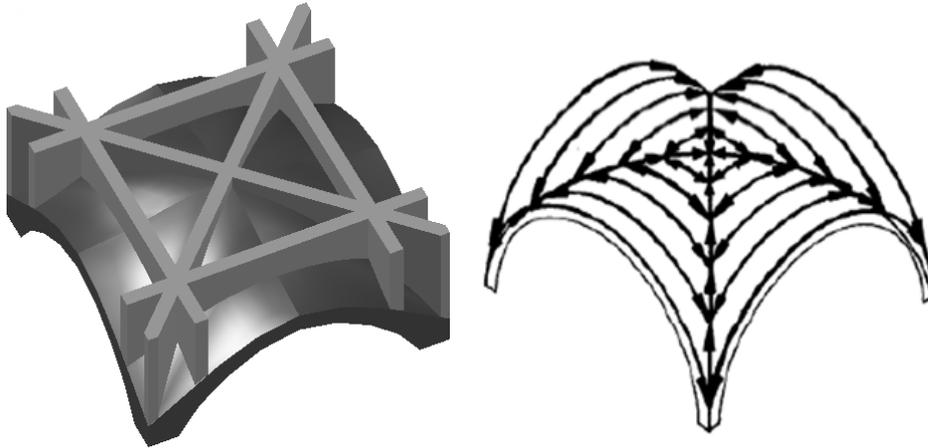


Figura 187: da sinistra; disposizione dei frenelli sull'estradosso della volta, percorso di carico supposto nella configurazione ad archi paralleli.

A seguito degli interventi del 1985 i frenelli non sono stati resi collaboranti con la soletta in calcestruzzo armato alleggerito realizzata al di sotto della pavimentazione dell'ambiente del piano superiore, poiché staccata da essi. La soletta è autoportante e si ancora alle pareti perimetrali trasferendo il carico della pavimentazione ed il carico di esercizio.

In corrispondenza della giunzione volta-parete si nota la presenza di archi di bordo all'interno della muratura le cui imposte si trovano ben al di sotto dei pulvini, circa ad 80 cm dalla pavimentazione.

I pulvini della volta sono realizzati con mattoni sagomati in vario modo, la loro proiezione in pianta risulta essere di forma triangolare, essi risultano essere delle voltine molto ribassate, quasi orizzontali.

Si è ipotizzato che i laterizi utilizzati per la realizzazione della volta siano di tipo "mattoni bolognese" con le dimensioni di 28 x 14 x 6 cm.

Analisi della volta

L'analisi della volta viene effettuata sia mediante un modello di calcolo ad archi paralleli sia mediante una analisi incrementale non lineare con il software DIANA (DIANA, 2015).

Il primo discretizza la volta in archi trascurando il comportamento globale del manufatto, esso è ampiamente descritto ed applicato da Mario Como (Como, 2013), Figura 187, e studia le volte suddividendoli in archi paralleli alle linee di bordo considerandoli indipendenti l'uno dall'altro. I vantaggi nell'utilizzare un modello FEM 3D sono discussi in (Milani, et al., 2014).

Modello di calcolo ad archi paralleli

Le volte a crociera sono generate dall'intersezione di due volte a botte. Le equazioni di equilibrio membranale applicate alla geometria a crociera determinano lungo le generatrici delle unghie uno stato di sollecitazione di trazione, impossibile da equilibrare per un materiale fragile come la muratura, generando perciò una suddivisione in fasce d'arco parallele che si scaricano sulle diagonali. Si presuppone quindi che i percorsi di carico agiscano parallelamente tra loro e seguano gli archi della volta, Figura 187.

La diagonale ha il ruolo fondamentale di trasferire le risultanti delle reazioni vincolari degli archi ai quattro pilastri che sorreggono la volta.

Per applicare il modello di calcolo ad archi paralleli si considera un'unghia della volta della stanza di Giulio II e la si suddivide in archi, Figura 188 .

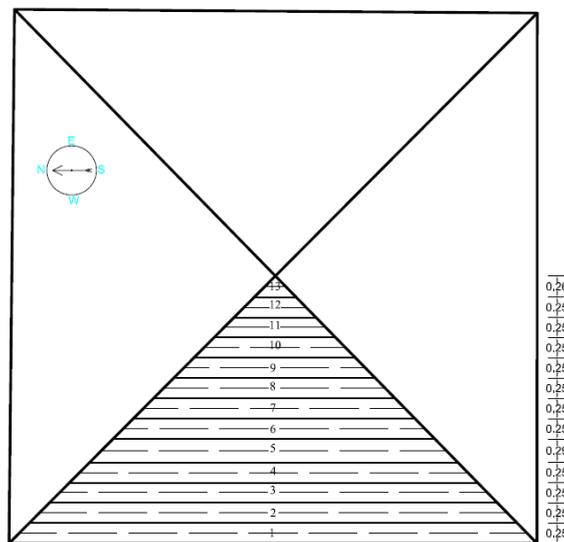


Figura 188: Discretizzazione della volta in archi

Ogni fascia d'arco viene suddivisa in conci ricavandone il volume e successivamente il peso, il quale sarà sommato al peso della porzione di riempimento, del frenello, della pavimentazione e del carico accidentale che gravano su di essi. La risultante dei carichi sarà applicata ai baricentri di ogni concio di suddivisione dell'arco.

Nel seguito si farà riferimento a due condizioni di esercizio della volta:

- A. Caso pre-interventi del 1985, in cui la volta è riempita di terreno, ipotizzato di peso specifico $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$, dall'estradosso fino al di sotto della pavimentazione;
- B. Caso post-intervento del 1985, in cui la volta è riempita con mattoni sciolti e argilla espansa fino alla quota di 5,69 m dal piano della pavimentazione, 8 cm al di sopra del punto estradosale di chiave della volta, con peso specifico $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$.

Analisi limite mediante il software ArchNURBS

Per il calcolo del moltiplicatore dei carichi accidentali che genera il collasso degli archi di suddivisione della volta si è fatto uso del software *ArchNURBS* (Chiozzi, et al., 2015). L'analisi limite è impiegata per definire se la riduzione di massa, avvenuta nel 1985 con la rimozione e sostituzione del riempimento sia stata opportuna.

Si riportano i risultati dell'arco 1 in configurazione di carico A e B, Figura 189 e Figura 190. In questo caso, le due configurazioni ipotizzate sono soggette ad un carico uniformemente distribuito di 1 kN/m su metà arco. L'analisi limite ai carichi verticali mostra una riduzione del moltiplicatore di collasso λ dal caso A al caso B, sintomo che l'intervento di alleggerimento della volta ha ridotto il valore del carico ultimo

Nelle analisi si mettono in evidenza che la riduzione del carico gravante sulla volta, a seguito dei lavori di consolidamento e restauro del 1985, riduce il moltiplicatore di collasso. Da questa analisi si nota che i carichi originali dovuti al riempimento sulle volte migliorano la loro stabilità.

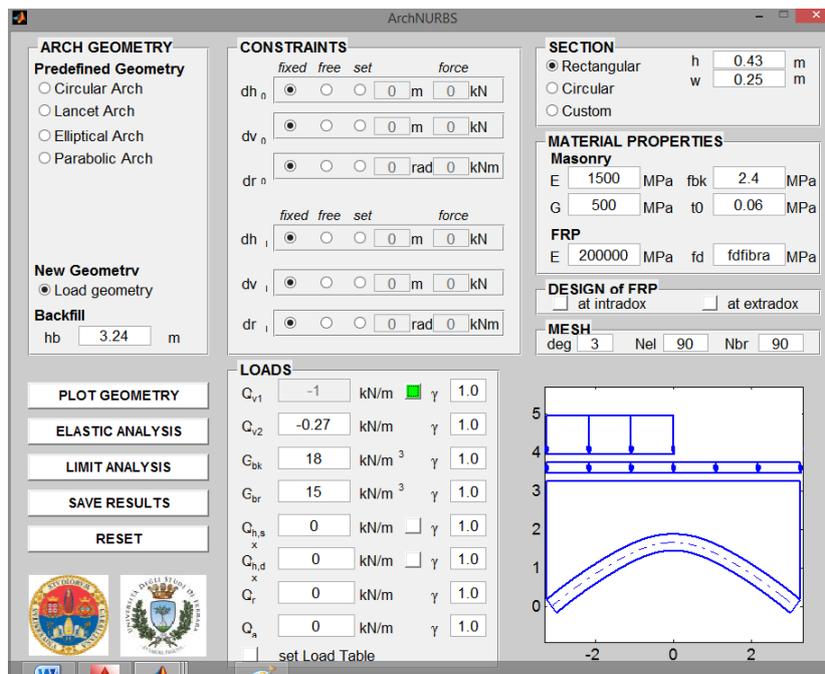


Figura 189: Arco 1, caso A. Analisi limite per un carico in direzione verticale distribuito su metà arco

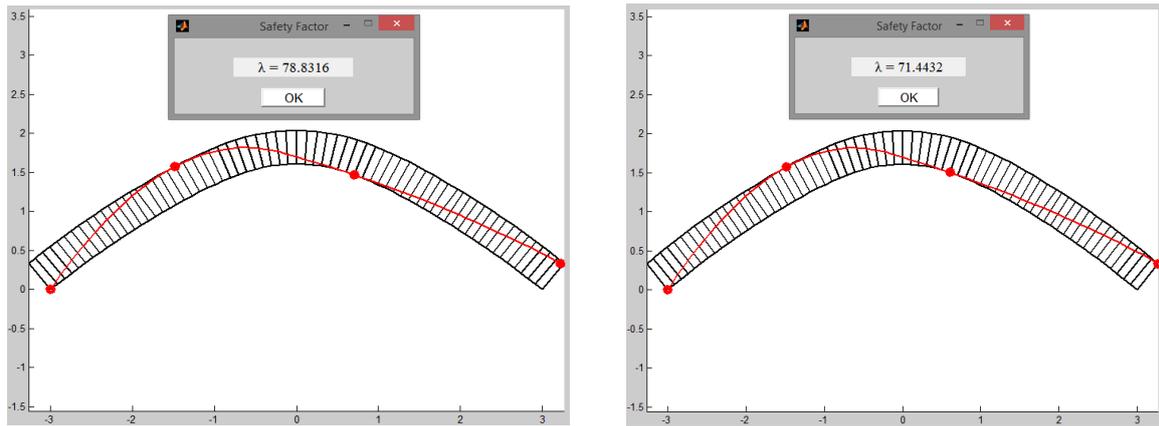


Figura 190: da sinistra Arco 1 Caso A, Arco 1 Caso B

Analisi incrementale non lineare con il programma DIANA

Modellazione

La modellazione è partita dalla realizzazione del volume della volta Figura 191, alla quale sono stati aggiunti i frenelli ed il riempimento. Per ultimo si sono modellati gli archi perimetrali connessi alla volta Figura 191.

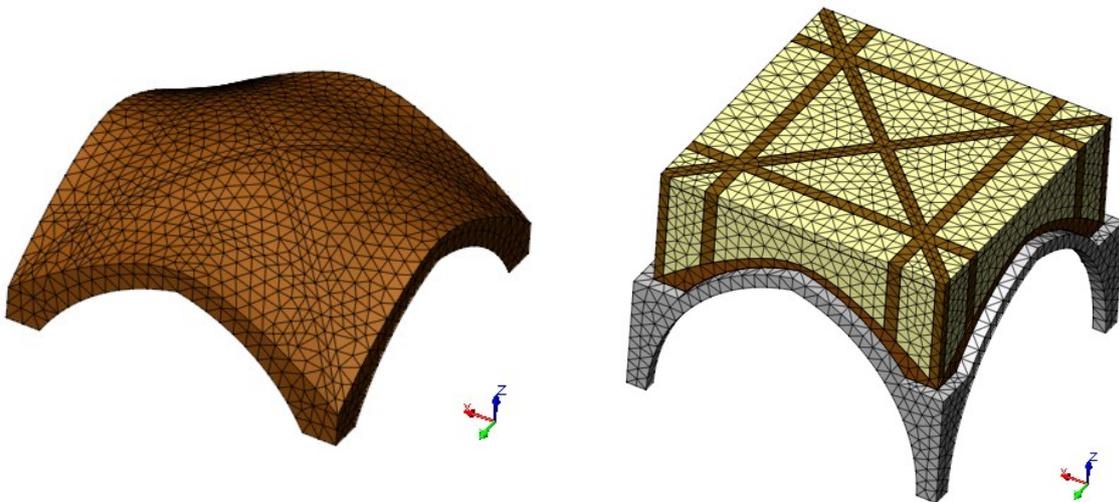


Figura 191: da sinistra la modello della volta, modello della volta con frenelli, riempimento e archi perimetrali
Per le proprietà del materiale muratura si adotta il modello costitutivo *Total Strain Crack Model* (DIANA, 2015). In Tabella 13 si riportano i parametri meccanici adottati per la muratura.

Muratura: *Total Strain Crack Model*

Modulo di Young	E	[YOUNG]	1500	[MPa]
Coefficiente di Poisson	ν	[POISON]	0.2	[MPa]
Densità	ρ	[DENSIT]	1800	[kg/m ³]
TOTAL STRAIN BASED CRACK MODEL		[TOTCRK]	FIXED	
TENSILE BEHAVIOR	Linear	[TENCRV]	LINEAR	
Resistenza a trazione	f_t	[TENSTR]	0.12	[MPa]

Deformazione ultima a trazione	ϵ_u	[EPSULT]	0.0001	[-]
COMPRESSIVE BEHAVIOR	Ideal	[COMCRV]	CONSTA	
Resistenza a compressione	f_c	[COMSTR]	2.4	[MPa]
SHEAR BEHAVIOR	Costante		CONSTA	
Beta	β		0.33	[-]

Tabella 13: Caratteristiche meccaniche della muratura implementate in DIANA

Per tenere conto dell'effettivo contributo del materiale di riempimento si è deciso di utilizzare un legame costitutivo attritivo, Mohr - Coulomb, le cui proprietà meccaniche sono riportate nella Tabella 14.

Riempimento: Mohr - Coulomb model				
Modulo di Young	E	[YOUNG]	750	[MPa]
Coefficiente di Poisson	ν	[POISON]	0	[MPa]
Densità	ρ	[DENSIT]	1500	[kg/m ³]
MOHR COULOMB CRITERION		[YIELD]	MOHRCO	
YIELD SURFACE		[YLDVAL]		
Coesione	c	[ch]	0.01	[MPa]
Angolo di attrito	φ	[sph]	37 - 5	[°]
Angolo di dilatanza	ψ	[sph]	0	[°]

Tabella 14: Caratteristiche meccaniche per il materiale di riempimento

Anche in questo caso si vuole valutare l'effetto che hanno prodotto le modifiche introdotte nel restauro del 1985. Per fare ciò si considerano le due situazioni di carico a cui è soggetta la volta e descritte precedentemente:

- Caso A: caso pre-intervento del 1985. Il materiale di riempimento ha un angolo di attrito interno di 37° ed un peso specifico di 15 kN/m³;
- Caso B: caso post-intervento del 1985. Il materiale di riempimento ha un angolo di attrito interno di 5° ed un peso specifico di 10 kN/m³.

Per la definizione del moltiplicatore di collasso del carico accidentale si sono considerati due punti di controllo, dai quali si sono ottenuti gli spostamenti verticali ed orizzontali in funzione del carico assegnato. Tali punti sono il nodo posto in chiave all'intradosso della volta, nodo 1779, ed il nodo posto in una vela all'intradosso a circa 1 m dal bordo perimetrale della volta, nodo 1786.

Le analisi eseguite riguardano:

- Influenza del tipo di materiale di riempimento;
- Influenza dei frenelli;

Influenza del tipo di materiale di riempimento

In questa fase si effettua un'analisi incrementale non lineare ai carichi verticali nelle due situazioni di carico A e B.

Il modello è stato vincolato perimetralmente sui lati verticali impedendo la traslazione orizzontale sul piano xy e lasciando libera la traslazione verticale in z in modo da ricreare solo il confinamento offerto dalle spesse mura della torre maestra. Solo alle imposte si sono vincolate le tre direzioni di traslazione x, y e z.

Per quanto riguarda i carichi sono state considerate tre tipologie di azioni sulla volta:

- Peso proprio, attribuito mediante il comando *body force*;
- Pavimentazione, attribuito attraverso una pressione uniformemente distribuita in sommità ai frenelli ed al riempimento in direzione z;
- Carico accidentale, attribuito attraverso una pressione uniforme. Questo carico dipende dal moltiplicatore λ .

Si riportano i valori degli step di carico per i punti di controllo scelti ed il grafico degli incrementi di carico in funzione degli spostamenti verticali Tabella 15, Figura 192.

Step	$\varphi = 37$				$\varphi = 5$			
	λ	λQ	Spostamenti punti di controllo Δz [m]		λ	λQ	Spostamenti punti di controllo Δz [m]	
	[-]	[kN/m ²]	1779	1786	[-]	[kN/m ²]	1779	1786
1	0,00	0,00	0,0000	0,0000	0,00	0,00	0,0000	0,0000
2	1,92	5,76	0,0006	0,0006	1,83	5,49	0,0007	0,0006
3	3,21	9,64	0,0013	0,0013	3,16	9,48	0,0013	0,0013
4	4,81	14,42	0,0019	0,0019	3,67	11,01	0,0019	0,0020
5	4,04	12,12	0,0026	0,0027	3,77	11,31	0,0026	0,0027
6	3,89	11,67	0,0032	0,0033	3,71	11,14	0,0032	0,0033
7	3,80	11,41	0,0039	0,0040	3,66	10,98	0,0039	0,0040
8	3,78	11,33	0,0045	0,0046	3,70	11,11	0,0045	0,0046
9	3,80	11,39	0,0051	0,0052	3,74	11,23	0,0052	0,0053
10	3,84	11,53	0,0058	0,0059	3,76	11,28	0,0058	0,0059
11	3,87	11,61	0,0064	0,0065	3,80	11,40	0,0065	0,0066
12	3,88	11,63	0,0071	0,0071	3,81	11,44	0,0071	0,0072

Tabella 15: Influenza del tipo di materiale del riempimento. Valori dell'analisi incrementale.

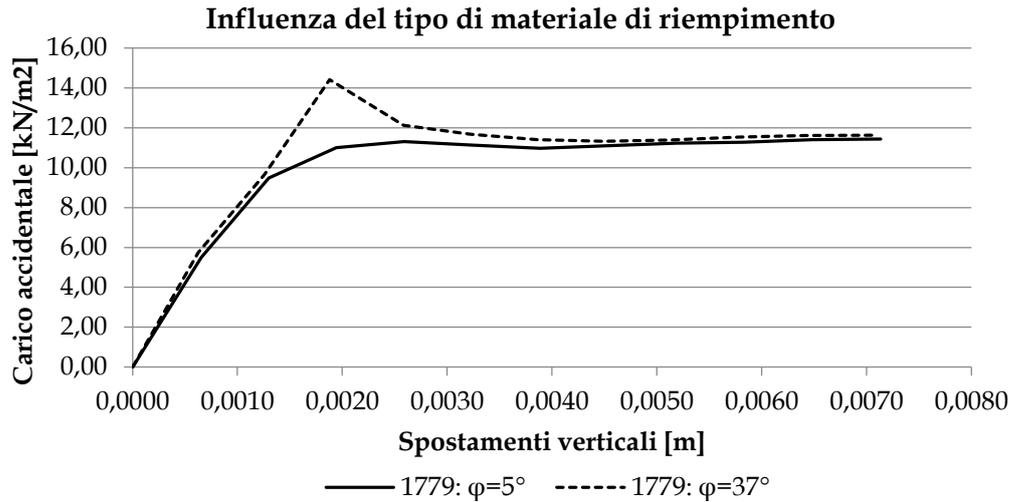


Figura 192: Influenza del tipo di materiale di riempimento. Curve carico-spostamento

Dal grafico si può notare che il tipo di riempimento non influenza il comportamento della volta fino al valore di carico di 9,5 kN/m². Nel caso di materiale con $\varphi = 37^\circ$ la curva raggiunge valori di carico di circa 14,5 kN/m² prima che la volta si fessuri, mentre nel caso di materiale con $\varphi = 5^\circ$ il danneggiamento inizia già a 9,5 kN/m². I risultati sono in accordo con quanto ottenuto nello studio della doppia volta a crociera della Torre Fornasini.

Un materiale con angolo di attrito alto offre come ovvio una resistenza ai carichi verticali maggiore rispetto ad un materiale con angolo di attrito basso. In Figura 193 viene riportato lo stato di fessurazione ottenuto dall'analisi, per un angolo di attrito interno del riempimento $\varphi = 37^\circ$.

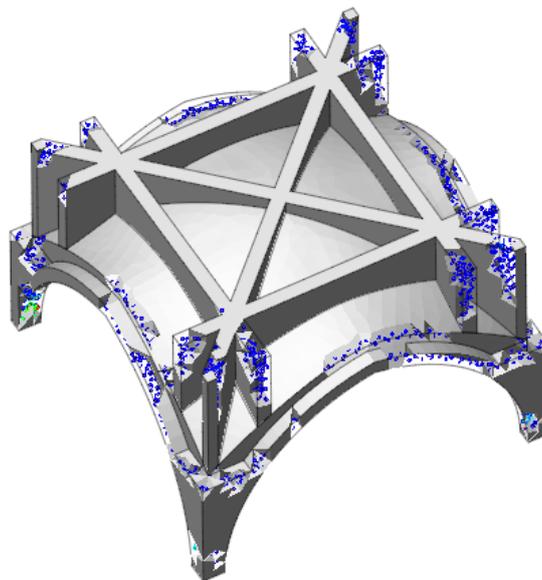


Figura 193: Stato di fessurazione ottenuto dall'analisi incrementale con il riempimento con $\varphi = 37^\circ$

Influenza dei frenelli

In questo caso l'analisi incrementale non lineare ai carichi verticali è utilizzata per valutare l'influenza che esercitano i frenelli sulla resistenza della volta. A questo scopo si confrontano due casi:

- Caso 1, con frenelli, le caratteristiche meccaniche sono le stesse della muratura;
- Caso 2, senza frenelli.

In entrambi i casi il riempimento ha un comportamento alla Mohr-Coulomb con un angolo di attrito interno $\varphi = 37^\circ$. In questo caso la volta viene studiata senza la presenza degli archi perimetrali. Essa viene vincolata alla traslazione in x, y e z alle imposte. I carichi sono gli stessi descritti nel caso precedente. Si riporta il grafico degli incrementi di carico in funzione degli spostamenti verticali del punto di controllo posto in chiave Figura 194.

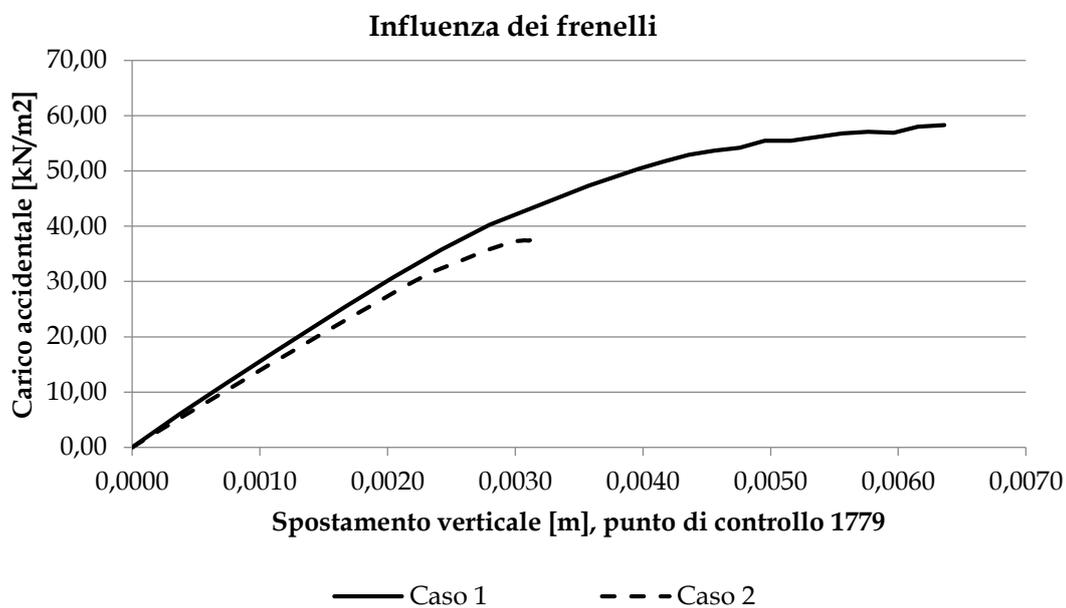


Figura 194: Influenza dei frenelli, punto di controllo in chiave

Si osserva come la presenza dei frenelli "collaboranti" aumenta leggermente la rigidità della volta, aumentando la pendenza in campo elastico della curva carico-spostamento. Inoltre il carico di collasso nel caso dei frenelli collaboranti aumenta di quasi il 50% rispetto al caso privo di frenelli.

Nelle Figure 15 e 16 è illustrato il quadro fessurativo della volta rispettivamente in presenza (caso1) e in assenza (caso 2) dei frenelli collaboranti. Anche i frenelli si danneggiano nei punti di connessione con la volta, indicando una concentrazione di sollecitazioni in queste zone.

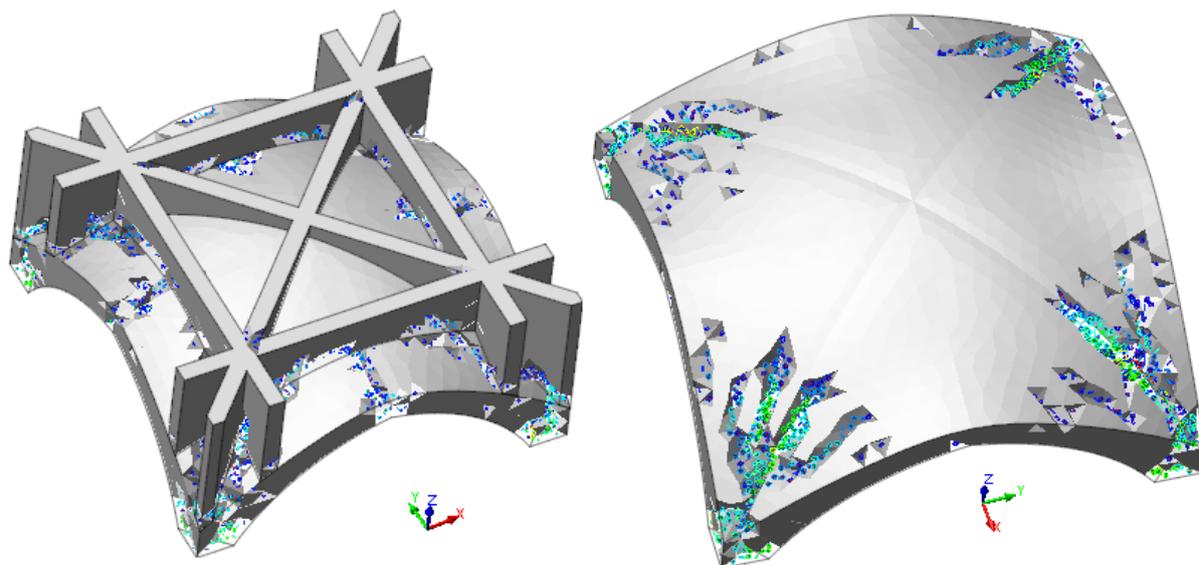


Figura 195: da sinistra, vista assonometrica della volta fessurata (Caso 1),(Caso 2)

CONCLUSIONI

Le analisi svolte consentono di esprimere un giudizio sugli interventi realizzati nel recente passato. Come già descritto in (Milani, et al., 2009), anche per la volta di Giulio II il riempimento influisce sulla determinazione del carico limite ed in particolare la riduzione del peso specifico non è sinonimo di miglioramento. Nelle analisi sono state valutate diverse ipotesi per la geometria strutturale estradossale in quanto non è stato possibile effettuarne il rilievo. I risultati ottenuti sono da considerarsi preliminari in quanto numerose sono le cause che hanno portato al crollo parziale della struttura voltata, tuttavia si osserva una buona accordanza tra i crack pattern e lo stato di danneggiamento osservato in sito.

CAPITOLO 5

PALAZZO NASELLI CRISPI

ANALISI STORICA

Palazzo Naselli-Crispi si trova in via Borgo dei Leoni (poi del Gesù), è stato costruito per Giuliano Naselli canonico della cattedrale e protonotario apostolico a Roma, Figura 196 e Figura 197. Il palazzo è stato costruito come parte dell'ampliamento della città voluto dal duca Ercole I d'Este, progettato da Biagio Rossetti, e conosciuto come il nome di "addizione erculea". La costruzione inizia intorno ai primi trenta anni del 1500 e termina nel 1537, il progetto è attribuito a Girolamo da Carpi, discepolo di Garofalo (1501-1556), (Mattei, 2013; Di Francesco, 1988; Piso, 1987).

L'edificio presenta importanti novità nell'architettura rinascimentale a Ferrara. Fino ad allora la caratteristica principale degli edifici di Ferrara, in particolare quelli dei Duchi d'Este, è stato il mattone a faccia vista; le facciate degli edifici, non erano protette da intonaco, in molti casi, dipinte con colori vivaci, ma i mattoni erano esposti.



Figura 196: Mappa della città di Ferrara, Andrea Bolzoni 1741



Figura 197: Facciata di Palazzo Naselli Crispi

Girolamo da Carpi ha reinterpretato un modello visto e utilizzato in altre città che richiama le opere di Raffaello e Antonio da Sangallo. Ha scelto diversi materiali: mattoni, pietre di diversa natura e qualità e boiaccia. La facciata è contraddistinta da un rivestimento di mattoni su cui emergono le componenti decorative: cantonale, portale, cornici, mensole, trabeazioni, ecc., in pietra d'Istria e di Verona; i cantonali ed il portale costituiti da conci di diversa dimensione, alternati in pietra bianca e rosa di Verona, segnano idealmente la chiusura della compagine architettonica e l'asse di simmetria. Inoltre la pietra arenaria è utilizzata per alcuni elementi delle finestre del cortile, Figura 198 , mentre lo stucco di gesso copre le parti non di pietra (cornici, pilastri, archi) e altri elementi decorativi.

Il palazzo divenne proprietà di Giovanni Maria Crispi nel 1571. I Crispi rimarranno proprietari del palazzo fino al 1865, a quel tempo l'edificio ha la forma esterna corrente.



Figura 198: Corte interna e torretta

In questi tre secoli, acquistano altre case vicine per ingrandire la proprietà, probabilmente in una di queste era già stata inglobata la torre, Figura 198, probabilmente più antica rispetto all'edificio rinascimentale. Furono svolti diversi interventi di restauro e modifiche del palazzo, se ne trovano tracce nell'archivio di stato.

La Banca Credito Romagnolo, lo acquistò nel 1915 con l'intento di farne la sede principale. A causa delle difficoltà nella realizzazione dei lavori di ristrutturazione e ai vincoli provvidenziali imposti dal sovrintendente alle belle arti nel 1920 la banca fa accordi con il Consorzio Idraulico della Grande Bonificazione Ferrarese per la vendita del fabbricato. Dal 1920 al '25 il Consorzio ha fatto alcune opere di "ristrutturazione" e ha realizzato un corpo aggiunto collocato all'esistente sul lato nord, *l'intenzione* del Consorzio è di fare quest'ultimo con *una intonazione artistica consona all'edificio esistente ma non già ripetitiva*.

I lavori promossi da Consorzio vanno dal 1920 al '25; altri restauri hanno riguardato la facciata su Borgo dei Leoni, quelle nel cortile interno e l'atrio d'ingresso nel 1985-1987; mentre nel 2010 si è proceduto con il restauro della torre.

Il Palazzo oggi è sede del Consorzio di Bonifica Pianura di Ferrara.

DESCRIZIONE DEL PALAZZO

Il complesso immobiliare è formato da due corpi di fabbrica, un principale, prospiciente via borgo dei Leoni (A), ed uno secondario verso via Laurenti (B) costruito nei primi decenni del novecento.

L'edificio principale è a corte, quest'ultima è preceduta da una loggia con tre aperture e volta in muratura e si chiude con un vestibolo del tutto simile a quello su via Borgo dei Leoni, prospiciente l'area scoperta antistante il corpo novecentesco, quest'ultimo è attestato sul lato sud del lotto. I due corpi sono collegati tra di loro sul lato sinistro del complesso immobiliare. I collegamenti verticali sono assicurati dalla scala monumentale, non coeva al corpo storico bensì realizzata negli anni 20 del 1900, dopo la demolizione di quella originale posta nel lato sud e da una scala moderna inserita in un ambito tra il corpo storico e quello novecentesco che collega il piano primo con il secondo, tra il terra ed il primo vi è una rampa di scale costruita precedentemente.

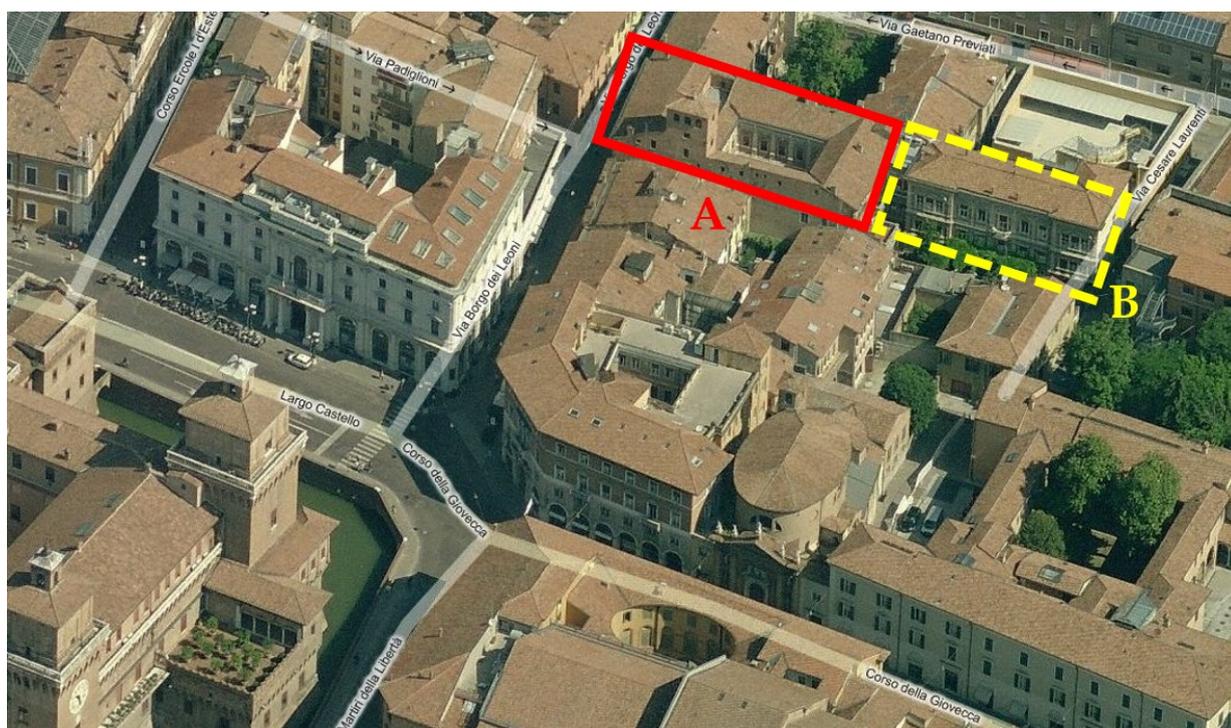


Figura 199: Identificazione dei corpi di fabbrica

Capitolo 5 – PALAZZO NASELLI CRISPI

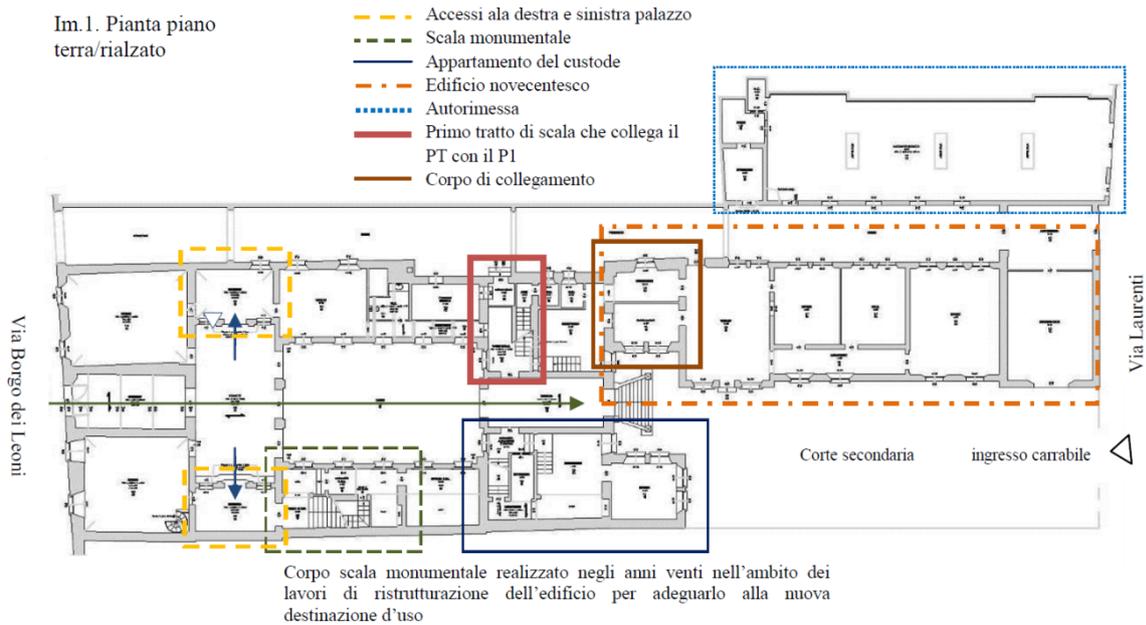


Figura 200: Pianta piano terra rialzato

In particolare il corpo A si compone dei livelli:

- Piano Interrato: 2m sotto il piano campagna realizzato in muratura piena e malta di calce, i solai sono volte a botte in mattoni, l'interpiano è di circa 2,6m;
- Piano Rialzato: è caratterizzato dalla presenza di una corte interna, la quota di interpiano è di circa 5,5m. La struttura portante è in mattoni pieni e malta di buona qualità, i solai sono realizzati con volte a botte o padiglione in muratura. Sul lato sud rispetto alla corte centrale vi è una scala monumentale che collega il piano rialzato con il piano secondo;
- Piano Secondo: la struttura portante è in mattoni pieni e malta di buona qualità, si osserva la presenza di una diffusa controsoffittatura di arella in molti locali affrescata. Il solaio è realizzato con orditure lignee a sostegno dell'arellato;



Figura 201: Sala dei presidenti



Figura 202: Sala del consiglio



Figura 203: Decorazione pittorica dell'arellato di copertura della sala del Comitato

- Piano Terzo – Sottotetto: la copertura realizzata con mattonelle in laterizio e travetti lignei appoggiati su capriate, il manto di copertura è in coppi di laterizio. Il piano terzo è caratterizzato dal vano scala che permette di salire alla torretta, un terrazzo e una locale con solaio in volta di mattoni a padiglione;



Figura 204: Locale di sottotetto

- Torretta: si eleva di circa 7,7m rispetto al livello tre, realizzata completamente in muratura di mattoni presenta due orizzontamenti di solaio lignei, la copertura è a quattro falde con struttura portante realizzata in capriate lignee.



Figura 205: Torretta svettante



Figura 206: Solaio di copertura della torretta

Il Corpo B, identificato in Figura 199, si compone di 3 livelli. La struttura portante è in muratura portante in mattoni pieni e malta bastarda, in corrispondenza dei solai vi sono cordoli in calcestruzzo. I solai hanno uno spessore medio di 25 cm costituiti da intonaco 2 cm all'intradosso, putrelle in acciaio HEA160 con interasse 1m e volterrane con sottofondo in cemento 6 cm, pavimento 1cm. La copertura è realizzata con mattonelle in laterizio e travetti lignei appoggiati su capriate, il manto di copertura è in coppi di laterizio.

MATERIALI

Muratura

Si descrivono le caratteristiche della muratura al fine di stimare correttamente la sua resistenza sotto azioni statiche e dinamiche. Una prima analisi visiva ha consentito di identificare tre diverse tipologie. La muratura dell'unità cinquecentesca è caratterizzata da mattoni pieni e malta di calce, in buono stato di conservazione, con tessitura regolare, diatoni e buon ammorsamento fra i maschi. Alcune murature del piano terra presentano spessori considerevoli, si è quindi indagata la presenza di murature a sacco, ma l'esito è stato negativo. Nello spessore la muratura presenta una consistenza uniforme ma non si hanno informazioni precise sulla sua tessitura. La torretta svettante rispetto al resto del palazzo presenta invece una muratura con qualità decisamente inferiore. La malta si presenta degradata oltre che costituita da leganti poveri.

Le murature che compongono l'unità novecentesca godono di migliore qualità grazie a malte con presenza di cemento e uno stato di degrado ambientale piuttosto basso.

Il livello di conoscenza è stato approfondito con prove svolte in sito e in laboratorio i cui risultati sono riportati nella relazione *1.5.2 – Indagini Specialistiche sulle Strutture*. Riporto un

personale commento sintetico dei risultati ottenuti anche alla luce delle indicazioni fornite dall'NTC 2008.

Resistenza a taglio

Le indagini svolte per determinare le caratteristiche della malta sono:

- Indagini visive;
- Prove penetrometriche sui giunti di malta;
- Prova di taglio in situ;
- Prove meccaniche su campioni di malta;
- Prove di compressione diagonale.

La resistenza a taglio delle murature dipende in modo sostanziale dalla qualità della malta.

Le indagini svolte fanno riferimento ad una zona ben determinata del palazzo ovvero i locali interrati e un maschio murario della torretta. Le profondità di indagini risultano superficiali se raffrontate allo spessore dei maschi murari, nella Circolare §C8A.1.A.3 viene riportato che *la caratterizzazione delle malte prelevate in situ deve avvenire ad almeno 5-6 cm di profondità nello spessore murario*. Le zone superficiali risultano maggiormente esposte alle azioni di degrado quali la carbonatazione, rimaneggiamenti dell'intonaco di finitura e i cicli di bagna asciuga generati dall'umidità di risalita che accumulano sali nelle malte. Consapevoli della difficoltà di acquisire una mappatura precisa ed estesa dello stato di conservazione delle malte si ritiene una scelta conservativa non assumere nessun parametro migliorativo per le murature che compongono la costruzione originale del XVI secolo.

L'addizione risalente agli anni 30 presenta invece malte bastarde con un maggiore tenore di cemento, che consente di adottare con più fiducia un coefficiente migliorativo per malta di buone caratteristiche.

Resistenza a compressione

Le prove sperimentali svolte mettono in evidenza una eccellente resistenza a compressione del mattone inoltre si osserva che la resistenza a compressione della muratura ottenuta con le prove di martinetto piatto doppio, Tabella 16, è direttamente confrontabile con quella stimata con le indicazioni della normativa.

Indagine	Tensione di rottura
	[N/cm ²]
ID 02	267
ID 05	227

Tabella 16: resistenza a compressione della muratura misurata in situ con martinetti piatti

Fattore di confidenza

Si procede quindi alla definizione del Fattore di Confidenza. La sua definizione è il risultato delle indagini svolte su numerosi aspetti che trovano piena descrizione solo nella lettura d’insieme del progetto definitivo.

Nella Tabella 4.1 (Linee Guida, 2011) sono definiti, per i diversi aspetti della conoscenza, dei livelli di approfondimento a cui corrispondono fattori parziali di confidenza.

Rilievo geometrico	identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	Proprietà meccaniche dei materiali	Terreno e fondazioni
rilievo geometrico completo $F_{C1} = 0.05$	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche) $F_{C2} = 0.12$	parametri meccanici desunti da dati già disponibili $F_{C3} = 0.12$	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d’informazioni sulle fondazioni $F_{C4} = 0.06$
rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi $F_{C1} = 0$	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche) $F_{C2} = 0.06$	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali $F_{C3} = 0.06$	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni $F_{C4} = 0.03$
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche) $F_{C2} = 0$	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali $F_{C3} = 0$	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni $F_{C4} = 0$

Figura 207: Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza.

Definito quindi il livello di confidenza si determina il fattore di confidenza:

$$\begin{array}{cccc}
 F_{C1} & F_{C2} & F_{C3} & F_{C4} \\
 \hline
 0 & 0,06 & 0,06 & 0,03
 \end{array}$$

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} = 1,15$$

Con riferimento alle Tabelle C8A.1.1 /C8A.2.1 (NTC, GU n.29 04/02/2008), considerando che i modelli di capacità della muratura tengono conto del suo comportamento non lineare Paragrafo C8.7.1.5 (Circolare 617, 2009), si definiscono i parametri meccanici per le murature:

Muratura	Coeff.	E	G	f_m	τ_0	w
	Corettivi					
	Tab. C8A.2.2	[MPa]	[MPa]	[N/cm ²]	[N/cm ²]	[kN/m ³]
Mattoni pieni e malta di calce / cinquecento	Nessuno	1500	500	278	6,6	18
Mattoni pieni e malta di calce / torretta	Rigidità fessurata	750	250	278	6,6	18
Mattoni pieni e malta di calce /novecento	Malta buona	2250	750	417	9,9	18

Figura 208: Parametri meccanici assunti nelle analisi

Calcestruzzo

Manufatti in calcestruzzo armato sono presenti solo nell'unità novecentesca. Sulla sommità delle murature portanti vi sono cordoli in calcestruzzo armato. I solai sono realizzati con putrelle e volterranee sulle quali è stata realizzata una cappa di calcestruzzo. Le indagini svolte hanno permesso di determinare l'armatura dei cordoli, Figura 209.



Figura 209: Indagini dell'armatura dei cordoli

Per dare una stima della resistenza a compressione del calcestruzzo ci si è affidati alle indicazioni presenti negli atti di convegno "Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica edifici esistenti in cemento armato" Roma Maggio 2008. Si assume per il calcestruzzo una classe di resistenza C8/10.

Le armature rilevate nei cordoli sono:

- Longitudinale: 4 ferri $\phi 16$;
- Armatura a taglio: 2 $\phi 5$ intrecciati;

Legno

Le orditure lignee primarie sono costituite da travi con dimensioni qualità e tipologia non omogenee. La classificazione degli elementi, al fine di svolgerne le verifiche statiche, procederà con l'obiettivo di definire un numero discreto di tipologie a cui associare gli elementi in opera. Nei casi in cui sono mancanti elementi per la determinazione della corretta classe di

resistenza si sceglie la classe inferiore così da garantire un adeguato margine di sicurezza nelle analisi.

Molti elementi presentano situazioni di forte degrado localizzato, in taluni casi, ove è stato possibile misurare, è stata considerata nei calcoli la sezione efficace (come riportato nella UNI 11119). Nelle diverse Aree di copertura le orditure primarie lignee sono prevalentemente realizzate con *travi ottenute da tronco mediante squadratura, continua dal calcio alla punta su quattro facce a spessore costante con smussi e contenete il midollo*, secondo le indicazioni della UNI 11035-3. La norma riporta che per la classificazione è indispensabile la visibilità e accessibilità dell'elemento ad almeno tre facce e a una delle teste. Non sempre è stato possibile esaminare una testa quindi indagare la presenza di cipollature o la determinazione dell'ampiezza degli anelli. La classificazione non ha quindi rispettato appieno le indicazioni della UNI 11035-3, ulteriori considerazioni saranno possibili durante le fasi di cantiere. Se l'esame più accurato delle sezioni trasversali, durante il cantiere, mettesse in luce la non congruità con la presente classificazione si dovrà provvedere ad una nuova classificazione degli elementi. La specie legnosa considerata è l'Abete Rosso.

Regola per la classificazione a vista secondo la resistenza degli elementi lignei di Conifera corrispondenti alla definizione "Conifere Uso Fiume" del prospetto 1

Conifere Uso Fiume	
Criteria per la classificazione	Categoria unica
	UFS/A
Smussi ¹⁾	$s \leq 9/10$
Nodi singoli ²⁾	$A \leq 2/5$ e comunque $d < 70$ mm
Ampiezza anelli	< 6 mm
Inclinazione fibratura	$\leq 1:8$ (12,5%)
Fessurazioni: - da ritiro - cipollatura - da fulmine, gelo, lesioni	Ammesse. Se passanti ammesse con limitazioni ³⁾ Ammesse con limitazioni ⁴⁾ Non ammesse
Degrado da funghi: - azzurramento - carie bruna e bianca	Ammessi Non ammesse
Midollo eccentrico	$< 20\%$ ⁵⁾
Differenza lato maggiore - lato minore	< 2 cm
Legno di compressione	Fino a 2/5 della sezione
Attacchi di insetti	Ammessi con limitazioni ⁶⁾
Vischio	Non ammesso
Deformazioni: - Arcatura - Falcaura - Svergolamento	10 mm ogni 2 m di lunghezza 8 mm ogni 2 m di lunghezza 1 mm ogni 25 mm di lunghezza
Rastremazione	Non ammessa
1)	s è espresso come rapporto tra la proiezione dello stesso smusso su un lato e la sua dimensione.
2)	Si considera il nodo più grande dell'elemento ligneo, e il rapporto A fra il suo diametro minimo d e il lato del quadrilatero circoscritto alla sezione su cui tale diametro viene misurato. Per i nodi sullo smusso si calcola il rapporto A fra il diametro minimo d e il lato minore del quadrilatero circoscritto alla sezione.
3)	Fessurazioni passanti ammesse solo alle estremità, per una lunghezza non maggiore della larghezza dell'elemento ligneo.
4)	Generalmente non ammessa; soltanto per Abete la cipollatura visibile o probabile è ammessa se $r_{max} < b/3$ ed $e < b/6$, dove: r_{max} è il raggio massimo della cipollatura; b è il lato minore della sezione;
5)	e è l'eccentricità, cioè la distanza massima del midollo rispetto al centro geometrico della sezione.
6)	Il midollo eccentrico è espresso come rapporto percentuale tra l'eccentricità e e il lato maggiore del quadrilatero circoscritto alla sezione.
6)	Ammessi solo fori con alone nerastro, oppure fori rotondi, senza alone nerastro, di diametro compreso tra 1,5 e 2,5 mm (di Anobidi), purché l'attacco sia sicuramente esaurito, per un max. di 10 fori, distribuiti uniformemente, per metro di lunghezza (somma di tutte e quattro le facce).

Figura 210: Regole per la classificazione a vista Conifere uso Fiume

Le orditure secondarie sono talvolta realizzate con travi uso Fiume e talvolta con travi fuori cuore, classificate secondo le indicazioni della UNI 11119.

Valori caratteristici raggruppati nei Profili resistenti per i tipi di legname considerati nella presente norma

Proprietà		Abete	Abete
		Uso Fiume	Uso Trieste ¹⁾
Categorie resistenti		UFS/A	UTS/A
Flessione (5-percentile) N/mm ²	$f_{m,k}$	28	28
Trazione parallela alla fibratura (5-percentile), N/mm ²	$f_{t,0,k}$	16,8	11
Trazione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), N/mm ²	$f_{t,90,k}$	0,5	0,5
Compressione parallela alla fibratura (5-percentile), N/mm ²	$f_{c,0,k}$	22,4	18
Compressione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), N/mm ²	$f_{c,90,k}$	2,6	2,2
Taglio (5-percentile), N/mm ²	$f_{v,k}$	4	3,4
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (medio), kN/mm ²	$E_{0,mean}$	10,8	8,7
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (5-percentile), kN/mm ²	$E_{0,05}$	7,2	5,8
Modulo di elasticità perpendicolare alla fibratura (medio), kN/mm ²	$E_{90,mean}$	0,4	0,3
Modulo di taglio (medio), kN/mm ²	G_{mean}	0,7	0,5
Massa volumica (5-percentile), kg/m ³	ρ_k	380	365
Massa volumica (media), kg/m ³	ρ_{mean}	455	435
Corrispondenza con le Classi di resistenza della UNI EN 338		C24	C18
1) Per l'Uso Trieste i valori caratteristici indicati nel prospetto sono riferibili alla sezione nominale in base alla quale essi sono stati ricavati.			

Figura 211: Valori caratteristici delle tensioni per Abete uso Fiume e uso Trieste

prospetto 1 Regole di classificazione per elementi strutturali lignei in opera

CARATTERISTICA		CATEGORIA IN OPERA		
		I	II	III
Smussi		≤1/8	≤1/5	≤1/3
Lesioni varie Cretti da gelo Cipollature		assenti	assenti	ammissibili, purché in misura limitata
Nodi singoli		≤1/5 ≤50 mm	≤1/3 ≤70 mm	≤1/2
Gruppi di nodi		≤2/5	≤2/3	≤3/4
Inclinazione della fibratura (pendenza %)	in sezione radiale	≤1/14 (~7%)	≤1/8 (~12%)	≤1/5 (20%)
	in sezione tangenziale	≤1/10 (10%)	≤1/5 (20%)	≤1/3 (~33%)
Fessurazioni radiali da ritiro		ammissibili, purché non passanti		

Figura 212: Classificazione elementi lignei secondari

Come indicato al Paragrafo 11.7.2 (NTC, GU n.29 04/02/2008) per la definizione delle classi di resistenza di un elemento ligneo di provenienza italiana si può fare riferimento alla UNI 11035:2003 parti 1 e 2, Figura 213.

Proprietà	Abete/Italia		Pino laricio/Italia			Larice/Nord Italia			Douglasia/Italia		Altre conifere/Italia			Castagno/Italia	Querce caducifoglie/Italia	Pioppo e Ontano/Italia	Altre latifoglie/Italia
	S1	S2	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2/S3	S1	S2	S3	S	S	S	S
Corrispondenza con le Classi di resistenza della UNI EN 338		C24	C40	C22	C14		C22	C18	C35	C22				D24			
Categorie resistenti																	
Flessione (5-percentile), N/mm ²	f _{m,k}	25	40	22	15		23	18	35	22	33	26	22	28	42	26	27
Trazione parallela alla fibratura (5-percentile), N/mm ²	f _{t,0,k}	15	24	13	9		14	11	21	13	20	16	13	17	25	16	16
Trazione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), N/mm ²	f _{t,90,k}	0,4	0,4	0,4	0,4		0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,6	0,6	0,6	0,6
Compressione parallela alla fibratura (5-percentile), N/mm ²	f _{c,0,k}	21	26	20	17		20	18	25	20	24	22	20	22	27	22	22
Compressione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), N/mm ²	f _{c,90,k}	2,6	3,2	3,0	3,0		3,6	3,6	3,2	2,9	3,7	3,7	3,7	7,3	11	6,3	7,7
Taglio (5-percentile), N/mm ²	f _{v,k}	4,0	4,0	3,8	3,0		3,8	3,4	4,0	3,8	4,0	4,0	3,8	4,0	4,0	2,7	4,0
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (medio), kN/mm ²	E _{0,mean}	11,8	15	12	11		12,5	11,5	15,8	13	12,3	11,4	10,5	12,5	12,0	8,0	11,5
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (5-percentile), kN/mm ²	E _{0,05}	7,9	10	8,0	7,4		8,4	7,7	11	8,7	8,2	7,6	7,0	10,5	10,1	6,7	9,7
Modulo di elasticità perpendicolare alla fibratura (medio), kN/mm ²	E _{90,mean}	0,39	0,50	0,40	0,37		0,42	0,38	0,53	0,43	0,41	0,38	0,35	0,83	0,80	0,53	0,77
Modulo di taglio (medio), kN/mm ²	G _{mean}	0,74	0,94	0,75	0,69		0,78	0,72	0,99	0,81	0,77	0,71	0,66	0,78	0,75	0,50	0,72
Massa volumica (5-percentile), kg/m ³	ρ _k	375	455	425	430		510	520	450	415	530	530	530	485	760	420	515
Massa volumica (media), kg/m ³	ρ _{mean}	450	550	520	520		610	620	540	500	575	575	575	580	825	460	560

Figura 213: Valori caratteristici di resistenza e modulo elastico

Anche per le strutture secondarie sono presenti degradi localizzati causati da insetti, muffe e umidità. Le fessure presenti sia negli elementi primari che secondari sono state tutte catalogate come fisiologiche da ritiro, si è esclusa la presenza di fratture dovute a gelo, fulmini o per eccessivo carico. Non si sono rilevate fessure passanti tali da imporre una riduzione della sezione resistente.

STATO DI DANNO

Il complesso ha subito diversi danni a seguito dell'evento sismico del maggio 2012. Si riporta una descrizione sintetica dei principali.

Nel Palazzo Naselli Crispi vi sono diversi solai realizzati con strutture voltate, i danni maggiori sono stati riportati dalla volta a botte lunettata del portico di ingresso. Si osservano sulla superficie intradossale lesioni della muratura e distacchi di intonaco, Figura 214.

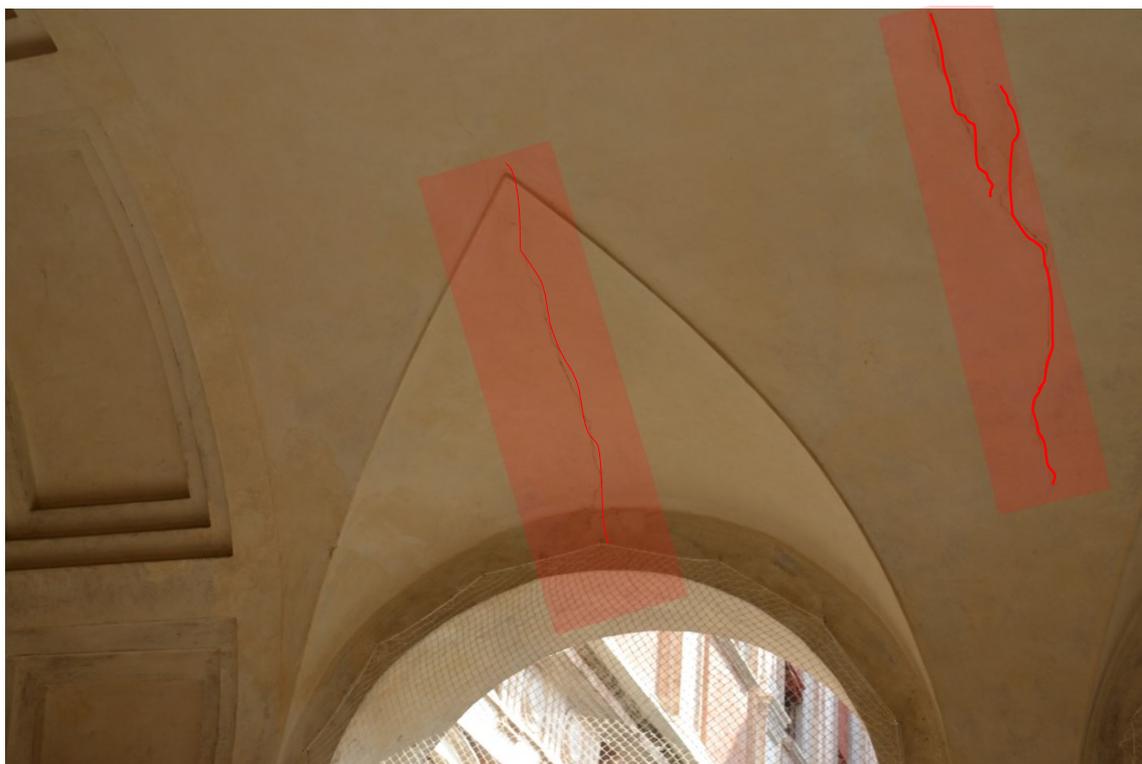


Figura 214: Alcune lesioni presenti nella volta a botte lunettata del portico

Al primo livello si osservano lesioni verticali sulle murature della corte centrale, infatti è assente un solai di sottotetto e tali murature hanno una notevole snellezza. Anche le murature della facciata principale, in corrispondenza della sala dei presidenti al secondo livello, evidenzia dei distacchi.

Gli arellati affrescati presenti al secondo livello del corpo A sono danneggiati, in particolare modo nella stanza del consiglio, sala dei presidenti e nella scala monumentale, Figura 215 e Figura 216. La torretta svettante dalla porzione cinquecentesca è l'elemento che ha subito maggiori danni, infatti si osserva uno stato di fessurazione diffuso, il punzonamento della muratura in corrispondenza di alcuni capochiave e l'incipiente ribaltamento dei cantonali.



Figura 215: Lesioni dell'arellato nella sala del consiglio



Figura 216: Danneggiamento dell'arellato scala monumentale



Figura 217: Lesioni sui cantonali della torretta, foto scattata dal basso



Figura 218: Danneggiamento sopra le aperture

SEZIONE D-D
Scala 1:50

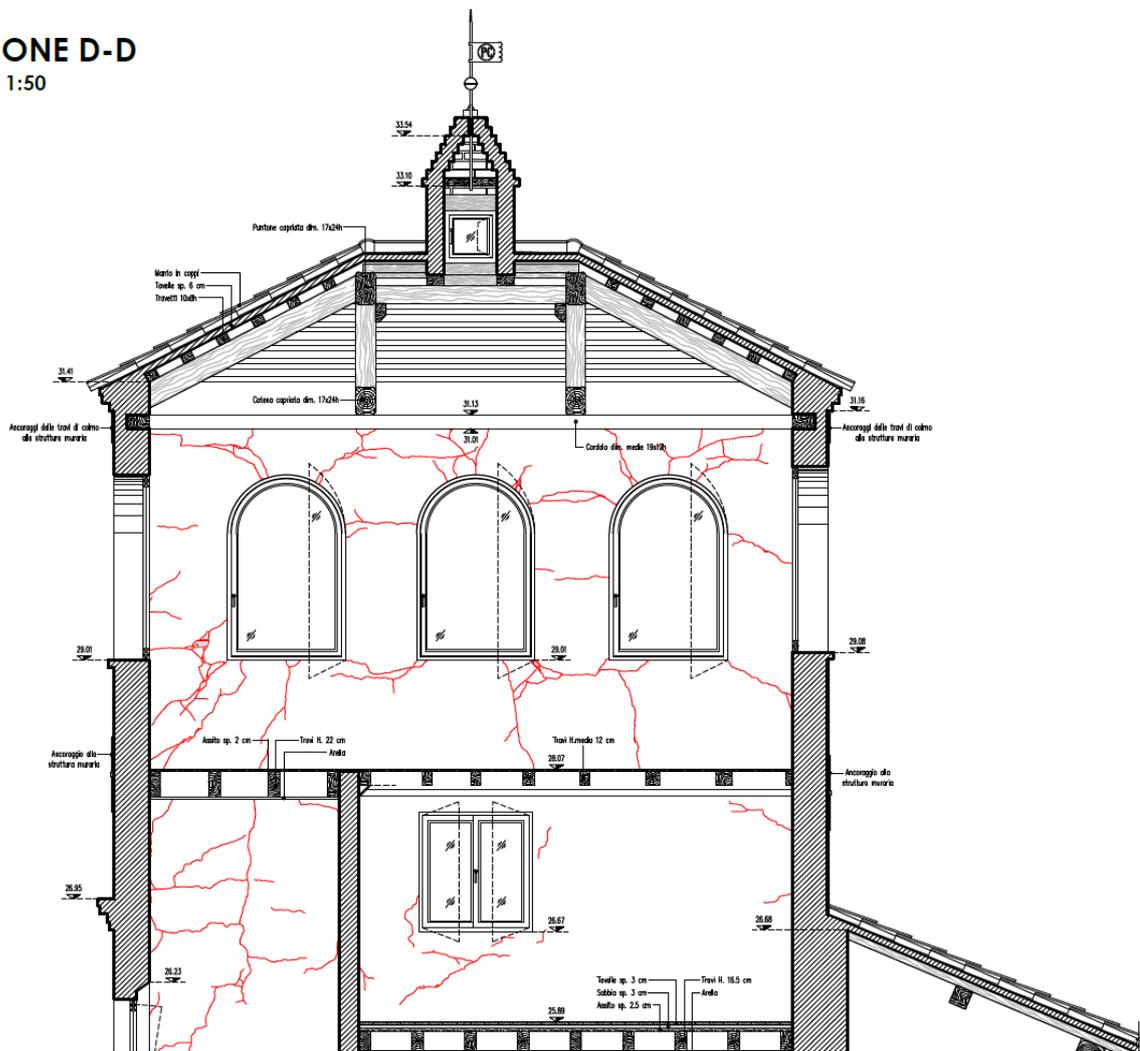


Figura 219: Quadro delle lesioni parete SUD - Ultimo livello della Torretta

STUDIO DELLA VOLTA A BOTTE DEL PORTICO

La volta a botte è uno tra i sistemi più semplici di copertura non piana, utilizzata per chiudere superfici di forma genericamente rettangolare, molto frequentemente storici.

Gli archi e le volte, costituiti da materiale resistente a compressione ma non a trazione, raggiungono il collasso quando, con l'incremento dei carichi gravanti, la curva delle pressioni risulta tangente in più punti ai profili esterni della geometria dando luogo a rotazioni localizzate tra i conci: si formano cioè delle cerniere in numero tale da generare un meccanismo di collasso. (Como, 2013). Al Paragrafo 4.5.2, (Circolare 617, 2009) è individuato un criterio per l'analisi delle volte a botte *“lo studio della volta a botte è riconducibile a quello di un arco di profondità unitaria il cui profilo corrisponde alla curva direttrice della volta.”*

È necessario scegliere il modello di arco più aderente alla realtà, poiché di primaria importanza risulta essere la sottostruttura, ossia gli elementi che portano le spinte dell'arco a terra. Per tale aspetto si possono considerare le indicazioni riportate al Paragrafo 4.5.1 (Circolare 617, 2009): *Si possono prevedere due possibili schemi strutturali:*

- *Schema ad arco, per arco insistente su imposte fisse;*
- *Schema arco-piedritto, detto schema a portale, per archi insistenti su piedritti.*

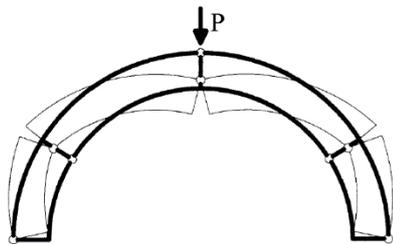


Figura 220: Arco insistente su imposte fisse

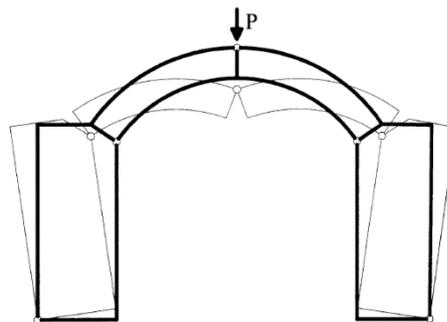


Figura 221: Arco insistente su piedritti

La volta del portico è a botte policentrica con lunette. E' sostenuta lungo il perimetro in buona parte da muratura continua di spessore elevato, in altri le lunette convogliano il carico su pilastri. La volta poggia quindi su sistemi resistenti verticali che offrono una diversa rigidezza alle azioni orizzontali. Le colonne in muratura sono l'elemento più vulnerabile in quanto hanno basse risorse per contrastare la spinta orizzontale della volta. Della volta è stata rilevata la geometria intradossale, inoltre indagini specialistiche ne hanno determinato lo spessore in quattro punti.

VOLTA A

In corrispondenza del foro 1 è stata individuata la presenza di una catena metallica avente sezione rettangolare pari a 8x50mm.

Si è quindi eseguito il foro 2, sempre in mezz'aria, ma al di fuori dell'arco che ha permesso di individuare la stratigrafia del solaio.

Il foro 3 è stato eseguito sullo stesso asse del foro 1, ad una distanza di 262 cm, in prossimità delle reni dell'arco: in tale punto è stata rilevata la presenza di solo mattone (al di là dell'intonaco pari a 1.5 cm).

Il foro 4 è stato eseguito sullo stesso asse del foro 1, ad una distanza di 132 cm e ha confermato quanto rilevato mediante il foro 2.

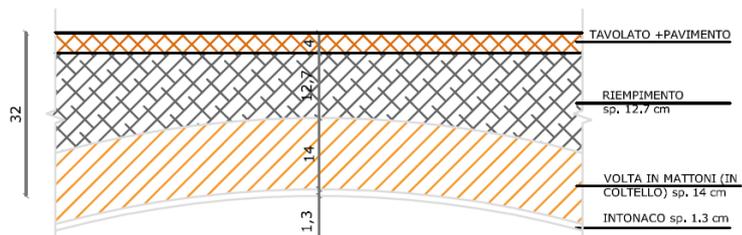
L'indagine 5 è stata eseguita sull'altro arco ed è consistita in un'indagine pachometrica volta ad individuare l'eventuale presenza di una catena: l'indagine ha fornito risultato positivo ovvero anche in corrispondenza di questo arco è presente una catena metallica posizionata a circa 6 cm dall'intradosso dell'arco.



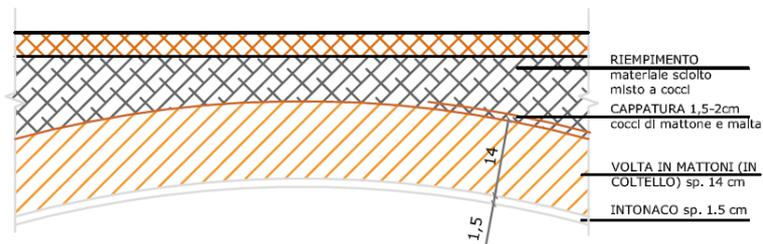
**FORO 1
CATENA METALLICA**
misure in mm



**FORO 2
PACCHETTO SOLAIO**
misure in cm



**FORO 4
PACCHETTO SOLAIO**
misure in cm



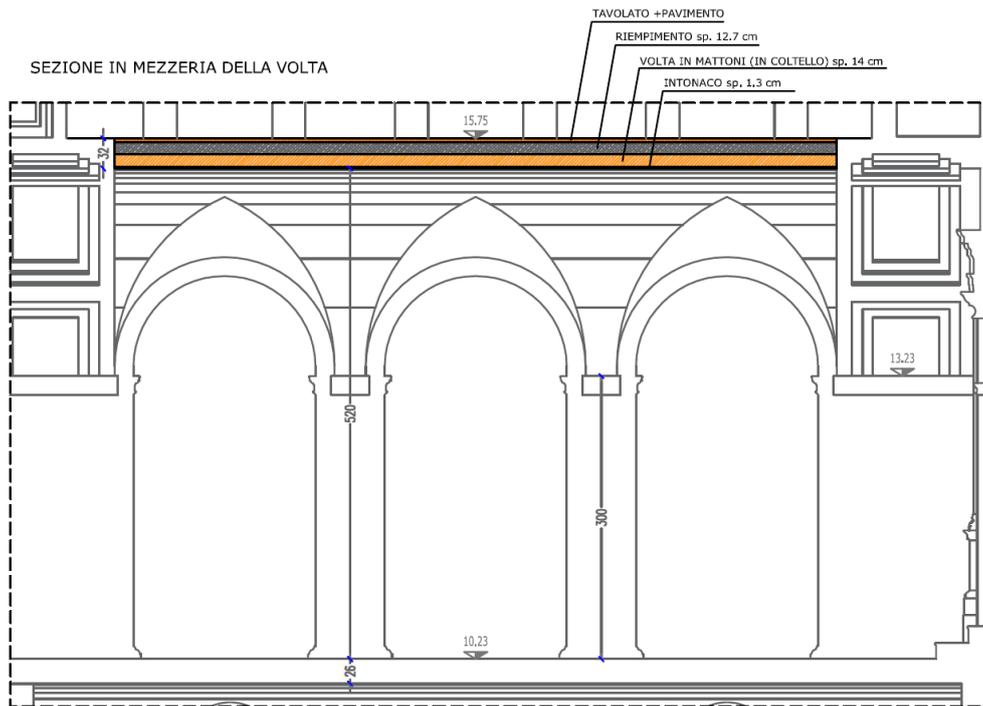


Figura 222: Rilievi strutturali della volta

Analisi statiche – arco insistente su imposte fisse

Si assume inizialmente l'ipotesi di arco su imposte fisse. Le analisi statiche verranno condotte considerando la volta discretizzata in archi paralleli, Figura 224. Per ogni arco è stata svolta un'analisi limite che consente l'individuazione del carico di collasso. Per brevità vengono riportati nel seguito soltanto i risultanti dell'arco 1 il quale è il maggiormente sollecitato. In Figura 223 è riportata la geometria dell'arco 1, la rappresentazione della catena esistente presentata in Figura 223 è puramente indicativa in quanto è stato possibile indagarne la posizione esatta solamente in chiave.

I carichi considerati sono:

Volta del portico			
Volta in mattoni	18	Riempimento	15
		Tavolato + pavimento	8
<hr/>		<hr/>	
G1 [kN/m ³]	18	G2 [kN/m ³]	23

Il carico accidentale considerato nelle analisi è:

$$Q = 3 \text{ kN/m}^2$$

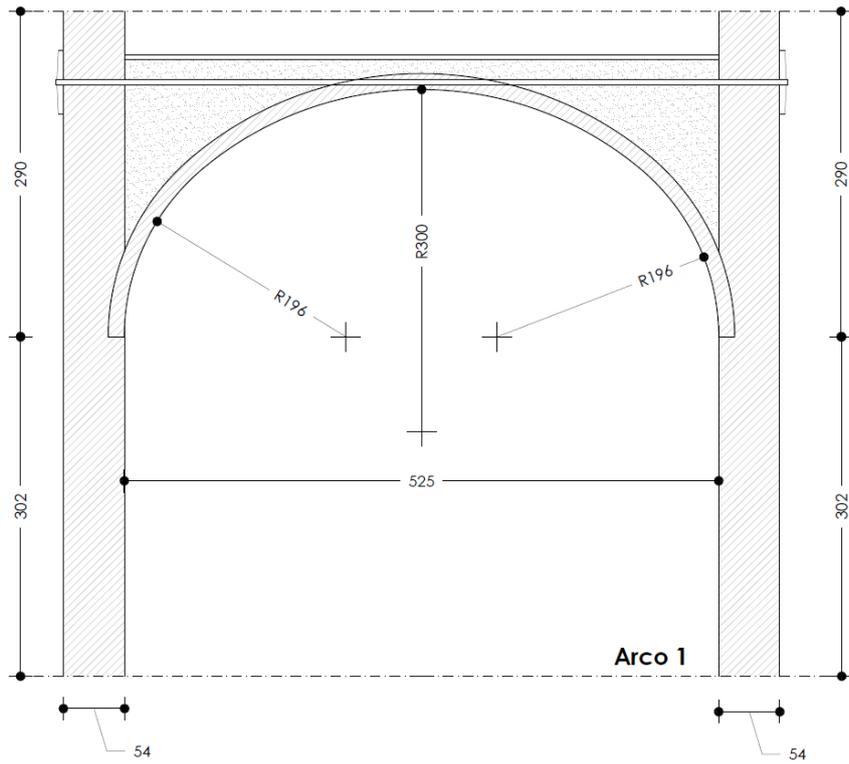


Figura 223: Geometria dell'arco 1

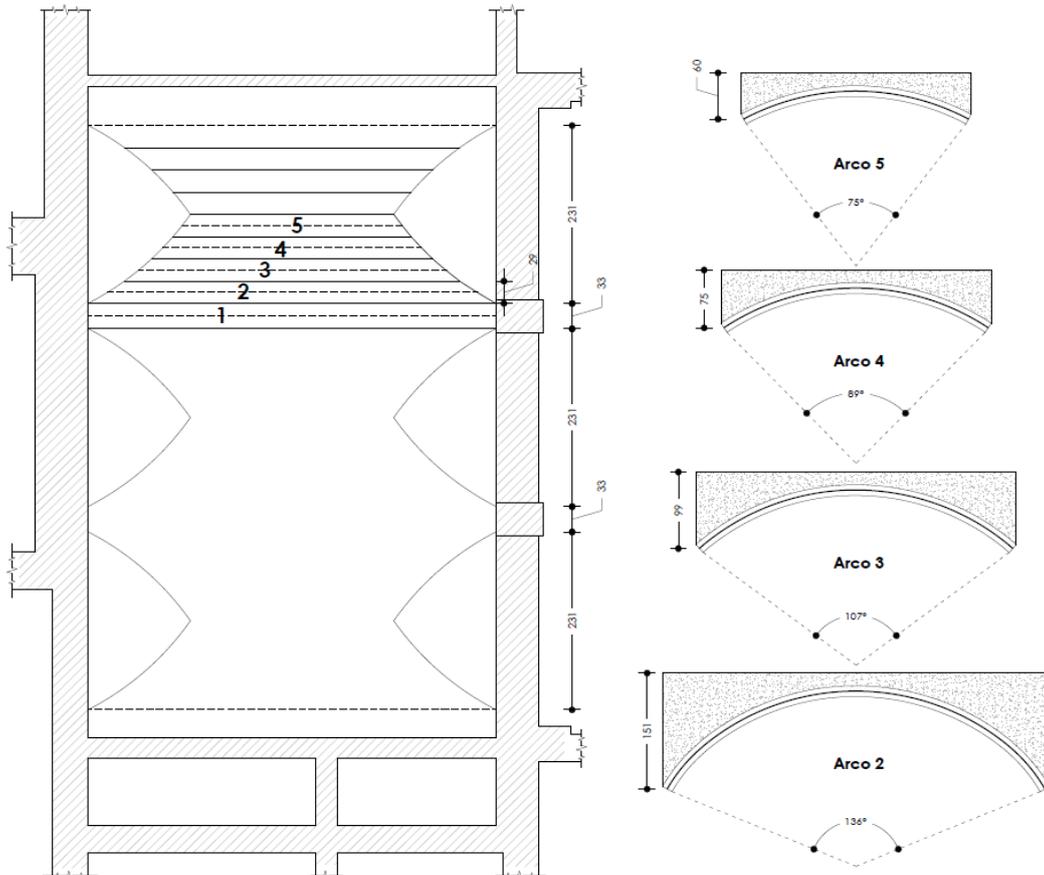


Figura 224: Pianta delle volta e geometria degli archi

Gli archi vengono analizzati utilizzando i programmi freeware:

- Arco – Prof. Piero Gelfi;
- ArchNURBS – (Chiozzi, et al., 2015);

Si considera il contributo di capacità portante offerto dal riempimento sotto forma di spinta orizzontale passiva, Figura 225. Per il riempimento vengono scelti i seguenti valori dell'angolo di resistenza al taglio e della coesione:

$$\varphi = 30^\circ$$

$$c = 0,02 \text{ MPa}$$

La tensione fornita dalla spinta passiva alla quota dei vari conci si determina con la seguente formula:

$$\sigma'_p = \sigma'_v K_p + 2c\sqrt{K_p}$$

Con:

$$K_p = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = 3$$

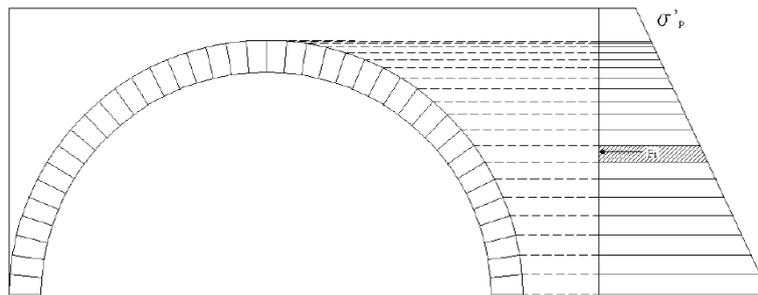


Figura 225: confinamento offerto dalla spinta passiva

Le analisi svolte sono:

- Analisi limite degli archi;
- Analisi elastica degli archi;
- Analisi cinematica lineare del pilastro in muratura a sostegno della volta, meccanismo di ribaltamento semplice;

L'analisi limite degli archi è stata svolta con *ArchNURBS*, (Chiozzi, et al., 2015). In Figura 226 si riporta la geometria di calcolo e i carichi applicati sulla struttura, in Figura 227 la curva delle pressioni e la posizione delle cerniere in corrispondenza del carico limite.

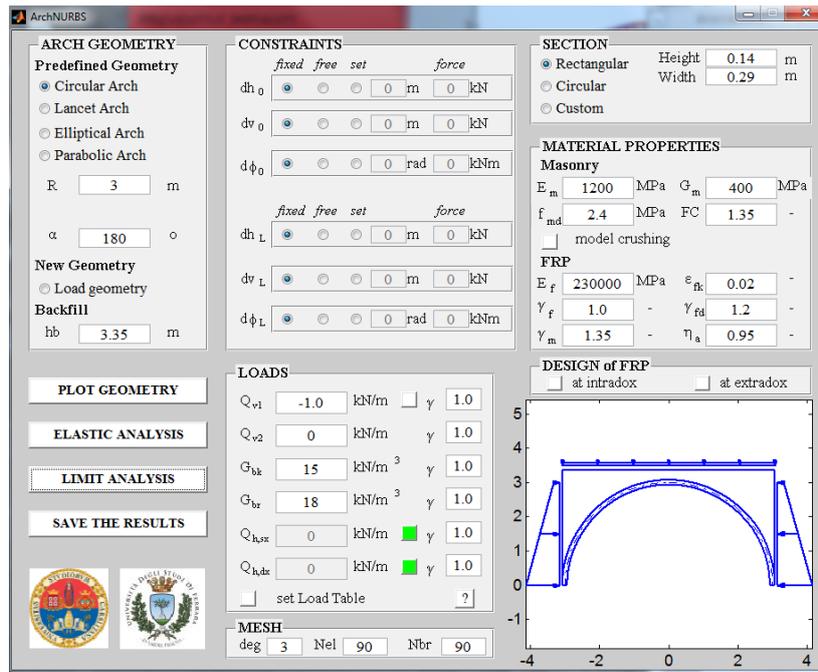


Figura 226: Geometria dell'arco analizzato

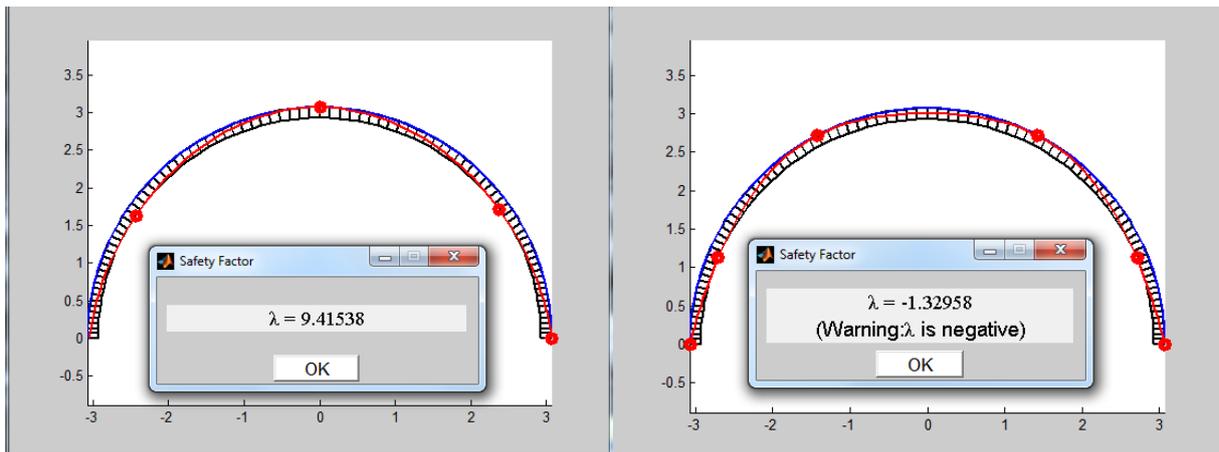


Figura 227: Carico limite

Figura 228: Carico limite non considerando l'effetto del riempimento

Senza l'azione di confinamento del riempimento il carico limite dell'arco è negativo, quindi non è verificata la stabilità ai carichi permanenti, Figura 228. È quindi chiaro che il riempimento non può essere modellato unicamente come azione sulla volta. Si considera il suo contributo alla capacità portante come spinta orizzontale passiva. Il nuovo carico limite è positivo e vale 9,4kN/m, Figura 227. Il carico limite raggiunto è superiore al carico accidentale di progetto pari a 3kN/m². Questo risultato è valido nell'ipotesi di arco su imposte fisse.

L'analisi elastica dell'arco è svolta con il software *Arco*. In particolare si sono svolte due analisi:

- Analisi elastica dell'arco in presenza dei soli carichi permanenti;
- Analisi elastica dell'arco in presenza dei carichi permanenti e accidentali.

Si riportano le forze presenti alle imposte dell'Arco 1:

	H [kN]	V[kN]
Solo permanenti	4,5	9,8
Permanenti e accidentali	6,5	12,7

H: forza orizzontale alle imposte;

V: forza verticale alle imposte;

Le lunette riportano il carico degli archi 2,3,4,5, e i rispettivi simmetrici, sulla sommità delle colonne. Le forze presenti in sommità al singolo pilastro valgono approssimativamente:

	H [kN]	V[kN]
Solo permanenti	40,2	88,3
Permanenti e accidentali	54,7	108,8

In Figura 229 la geometria di calcolo, in Figura 230 si riporta lo stato di sollecitazione quindi la curva delle pressioni dell'arco.

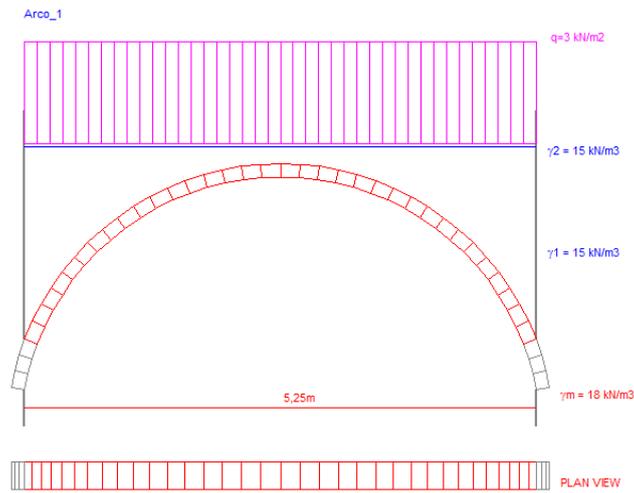


Figura 229: Geometria di calcolo

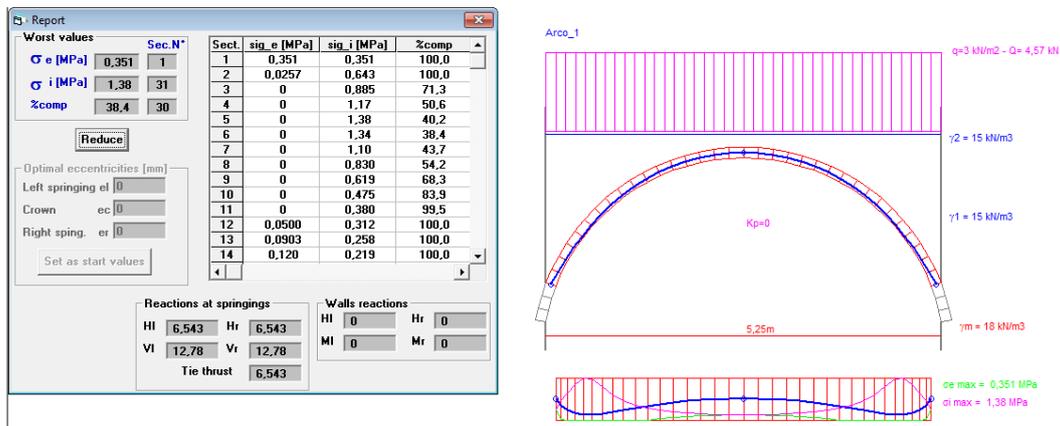
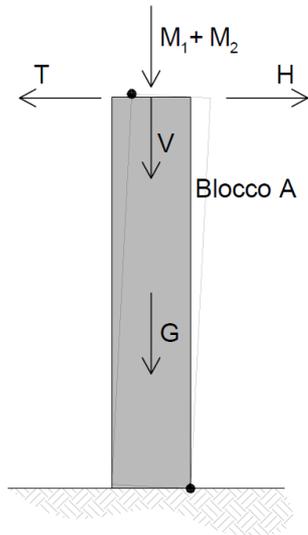


Figura 230: Curva delle pressioni, stato di sollecitazione

La curva delle pressioni risulta tutta contenuta nello spessore dell'arco.

Analisi statica – arco insistente su piedritti

Si svolge un'analisi cinematica lineare, secondo quanto prescritto al C8A.4 (Circolare 617, 2009), del pilastro in muratura a sostegno della volta considerando un meccanismo di ribaltamento semplice. Si suppone la formazione di una cerniera alla base del pilastro, Figura 233.



V	Forza verticale trasmessa dalla volta
H	Forza orizzontale trasmessa dalla volta
G	Peso della colonna
M_1	Peso della muratura soprastante la colonna
M_2	Peso del solaio di sottotetto
T	Tiro ipotetica catena
Blocco A	Pilastro in muratura

Caratteristiche geometriche del pilastro

s	[m]	0,54	profondità pilastro
l	[m]	0,73	lunghezza pilastro
h	[m]	3	altezza pilastro

Figura 231: Ribaltamento semplice del pilastro

V	88,3 kN	
H	40,2 kN	
G	21,3 kN	
M_1	165,67 kN	
M_2	9,24 kN	
M_S	$76,81 + T \cdot 3m$	Momento stabilizzante
M_I	120,66	Momento instabilizzante
T	14,6 kN	Tiro necessario per garantire l'equilibrio del sistema

La struttura soggetta ai soli carichi permanenti è in equilibrio in presenza di un'azione stabilizzante orizzontale in sommità al pilastro pari a circa 14,6 kN. Le indagini svolte in sito hanno messo in evidenza la presenza di catene estradossali, di questi elementi si possiedono poche informazioni. Tuttavia si ritiene che esse assorbano il tiro necessario a garantire l'equilibrio. La volta oggetto di studio deve essere verificata per un carico accidentale di 3kN/m². Si è quindi svolta l'analisi cinematica lineare di ribaltamento semplice del pilastro considerando la presenza dei carichi accidentali.

V	108,8 kN
H	54,7 kN

G	21,3 kN	
M ₁	165,67 kN	
M ₂	9,24 kN	
M _S	$82,35 + T \cdot 3m$	Momento stabilizzante
M _I	164,10	Momento instabilizzante
T	27,25 kN	Tiro necessario per garantire l'equilibrio del sistema

Considerando i carichi accidentali il tiro necessario a garantire l'equilibrio è incrementato di 12,65kN.

L'analisi limite ha quindi dimostrato che nel ipotesi semplificata di imposte fisse il riempimento svolge un azione stabilizzante fondamentale. Gli archi con cui si è discretizzata la volta risultano verificati alle azioni permanenti e accidentali. L'analisi elastica ha poi consentito di stimare le forze presenti alle imposte degli archi con cui si è discretizzata la volta. In particolare sono state stimate le forze che gravano sulla sommità delle colonne. Per valutare la stabilità di questi elementi quindi validare l'ipotesi di arco su imposte fisse si è quindi svolta un analisi cinematica lineare considerando il ribaltamento semplice della colonna. L'equilibrio è garantito per i carichi permanenti solo considerando un ipotetico tiro sulla sommità delle colonne. In sito si è rilevata la presenza di catene estradossali, si assume quindi che queste assorbano il tiro calcolato.

Per garantire la portanza ai carichi accidentali è necessario un ulteriore tiro di 12,65 kN.

Verifiche sismiche

Le verifiche sismiche consentono di valutare la sicurezza del sistema volta su piedritti considerando l'azione instabilizzante delle forze di inerzia attivate dal sisma. Si esegue l'analisi cinematica lineare secondo quanto prescritto al C8A.4 (Circolare 617, 2009). Si studia il ribaltamento semplice del pilastro, Figura 233. Le cerniere sono posizionate alla base e in sommità al pilastro. Ipotizzato un valore di tiro T si determina il miglioramento sismico.

La definizione dell'intervento di progetto segue il Paragrafo 6.3.3 (Linee Guida, 2011):

*Gli interventi sulle strutture ad arco o a volta possono essere realizzati con il ricorso alla tradizionale tecnica delle **catene**, che compensino le spinte indotte sulle murature di appoggio e ne impediscano l'allontanamento reciproco. Le catene andranno poste di norma alle reni di archi e volte. Qualora non sia possibile questa disposizione, si potranno collocare le catene a livelli diversi (ad esempio estradossali) purché ne sia dimostrata l'efficacia nel contenimento della spinta e siano verificate le sollecitazioni taglianti e flessionali che si producono nella parete.*

Lo schema statico dell'intervento di progetto è riportato in Figura 232. Prevede l'inserimento di una trave alla quota di pavimento e di due tiranti inclinati che si ancorano alle imposte dell'arco.

V_v	Forza verticale trasmessa dalla volta
G	Peso della colonna
λG	Azione instabilizzante
M_1	Peso della muratura soprastante la colonna
M_2	Peso del solaio di sottotetto
λP	Azione instabilizzante dovuta alla massa di riempimento
T	Tiro ipotetica catena
Blocco A	Colonna in muratura

Le forze inerziali legate alla massa di riempimento sono valutate con riferimento alle aree definite in Figura 234.

V_1	5,25 m ³	Volume di riempimento afferente all'area in pianta A1
V_2	10,5 m ³	Volume di riempimento afferente all'area in pianta A2
ρ	15 kN/m ³	Peso specifico riempimento

Si assume che un terzo della massa totale del riempimento costituisca una azione instabilizzante per il piedritto, Forza P. La restante parte agisce sulla muratura di confinamento quindi è annullata dall'azione della trave orizzontale.

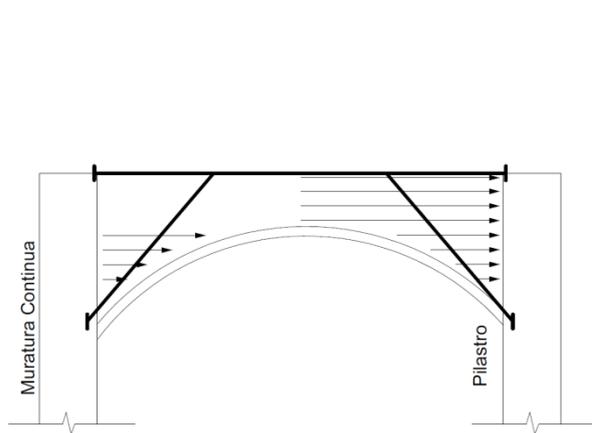


Figura 232: Massa di riempimento attivata dal sisma e schema del sistema di incatenamento estradossale

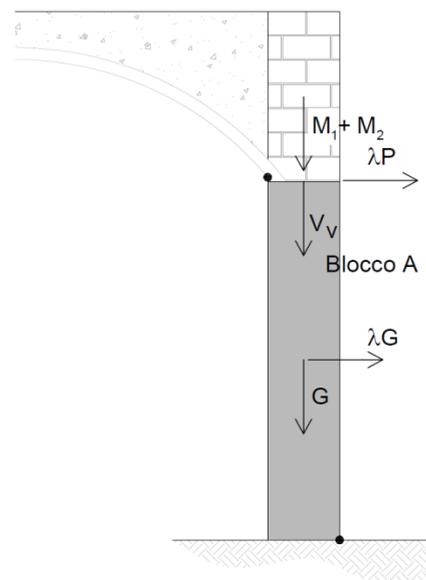


Figura 233: Blocchi e forze riguardanti il cinematisimo

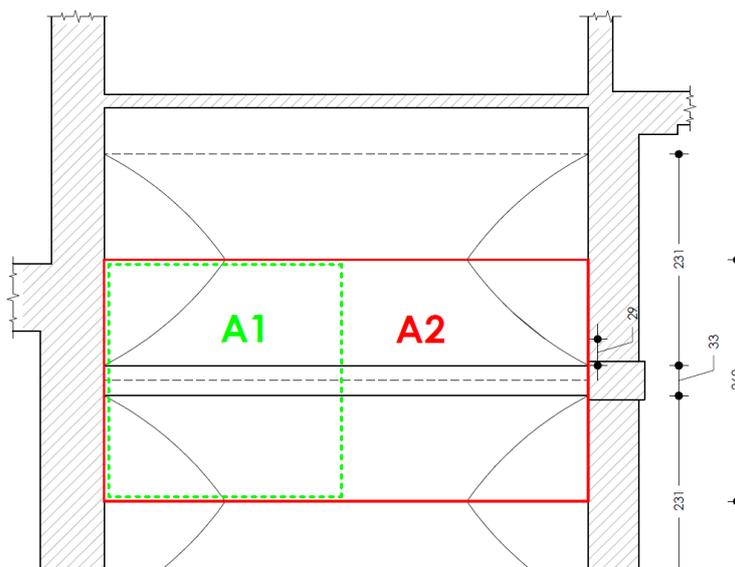


Figura 234: individuazione in pianta delle aree di cui è valutato il volume di riempimento

Considerando la combinazione sismica delle azioni, le forze considerate nel cinematiso valgono:

G	21,3	kN
M ₁	165,67	kN
M ₂	9,24	kN
V	100,6	kN
H	48,9	kN
T	27,25	kN

Si determina il moltiplicatore orizzontale λ dei carichi che porta all'attivazione del meccanismo locale di danno. Le forze vengono applicate ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica secondo Figura 233. Si ottiene quindi:

$$M_s = M_i \text{ uguaglianza fra momento stabilizzante e instabilizzante}$$

$$161,89 = 146,7 + 110,7 \cdot \lambda$$

$$\lambda = 0,137$$

Da cui:

M*	291,59	Massa partecipante al cinematiso
e*	0,98	Frazione di massa partecipante della struttura
a ₀ *	0,121	Accelerazione sismica spettrale

La verifica a stato limite di salvaguardia della vita con fattore di struttura riporta che la verifica è soddisfatta se l'accelerazione spettrale che attiva il meccanismo soddisfa la disuguaglianza:

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

Si ottiene quindi:

Analisi cinematica
lineare - SLV

$$a_0^* = 0,121 \text{ g}$$

$$a_{SLV} = 0,137 \text{ g}$$

Considerando quindi un tiro stabilizzante di 12,65 kN la verifica risulta soddisfatta al 88%.

VERIFICA SODDISFATTA

MECCANISMI LOCALI

Descrizione delle vulnerabilità

Lo studio attento delle condizioni di vincolo dei maschi murari e dei carichi presenti consente di identificare un quadro ordinato delle situazioni di possibile vulnerabilità. Le verifiche svolte hanno poi consentito di ottenere una classificazione basata sul rischio di occorrenza. Si riporta una descrizione globale delle situazioni di rischio, nel dettaglio verranno invece presentate soltanto le condizioni più gravose valutando il loro miglioramento nelle condizioni di progetto.

- Nell'unità cinquecentesca i maschi del secondo livello presentano snellezze notevoli, l'assenza di solai rigidi con particolare riferimento ai solai lignei di copertura, lascia questi maschi completamente a bandiera senza vincoli o presidi al ribaltamento. Questa situazione riguarda in particolar modo tutti i maschi murari che si affacciano sulla corte centrale;
- La torretta è l'elemento a maggior vulnerabilità a causa dello stato di danneggiamento presente e per la sua forma sveltante rispetto al fabbricato. Le analisi globali hanno già ampiamente quantificato questa vulnerabilità;
- Solai voltati, con particolare riferimento alla volta a botte lunettata del portico, sono da considerare strutture spingenti, quindi oltre a non poter offrire vincolo al ribaltamento, in molte zone del palazzo questi costituiscono elementi che possono innescarlo.
- Nell'unità novecentesca si ritrovano in copertura dei solai lignei, la presenza dei cordoli in calcestruzzo armato in sommità alle murature non esclude tuttavia alcuni "effetti locali". Il collegamento fra le strutture lignee primarie e il cordolo è assente, affidato unicamente all'attrito. L'appoggio delle travi lignee primarie in alcuni casi non è direttamente sul cordolo ma su una fascia di muratura realizzata sopra di esso. Inoltre si

ritiene che il solaio di copertura sia eccessivamente deformabile a causa della carenza di collegamenti fra le strutture lignee primarie e secondarie e per la presenza di un pacchetto di copertura senza alcuna rigidezza nel piano. Si osserva inoltre come le travi cantonali svolgano una azione spingente senza la presenza di alcun elemento di presidio.

Verifiche SLU

Le verifiche presentate riguardano le situazioni di maggior vulnerabilità. Lo studio dei ribaltamenti ha riguardato:

- Murature che si affacciano sulla corte centrale;
- Murature che costituiscono la facciata principali su via Borgo dei Leoni;
- Murature che costituiscono la torretta svettante.

Per brevità si presentano i cinematismi maggiormente vulnerabili:

- Parete 1: maschio murario che separa la scala monumentale dalla corte centrale. Questo maschio presenta grande snellezza a causa dell'assenza del solaio di primo livello, Figura 235;
- Parete 2: maschio murario del primo livello affacciato sulla corte centrale con debole carico verticale, Figura 235;
- Parete 3: Porzione sommitale della facciata su Borgo dei Leoni, Figura 236;
- Parete 4 e Parete 5: Murature sommitali della torretta, Figura 237.

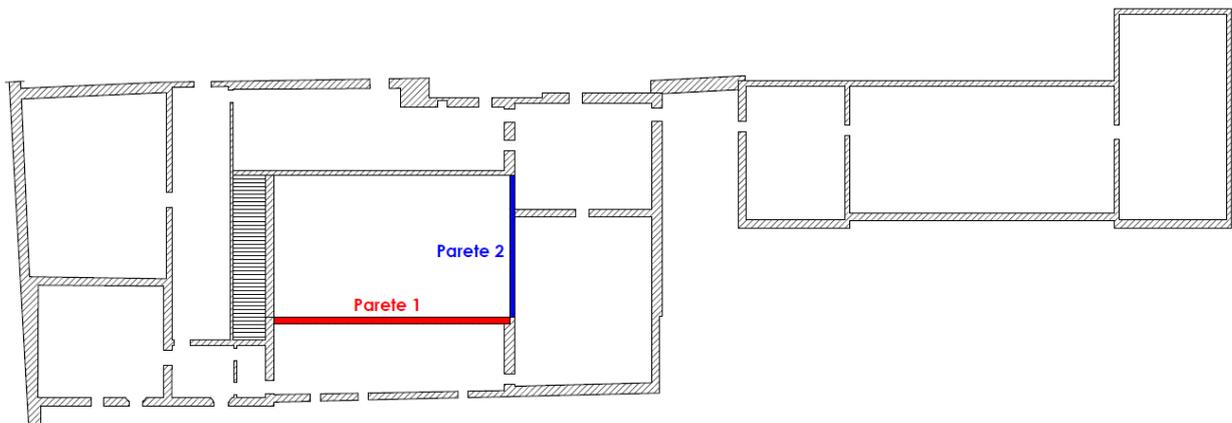


Figura 235: Localizzazione parete 1 e parete 2



Figura 236: Localizzazione parete 3



Figura 237: Localizzazione parete 4

Il primo cinematico presentato riguarda la Parete 1. Si effettua un'analisi dei carichi che agiscono sulla parete la cui geometria è riportata in Figura 238. Sulla parete gravano i carichi concentrati in corrispondenza degli appoggi delle capriate.

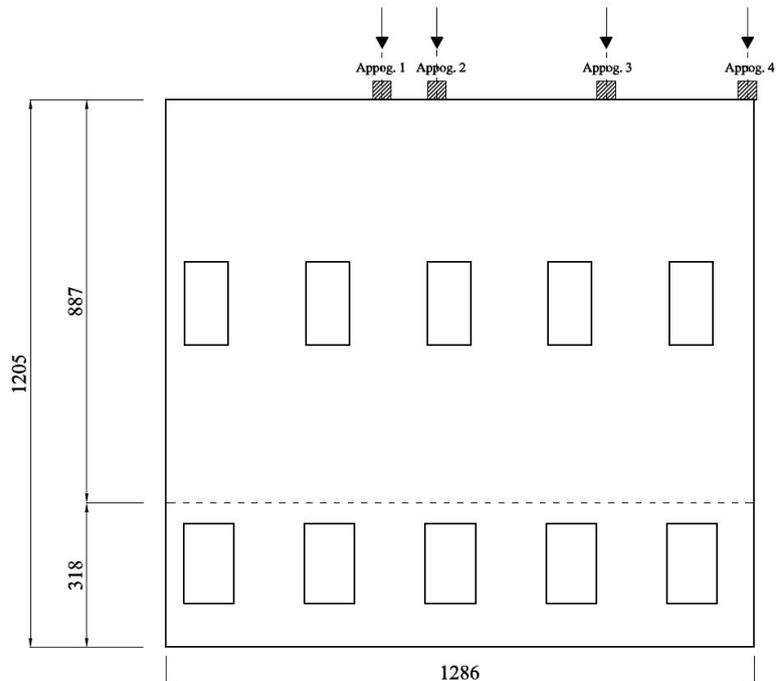


Figura 238: Geometria della parete 1

Capitolo 5 – PALAZZO NASELLI CRISPI

Elemento	Peso specifico	Caratteristiche geometriche	Peso
Coppi in cotto	615 N/m ²	5,4 m ²	3,3 kN
Mattonelle di cotto	17 kN/m ³	spessore 6 cm	5,5 kN
Travetti legno	8 kN/m ³	sezione: 10x7cm, interasse: 30 cm lunghezza: 200 cm	1 kN
Travi	8 kN/m ³	sezione: 22x40 cm, lunghezza: 280 cm	3,9 kN
Capriata	8 kN/m ³	sezione: 20x28 cm, lunga: 2 m	0,9 kN
TOTALE			14,6 kN

Tabella 17: Analisi dei carichi

	Appoggio 1	Appoggio 2	Appoggio 3	Appoggio 4
Aree influenza [m ²]	5,4	4,8	6	2,53
Carichi totali [kN]	14,6	13,1	16,1	9,5

Tabella 18: Aree di influenza delle capriate

L'assenza di vincoli nella parte superiore della parete suggerisce lo studio del cinematismo di ribaltamento semplice. La cerniera cilindrica di rotazione del paramento viene localizzata in corrispondenza del solaio che separa i locali del piano rialzato dalla sovrastante scala monumentale. In Tabella 19 si riportano i risultati dell'analisi cinematica lineare e non lineare del meccanismo di ribaltamento semplice.

Oscillatore semplice equivalente	Moltiplicatore di attivazione	Spostamento Finale
$M^* = 78583,2 \text{ kg}$	$a_0 = 0,04$	$d_{k,0}$ $= 0,376 \text{ m}$
$e^* = 0,95 \text{ kg}$		
$T_s = 1,909 \text{ s}$		
Analisi cinematica lineare - SLV	Analisi cinematica non lineare - SLV	
	§C8A.4.11	§C8A.4.12
$a_0^* = 0,324 \text{ m/s}^2$	$d_u = 0,063 \text{ m}$	$d_u = 0,063 \text{ m}$
$a_{SLV} = 0,816 \text{ m/s}^2$	$\Delta_{d(T_s)} = 0,11 \text{ m}$	$\Delta_{d(T_s)} = 0,03 \text{ m}$
NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	VERIFICATO

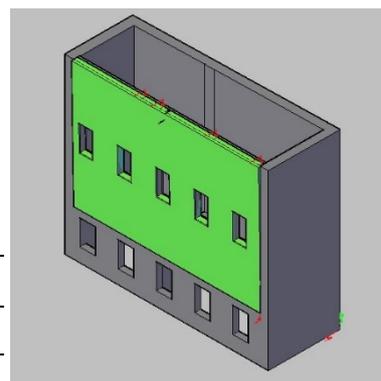


Tabella 19: Parete 1 - Ribaltamento semplice

Percentuale di soddisfacimento dell'accelerazione a_{SLV} (analisi cinematica lineare)	39%
Periodo di ritorno T_R per la quale risulta verificata l'analisi cinematica non lineare	$T_R = 150 \text{ anni}$

Se si introduce come miglioramento strutturale un adeguato vincolo nella parete sommitale tale da impedire il ribaltamento della stessa cambia il meccanismo di collasso che diviene quello caratterizzato da una cerniera posta nella sezione di minor resistenza della muratura. Nel seguito pertanto si studia il cinematismo articolato fuori dal piano generato dalla formazione di una cerniera orizzontale in corrispondenza delle aperture.

Oscillatore semplice equivalente	Moltiplicatore di attivazione	Spostamento Finale
$M^* = 55225.32 \text{ kg}$		
$e^* = 0,67 \text{ kg}$	$a_0 = 0,1$	$d_{k,0} = 0,13 \text{ m}$
$T_s = 1,085 \text{ s}$		
Analisi cinematica lineare - SLV	Analisi cinematica non lineare - SLV	
	§C8A.4.11	§C8A.4.12
$a_0^* = 1,21 \text{ m/s}^2$	$d_u = 0,068 \text{ m}$	$d_u = 0,068 \text{ m}$
$a_{SLV} = 1,953 \text{ m/s}^2$	$\Delta_{d(T_s)} = 0,062 \text{ m}$	$\Delta_{d(T_s)} = 0,05 \text{ m}$
NON VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO

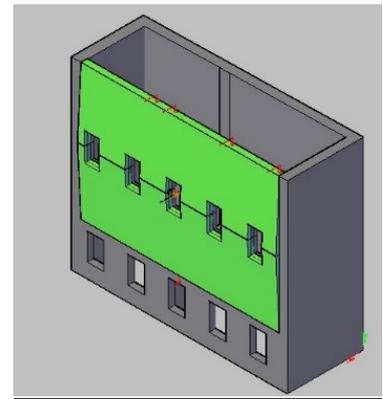


Tabella 20: Ribaltamento articolato

Percentuale di soddisfacimento dell'accelerazione a_{SLV} (analisi cinematica lineare) 62%
 Periodo di ritorno T_R per la quale risulta verificata l'analisi cinematica non lineare $T_R = 420$

La Parete 2 ha la geometria riportata in Figura 240. Sulla parete poggia in sommità una capriata, Figura 239.

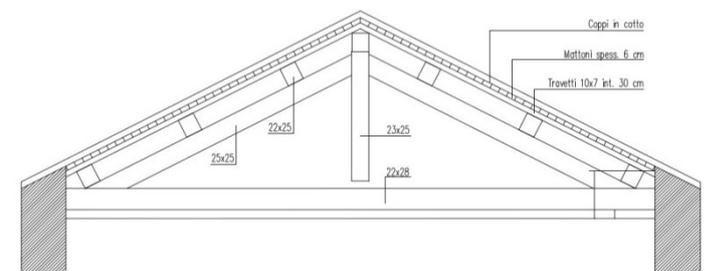


Figura 239: Sezione della copertura

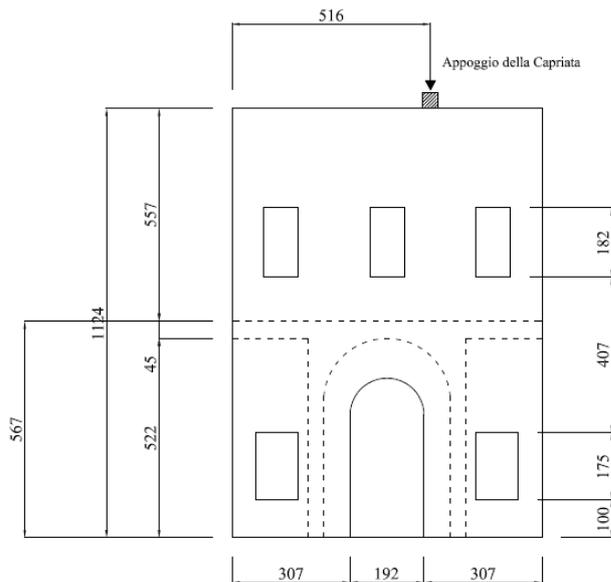


Figura 240: Geometria della parete



Figura 241: Foto della parete

Carico concentrato capriata (area di influenza $1,6m \times 3,9m$)

Elemento	Caratteristiche geometriche	Peso
Travetti legno	Sezione: 10x7cm,	0,6 kN
	Interasse: 30 cm	
	Lunghezza: 160 cm	
Mattonelle di cotto	Spessore 6 cm	9,17 kN
Coppi in cotto	56 - 67 Kg/m ²	5 kN
Capriata	Lunghezza: 7,7 m	7,7 kN
	Altezza: 2,1 m	
TOTALE		11,2 kN

L'assenza di vincoli nella parte superiore della parete suggerisce lo studio del cinematismo di ribaltamento semplice. La cerniera cilindrica di rotazione del paramento viene localizzata in corrispondenza del solaio che separa il portico dal piano secondo.

Percentuale di soddisfacimento dell'accelerazione a_{SLV} (analisi cinematica lineare)	23%
Periodo di ritorno T_R per la quale risulta verificata l'analisi cinematica non lineare	$T_R = 55$ anni

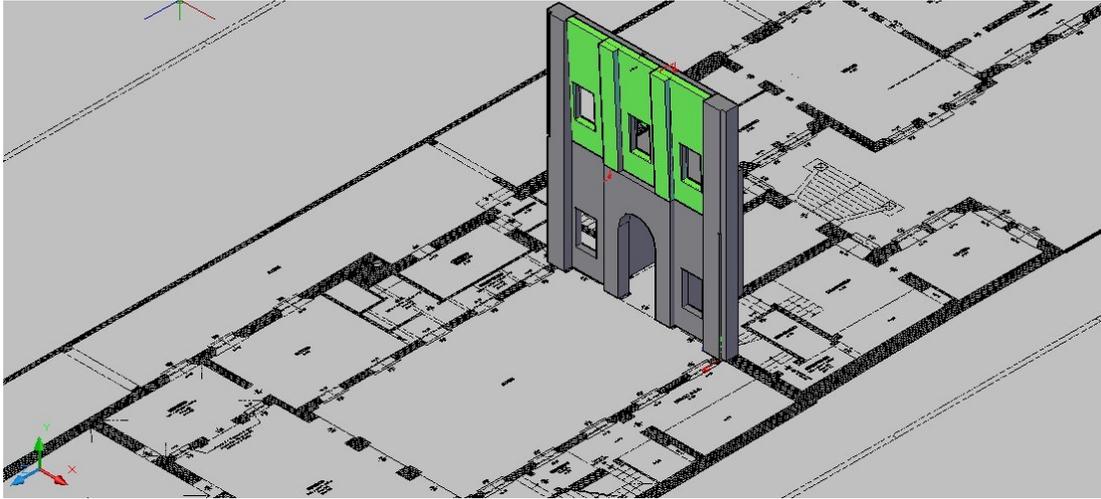
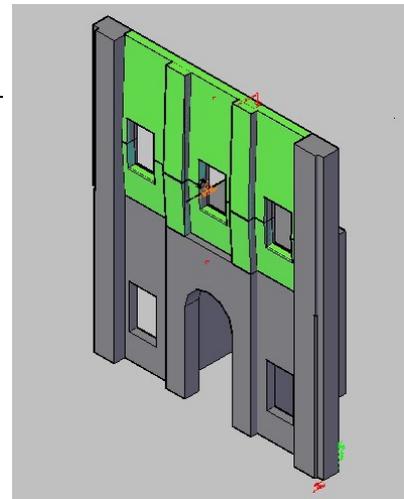


Figura 242: Cinematismo di ribaltamento semplice della porzione superiore della faccia

Oscillatore semplice equivalente	Moltiplicatore di attivazione	Spostamento Finale
$M^* = 22910,68 \text{ kg}$		
$e^* = 0,97 \text{ kg}$		
$T_s = 1,475 \text{ s}$		
Analisi cinematica lineare - SLV	Analisi cinematica non lineare - SLV	
	§C8A.4.11	§C8A.4.12
$a_0^* = 0,226 \text{ m/s}^2$	$d_u = 0,031 \text{ m}$	$d_u = 0,031 \text{ m}$
$a_{SLV} = 0,993 \text{ m/s}^2$	$\Delta_{d(T_s)} = 0,085 \text{ m}$	$\Delta_{d(T_s)} = 0,046 \text{ m}$
	NON	NON
NON VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO
	NON VERIFICATO	

Si analizza il caso in cui la parete abbia un adeguato vincolo nella parete sommitale tale da impedire il ribaltamento della stessa; si studia il cinematismo articolato fuori dal piano generato dalla formazione di una cerniera orizzontale in corrispondenza delle aperture.

Oscillatore semplice equivalente	Moltiplicatore di attivazione	Spostamento Finale
$M^* = 13628,06 \text{ kg}$		
$e^* = 0,57 \text{ kg}$		
$T_s = 0,653 \text{ s}$		
Analisi cinematica lineare - SLV	Analisi cinematica non lineare - SLV	
	§C8A.4.11	§C8A.4.12
$a_0^* = 1,535 \text{ m/s}^2$	$d_u = 0,035 \text{ m}$	$d_u = 0,035 \text{ m}$
$a_{SLV} = 2,326 \text{ m/s}^2$	$\Delta_{d(T_s)} = 0,038 \text{ m}$	$\Delta_{d(T_s)} = 0,045 \text{ m}$
NON VERIFICATO	NON VERIFICATO	NON VERIFICATO



Percentuale di soddisfacimento dell'accelerazione a_{SLV} (analisi cinematica lineare)	66%
Periodo di ritorno T_R per la quale risulta verificata l'analisi cinematica non lineare	$T_R = 435$ anni

Tabella 21: Parete 2 - Meccanismo articolato

Si analizza ora la facciata su Borgo dei Leoni e le murature della torretta. La facciata verrà collegata in corrispondenza del solaio di piano secondo e alla quota di appoggio del solaio di copertura. In Figura 243 si individuano due distinte porzioni della facciata. Sono stati studiati numerosi meccanismi, per brevità si presentano quelli maggiormente vulnerabili.

Sulle murature sommitali grava il peso stabilizzante del solaio di copertura, se ne riporta l'analisi dei carichi.

G_2	Coppi	0,6
	Tavelle cotto	0,9
G_1	Orditura primaria	0,32
	Orditura secondaria	0,1
	Travetti	0,1
Q	Neve	0,8
SLU media durata		3,77
SLU permanente		2,57
Combinazione Sismica		2,0



Figura 243: Individuazione delle porzioni di facciata di cui si presentano gli studi di ribaltamento

Le strutture voltate che costituiscono il solaio di piano secondo trasmettono sulla facciata un carico:

$$G_1 + G_2 = 20 \frac{kN}{m}$$

$$Q_1 \cdot \psi_{21} = 3 \cdot 0,6 \cdot 2,3 = 4,14 \frac{kN}{m}$$

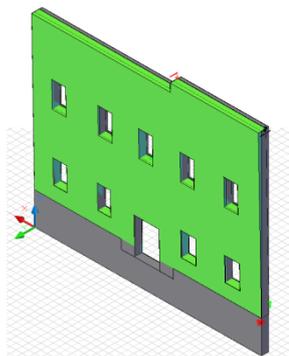


Figura 244: Ribaltamento globale, Cin_1

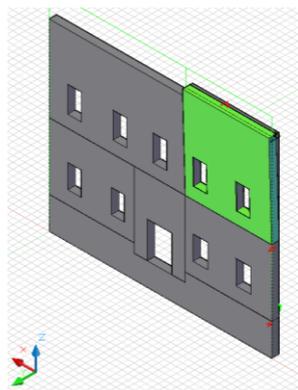


Figura 245: Ribaltamento porzione A, Cin_2

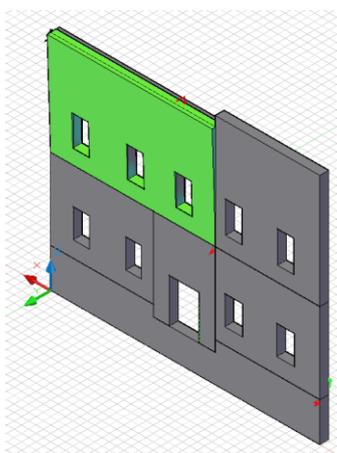


Figura 246: Ribaltamento porzione B, Cin_3

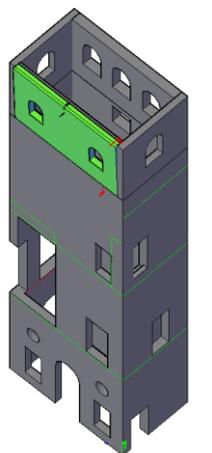


Figura 247: Ribaltamento muratura sommitale torretta, Cin_4

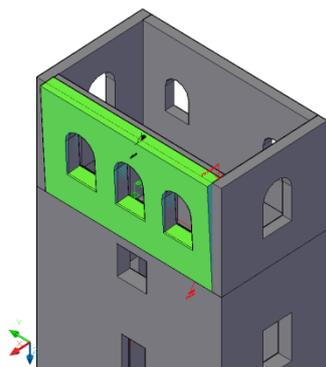


Figura 248: Ribaltamento muratura sommitale torretta, Cin_5

Si riportano nella tabella che segue i risultati delle analisi cinematiche lineari e non lineari:

	M^*	e^*	T_s	a_0	$d_{k,0}$	a_0^*	a_{SLV}	d_u	$\Delta_{a(T_s)}$
Cin_1	226039,36	0,91	2,319	0,04	0,609	0,364	1,201	0,106	0,221
Cin_2	58990,7	0,91	1,846	0,06	0,575	0,568	1,555	0,105	0,069
Cin_3	86863,21	0,9	1,776	0,07	0,576	0,615	1,555	0,105	0,067

Cin_4	10044,46	0,95	1,166	0,08	0,297	0,72	3,117	0,052	0,154
Cin_5	12669	0,95	1,159	0,12	0,449	1,1	3,462	0,079	0,170

Si sulla facciata che nella torretta si interverrà attraverso l’inserimento di cordoli e catene che consentano di evitare il ribaltamento semplice. Si riportano i risultati delle analisi nelle condizioni di progetto:

	M^*	e^*	T_s	a_0	$d_{k,0}$	a_0^*	a_{SLV}	d_u	$\Delta_{d(T_s)}$
Cin_2	58990,7	0,91	0,452	0,11	0,575	1,032	1,555	0,105	0,066
Cin_3	86863,21	0,9	0,490	0,12	0,576	1,112	1,555	0,105	0,057
Cin_4	10044,46	0,95	0,125	0,26	0,297	2,317	3,117	0,052	0,003
Cin_5	12669	0,95	0,169	0,27	0,449	2,399	3,462	0,079	0,008

Gli interventi di progetto consentono di ottenere un miglioramento del livello di sicurezza nei riguardi dei ribaltamenti. L’accelerazione di attivazione dei meccanismi è sempre superiore al 60% dell’azione sismica di progetto.

VERIFICHE GLOBALI

Il palazzo è costituito da due corpi (unità) chiaramente identificabili come riportato in Figura 199. L’unità cinquecentesca è inserita in un aggregato mentre la restante parte risalente ai primi del novecento non presenta collegamenti con fabbricati adiacenti. L’evento sismico del maggio 2012 ha creato lesioni verticali nei locali che congiungono le due unità a chiaro segno del loro diverso comportamento. Le verifiche sono state svolte sia considerando il fabbricato nel suo insieme sia considerando le due unità separate. Le analisi storiche consentono di attribuire a Palazzo Naselli Crispi tutte le caratteristiche di unità strutturale (US) nell’aggregato di appartenenza, vedi Paragrafo C8C (Circolare 617, 2009).

La verifica convenzionale ai diversi SL è realizzata mediante analisi statica non lineare (“push-over”). Per l’analisi push-over del palazzo si è fatto ricorso al codice di calcolo, di comprovata validità, **3Muri** versione 5.7.102 distribuito da S.T.A. DATA di Torino.

Il software 3Muri risulta particolarmente indicato nel caso in esame ove le strutture sono prevalentemente in muratura portante con la presenza di cordoli in cls, e i solai si caratterizzano di grande variabilità.

Modellazione

La modellazione è realizzata mediante l’inserimento di pareti discretizzate in macroelementi, rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili. I modelli realizzati considerano

l'intero fabbricato, Figura 251 e Figura 252, mentre in Figura 249 e Figura 250 i modelli rispettivamente dell'unità cinquecentesca e novecentesca. Nel modello globale sono inserite delle murature in corrispondenza degli allineamenti che proseguono nell'aggregato. Questo consente di considerare l'effetto di confinamento in accordo con quanto riportato al Paragrafo C8.7.1.4 e allegato C8C (Circolare 617, 2009).

L'analisi di una US secondo i metodi utilizzati per edifici isolati, senza una adeguata modellazione oppure con una modellazione approssimata dell'interazione con i corpi di fabbrica adiacenti assume un significato convenzionale. Di conseguenza, si ammette che l'analisi della capacità sismica globale dell'US possa essere verificata attraverso metodologie semplificate [...]



Figura 249: Unità Cinquecento

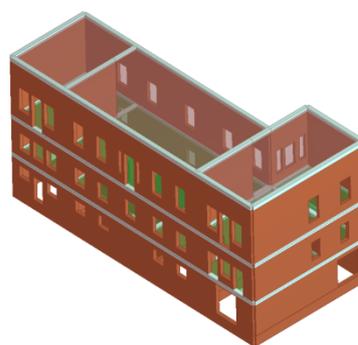


Figura 250: Unità Novecento

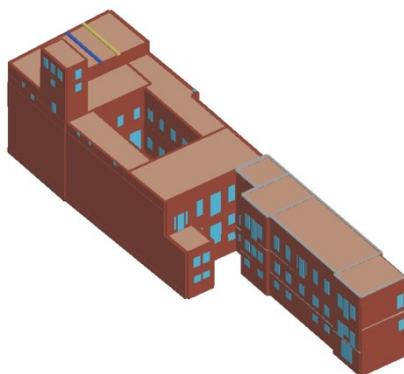


Figura 251: Modello globale

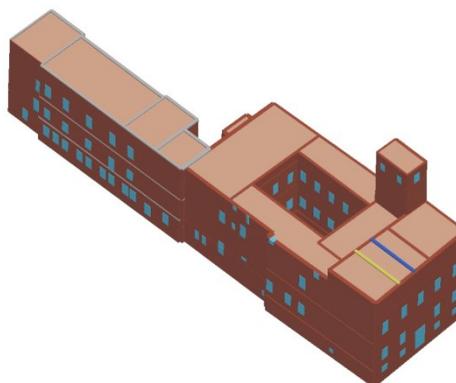


Figura 252: Modello globale

I parametri meccanici dei materiali utilizzati nelle analisi sono:

Muratura mattoni pieni e malta di calce	Coeff. Corettivi	E	G	f_m	τ_0	w
	Tab. C8A.2.2	[MPa]	[MPa]	[N/cm ²]	[N/cm ²]	[kN/m ³]
Parte Cinquecento	Nessuno	1500	500	278	6,6	18
Torretta	Rigidezza fessurata	750	250	278	6,6	18
Parte Novecento	Malta buona	2250	750	417	9,9	18

Calcestruzzo classe di resistenza C8/10. Le armature rilevate nei cordoli sono:

- Longitudinale: 4 ferri $\phi 16$;
- Armatura a taglio: 2 $\phi 5$ intrecciati;

Analisi modale

I risultati che vengono riportati fanno riferimento al modello globale del fabbricato.

Si considerano tutti i modi con massa partecipante significativa e tali da garantire globalmente una massa eccitata (partecipante) uguale o superiore all'85%.

Modo	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]
1	0,70879	69.071	1.12	60	0
2	0,33858	767	0.01	2	0
3	0,22598	8.649	0.14	2.997.856	48.44
4	0,21034	125.942	2.03	747.973	12.09
5	0,18454	3.953.627	63.88	39.098	0.63
6	0,17827	91.136	1.47	777.813	12.57
7	0,16855	7.84	0.13	16.52	0.27
8	0,15980	435	0.01	38.018	0.61
9	0,14838	49.712	0.8	146.523	2.37
10	0,13876	116.907	1.89	8.154	0.13
11	0,13619	69.777	1.13	5.752	0.09
12	0,13325	273.498	4.42	456	0.01
13	0,12614	16.846	0.27	1.178	0.02
14	0,12146	28.112	0.45	1.205	0.02
15	0,11793	1.989	0.03	60	0
16	0,11697	8.286	0.13	645	0.01
17	0,11195	3.152	0.05	631	0.01
18	0,10911	14.853	0.24	27	0
19	0,09858	3.252	0.05	6.502	0.11
20	0,09383	734	0.01	174.23	2.82
21	0,09064	17.223	0.28	5.136	0.08
22	0,08879	15.298	0.25	118.007	1.91
23	0,08444	5.523	0.09	103.332	1.67
24	0,08306	26.044	0.42	6.976	0.11
25	0,08183	25.305	0.41	15.027	0.24
26	0,08027	77.834	1.26	91.781	1.48
27	0,07984	689	0.01	5.871	0.09
28	0,07656	1.093	0.02	2.813	0.05
29	0,07583	86.711	1.4	6.284	0.1
30	0,07302	7.154	0.12	379	0.01
[...]		[...]	[...]	[...]	[...]
Totale 100 modi		9483.14	94.68	10276.89	95.45

Tabella 22: Risultati analisi modale

I risultati dell'analisi mostrano come il complesso sia notevolmente rigido in entrambi le direzioni. In particolare in direzione X la rigidezza è conferita dal confinamento dei fabbricati adiacenti, in tale direzione il fabbricato mostra un comportamento uniforme dal momento che più del 65% della massa complessiva risulta eccitata con soli due modi (5-12) caratterizzati da un periodo simile (0,18 - 0,13 secondi). Lungo Y il palazzo presenta il suo sviluppo principale

e diversi allineamenti di muri portanti; più del 70% della massa risulta eccitata per periodi bassi e con periodo simile.

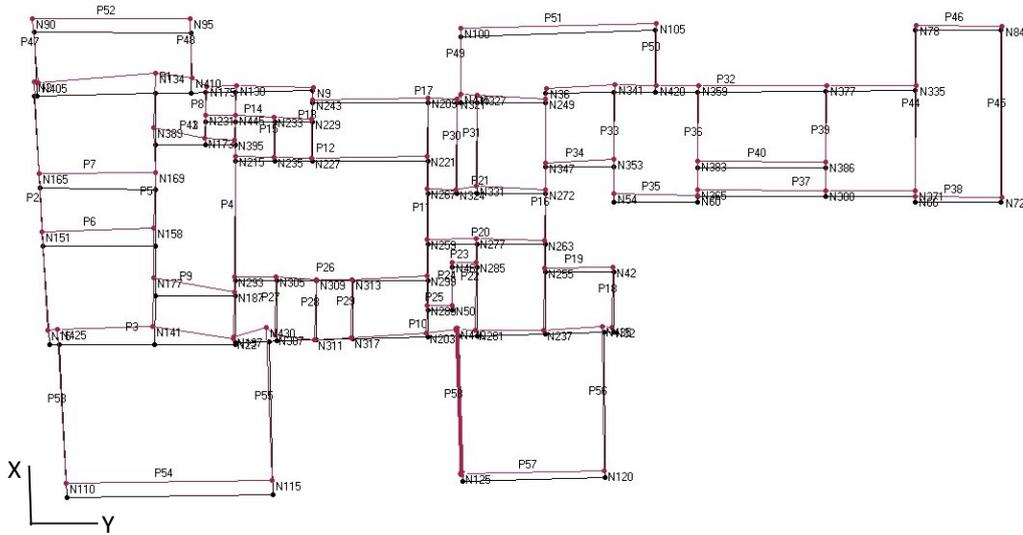


Figura 253: Deformata amplificata del modo n°3

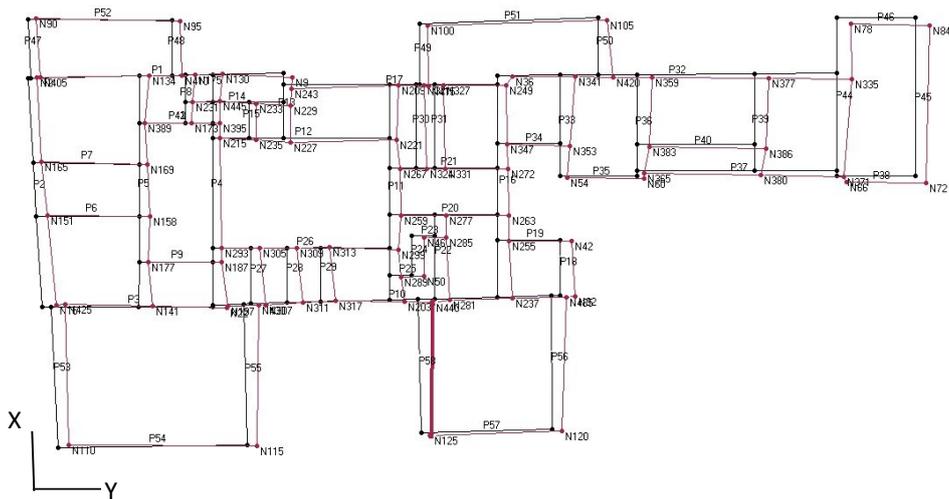


Figura 254: Deformata amplificata del modo n°5

Vulnerabilità stato di fatto

Modello globale

Si sono realizzate n°8 push-over, di cui n°4 con sisma in direzione X e n°4 con sisma in direzione Y. Come richiesto dalla normativa vigente, le condizioni di carico sono di due tipi:

- distribuzione di forze proporzionale alle masse;
- distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrare.

A seguire si evidenziano i risultati di ogni singola analisi mostrandone le caratteristiche principali. Si osserva come le analisi in direzione X risultino soddisfatte pienamente per i diversi stati limite. Il punto di controllo è localizzato sulla sommità della torretta.

	N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u
▶	1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	0,24	1,62	1,019	0,08	1,44	0,06	1,44	2,744
	2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	1,22	1,44	3,525	0,26	1,44	0,18	1,44	0,851
	3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	0,14	1,98	0,266	0,05	1,08	0,04	1,08	6,271
	4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	0,30	1,62	0,786	0,10	0,54	0,08	0,54	2,576
	5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	4,46	0,90	4,171	0,87	0,54	0,55	0,54	0,342
	6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	7,35	0,72	6,880	1,97	0,72	1,40	0,72	0,183
	7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	2,83	0,54	2,084	0,36	0,54	0,29	0,54	0,487
	8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	7,11	0,54	8,144	1,98	0,36	1,44	0,36	0,151

Legenda colori			
■ Verificato	■ Non verificato	■ Non converge a p.p.	■ Analisi più gravosa

Figura 255: Tabella riassuntiva risultati verifiche analisi push-over

Push-over n°1 – sisma direzione X+ con carico sismico proporzionale alle masse

La curva di capacità riportata in Figura 256 evidenzia le notevoli risorse della struttura per azioni sismiche in direzione X.

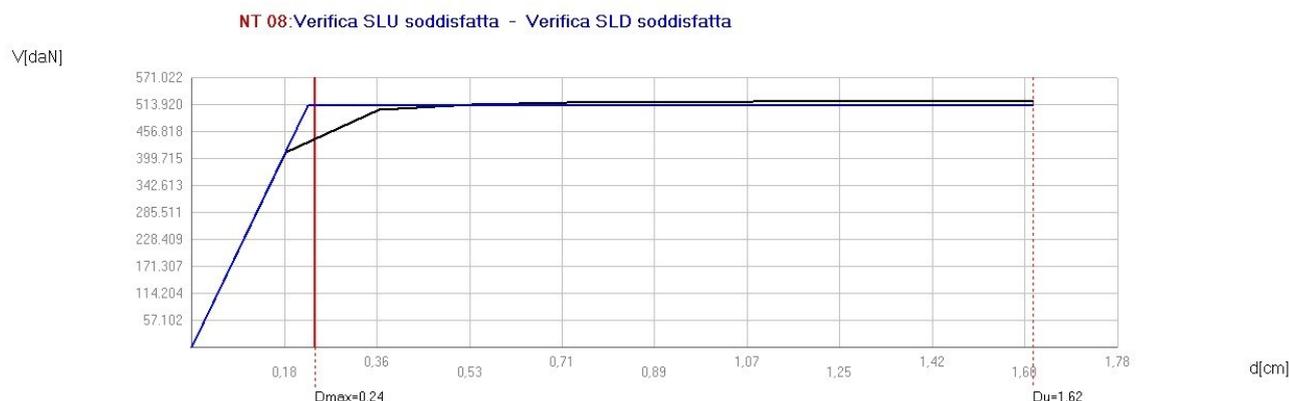


Figura 256: Curva di capacità- Push-over n°1

Si riportano alcune mappe di colore rappresentative del comportamento del complesso all'aumentare dell'azione sismica. Si osserva già dai primi step il comportamento non lineare per pressoflessione delle fasce di piano in modo diffuso nel Corpo A. L'analisi si arresta per rottura a pressoflessione di maschi murari della torretta.

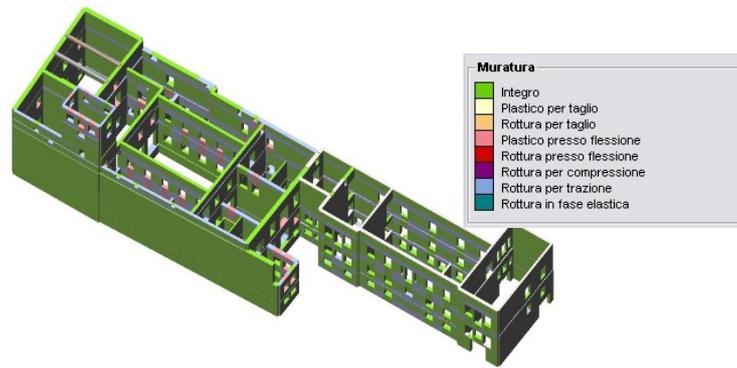


Figura 257: Step n°5 di 11 - Push-over n°1

Push-over n°2 – sisma direzione X+ con carico sismico proporzionale al 1° modo di vibrare

In questo caso le rotture dei pannelli risultano più diffuse. La deformata mostra nuovamente i massimi spostamenti nel Corpo B e il ribaltamento delle pareti al secondo livello sopra il portico. In Figura 259 si osserva la concentrazione del danno nella torretta e nelle fasce di piano del Corpo 1.

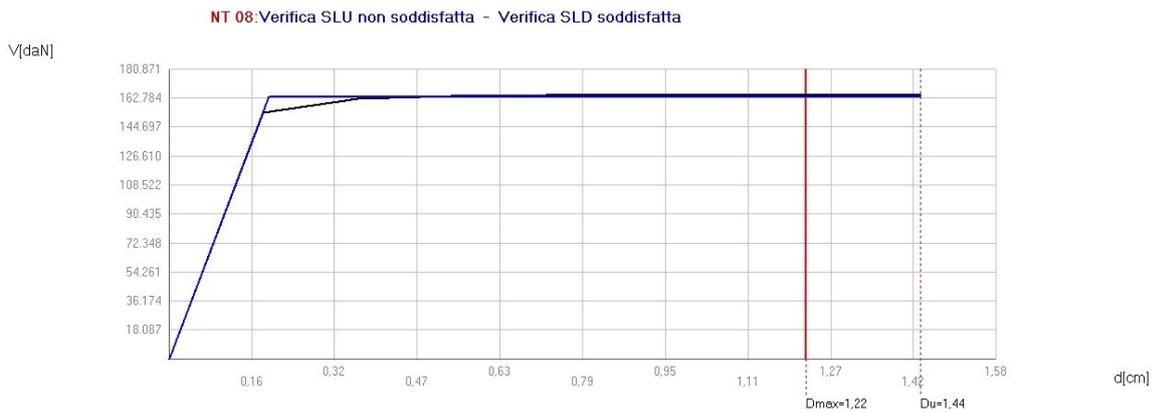


Figura 258: Curva di capacità - Push-over n°2

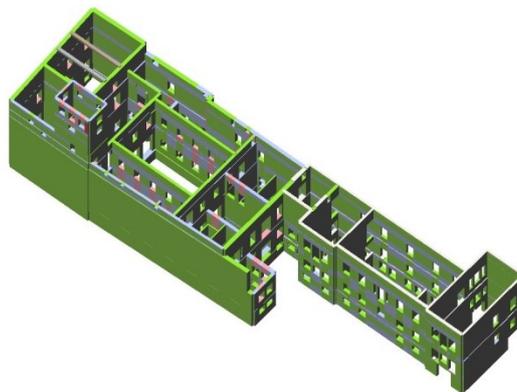


Figura 259: Step n°10 di 10 - Push-over n°2

Push-over n°3 – sisma direzione X- con carico sismico proporzionale alle masse

In corrispondenza dello spostamento ultimo si osservano rotture diffuse a tutto il fabbricato che coinvolgono principalmente la fasce di piano e la torretta.



Figura 260: Curva di capacità - Push-over n°3

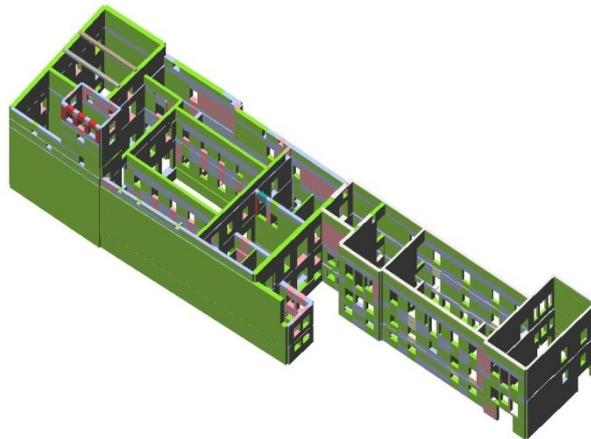


Figura 261: Step n°13 di 13 - Push-over n°3

Push-over n°4 – sisma direzione X- con carico sismico proporzionale al 1° modo di vibrare

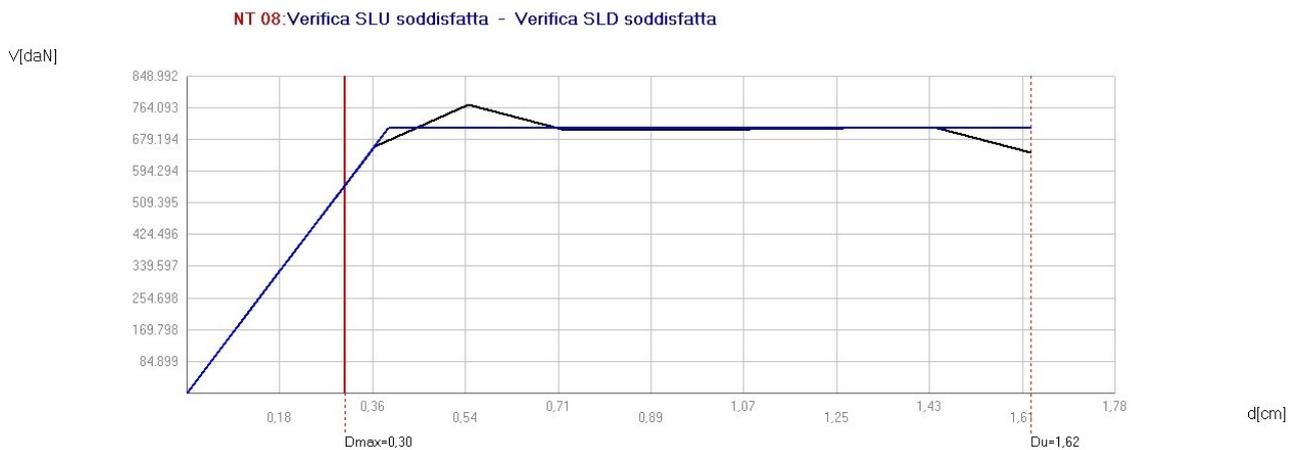


Figura 262: Curva di capacità - Push-over n°4

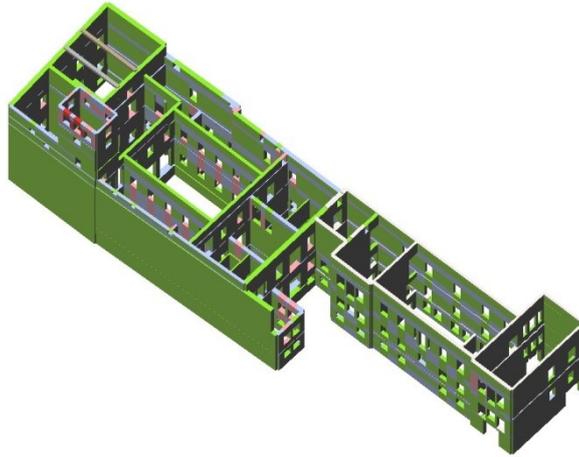


Figura 263: Step n°11 di 11 - Push-over n°4

Push-over n°5– sisma direzione Y+ con carico sismico proporzionale alle masse

NT 08: Verifica SLU non soddisfatta - Verifica SLD non soddisfatta

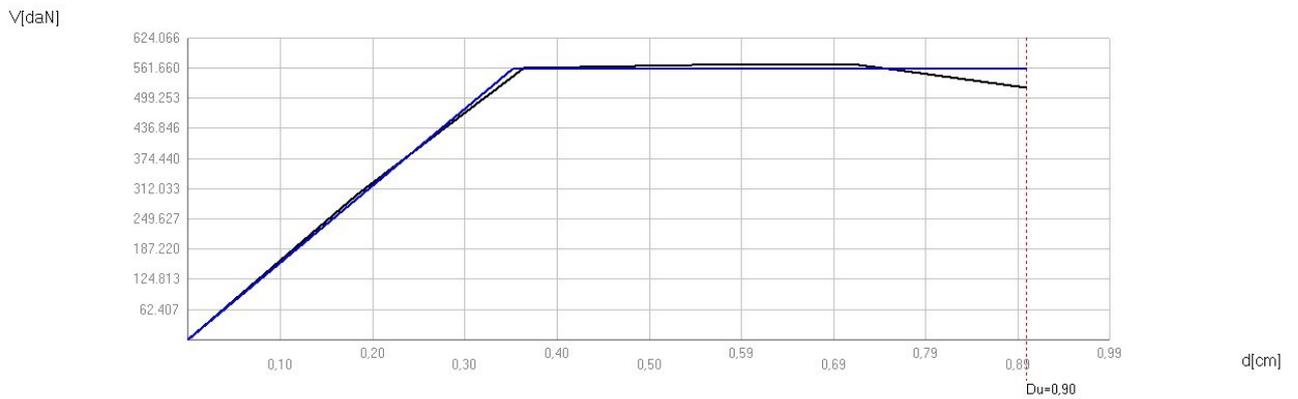


Figura 264: Curva di capacità - Push-over n°5

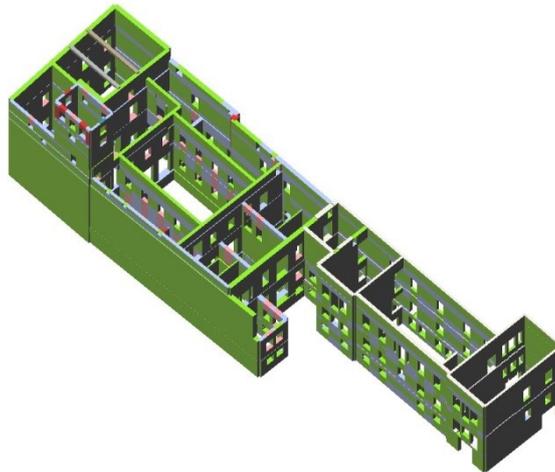


Figura 265: Step n°7 di 7 - Push-over n°5

Push-over n°6– sisma direzione Y+ con carico sismico proporzionale al 1° modo

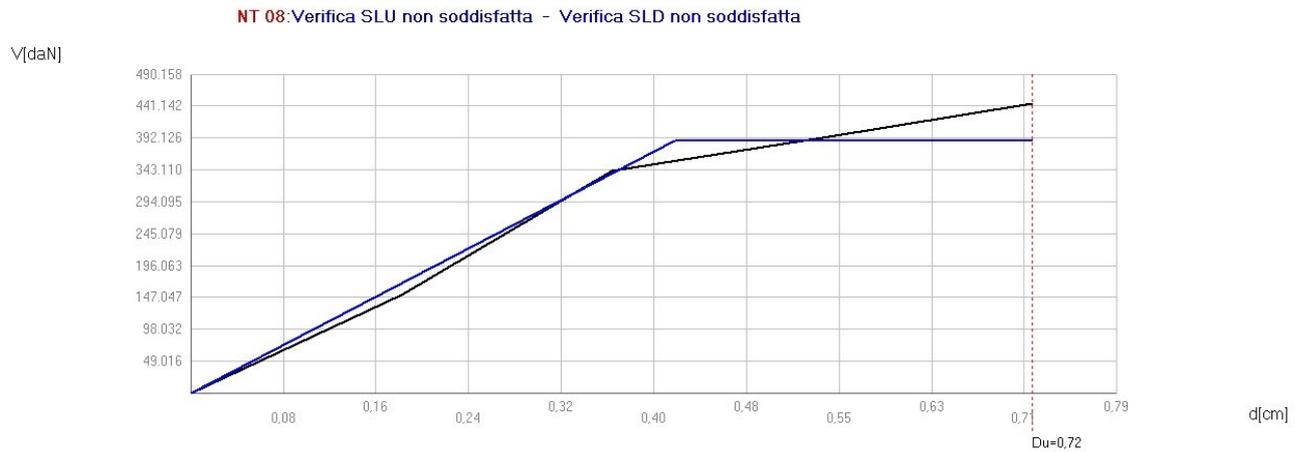


Figura 266: Curva di capacità - Push-over n°6

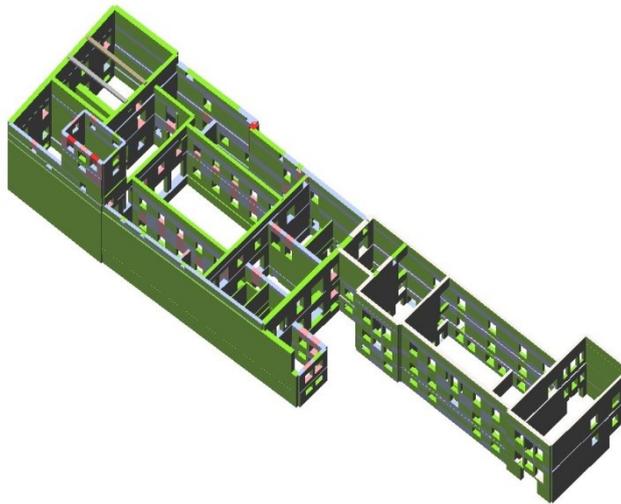


Figura 267: Step n°6 di 6 - Push-over n°6

Push-over n°7– sisma direzione Y- con carico sismico proporzionale alle masse

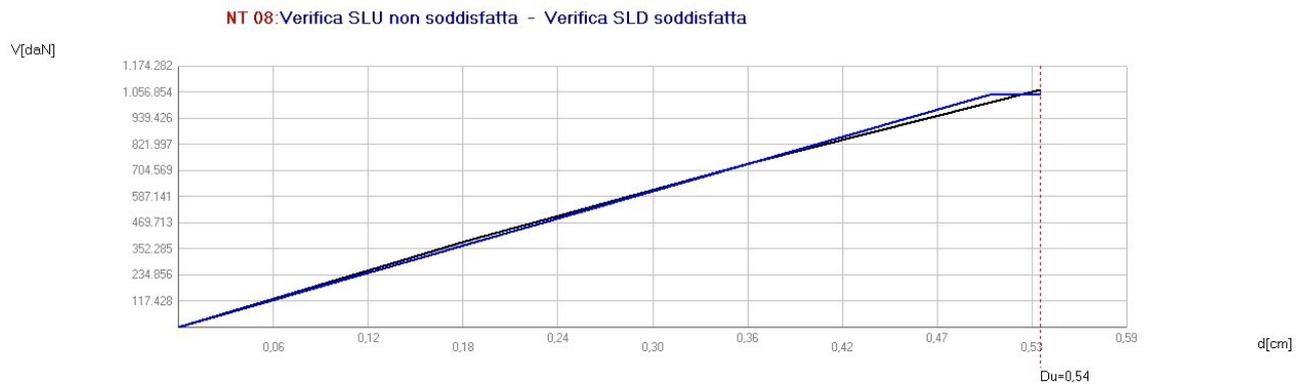


Figura 268: Curva di capacità - Push-over n°7

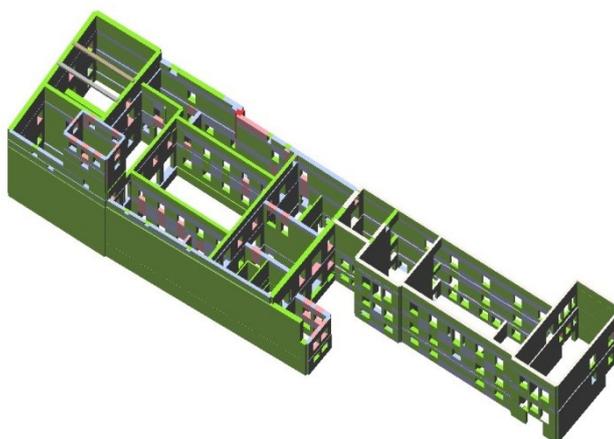


Figura 269: Step n°6 di 6 - Push-over n°7

Push-over n°8– sisma direzione Y- con carico sismico proporzionale al 1°modo di vibrare

NT 08: Verifica SLU non soddisfatta - Verifica SLD non soddisfatta

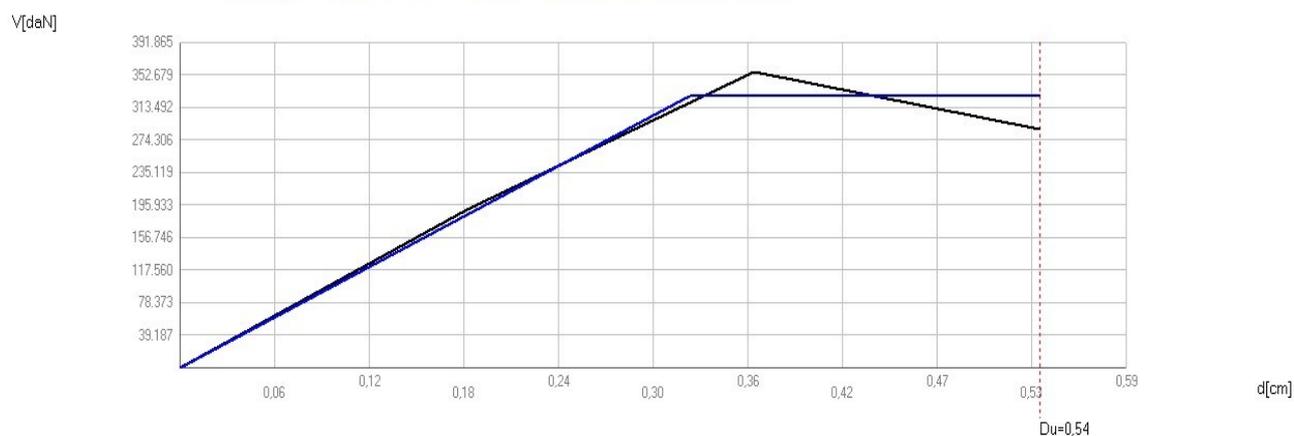


Figura 270: Curva di capacità - Push-over n°8

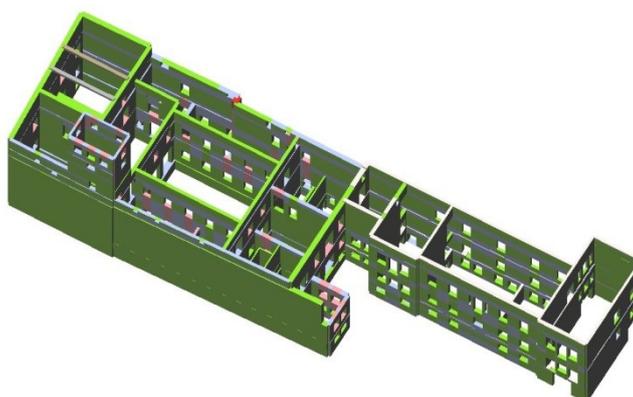


Figura 271: Step n°5 di 5 - Push-over n°8

In Tabella 23 sono riportati maggiori dettagli delle verifiche non soddisfatte.

Push-over	Verifica SLV			Verifica SLD		Verifica SLO	
	D _{max} [cm]	D _u [cm]	q*	D _{max} [cm]	D _d [cm]	D _{max} [cm]	D _o [cm]
2	1,22	1,44	3,52	0,26	1,44	0,18	1,44
3	0,14	1,98	0,27	0,05	1,08	0,04	1,08
4	0,3	1,62	0,79	0,1	0,54	0,08	0,54
5	4,46	0,9	4,17	0,87	0,54	0,55	0,54
6	7,35	0,72	6,88	1,97	0,72	1,4	0,72
7	2,83	0,54	2,08	0,36	0,54	0,29	0,54
8	7,11	0,54	8,14	1,98	0,36	1,44	0,36

Tabella 23: Dettaglio delle verifiche di push over

Unità cinquecentesca

Essendo questa unità all'interno di un aggregato edilizio, come riportato al Paragrafo 8.7.1 (NTC, GU n.29 04/02/2008), l'analisi globale assume un significato convenzionale per la quale si possono utilizzare metodologie semplificate. Per le unità strutturali non d'angolo e non di testata l'analisi può anche essere svolta trascurando gli effetti torsionali, nell'ipotesi che i solai possano unicamente traslare nella direzione considerata dell'azione sismica.

Si osserva inoltre come la scelta del punto di controllo influisca in modo sostanziale sui risultati. Le analisi vengono svolte sia considerando il nodo sulla sommità della torretta, elemento fortemente instabile, sia posizionato sul ultimo livello comune del fabbricato.

Nodo di controllo posizionato sulla torretta

	N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
	1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	1,47	1,65	1,224	0,30	1,49	0,25	1,49	1,044	2,98
	2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	6,20	1,43	4,070	1,25	1,43	0,82	1,43	0,359	1,06
	3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	3,17	1,45	1,676	0,50	1,24	0,42	1,24	0,695	1,95
	4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	5,06	1,47	3,451	1,69	1,35	1,37	1,35	0,290	0,79
	5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	6,95	1,65	3,841	1,41	1,43	0,88	1,43	0,363	1,00
	6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	11,43	1,55	9,368	3,46	0,88	2,60	0,88	0,179	0,37
	7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	7,53	3,13	3,356	1,43	1,57	1,00	1,57	0,520	1,04
	8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	11,21	1,60	9,703	3,39	0,91	2,55	0,91	0,186	0,37

Figura 272: Scheda riassunto analisi

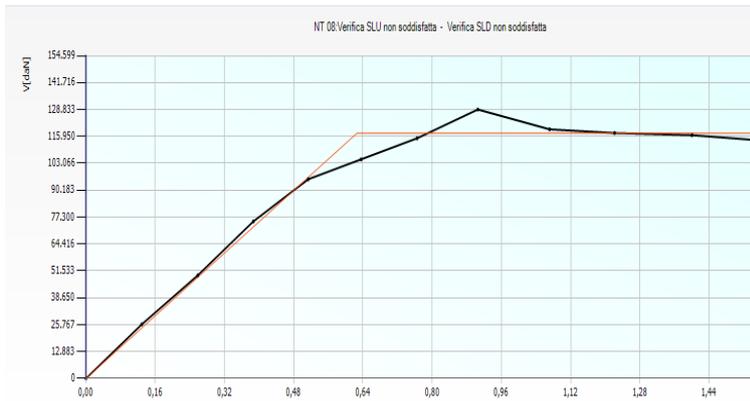


Figura 273: Curva carico spostamento analisi più gravosa

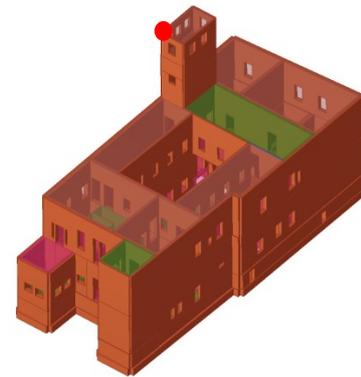


Figura 274: Nodo di controllo

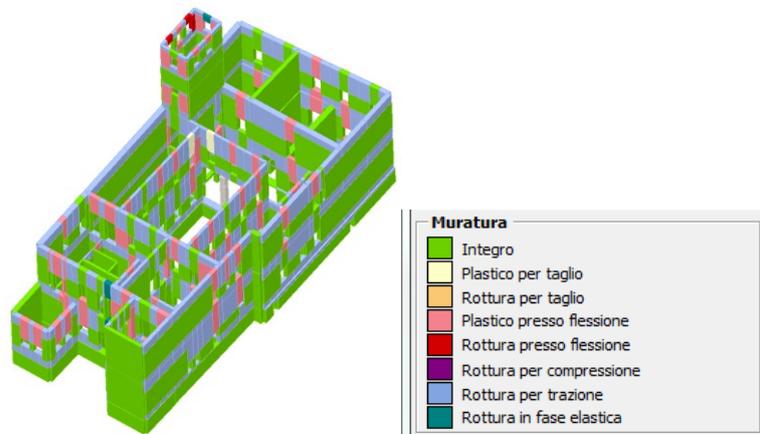


Figura 275: Stato di danno al termine dell'analisi più gravosa

L'analisi evidenzia come la torretta costituisca l'elemento di maggior vulnerabilità, le analisi si arrestano per rottura delle murature sommitali in particolare quella con maggiori aperture. Nel resto del palazzo si osserva la rottura a pressoflessione delle fasce di piano.

Analisi con nodo di controllo sull'ultimo livello comune

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa e
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	0,96	1,41	1,317	0,21	1,41	0,17	1,41	1,220	3,62
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	1,99	14,18	2,026	0,37	6,06	0,30	6,06	1,481	4,43
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	0,90	0,82	1,277	0,20	0,82	0,17	0,82	0,961	2,86
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	1,85	4,40	1,977	0,33	1,85	0,27	1,85	1,517	2,97
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	2,22	1,49	2,805	0,46	1,06	0,38	1,06	0,727	1,69
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	2,84	53,64	4,980	0,79	21,21	0,58	21,21	0,602	1,80
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	2,63	1,25	3,049	0,60	1,25	0,48	1,25	0,548	1,63
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	5,43	44,44	5,234	1,84	3,97	1,43	3,97	0,573	1,69

Figura 276: Scheda riassunto analisi

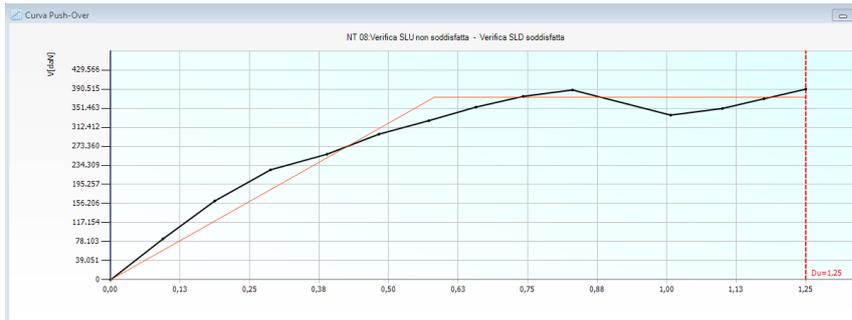


Figura 277: Curva carico spostamento analisi più gravosa



Figura 278: Nodo di controllo

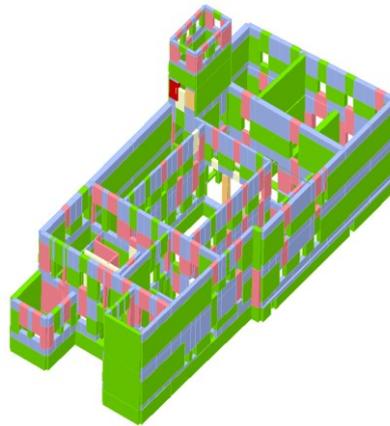


Figura 279: Stato di danno al termine dell'analisi più gravosa

Oltre ad un diffuso danneggiamento delle fasce murarie di piano, le analisi terminano sempre in corrispondenza di rotture a pressoflessione o taglio dei maschi della torretta. Le analisi svolte con il punto di controllo su di essa mostrano quanto questa parte della struttura sia vulnerabile con un livello di sicurezza rispetto all'azione di progetto pari ad appena il 20%. Un ulteriore elemento di vulnerabilità è il colonnato al piano rialzato.

Unità novecento

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q ^o SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa €
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	0,89	1,17	1,326	0,18	0,76	0,15	0,76	1,139	2,78
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	1,88	1,04	2,039	0,26	1,01	0,21	1,01	0,754	2,20
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	0,99	1,05	1,395	0,19	0,78	0,15	0,78	1,032	2,67
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	1,80	1,28	2,047	0,29	1,11	0,24	1,11	0,806	2,21
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	1,86	1,50	1,606	0,38	1,02	0,31	1,02	0,881	2,15
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	2,65	3,37	1,796	0,59	2,10	0,48	2,10	1,192	2,54
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	12,09	16,25	0,744	4,10	16,25	3,18	16,25	1,345	3,96
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	16,25	17,09	0,951	5,51	15,67	4,27	15,67	1,052	2,84
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	60,4	0,91	1,11	1,329	0,18	0,67	0,15	0,67	1,099	2,62
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-60,4	0,91	1,30	1,330	0,18	0,83	0,15	0,83	1,191	2,85
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	60,4	1,73	1,33	1,922	0,28	0,83	0,23	0,83	0,853	1,98
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-60,4	1,75	1,03	2,226	0,26	0,83	0,22	0,83	0,714	1,90
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	60,4	0,98	1,07	1,387	0,19	0,78	0,15	0,78	1,045	2,69
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-60,4	0,98	1,21	1,400	0,18	0,82	0,15	0,82	1,110	2,73
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	60,4	1,80	1,50	1,899	0,30	1,36	0,25	1,36	0,893	2,50
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-60,4	1,77	1,16	2,187	0,27	0,94	0,22	0,94	0,764	2,02
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	137,4	1,80	1,53	1,576	0,37	1,03	0,30	1,03	0,908	2,22
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-137,4	1,98	1,27	1,690	0,40	1,27	0,33	1,27	0,771	2,29
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	137,4	2,63	1,99	1,898	0,57	1,82	0,46	1,82	0,826	2,32
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-137,4	2,72	2,46	1,908	0,59	2,46	0,48	2,46	0,932	2,77
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	137,4	12,02	16,19	0,742	4,07	14,69	3,16	14,69	1,347	3,60
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-137,4	11,72	15,17	0,772	3,97	15,17	3,08	15,17	1,295	3,81
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	137,4	15,67	15,52	1,010	5,31	14,10	4,12	14,10	0,990	2,65
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-137,4	17,08	30,28	1,211	5,79	14,58	4,49	14,58	1,773	2,51

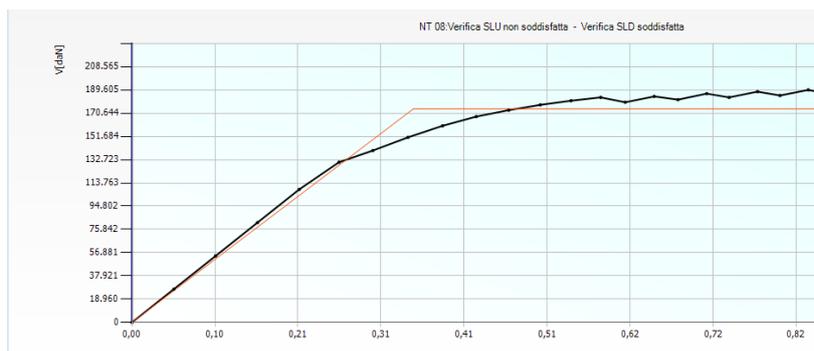


Figura 280: Curva carico spostamento peggior analisi in direzione X

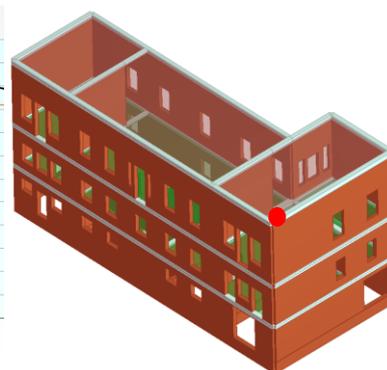


Figura 281: Nodo di controllo

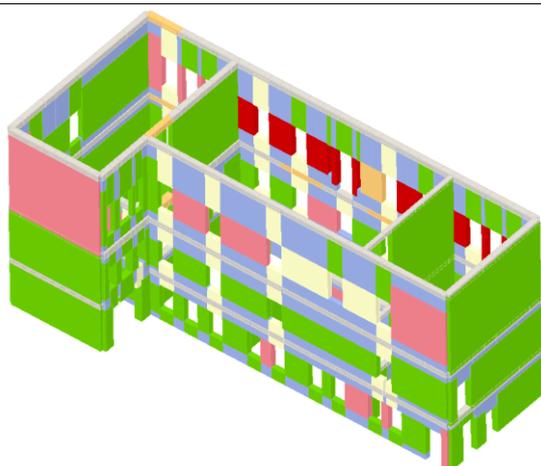


Figura 282: Danneggiamento ultimo passo, peggior analisi in direzione X

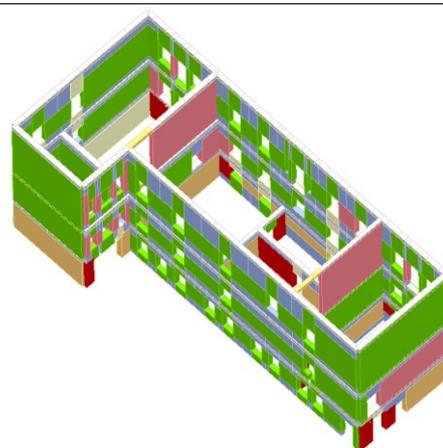


Figura 283: Danneggiamento ultimo passo, peggior analisi direzione Y

L'analisi più gravosa in direzione X mostra come la parete con più aperture all'ultimo livello presenta rotture diffuse causate dal raggiungimento della resistenza ultima a pressoflessione. L'analisi più gravosa in direzione Y evidenzia la carenza di murature di controvento nella direzione analizzata. Le murature presenti al piano terra si rompono alcune per taglio e altre per pressoflessione.

VULNERABILITA' STATO DI PROGETTO

Allo stato di progetto sarà analizzato solo il comportamento dell'unità cinquecentesca nella quale si concentrano la maggioranza degli interventi. Il miglioramento degli interventi sull'unità novecento riguardano piuttosto degli effetti locali di cui si è parlato a riguardo della concezione degli interventi.

DESCRIZIONE DEL MODELLO

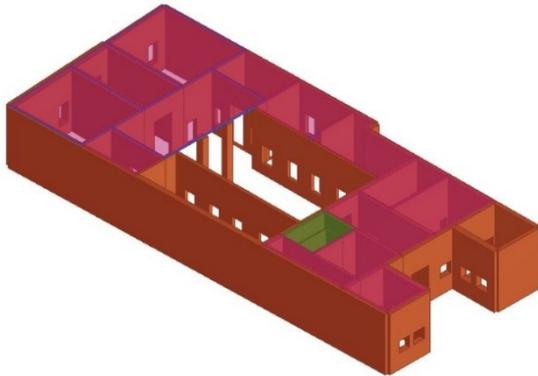


Figura 284: Cerchiature dei solai voltati del piano primo

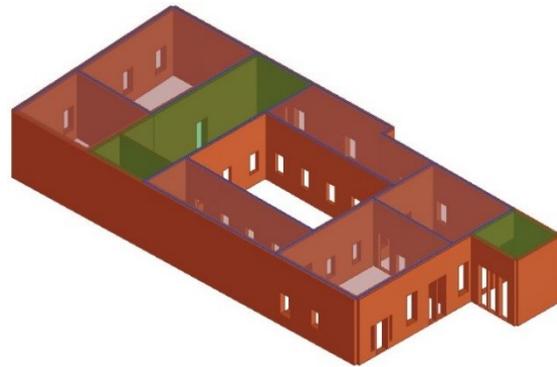


Figura 285: Cerchiature nel sottotetto

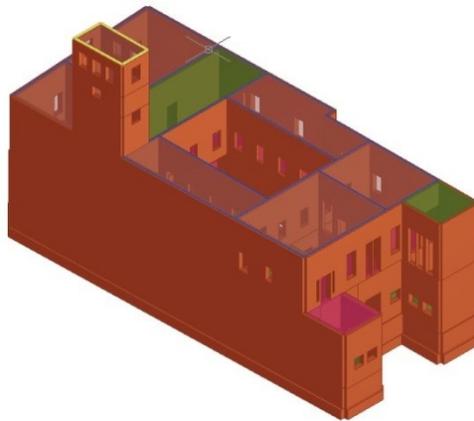


Figura 286: Modello globale con cordolo ligneo in sommità alla torretta

Nel modello sono stati inseriti i cordoli di piano in corrispondenza dei solai voltati del primo livello, nel sottotetto e sulla torretta, inoltre è stata aumentata la rigidezza dei solai di copertura. Le murature della torretta sono state migliorate considerandole la rigidezza piena e non fessurata. Il punto di controllo è stato posto sulla sommità della torretta.

Risultati

Verifica analisi													
N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q ^e SLV	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	Alfa u	Alfa €
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,0	1,04	3,71	1,404	0,21	0,84	0,18	0,84	2,137	2,69
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,0	1,98	4,84	2,139	0,36	0,68	0,29	0,68	1,403	1,58
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,0	1,12	1,71	1,338	0,24	1,32	0,20	1,32	1,262	3,24
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,0	2,13	5,53	2,079	0,41	3,62	0,33	3,62	1,443	4,32
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,0	2,51	1,64	3,106	0,53	1,40	0,42	1,40	0,707	1,86
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,0	3,42	2,53	4,839	0,97	0,95	0,72	0,95	0,620	0,98
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,0	2,83	1,57	2,835	0,64	1,26	0,52	1,26	0,619	1,57
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,0	3,85	2,25	4,961	1,14	1,00	0,86	1,00	0,605	0,90

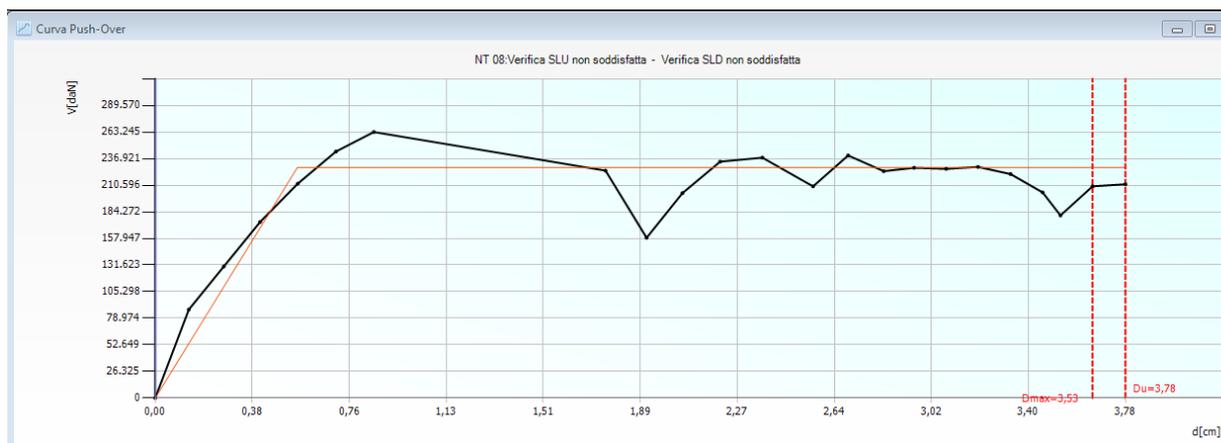


Figura 287: Curva carico spostamento peggior analisi in direzione Y

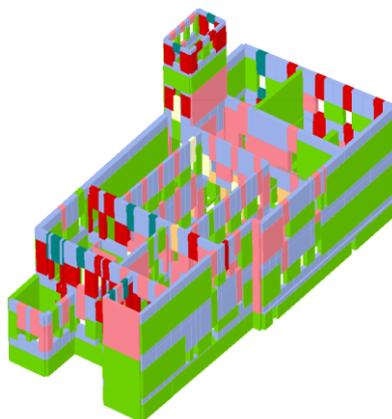


Figura 288: Stato di danno nel modello in corrispondenza dello spostamento ultimo

L'analisi globale in presenza degli interventi previsti dal progetto, allo stato limite ultimo mostra un danneggiamento più diffuso. La torretta continua ad essere interessata dal danneggiamento, questo a causa della sua intrinseca irregolarità in altezza, ciò nonostante mostra una capacità resistente aumentata. L'inserimento di cordoli, cerchiature e l'irrigidimento di alcuni solai consente una miglior distribuzione delle azioni sui maschi murari. Nel complesso il palazzo raggiunge il 60% dell'azione sismica di progetto. Si osserva che il modello globale realizzato presenta alcune semplificazioni che sono a favore di sicurezza, la torretta nella realtà presenta delle murature di contrafforte che non si è stati in grado di modellare.

CONCLUSIONI

A seguito del sisma avvenuto nel 2012 la Regione Emilia-Romagna ha bandito una borsa di Dottorato Spinner relativa alla “Mitigazione del Rischio Sismico”.

Essendo risultato vincitore ho dedicato la mia tesi di Dottorato al tema “Vulnerabilità sismica e danneggiamento di Edifici Storici in Muratura in Emilia Romagna” con riferimento a casi studio presenti nella provincia di Ferrara.

Nella tesi si sono analizzati:

- Una torre isolata medievale: La Torre Fornasini a Poggio Renatico;
- Una struttura monumentale a tre archi: Prospettiva di Corso della Giovecca;
- La volta di Giulio II nella Torre Maestra della Rocca di San Felice sul Panaro;
- Un edificio rinascimentale, Palazzo Naselli Crispi;

Questi casi sono stati studiati dallo scrivente nell’ambito di convenzioni svolte presso il Dipartimento di Ingegneria dell’Università di Ferrara, e assunte sia direttamente che attraverso il consorzio C.F.R. (Consorzio Futuro Ricerca).

La Torre Fornasini è stata studiata nell’ambito di una convenzione con la proprietà, la Fondazione Fornasini, di cui l’Università di Ferrara è facente parte. La Rocca di San Felice nell’ambito di una convenzione fra le quattro Università della Regione, l’università di Genova ed il Comune di San Felice sul Panaro. Palazzo Naselli Crispi nell’ambito di una convenzione del Consorzio Futura Ricerca con il Consorzio di Bonifica di Pianura di Ferrara proprietari dell’immobile.

Per ogni caso studio è stato affrontato un percorso conoscitivo-storico indispensabile per individuare le modificazioni operate nel tempo quindi fotografare lo stato attuale dei manufatti. Tutti i casi studio presentavano danneggiamenti causati dal sisma che ha colpito l’Emilia nel maggio 2012, quindi l’attività di ricerca si è concentrata sulle vulnerabilità osservate. Su questi temi ci si è concentrati studiando la letteratura e impiegando le migliori tecniche di simulazione e analisi ad oggi presenti. Partendo dall’interpretazione delle cause di danno si sono progettate soluzioni in grado di mitigare il rischio e ridurre la vulnerabilità di manufatti di grande valore culturale. Per le soluzioni progettuali valutate sono stati stimati gli effetti positivi con particolare riferimento alla mitigazione del rischio sismico, così da creare una linea guida utile a coloro che affrontano temi strutturali ad oggi frontiera di ricerca.

CONCLUSIONI

Bibliografia

- Bardet J.P., Ichii K. and Lin C.H.** EERA: a computer program for equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of layered soil deposits. - Los Angeles : University of Southern California, 2000.
- Benvenuto E.** An introduction to the history of structural mechanics.. - Berlin-New-York : Vaulted structures and elastic system., 1991.
- Block P., Ciblac T. and Ochsendorf J.** Real-time limit analysis of vaulted masonry buildings [Journal]. - [s.l.] : Computer and structures, 2006. - DOI 10.1016/j.compstruc.2006.08.002.
- Bragiotto L.** Analisi strutturale della copertura voltata in muratura della stanza di Giulio II nella Rocca di San Felice sul Panaro. - [s.l.] : Università degli Studi di Ferrara, 2014. - Vol. Tesi di Laurea.
- Carrieri D.** La Prospettiva di Corso della Giovecca: stabilità delle parti non strutturali e progetto dell'isolamento. - [s.l.] : Università degli Studi di Ferrara, 2014. - Vol. Tesi di Laurea.
- Cattari S. [et al.]** Damage assessment of fortress after the 2012 Emilia earthquake. - [s.l.] : Bulletin of Earthquake Engineering, 2013. - Vols. 12, pp. 2333-2365.
- Cattari S. [et al.]** Non linear modelling of fornasini tower after the 2012 emilia earthquake (italy). - Mexico City : SACH 2014 - 9th international Conference on Structural Analysis of Historical Construction, 2014.
- Cattari S. [et al.]** Vulnerabilità delle Rocche e dei Castelli Emiliani Danneggiati dal Sisma del Maggio 2012: Abaco dei principali meccanismi di danno.. - [s.l.] : Castellum n°55, 2014.
- Cattari S.** The seismic behaviour of ancient masonry buildings after the earthquake in Emilia on May 20 and 29 [Journal]. - [s.l.] : Ingegneria Sismica Anno XXIX, 2012. - Vols. n°2-3 Aprile Settembre.
- Cavicchi A. and Gambarotta L.** Collapse analysis of masonry bridges taking into account arch-fill interaction. - [s.l.] : Engineering Structures, 2005. - Vols. 27, pp. 605 - 615.
- Cavicchi A. and Gambarotta L.** Two-dimensional finite element upper bound limit analysis of masonry bridges. - [s.l.] : Computer & Structures, 2006. - Vols. 84, pp. 2316-2328.
- Chiozzi A. [et al.]** ArchNURBS: NURBS-Based Tool for the Structural Safety Assessment of Masonry Arches in MATLAB. - [s.l.] : J. Comput. Civ. Eng. 10.1061/(ASCE)CP.1943-5487.0000481 , 04015010., 2015. - Vol. 30.
- Chiozzi A., Simoni M. and Tralli A.** Base isolation of heavy non-structural monolithic object at the top of masonry monumental construction. - [s.l.] : Materials and Structures, 2015.

BIBLIOGRAFIA

- Chiozzi A., Simoni M. and Tralli A.** Rocking and overturing prevention for non-structural monolithic objects under seismic excitations through base isolation: a case study in Ferrara (Italy). - Florence : 5th European Conference of civil Engineering, 2014.
- Chiozzi A., Simoni M. and Tralli A.** Safety assessment and base isolation of heavy non-structural monolithic object. - Guwahaiti-India : 12th International conference on vibration problems, 2015.
- Chopra A.K. and Goel R.K.** A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings.. - [s.l.] : Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002. - Vols. 31, pp.561-582.
- Circolare 617** Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni dicui al decreto ministeriale 14 Gennaio 2008 (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27). - [s.l.] : Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2009.
- Como M.** Statics of historic masonry constructions. - [s.l.] : Springer-Verlag, 2013.
- Creazza G. [et al.]** Analysis of masonry vaulted structures by using a 3-D damage model.. - [s.l.] : European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering, ECOMAS, 2000.
- Creazza G. [et al.]** Analysis of masonry vaults: a macro approach based on the Three-dimensional damage. - [s.l.] : Journal of Structural Engineering, 2002. - Vols. 128, pp. 646 - 654.
- D'Ayala D. and Speranza E.** Definition of collapse mechanisms and seismic vulnerability of historical masonry buildings.. - [s.l.] : Earthquake Spectra, 2003. - DOI: 10.1193/1.1599896.
- Del Piero G.** Limit analysis and no-tension materials. - [s.l.] : International Journal of Plasticity, 1998. - Vols. 14, 259-271. - DOI: 0749-6419/98.
- Di Francesco C.** Restauri al Palazzo Naselli-Crispi . - [s.l.] : University Press Bologna, 1988.
- DIANA** User's guide. - Netherlands : TNO Building and Construction Research, 2008.
- EC6** Eurocode 6 - Design of masonry structures BS EN 1996.
- Fangary AAH.** Graphics analysis of gothic vaults.. - Berlin : Master's Thesis Advanced Masters in Structural Analysis of Monuments and Hisotrical Constructions, 2010.
- Gilbert M.** Ring: 2D rigid block analysis program for masonry arch bridges. - [s.l.] : Proc. 3rd international arch bridges conference. Paris, France, 2001.
- Gioncu V. and Mazzolani F.** Earthquake engineering for structural design.. - [s.l.] : CRC Press., 2010.
- Heyman J.** Equilibrium of shell structures. - [s.l.] : Oxford university Press, 1977.
- Heyman J.** The masonry arch. - [s.l.] : J. Wiley & Sons, 1982.
- Heyman J.** The Safety of Masonry arches. - [s.l.] : Int Mech Sci, 1969.

BIBLIOGRAFIA

- Housner G. W.** The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes.. - [s.l.] : Bulletin of the Seismological Society of America, 1963. - Vols. 53, No. 2, pp. 403-417.
- Idriss I.M. and Sun J.I.** User's manual for SHAKE91. - Davis : Centre for Geotechnical Modelling, Dept. Civil engineering, University of California, 1992.
- Iervolino I., Galasso C. and Cosenza E.** REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis.. - [s.l.] : Bulletin of Earthquake Engineering,, 2009. - Vols. 8, pp. 339-362. - DOI 10.1007/s10518-009-9146-1.
- Kimura H. and Iida K.** On rocking of rectangular columns.. - [s.l.] : Journal of the Seismological Society of Japan, 1934. - Vols. 6, No. 3, pp. 125-149.
- Koa A. S. and Mustafa G.** Free rocking of cylindrical structures.. - [s.l.] : Journal of Engineering Mechanics, 1990. - Vols. 116, pp. 34-54..
- Linee Guida** Linee Guida per la valutazione e la Riduzione del Rischio Sismico del Patrimonio Culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14 Gennaio 2008. - [s.l.] : Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri, 2011.
- Lourenco P. B. [et al.]** Analysis of masonry structures: review and recent trends Homogenization techniques. - [s.l.] : Canadian Journal of Civil Engineering, 2007. - Vols. 34, pp. 1443-1457.
- Lourenco P.B., Rots J. G. and Blaauwendraad J.** Continuum model for masonry: Parameter estimation and validation. - [s.l.] : Structural Engineering, ASCE, 1998. - Vols. 124, pp. 642-652.
- Magravanis A., Stefanou I. and Vardoulakis I.** Dynamic motion of a conical frustum over a rough horizontal surface.. - [s.l.] : International Journal of Non-Linear Dynamics, 2011. - Vols. 46, No. 1, pp. 114-124.
- Makis N. and Zhang J.** Rocking response of anchored blocks under pulse-type motions.. - [s.l.] : Journal of Engineering Mechanics, 2001. - Vols. 127, pp. 484-493.
- Makris N. and Roussos Y.** Rocking response of rigid blocks under near-source ground motions. - [s.l.] : Géotechnique, 2000. - Vols. 50, No. 3, pp. 243-262.
- Mark R., Abel JF and O'Neill K.** Photoelastic and finite element analysis of a quadripartite vault. - [s.l.] : Exp Mech XIII, 1973.
- Mattei F.** Eterodossia e Vitruvianesimo, Palazzo Naselli a Ferrara 1527-1538. - [s.l.] : Campisano Editore, 2013.
- Milani G and Lourenco PB** 3D non-linear behavior of masonry arch bridges. - [s.l.] : Computer & Structures, 2012. - Vols. 110-111, pp.133-50.

- Milani G. [et al.]** Seismic assessment of a masonry tower in the region stricken by the 20-29 May 2012 Emilie-Romagna, Italy. - Guimaraes – Portugal : Proc. of the 9nd International Masonry Conference, 2014.
- Milani G. and Tralli A.** A simple meso-macro model based on SQP for the non-linear analysis of masonry double curvature structures.. - [s.l.] : Solid & Structures , 2012. - Vols. 49, pp.808-834.
- Milani G., Milani E. and Tralli A.** Limit analysis of masonry vaults by means of curved shell finite elements and homogenization.. - [s.l.] : International Journal of Solid and Structures, 2008. - Vols. 45, issue 20, pp.5258–5288..
- Milani G., Milani E. and Tralli A.** Upper Bound limit analysis model for FRP reinforced masonry curved structures. Part II: structural analyses. - [s.l.] : Computer & Structures, 2009. - Vols. 87, issue 23–24, pp.1534–1558.
- Milani G., Milani E. and Tralli A.** Upper Bound limit analysis model for FRP reinforced masonry curved structures. Part I: unreinforced masonry failure surface. - [s.l.] : Computer & Structures, 2009. - Vols. 87, issue 23-24, pp.1516-33.
- Milani G., Simoni M. and Tralli A.** Advanced numerical models for the analysis of masonry cross vaults: a case study in italy. - [s.l.] : Engineering Structures, 2014. - Vols. 76, pp. 339-358.
- Nicolini L.** Equivalent viscous damping and inelastic displacement for strengthened and reinforced masonry walls.. - [s.l.] : Ph. D. Thesis, University of Trento, Relatore Prof. Ing. Claudio Modena., 2012.
- NTC 2008** Nuove norme tecniche per le costruzioni. - Rome : Ministero delle Infrastrutture, GU n.29 04/02/2008.
- Paradiso M., Tempesta G. and Galassi S.** X-Vaults; a software for the analysis of the stability of masonry cross-vault. - [s.l.] : IJCSI, 2012.
- PCM-DPC-MiBAC 2006.** - [s.l.] : G.U. no 55 07/03/2006, D.P.C.M. 23/02/2006, Approvazione dei modelli per il rilevamento dei danni, a seguito di eventi calamitosi, ai beni appartenenti al patrimonio culturale.
- Pena F. [et al.]** Numerical models for the seismic assessment of an old masonry tower.. - [s.l.] : Engineering Structures, 2010. - Vols. 32, pp. 1466-1478.
- Pesciullesi C. [et al.]** Optimal spheric masonry domes of uniform strenght. - [s.l.] : J Struct Eng ASCE; , 1997. - Vols. 123, pp.203-209.
- Piso C.** Il Palazzo Naselli-Crispi in Ferrara. - [s.l.] : Consorzio di Bonifica Pianura di Ferrara, 1987.

BIBLIOGRAFIA

- Savoia M.** Realizzazione di indagini sperimentali in situ per pareti di edifici in muratura nei comuni dell'Emilia colpiti dal Sisma del 2012;. - Bologna : Regione Emilia Romagna, Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli, 2015.
- Schnabel P.B., Lysmer J. and Seed H.B.** // SHAKE: a computer program for earthquake response analysis of horizontal layered sites. - Berkeley : Report n°EERC72-12, University of California, 1972.
- Shenton H. W. and Jones N. P.** Base Excitation of Rigid Bodies. II: Periodic Slide-Rock Response.. - [s.l.] : Journal of Engineering Mechanics,, 1991. - Vols. 117, No. 10, pp. 2307-2328..
- Simoni M. [et al.]** A Medieval tower near Ferrara damaged by the Emilia earthquake. - Antalya - Turkey : 2nd International Conference on Protection of Historical Construction - PROHITECH, 2014.
- Spanos P. and Koh A.** Rocking of rigid blocks due to harmonic shaking.. - [s.l.] : Journal of Engineering Mechanics, 1984. - Vols. 110, pp. 1627-1642..
- Srinivas M. and Ruina A.** Rocking and Rolling: a can that appears to rock might actually roll.. - [s.l.] : Physical Review E, 2008. - Vols. 78, 06609..
- Tralli A., Alessandri C. and Milani G.** Computational Methods for masonry Vaults: A Review of Recent Results. - [s.l.] : The Open Civil Engineering Journal, 2014. - Vols. 8, pp. 272-287.
- Vermeltoort AV.** Analysis and experiments of masonry arches. - Guimaraes : Hisotrical Constructions, 2001.
- Yim W. K., Chopra A. K. and Penzien J.** Rocking response of rigid blocks to earthquakes.. - [s.l.] : Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1980. - Vols. 8, No. 6, pp. 565-587.

BIBLIOGRAFIA

ALLEGATO 1**Inquadramento Normativo - Edifici Esistenti in Muratura****Norme Tecniche per le Costruzioni NTC 2008 (NTC, GU n.29 04/02/2008) e Circolare n°617 (Circolare 617, 2009)**

Al Capitolo C.8 (Circolare 617, 2009) è riportato:

Il problema della sicurezza delle costruzioni esistenti è di fondamentale importanza in Italia, da un lato per l'elevata vulnerabilità, soprattutto rispetto alle azioni sismiche, dall'altro per il valore storico-architettonico-artistico-ambientale di gran parte del patrimonio edilizio esistente. A ciò si aggiunge la notevole varietà di tipologie e sub-tipologie strutturali, quali, ad esempio nell'ambito delle strutture murarie, quelle che scaturiscono dalle diversificazioni delle caratteristiche dell'apparecchio murario e degli orizzontamenti, e dalla presenza di catene, tiranti ed altri dispositivi di collegamento. Ne deriva una particolare complessità delle problematiche coinvolte ed una difficile standardizzazione dei metodi di verifica e di progetto e dell'uso delle numerose tecnologie di intervento tradizionali e moderne oggi disponibili. Per questo, più che nelle altre parti delle NTC, è stato seguito un approccio prestazionale, con l'adozione di poche regole di carattere generale ed alcune indicazioni importanti per la correttezza delle diverse fasi di analisi, progettazione, esecuzione.

Sono individuate tre categorie di intervento; adeguamento, miglioramento e riparazione, stabilendo altresì le condizioni per le quali si rende necessario l'intervento di adeguamento e l'obbligatorietà del collaudo statico, sia per gli interventi di adeguamento che per quelli di miglioramento.

Per quanto riguarda le costruzioni esistenti in muratura, si distingue fra meccanismi di collasso locali e meccanismi d'insieme, stabilendo che la sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi.

Per le tipologie in aggregato, particolarmente frequenti nei centri storici, sono definiti i criteri per l'individuazione delle unità strutturali analizzabili separatamente e per la loro analisi strutturale, tenuto conto della complessità del comportamento, delle inevitabili interazioni con unità strutturali adiacenti e delle possibili semplificazioni apportabili al calcolo.

Interpretare il comportamento statico e dinamico di un edificio esistente in muratura non può prescindere da una preliminare Analisi Storico Critica, indicazioni in merito sono riportate al Paragrafo C.8.5.1 (Circolare 617, 2009):

Per le costruzioni, e in particolare per gli edifici a valenza culturale, storico-architettonica, è talvolta possibile, attraverso una ricerca archivistica, raccogliere una documentazione sufficientemente completa sulla loro storia edificatoria per ricostruire ed interpretare le diverse fasi edilizie. In ogni caso, soprattutto nel caso di edifici in muratura, sia in assenza sia in presenza di documentazione parziale,

prima di procedere alle indispensabili operazioni di rilievo geometrico, è opportuno svolgere delle considerazioni sullo sviluppo storico del quartiere in cui l'edificio è situato (a meno che si tratti di edifici isolati), basandosi su testi specialistici, cercando di acquisire informazioni sugli aspetti urbanistici e storici che ne hanno condizionato e guidato lo sviluppo, con particolare riferimento agli aspetti di interesse per l'edificio in esame.

La ricostruzione della storia edificatoria dell'edificio, o della costruzione più in generale, consentirà anche di verificare quanti e quali terremoti esso abbia subito in passato. Questo sorta di valutazione sperimentale della vulnerabilità sismica dell'edificio rispetto ai terremoti passati è di notevole utilità, perché consente di valutarne il funzionamento, a patto che la sua configurazione strutturale e le caratteristiche dei materiali costruttivi non siano stati, nel frattempo, modificati in maniera significativa.

Sulla base dei dati raccolti nella fase di ricerca storica, si possono trarre conclusioni di tipo operativo per la modellazione meccanica globale dell'edificio.

Si procede quindi con il Rilievo Geometrico Strutturale, Paragrafo C8.5.2 (Circolare 617, 2009):

Un passo fondamentale nell'acquisizione dei dati necessari a mettere a punto un modello di calcolo accurato di un edificio esistente è costituito dalle operazioni di rilievo della geometria strutturale. Il rilievo si compone di un insieme di procedure relazionate e mirate alla conoscenza della geometria esterna delle strutture e dei dettagli costruttivi. Questi ultimi possono essere occultati alla vista (ad esempio disposizione delle armature nelle strutture in c.a.) e possono richiedere rilievi a campione e valutazioni estensive per analogia. Si noti che, mentre per gli altri due aspetti che determinano il livello di conoscenza (dettagli costruttivi e proprietà dei materiali) si accettano crescenti livelli di approfondimento dell'indagine, per la geometria esterna, si richiede che il rilievo sia compiuto in maniera quanto più completa e dettagliata possibile, ai fini della definizione del modello strutturale necessario alla valutazione della sicurezza per le azioni prese in esame.

Il livello conoscitivo raggiunto identifica un coefficiente di sicurezza, FC fattore di confidenza, Figura 289.

ALLEGATO 1

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Figura 289: Tabella C8A.1.2 - Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio.

La muratura presenta una notevole varietà per tecniche costruttive e materiali impiegati. L'identificazione dei parametri meccanici può avvenire attraverso una campagna di indagini o con l'identificazione in una delle 11 categorie definite dal normatore, Tabella C8A.2.1 (Circolare 617, 2009), Figura 290:

ALLEGATO 1

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	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	

Figura 290: Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura.

Gli edifici in muratura esistenti sono spesso affetti da carenze strutturali quali mancanza di collegamento fra strutture verticali e orizzontali o bassa rigidità di piano. La valutazione del livello di sicurezza nei confronti del sisma andrà quindi condotta secondo quanto indicato al Paragrafo C.8.7.1.1 (Circolare 617, 2009)

Quando la costruzione non manifesta un chiaro comportamento d'insieme, ma piuttosto tende a reagire al sisma come un insieme di sottosistemi (meccanismi locali), la verifica su un modello globale non ha rispondenza rispetto al suo effettivo comportamento sismico.

Particolarmente frequente è il caso delle grandi chiese o di edifici estesi e di geometria complessa non dotati di solai rigidi e resistenti nel piano, né di efficaci e diffusi sistemi di catene o tiranti. In tali casi la verifica globale può essere effettuata attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali, purché la totalità

delle forze sismiche sia coerentemente ripartita sui meccanismi locali considerati e si tenga correttamente conto delle forze scambiate tra i sottosistemi strutturali considerati.

Le analisi di ribaltamento locale potranno essere condotte secondo il modello proposto al Paragrafo C.8.7.1.6:

Un possibile modello di riferimento per questo tipo di valutazioni è quello dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, considerate come corpi rigidi non resistenti a trazione; la debole resistenza a trazione della muratura porta infatti, in questi casi, ad un collasso per perdita di equilibrio, la cui valutazione non dipende in modo significativo dalla deformabilità della struttura, ma dalla sua geometria e dai vincoli.[...] Applicando il principio dei lavori virtuali ad ogni meccanismo prescelto, è possibile valutare la capacità sismica in termini di resistenza (analisi cinematica lineare) o di spostamento, attraverso una valutazione in spostamenti finiti (analisi cinematica non lineare).

Una trattazione esaustiva è riportata nei lavori di Antoninò Giuffrè e Mario Como (Como, 2013).

Con riferimento alle analisi sismiche globali il metodo di analisi consigliato dal normatore è l'Analisi Statica Non Lineare, Paragrafo C7.8.1.5:

Le strutture in muratura essendo caratterizzate da un comportamento non lineare risultano, in ogni caso, più significativamente rappresentate attraverso un'analisi statica non lineare. Pertanto, tale metodo è applicabile anche per gli edifici in muratura anche se il modo di vibrare fondamentale ha una massa partecipante inferiore al 75%.

Tuttavia deve essere rispettata la prescrizione, Paragrafo 7.8.1.5.4:

L'analisi statica non lineare è applicabile agli edifici in muratura anche nei casi in cui la massa partecipante del primo modo di vibrare sia inferiore al 75% della massa totale ma comunque superiore al 60%.

Linee Guida per la Tutela del Patrimonio Culturale (Linee Guida, 2011)

Quanto descritto nelle NTC 2008 (NTC, GU n.29 04/02/2008), e nella Circolare 617 (Circolare 617, 2009) per le strutture in muratura viene recepito e particolarizzato nelle Linee Guida (Linee Guida, 2011) per le strutture che costituiscono il patrimonio culturale tutelato.

Per queste particolari strutture si definiscono per i diversi aspetti della conoscenza dei livelli di approfondimento a cui corrispondono fattori parziali di confidenza:

ALLEGATO 1

Rilievo geometrico	identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	Proprietà meccaniche dei materiali	Terreno e fondazioni
rilievo geometrico completo $F_{C1} = 0.05$	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche) $F_{C2} = 0.12$	parametri meccanici desunti da dati già disponibili $F_{C3} = 0.12$	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni $F_{C4} = 0.06$
rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi $F_{C1} = 0$	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche) $F_{C2} = 0.06$	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali $F_{C3} = 0.06$	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni $F_{C4} = 0.03$
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche) $F_{C2} = 0$	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali $F_{C3} = 0$	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni $F_{C4} = 0$

Figura 291: Tabella 4.1 (Linee Guida, 2011) ; Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza.

La definizione del fattore di confidenza andrà riferito al materiale/tipologia che maggiormente penalizza lo specifico meccanismo di danno/collasso in esame.

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck}$$

L'approccio progettuale individuato dalle (Linee Guida, 2011) è orientato al miglioramento piuttosto che all'adeguamento come riportato al Paragrafo 2.2:

Per i beni culturali tutelati è necessario attenersi ad interventi di miglioramento, a riparazioni o ad interventi locali (punto 8.4 delle NTC).

Con il termine di miglioramento si deve intendere l'esecuzione di opere in grado di far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza rispetto alle condizioni attuali, con un livello di protezione sismica non necessariamente uguale a quello previsto per l'adeguamento delle costruzioni.

Riparazioni o interventi locali interessano invece porzioni limitate della costruzione, e devono essere soggetti a verifiche locali; nel caso dei beni tutelati è comunque richiesta anche una valutazione della sicurezza complessiva, in forma semplificata, in modo da certificare che non siano peggiorate le condizioni di sicurezza preesistenti.

Prosegue al Paragrafo 6.1 descrivendo la filosofia con cui deve essere concepito il progetto strutturale:

Gli interventi sulle strutture, volti a ridurre la vulnerabilità sismica, sono da valutarsi nel quadro generale della conservazione della costruzione.

La scelta della strategia e della tecnica d'intervento, nonché l'urgenza di attuarlo, dipendono dai risultati della precedente fase di valutazione.

L'obiettivo principale resta sempre la conservazione non solo della materia ma anche del funzionamento strutturale accertato, qualora questo non presenti carenze tali da poter comportare la perdita del bene.

In questo senso dovranno essere valutati anche gli aspetti legati agli interventi per l'esecuzione di opere impiantistiche, per ciò che attiene l'impostazione progettuale, privilegiando l'adozione di soluzioni che limitino o escludano l'inserimento di impianti negli elementi strutturali.

Gli interventi devono essere in genere rivolti a singole parti del manufatto, contenendone il più possibile l'estensione ed il numero, e comunque evitando di alterare in modo significativo l'originale distribuzione delle rigidità negli elementi. L'esecuzione di interventi su porzioni limitate dell'edificio va comunque valutata e giustificata nel quadro di una indispensabile visione d'insieme, portando in conto gli effetti della variazione di rigidità e resistenza degli elementi.

Il progetto degli interventi dovrà garantire la conservazione dell'architettura in tutte le sue declinazioni, in particolare valutando l'eventuale interferenza con gli apparati decorativi.

L'intervento deve essere realizzato solo dopo aver accertato i benefici che possono conseguirsi e l'impatto sulla costruzione storica. In particolare devono, in via generale, essere evitate tutte le opere di demolizione-sostituzione e di demolizione-ricostruzione, operando con interventi che si integrino con la struttura esistente senza trasformarla radicalmente. In situazioni di emergenza si può derogare da questa

condizione, adottando tuttavia soluzioni provvisorie tali da produrre minime alterazioni permanenti.

La valutazione della sicurezza e una chiara comprensione della struttura devono essere alla base delle decisioni e delle scelte degli interventi.

In particolare, l'intervento dovrà essere proporzionato agli obiettivi di sicurezza e durabilità, contenendo gli interventi in modo tale da produrre il minimo impatto sul manufatto storico. È opportuno ricordare che, anche nei riguardi della prevenzione dai danni sismici, la semplice manutenzione può spesso evitare interventi fortemente trasformativi.

La scelta delle tecniche d'intervento sarà valutata caso per caso, dando la preferenza a quelle meno invasive e maggiormente compatibili con i criteri della conservazione, tenendo conto dei requisiti di sicurezza e durabilità. Dovranno essere privilegiati gli interventi in grado di trasformare in modo non permanente l'edificio ed i nuovi materiali, risultanti dall'innovazione tecnologica, dovranno essere valutati alla luce dei criteri di compatibilità e durabilità nel tempo, in relazione alla materia storica.

Gli interventi dovranno, per quanto possibile, rispettare la concezione e le tecniche originarie della struttura, nonché le trasformazioni significative avvenute nel corso della storia del manufatto. Da questo punto di vista gli elementi strutturali danneggiati, quando possibile, devono essere riparati piuttosto che sostituiti e le deformazioni ed alterazioni, costituendo una testimonianza del passato, dovrebbero essere mantenute, eventualmente adottando misure atte a limitarne gli effetti negativi sulle condizioni di sicurezza.

Particolare attenzione deve essere posta anche alla fase esecutiva degli interventi per assicurare la reale efficacia degli stessi ed evitare dissesti che comportino il peggioramento delle caratteristiche della muratura o del funzionamento degli elementi costruttivi.

La presente tesi prende in esame diversi casi studio nei quali le strutture hanno uno sviluppo prevalente verticale. Le *Linee Guida* (Linee Guida, 2011) per questa tipologia strutturale riportano al Paragrafo 5.4.4:

Questa tipologia costruttiva è generalmente distinguibile in base al suo prevalente sviluppo verticale e costituisce un insieme rilevante del patrimonio costruito in Italia.

Il comportamento sismico di questa tipologia è dipendente da alcuni fattori specifici: la snellezza della struttura; il grado di ammorsamento delle pareti; l'eventuale presenza di strutture adiacenti più basse, in grado di fornire un vincolo orizzontale; la presenza nella parte sommitale di elementi architettonici snelli (guglie, vele campanarie, merlature, ecc.) o comunque vulnerabili (celle campanarie). [...]

La snellezza è un parametro molto variabile; esistono infatti torri molto tozze (ad esempio, alcuni bastioni di difesa rinascimentali) e campanili di grande snellezza. Se le prime possono essere considerate come costruzioni massicce, per i grandi spessori murari formati da murature a sacco, i secondi possono essere considerati come delle strutture monodimensionali, con un comportamento a mensola.

L'ammorsamento delle pareti di una struttura muraria a prevalente sviluppo verticale è funzionale a garantire che questa si comporti come una mensola incastrata alla base, con una rigidità associata all'intera sezione muraria (conservazione della sezione piana) e non come un insieme di pareti distinte.

Le tecniche tradizionali per garantire un buon ammorsamento tra le pareti sono: la tessitura dei cantonali; la presenza di cerchiature e catene metalliche; la presenza di orizzontamenti ben collegati. Inoltre, deve essere valutato attentamente l'effetto dovuto alla presenza di spinte, nel caso di volte in muratura.

ALLEGATO 1

Molto frequente è il caso di torri o campanili posti a contatto con altre strutture di minore altezza. Alcuni casi tipici sono: campanili inglobati o accostati alla chiesa; torri inglobate in vario modo nel tessuto urbano; torri inglobate nella cinta muraria. La presenza di vincoli orizzontali a diverse quote può mutare profondamente il comportamento della struttura, da una parte limitandone l'effettiva snellezza, dall'altra costituendo irrigidimenti localizzati e punti di possibile concentrazione degli sforzi (l'osservazione dei danni ha in genere dimostrato che queste situazioni sono causa di danni anche significativi). Va ricordato che tali vincoli sono spesso diversi secondo le due direzioni principali nel piano orizzontale. In questi casi la verifica andrà eseguita a partire dalla quota di stacco, avendo cura di considerare l'effetto di questo vincolo sulla forma del meccanismo di collasso e l'amplificazione dell'azione sismica a quella quota della struttura. Queste situazioni sono spesso caratterizzate da notevole vulnerabilità. [...] Analoghe considerazioni valgono per gli elementi snelli e svettanti, spesso presenti sulla sommità delle torri; la loro vulnerabilità è in primo luogo dovuta al modesto carico verticale (associato al solo peso proprio), che garantisce un limitato effetto stabilizzante nei riguardi del ribaltamento. Ancora più critico è l'effetto di amplificazione del moto sismico che si verifica nelle parti più alte della costruzione; l'osservazione dei danni ha infatti mostrato come celle campanarie simili si siano comportate in modo molto diverso, a parità di azione sismica alla base del campanile, e ciò a causa della diversa interazione tra sisma, terreno di fondazione, struttura e sovrastruttura.

La relativa chiarezza dello schema strutturale e del comportamento di questa tipologia strutturale consente, in molte situazioni reali, di ricondurre la struttura a modelli semplici e limitare ad alcuni casi tipici i meccanismi di danno e collasso.