



COMUNE DI L'AQUILA

SETTORE RICOSTRUZIONE PUBBLICA



LAVORI DI CONSOLIDAMENTO E RECUPERO DI PALAZZO MARGHERITA IN PIAZZA PALAZZO – L'AQUILA

Progetto preliminare

Responsabile del Settore Ricostruzione Pubblica

Dott. Ing. Mario DI GREGORIO

Responsabile Unico del Procedimento

Dott. Ing. Mario DI GREGORIO

Progettazione Preliminare:

Geom. Carlo Cafaggi

P.I. Livio Stefanucci

Arch. Federica Sulpizio

Ing. Emanuela Ferrini

Geom. Stefano Graziani

Ing. Giuseppina Ambrosio

| | |
|---|--------------------------|
| Serie: Rilievo geometrico e analisi del danno | Data: Giugno 2012 |
| Oggetto: R.3 – Torre civica | |

INDICE DEI CONTENUTI

| | |
|--|-----------|
| 1. Descrizione della geometria e della struttura..... | 3 |
| 2. Caratterizzazione dei materiali | 5 |
| 3. Verifiche in situ..... | 6 |
| 4. Definizione dell'azione sismica | 8 |
| 5. Definizione dei modelli..... | 10 |
| 5.1. Analisi cinematica | 11 |
| 5.2. Verifiche di sicurezza | 15 |
| 5.3. Dimensionamento del rinforzo | 16 |
| 6. Analisi FEM | 17 |
| 7. Dimensionamento del giunto | 22 |
| 8. Conclusioni | 22 |
| BIBLIOGRAFIA..... | 22 |

1. Descrizione della geometria e della struttura

La torre, interamente realizzata in muratura in pietra locale, ha pianta rettangolare (6,46x6,26 m). Attualmente la struttura è adiacente a Palazzo Margherita, sede storica degli uffici comunali, e condivide con esso due pareti, quella a nord-est e quella a nord-ovest, dal livello del piano strada fino alla linea di gronda dell'edificio comunale posta ad un'altezza di circa 15 m da terra. L'altezza totale della torre è di circa 41 m misurati dal piano strada. La torre presenta pareti molto possenti con uno spessore di 1,7 m su tre lati e di 1,89 m su un lato. E' internamente cava e la struttura presenta complessivamente tre ambienti, i cui impalcati si trovano rispettivamente a quota 0,00 m, a quota +5,22 m e l'ultimo a +9,97 m dal piano campagna. Il livello intermedio è accessibile dal secondo piano del palazzo comunale. Esso presenta una volta a crociera con una nicchia sul lato ricadente a via delle Aquile, con un'altezza di 3,85 m misurata nel punto più alto della volta. Sotto a tale stanza si trova un altro ambiente, non accessibile, e attualmente occluso con materiale di riempimento. L'ultimo livello, a quota 9,97 m, è costituito da un unico ambiente che prosegue fino alla sommità della torre. Esso è percorso da una scala lignea che si dipana, attraverso una successione di rampe rettilinee che concorrono lungo le quattro pareti interne fino alla quota dove è collocato l'orologio che affaccia su piazza palazzo. Infine vi è un camminamento esterno posto ad una quota di circa 34 m dal piano stradale, base di un torrino a sezione quadrata che ospita in sommità una campana di notevoli dimensioni. Il punto più alto del torrino è raggiungibile attraverso una scala in metallo esterna. Di seguito si riportano le sezioni e la pianta della struttura ricavati attraverso il rilievo laser-scanner, Figura 1 e Figura 2.

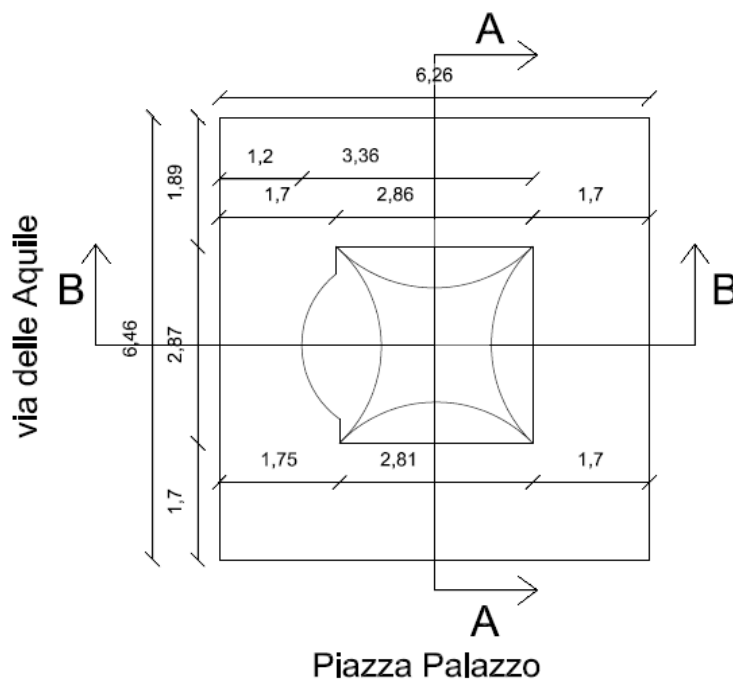


Figura 1: pianta torre

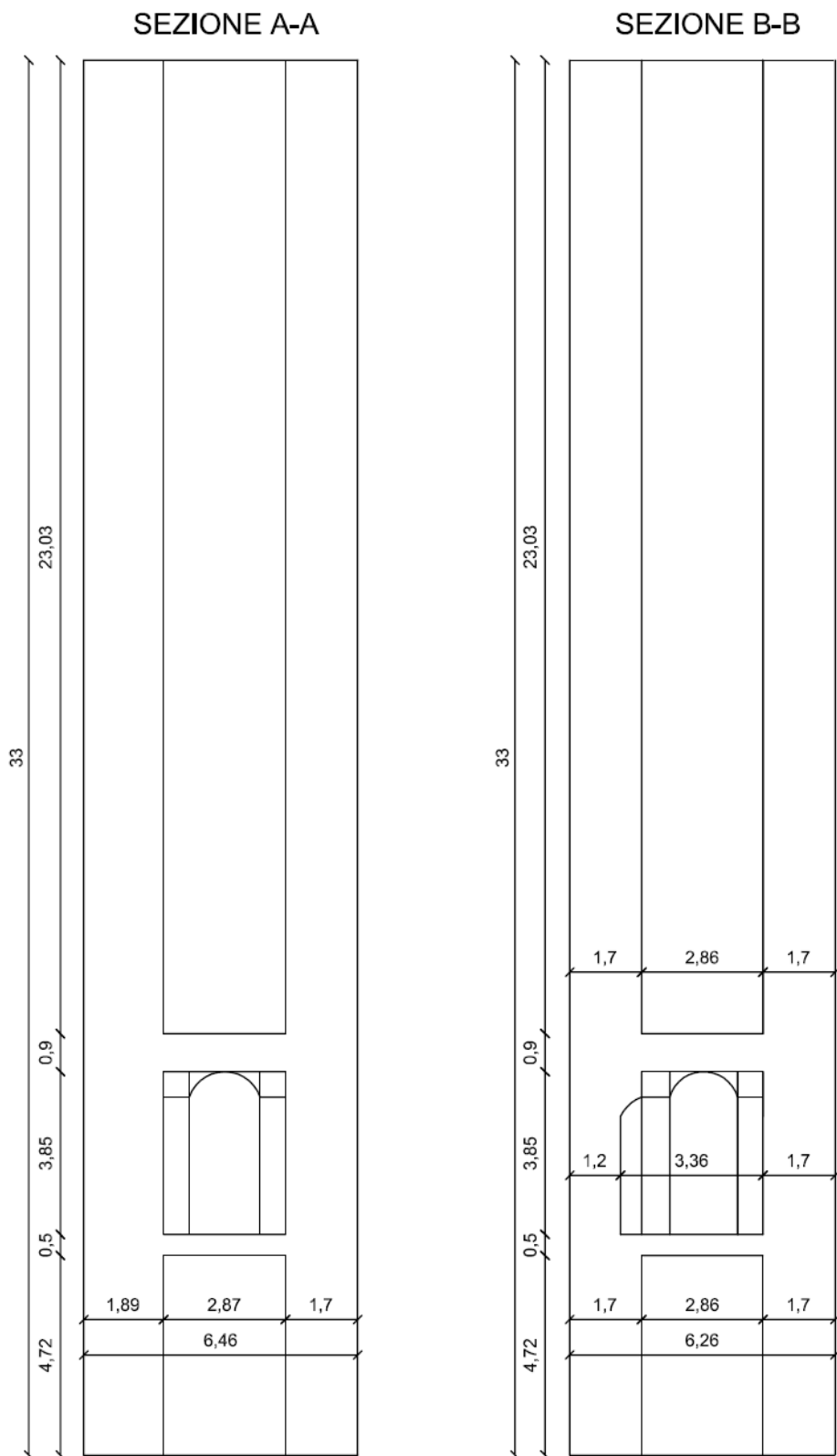


Figura 2: sezioni torre

2. Caratterizzazione dei materiali

Le caratteristiche della muratura sono state valutate in base ai valori offerti dalla normativa. La tipologia di muratura, con la quale è realizzata la torre, è a blocchi lapidei squadrate, Figura 3 e Figura 4.

Le caratteristiche sono:

- $f_m = 700 \text{ N/cm}^2$, resistenza media a compressione della muratura;
- $\tau_o = 11 \text{ N/cm}^2$, resistenza media a taglio della muratura;
- $E = 2400 \text{ N/mm}^2$, valore medio del modulo di elasticità normale;
- $G = 860 \text{ N/mm}^2$, valore medio del modulo di elasticità tangenziale;
- $w = 20 \text{ kN/m}^3$, peso specifico medio della muratura.



Figura 3: torre civica



Figura 4: lato torre via delle Aquile

3. Verifiche in situ

Al fine di ottenere informazioni più dettagliate sulle murature e sulle capacità di resistenza dei materiali sono state effettuate alcune verifiche in situ:

- **Martinetto piatto singolo**, in grado di fornire informazioni sul carico che insiste sul paramento, Figura 5, Figura 6.

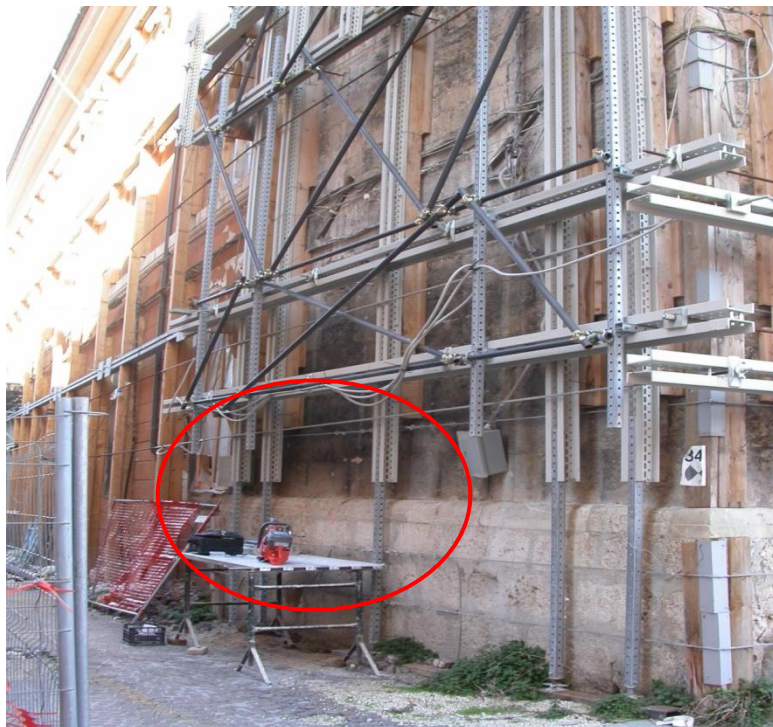


Figura 5: Martinetto Piatto Singolo: ubicazione della prova, lato Via Delle Aquile, a circa 2 m da terra.



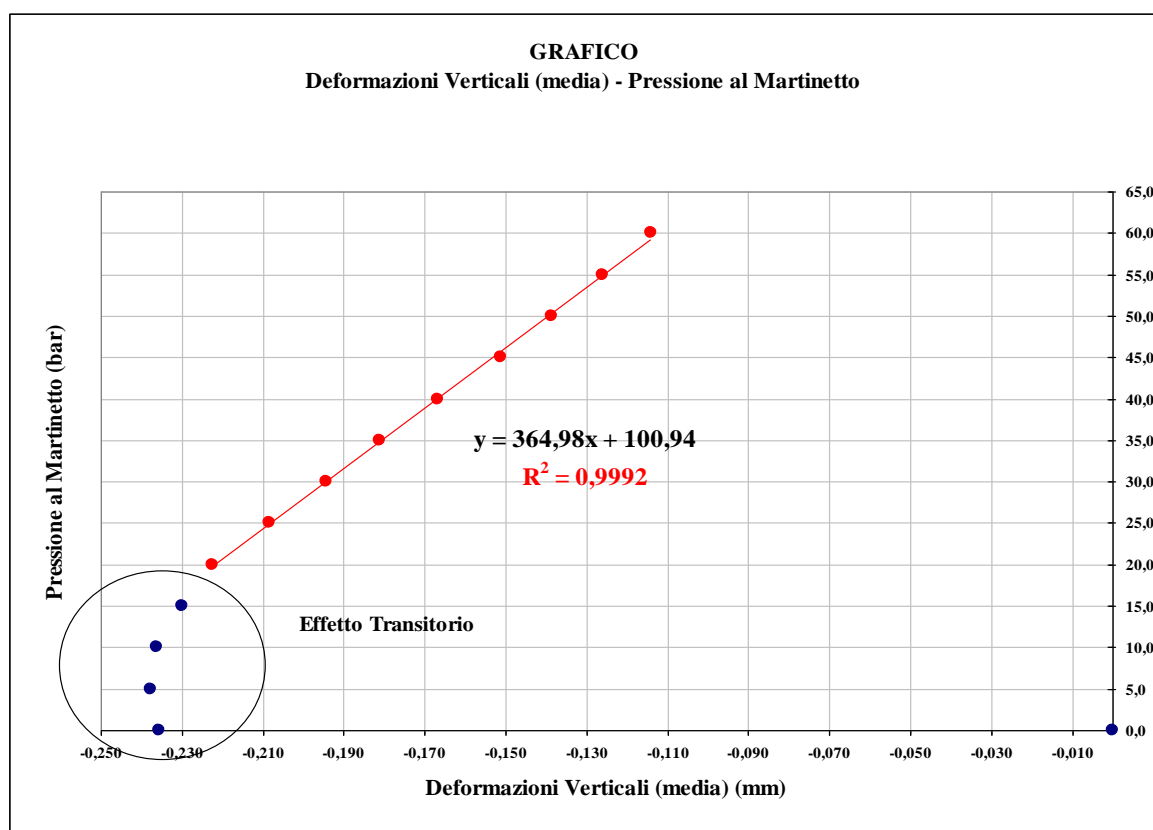
Figura 6: Martinetto Piatto Singolo: particolare dell'elemento murario provato

(blocchi lapidei di circa 70 x 45 cm).

Determinazione dello stato tensionale

| Area del Martinetto | Area del Taglio | Rapporto A_r/A_t | Coefficiente di Taratura del Martinetto | Tensione a Compressione della Muratura* (desunta per interpolazione lineare) |
|-----------------------------|-----------------------------|--------------------|---|--|
| A_r (cm ²) | A_t (cm ²) | K_a (---) | K_m (---) | f_e (N/mm ²) |
| 779 | 844 | 0,923 | 0,875 | 10,09 |

(*) : Calcolata per interpolazione lineare.



Nota: Prova interrotta a 60 bar per motivi di tenuta del sistema di trasmissione del carico (max 50 bar).

- **Endoscopia**, per la determinazione della tipologia costruttiva del paramento, in abbinamento al semplice rilievo geometrico, nonché all'esecuzione di saggi sotto intonaco. L'utilizzo di opportuni sistemi di ispezioni in foro consente infatti di estendere l'indagine visiva in maniera minimamente invasiva all'interno della struttura in questione, permettendo il rilievo esatto della stratigrafia dei paramenti murari, della qualità dei collegamenti e della presenza e tipologia di tutti i dettagli costruttivi non rilevabili superficialmente.

4. Definizione dell'azione sismica

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

Nei confronti delle azioni sismiche, gli stati limite, sia di esercizio sia ultimo, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, non strutturali e gli impianti. Per la nostra costruzione è assegnata una vita nominale di 50 anni e una classe d'uso 2 (costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali). Il corrispondente periodo di riferimento per l'azione sismica è di 50 anni. L'analisi è stata condotta nei confronti dello stato limite di salvaguardia della vita (SLV), con probabilità di superamento nel periodo di riferimento pari al 10%. Il sito sede dell'intervento è stato classificato di categoria B (rif. relazione geologica – geotecnica), rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio compresi tra 360 m/s e 800 m/s. La categoria topografica è stata assunta pari a T1 (superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media inferiore o al più uguale a 15°). Dai dati di pericolosità sismica disponibili è possibile individuare le corrispondenti azioni sismiche utilizzando come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno T_R , espresso in anni, che nel caso in esame corrisponde a 475 anni. Da tale valore e in funzione della posizione del sito in esame, sul reticolo di riferimento, è possibile trovare su opportune tabelle fornite dalla normativa i parametri che definiscono l'azione sismica di progetto, accelerazione orizzontale massima del terreno (a_g), valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale (F_0) e il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale (T_C^*). Il territorio Aquilano non ricade nei nodi del reticolo di riferimento, quindi nella valutazione di questi parametri bisogna effettuare la media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento, contenete il punto in esame. L'Aquila ha longitudine 13,394 e latitudine 42,366, pertanto assume i seguenti valori: $a_g = 2,606 \text{ g}/10$, $F_0 = 2,360$, $T_C^* = 0,350$. Definiti tali parametri, è possibile definire lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali $S_e(T)$, che esprime la risposta in termini di accelerazione della struttura perfettamente elastica in funzione del suo periodo di oscillazione, T . Lo spettro è definito a tratti dalla normativa in funzione del parametro $S=1,154$, che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, di $\eta=1$, fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, di $T_C=0,475$, periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, $T_B=0,158$, periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad

accelerazione costante, di $T_D=2,643$, periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, e di a_g e F_0 precedentemente definiti, Figura 7.

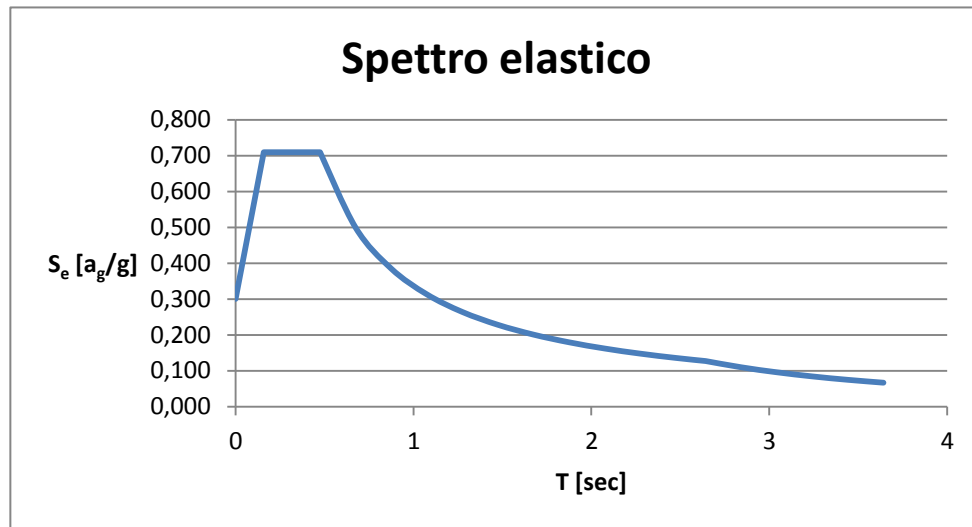


Figura 7: spettro elastico

Nella valutazione dello spettro di progetto allo stato limite ultimo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture, le capacità dissipative possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovra resistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. Lo spettro di progetto da utilizzare è lo spettro elastico riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerato, con le ordinate ridotte introducendo un fattore di struttura q . Nel caso analizzato è stato assunto un fattore di struttura pari ad uno. Figura 8.

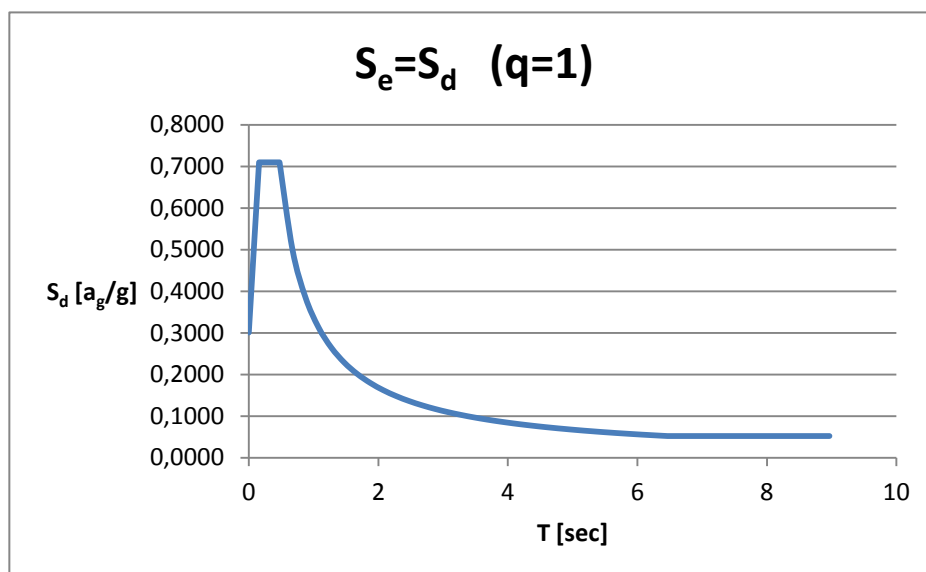


Figura 8: spettro di progetto

Nell'analisi FEM, per il calcolo dello spettro di progetto è stato considerato un fattore di struttura q uguale a due.

5. Definizione dei modelli

Nell'effettuare le analisi è stato considerato un modello geometrico semplificato. La torre è stata schematizzata internamente cava, senza considerare la presenza dei due solai, e il campanile, presente in sommità, è considerato come un carico uniformemente distribuito sulle quattro pareti, $P=170\text{kN/m}$. L'altezza considerata è $h=33\text{m}$. Inoltre la torre è considerata come una struttura indipendente dall'edificio comunale, viene, infatti, posto tra di essi un giunto per evitare il fenomeno di martellamento in caso di sisma. Di seguito sono riportate le sezioni e la pianta del modello utilizzato, Figura 9 e Figura 10.

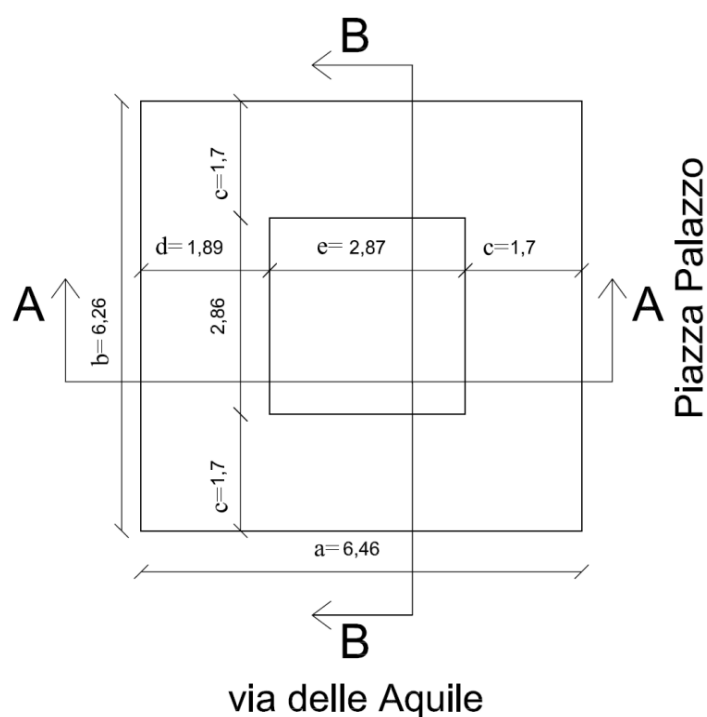


Figura 9: pianta

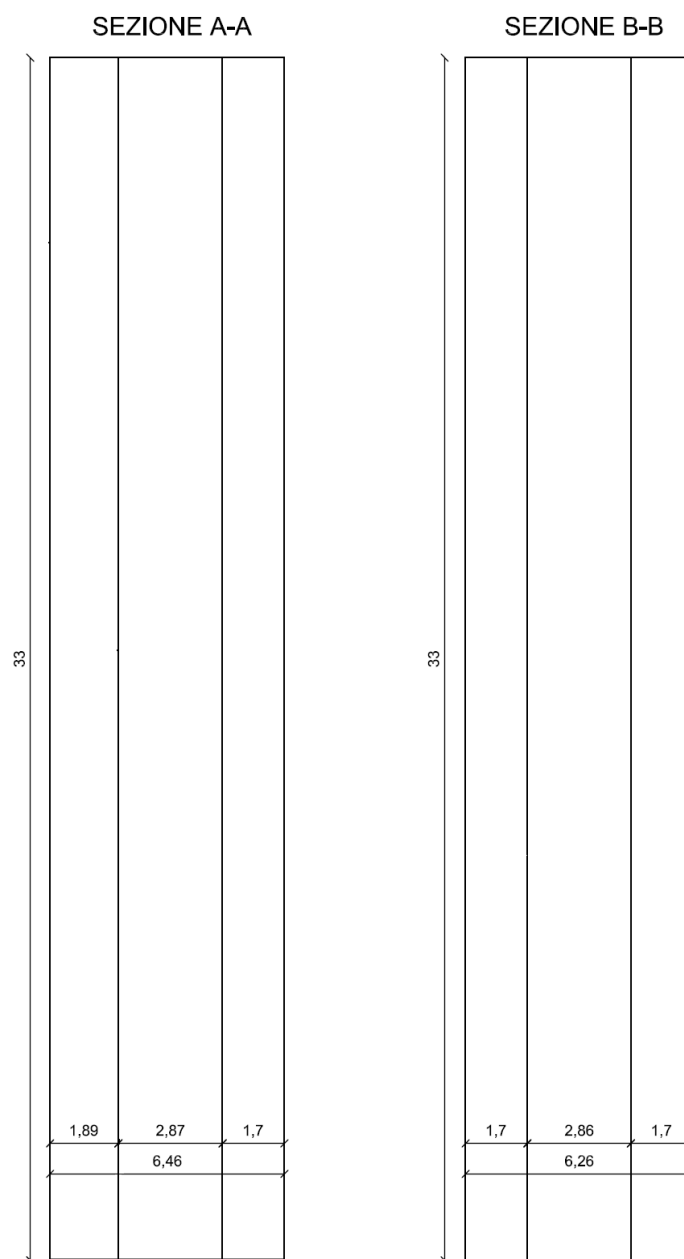


Figura 10: sezioni

5.1. Analisi cinematica

L'analisi cinematica è stata eseguita con riferimento all'analisi condotta sulla torre della Ghirlandina a Modena [3].

La capacità sismica è stata valutata, secondo la prescrizione fornita dalla normativa italiana (NTC 2008), per un meccanismo di collasso globale di completo ribaltamento. Infatti, i meccanismi che coinvolgono un'apertura della struttura lungo le fessure verticali esistenti non sono considerati perché, è stata rilevata la presenza di tiranti che garantiscono un corretto ammortamento. Il collasso per ribaltamento globale è stato valutato nel caso di diverse ipotesi sulle proprietà del sistema, Figura 11.

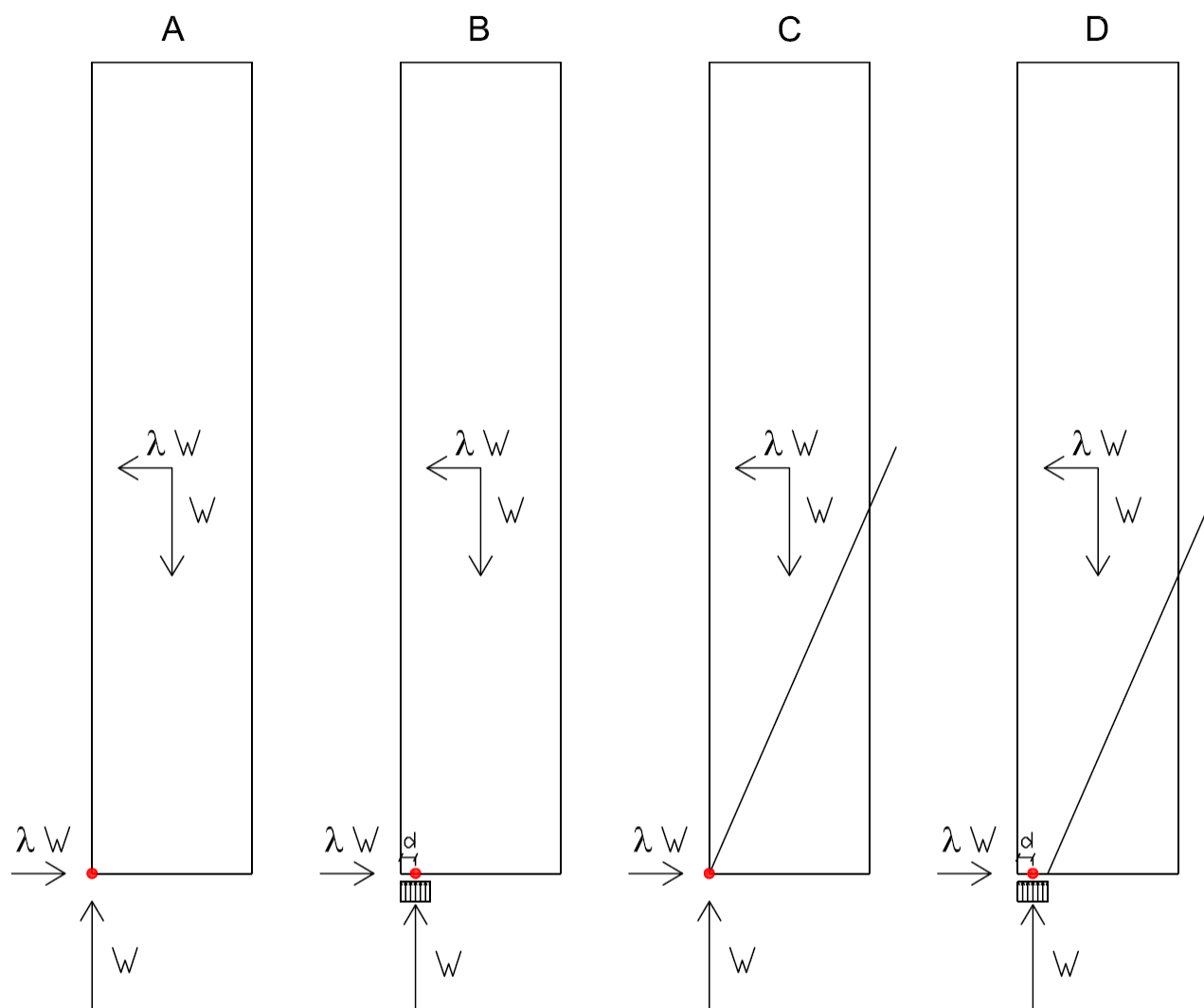


Figura 11: meccanismi cinematici

Il cinematismo A è stato eseguito assumendo la resistenza a trazione nulla e quella a compressione infinita, quindi la cerniera cilindrica è posta al bordo inferiore della sezione. Nei casi di muratura con una povera resistenza a compressione e/o con un'elevata forza assiale, il carico di collasso risultante è finito e deve essere valutato. Questo è quello che si ottiene nel caso di torri in muratura dove i valori di tensione alla base sono generalmente molto alti e in alcuni casi esso può essere anche prossimo al valore ultimo. Nell'analisi limite bisogna considerare anche il valore della resistenza a compressione della muratura. Infatti, nel caso delle torri, l'assunzione di resistenza a compressione infinita, che presuppone che le sollecitazioni di compressione agenti sulla muratura sono piccole rispetto alla forza, non è sempre affidabile. Questo perché il peso della struttura produce un elevato carico assiale e quindi un'elevata tensione di compressione alla base. In tali casi deve essere preso in considerazione che nella sezione alla base il punto di applicazione della forza normale, e quindi della cerniera, non può essere collocato sul bordo della sezione, ma ad una certa distanza da esso, che dipende dal carico assiale applicato e dalla resistenza a compressione della muratura

(Cinematismo B). Nel caso esaminato il carico applicato, N , è pari a 24409,2 kN e la resistenza media a compressione della muratura, f_m , è 7 N/mm². La posizione della cerniera, d , è calcolata come:

$$d = \frac{x}{2} \quad x = \frac{N}{b * f_m}$$

dove x è l'ampiezza della zona plasticizzata e b è la larghezza della sezione.

Nel caso oggetto di studio, la posizione della cerniera è posta ad una distanza pari a 0,2785 m dal lembo esterno della sezione. In questo caso la posizione della cerniera, a differenza della torre della Ghirlandina, è prossima al bordo in quanto il carico verticale è molto inferiore. Rispetto al caso precedente, questo riduce la capacità della struttura, a causa della riduzione del moltiplicare di attivazione, per la diminuzione del braccio della forza peso nel calcolo del momento.

La struttura in condizioni di collasso è considerata suddivisa in una serie di blocchi monolitici che formano il meccanismo di rottura. La geometria dei blocchi ha una grande influenza sulla valutazione del moltiplicatore di collasso. Naturalmente, la geometria dei blocchi che partecipano al meccanismo cinematico, nelle costruzioni reali, deve corrispondere alla posizione dei mattoni perché l'interfaccia più debole è usualmente il giunto, quindi il quadro fessurativo seguirà la posizione dei giunti. Nell'analisi di grandi strutture o di meccanismi globali, la geometria del meccanismo di ribaltamento deve tener conto che la muratura è un materiale in grado di resistere a sollecitazioni di compressione, ma presenta una debole resistenza a trazione. Come conseguenza di questa caratteristica una parte della muratura durante il fenomeno di ribaltamento resta attaccata alla base senza la formazione di uno stato di tensioni sulla superficie di frattura. La frattura esclude una parte di materiale che non fornisce alcun contributo in termini di peso proprio, quindi non partecipa al meccanismo cinematico. Il metodo proposto deve considerare sia un valore limite di compressione della muratura, sia il fatto che la muratura è un materiale unilaterale, poiché lo stato di collasso forma una linea di frattura inclinata. Queste condizioni influenzano la geometria dei blocchi e anche la posizione della cerniera, portando alla determinazione di un moltiplicatore di collasso inferiore rispetto a quello valutato nei cinematismi precedenti (Cinematismo C-D).

Per la valutazione dell'angolo di frattura per la torre civica si è fatto riferimento al lavoro di Romano [3]. L'angolo di frattura è valutato in funzione del rapporto tra pieni e vuoti della sezione trasversale e del rapporto tra altezza e larghezza della sezione. Nel caso in esame l'angolo è pari a 66,25°, Figura 12.

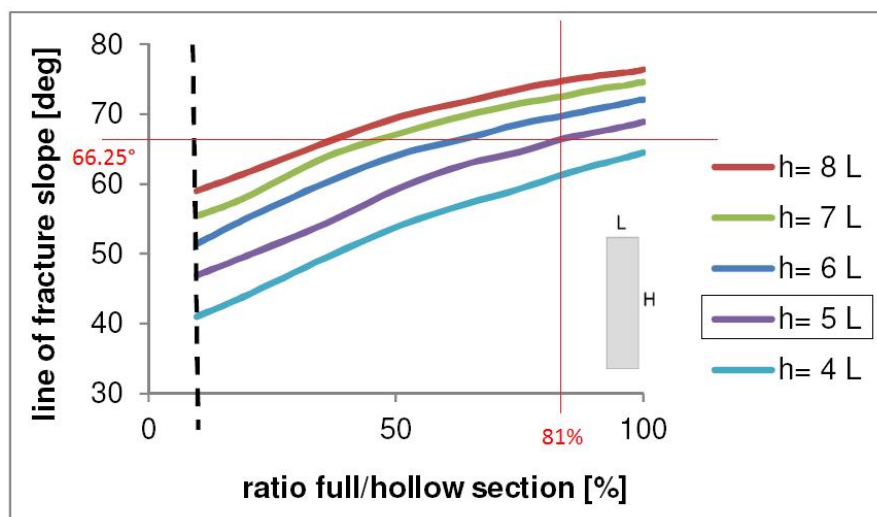


Figura 12: valutazione angolo di frattura

Una volta definiti i meccanismi di collasso, deve essere valutata la forza sismica che attiva e causa il crollo della struttura. L'analisi ha lo scopo di quantificare λ , fattore moltiplicatore orizzontale dei carichi che attiva il meccanismo cinematico. Il confronto dei diversi valori ottenuti di λ , per diversi meccanismi cinematici, permette di individuare quello che causa il collasso della struttura, con riferimento a quello che presenta il moltiplicatore minore. A tale moltiplicare può essere correlato il valore di accelerazione sismica.

Il metodo impiegato prevede la trasformazione della costruzione in un sistema labile attraverso l'individuazione di corpi rigidi definiti individuando possibili piani di frattura. Tali corpi sono in grado di ruotare e scorrere tra loro. Per ottenere il moltiplicatore orizzontale dei carichi al quale fare riferimento in fase di verifica è necessario applicare ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica tutte le azioni che si esercitano sul sistema (pesi propri, applicati nei rispettivi baricentri; carichi verticali portati di elementi murari non considerati nel modello strutturale; un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati; altre eventuali forze esterne). Il moltiplicatore λ è ottenuto applicando il principio dei lavori virtuali, in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne, applicate al sistema in corrispondenza di un atto di moto virtuale, al lavoro di eventuali forze interne. Si ottiene così un'equazione di equilibrio tra un momento stabilizzante e uno ribaltante:

$$M_R = \lambda * M_S$$

Di seguito, Figura 13, si riportano i valori del moltiplicatore orizzontale dei carichi, λ .

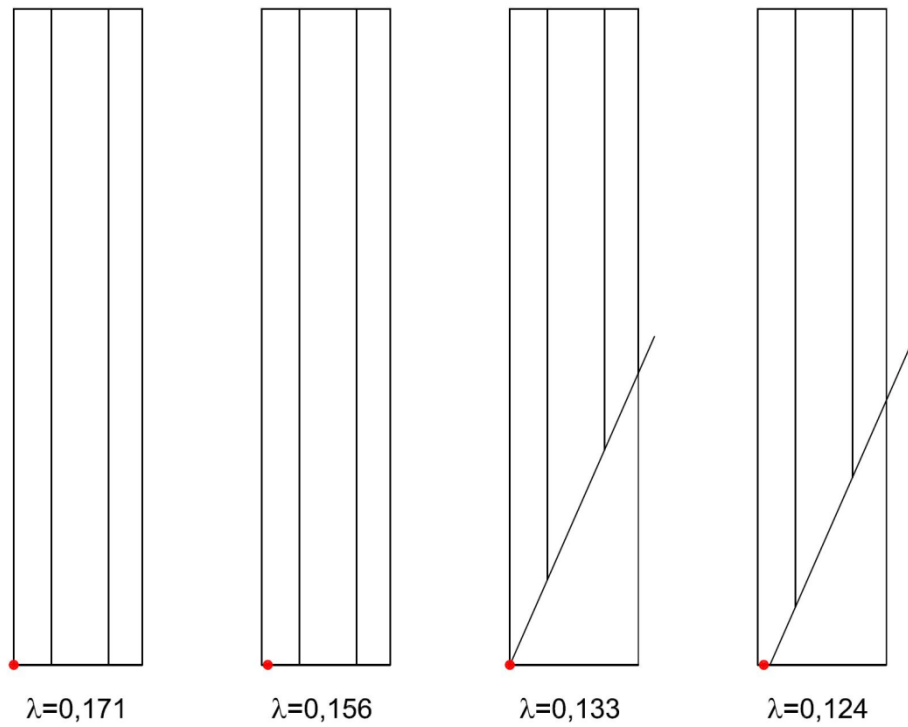


Figura 13: moltiplicatore orizzontale dei carichi

5.2. Verifiche di sicurezza

La verifica allo Stato limite di salvaguardia della vita dei meccanismi locali, Figura 14, è stata svolta attraverso la verifica semplificata con fattore di struttura $q=1$ (analisi cinematica lineare) [2].

- λ moltiplicatore orizzontale dei carichi;
- g accelerazione di gravità;
- $FC=1,2$ fattore di confidenza;
- a_0^* accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo;
- L livello di sicurezza

$$L = \frac{\text{capacità}}{\text{domanda}} = \frac{a_0^*}{a_g \left(\frac{s}{q} \right)}$$

| | Cinematismo A | Cinematismo B | Cinematismo C | Cinematismo D |
|-----------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| λ | 0,171 | 0,156 | 0,133 | 0,124 |
| a_0^* | 0,194g | 0,186g | 0,157g | 0,156g |
| L | 0,644 | 0,619 | 0,521 | 0,517 |

Figura 14: accelerazione spettrale di attivazione dei carichi, livello di sicurezza

5.3. Dimensionamento del rinforzo

Nella valutazione del sistema di rinforzo si considera il processo cinematico più sfavorevole, con livello di sicurezza più basso, e si valuta l'intensità delle forze che devono essere applicate affinché si raggiunga un livello di sicurezza adeguato. Il sistema di forze, Figura 15: sistema di forze, si tradurrà direttamente nel rinforzo strutturale da realizzare alla base della torre. Si prevede l'inserimento di una serie di ancoraggi armati con acciaio UHTSS e iniettati con resina epossidica. Per un corretto trasferimento degli sforzi sulla struttura in elevazione sono previste una serie di fasce in fibra di acciaio, UHTSS, ancorate con resina epossidica (per ottenere il massimo dell'aderenza con il supporto) e placcate anche con ancoraggi meccanici (fiocchi).

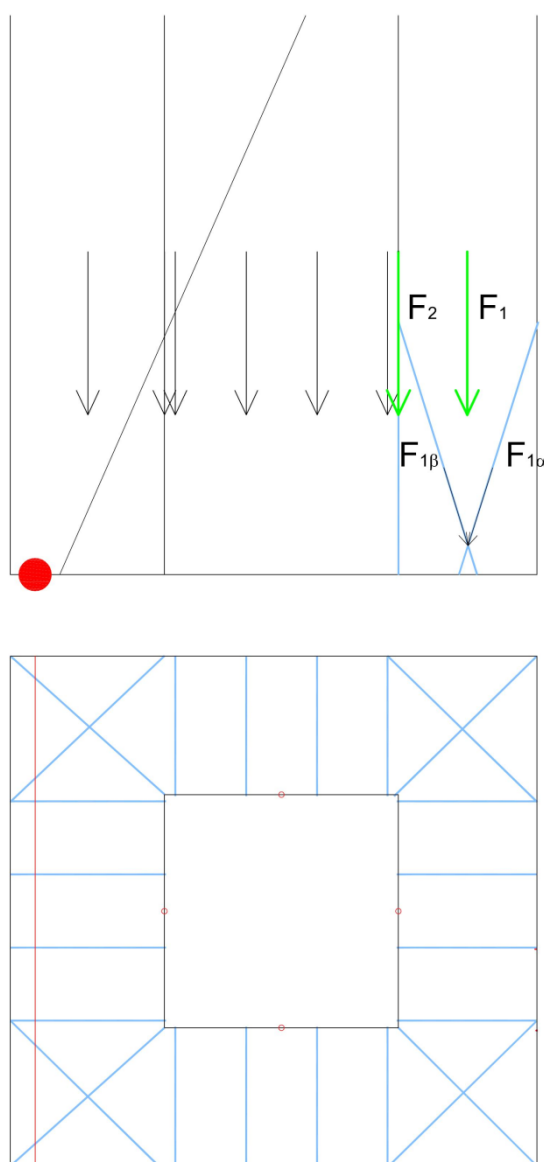


Figura 15: sistema di forze

Caratteristiche tecniche acciaio UHTSS:

- $\sigma_{\text{filo}} = 2939 \text{ N/mm}^2$
- $A_{\text{trefolo}} (3 \times 2 \text{ fili}) = 0,538 \text{ mm}^2$
- $E_{\text{trefolo}} = 190000 \text{ N/mm}^2$
- $f_k \text{ trefolo} \cong 1500 \text{ N}$
- $f_d = \frac{f_k}{\gamma_s} \cong 1300 \text{ N}$

DIMENSIONAMENTO DEL RINFORZO

| Rif | kN | N° trefoli |
|-------------|-----|------------|
| F1 α | 577 | 437 |
| F1 β | 391 | 296 |
| F2 | 768 | 582 |

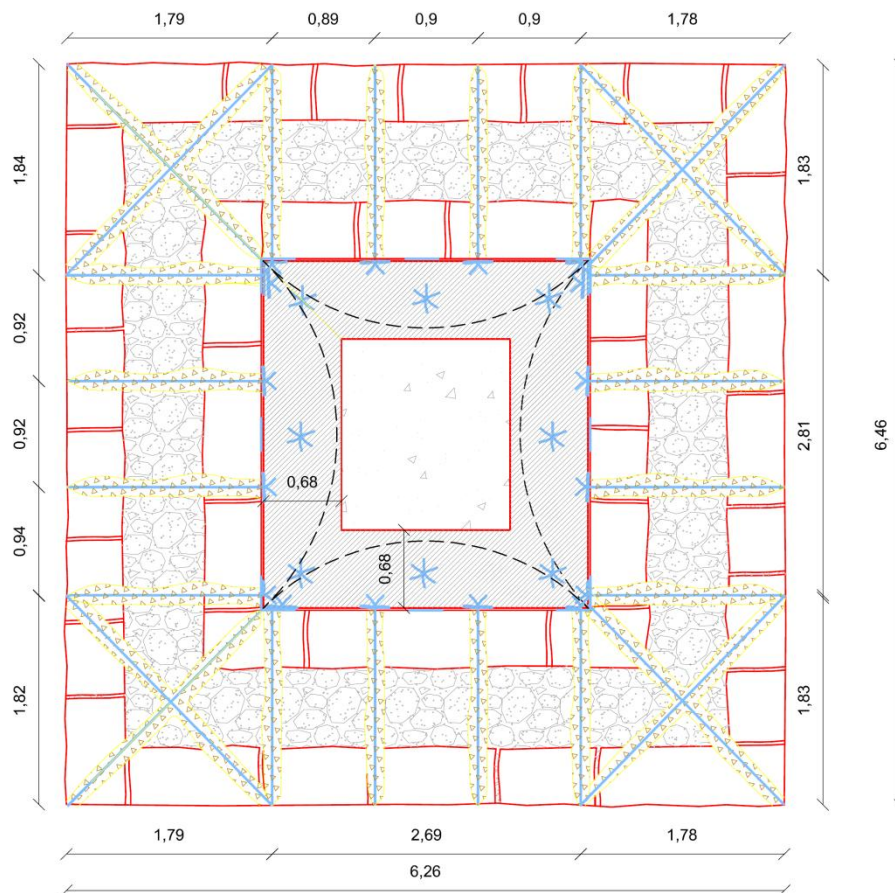


Figura 16: schematizzazione del rinforzo

6. Analisi FEM

Le analisi che seguono sono state elaborate in ambiente **Straus7**, utilizzando un modello ad elementi finiti (FEM). Tale metodo, si applica a corpi fisici suscettibili di essere suddivisi in un certo numero, anche molto grande, di elementi di forma definita e dimensioni contenute. La caratteristica principale del metodo degli elementi finiti è la discretizzazione attraverso la creazione di una griglia (*mesh*) composta da primitive (*elementi finiti*) di forma codificata. Per l'analisi strutturale, è stato utilizzato l'elemento **brick** o **elemento solido**: elemento da 4 a 27 nodi che possiede solo tre gradi di libertà per nodo corrispondenti alla tre traslazioni. Non trasferisce alcuna rigidezza per gli altri gradi di libertà. È un elemento finito in grado di modellare elementi strutturali solidi nei quali cioè non vi sia una dimensione trascurabile rispetto alle altre. Questo elemento è in grado di interpretare uno stato tensionale tridimensionale.

Per la comprensione del funzionamento strutturale sono state sviluppate tre tipi di analisi, in campo elastico.

ANALISI STATICA LINEARE: valutazione dello stato tensionale e dei cedimenti della struttura sottoposta ai soli carichi gravitazionali, Figura 17, peso proprio della struttura e peso del campanile uniformemente distribuito sulle quattro pareti ($P=170 \text{ kN/m}$). La tensione massima, agente alla base della torre, è pari a 8 N/mm^2 . Il valore resta confrontabile con quello desunto da prova in situ.

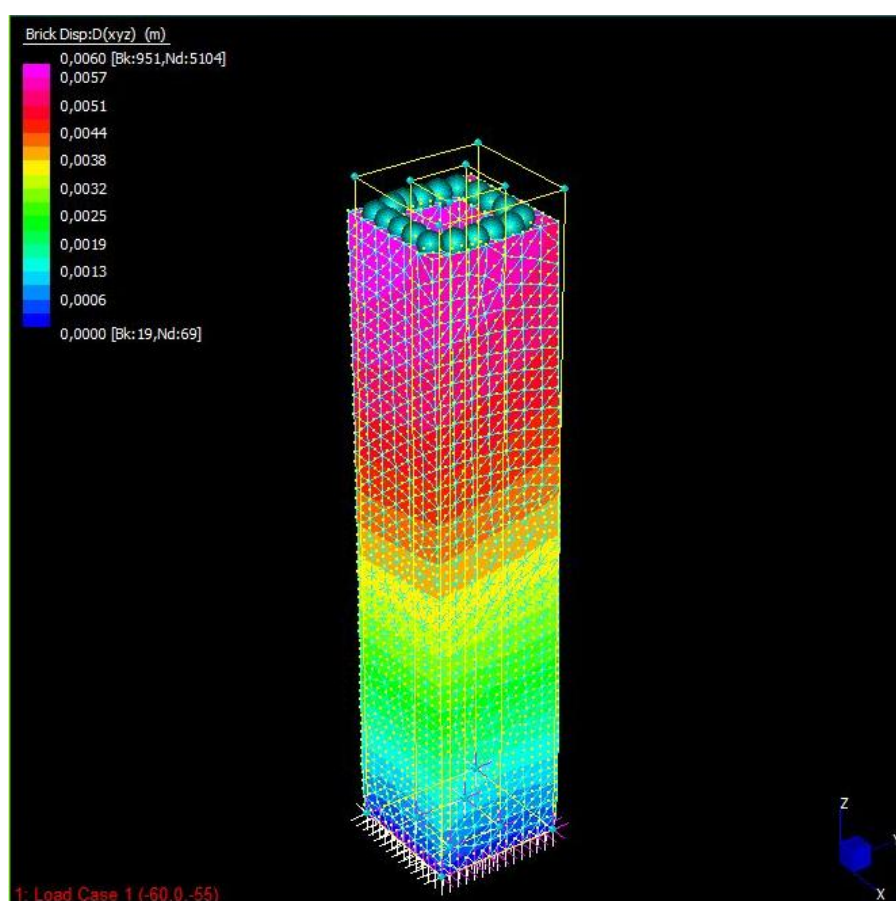


Figura 17: analisi statica lineare: stato di deformazione per carichi verticali

ANALISI MODALE: consiste nello studio del comportamento dinamico di una struttura sottoposta a vibrazione, attraverso la valutazione della sua frequenza naturale e dei modi propri di vibrare associati,

permettendo, la determinazione delle proprietà e della risposta di una struttura, vincolata o libera, in dinamica autonoma oppure eccitata da sollecitazioni forzanti dinamiche imposte dall'esterno.

Sono di seguito riportati i risultati dell'analisi svolta ed i primi cinque modi di vibrare della struttura in esame (Figura 18, Figura 19, Figura 20, Figura 21, Figura 22).

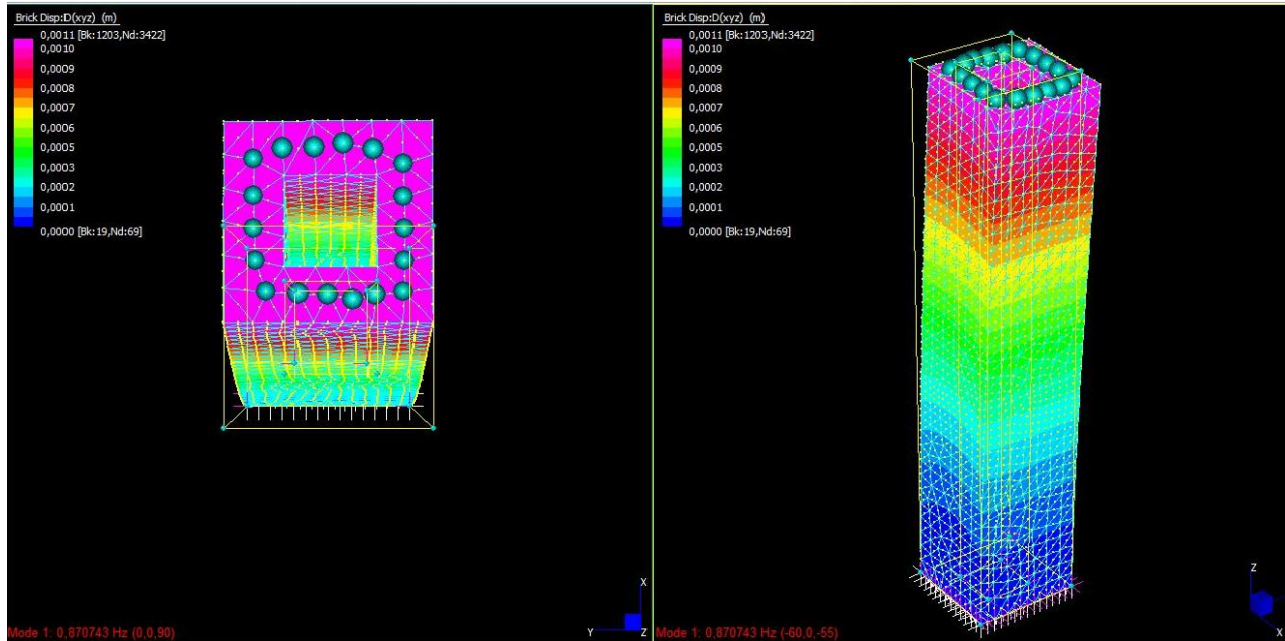


Figura 18: primo modo di vibrazione, frequenza 0.87 Hz, periodo 1.15 s

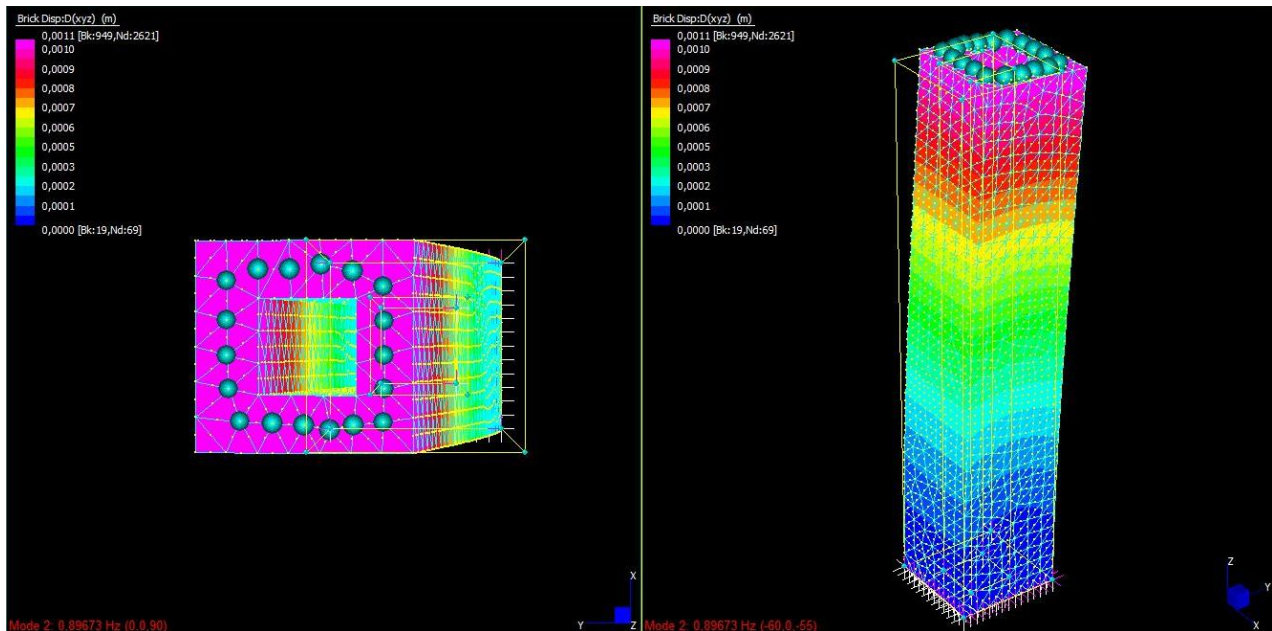


Figura 19: secondo modo di vibrazione, frequenza 0.90 Hz, periodo 1.11 s

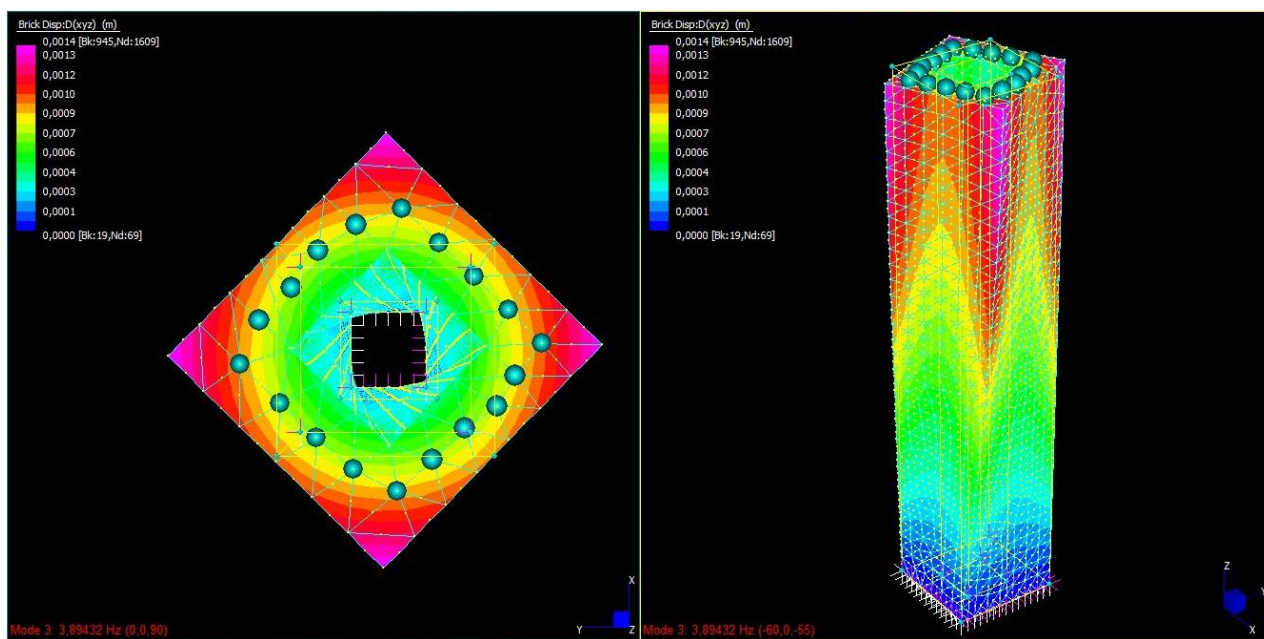


Figura 20: terzo modo di vibrazione, frequenza 3.89 Hz, periodo 0.26 s

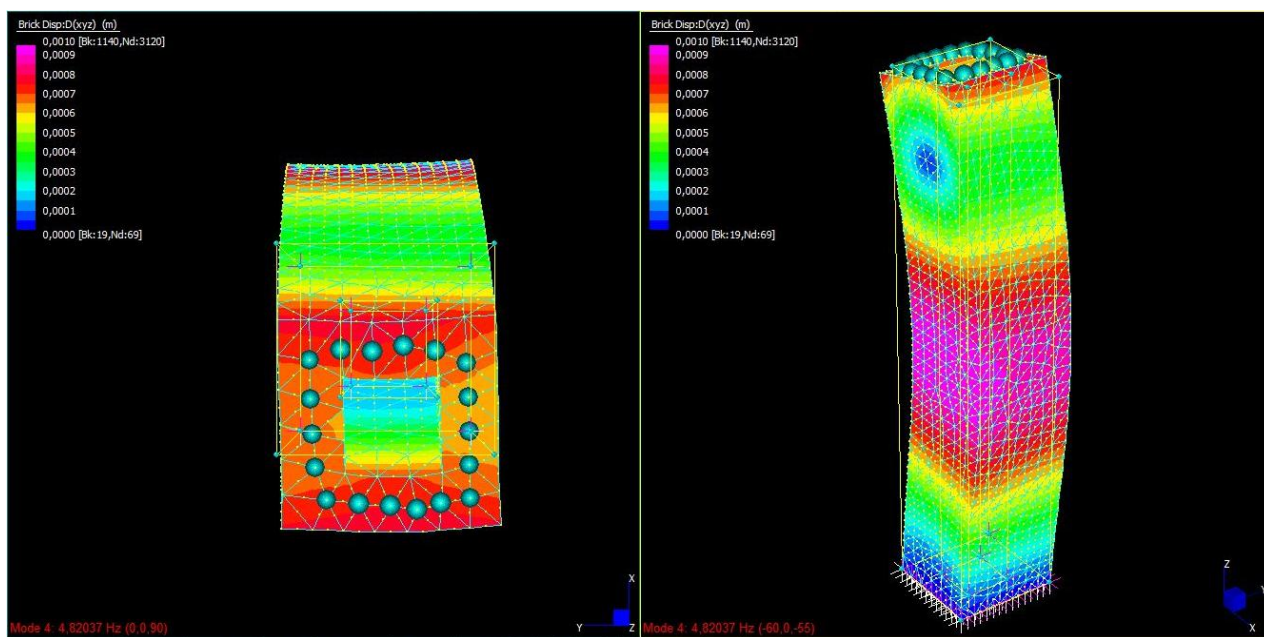


Figura 21: quarto modo di vibrazione, frequenza 4.82 Hz, periodo 0.21 s

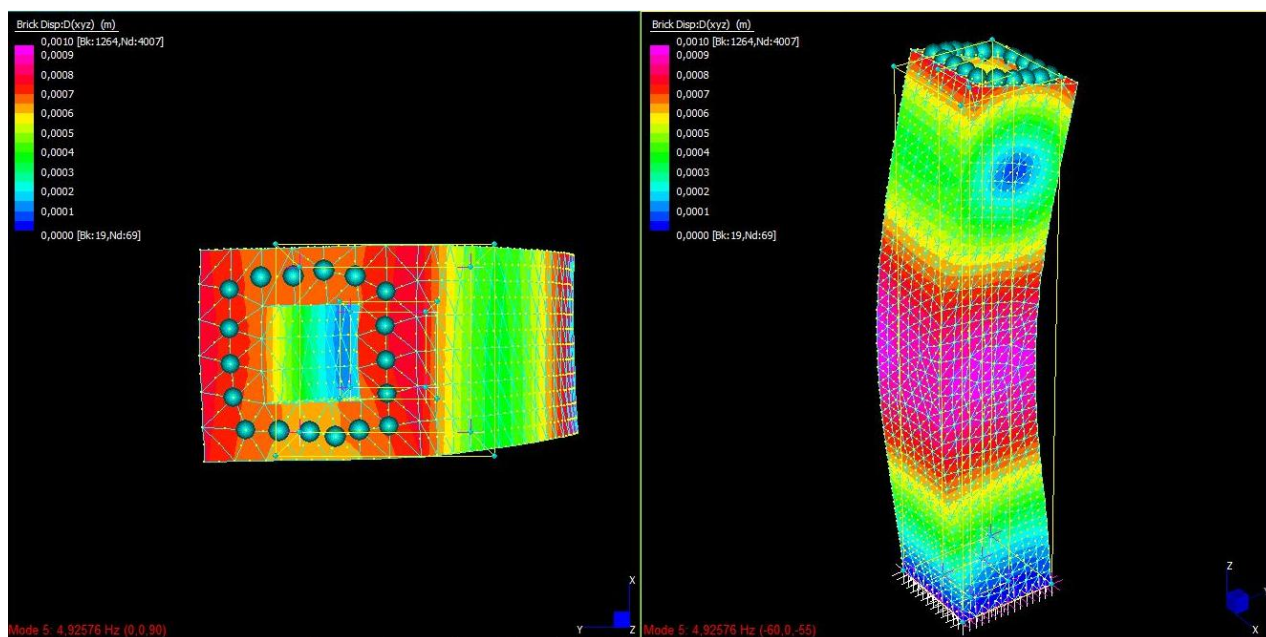


Figura 22: quinto modo di vibrazione, frequenza 4.93 Hz, periodo 0.20 s

ANALISI SPETTRALE: svolta utilizzando lo spettro di progetto ricavato utilizzando un fattore di struttura, $q=2$, Figura 23.

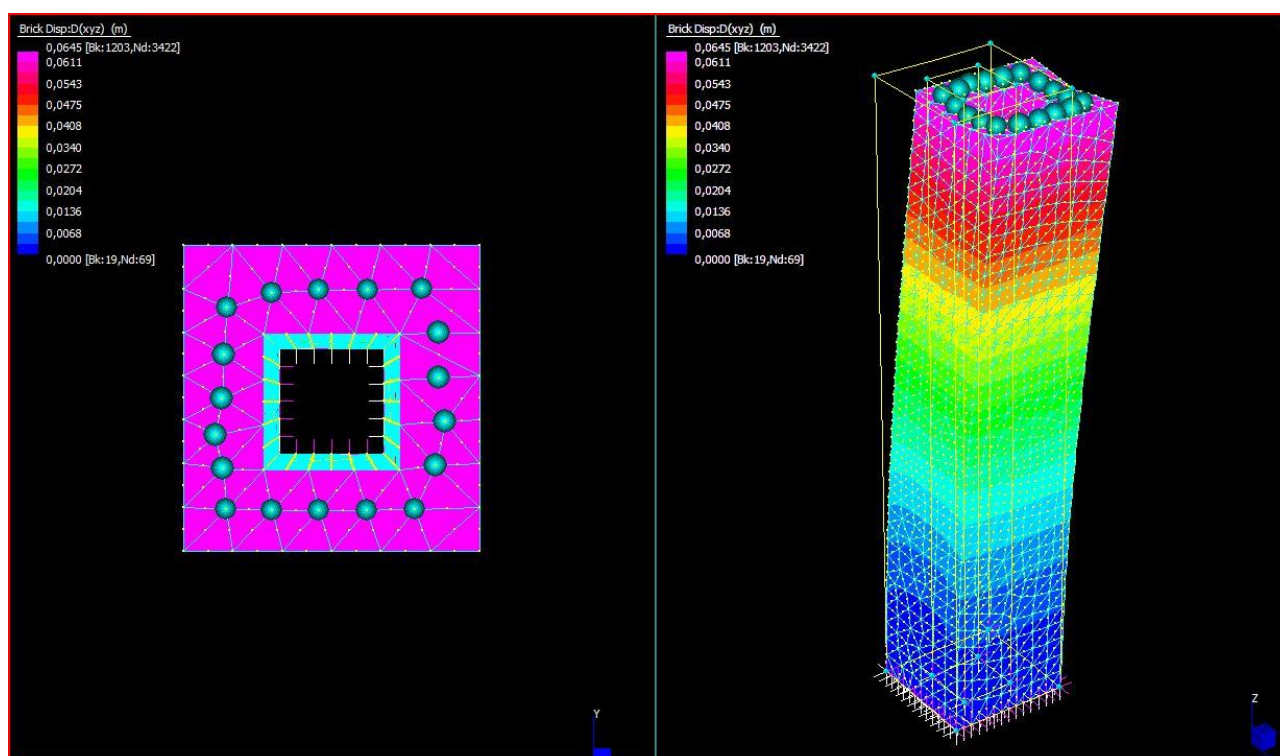


Figura 23: analisi spettrale

7. Dimensionamento del giunto

La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, calcolati per ciascuna costruzione. In ogni caso la distanza tra due punti che si fronteggiano non può essere inferiore al seguente valore calcolato, d_{giunto} .

$$d_{giunto} = \frac{1}{100} * h * \frac{a_g * S}{0,5 * g}$$

- $a_g/g = 0,26$

- $S = 1,154$

Pertanto il valore del giunto, così valutato, risulta essere pari a 10 cm.

Dall'analisi spettrale della torre e dall'analisi dinamica modale del palazzo si desumono gli spostamenti massimi in controfase rispettivamente pari a 2 e 1 cm. Gli spostamenti d_E delle due strutture sotto l'azione sismica di progetto allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d * d_{Ee}$$

- $\mu_d = q = 2$ per l'analisi della torre

- $\mu_d = q = 2,8$ per l'analisi del palazzo

Quindi gli spostamenti desunti sono:

$d_E = 2,8$ cm, spostamento palazzo

$d_E = 4$ cm spostamento torre valutato ad un'altezza pari all'altezza del palazzo ad esso adiacente.

Quindi gli spostamenti così desunti, $d_E=6,8$ cm, sono minori di quello valutato secondo normativa per tal motivo assumiamo la larghezza del giunto pari a 10 cm.

8. Conclusioni

Nella presente relazione si è trattato il tema della valutazione della sicurezza e della definizione delle soluzioni di intervento per il recupero della torre civica. Si è proceduto tramite un'accurata fase di rilievo architettonico e materico costruttivo, propedeutica per un'analisi strutturale di tipo cinematica lineare, dinamica modale e con spettro di risposta. Dallo studio delle problematiche emerse sono stati proposti interventi di consolidamento basati su avanzate tecnologie, ma al contempo rispettose del carattere monumentale dell'oggetto.

BIBLIOGRAFIA

1. Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, Decreto Ministeriale 14.01.2008.
2. Circolare Ministeriale n°617 del 02/02/2009.
3. Federica Romano (2011), A study on seismic behavior of masonry towers, University of Trento.