



Strategie di rapido intervento per la riduzione della vulnerabilità sismica di strutture a torre in muratura: i casi studio di un campanile e di una ciminiera

Gattesco Natalino^a, Boem Ingrid^a

^a *Dipartimento di Ingegneria e Architettura, piazzale Europa n.1, 34127 Trieste, Italy*

Keywords: Riabilitazione strutturale, strutture a torre, costruzioni in muratura, modellazione numerica, tecniche di rinforzo, vulnerabilità sismica.

ABSTRACT

Nell'articolo vengono presentati due esempi di intervento di rapida esecuzione e a limitata invasività per la riduzione della vulnerabilità sismica di strutture storiche a torre in muratura. Il primo caso studio riguarda un campanile in pietra, il secondo una ciminiera in mattoni pieni. Dei due casi studio vengono descritte le caratteristiche dei manufatti, le indagini conoscitive eseguite e le strategie di analisi adottate, gli interventi di rinforzo proposti, i dettagli esecutivi e le modalità di realizzazione. Alla luce dei tipici quadri di danno post-sisma osservati nelle torri campanarie, la logica progettuale ha mirato ad incrementare sia la resistenza a pressoflessione della struttura che a taglio, applicando una pre-sollecitazione della muratura, sia in senso orizzontale che verticale, attraverso un sistema attivo di tiranti metallici. L'obiettivo degli interventi è quello di adeguare le condizioni di sicurezza delle strutture, per non minacciare la fruibilità degli spazi nelle immediate prossimità e degli interni, operando però anche nell'ottica di contenimento del danno per la conservazione del bene architettonico e nel rispetto del criterio di reversibilità e di minima invasività.

1 INTRODUZIONE

Nella pratica progettuale, gli interventi strutturali sul costruito storico in muratura finalizzati al miglioramento o all'adeguamento sismico non possono prescindere dal rispetto del criterio della minima invasività (DPCM 09/02/2011). Interventi quali la messa in opera di misure atte a garantire il ripristino dell'integrità muraria, la realizzazione di legature per agevolare la risposta globale della struttura e l'introduzione di elementi in grado di incrementarne la resistenza devono pertanto essere valutati con attenzione in modo da integrarsi e collaborare con gli elementi preesistenti senza trasformare in modo permanente la struttura originaria.

Nell'articolo vengono presentati due esempi di intervento di rapida esecuzione e a limitata invasività su strutture in muratura a torre per la riduzione della vulnerabilità sismica (Bartoli et al., 2017; Borghini et al., 2017. Curti et al., 2008, D'Ambrisi et al., 2011; Gallia et al., 2017; De Stefani et al., 2011. Di Tommaso e Casacci, 2013; Lourenço, 2006; Valente e Milani, 2016). Il primo caso studio riguarda un campanile in pietra, il secondo una ciminiera in mattoni pieni. Dei due

casi studio vengono descritte le caratteristiche dei manufatti, le indagini conoscitive eseguite e le strategie di analisi adottate, gli interventi di rinforzo proposti, i dettagli esecutivi e le modalità di realizzazione. Sono infine evidenziate le prestazioni raggiunte che consentono di raggiungere l'adeguamento sismico delle costruzioni in argomento.

2 CAMPANILE

2.1 Descrizione della struttura

Il primo caso studio riguarda un campanile a struttura isolata (Figura 1), di altezza complessiva pari a 28.6 m dal piano campagna, risalente al XVI secolo. In particolare, la parte fuori terra è composta dal fusto principale, a pianta quadrata (altezza 14.4 m), dalla cella campanaria (altezza 4 m), da un tamburo sommitale (altezza 3.7 m) con una cuspidata "a cipolla" in rame (altezza 6.5 m); la parte interrata si costituisce quale prosecuzione del fusto principale e raggiunge la quota di -2.2 m rispetto al piano campagna.

La sezione del fusto principale e quella della cella campanaria sono quadrate (3.7 x 3.7 m²),

mentre il tamburo presenta una sezione ottagonale (lato 1.1 m circa). Il fusto principale è in muratura in pietra, con spessore pressoché costante lungo l'altezza, pari a circa 70 cm. All'interno del fusto sono collocati 4 orizzontamenti lignei costituiti da travi unidirezionali e tavolato, su cui è impostato un sistema di rampe di scale, sempre in legno, che consentono l'accesso alla cella campanaria. Lungo il fusto sono già presenti alcuni tiranti metallici orizzontali con capo-chiave a paletto, atti a favorire la legatura tra pareti ortogonali.

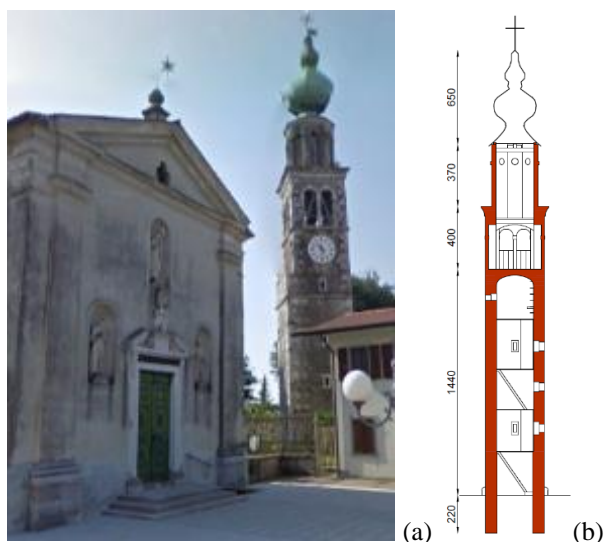


Figura 1. Il campanile: (a) vista e (b) sezione verticale.

Il fusto termina con una volta a botte in mattoni pieni, provvista di catene intradossali, su cui è impostata la cella campanaria; un castello in profilati metallici fissato sopra la volta sostiene 3 campane affiancate. La cella si costituisce di quattro pilastri d'angolo, in pietra e mattoni, aventi sezione ad "L" di spessore 68 cm e lato esterno di 87 cm, alla base. Il filo esterno dei pilastri rimane costante su tutta l'altezza, mentre è presente una riduzione di sezione graduale a partire da un'altezza di circa 1 m dalla base (lo spessore si riduce a circa 37 cm). I pilastri sono collegati tra loro, in sommità mediante archi in muratura di mattoni pieni; sono inoltre presenti, nella mezzeria dei quattro lati, delle colonnine sottili (21 x 21 cm²) in blocchi squadrati di pietra, così da formare aperture a bifora (Figura 1).

Un cordolo in pietre squadrate e mattoni pieni chiude la cella campanaria e costituisce la base d'imposta per il tamburo in mattoni pieni. La muratura del tamburo presenta uno spessore di 28 cm lungo i lati, mentre sono presenti delle paraste in corrispondenza degli otto spigoli (spessore 43-46 cm circa). Nella mezzeria di ciascun lato, a partire da una quota di 2.6 m dalla base, è presente un oculo d'apertura, di diametro pari a circa 40 cm. Al di sopra degli oculi, lo spessore della muratura

assume uno spessore costante di 43 cm, come nelle paraste (si veda foto in Tabella 1).

Al di sopra del tamburo si erge il corpo della cuspide "a cipolla": esso è costituito da una struttura reticolare lignea su cui sono impostate delle tavole, sempre in legno, atte costituire il sostegno della sagoma esterna dell'elemento, realizzata con lamine di rame, e della croce sommitale.

2.2 Indagini conoscitive

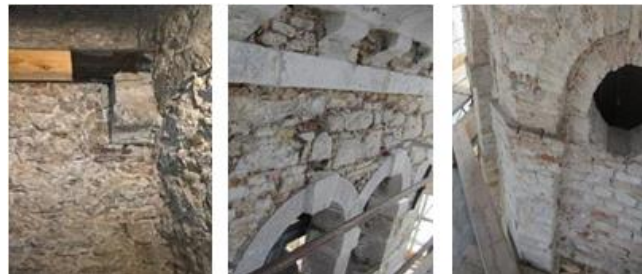
E' stato eseguito il completo rilievo geometrico assieme ad uno scavo all'interno a ridosso della muratura fino a raggiungere la quota di imposta della fondazione. Sono inoltre state eseguite anche estese indagini visive per comprendere la stratigrafia delle murature, servendosi di nicchie e scassi preesistenti nelle murature (es. alloggiamento travi di solaio).

Il sopralluogo ha evidenziato un diffuso stato di ammaloramento delle componenti lignee della scala e la presenza di significative fessure e sconnessioni nella muratura del tamburo.

Per la caratterizzazione meccanica delle tre differenti tipologie murarie individuate (Tabella 1) si è scelto di adottare il metodo dell' "Indice di Qualità Muraria" – IQM (Borri et al., 2015), che permette una stima dei parametri meccanici della muratura.

Tabella 1. Caratteristiche delle murature, valutate secondo il metodo dell'IQM (resistenza a compressione f_m , resistenza a taglio τ_0 , modulo di Young E , modulo di taglio G e peso specifico w).

M01 (fusto princ.)	M02 (cella camp.)	M03 (tamburo)
$f_m = 3.34$ MPa	$f_m = 4.12$ MPa	$f_m = 4.57$ MPa
$\tau_0 = 0.056$ MPa	$\tau_0 = 0.062$ MPa	$\tau_0 = 0.076$ MPa
$E = 1456$ MPa	$E = 1722$ MPa	$E = 1872$ MPa
$G = 485$ MPa	$G = 574$ MPa	$G = 624$ MPa
$w = 21$ kN/m ³	$w = 21$ kN/m ³	$w = 18$ kN/m ³



Il fusto principale è composto da muratura in pietre di arenaria a spacco (M01), con buona tessitura, pezzature irregolari, sbozzate, di dimensioni medie pari a 15-20 cm, disposte a corsi irregolari. Le pareti confluenti negli spigoli risultano ben legate mediante pietre d'angolo squadrate di grandi dimensioni, collocate sul lato

esterno, in corrispondenza degli spigoli del fusto, con disposizione “a pettine”.

La cella campanaria è in muratura mista (M02), costituita da corsi regolari di pietre di arenaria squadrate, con pezzature regolari, e mattoni pieni. Il tamburo è invece in muratura in mattoni pieni disposti a corsi regolari (M03). È stato in generale riscontrato l'utilizzo di malta di calce aerea di prestazioni modeste.

Per la caratterizzazione del terreno, sono state eseguite una prova HSVR e un'analisi MASW. La successione stratigrafica è composta da terreno vegetale argilloso per i primi 3 metri e da una serie di strati polimetrici di sedimenti sciolti, prevalentemente sabbiosi e ghiaiosi, intervallati da livelli argillosi. Il livello freatico è compreso tra -4 m e -10 m. Dai parametri geologici è stata dedotta una costante di sottofondo $k_{s,v} = 19016 \text{ kN/m}^3$ in direzione verticale e $k_{s,h} = 6907 \text{ kN/m}^3$ in direzione orizzontale e un valore di capacità portante $q_u = 3.45 \text{ MPa}$.

Il fattore di confidenza è stato valutato considerando il rilievo geometrico completo, l'esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi, le limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali e la disponibilità di dati geologici da limitate indagini sul terreno e sulle fondazioni ed è risultato $FC = 1.2$ (LC2).

2.3 Descrizione degli interventi

L'obiettivo dell'intervento di rinforzo (Tavola 1) è stato quello di portare la costruzione a condizioni di sicurezza adeguate per non minacciare la fruibilità degli spazi nelle immediate prossimità e degli interni, operando anche nell'ottica di contenimento del danno per la conservazione del bene architettonico e nel rispetto del criterio della minima invasività.

Alla luce dei tipici quadri di danno osservati nelle torri campanarie successivamente ad un evento sismico, la logica progettuale ha mirato ad incrementare sia la resistenza a pressoflessione della struttura (specialmente alla base e in corrispondenza di cambiamenti di sezione), che a taglio (in particolar modo, nella cella campanaria e in elementi svettanti poco caricati, come il tamburo).

Si è quindi deciso di realizzare un sistema di tiranti verticali pre-sollecitati che interessasse l'intera struttura. Per scongiurare fenomeni di disgregazione muraria nella zona compressa della sezione resistente, dovuta alla ciclicità della sollecitazione, che potrebbe causare il collasso della costruzione, sono state dimensionare le barre

in modo da evitare il loro snervamento anche allo stato limite ultimo (SLV); si è, cioè, evitato il *rocking*. Questo modo di operare comporta barre di maggiore diametro ed una minore capacità dissipativa della sezione critica, ma un minore danneggiamento atteso anche per terremoti di elevata intensità.

Nello specifico, il sistema di tiranti del fusto principale ha previsto l'inserimento di una barra metallica $\phi 30$ (in acciaio C40) in prossimità di ciascuno dei quattro spigoli interni, che è stata collegata alla muratura in corrispondenza di ogni livello di pianerottolo. Tale collegamento è stato realizzato mediante traversi metallici posizionati a ridosso della muratura e le cui estremità sono state inserite in apposite sedi.

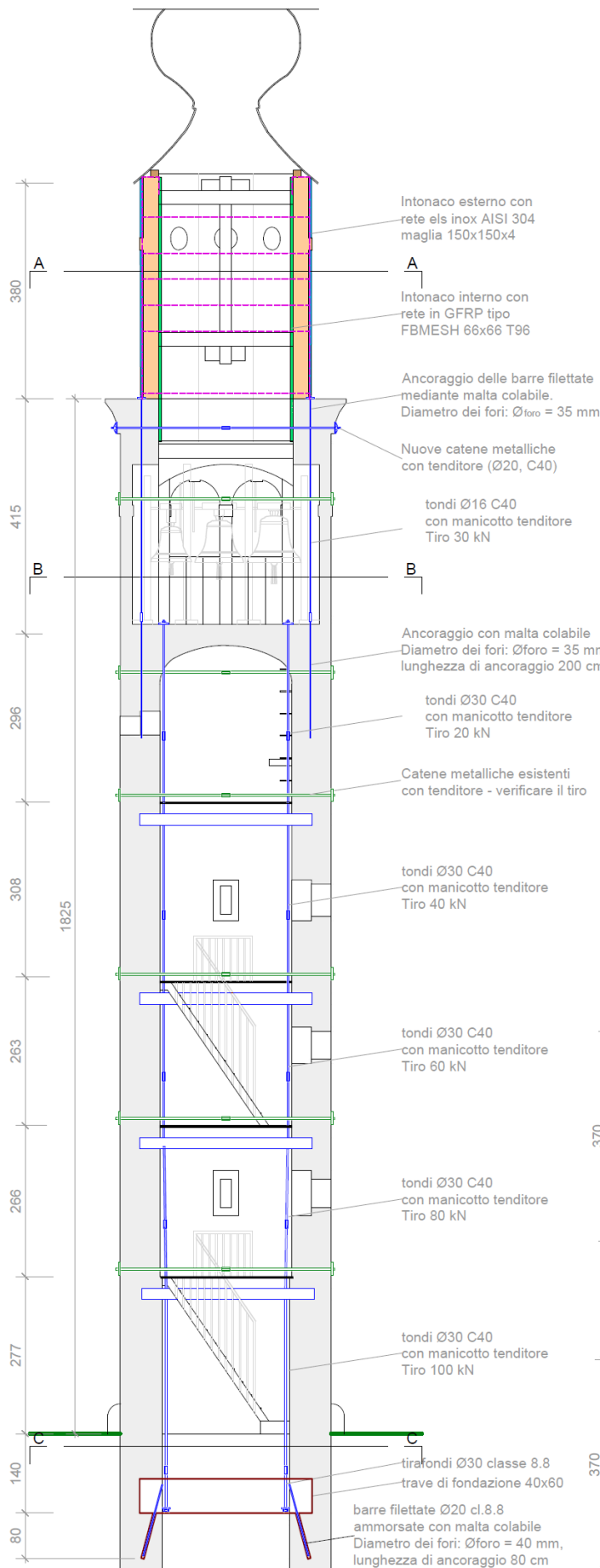
Le barre sono state collegate in fondazione mediante tirafondi annegati in due travi in c.a., $40 \times 60 \text{ cm}^2$, incassate nella fondazione in muratura esistente. In sommità al fusto, la barra attraversa la perforazione realizzata nella volta in muratura per ancorarsi sul pavimento della cella campanaria (bullonatura e piatto metallico di ripartizione).

Per le barre è stata prevista una pre-sollecitazione in fase di installazione tale da garantire la resistenza a taglio nelle zone critiche. Le operazioni di tesatura hanno previsto l'applicazione di una forza di trazione pari a 20 kN su ogni barra in sommità e ad ogni livello inferiore è stata aggiunta una forza pure di 20 kN. In questo modo, l'effettiva sollecitazione sulle barre è massima al piano terra (100 kN, somma di tutti i tiri applicati) e decresce con l'altezza.

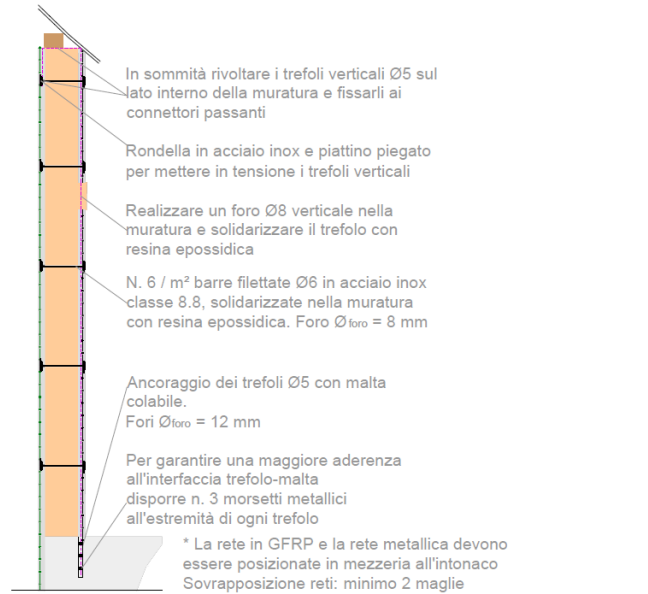
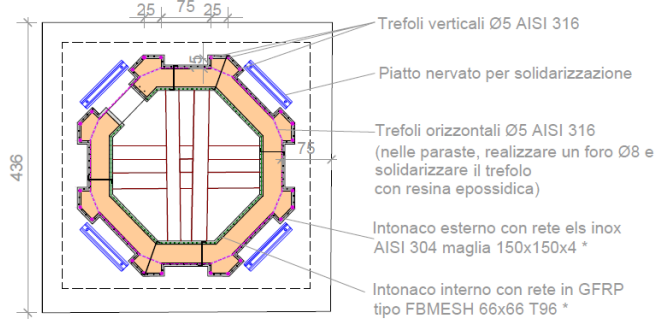
Per i tiranti della cella campanaria (2 barre $\phi 16$, acciaio C40, per ognuno dei quattro pilastri, con tiro pari a 30 kN ciascuna), è stato realizzato un ancoraggio inferiore mediante iniezione nella muratura delle pareti del fusto e un ancoraggio superiore all'estradosso del cornicione mediante chiusura con dado su profilato metallico di ripartizione.

Per i tiranti verticali del tamburo sono stati posizionati tre trefoli in acciaio inox ($\phi 5$, AISI 316) in prossimità di ciascuno degli otto spigoli esterni dell'ottagono. I trefoli sono stati ancorati chimicamente sul cornicione sottostante e risvoltati in sommità, sul lato interno della parete, per essere collegati ad un connettore passante iniettato nella muratura e applicando infine una minima tesatura. È stata inoltre prevista, per il tamburo, una cerchiatura orizzontale, con 6 livelli di trefoli ($\phi 5$, AISI 316).

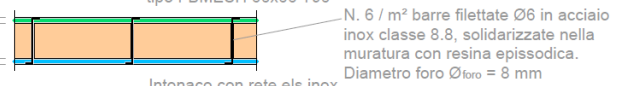
TAVOLA 1



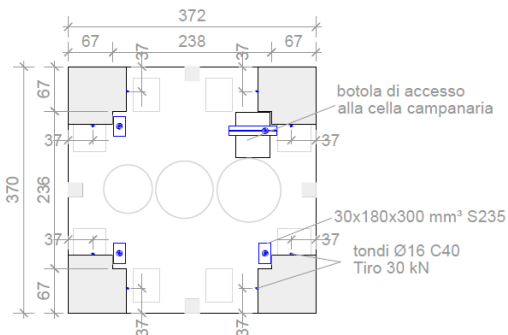
SEZIONE A-A



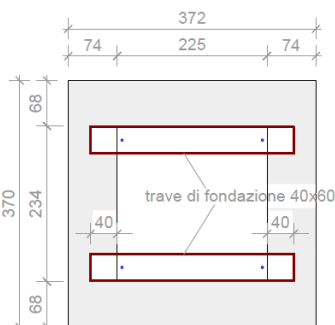
LATO INTERNO: Intonaco con rete in GFRP tipo FBMesh 66x66 T96



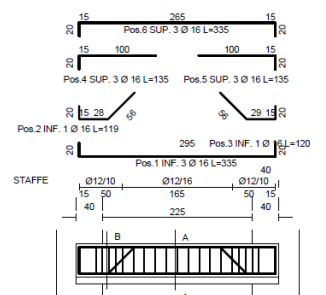
SEZIONE B-B



SEZIONE C-C



Trave di fondazione



Per ripristinare l'integrità della muratura nelle porzioni ammalorate e migliorarne le caratteristiche di resistenza a taglio, è stato completato l'intervento di rinforzo del tamburo con l'applicazione di un intonaco armato con rete in acciaio inox, sul lato esterno, e con rete in materiale composito (fibre di vetro – GFRP), sul lato interno, collegati con connettori passanti in acciaio inox.

Ulteriori interventi di rinforzo hanno riguardato l'integrazione del sistema di catene metalliche orizzontali, aggiungendone delle nuove a livello dei solai del fusto principale (ove non presenti) e in sommità della cella campanaria (barre metalliche $\phi 20$, in acciaio C40, pre-sollecitate con un tiro di 15 kN).

È stata prevista infine la completa sostituzione della scala lignea, la solidarizzazione di profilati metallici alle colonne centrali delle bifore della cella campanaria, per presidiarne la stabilità, e la realizzazione di un solaio sommitale con profilati metallici e tavolato

2.4 Valutazione del comportamento della struttura

Non essendo in generale state riscontrate criticità ai carichi verticali, l'attenzione viene qui rivolta alla verifica nei confronti delle azioni orizzontali e, in particolare, quelle generate dal sisma.

Considerato il buon ammorsamento tra pareti ortogonali, nonché la presenza di efficaci legature orizzontali (catene), è risultato verosimile concentrare l'attenzione sullo studio del comportamento globale del campanile come una singola asta incastrata alla base.

Per una valutazione della risposta dinamica della struttura (forma e periodo dei modi di vibrare significativi e relativi fattori di partecipazione), è stato realizzato un modello tri-dimensionale agli elementi finiti costituito da elementi solidi a 8 nodi per tutte le parti in muratura. Oltre alla massa della muratura, sono state considerate le masse aggiuntive riferite ai carichi permanenti e variabili degli elementi "secondari": per ciascun livello di orizzontamento presente nel fusto principale è stato assunto un peso permanente g_2 pari a 0.35 kN/m^2 ed un carico variabile q_k pari a 2 kN/m^2 . Il carico permanente G_2 stimato a livello della cella campanaria è stato pari a 15.1 kN, comprensivo delle tre campane e del castello metallico su cui

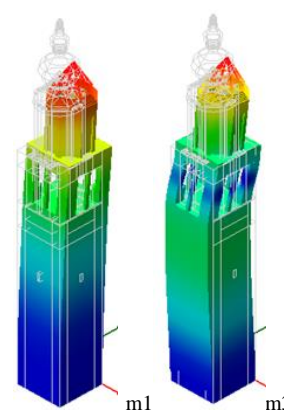
sono installate. Il peso G_1 della cuspidine sommitale è stato valutato pari a 12.3 kN. Non sono stati modellati direttamente gli elementi di rinforzo della cuspidine, in quanto non modificano in maniera significativa la massa e la rigidità della struttura e non ne alterano sensibilmente lo stato di sollecitazione.

Dall'analisi modale condotta (Tabella 2), è emerso un periodo fondamentale di circa 0.95s in grado di attivare circa il 55% della massa.

Si osserva che, per entrambe le direzioni principali, per ottenere un valore di massa partecipante superiore all'85% è necessario considerare 5 modi. Tuttavia, già con i primi due modi, si raggiunge una massa partecipante superiore al 75%.

Tabella 2. Analisi modale del campanile.

Modo (n.)	T (s)	Massa partec.	
		X (%)	Y (%)
m1	0.948	0.00	54.7
m2	0.943	54.8	0.00
m3	0.280	0.00	20.6
m4	0.279	20.6	0.00
m8	0.118	2.04	0.09
m9	0.118	0.06	4.09
m10	0.116	6.6	3.31
m11	0.116	4.02	5.26



Per la sua collocazione e per le sue caratteristiche dimensionali, il campanile appartiene alla classe d'uso III. Le sollecitazioni riferite alle combinazioni sismiche ($a_{g(SLV)} = 0.156g$, suolo B) sono state valutate mediante il modello numerico, adottando una combinazione SRSS tra i modi di Tabella 2. Come fattore di struttura q per le verifiche SLV è stato considerato un valore pari a 1.5, in quanto il collasso della struttura rinforzata è governato dal cedimento a taglio.

Tramite gli spostamenti ricavati dal modello, è stato possibile valutare l'entità del fattore $\mathcal{G} = P \cdot d_r / (V \cdot h)$, verificando così la trascurabilità degli effetti del second'ordine ($\mathcal{G} < 0.1$).

Dal modello di calcolo sono state estratte ed integrate le tensioni negli elementi solidi per determinare le sollecitazioni (azioni assiali, momenti, tagli) in corrispondenza delle sezioni critiche: S1 base del fusto principale, S2-S3 base e sommità della cella campanaria e S4 tamburo (Tabella 3). Le verifiche sulla cella campanaria sono state svolte analizzando separatamente i

quattro pilastri (il comportamento della cella è caratterizzato da un funzionamento a telaio). Quale coefficiente di sicurezza per la muratura è stato assunto $\gamma_M = 2$.

Tabella 3. Sollecitazioni nelle sezioni critiche (SLV, $q = 1.5$).

	N [kN]	F_x [kN]	F_y [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
S1	3586.0	173.2	378.0	4277.6	1424.2
S2.1	301.1	18.4	41.2	62.0	30.6
S2.2	298.4	17.8	41.3	62.8	29.0
S2.3	299.0	18.2	41.4	62.3	29.7
S2.4	302.6	17.8	41.2	61.9	29.4
S3.1	263.4	17.1	37.5	42.3	24.5
S3.2	264.3	16.9	37.5	42.1	24.5
S3.3	262.1	17.1	37.5	41.6	24.9
S3.4	262.7	16.9	37.4	41.3	24.0
S4	181.8	41.4	95.1	232.1	112.2

Per ogni sezione è stata fatta la verifica a pressoflessione (Figura 2), considerando come limite ultimo di deformazione dei tiranti il limite elastico. Come osservato in §2.3, si voluto in questo modo scongiurare la disgregazione della muratura nella sezione critica della torre. Per tener conto della ridotta capacità dissipativa associata al comportamento a pressoflessione in queste condizioni, anche per tali verifiche è stato assunto un fattore di struttura pari a 1.5.

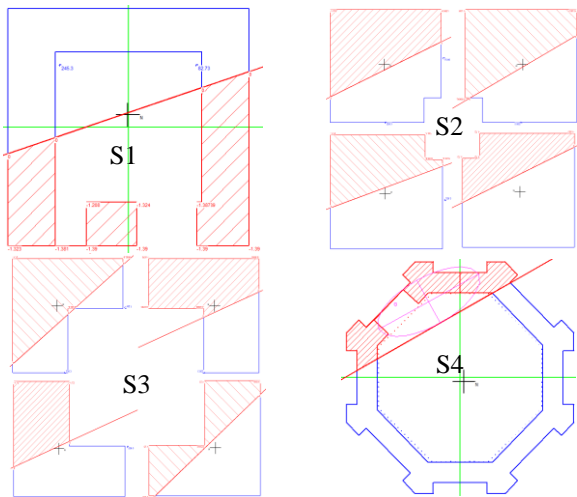


Figura 2. Verifiche a pressoflessione sulle sezioni critiche.

Le verifiche condotte su ciascuna sezione critica sono riportate in Tabella 4.

Per le sezioni S1, S2 e S3, la verifica a taglio-scorrimento è stata eseguita con la disequazione:

$$T_{Ed} \leq T_{Rd} = A' \cdot \left(\tau_{0,d} + 0.4 \frac{\sigma_n}{\gamma_M} \right), \quad (1)$$

dove $\tau_{0,d}$ è la resistenza di progetto a taglio in assenza di azione assiale e σ_n la tensione normale media sulla parte compressa della sezione. Come sezione reagente A' è stata assunta,

prudenzialmente, la porzione compressa dedotta dalla verifica a pressoflessione deviata SLV.

Per la resistenza a taglio-scorrimento della sezione S4, invece, è stato calcolato il contributo resistente dell'intonaco armato applicato sul lato interno della muratura, che scende oltre la base dello stesso fino a raggiungere l'intradosso del cornicione dalla cella campanaria (meccanismo a tirante e puntone):

$$T_{Ed} \leq T_{Rd} = L/s \cdot T_{w,d}, \quad (2)$$

con $T_{w,d}$ (2.25 kN) resistenza di progetto a trazione di un filo di rete, s passo di maglia (66 mm) e L lunghezza complessiva della parete resistente. In via semplificata, la verifica è stata condotta analizzando separatamente le due componenti di azione tagliante ed è stato considerato il contributo resistente delle pareti parallele all'azione tagliante e di una quota parte (pari a $1/\sqrt{2}$) di quelle inclinate di 45° .

Alla base del fusto principale e sul tamburo, è stata inoltre eseguita anche la verifica a fessurazione diagonale, seguendo l'approccio di Turnsec-Cacovic, analizzando separatamente le due componenti di azione tagliante:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = A \cdot \frac{1.5\tau_{0,d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0,d}}}, \quad (3)$$

dove A è l'area della sezione considerata, σ_0 è la tensione normale media riferita all'area totale della sezione, b il coefficiente di snellezza ($b = h/l$, con h e l altezza e lunghezza della parete, e comunque $1 \leq b \leq 1.5$). Per il tamburo, rinforzato mediante intonaco armato, $\tau_{0,d}$ è stata amplificata di 1.5 volte (Tab. C8.5.II – Circ. n. 7/2019 C.S.LL.PP.).

Tabella 4. Verifiche sulle sezioni critiche (per S1 e S4 è stata considerata la direzione più critica, determinata dalla presenza delle aperture).

	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	T_{Ed} [kN]	T_{Rd} [kN]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]
S1	4508.5	4775.0	415.8	798.7	378.0	518.8
S2.1	69.1	90.8	45.0	68.8	-	-
S2.2	69.2	105.1	45.0	65.8	-	-
S2.3	69.0	103.6	45.2	69.9	-	-
S2.4	68.5	110.0	44.9	70.9	-	-
S3.1	48.9	56.7	41.2	59.2	-	-
S3.2	48.7	102.5	41.1	59.0	-	-
S3.3	48.5	82.5	41.3	60.6	-	-
S3.4	47.8	86.3	41.1	62.1	-	-
S4	257.8	659.3	103.7	154.7	95.12	137.4

Per l'analisi delle fondazioni, è stato elaborato un modello numerico agli elementi finiti che ha analizzato solo la fondazione (Figura 3), soggetta alle sollecitazioni ricavate alla base della struttura fuori terra, assumendo $q = 1$ e ipotizzando un suolo

elastico alla Winkler al di sotto e a lato degli elementi di fondazione. La fondazione è stata verificata nei riguardi della capacità portante, dello scorrimento e del ribaltamento.

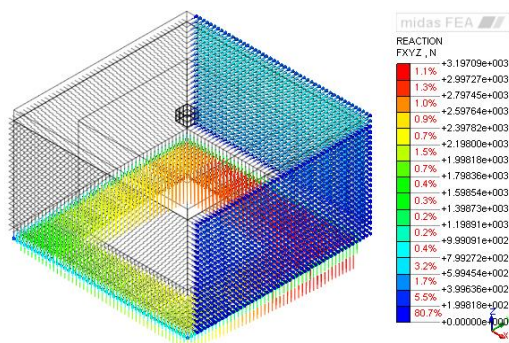


Figura 3. Modello delle fondazioni, con reazioni del terreno.

3 CIMINIERA

3.1 Descrizione della struttura

Il secondo caso studio riguarda una ciminiera in mattoni pieni (Figura 4), realizzata nel 1924 e che costituisce un'importante testimonianza del tessuto economico e industriale locale. In occasione del terremoto dell'Emilia del 2012, ha subito significativi danni, soprattutto nella porzione sommitale, che è stata rimossa. Si è reso inoltre necessario un intervento di rinforzo per la messa in sicurezza e la conservazione della porzione rimasta.

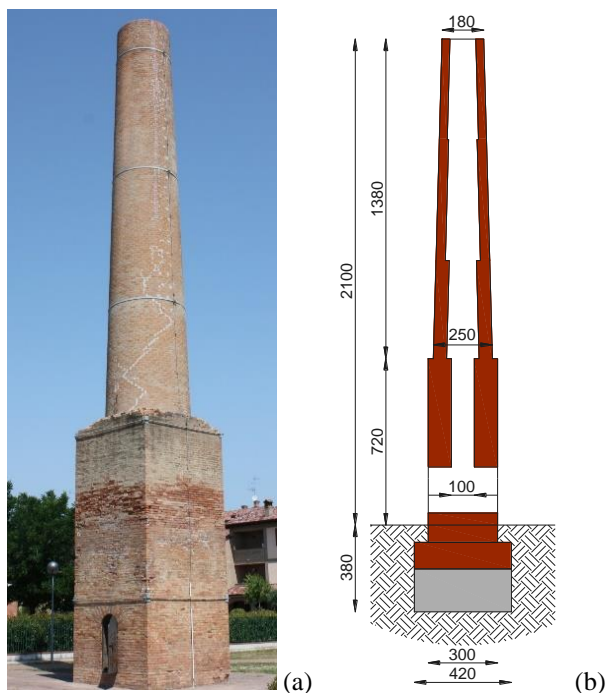


Figura 4. La ciminiera: (a) vista e (b) sezione verticale.

La parte fuori terra della ciminiera, di altezza pari a 21 m, è formata da un corpo prismatico a

pianta quadrata, di dimensioni 3.00 x 3.00 m² pareti di spessore di 1.00 m e altezza di circa 7.20 m, sovrastato da un corpo troncoconico con diametro massimo di 2.50 m, diametro minimo di 1.80 m e altezza di circa 13.80 m. La ciminiera insiste su uno zoccolo in calcestruzzo di base quadrata (4.20 x 4.20 m) che si imposta ad una profondità di 3.8 m rispetto al piano campagna. La canna ha sezione quadrata costante per il primo tratto, con sezione di 1.00x1.00 m, e sezione circolare variabile nella parte di ciminiera troncoconica. Sono presenti due variazioni di spessore del mantello nella parte troncoconica in corrispondenza circa di un terzo e due terzi dell'altezza.

3.2 Indagini conoscitive

Le indagini per acquisire le informazioni necessarie alla definizione del livello di conoscenza hanno riguardato: il rilievo geometrico, il prelievo di carote in diverse parti della struttura, per la determinazione dello spessore e della stratigrafia delle murature, il rilievo del quadro fessurativo, uno scavo in breccia a ridosso della fondazione per determinarne l'effettiva dimensione e posizione, due prove in situ con doppio martinetto piatto (una per la parte inferiore prismatica ed una per la parte troncoconica) per determinare le caratteristiche meccaniche della muratura.

Per la muratura, in corsi regolari di mattoni pieni e malta di calce di buone prestazioni, le caratteristiche meccaniche considerate sono: $f_m = 4.8$ MPa, $\tau_0 = 0.114$ MPa, $E = 2250$ MPa, $G = 750$ MPa e $w = 18$ kN/m³.

L'evento sismico ha determinato la formazione di numerose fessure nella parte troncoconica, prevalentemente con andamento diagonale inclinato circa di 45°, che interessano l'intero spessore delle pareti di muratura (Figura 5a), in qualche caso arrivando alla dislocazione (spostamento relativo) fra le parti di muratura che si fronteggiano attraverso la fessura. La formazione di queste fessure è avvenuta quando la ciminiera aveva la dimensione originale (circa 35 m) e riguarda zone a diverse quote poiché lo spessore della muratura della canna troncoconica si riduce con l'altezza.

Si riscontra inoltre una fessura con andamento subverticale, che si estende per buona parte dell'altezza: si tratta di una fessura di remota formazione, dovuta alla differenza di temperatura

fra l'interno e l'esterno della canna durante l'esercizio della ciminiera. Questa fessura è già stata riparata in passato quando, per contrastare le tensioni anulari, sono stati aggiunti anche alcuni elementi metallici di cerchiatura esterna (Figura 4).

Nella parte prismatica della ciminiera (Figura 5b) sono presenti alcune fessure subverticali dovute a trazioni orizzontali provocate dalla componente radiale delle forze trasmesse dalla canna amplificate in maniera significativa dall'eccitazione sismica verticale. Anche la componente orizzontale dell'azione sismica ha provocato significative tensioni di trazione orizzontale in sommità alla parte prismatica.

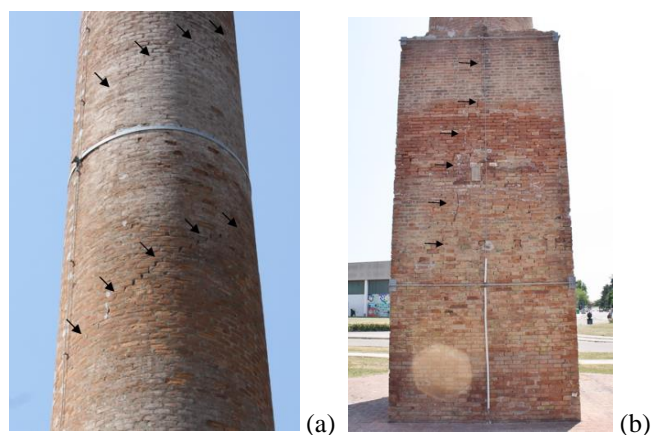


Figura 5. Dettagli del quadro fessurativo post-sisma: (a) fessure diagonale nella parte troncoconica (b) fessure subverticali alla base.

La caratterizzazione del terreno è stata eseguita mediante due prove penetrometriche statiche CPT spinte sino alla profondità massima di -15.80 m dal piano campagna. Inoltre, nel sito è stata eseguita un'indagine geofisica, basata sulla registrazione del microtremore sismico a stazione singola per valutare i possibili effetti sismici di sito e definire l'andamento della velocità delle onde di taglio V_s negli strati. La zona interessata dall'intervento è caratterizzata da terreni formati da argilla plastica, limo argilloso-sabbioso, limo argilloso plastico, con intercalati strati sottili di sabbia sciolta (~ 20 cm). La prima falda libera superficiale è posizionata ad una profondità di circa 1.70 m dal piano campagna. I parametri geologici dedotti dalle indagini sono: costante di sottofondo $k_{s,v} = k_{s,h} = 24000$ kN/m³ (sia in direzione verticale che orizzontale), capacità portante $q_u = 7.6$ MPa, coesione $c_u = 0.11$ MPa.

Le indagini conoscitive hanno permesso la definizione di un fattore di confidenza $FC = 1.2$ (LC2).

3.3 Descrizione degli interventi

L'intervento di rinforzo (Tavola 2) è mirato a realizzare un confinamento della muratura, sia in senso orizzontale che verticale, così da incrementarne le prestazioni nei confronti di possibili collassi sia a taglio che a pressoflessione. A tal fine, è stato realizzato un sistema attivo di tiranti costituito da elementi metallici disposti all'interno della canna, con la funzione di assorbire le tensioni di trazione anulari e verticali (Figura 6).

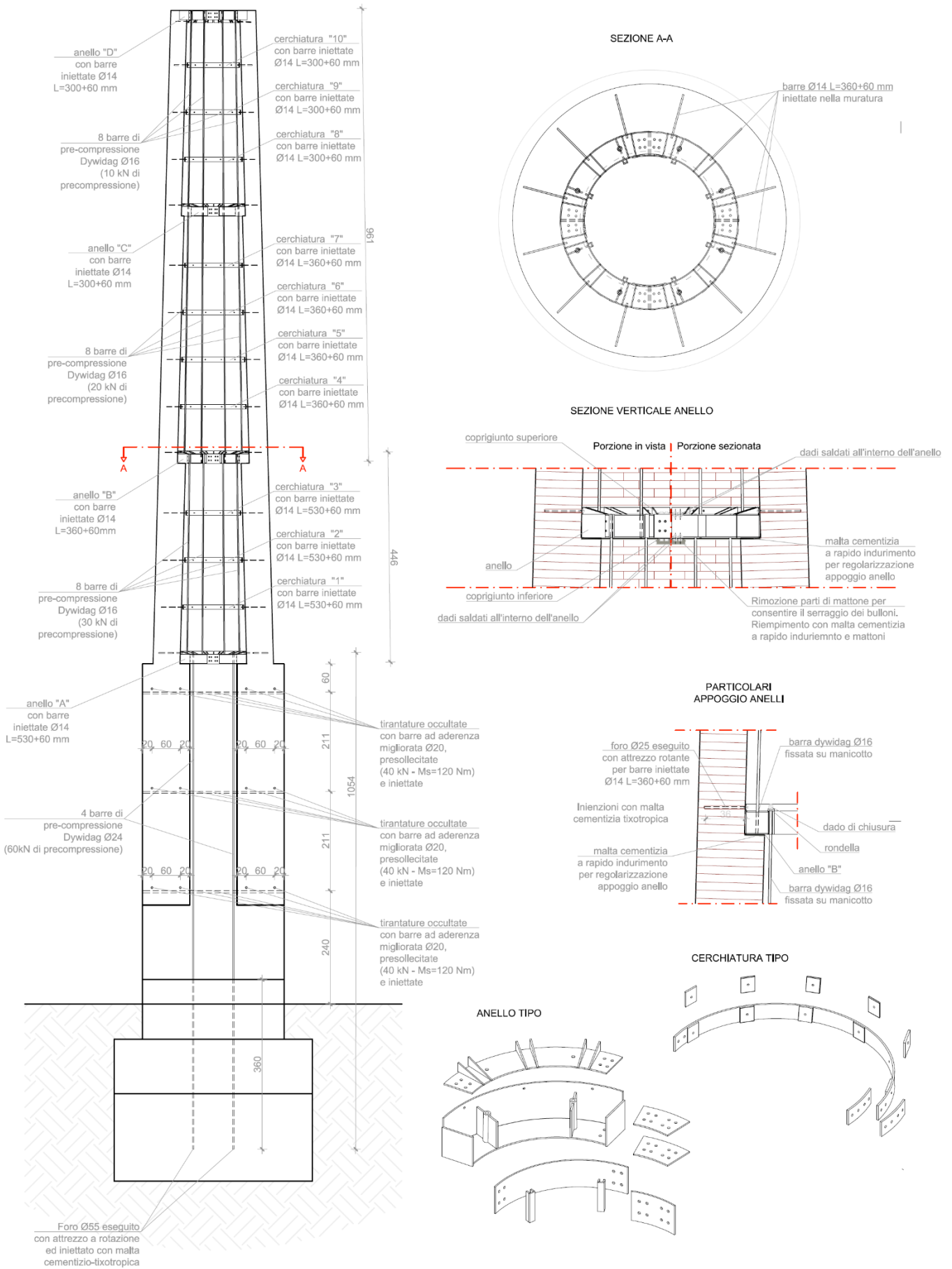


Figura 6. Schematizzazione dell'intervento di rinforzo.

Il sistema di pre-sollecitazione radiale è stato realizzato con una serie di anelli orizzontali ("cerchiatura interna"), collocati ad un interasse di circa 1.00 m e costituiti da piatti di acciaio zincato (S235, 100×10 mm²) di diametro leggermente inferiore a quello della canna. Gli anelli sono stati solidarizzati alla muratura mediante 12 barre radiali $\phi 14$ filettate, iniettate nella muratura e tesate in modo da pre-sollecitare la muratura in direzione anulare (tiri pari 16 kN, 18.5 kN o 25 kN, a seconda della posizione dell'anello nella parte sommitale, intermedia o inferiore della canna). Nella parte di struttura prismatica è stata prevista invece l'applicazione di coppie di barre iniettate lungo il perimetro e disposte a tre diverse quote, per confinare la muratura e contrastare le sollecitazioni di trazione orizzontale che tendono ad "aprire" la costruzione.

Come per il caso del campanile, il sistema di pre-sollecitazione verticale è stato calibrato in modo da evitare lo snervamento delle barre anche allo stato limite ultimo, per scongiurare la possibile disgregazione della muratura nella sezione critica in seguito al *rocking*. Esso è stato realizzato con 8 barre verticali Dywidag $\phi 16$, ridotte a $4\phi 24$ nel tratto all'interno della parte prismatica, ancorate efficacemente allo zoccolo di fondazione mediante fori iniettati.

TAVOLA 2



In corrispondenza della sommità della ciminiera ed in corrispondenza delle tre variazioni di sezione, le barre sono state bullonate a degli anelli metallici con sezione tubolare quadrata (200x200x10 mm³, acciaio S235), fissati alla muratura mediante barre radiali 12φ14 filettate, iniettate. La tesatura delle barre verticali di ciascun livello fino al valore di progetto, che decresce con l'altezza, è stata realizzata a partire dalla sommità e scendendo gradualmente fino a terra. Essa è stata eseguita in maniera simmetrica, per evitare sollecitazioni flessionali parassite.

Le opere di rinforzo appena descritte vanno precedute da alcune operazioni preliminari di consolidamento: in corrispondenza delle lesioni devono essere eseguite delle iniezioni a bassa pressione con malta di calce idraulica microfine, priva di sali e a ritiro compensato e, ove necessario, si deve reintegrare il tessuto murario mediante operazioni di scuci-cuci, con sostituzione degli elementi ammalorati. Nelle zone con evidente degrado dei corsi di malta, si esegue una scarificazione e ristilatura con malta di calce.

E' infine prevista la realizzazione di una copertura terminale in materiale semitrasparente (plexiglass) per proteggere le strutture di rinforzo dagli agenti atmosferici.

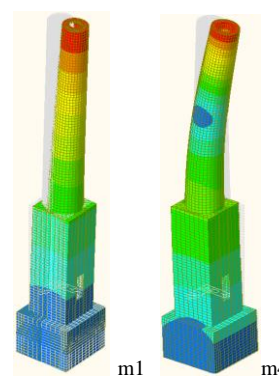
3.4 Valutazione del comportamento della struttura

La modellazione strutturale è stata eseguita mediante l'utilizzo di un modello agli elementi finiti, con elementi solidi a 8 nodi, per gli elementi in muratura, elementi trave, per gli elementi circolari in acciaio di rinforzo, ed elementi asta, per i tiranti. Sono stati introdotti opportuni svincoli per descrivere il comportamento delle giunzioni fra i vari elementi. Lo zoccolo di fondazione è stato impostato su un letto di molle unilatera, per simulare il suolo sottostante e ai lati della fondazione. I carichi gravitazionali e le azioni variabili sono stati applicati attraverso forze nodali e forze distribuite. È stato inoltre considerato anche il carico di precompressione del rinforzo.

Dall'analisi dinamica modale condotta (Tabella 5) è emerso un periodo fondamentale di 1.22s, in grado di attivare il 63% circa della massa; sono sufficienti due modi per ottenere un valore di massa partecipante superiore all'85%.

Tabella 5. Analisi modale della ciminiera

Modo (n.)	T (s)	Massa partec.	
		X (%)	Y (%)
m1	1.224	0.00	62.8
m2	1.210	63.3	0.00
m3	0.339	24.8	0.00
m4	0.336	0.00	25.0



Le sollecitazioni riferite alle combinazioni sismiche ($a_{g(SLV)} = 0.184g$, suolo C) sono state valutate mediante il modello numerico, considerando una classe d'uso III, $q=1.5$. Anche in questo caso, per la pressoflessione, è stato verificato che le armature non si snervino per effetto delle forze relative ad un sisma SLV (Figura 7). Per tener conto della ridotta capacità dissipativa è stato assunto un valore del fattore di struttura pari a 1.5 anche per le verifiche a pressoflessione.

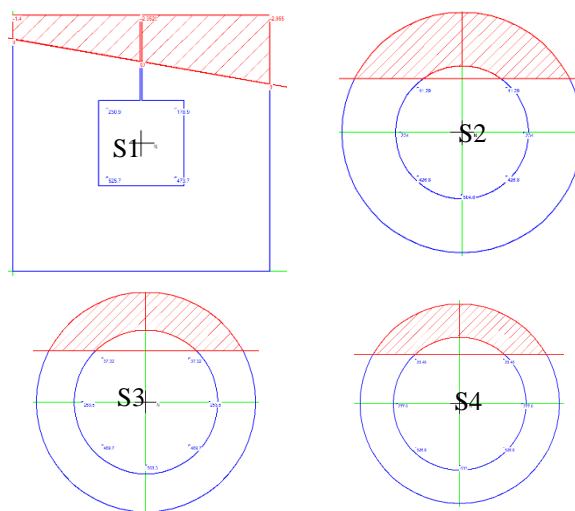


Figura 7. Verifiche a pressoflessione nelle sezioni critiche.

Le sollecitazioni (azioni assiali, momenti, tagli) ricavate dal modello in corrispondenza delle sezioni critiche sono riportate in Tabella 6 (S1 base ciminiera, S2 base sezione circolare, S3-S4 primo e secondo restringimento di sezione).

Per ogni sezione sono stata fatte le verifiche a pressoflessione e taglio-scorrimento (Tabella 7), tenendo conto del contributo resistente dei tiranti. Per la verifica a taglio si è considerata come sezione reagente A' (eq. 1) la parte di sezione compressa dedotta dalla verifica a pressoflessione. La verifica a taglio per fessurazione diagonale è stata invece condotta controllando che, nel

modello numerico, il valore delle tensioni di taglio non eccedesse la resistenza di progetto. Nelle verifiche è stato assunto $\gamma_M = 2$.

Tabella 6. Azioni sollecitanti sulle sezioni critiche (combinazione sismica)

	N [kN]	F_x [kN]	F_y [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
S1	1722.0	71.7	240.0	1825.2	539.3
S2	736.9	42.6	111.1	996.6	382.9
S3	448.1	37.8	98.4	605.1	233.4
S4	194.8	26.2	67.7	145.8	56.4

Tabella 7. Verifiche di pressoflessione e taglio sulle sezioni

	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	T_{Ed} [kN]	T_{Rd} [kN]
S1	1903.2	3088.0	240.0	556.8
S2	1067.6	1112.0	111.1	208.9
S3	648.6	821.9	98.5	132.4
S4	156.3	580.0	67.7	69.8

Sono state eseguite anche delle analisi locali degli anelli metallici, aventi il compito di ripartire sulla muratura gli effetti locali dei tiranti verticali, modellandoli mediante elementi di tipo *plate*, per valutarne lo stato tensionale (Figura 8). Per semplicità, è stato studiato il caso con l'applicazione della sola pre-sollecitazione verticale e, quindi, data la simmetria, è stato analizzato un quarto di anello, simulando la continuità con opportuni vincoli. Le forze applicate corrispondono quelle massime dovute alla pre-sollecitazione delle barre verticali. Il collegamento con la muratura è stato simulato con una serie di vincoli verticali lungo il profilo esterno inferiore del tubolare. Le forze sono state applicate, come "carichi nodali" in corrispondenza della loro effettiva posizione.

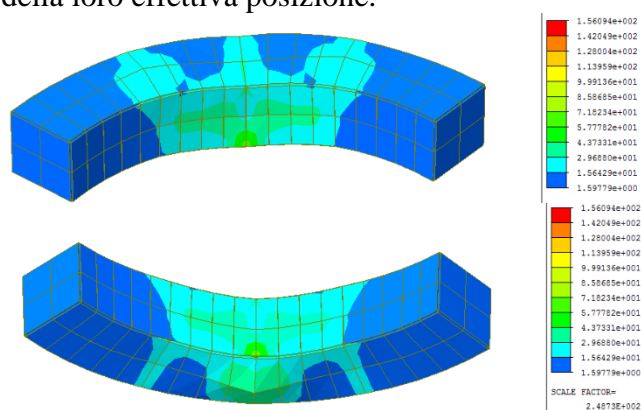


Figura 8. Modello dell'anello, con andamento delle tensioni (vista superiore e inferiore).

Le sollecitazioni che agiscono sullo zoccolo di fondazione sono state ricavate dai risultati delle analisi con il modello globale, facendo però riferimento allo spettro di risposta elastico ($q = 1$).

Per la verifica, eseguita per la combinazione di azioni più gravosa (combinazione sismica), è stato considerato anche il contributo laterale della resistenza passiva del terreno a lato della fondazione, che garantisce l'efficacia del sistema di fondazione nei confronti dello scorrimento e del ribaltamento (Figura 9).

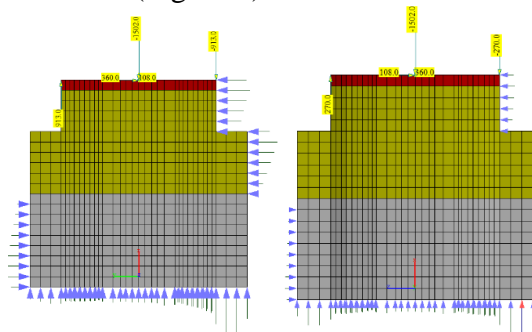


Figura 9. Reazioni del terreno sul fondo e sulle pareti della fondazione nelle due direzioni.

4 CONCLUSIONI

L'articolo descrive due esempi di intervento per l'adeguamento sismico di strutture storiche a torre in muratura mediante la realizzazione di un sistema attivo di tiranti metallici che, pre-sollecitando la muratura, sia in senso orizzontale che verticale, garantisce la resistenza a pressoflessione e a taglio della muratura e ne previene la disgregazione. Si è visto che, con gli idonei accorgimenti progettuali, è in questo modo possibile garantire non solo la sicura fruizione del bene ma anche limitarne il danneggiamento, pur attraverso un intervento di rapida esecuzione e a limitata invasività.

RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano l'ing. Michele Dilena e l'ing. Fabio Zorzini per la collaborazione nel dimensionamento e nell'analisi degli interventi.

BIBLIOGRAFIA

- Bartoli, G., Betti, M., Monchetti, S., 2017. Seismic Risk Assessment of Historic Masonry Towers: Comparison of Four Case Studies. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 31(5): 04017039-1.
- Borri, A., Corradi, M., Castori, G., De Maria A., 2015. A method for the analysis and classification of historic masonry. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(9), 2647-2665.
- Borghini, A., Del Monte E., Nicchi, F., Boschi, S., 2017. Analisi numerico-sperimentale di una ciminiera in muratura. *XVII Convegno Anidis "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, 17-21 settembre, Pistoia, I.

- Curti E., Parodi S., Podestà S., 2008. Simplified models for seismic vulnerability analysis of bell towers. *Structural Analysis of Historic Construction*, D' Ayala & Fodde eds. Taylor & Francis Group, London.
- D'Ambrisi, A., Mariani, V., Mezzi M. 2011. Valutazione della vulnerabilità sismica di torri storiche mediante identificazione dinamica ed analisi non lineare. *XIV Convegno Anidis "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, 18-22 settembre, Bari, I.
- DPCM 9 febbraio 2011. Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- Gallia, C., Lolli, N., Lugli F., 2017. Convergences and Divergences between seismic analysis with damage and FEM: the case study of Novi bell tower. *XVII Convegno Anidis "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, 17-21 settembre, Pistoia, I.
- De Stefani, L., Scotta, R., Lazzari, M., Saetta, A., 2011. Miglioramento sismico di torri snelle in muratura mediante dispositivi isteretici e precompressione parziale. *XIV Convegno Anidis "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, 18-22 settembre, Bari, I.
- Di Tommaso, A., Casacci, S., 2013. Sopravvivenza di Torri e Campanili in Ambiente Sismico. *Seminario Internazionale sull'Evoluzione nella sperimentazione per le costruzioni (CIAS 2013)*, 18-25 Maggio, Creta, GR.
- Lourenço, P.B., 2006. Recommendations for restoration of ancient buildings and the survival of a masonry chimney. *Construction and Building Materials*, 20(4), pp. 239-251.
- Valente, M., Milani G. 2016. Seismic assessment of historical masonry towers by means of simplified approaches and standard FEM. *Construction and Building Materials*, 108. pp. 74-104.