

Valutazione della vulnerabilità sismica e proposta di miglioramento strutturale del campanile della Basilica di Santa Maria all'Impruneta

Michele BETTI - Matteo FERRACIN - Paolo SPINELLI - Andrea VIGNOLI

1. INTRODUZIONE

Gli edifici storici in muratura costituiscono una parte considerevole del patrimonio monumentale italiano, e la loro salvaguardia è un tema che ha rilevanti ricadute sia sociali che economiche sulla collettività. La loro conservazione, o l'eventuale recupero, rappresentano, nonostante i progressi compiuti dalla ricerca sul tema negli ultimi decenni (tanto per quanto riguarda le tecniche di diagnosi che per i metodi di analisi), tuttora una sfida per la moderna ingegneria. L'importanza della materia è stata anche ribadita dal dialogo instauratosi all'interno della comunità scientifica nazionale a seguito della pubblicazione delle nuove normative sismiche [1], e della recente emanazione delle Linee Guida [2]. L'analisi strutturale delle costruzioni storiche in muratura, specie se di carattere monumentale, richiede attenzioni e cautele che esulano dagli approcci di calcolo tradizionalmente disponibili per lo studio delle nuove costruzioni proprio in quanto i modelli ed i metodi di calcolo abitualmente impiegati per gli edifici ordinari non possono essere applicati indiscriminatamente alle strutture storiche. Ad aggiungere incertezza nei riguardi delle modalità di analisi e nella interpretazione del comportamento strutturale va considerato anche il fatto che molto spesso risulta estremamente complesso individuare in modo chiaro l'effettivo schema statico di una fabbrica che è venuta modificandosi nei secoli. Sostanzialmente ogni edificio in muratura, pensando in modo specifico ad edifici a carattere monumentale (chiese, torri medioevali, ecc.), rappresenta un *unicum*, un oggetto a sé stante caratterizzato da uno specifico percorso fatto di sottrazioni, sostituzioni ed aggiunte che sono venute succedendosi nei secoli.

Le precedenti considerazioni fanno comprendere come l'analisi di tali edifici richieda una specifica formazione. Gli ingegneri coinvolti in questi problemi debbono avere non solo una comprensione del percorso storico dell'edificio, ma anche l'abilità necessaria a colmare le inevitabili lacune comunque presenti nel percorso di conoscenza del manufatto. Si consideri infatti, tra i molteplici aspetti, anche le difficoltà connesse alla possibilità di effettuare una esaustiva campagna di prove sperimentali per la caratterizzazione meccanica dei materiali; difficoltà legate sia al valore artistico e culturale del manufatto, che ai costi economici connessi alla loro esecuzione. In sostanza, una specifica educazione, se non addirittura una specifica sensibilità culturale, è richiesta per affrontare, con affidabilità, lo studio ed il recupero

delle costruzioni storiche, come peraltro anche suggerito dalle raccomandazioni ICOMOS [3]. In aggiunta occorre evidenziare come la comprensione dello stato attuale di conservazione di un bene monumentale sia un passo estremamente delicato in quanto, fra l'altro, è anche preliminare alla valutazione della sua vulnerabilità in campo sismico. Al quadro di incertezze descritto va aggiunto anche il fatto che la resistenza dei materiali decresce nel tempo a seguito del loro naturale utilizzo. Questa caratteristica, legata al degrado inevitabilmente provocato dai secoli, rende tali strutture particolarmente vulnerabili nei confronti di movimenti impressi, come quelli provocati dalle deformazioni del terreno o dalle azioni sismiche.

Nel presente lavoro, considerando le problematiche sopra richiamate, si riassumono alcuni risultati preliminari volti alla valutazione del grado di vulnerabilità sismica di uno specifico edificio monumentale in muratura: il campanile della Basilica dell'Impruneta (FI, si veda fig. 1). La stima del grado di vulnerabilità sismica viene svolta all'interno del quadro normativo definito dalla OPCM. 3274 del 20/03/2003 (con le successive integrazioni) [1] la quale prevede che la verifica di un edificio esistente possa essere condotta in riferimento a quattro possibili metodi di analisi, ossia: l'analisi lineare statica (altrimenti detta modale semplificata), l'analisi lineare dinamica, l'analisi non lineare statica ed infine l'analisi non lineare dinamica. In funzione del tipo di analisi con il quale si intende impostare la verifica (o la progettazione) viene definita l'azione sismica di progetto. Nel seguito le analisi, finalizzate all'individuazione di un primo indice di vulnerabilità dell'edificio, sono state effettuate nell'ambito dei metodi non lineari, pensando specificatamente all'analisi non lineare statica o di pushover. Essa risulta uno strumento piuttosto attraente anche in considerazione dei tempi di calcolo (onere computazionale) necessari per svolgere, per contro, una analisi non lineare dinamica completa.

Fig. 1 - Basilica di Santa Maria dell'Impruneta vista da piazza Buondelmonti.



Le analisi nel seguito illustrate sono mirate alla valutazione della vulnerabilità sismica. Alla fine del lavoro viene riportata una proposta di miglioramento strutturale della torre. Tale intervento, pur non mirando a riportare la struttura entro i livelli di sicurezza stabiliti dalla norma per le nuove costruzioni (operazione spesso non possibile se non addirittura inappropriata per gli edifici storico-monumentali), è volto ad incrementare le capacità di resistenza della struttura per azioni orizzontali.

2. LA BASILICA DI SANTA MARIA ALL'IMPRUNETA

2.1 Cenni storici

Le prime notizie della pieve di Santa Maria di Impruneta risalgono all'VIII - IX secolo. Essa pare essere sorta in corrispondenza dell'agglomerato rurale demograficamente più consistente (oppure situato in posizione baricentrica) presente nel "vasto altipiano" compreso tra la Val di Greve e la Val d'Ema. Tale altipiano conserva ancor oggi testimonianza dell'insediamento rurale tipico dell'età precomunale nei numerosi piccoli agglomerati di poche case, talvolta non contigue, disposte attorno o nei pressi di una chiesetta. Tuttavia le più antiche, e certe, memorie storiche risalgono al 3 Gennaio 1060, giorno della sua consacrazione ad opera del cardinale Umberto di Silvacandida, legato al pontefice Niccolò II [6]. L'atto solenne dovette far seguito alla costruzione di una nuova chiesa che probabilmente sostituì un più antico edificio di origine Alto Medioevale del quale fino ad oggi non sono state rinvenute tracce. I caratteri dell'antica pieve romanica di Impruneta possono essere ricostruiti, almeno parzialmente, sulla base di alcuni resti dell'antico edificio inglobati nell'attuale costruzione. Grazie ad essi è possibile risalire alla tipologia della chiesa dell'XI secolo che doveva essere ad impianto basilicale, con tre navate spartite da cinque archeggiature per parte, e con una piccola cripta in corrispondenza della zona centrale del presbiterio. L'importanza del centro religioso, costituito dalla pieve, è testimoniato anche dalla presenza della miracolosa immagine della Madonna, il cui culto, originariamente circoscritto al solo ambiente rurale, nel corso dei secoli si espanse fino alla città facendo nascere la particolare venerazione dei fiorentini per la "Madonna dell'Impruneta". Parallelamente all'espandersi della fama della sacra immagine, le ricchezze della chiesa imprunetina si fecero più consistenti, come testimoniano anzitutto, a partire dal XII secolo, le aggiunte e i rifacimenti all'edificio romanico.

A questo periodo risale la costruzione del campanile romanico della chiesa; l'elemento, addossato alla facciata dell'originario edificio romanico, si caratterizza per una struttura estremamente semplice priva di ornamenti e alleggerita, nella parte terminale, dalla successione su quattro ordini di aperture monofore e bifore (si veda Fig. 2).



Fig. 2 - Particolare del campanile del 1300 nella sua spiccata verticalità.

Dalla seconda metà del trecento la chiesa romanica subì ulteriori aggiunte ed ampliamenti sul lato sinistro portandola ad assumere la tipologia a navata unica senza abside. Nel quattrocento oltre all'edificazione della "Sacrestia Vecchia" furono realizzati ad opera del pievano Antonio degli Agli il rinascimentale "Chiostrino Piccolo" e un riordino generale di tutto il complesso. L'intero complesso fu inoltre cinto da solide mura rinforzate da torri angolari. Nel 1522 furono realizzati l'abside pentagonale e le due cappelle ai lati del transetto. Nel 1634 fu commissionato a Gherardo Silvani, su commissione della Società delle Stigmati di San Francesco, la realizzazione dell'elegante porticato in stile dorico (si veda Fig. 1) che apre i suoi cinque archi sulla piazza. Nel 1714, dall'architetto Alessandro Saller, fu eseguita una sostanziale ristrutturazione della chiesa, intervento quasi totalmente cancellato dai bombardamenti alleati del 27 e 28 luglio 1944 che colpirono duramente la chiesa ed in particolar modo la parte absidale. Durante il restauro furono consolidate le pareti dissestate, il tetto venne ricostruito usando in gran parte il legname antico riportando al loro posto le capriate ancora utilizzabili. Nel corso dei lavori vennero alla luce i resti della primitiva chiesa romanica oggi visitabili.

2.2 Il campanile della Basilica dell'Impruneta

Il lavoro affronta nello specifico il problema dell'analisi sismica del campanile che, visto lo spiccato sviluppo in altezza, risulta particolarmente vulnerabile all'azione provocata dal sisma. Esso ha una sezione pressoché quadrata di lato 5.30 m x 5.40 m con spessore dei paramenti murari pari a circa 1.3 metri. Questo spessore si mantiene costante fino alla quota di imposta della cella campanaria (circa 27 metri); successivamente la muratura si rastrema e prosegue fino alla sommità (circa 42 metri) con uno spessore costante pari a 0.90 m. La torre spicca dagli edifici più bassi (ossia i vani che si affacciano sui due chiostrini interni della Basilica) ad una quota di cir-

ca 8.90 metri raggiungendo un'altezza complessiva di circa 42 metri. All'interno è suddivisa in sei livelli collegati tramite una scala metallica (si veda Fig. 3): quattro sono ubicati nel corpo centrale e due (compreso quello di copertura) sono presenti nello spazio della cella campanaria.

Il campanile ha subito all'inizio del 2000 un intervento di ristrutturazione e consolidamento che ha riguardato principalmente la cella campanaria la quale si trovava in un avanzato stato di degrado.

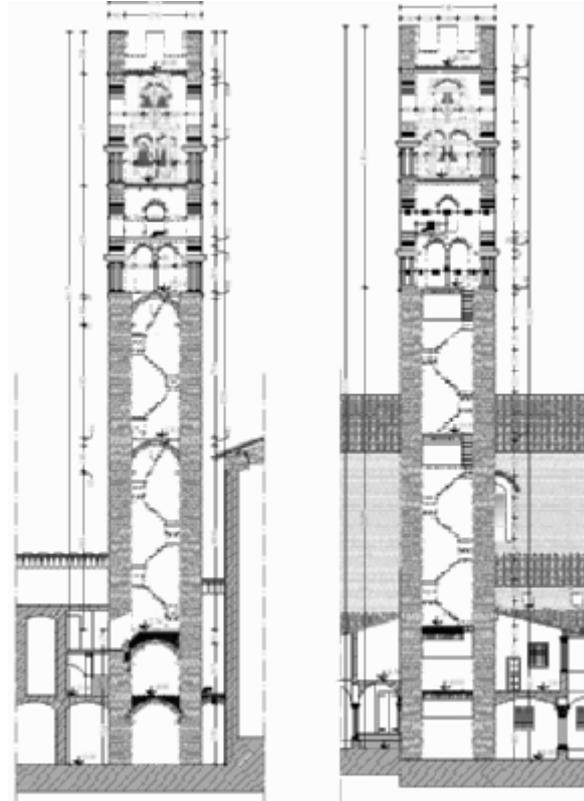


Fig. 3 - Sezioni del campanile

Questi sono consistiti essenzialmente nel rifacimento del solaio in voltine in muratura dell'ultimo piano e nell'inserimento di tiranti orizzontali (barre dywidag di diametro 20 mm) in corrispondenza degli orizzontamenti presenti nella cella campanaria. La muratura è stata consolidata mediante ricucitura delle lesioni e sostituzione della malta di calce. Inoltre, al fine di limitare gli effetti di amplificazione dinamica prodotta dall'oscillazione delle campane sulla struttura muraria, è stata realizzata una gabbia metallica in profilati metallici tipo HE munita di smorzatori alla base. Infine l'originaria scala in legno è stata sostituita con una in acciaio (si veda Fig. 4) la quale consente l'accesso alla terrazza panoramica posta alla base della cella campanaria.



Fig. 4 - Particolare interno campanile.

Nel caso in esame non è stato possibile eseguire specifiche prove in situ, pertanto la caratterizzazione meccanica è stata eseguita sia mediante una valutazione visiva che ricorrendo all'impiego di valori di letteratura disponibili su strutture simili

presenti nell'area comparando tali valori con le indicazioni fornite dalla OPCM [1]. In sostanza, l'osservazione della tessitura muraria, in riferimento anche alle diverse tipologie riscontrate nella letteratura scientifica, ha consentito di individuare una buona tessitura muraria realizzata con pietra a spacco con la presenza di ricorsi e listature (si veda Tabella 1). Il fattore di confidenza adottato nel prosieguo del lavoro è stato assunto pari ad 1.35.

CAMPANILE						
	Valori da Tabella	Coeff. Correttivi			F.C.	VALORI DI CALCOLO
		Malta	Ricorsi	Connes.		
f_m (N/cm ²)	150	-	1.1	-	1.35	122
τ_0 (N/cm ²)	5.6	-	1.1	-	1.35	4,6
E (N/mm ²)	1500	-	-	-	-	1500
G (N/mm ²)	250	-	-	-	-	250
W (KN/m ³)	21					21

Tabella 1: Caratteristiche del materiale del campanile

3. ANALISI STRUTTURALE

3.1 Modellazione della struttura

L'analisi della struttura è stata sviluppata mediante la tecnica degli elementi finiti utilizzando il codice di calcolo Ansys [4]. Lo specifico comportamento meccanico della muratura è stato riprodotto assumendolo come un materiale elastoplastico con crushing a compressione e cracking a trazione. Nella modellazione sono stati adottati elementi solidi ad 8 nodi isoparametrici per la modellazione delle pareti murarie verticali del campanile (*solid65*), mentre elementi piani, sempre isoparametrici, a 4 nodi (*shell63*) sono stati impiegati per la modellazione dei vari orizzontamenti presenti ai diversi livelli della torre. Oltre alla struttura della torre, per tenere di conto delle condizioni di vincolo offerte dagli edifici presenti nella parte bassa della struttura, sono state parzialmente modellate anche le pareti direttamente collegate a questa (si veda Fig. 5). Globalmente sono stati adottati 2971 elementi tipo *solid65* e 291 elementi *shell63* per un totale di 16083 gradi di libertà. Il comportamento meccanico della muratura sopra descritto è stato riprodotto associando agli elementi *solid65* la superficie di plasticizzazione di Drucker-Prager ed il dominio di rottura di Willam-Warnke [4]. Per quanto riguarda i parametri necessari alla implementazione dei suddetti criteri sono stati assunti i valori riportati in Tabella 2.

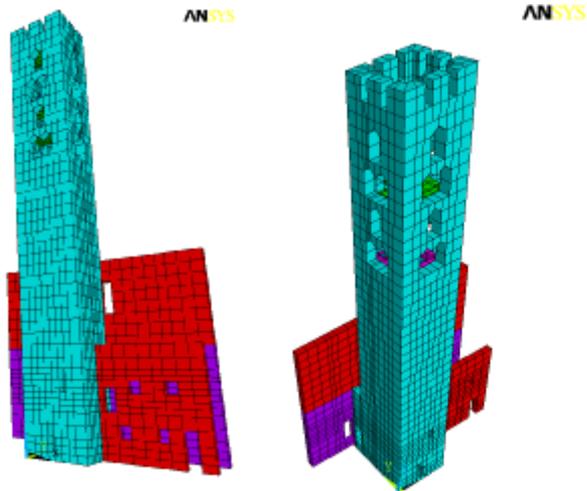


Fig. 5 - Modellazione agli elementi finiti del campanile e di parte della muratura ad esso collegato.

CAMPANILE	
MATERIALE N.	l
	COMPORTAMENTO PLASTICO (DRUCKER PRAGER) Cohesion = 0.1 N/mm ² Fric Angle = 38° Flow Angle = 15°
	ROTTURA (WIAM WARNKE) Res. Taglio Fessura Aperta SHFCF-OP = 0.15 Res. Taglio Fessura Chiusa SHFCF-CL = 0.75 Tensione di Rottura Trazione UN TENS ST = 0.20 N/mm ² Tensione di Rottura Compressione UN TENS ST = 9.0 N/mm ²

Tabella 2 - Parametri non lineare della muratura.

3.1 Analisi di pushover

La valutazione della vulnerabilità sismica della torre è, come anticipato, stata effettuata in riferimento ai metodi di analisi non lineare proposti dalla OPCM [1], facendo riferimento in particolare all'analisi di pushover. L'azione sismica è stata schematizzata mediante un'azione orizzontale crescente monotonamente. Le distribuzioni di carichi da applicare sul modello, in accordo con le disposizioni normative, corrispondono ad una prima proporzionale alle masse, ed una seconda proporzionale al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrare. Questa seconda in particolare, secondo quanto previsto dalla OPCM per gli edifici in muratura, è stata sostituita da un sistema di forze distribuite lungo l'altezza assumendo una distribuzione lineare degli spostamenti con valore nullo alla base.

I sistemi di forze così ricavati sono stati applicati (non contemporaneamente) secondo le due direzioni principali in pianta della torre fissando un punto di controllo sulla sommità del campanile per determinare la curva di capacità corrispondente. Per ciascuno dei sistemi di forze (e per ciascuna condizione di carico considerata) è stata determinata la struttura ad un grado di libertà equivalente (si veda Fig. 6) da un punto di vista dinamico alla struttura a più gradi di libertà (del campanile).

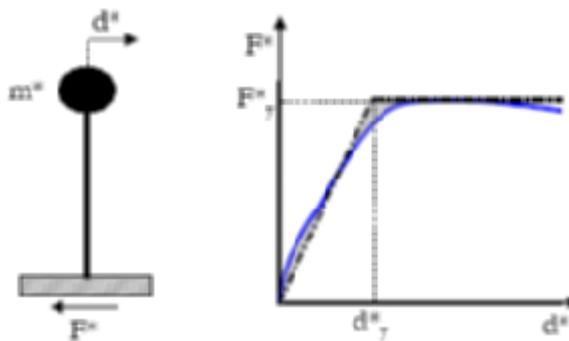


Fig. 6 - Sistema e diagramma bilineare equivalente

Le relazioni che legano la forza F^* e lo spostamento d^* del sistema ad un grado di libertà (gdl) alle analoghe componenti del sistema a più gradi di libertà sono i seguenti:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (1)$$

$$d^* = \frac{d_c}{\Gamma} \quad (2)$$

Dove Γ è il coefficiente di partecipazione modale che vale:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (3)$$

Nella (3) è stato indicato:

ϕ_i : vettore rappresentativo del primo modo di vibrare della struttura relativo alla direzione presa in esame per l'azione sismica, normalizzato all'unità per la componente relativa al punto di controllo;

m_i : le masse degli elementi che compongono la struttura.

Della struttura equivalente ad un gdl così caratterizzata è stata quindi valutata la curva bilineare equivalente, il cui punto caratteristico risulta definito dalla seguenti:

$$F_y^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma} \quad (4)$$

$$d_y^* = \frac{F_y^*}{k^*} \quad (5)$$

Dove:

F_{bu} : Resistenza ultima della struttura.

k^* : Rigidezza secante del sistema equivalente valutata (in accordo con l'Ordinanza 3431 § 8.1.6) tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio pari al 70% del taglio massimo alla base. Il tratto orizzontale della curva bilineare è stato individuato tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema.

Tramite la rigidezza del sistema è stato quindi determinato il periodo elastico del sistema ad un gdl mediante:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (6)$$

Dove con m^* si è indicata la massa complessiva del sistema. È stata quindi determinata la risposta massima in spostamento del sistema equivalente ad un gdl mediante l'utilizzo dello spettro di risposta elastico:

$$d_{\max}^* = d_{e, \max}^* = S_{De}(T^*) \quad T^* \geq T_c \quad (7)$$

$$d_{\max}^* = \frac{d_{e, \max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e, \max}^* \quad T^* < T_c \quad (8)$$

Dove q^* indica il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente:

$$q^* = \frac{S_{De}(T^*)m^*}{F_y^*} \quad (9)$$

Per $q^* \leq 1$ si assume comunque $d_{\max}^* = d_{e, \max}^*$.

Lo spostamento così valutato è stato riportato a quello massimo del punto di controllo del sistema iniziale mediante la relazione:

$$d_{\max} = \Gamma \cdot d_{\max}^* \quad (10)$$

In base al procedimento descritto sono state condotte le analisi di pushover con le due seguenti condizioni di carico: A) distribuzione di forze proporzionale alle masse; B) distribuzione di forze proporzionale al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrare. Le due condizioni di carico sono state applicate, non contemporaneamente, secondo le due direzioni principali in pianta della torre.

I risultati hanno confermato quanto atteso, in sostanza in entrambi i casi la domanda sismica di spostamento è ben superiore alla capacità di spostamento della struttura. In particolare, per la condizione A) la domanda sismica di spostamento è pari a 32.11 cm contro gli 11.28 cm che sono la capacità di spostamento allo stato limite ultimo; per la condizione B) invece si ha 28.8 cm contro 6.53 cm. Tra le due risulta più vincolante la condizione B con un rapporto tra domanda e capacità molto superiore ad 1.0 (4.41).

Relativamente alla prima condizioni di carico si osserva che la risposta meccanica del campanile nelle due direzioni principali è sostanzialmente identica. In entrambe le direzioni il collasso si attesta ad un livello di carico pari a circa il 20% della massima azione sismica prevista dalla norma per l'area. Data la simmetria della struttura il comportamento è pressoché identico nelle due direzioni anche se alcune differenze sono rilevabili sugli spostamenti sommitali a causa delle di-

verse condizioni di vincoli offerte alla base dalla presenza dell'ammorsamento del campanile con gli edifici presenti nella parte bassa.

La seconda condizione di carico (forze proporzionali al prodotto delle masse per l'altezza), risulta decisamente più gravosa, come atteso peraltro, e il collasso si attinge per un livello dell'azione sismica pari al 16% circa della massima azione sismica; in questa condizione di carico gli spostamenti in sommità del punto di controllo per le analisi condotte nelle due direzioni non manifestano la pronunciata differenza del caso precedente. La Fig. 7 riporta, a titolo di esempio, la curva di capacità, ed il corrispondente sistema bilineare equivalente, ricavato in corrispondenza della seconda condizione di azioni utilizzata nelle analisi pushover relativamente all'analisi condotta con l'azione agente in direzione longitudinale (direzione x). Le Fig. 8 e Fig. 9 riportano, rispettivamente, gli spostamenti e lo stato tensionale al collasso per la condizione di carico con forze proporzionali al prodotto delle masse per l'altezza agenti in direzione x (direzione longitudinale, parallela alla navata) del campanile.

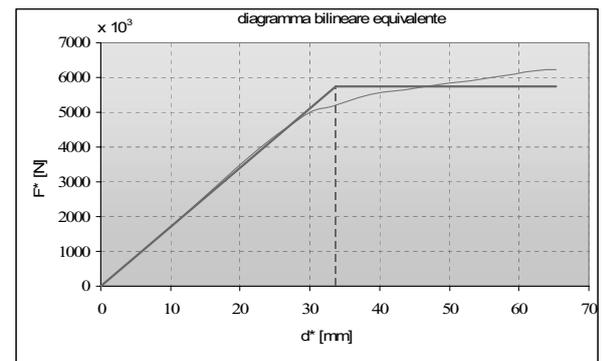


Fig. 7 - Curva bilineare equivalente costruita sulla risposta del campanile alla seconda distribuzione di forze in direzione longitudinale (direzione x).

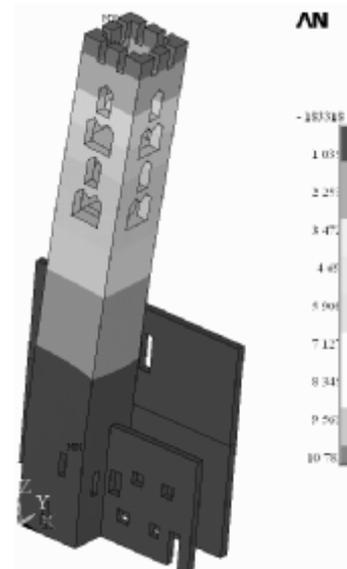


Fig. 8 - Spostamenti massimi in cm registrati lungo la direzione longitudinale della chiesa per la seconda distribuzione di forze.

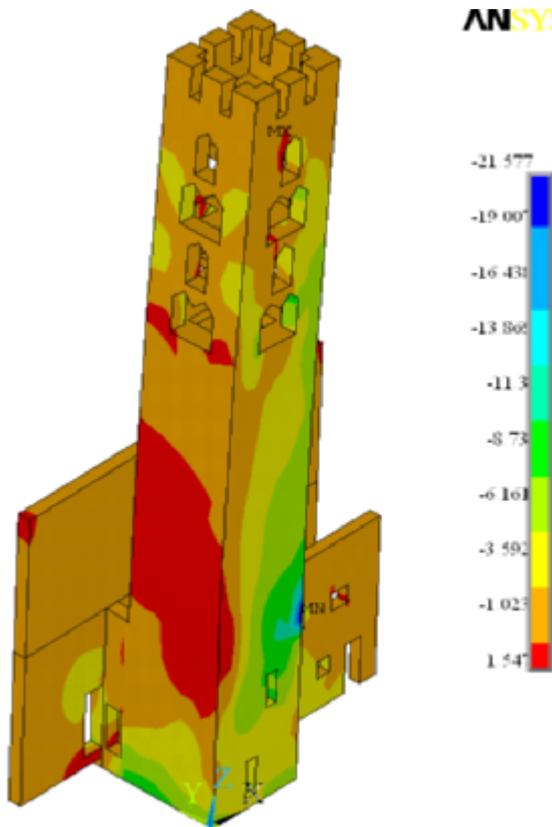


Fig. 9 - Tensioni σ_x in kg/cm^2 registrate al momento della perdita di equilibrio dell'elemento in direzione longitudinale per la seconda distribuzione di forze.

3.1 Analisi dei meccanismi di collasso

Essendo la valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio storico assai complessa a causa delle molteplici incertezze connesse alla natura stessa dell'edificio, è stato ritenuto opportuno, anche in considerazione del fatto che non erano disponibili dati specifici relativi a prove sperimentali in-situ, prevedere un confronto tra i risultati delle analisi di pushover condotte mediante il modello non lineare con delle analisi locali dei meccanismi di collasso. Il metodo cinematico dei meccanismi di collasso si basa, in sostanza, sul secondo teorema dell'analisi limite e si propone di andare a calcolare il minimo moltiplicatore di collasso associato al cinematico che rappresenta il carico limite sul macroelemento. La conoscenza della distribuzione delle aperture e delle tecniche costruttive (tessitura dei paramenti, dimensioni degli elementi lapidei, tipologia dei cantonali, mancanza di ammorsamento, contatto tra murature realizzate in epoche diverse, ecc.) e l'esperienza accumulata nell'osservare i danni prodotti da eventi sismici su altri edifici simili per tipologia e caratteristiche costruttive sono delle informazioni preziose sulla base delle quali poter individuare un numero ristretto di possibili meccanismi sui quali indagare i valori dei moltiplicatori di collasso. Nel caso in esame sono stati indagati principalmente meccanismi di collasso di I modo per ribaltamento della parete fuori dal piano (si veda Fig. 10) i quali per la tipologia strutturale analizzata risultano essere fra i più significativi [5].

I risultati di tali analisi confermano quanto trovato in precedenza. Essi forniscono infatti la formazione di un meccanismo di ribaltamento di I modo dell'intero campanile con un valore del moltiplicatore di collasso pari a circa il 20% come appunto determinato nell'analisi di pushover relativamente alla prima distribuzione di forze.

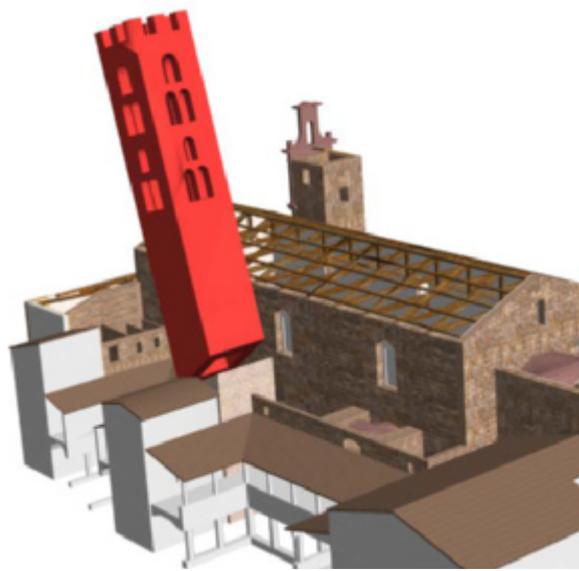


Fig. 10 - Analisi ai meccanismi di collasso: meccanismo di collasso di I modo con ribaltamento dell'intero elemento campanile

4. PROPOSTA DI INTERVENTO

4.1 Descrizione intervento

La progettazione di un intervento di miglioramento sismico in edifici in muratura di rilevanza storica e culturale può risultare un problema di ardua soluzione in quanto questo deve allo stesso tempo garantire un adeguato grado di sicurezza alla struttura e risultare poco invasivo, non compromettendo l'aspetto estetico e funzionale del bene. Per i campanili e le torri, strutture in muratura con elevata snellezza e sviluppo principale lungo l'altezza, con tendenza, sotto l'azione sismica, al ribaltamento, un intervento possibile è rappresentato dall'inserimento di tiranti verticali opportunamente pretesi. Questi infatti permettono di incrementare lo sforzo normale alla base del campanile, senza peraltro tradursi in un significativo aumento delle masse che risulterebbe controproducente in campo sismico.

In tal senso la proposta di intervento oggetto del presente studio ha previsto la disposizione di quattro tiranti verticali nella sezione interna del campanile. La presenza di una scala in acciaio interna (si veda Fig. 4) e di una botola di interpiano di dimensioni 80×40 cm posta centralmente a livello del piano di imposta della cella campanaria, hanno indotto a posizionare i tiranti verticali nella zona centrale (interna al vano scale) in modo da avere una modesta interferenza con le nuove opere (si veda Fig. 11). Tale intervento, realizzato mediante barre lisce pretese dywidag $\varnothing 36$ (con pretensione pari a 1250 kN), oltre a rispondere alle esigenze strutturali, rappresenta un buon compromesso nell'estetica dell'edificio: esso rimane nascosto dall'esterno e accentua l'effetto prospettico di verticalità che si avverte nel percorrere la scala fino alla terrazza panoramica.

Il collegamento dei tiranti alla muratura è garantito dalla realizzazione di una struttura di ancoraggio realizzata in acciaio mediante profilati HEB140 rinforzati sulle ali con piastre di spessore 2 cm in modo da limitare l'altezza della struttura che, per esigenze estetiche, si ritiene di occultare nell'esiguo spazio ricavato tra l'estradosso delle volte di piano ed il pavimento (si veda Fig. 12, Fig. 13, Fig. 14 e Fig. 15). La struttura di ancoraggio si compone di otto punti di appoggio sulla muratura studiati in modo da distribuire il carico uniformemente evitando così fenomeni locali di concentrazione di tensione.



Fig. 11 - Spaccato assonometrico del campanile con rappresentazione intervento di miglioramento sismico mediante tiranti verticali e posizione sistemi di ancoraggio.



Fig. 12 - Particolare dell'ancoraggio di testa

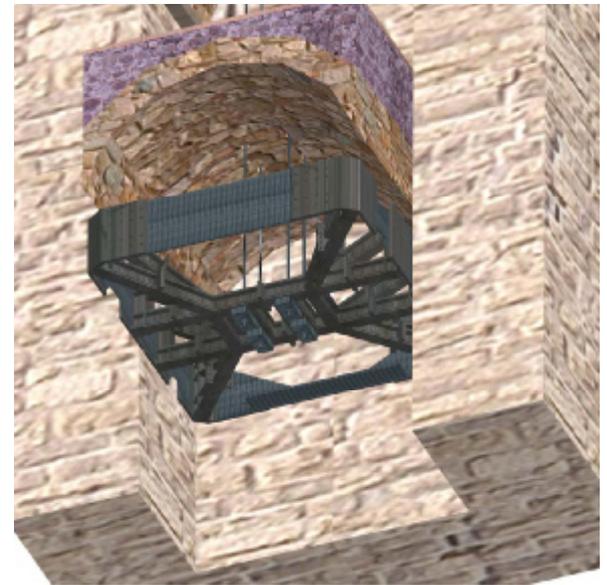


Fig. 15 - Particolare ancoraggio di base.



Fig. 13 - Particolare ancoraggio intermedio

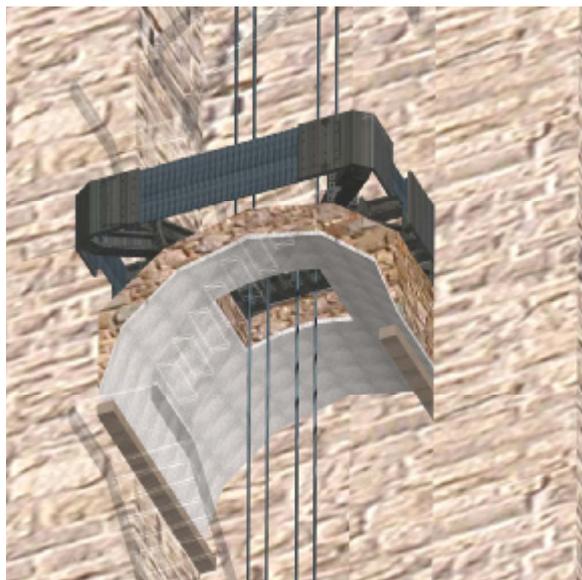


Fig. 14 - Particolare botola piano intermedio utilizzata per il passaggio dei tiranti

La soluzione proposta è stata studiata inoltre in modo da non ridurre i già ridotti spazi d'uso della scala. Sul sistema di ancoraggio è stato effettuato uno studio di dettaglio mediante il codice di calcolo Sap2000. L'analisi delle sollecitazioni ha mostrato come gli elementi con maggiore impegno siano gli elementi in posizione centrale ai quali è affidato il compito di assorbire i massimi sforzi di compressione (si veda Fig. 16 e Fig. 17). Al fine di facilitare il montaggio del sistema di ancoraggio questo è stato suddiviso in 10 elementi collegati tra loro mediante unioni flangiate. Si prevede che i vari elementi che compongono il sistema siano assemblati in officina mediante saldature a completa ripristino (si veda Fig. 18).

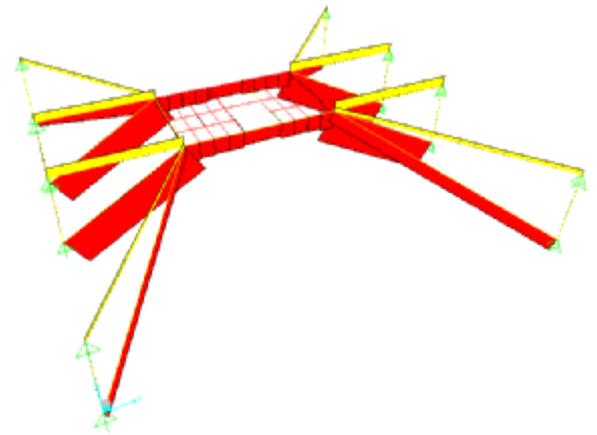
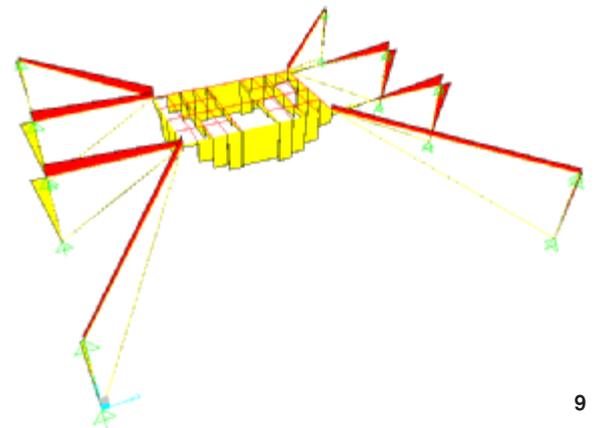


Fig. 16 - Sistema di ancoraggio di sommità: diagramma sforzo normale

Fig. 17 - Sistema di ancoraggio di sommità: momento flettente.



4.2 Analisi nello stato di progetto

L'efficacia dell'intervento proposto è stata valutata ripetendo le analisi svolte in precedenza sullo stato di progetto. Il modello agli elementi finiti è stato aggiornato aggiungendo i tiranti (modellati con elementi *link10* ai quali sono stati assegnati le opportune sezioni e le pretensioni di progetto). I risultati così ottenuti hanno indicato un miglioramento del comportamento del campanile sotto l'azione sismica che risulta, per le condizioni di carico analizzate, pari:

A - relativamente alla prima distribuzione di forze si passa da un 21% della massima forza sismica trasferibile dalla struttura ad un 49% dopo l'intervento.

B - per la seconda si passa da un 14% ad un 41% dopo l'intervento.

Sebbene non sia stato possibile effettuare un adeguamento sismico il beneficio apportato dall'intervento alla struttura pare essere, con le incertezze in precedenza evidenziate e comunque presenti, significativo. La Fig. 24 riporta la curva di capacità e il sistema bilineare equivalente ottenuto riguardo alla seconda distribuzione di carico per le azioni agenti secondo la direzione longitudinale (direzione x).

Michele BETTI, nato nel '71 a Firenze, si è laureato in Ingegneria Civile nel 1996 presso la Facoltà d'Ingegneria dell'Università di Firenze. Nel 2001 consegue il titolo di dottore di Ricerca in Ingegneria delle strutture presso il Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Firenze. Si interessa di progettazione strutturale occupandosi delle tematiche della vulnerabilità sismica di edifici monumentali (in muratura), di identificazione strutturale e della sperimentazione strutturale.

Matteo FERRACIN, nato nel '79 a Firenze, si è laureato in Ingegneria Civile indirizzo strutture nel 2007 presso la Facoltà d'Ingegneria dell'Università di Firenze. Attualmente svolge l'attività di libero professionista e collabora con la società d'ingegneria A&I Progetti occupandosi principalmente di edifici in muratura.

Paolo SPINELLI, nato a Firenze nel 1950 si è laureato in Ingegneria presso la Facoltà dell'Università fiorentina dove attualmente è Professore Ordinario in Tecnica delle Costruzioni; è Presidente dell'Ordine degli Ingegneri di Prato; è Direttore del bollettino ingegneri e si occupa di strutture in c.a., in acciaio e degli effetti del vento nelle costruzioni.

Andrea VIGNOLI, nato nel 1950, si è laureato in Ingegneria Civile presso l'Università di Firenze, nel 1975. È Professore Ordinario di Scienza delle costruzioni presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Firenze, Direttore del Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dal 2004. Dal 1985 tiene i Corsi di Dinamica delle strutture e Ingegneria sismica. Si interessa di progettazione strutturale occupandosi delle tematiche della dinamica delle strutture, dell'ingegneria sismica e della sperimentazione strutturale.

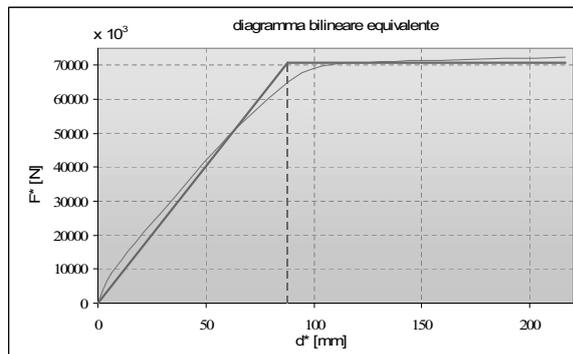


Fig. 24 - Curva bilineare equivalente costruita sulla risposta del campanile alla seconda distribuzione di forze in direzione longitudinale (direzione x) - situazione dopo intervento.

CONCLUSIONI

La comprensione del comportamento strutturale sotto azione sismica degli edifici esistenti in muratura pone, anche alla luce delle modifiche recentemente introdotte nel quadro normativo italiano, un importante traguardo per l'ingegnere strutturista. La possibilità di avere degli strumenti, analitici o numerici, capaci di offrire un'interpretazione della risposta sismica del corpo di fabbrica è essenziale al fine di avere un quadro completo della meccanica di questo e, quindi, per proporre un (eventuale) opportuno intervento. In questo caso un procedimento che preveda l'uso congiunto ed integrato di strumenti differenti è quanto mai opportuno. Nel presente lavoro si è affrontato lo studio della vulnerabilità sismica di un edificio

storico a torre, la torre campanaria della Basilica di Santa Maria all'Impruneta, proponendo l'impiego di due strumenti di analisi. Da un lato è stata effettuata una modellazione ad elementi finiti (svolgendo delle analisi di tipo pushover), dall'altro è stato fatto ricorso ad una indagine dei possibili meccanismi di collasso, e dei moltiplicatori ad essi associati, mediante il ricorso all'analisi limite.

Nello studio della proposta di intervento si sono presentati una serie di problemi tipici degli edifici antichi che spesso evidenziano livelli di sicurezza sensibilmente inferiori a quelli minimi attualmente ammessi. Modificare tali livelli di sicurezza adeguandoli a quelli attuali, come imposto dalle esigenze di sicurezza, avrebbe richiesto interventi pesanti, tali da snaturare completamente l'edificio, privandolo di alcune delle caratteristiche intrinseche che ne fanno un bene monumentale.

Tale contrasto tra esigenze di sicurezza d'uso e di conservazione dell'impianto originario, ha reso problematica l'individuazione del tipo d'intervento più appropriato. Si è pertanto cercato di individuare una situazione di equilibrio tra le esigenze di conservazione ed esigenze di sicurezza, adottando una soluzione, inserimento di tiranti verticali pretesi interni al campanile, tale da non produrre un impatto invasivo che stravolgesse la natura monumentale della fabbrica. Nel complesso l'intervento di miglioramento proposto, pur non adeguando il livello di sicurezza della struttura alle richieste di normativa, produce un sostanzialmente incremento di resistenza in campo sismico della torre.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] OPCM 3274 20/03/2003. Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. G.U. n°105 del 08.05.2003 e successive integrazioni (OPCM 3431 del 03.05.2005).
- [2] DPC Luglio 2006. Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni di cui all'OPCM 3274/03 (draft version).
- [3] ICOMOS, 2001. Recommendations for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage, International Scientific Committee for Analysis and Restoration of Structures of Architectural Heritage.
- [4] BETTI M., VIGNOLI A. (2005). "L'utilizzo del codice ad elementi finiti ANSYS per l'analisi strutturale di edifici monumentali in muratura". *Analisi & Calcolo VI*(21), Consedit Sas ed., pp. 27-31.
- [5] BARTOLI G., BETTI M, TORDINI B. (2007). "Vulnerabilità sismica del patrimonio monumentale della Toscana. Il caso della Torre Grossa di San Gimignano", *Progettando ing® II*(1), Edizioni Nerbini, pp. 44-56.
- [6] BIANCHINI V. (2000). *Impruneta : le sue origini, la sua Madonna, il suo tesoro d'arte, le sue tradizioni*. Firenze: Arcadei
- [7] FERRACIN M. (2007). *Analisi sismica non lineare e interventi di miglioramento sismico della chiesa di impruneta*. Tesi di laurea.