

Autori: Paolo FACCIO*, Stefano PODESTÀ**, Anna SAETTA*

* Università IUAV di Venezia

** Dipartimento di Ingegneria delle Costruzioni e del Territorio, Università di Genova

VENEZIA, CAMPANILE DELLA CHIESA DI SANT'ANTONIN

TORRI, CAMPANILI ED ALTRE STRUTTURE A PREVALENTE SVILUPPO VERTICALE

1. Introduzione

Con riferimento alla *“Direttiva PCM 12 ottobre 2007 per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale”* aggiornata per conseguire l’allineamento con le *“Nuove norme tecniche per le costruzioni”* di cui al D.M. 14 gennaio 2008 (di seguito *“Direttiva-NTC2008”* e NTC2008 rispettivamente), viene illustrata l’applicazione del livello di valutazione LV1 relativo alla tipologia *“Torri, campanili ed altre strutture a prevalente sviluppo verticale”*, al caso studio del Campanile della Chiesa di Sant’Antonin sito a Venezia.

A partire dai dati presenti in una scheda conoscitiva del campanile, fornita dalla Soprintendenza di Venezia, è stata eseguita la valutazione di vulnerabilità sismica mediante il calcolo dell’indice di sicurezza $I_{S,SLV}$ e del fattore di accelerazione $f_{a,SLV}$ riferiti allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), assumendo diverse ipotesi ed analizzando la sensibilità dei risultati ai principali parametri di ingresso richiesti dal modello di valutazione a livello territoriale LV1 proposto dalla Direttiva-NTC2008.

2 Percorso della Conoscenza

La conoscenza di una costruzione storica costituisce il presupposto fondamentale per ottenere una valutazione attendibile della sicurezza sismica. I passi necessari ad acquisire un livello di conoscenza adeguato per l’applicazione dei modelli di vulnerabilità proposti dalla Direttiva-NTC2008 richiedono il reperimento di informazioni e l’approfondimento di indagini relativamente a diversi aspetti (cfr. paragrafo 4.1 della Direttiva-NTC2008): rilievo geometrico, analisi storica degli eventi e delle trasformazioni edilizie, rilievo materico costruttivo e dello stato di conservazione, caratterizzazione meccanica dei materiali e informazioni sul terreno e le fondazioni.

Tali informazioni possono essere ottenute attraverso rilievi conoscitivi,

condotti preventivamente sul singolo manufatto, e, quando disponibili, dalla documentazione di archivio. L'analisi diretta consente di stabilire, attraverso le procedure afferenti al rilievo critico descrittivo, le tecniche costruttive utilizzate ed il livello di danneggiamento presente, procedure fondamentali per la definizione delle caratteristiche meccaniche dei materiali in assenza di analisi dirette. In parallelo, per mezzo di saggi microstratigrafici o direttamente a vista, si possono anche individuare i rapporti costruttivi tra gli elementi.

L'analisi dimensionale è, pertanto, implementata dall'esame delle fonti archivistiche, consentendo la relazione tra la definizione stereometrica della fabbrica, la consistenza materico costruttiva, lo stato di conservazione e le principali trasformazioni accertabili, comprensive degli interventi pregressi. Nel corso della ricognizione diretta, oltre alla restituzione delle caratteristiche dimensionali (eventualmente eseguita sulla base di rilievi esistenti che dovranno essere comunque verificati e/o implementati) si dovranno eseguire rilievi volti alla definizione dei plessi fessurativi e dello stato deformativo, caratteristiche fortemente condizionanti la funzionalità strutturale. Queste caratteristiche per essere apprezzate devono essere lette e restituite con adeguata strumentazione di precisione, tanto da poter consentire in tempi successivi controlli mirati tesi alla valutazione della eventuale progressione di fenomeni di dissesto.

Da sottolineare come l'andamento dei plessi fessurativi e dello stato deformativo associato alle caratteristiche materico costruttive e di danno, può portare all'individuazione di possibili meccanismi di collasso diversi da quello considerato nel modello semplificato utilizzato per le valutazioni di livello LV1 che, come descritto al paragrafo 3.1, ipotizza una rottura per pressoflessione.

Talvolta le operazioni di rilievo possono essere ostacolate dalla situazione ambientale, come nel caso della città di Venezia per la quale si hanno spesso campanili non accessibili o completamente inglobati nel contesto urbano. In tali situazioni potrebbe non essere possibile l'utilizzo degli strumenti di misura, ed in tal caso la pianificazione delle

procedure di rilievo deve essere preventivamente organizzata attraverso la definizione di opportuni eidotipi.

Nel caso di beni tutelati, con riferimento alla determinazione della resistenza del materiale, la possibilità di approfondire la conoscenza mediante prove sperimentali in sito, spesso si scontra con il principio di tutela delle opere stesse e con le istanze della conservazione alla base della Direttiva-NTC2008. Pertanto, per la limitazione e conseguente ottimizzazione delle operazioni di prelievo e/o indagini dirette distruttive sul manufatto, si ritiene fondamentale la stesura di un programma di indagine e monitoraggio che trae origine dalla lettura critico descrittiva e per fasi di trasformazione descritta in precedenza, al fine di contenere il più possibile il numero di campioni. In ogni caso spesso ci si limita ad assumere valori desumibili da dati già disponibili, ad esempio riferendosi alle tabelle riportate nell'appendice delle NTC2008.

Nel caso in esame il percorso di conoscenza è stato sviluppato a partire dai dati forniti nelle schede conoscitive fornite dalla Soprintendenza di Venezia, e successivamente da un sopralluogo eseguito per implementare le informazioni mancanti, soprattutto per quanto riguarda la cella campanaria.

2.1 Descrizione della torre campanaria

Il Campanile della Chiesa di Sant'Antonin si trova a Venezia, nel sestiere di Castello, lungo la salizada omonima. Il Campanile, visibile anche sulla mappa prospettica di Jacopo de Barbari, fu colpito da un fulmine nel 1442, e venne ricostruito nel 1750.

La torre campanaria ha forma affusolata a lesene, è caratterizzata dall'assenza del basamento, da una canna singola in muratura di lati 5,40m x 5,60m e 24,60m d'altezza, da una cella campanaria a bifore alta 6,30 m sormontata da un tiburio ottagonale con una cupola a cipolla ad otto spicchi. L'altezza totale è di 43,05 m. Sono presenti al suo interno sei solai intermedi in legno, collegati fra loro da una scala anch'essa in legno posta in appoggio. Il campanile è in aderenza su tutti

Figura 1. Vista del
Campanile della
Chiesa di
Sant'Antonin:
prospetti nord-ovest



Figura 2.
Campanile della
Chiesa di
Sant'Antonin:
contesto urbano. (a)
vista ovest (b) vista
nord



(a)



(b)

e quattro i lati con edifici adiacenti, a nord con uno stacco di 10,80 m, a sud con uno stacco di 16 m, a ovest con uno stacco di 12,30 m e infine ad est con uno stacco di 15,40 m.

La muratura della canna è in mattoni con giunti di calce, esternamente intonacata ed internamente a vista nella parte alta. La tessitura nella parte a vista è irregolare con giunti dello spessore di circa 15 mm.

La cella campanaria presenta una complessa struttura in muratura ed un castello campanario molto articolato. Le aperture sul lato nord e sul lato ovest sono tamponate per 1,26 m.

Sopra il castello ligneo, ad una quota di circa 6.30 m dal piano di calpestio, vi è un primo livello di catene angolari e reme, sulle quali poggiano pilastri in muratura. Sopra di essi e sostenuto da modiglioni in pietra vi è un secondo livello di catene angolari e di reme, che sorregge a sua volta un sistema di pilastri interamente intonacati. Ultimo livello, posto a 12,73 m dal piano di calpestio della cella, un terzo ordine di reme costituisce il punto di partenza delle costolonature di copertura.

Il campanile presenta strapiombi nel lato nord, di valore 0,065m, e nel lato ovest, di valore 0,297 m, rilevati rispettivamente ad una quota di 23,23 m e 23,24 m.

Una vista del campanile è mostrata in Figura 1, mentre in Figura 2 è riportato l'inserimento del campanile nel contesto urbano di Venezia.

2.2 *Valutazione dell'Azione Sismica*

L'azione sismica in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definisce a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, definita in termini di: accelerazione orizzontale massima attesa a_g su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A) e 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 . In particolare, secondo NTC2008, l'azione sismica di riferimento rispetto ad un determinato stato limite SL (SL = SLV, SLD, SLA) è ca-

ratterizzata dal tempo di ritorno del sisma $T_{R,SL}$, ovvero dalla tripletta di valori (a_g, F_0, T_C^*) che caratterizzano lo spettro elastico su suolo rigido (tipologia A), rispettivamente definiti come:

- a_g è l'accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;
- T_C^* è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;

Il periodo di riferimento V_R è valutato come prodotto del coefficiente d'uso C_U (dipendente dalla Classe d'Uso) e della Vita Nominale V_N . A partire dal valore assunto per il periodo di riferimento V_R e dalla probabilità di superamento P_{VR} relativa allo stato limite SL considerato, si ottiene il periodo di ritorno di riferimento $T_{R,SL}$:

$$T_{R,SL} = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (1)$$

Particolarmente significativo è il caso dello Stato Limite di salvaguardia della Vita, SLV, per il quale la probabilità di eccedenza è fissata pari a: $P_{VR} = 0.10$.

Per il caso studio del Campanile della Chiesa di Sant'Antonin si è deciso di assumere un periodo di riferimento $V_R = 50$ anni, corrispondente ad una Vita nominale di 50 anni e ad un coefficiente d'uso pari a uno. Di conseguenza il corrispondente periodo di ritorno di riferimento dell'azione sismica $T_{R,SLV}$ vale 475 anni, cui corrispondono, per il sito di Venezia i seguenti valori dei parametri a_g, F_0, T_C^* :

- $a_g = 0.071 g$
- $F_0 = 2.635$
- $T_C^* = 0,369s$

Considerando la categoria di sottosuolo C e la categoria topografica T_1 , assunte per la città di Venezia, in Tabella 1 sono riportati i parametri di amplificazione stratigrafica e topografica allegati alle NTC-2008, sempre relativi ad un periodo di riferimento $V_R = 50$ anni.

Categoria Suolo	C
Categoria Topografica	T_1
S_S (-)	1.5
C_C (-)	1.46
S_T (-)	1
T_C (sec)	0.538
S (-)	1.5

Tabella 1. Parametri di amplificazione stratigrafica e topografica per il sito di Venezia.

2.3 Valutazione del Fattore di Confidenza e dei parametri meccanici

Il grado di attendibilità del modello di valutazione sismica è strettamente legato al livello di approfondimento della conoscenza ed ai dati disponibili, di conseguenza la Direttiva-NTC2008 introduce diversi livelli di conoscenza, ad approfondimento crescente, ai quali sono legati *fattori di confidenza* F_C da utilizzare nell'analisi di vulnerabilità sismica del manufatto.

In particolare il fattore di confidenza può essere determinato definendo quattro fattori parziali di confidenza F_{Ck} ($k=1,4$), sulla base dei coefficienti numerici riportati nella Tabella 4.1 della Direttiva-NTC2008, i cui valori sono associati alle categorie di indagine ed al livello di approfondimento in esse raggiunto:

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck} \quad (2)$$

Nel caso del Campanile oggetto di studio, avendo a disposizione un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi, un rilievo geometrico completo, ed ipotizzando di valutare le proprietà meccaniche dei materiali desumendole da dati già disponibili, e di avere a disposizione limitate indagini sul terreno e le fondazioni, si assumono i seguenti valori per i coefficienti parziali, corrispondenti ai valori massimi della Tabella 4.1 della Direttiva-NTC2008:

$$F_{C1}=0,05 \quad F_{C2}=0,12 \quad F_{C3}=0,12 \quad F_{C4}=0,06$$

da cui si ottiene:

$$F_c = 1,35 \quad (3)$$

In accordo alla Circolare del 2009, applicativa delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (di seguito Circolare 2009) § C8A.1.A.4, deve essere definito anche il livello di conoscenza, (LC1 - livello di conoscenza limitata; LC2 - livello di conoscenza media; LC3 - livello di conoscenza elevata), in funzione del quale, nella Tabella C8A.2.1 – Circolare 2009, vengono definiti i valori di partenza dei parametri meccanici, a cui eventualmente applicare il fattore di confidenza.

Nel caso in esame si è assunto il livello di conoscenza meno approfondita, LC1, per il quale la normativa prescrive di utilizzare:

- per le resistenze del materiale i valori minimi degli intervalli riportati in Tabella C8A.2.1 – Circolare 2009 per la tipologia muraria in considerazione;
- per i moduli elastici i valori medi degli intervalli riportati in Tabella C8A.2.1 – Circolare 2009 per la tipologia muraria in considerazione.

Il campanile oggetto di studio è edificato con un tipo di muratura classificabile come “muratura in mattoni pieni e malta di calce”. Per tale tipologia la Tabella C8A.2.1 – Circolare 2009 fornisce i seguenti valori (minimi delle resistenze del materiale e medi per i moduli elastici):

$$f_m = 240 \text{ N/cm}^2 \quad \tau_0 = 6 \text{ N/cm}^2 \quad E = 1500 \text{ MPa} \\ G = 500 \text{ MPa} \quad W = 18 \text{ kN/m}^3$$

Il modello meccanico semplificato utilizzato per la valutazione di vulnerabilità sismica delle torri campanarie, eseguita a livello LV1, prevede l'utilizzo del solo parametro di resistenza a compressione di calcolo della muratura, al quale si può eventualmente applicare il coefficiente correttivo 1.3 per tenere conto di una buona connessione trasversale, cfr. Tabella C8A.2.2 – Circolare 2009.

Per contro, non essendo stato possibile rilevare la tipologia della muratura della canna, se piena o a sacco, ed essendo gli spessori dei paramenti consistenti, è anche stata ipotizzata la possibile presenza di un nucleo interno ampio rispetto ai paramenti e/o particolarmente scadente. Nelle valutazioni è stata quindi anche considerata l'opportunità di ridurre i parametri di resistenza, attraverso una omogeneizzazione delle caratteristiche meccaniche nello spessore. In accordo a quanto suggerito dalla normativa, in assenza di valutazioni più accurate, tale effetto si può considerare penalizzando i parametri meccanici attraverso il coefficiente indicato in Tabella C8A.2.2 – Circolare 2009 pari a 0.7. Nell'ottica di eseguire una valutazione di vulnerabilità a livello LV1, si sottolinea come la possibilità di utilizzare i suddetti coefficienti correttivi sia legata ad approfondimenti di indagine di tipo diretto o indiretto, compatibili con le finalità di una valutazione speditiva che utilizza rilievi a vista con una strumentazione limitata, applicabile ad un elevato numero di campioni.

È quindi indispensabile che il professionista incaricato presti particolare attenzione, durante le operazioni di rilievo, a tali caratteristiche.

3. Valutazione di vulnerabilità sismica (Livello LV1)

Una prima indicazione del livello di vulnerabilità sismica del campanile è stata ottenuta utilizzando il modello semplificato per la valutazione dell'azione sismica che porta al raggiungimento dello stato limite considerato, proposta nella Direttiva-NTC2008 per la tipologia "Torri, campanili ed altre strutture a prevalente sviluppo verticale", nell'ambito del livello di valutazione LV1.

Si sottolinea come il livello di valutazione LV1 sia indirizzato ad un'applicazione a scala territoriale delle valutazioni di sicurezza sismica da eseguire su un numero elevato di beni culturali tutelati, allo scopo di stilare una graduatoria di rischio che rappresenta uno degli strumenti a disposizione delle Amministrazioni per evidenziare la necessità di ulteriori indagini di approfondimento e per la programmazione di eventuali interventi per la mitigazione del rischio.

Il caso studio qui proposto fa parte di una più ampia ricerca condotta dagli autori in collaborazione con la Soprintendenza di Venezia ed il Ministro dei Beni ed Attività Culturali nel corso della quale si è applicato il modello semplificato di livello LV1 ad un campione di 85 campanili siti nella città di Venezia, nell'ambito di una sperimentazione a livello territoriale della Direttiva-NTC2008.

Il livello di valutazione LV1 richiede il calcolo dell'indice di sicurezza sismica $I_{s,SL}$, definito dal rapporto tra il periodo di ritorno T_{SL} dell'azione sismica che porta al generico stato limite (SL = SLV, SLD, SLA) ed il corrispondente periodo di ritorno di riferimento $T_{R,SL}$, calcolato secondo la relazione (1).

In particolare nel seguito si farà riferimento all'indice di sicurezza sismica relativo allo stato limite di salvaguardia della vita, SLV:

$$I_{s,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}} \quad (4)$$

in cui T_{SLV} è il periodo di ritorno dell'azione sismica che porta la struttura al raggiungimento dello SLV, calcolato a partire dall'ordinata dello spettro di risposta critico $S_{e,SLV}$.

Analogamente all'indice $I_{s,SLV}$ è stato calcolato il fattore di accelerazione, definito nella Direttiva-NTC2008 dal rapporto tra l'accelerazione al suolo a_{SLV} che porta al raggiungimento dello stato limite SLV e l'accelerazione di riferimento $a_{g,SLV}$ riferite alla categoria di sottosuolo A:

$$I_{a,SLV} = \frac{a_{SLV}}{a_{g,SLV}} \quad (5)$$

3.1 Livello LV1: modello per Torri, campanili ed altre strutture a prevalente sviluppo verticale

Per tale tipologia di struttura la Direttiva-NTC2008 consente di fare riferimento al collasso per pressoflessione, considerando la torre come una mensola sollecitata da un sistema di forze orizzontali generate dal sisma, oltre che dal proprio peso, che può andare in crisi in una gene-

rica sezione per schiacciamento nella zona compressa, a seguito della parzializzazione dovuta alla non resistenza a trazione.

La verifica a pressoflessione viene, quindi, eseguita confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non resistente a trazione ed una distribuzione delle compressioni secondo uno schema stress-block. Inoltre tale verifica viene eseguita secondo le due direzioni principali di inerzia della sezione, in entrambi i versi, a diverse altezze. La copertura viene esclusa dal corpo del campanile e considerata come sovraccarico.

La scelta delle sezioni nelle quali eseguire la verifica, e quindi la scelta dei conci in cui suddividere la canna, risponde all'esigenza di ottenere porzioni con caratteristiche geometriche pressoché uniformi, tenendo conto tra l'altro di:

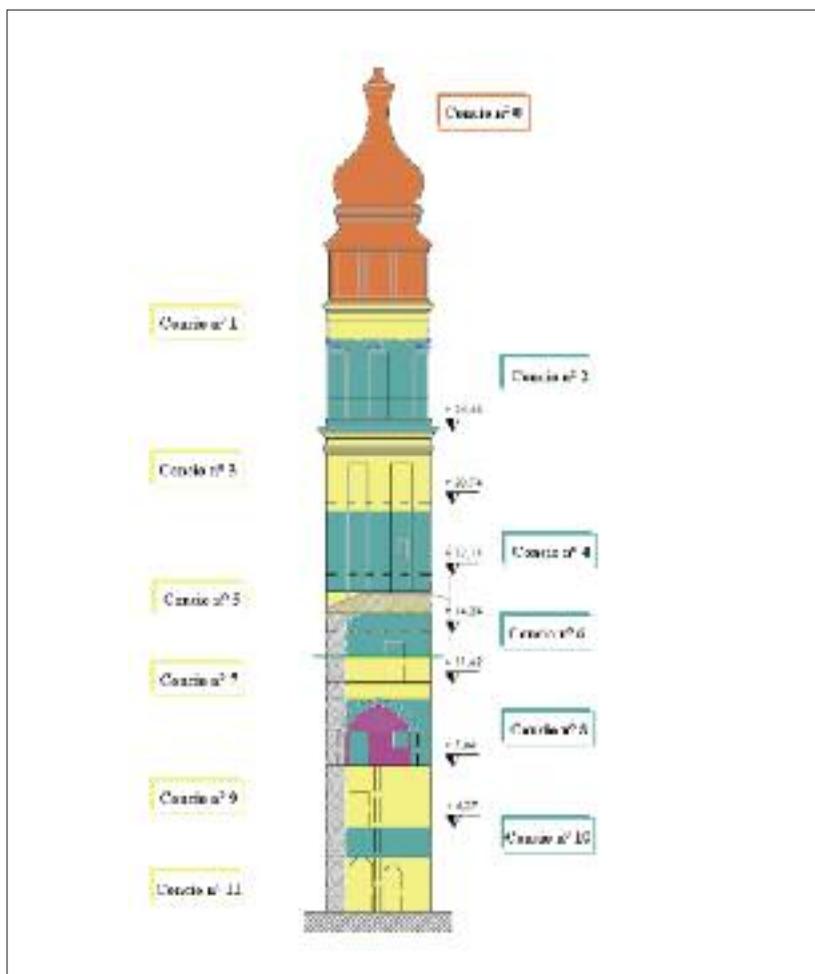
- quota di inizio e fine delle aperture considerate e quota di inizio cella campanaria;
- eventuali quote di stacco (dove per quota di stacco si intende quel punto in cui la struttura cessa di essere a contatto con altre eventuali strutture adiacenti);
- quota in cui si riscontra una rastremazione nello spessore della muratura;
- quota in cui si riscontra una modifica di materiale o una modifica della fase costruttiva.

In Figura 3 è riportata schematicamente la suddivisione in conci del Campanile della Chiesa di Sant'Antonin, mentre in Figura 4 sono riportate le sezioni di verifica del Campanile.

La verifica viene eseguita in corrispondenza di ogni cambio di sezione e in quattro direzioni (verso positivo e negativo di ciascun asse principale d'inerzia).

Le sezioni in corrispondenza delle quote di stacco sono particolarmente significative in quanto il vincolo offerto dalla presenza di edifici in adiacenza comporta una modifica di altezza libera e, quindi, del periodo di vibrare della struttura. Di conseguenza nelle verifiche sarà necessario tenere conto di due situazioni: vincolo non efficace e vincolo efficace (cfr.

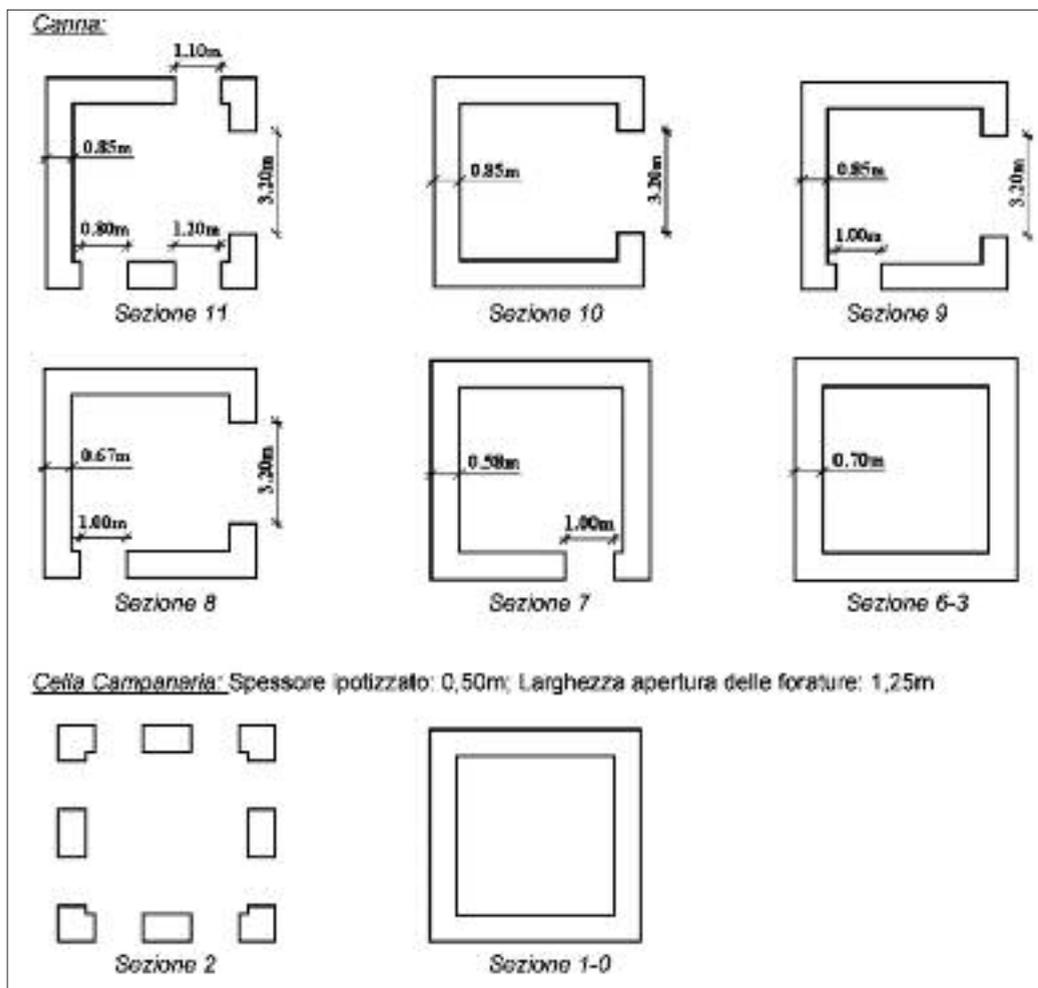
Figura 3.
Suddivisione in
conci del
Campanile della
Chiesa di
Sant'Antonin



paragrafo 3.3). Nel secondo caso la quota di stacco si può equiparare ad un brusco cambiamento di rigidità lungo l'altezza e nella verifica si assume che il campanile sia libero di oscillare da quella quota.

Le aperture considerate nelle analisi sono quelle della cella ed i varchi di ingresso; sono invece state trascurate tutte le aperture di dimensioni minori, rappresentate ad esempio dalle piccole finestre presenti lungo la canna.

La distinzione tra canna e cella risulta significativa perché nei campa-



nili la cella campanaria si configura spesso come elemento particolarmente vulnerabile, per la presenza di ampie aperture che determinano pilastri snelli e spesso poco carichi. Di conseguenza per tali elementi l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane non risulta più attendibile e si possono verificare sia rotture a taglio che a scorrimento.

Con riferimento alla valutazione del momento resistente delle celle campanarie, potrebbe essere utile considerare la cella costituita dai singoli maschi murari che si comportano a telaio, il cui schema statico dovrà

Figura 4. Sezioni di verifica del Campanile della Chiesa di Sant'Antonin

essere definito in relazione alle caratteristiche tipologiche della cella. In alternativa si può decidere di procedere direttamente ad una valutazione di livello LV2, come fatto in questo caso studio, paragrafo 4.

3.2 Valutazione dell'indice di sicurezza sismica $I_{S,SLV}$ e del fattore di accelerazione $f_{a,SLV}$

Come accennato in precedenza, per la valutazione del momento resistente si assume la muratura non resistente a trazione ed una distribuzione delle compressioni secondo uno schema stress block.

Una volta determinato il valore del momento resistente ultimo $M_{u,i}$ per presso flessione della sezione i -esima di analisi, questo viene posto uguale al momento sollecitante $M_{s,i}$ calcolato in corrispondenza della stessa sezione critica:

$$M_{u,i} = M_{s,i} \quad \text{dove} \quad M_{s,i} = F_{hi} z_{Fi} \quad (6)$$

essendo

F_{hi} risultante delle forze sismiche agenti nella sezione i -esima

z_{Fi} è l'altezza cui applicare la forza F_{hi} .

Da tale uguaglianza è possibile ricavare il valore dell'ordinata dello spettro di risposta elastico corrispondente al raggiungimento dello stato limite SLV nella sezione i -esima (tenendo conto del fattore di confidenza F_c):

$$S_{e,SLV}(T_1) = \frac{M_{u,i} \cdot g \cdot q}{F_c \cdot 0,85 \cdot W \cdot z_{Fi}} \cdot \frac{I_h}{F_{hi}} \quad (7)$$

dove:

F_h risultante delle forze sismiche = $0,85 S_c(T_1) W / (qg)$. Si assume che per una torre il periodo fondamentale sia sempre maggiore di T_B , periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;

T_1 è il primo periodo di vibrazione della struttura;

W è il peso complessivo della struttura;

g è l'accelerazione di gravità.

q è il fattore di struttura che, a meno di più accurate valutazioni, può essere assunto, in analogia a quanto fatto per gli edifici, pari a 3.6, nel caso di strutture regolari in elevazione, o ridotto fino a 2.8, in presenza di bruschi cambiamenti di rigidezza lungo l'altezza o di strutture adiacenti a contatto.

A partire dal valore dell'ordinata dello spettro elastico $S_{e,SLV}$ che porta al raggiungimento dello stato limite il campanile (ovvero il valore minimo tra quelli determinati in tutte le sezioni del campanile $S_{e,SLV,i}$, per ognuna delle 4 direzioni considerate) si utilizza una procedura iterativa per determinare il tempo di ritorno T_{SLV} del sisma il cui spettro assume tale valore in corrispondenza del periodo T_1 della struttura.

Individuato il tempo di ritorno corrispondente al valore di $S_{e,SLV}$ ed i relativi parametri a_g , F_0 e T_C^* si hanno tutti gli elementi per calcolare il valore dell'indice di sicurezza sismica $I_{s,SLV}$ e del fattore di accelerazione $f_{a,SLV}$, rispettivamente:

- in termini di periodo di ritorno, relazione (4), mediante il rapporto tra il tempo di ritorno T_{SLV} appena calcolato e quello corrispondente allo stato limite di salvaguardia della vita ($T_{R,SLV} = 475$ anni nell'ipotesi di assumere $V_R = 50$ anni);
- in termini di accelerazione, relazione (5), mediante il rapporto fra a_{SLV} appena calcolata e quella caratteristica del sito, corrispondente allo stato limite di salvaguardia della vita ($T_{R,SLV} = 475$ anni nell'ipotesi di assumere $V_R = 50$ anni).

Infine va sottolineato come, essendo disponibili i dati delle azioni sismiche in un intervallo di periodi di ritorno compresi tra 30 e 2475 anni, secondo NTC2008, si abbia un valore massimo dell'indice di sicurezza (e del fattore di accelerazione) relativo ad un periodo di ritorno di 2475 anni. In particolare, nel caso in esame, i valori massimi degli indici valgono rispettivamente:

$$f_{a,SLV} = 1,71$$

$$I_{s,SLV} = 5,21$$

3.3 *Ipotesi assunte nella valutazione dell'indice di sicurezza*

Nella valutazione dell'indice di sicurezza è stato necessario assumere alcune ipotesi relativamente alla modalità di valutazione del periodo di vibrazione del campanile, all'effetto sulla valutazione di vulnerabilità della presenza di edifici adiacenti ed infine alla modalità con la quale tenere conto dell'effetto del fuoripiombo della torre campanaria. Nel seguito tali ipotesi vengono discusse, evidenziandone i principali limiti ed i problemi ancora aperti.

Valutazione del periodo di vibrazione del campanile

Il periodo della struttura viene calcolato con la formula sperimentale $T = 0.0187 H$, ottenuta attraverso una taratura di risultati sperimentali eseguiti su diversi campanili. Il valore del periodo così ottenuto è il periodo elastico della struttura, ad esso viene applicato un fattore 1.4 per ottenere il periodo in fase fessurata, da utilizzare per la valutazione del comportamento a stato limite ultimo, cfr. Direttiva-NTC2008.

Interazioni con edifici adiacenti

Il campanile oggetto di studio non è isolato, ma come descritto al paragrafo 2.1 è a contatto su tutti e quattro i lati con altre costruzioni. In assenza di indicazioni precise sull'efficacia dell'ammorsamento del campanile con le strutture degli edifici adiacenti, si è deciso di procedere a due distinte verifiche:

- la prima considera il campanile come fosse isolato, ovvero come se non esistesse interazione con altri edifici (struttura isolata);
- la seconda considera le diverse quote di stacco in tutte le direzioni nelle quali la presenza di edifici adiacenti influisce e l'indice di sicurezza viene calcolato nell'ipotesi che il campanile inizi a rispondere al sisma a partire da quella quota (come se la parte sottostante fosse rigidamente vincolata).

La quota di stacco viene assunta come valore medio delle quote di vincolo della parete in adiacenza, Figura 5. In particolare le interazioni

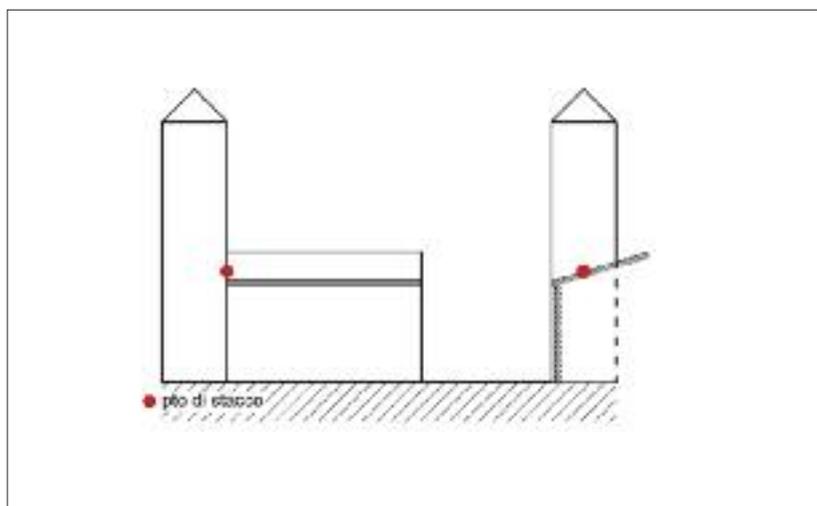


Figura 5. campanile non isolato – valutazione della quota di stacco.

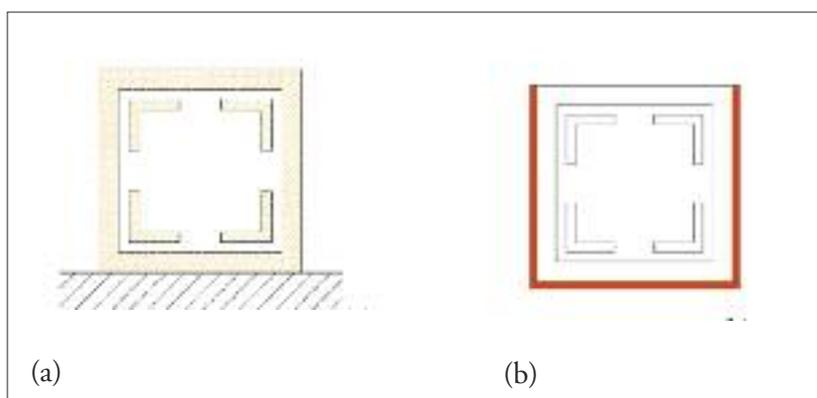


Figura 6. (a) sezione di verifica – (b) vincolo considerato.

con gli edifici adiacenti vengono considerate come vincoli per entrambe le direzioni di azione del sisma, sia quella perpendicolare che quella parallela: in Figura 6 è riportato l'effetto di un solo lato vincolato. Il caso in esame presentando vincoli sui 4 lati risulta completamente bloccato.

La verifica come struttura isolata consente di tenere conto della possibilità che l'ammorsamento non sia efficace e che non vi siano pareti trasversali in corrispondenza dell'attacco e che quindi, in caso di sisma, il campanile oscilli staccandosi dalla struttura. Ovviamente questo tipo

di verifica non è in grado di tenere conto del fenomeno di martellamento che in tali situazioni si può verificare. La verifica a martellamento deve essere eseguita separatamente, attraverso una modellazione più accurata delle strutture coinvolte.

Viceversa le verifiche eseguite sul campanile a partire dalla quota di stacco consentono di tenere conto che in tali situazioni il campanile si comporta come struttura più rigida (di altezza minore), quindi caratterizzata da un periodo più basso che generalmente comporta una diminuzione dell'accelerazione che porta a collasso. Da sottolineare che in quei casi in cui le quote di stacco risultano molto elevate (e quindi l'altezza libera totale della parte di campanile interessata dall'azione sismica si riduce drasticamente), la formula sperimentale utilizzata per la valutazione del periodo potrebbe dover essere rivista.

Effetto del fuoripiombo della torre campanaria

L'andamento dell'asse del campanile è considerato, anche in presenza di eccentricità notevoli, lineare e, in base a questa assunzione, si ricava l'eccentricità alla quale è soggetto ciascun concio. L'effetto del momento dovuto all'eccentricità viene considerato riducendo il momento resistente corrispondente. Nel caso della valutazione dei meccanismi di collasso delle celle, è stato ipotizzato di poter trascurare l'effetto del fuori piombo.

3.4 Discussione dei risultati

La valutazione dell'indice di sicurezza, sia in termini di periodo di ritorno che di fattore di accelerazione, è stata eseguita nelle due ipotesi di campanile isolato, quindi considerando inefficaci i vincoli forniti dagli edifici adiacenti, e nel caso di campanile vincolato.

In entrambe le situazioni si è deciso di valutare l'altezza del campanile dalla quota del vincolo fino al baricentro della copertura, valutandone opportunamente la posizione, in modo da considerare l'eventuale presenza di masse significative a livello copertura.

Inoltre nel caso in esame, essendo il Campanile della Chiesa di

Sant'Antonin un campanile non isolato, quindi caratterizzato da bruschi cambiamenti di rigidità lungo l'altezza per la presenza di strutture adiacenti a contatto, è stato assunto un fattore di struttura $q = 2.8^1$, valore minimo previsto dalla Direttiva-NTC2008, cfr. paragrafo 3.2.

Campanile Isolato

Nel caso di campanile considerato come isolato, il valore dell'altezza alla quota baricentrica della copertura vale:

$$H = 24,60 + 6,3 + 3,04 = 33,94 \text{ m}$$

Di conseguenza il periodo valutato con la relazione empirica proposta al paragrafo 3.3 vale:

$$T_1 = 0,0187 H = 0,635 \text{ sec}$$

cui corrisponde un periodo fessurato: $T_1^* = \text{periodo} \times 1,4 = 0,889 \text{ sec}$

In Tabella 2 sono riportati i valori dell'indice di sicurezza e del fattore di accelerazione per il campanile considerato come isolato. I valori sono riferiti alle quattro direzioni, ed il valore minimo, relativo alla direzione Est (+x), è il valore di riferimento.

Nella stessa tabella è anche riportato il valore della Vita Nominale V_N che si ottiene a partire dal valore del tempo di ritorno dell'azione sismica che porta la struttura al raggiungimento dello SLV.

	Est x+	Ovest x-	Nord y+	Sud y-	min
f_{ASLV}	0,91	1,006	1,112	1,074	0,91
f_{ASLV}	0,746	1,019	1,359	1,236	0,746
V_N	37	51	69	62	37

Tabella 2. Valori dell'indice di sicurezza e del fattore di accelerazione per il campanile considerato come isolato.

Campanile vincolato

L'effetto di edifici adiacenti alla torre viene tenuto in conto attraverso l'inserimento di vincoli posti alla quota di stacco, e come spiegato in dettaglio al paragrafo 3.3 si è assunto che l'appoggio su un altro edificio generi un vincolo alla traslazione e rotazione su tre lati della se-

¹ Il valore del fattore di struttura per la tipologia "Torri", così come quello per i "Palazzi", è stato oggetto di diverse modifiche nel corso della stesura della Direttiva-NTC2008, e per questo motivo i valori qui riportati presentano alcune variazioni rispetto a quelli che si possono trovare in documenti e pubblicazioni meno recenti, nelle quali il valore di q per i campanili non isolati era stato assunto pari a 2,25, valore minimo previsto nelle precedenti bozze della Direttiva-NTC2008

zione, quello di effettivo contatto e i due adiacenti. Quindi si considera come sezione vincolata quella alla quota di stacco, riducendo perciò l'altezza libera del campanile e di conseguenza anche il periodo.

Nel caso del Campanile della Chiesa di Sant'Antonin devono essere considerate due situazioni: il caso di sisma in direzione Nord-Sud ed il caso di sisma in direzione Est-Ovest, per ognuno dei quali si hanno vincoli che agiscono a quote diverse.

In Tabella 3 sono riportate le quote di stacco considerate nelle analisi rispettivamente nelle direzioni Est-Ovest e Nord-Sud, mentre in Tabella 4 sono riassunti i valori dei periodi di vibrazione ottenuti per il campanile considerando gli stacchi.

H stacco (da P.C)	E-O	N-S
Est x+	15,4 m	16,0 m
Ovest x-	12,3 m	16,0 m
Nord y+	15,4 m	10,8 m
Sud y-	15,4 m	16,0 m

Tabella 3. quote di stacco considerate nelle analisi rispettivamente nelle direzioni Est-Ovest e Nord-Sud.

Est Ovest	Est x+	Ovest x-	Nord y+	Sud y-
T_1 [s]	0,347	0,405	0,347	0,347
Fattore α	1,4	1,4	1,4	1,4
$\alpha \cdot T_1$ [s] (fessurato)	0,485	0,567	0,485	0,485

Nord Sud	Est x+	Ovest x-	Nord y+	Sud y-
T_1 [s]	0,335	0,335	0,433	0,335
Fattore α	1,4	1,4	1,4	1,4
$\alpha \cdot T_1$ [s] (fessurato)	0,470	0,470	0,606	0,470

Tabella 4: Valori dei periodi di vibrazione ottenuti per il campanile considerando gli stacchi.

I valori dell'indice di sicurezza, del fattore di accelerazione e della Vita Nominale sono riassunti in Tabella 5 considerando le direzioni Est-Ovest, e la direzione Nord-Sud.

Est Ovest	Est x+	Ovest x-	Nord y+	Sud y-	min
$f_{s,SLV}$	1,704	1,628	1,704	1,704	1,628
$I_{s,SLV}$	5,211	4,46	5,211	5,211	4,46
V_N	260	223	260	260	223

Nord Sud	Est x+	Ovest x-	Nord y+	Sud y-	min
$f_{s,SLV}$	1,704	1,704	1,515	1,704	1,515
$I_{s,SLV}$	5,211	5,211	3,549	5,211	3,549
V_N	260	260	178	260	178

Tabella 5: Valori dell'indice di sicurezza e del fattore di accelerazione per il campanile considerando gli stacchi.

4. Valutazione di vulnerabilità sismica (Livello LV2): Meccanismi di collasso locali

Il livello LV2 consiste nella valutazione dell'accelerazione che porta al raggiungimento dello stato limite considerato mediante l'analisi cinematica riferita a porzioni strutturalmente autonome della costruzione (macroelementi). Tale analisi assume significato soltanto se è garantito un buon livello di organizzazione della parete muraria, tale da impedire collassi puntuali per disgregazione della muratura.

L'applicazione del metodo di verifica presuppone l'analisi dei meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione, che possono essere ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, già danneggiate dal terremoto, o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi, anche di natura non sismica. Inoltre, nello studio dei meccanismi locali, devono essere considerati anche altri aspetti: la qualità della connessione tra le pareti murarie, la tessitura e l'apparecchiatura muraria, la presenza di catene e la relativa efficienza, le interazioni con altri elementi della costruzione o degli edifici adiacenti e, non ultime, fasi di trasformazione evidenziabili da rapporti costruttivi che si manifestano mediante disomogeneità costruttive, ad esempio accostamenti di murature di differente tipologia.

Nel caso in esame, si sono considerati quali meccanismi locali significativi quelli che riguardano la cella campanaria, elemento che si è spesso rivelato particolarmente vulnerabile in caso di azione sismica. Per l'applicazione del metodo di analisi si ipotizza, in genere:

- resistenza nulla a trazione della muratura;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

Per ottenere il moltiplicatore orizzontale α_0 dei carichi che porta all'attivazione del meccanismo locale di danno si applicano ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica le seguenti forze: i pesi propri dei blocchi, applicati nel loro baricentro; i carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai e della copertura, altri elementi murari non considerati nel modello strutturale); un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio; eventuali forze esterne (ad esempio quelle trasmesse da catene metalliche); eventuali forze interne (ad esempio le azioni legate all'ingranamento tra i conci murari). Assegnata una rotazione virtuale al generico blocco k , è possibile determinare in funzione di questa e della geometria della struttura, gli spostamenti delle diverse forze applicate nella rispettiva direzione. Il moltiplicatore α_0 si ottiene applicando il Principio dei Lavori Virtuali, in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale. Per effettuare le verifiche di sicurezza, il moltiplicatore orizzontale α_0 che attiva il meccanismo deve essere trasformato in accelerazione spettrale a_0^* , grandezza omogenea con la domanda. Il calcolo viene condotto secondo il procedimento riportato nell'appendice C8D della Circolare 2009.

4.1 Approfondimento della conoscenza

Per il campanile oggetto di studio si è realizzato un rilievo dettagliato sia di tipo geometrico che materico-costruttivo, della cella campanaria. I rilievi effettuati hanno consentito di acquisire una conoscenza accurata della geometria delle forometrie, nonché una ricostruzione delle possibili fasi

Figura 7. S. Antonin: rilievo geometrico

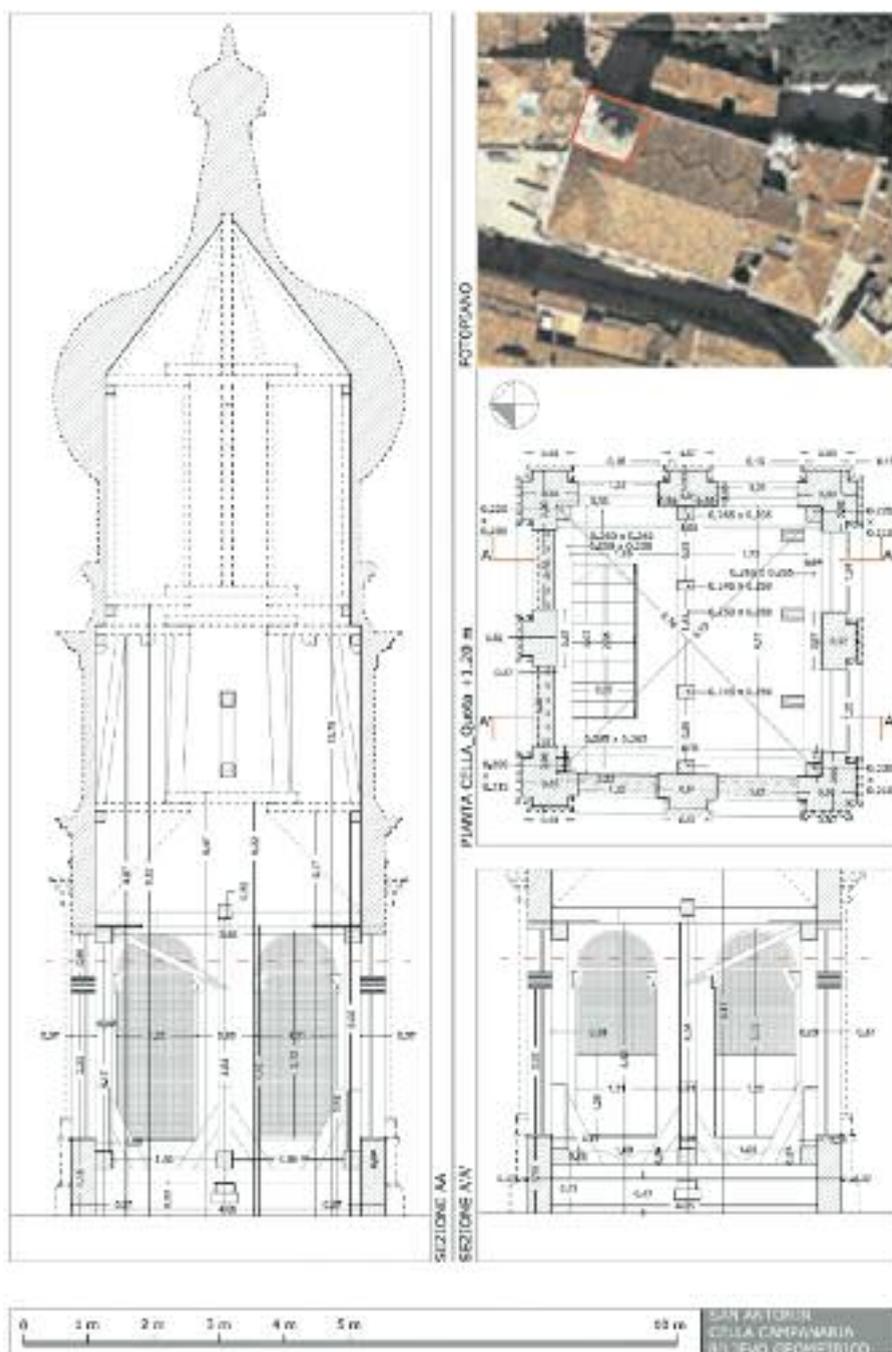
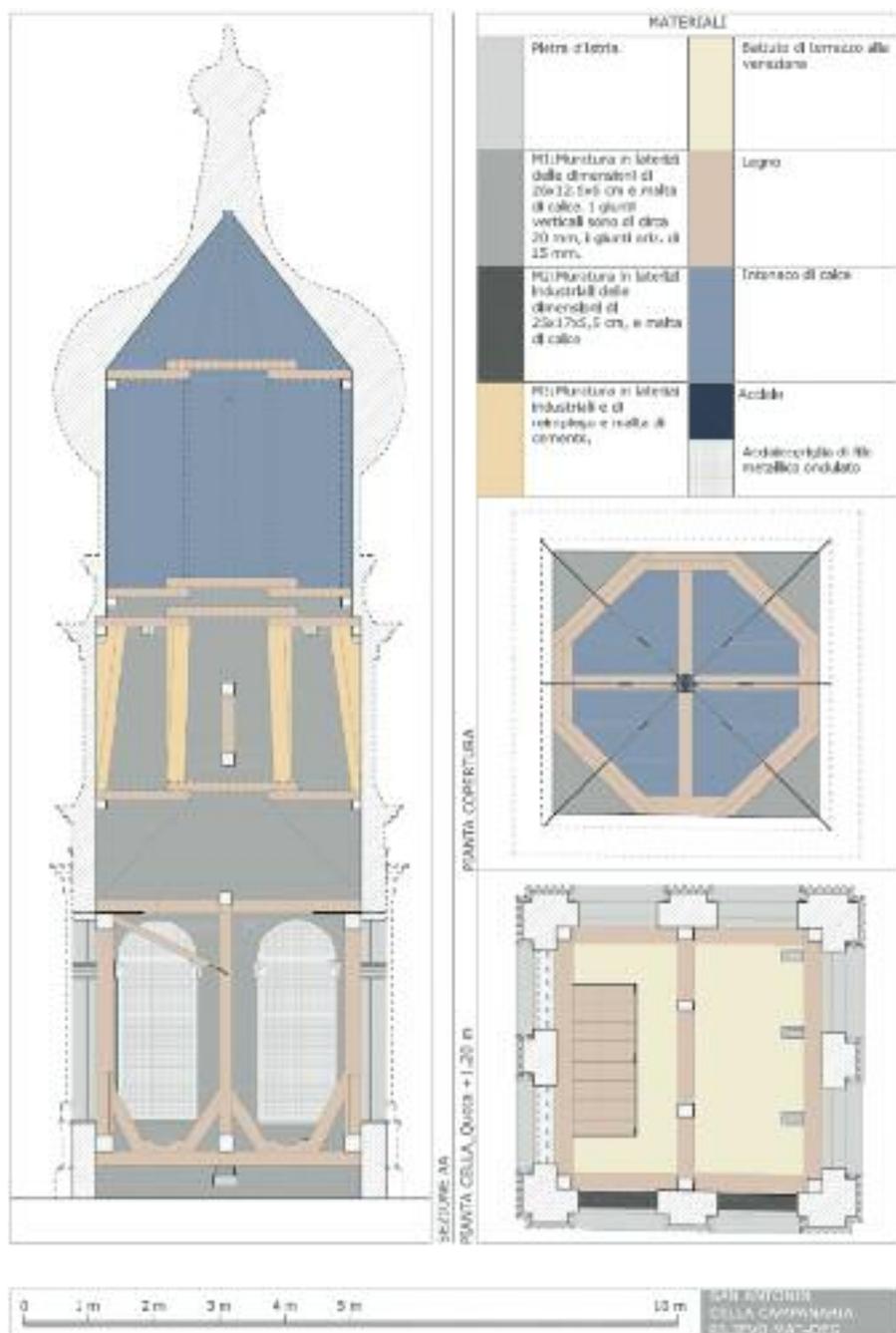
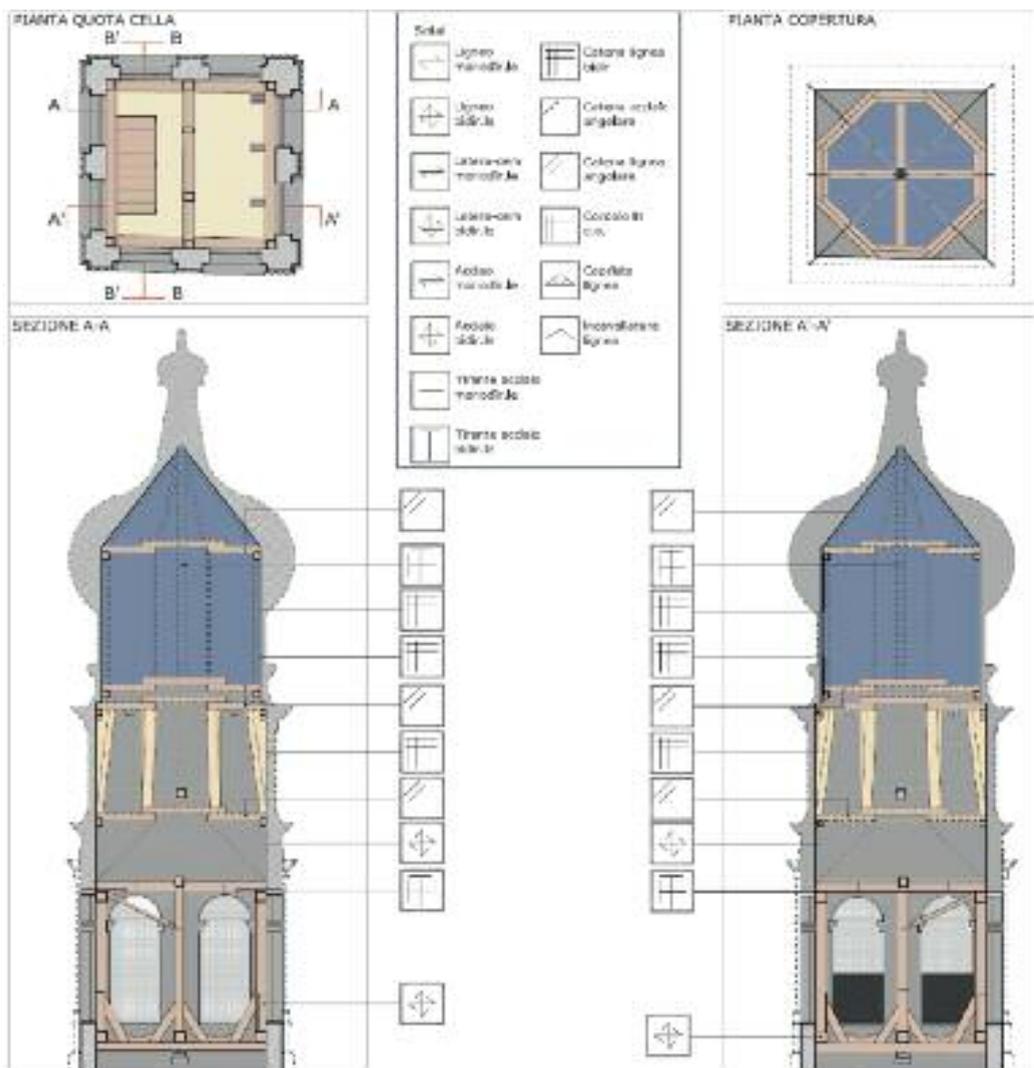


Figura 8. S.
Antonin: rilievo
materico costruttivo





di trasformazione e dei quadri fessurativi, base di partenza fondamentale per lo studio di eventuali cause di innesco di meccanismi locali. A titolo di esempio in Figura 7 è riportata una sintesi delle tavole del rilievo geometrico, mentre in Figura 8 alcuni particolari del rilievo materico costruttivo e in Figura 9 un esempio di rilievo degli elementi strutturali.

Figura 9. S.
Antonin: rilievo
elementi strutturali

Con riferimento alla valutazione del fattore di confidenza, Tabella 4.1 della Direttiva-NTC2008, il fatto di poter disporre per la cella campanaria di un rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi e di un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi, consente di poter assumere valori ridotti dei coefficienti parziali F_{C1} e F_{C2} , rispetto a quanto fatto nel paragrafo 2.3. Viceversa per il coefficiente F_{C3} , poiché nel modello di valutazione non si tiene conto della resistenza a compressione della muratura, si deve assumere 0,12. Infine, per il coefficiente F_{C4} , si considera sia il caso in cui si mantiene lo stesso valore utilizzato nel modello di valutazione LV1, quindi $F_{C4} = 0,06$, sia il caso in cui, in accordo a quanto specificato dalla Direttiva-NTC2008, trattandosi di valutazioni a carattere locale per le quali le informazioni sul terreno e le fondazioni non hanno alcuna relazione sullo specifico meccanismo di collasso, si assume valore nullo. In definitiva si ha:

$$F_{C1}=0,0 \quad F_{C2}=0,0 \quad F_{C3}=0,12 \quad F_{C4}=0,06 \text{ o } 0,00$$

da cui si ottiene un fattore di confidenza F_C pari rispettivamente a 1,18 e a 1,12.

Nella valutazione dell'accelerazione che porta al raggiungimento dello stato limite SLV si sono quindi eseguiti i calcoli per entrambi i valori del fattore di confidenza sopra riportati e, a titolo di confronto anche nell'ipotesi di utilizzare il valore $F_C = 1,35$, considerato come riferimento.

4.2 *Cinematismi considerati*

Tra i cinematismi che si possono verificare per le celle campanarie, nel caso del Campanile della Chiesa di Sant'Antonin sono stati considerati i seguenti:

- Cinematismo di flessione verticale C1 - cantonale e piedritto cella (Figura 10)

In questo cinematismo si ipotizza una rotazione verso l'esterno di ambiti di angolata, attorno ad un punto di cerniera formatosi sul-

Figura 12.
cinematismo C3

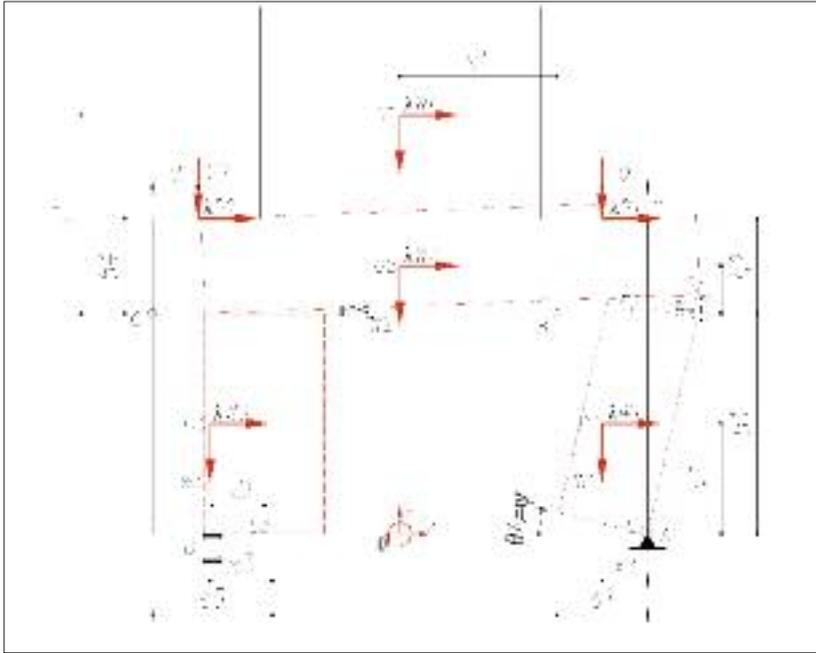
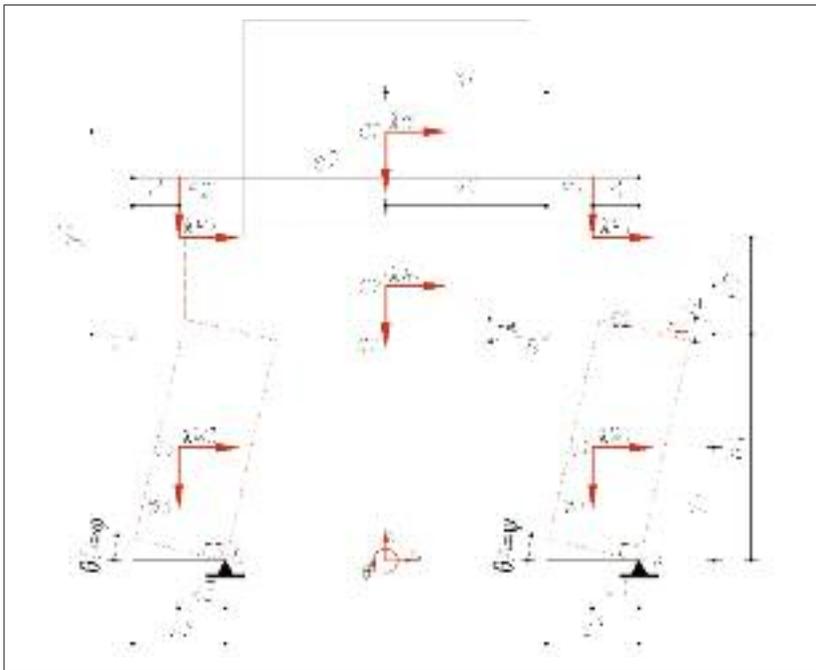


Figura 13.
cinematismo C4



	FC = 1,35				FC = 1,18				FC = 1,12			
	S.Antonin - is.		S.Antonin - st.		S.Antonin - is.		S.Antonin - st.		S.Antonin - is.		S.Antonin - st.	
	$f_{a,slv}$	$l_{a,slv}$										
cinematismo C1	1,57	4,01	1,50	3,46	1,71	5,21	1,67	4,80	1,71	5,21	1,71	5,21
cinematismo C2	1,61	4,30	1,13	1,44	1,71	5,21	1,29	2,12	1,71	5,21	1,35	2,49
cinematismo C3	1,17	1,59	0,78	0,46	1,31	2,22	0,88	0,87	1,36	2,52	0,92	0,77
cinematismo C4	1,50	3,46	1,03	1,10	1,67	4,80	1,17	1,61	1,71	5,21	1,24	1,67

l'angolata stessa all'estremo inferiore della parte interessata dal meccanismo.

– Cinematismo C2 (Figura 11)

In questo cinematismo si ipotizza la formazione di sei cerniere orizzontali alle estremità dei piedritti e di una cerniera in architrave. Si considera il caso in cui i piedritti siano caratterizzati da eguale altezza.

– Cinematismo C3 (Figura 12)

In questo cinematismo si ipotizza la formazione di tre cerniere orizzontali alle estremità dei piedritti e di una superficie di scorrimento alla base di uno dei piedritti.

Affinché questo cinematismo si possa verificare, si ipotizza che il piedritto centrale della cella ceda e non partecipi al meccanismo. Nel caso del Campanile della Chiesa di Sant'Antonin questo è un meccanismo meno probabile dei precedenti, essendo i piedritti centrali della cella di dimensione abbastanza comparabile a quella dei piedritti d'angolo.

– Cinematismo C4 (Figura 13)

Analogamente al caso precedente, anche in questo meccanismo si ipotizza che il piedritto centrale della cella ceda e non partecipi al meccanismo. Si tratta di uno schema simile a quello del cinematismo C2, ed è stato valutato a titolo di confronto con quest'ultimo.

Tabella 6. Valori dell'indice di sicurezza e del fattore di accelerazione per i cinematismi considerati.

In Tabella 6 sono riportati i valori dell'indice di sicurezza e del fattore

di accelerazione per il caso di Campanile considerato come isolato (is.) e per il caso con stacco (st.).

Si osserva come tutti i meccanismi considerati forniscano valori degli indici superiori a 1, tranne il C3 che, come detto, in questo caso non è però un meccanismo facilmente attivabile.

5. Alcune Considerazioni

Con riferimento al modello di valutazione semplificato per le strutture a torre proposto dalla Direttiva-NTC2008 per il livello LV1, si può notare come il caso di campanile isolato sia più cautelativo rispetto alla situazione di campanile vincolato da edifici adiacenti. Questo indicherebbe che l'effetto di una minore altezza libera, se da un lato comporta un periodo di vibrazione minore e quindi di un aumento dell'accelerazione spettrale, dall'altro rende globalmente la struttura meno vulnerabile (in linea con la tendenza delle strutture meno snelle ad avere un indice di sicurezza sismica maggiore).

A differenza del caso precedente, nella valutazione dell'indice di sicurezza per le celle, la condizione più gravosa è, in generale, quella relativa al caso dei campanili con stacchi. Infatti nel caso delle celle la diminuzione del periodo di vibrazione del campanile ed il conseguente aumento dell'accelerazione spettrale non è compensato da una diminuzione della snellezza, essendo lo schema strutturale della cella invariato.

È stata anche eseguita un'analisi di sensibilità della valutazione degli indici di sicurezza al variare del valore assunto per i fattori di confidenza, in particolare con riferimento ad un incremento della conoscenza nel caso delle valutazioni di livello LV1 e considerando tre diversi valori del fattore di confidenza per il caso dei cinematismi della cella.

Il vantaggio di un approfondimento della conoscenza in termini di rilievo geometrico e di caratterizzazione materico-costruttiva, quale quella conseguita per le celle campanarie in esame, comporta miglio-

ramenti nell'indice di sicurezza dell'ordine del 10-15% in termini di fattore di accelerazione e del 20%-30% in termini di indice di sicurezza.

In ogni caso un approfondimento della conoscenza in termini di comprensione delle fasi di trasformazione e di valutazione dei quadri fessurativi, come quello eseguito per la cella campanaria, può in certe situazioni rappresentare un aspetto fondamentale per lo studio di eventuali cause di innesco di meccanismi locali, allo scopo di procedere alla valutazione di sicurezza sismica di livello LV2.