

## ANDREA BENEDETTI

Dipartimento DISTART, Università di Bologna, Viale Risorgimento 2, Bologna

## ENRICO MANGONI

Dipartimento DICEA, Università di Firenze, Santa Marta, Firenze

## MARTINA MONTESI, ELISA STELI

Benedetti & Partners, Via Orioli 23, Bologna

# VERIFICHE DI SICUREZZA ED INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DELLA CHIESA DI S. MARTINO IN CASOLA

## SOMMARIO

La recente estensione delle zone a rischio sismico impone una rivisitazione critica dei livelli di rischio associati alle varie tipologie di edifici e una decisione in merito al rischio accettabile e quali interventi comporti per essere raggiunto.

Nel caso delle chiese, mentre si ha grande controllo e cura per le costruzioni di grande pregio e di ampia dimensione, si pone poca attenzione al fatto che la somma degli edifici di valore più modesto è di gran lunga più significativa per quanto attiene al rischio di perdita di vite umane.

Nel corso dei lavori di consolidamento della chiesa di San Martino in Casola presso Ponte Ronca si è quindi scelto di eseguire un'accurata analisi del rischio sismico, in modo da poter trarre valutazioni di carattere generale e guidare gli interventi verso il raggiungimento di una soglia di rischio accettabile per il tipo di costruzione in oggetto.

Nella nota viene esposta in dettaglio la procedura seguita e gli interventi completati, in modo da fornire una guida per situazioni analoghe.

## SUMMARY

*The recent extension of the seismic zones owes to a critical reconsideration of the risk levels associated with the various building typologies. Furthermore, a definition of the acceptable risk is needed in order to plan the necessary interventions which allow reducing the risk.*

*In the case of the churches, while a great control is exerted on the very important old and wide monumental churches, we neglect that the set of the ordinary buildings give a cumulative risk of human losses and injuries significantly larger.*

*Enduring the restoration works of the San Martino church in Casola, near Ponte Ronca, the main decision was to carry out an accurate seismic vulnerability analysis in view of the extraction of general evaluation rules. Following this analysis was possible to convert the restoration works in a way so that the risk level is reduced below an acceptable threshold value.*

*In the paper the used procedure is described in full and the designed details are graphically documented in order to give a set of guide lines extendable to many other examples*

## INTRODUZIONE

La chiesa di San Martino in Casola è un edificio in muratura la cui costruzione risale per la parte più antica ai pri-

mi anni del 1800. Successivamente, numerose modifiche e ampliamenti sono stati introdotti, fino ad arrivare alla configurazione attuale che si è consolidata con le riparazioni eseguite successivamente alla II guerra mondiale. L'edificio presenta una navata centrale sulla quale si aprono due cappelle su ogni lato, ed un'abside semicircolare. La copertura è costituita da una volta a botte in muratura per il corpo principale, da voltine a vela per le cappelle laterali e da una cupola di gesso sostenuta da stuoie di canne e nervature di legno per quel che riguarda la zona dell'altare antistante l'abside. Tutte le strutture di copertura risultano a loro volta sovrastate da un tetto eseguito con capriate lignee, elementi secondari, piano di mattonelle di cotto e coppi di copertura.

Nel corso del tempo si sono aggregati alla chiesa molti corpi esterni aggiunti; tra di questi il campanile, la canonica e il teatro che si sviluppa alle spalle dell'abside con un raddoppio della muratura sul confine.

Lo stato di conservazione della chiesa presenta le solite problematiche degli organismi murari con fondazioni a contatto con il terreno: cedimenti localizzati delle parti costruite più recentemente, umidità di risalita capillare, fessurazioni in prossimità delle aperture e distacco della malta di costruzione dei giunti esterni esposti a bagnatura durante le piogge.

Sono in aggiunta presenti problematiche statiche legate al tipo di edificio, con coperture spingenti e tetti non a



Fig. 1: Vista dal viale d'accesso del complesso ecclesiastico di S. Martino in Casola

perfetta tenuta d'acqua, e difetti intrinseci legati all'uso di materiali poveri e a soluzioni costruttive poco idonee alla geometria dell'edificio. Tali ultimi fattori sono sicuramente legati all'ottenimento di un risparmio sulla costruzione, cosa che nei secoli passati era usuale per gli edifici pubblici delle zone rurali.

In particolare i fattori citati sono sfociati nell'apertura di consistenti lesioni nelle volte e nelle pareti delle cappelle, con caduta di porzioni di malta ed elementi in laterizio.

## ANALISI DELLA SITUAZIONE DELL'EDIFICIO NELLO STATO INIZIALE

Il primo passo per la verifica delle condizioni statiche dell'edificio è consistito nell'esame delle fonti storiografiche e nella ricostruzione completa della geometria.

L'edificio in pianta ha uno sviluppo rettangolare diviso in quattro settori di cui due coperti da volte a botte e due da cupole; lateralmente, sulla sinistra dell'altare, si ha il campanile alto 20 m a pianta quadrata e due zone una a destra ed una a sinistra adibite alla canonica e alla *studium cantorum*.

I muri e le volte sono costituiti da murature in mattoni pieni legati con malta di calce; le cappelle laterali sono state aggiunte alla costruzione principale procedendo alla demolizione delle pareti e costruendo le nuove aree a sezione rettangolare con nuova muratura collegata da diaconi discontinui a quella preesistente

In corrispondenza dell'arco principale della navata centrale è presente una catena in ferro battuto. Catene sono presenti anche sulle aperture voltate d'ingresso alle cappelle ma dette catene erano state inizialmente posizionate in modo eccentrico rispetto all'asse dell'arco. Tale fatto è sicuramente conseguenza della sequenza costruttiva delle cappelle stesse, realizzate successivamente al corpo principale.

## Descrizione del quadro fessurativo

Sulla struttura nello stato attuale si sono rilevate numerose fessure alcune delle quali probabilmente prodotte da cedimenti differenziali di fondazione. Con un opportuno modello numerico si è cercato di simulare l'iterazione struttura – terreno tenendo conto dei vari ampliamenti che ha subito l'edificio nella sua storia

Tale analisi è stata condotta con riferimento ai carichi verticali, simulando l'evoluzione dell'abbassamento del terreno di fondazione. In particolare i cedimenti sono stati prodotti introducendo nel modello delle molle di opportuna rigidità che sono state definite a partire dai valori stimati del modulo elastico del terreno e dalla estensione spaziale delle fondazioni dell'edificio.

Il modello con supporto elastico continuo è stato sviluppato simulando l'organismo murario mediante elementi finiti di tipo guscio, ai quali sono state assegnate le proprietà elastiche stimate per la muratura.

Gli sforzi normali specifici calcolati con tale modello, se pure non indicativi del reale stato di sollecitazione della

muratura, appaiono interessanti per fornire una diagnosi del quadro fessurativo presente. Infatti il modello in questione rileva stati di trazione dovuti al peso proprio della fabbrica muraria proprio in corrispondenza delle zone nelle quali si sono evidenziate le fessure maggiori. Per confronto nelle figure successive sono mostrate le foto relative alle lesioni più significative presenti nella chiesa, a confronto con le zone tese evidenziate dal modello numerico.

Il risultato di questa analisi comparata, pur avendo valore

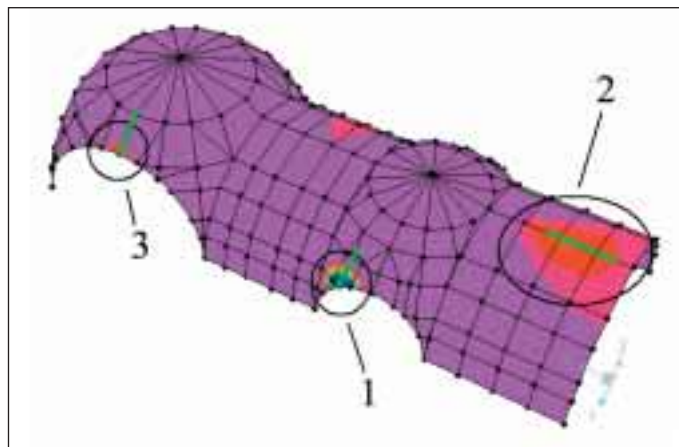


Fig. 2: Vista delle zone soggette a trazione localizzata individuate dall'analisi a elementi finiti per effetto di carichi verticali e con fondazioni su suolo elastico



Fig. 3.a: Vista della lesione in corrispondenza del transetto (riferimento 1)



Fig. 3.b: Vista della lesione in corrispondenza dell'arco di facciata (riferimento 2)

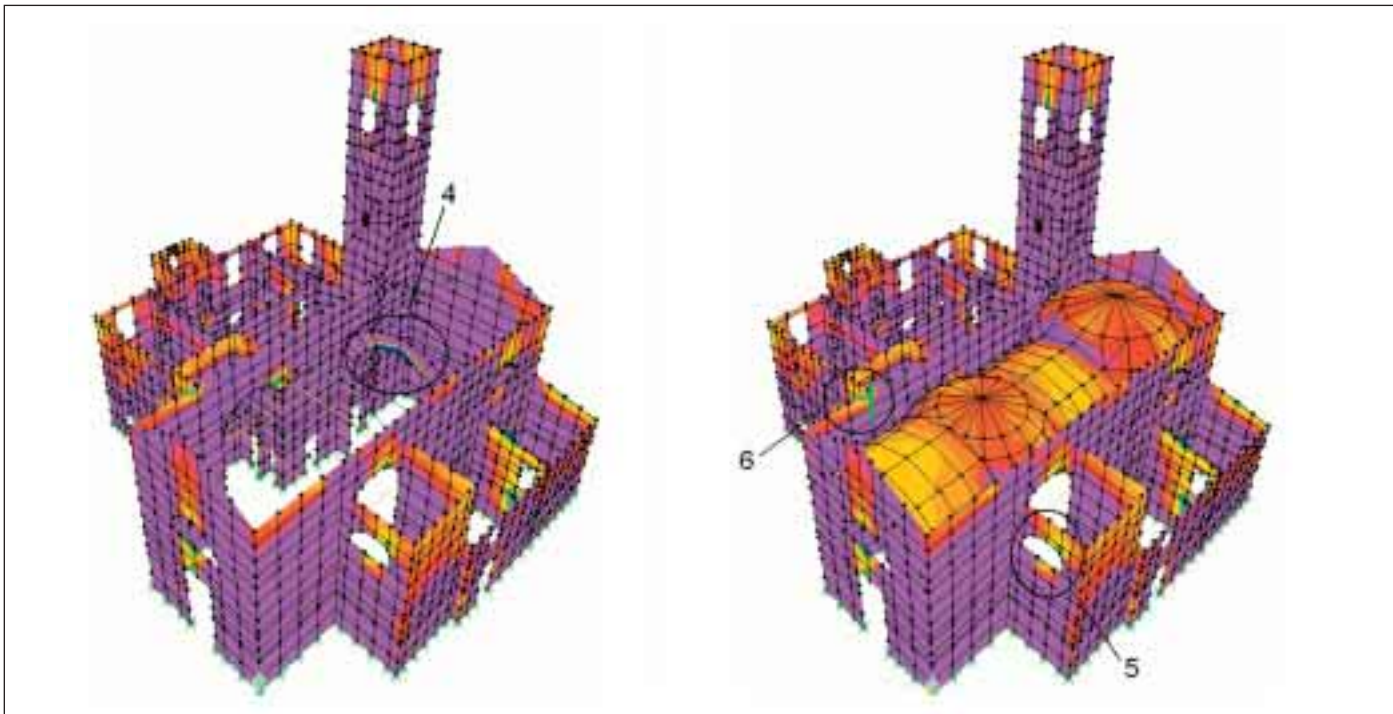


Fig. 4: Indicazione delle zone in trazione evidenziate dal modello ad elementi finiti in prossimità delle finestre delle cappelle e dell'arco dell'abside



Fig. 5.a: Fessura presente sull'arco soprastante l'altare (riferimento 4)



Fig. 5.c: Fessura presente tra navata e transetto (riferimento 6)



Fig. 5.b: Fessura presente sulla finestra della cappella di destra (riferimento 5)

solo qualitativo, rafforza la tesi che le lesioni siano dovute principalmente a cedimenti fondali differenziali. Tuttavia, dal confronto tra modello e quadro fessurativo emergono anche incongruenze che non possono essere spiegate se non con il fatto che la costruzione è stata eseguita in diversi periodi successivi, con una distribuzione delle pressioni sul terreno che ovviamente si discosta localmente dalla ipotizzata distribuzione elastica.

#### INDAGINE SPERIMENTALE PER LA CARATTERIZZAZIONE DINAMICA DEL CAMPANILE

Una delle problematiche salienti della chiesa è apparsa da subito la posizione e l'organizzazione strutturale del campanile in quanto elemento parzialmente connesso

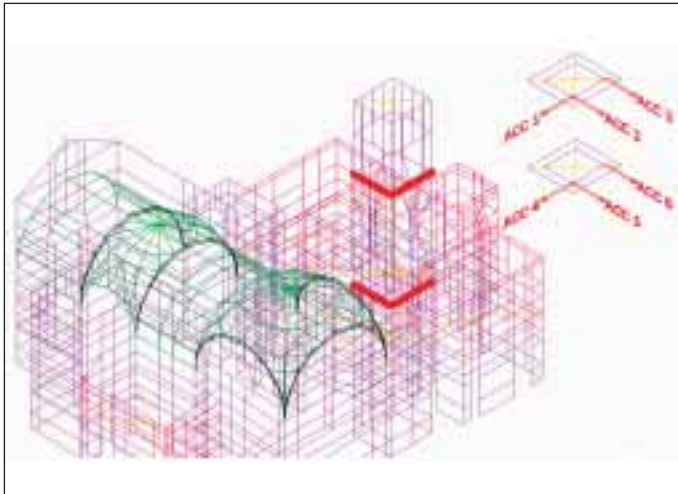


Fig. 6: Schema di montaggio dell'apparato di misura sperimentale alle pareti perimetrali della chiesa. In particolare nelle pareti della canonica al di sotto del campanile erano presenti ampie fessure causate dall'interazione dinamica dei due corpi di fabbrica durante il movimento a distesa delle campane.

Sono state pertanto pianificate prove di valutazione sperimentale delle accelerazioni e dei movimenti della cella campanaria nel corso di scampanate eseguite secondo procedure prefissate.

Nel corso delle indagini si sono misurate le orbite sul piano orizzontale di alcuni punti significativi della struttura, sia indotte dal movimento delle campane,

sia nel corso delle oscillazioni libere sviluppate a campane ferme.

### L'apparato sperimentale

Al fine di misurare accelerazioni e movimenti, sono stati disposti 6 accelerometri: 3 alla quota della cella campanaria e 3 alla quota dell'adiacente terrazzo (quota di "spicco" del campanile sui corpi adiacenti). La posizione dei sensori e la loro numerazione progressiva è schematicamente indicata in Figura 6; in particolare, gli accelerometri sono stati montati sulle murature verticali, in corrispondenza degli spigoli interni e disposti in modo da misurare la componente orizzontale dell'accelerazione.

Le acquisizioni sono state effettuate simultaneamente dai 6 accelerometri ad una frequenza di campionamento pari a 200 Hz e registrate su files in formato ASCII.

### Le prove condotte

Le più severe condizioni d'uso (antropico) del campanile si verificano, certamente, in occasione del suono delle campane. In particolare, è tradizione del luogo la cosiddetta "suonata alla bolognese", eseguita, manualmente ed al limite delle energie disponibili, da quattro esperti "campanari" (pari al totale delle



Fig. 7: Vista degli strumenti montati in corrispondenza della finestra della cella campanaria

campane presenti). Nella Tabella 1 si riporta una breve descrizione delle modalità con le quali è stata eccitata la struttura nel corso di ciascuna prova.

### Identificazione delle caratteristiche dinamiche del campanile

Dalle storie temporali registrate sono riportati gli intervalli maggiormente significativi (uno o più intervalli per ciascuna registrazione). I segnali così ottenuti sono stati filtrati in modo da isolare le frequenze comprese tra 1.0 e 2.5 Hz (intervallo nel quale sono contenute le oscillazioni significative, se si escludono i “rumori” privi di interesse strutturale).

Nella Figura è riportato un esempio di tale operazione in termini di: (a) storia temporale del modo dominante eccitato, con evidenziato il decremento logaritmico nel tratto di oscillazione libera; (b) spettro di potenza di tale modo, che conferma la frequenza naturale di 1.7 Hz; (c) forma modale eccitata (in nero lo schema planimetrico indeformato, in rosso la deformata al livello della cella campanaria, individuata dagli accelerometri n. 1-2-3 ed in rosso tratteggiato la deformata alla quota intermedia monitorata, individuata dagli accelerometri n. 4-5-6).

Dal valore del decremento logaritmico si ottiene quello del rapporto di smorzamento modale che risulta essere pari al 2.3%.

Infine, nella Figura 9 si riportano due esempi di correlazione tra le accelerazioni (filtrate come sopra descritto)

nelle due direzioni ortogonali (alla quota della cella campanaria) che forniscono utili indicazioni sulle “traiettorie” seguite dal campanile nel corso dell’eccitazione.

I principali elementi emersi dall’elaborazione dei dati acquisiti sono i seguenti:

- La frequenza naturale del campanile è pari a circa 1.7 Hz.
- La forma modale associata a tale frequenza è di tipo flessio-torsionale, con asse di flessione inclinato di circa 30° rispetto alla direzione di oscillazione delle campane (a sua volta coincidente con l’orientamento della navata della chiesa).
- Il rapporto di smorzamento associato al primo modo è dell’ordine del 2%.
- Le oscillazioni evidenziano un vincolo particolarmente rigido rappresentato dal muro comune con la chiesa. Ciò fa sì che, fino alla quota di spicco del campanile dagli adiacenti corpi di fabbrica, si manifestino sostanzialmente movimenti di torsione attorno a detta parete comune; a partire da tale quota, si sviluppa la flessione tipica di una “mensola” (sebbene con asse inclinato, come sopra detto) ed una componente torsionale opposta alla precedente che, alla quota della cella campanaria, finisce per annullare e persino invertire la rotazione registrata alla quota di spicco del campanile.
- L’azione delle campane è sufficientemente “caotica” da eccitare prevalentemente il modo fondamentale del campanile, come appena descritto. Tuttavia, l’eccitazione del modo principale si combina con quella del modo ad esso ortogonale dando luogo a

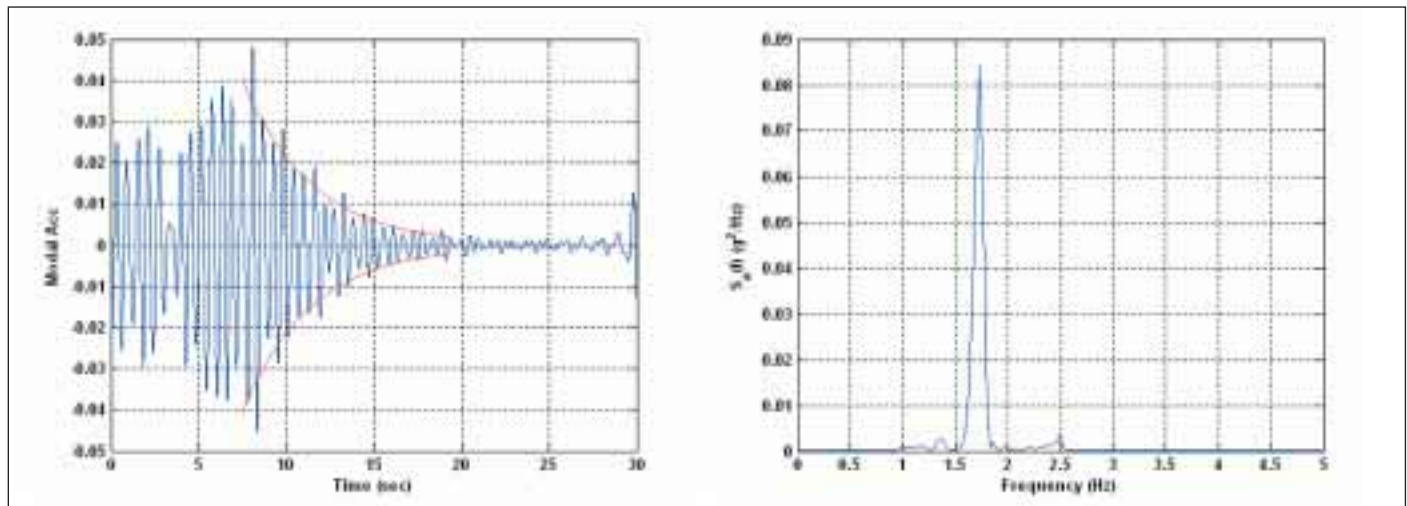


Figura 8.a: Storia temporale e spettro di potenza del modo eccitato nella Prova n. 2

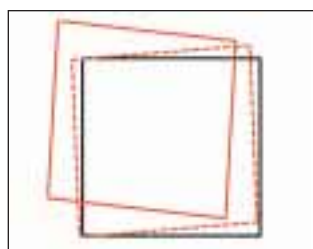


Figura 8.b: forma modale delle sezioni strumentate del modo eccitato nella Prova n. 2

**Tabella 1: Modalità di eccitazione della torre campanaria nelle varie prove**

N° prova	Descrizione dell'azione.
1	Moderata e caotica movimentazione delle campane, senza rintocchi, finalizzata ad eccitare le frequenze proprie del campanile senza indurre significativi disturbi da "rumore".
2	Suonata "alla bolognese" di durata pari a circa 2 minuti.
3	Suonata "alla bolognese" di durata pari a circa 2 minuti ma con il batacchio legato per limitare i rumori nel segnale.
4	Simile alla prova n. 3.
5	Tre suonate "alla bolognese" consecutive, ciascuna di durata pari a circa 90 secondi.

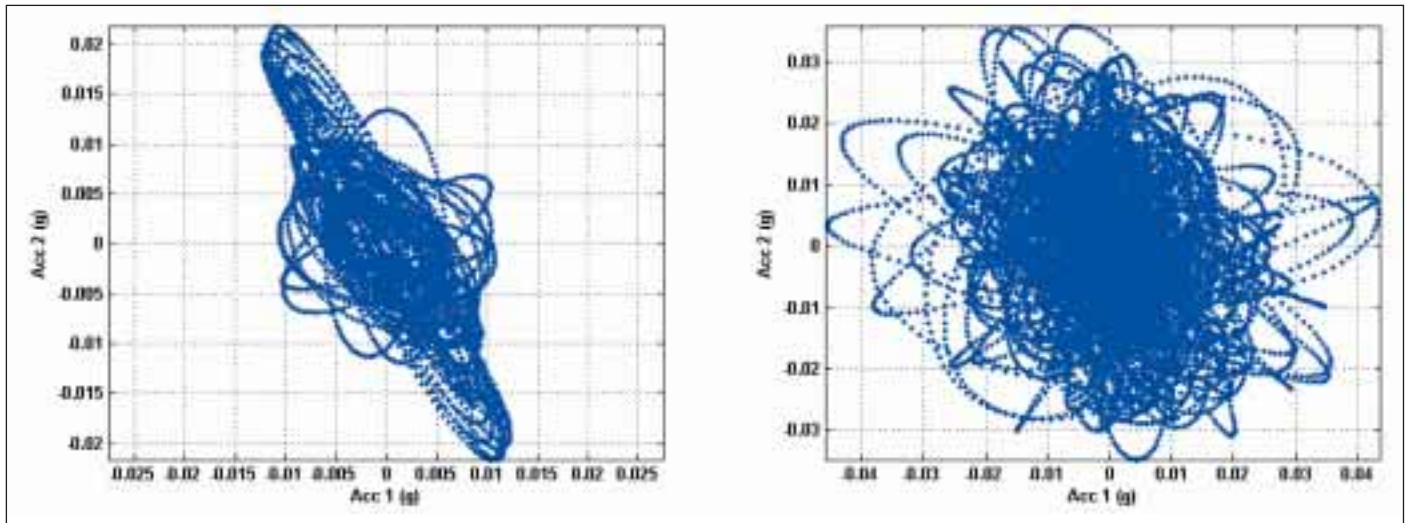


Figura 9. Correlazione tra le accelerazioni nelle due direzioni ortogonali alla quota della cella campanaria

traiettorie ellittiche. La “partecipazione” del modo ortogonale cresce al crescere dell’ampiezza dell’oscillazione, fino a dar luogo a traiettorie circolari per la presenza simultanea dei due modi, o rettilinei ma con direzione variabile a causa dello scambio energetico tra i due modi.

- f) Le accelerazioni massime registrate (e filtrate per escludere “rumori” non significativi dal punto di vista strutturale) nel corso del suono delle campane (ed in particolare con l’energica cosiddetta “suonata alla bolognese”) sono dell’ordine di 0.05 g. Tali valori si riferiscono alla quota (strumentata) della cella campanaria.
- g) Tenuto conto della frequenza dei modi eccitati, lo spostamento corrispondente alle massime accelerazioni è pari a circa  $\pm 4.5$  mm.

### ANALISI DEL LIVELLO DI SICUREZZA

La valutazione del reale grado di sicurezza della costruzione, in particolare per il suo uso pubblico, richiede una stima della vulnerabilità sismica dell’edificio ed una evidenziazione dei fattori di vulnerabilità non strutturali.

Il quadro di riferimento per tale valutazione è stato individuato nelle regole contenute nell’Ordinanza 3274 del D.P.C. e nella classificazione sismica per la Provincia di Bologna introdotta dall’Istituto di Geofisica e Vulcanologia con le recenti mappe di pericolosità sismica.

Per la tipologia in esame dell’edificio, la mera conoscenza del livello di accelerazione sismica sopportabile dalla costruzione senza crollo o del coefficiente di sicurezza rispetto alla prescrizione di Norma è un’informazione troppo indefinita per avere un quadro chiaro della vulnerabilità sismica.

Allo scopo di ottenere un quadro di valutazione esaustivo, sono stati determinati per differenti valori di accelerazione sismica di picco (PGA) il numero di elementi strutturali non verificati suddividendoli per tipo di collasso atteso.

Per tale analisi è stato utilizzato un modello ad elementi finiti messo a punto mediante il programma di calcolo strutturale SAP2000. In particolare la geometria della

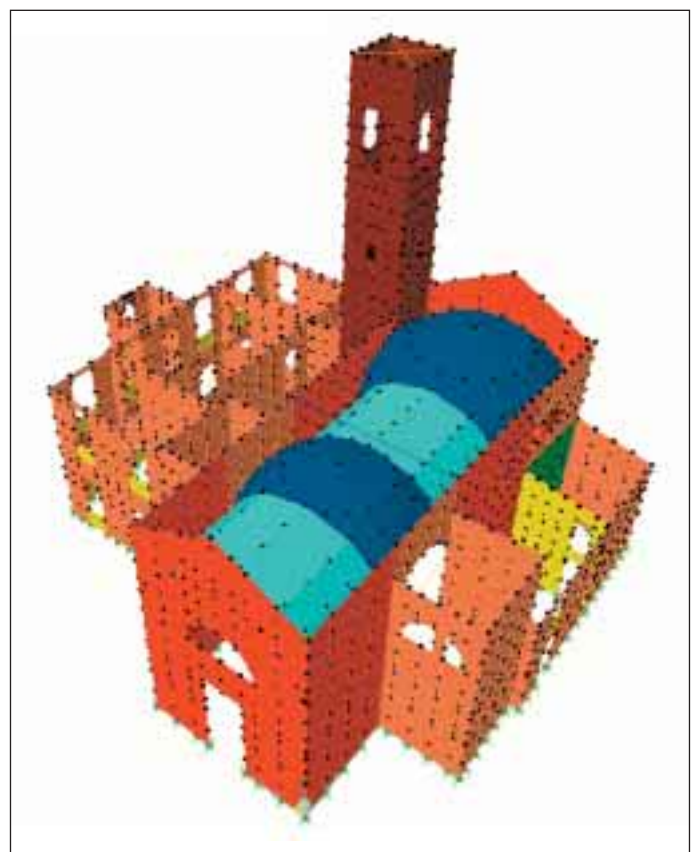


Figura 10: Modello 3D dell’edificio

struttura è stata riprodotta fedelmente non solo per la parte muraria modellata mediante elementi di guscio piani a 4 nodi, ma anche le catene, le strutture lignee, le cerchiature del campanile e tutti gli altri elementi presenti sono stati introdotti come aste a due nodi nel modello di calcolo. Come già detto, i materiali sono stati modellati con leggi costitutive di tipo elastico lineare rispettando le caratteristiche dei materiali presenti.

È importante notare che nella modellazione utilizzata non sono state introdotte ipotesi arbitrarie in merito alla rigidità dei diaframmi orizzontali e l’interazione delle varie



Fig. 11: Prima forma modale  $T = 0,374s$

pareti costituenti la chiesa avviene con accoppiamento tridimensionale attraverso gli elementi di collegamento anch'essi discretizzati nel modello.

Al contrario del modello utilizzato per valutare l'influenza dei cedimenti, il modello dinamico per la valutazione delle forze sismiche è stato fissato alla base con vincoli d'incastro alla base delle pareti, in modo da ottenere una stima superiore delle azioni sismiche presenti nell'edificio. Si riporta in figura il modello realizzato.

### Metodi di analisi

Lo studio del comportamento strutturale del complesso murario è stato affrontato attraverso vari tipi di analisi finalizzate a differenti concetti di sicurezza. Per quanto riguarda la sicurezza sismica globale della costruzione si è fatto uso di un'analisi dinamica modale di tipo lineare con spettro di risposta nella quale sono stati presi in considerazione i primi 100 modi naturali, con una massa eccitata maggiore dell'85% di quella presente nell'edificio. La sovrapposizione dei modi per il calcolo di sollecitazioni e spostamenti complessivi è stata effettuata adottando una combinazione quadratica completa. A tal fine per il fattore di smorzamento si è adottato:  $\xi = 10\%$ .

Si riportano l'immagine del primo modo di vibrare dei risultati dell'analisi modale condotta sul modello a vincoli rigidi.

È stata eseguita anche una seconda analisi di tipo statico equivalente applicando le forze inerziali orizzontali ai singoli elementi costruttivi. Tale seconda analisi ha permesso di determinare lo stato locale in direzione ortogonale alle pareti e di valutare la sicurezza nei

confronti di collassi parziali e meccanismi di ribaltamento locali.

### Descrizione dell'azione sismica

Gli spettri di accelerazione al suolo sono stati fissati in accordo all'OPCM 3431, considerando una categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione di tipo C. Pur nella considerazione della ridotta duttilità della muratura, avendo esaminato ed eliminato possibili modi fragili di collasso locale, appare tecnicamente corretto valutare l'azione sismica di progetto  $S_d(T)$  per lo stato limite ultimo a partire dallo spettro di risposta elastico modificato per gli effetti anelatici per mezzo del fattore di comportamento  $q$ . In accordo ai concetti di base del comportamento sismico delle strutture in muratura, si è considerato più duttile il meccanismo di collasso che corrisponde a fessurazione e rotazione al piede delle pareti nel proprio piano, rispetto a meccanismi simmetrici che comportano la deformazione delle volte di copertura. Pertanto nel primo caso si è considerato un valore di  $q$  pari a 2,25 mentre per le azioni verticali  $q$  è stato posto pari a 1,50.

Si ottiene quindi il seguente spettro di progetto in figura 12.

### Verifiche di sicurezza ed analisi del comportamento dell'edificio

La valutazione della sicurezza dell'edificio è stata effettuata mediante la verifica allo stato limite di danno ed allo stato limite ultimo, assumendo per il suolo di fondazione una accelerazione di picco  $a_g = 0,15 g$ .

Sono state considerate tre combinazioni di carico distinte, nelle quali ai massimi agenti in una direzione, sono stati sommati il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione:

- combinazione 1 (azione sismica lungo asse x principale)

$$1 \cdot (E_x + 0,3E_y + 0,3E_z) + G_K + 0,3Q_{K,esercizio} + 0,2Q_{L,neve}$$

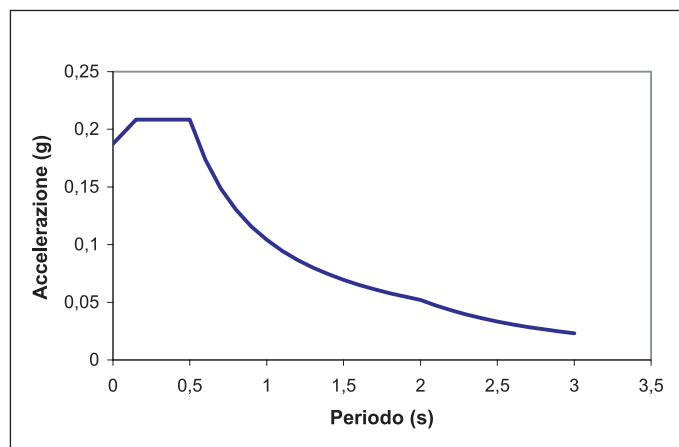


Fig. 12: Spettro di progetto delle accelerazioni orizzontale

- combinazione 2 (azione sismica lungo asse y principale)

$$1 \cdot (E_x + 0,3E_y + 0,3E_z) + G_k + 0,3Q_{k,esercizio} + 0,2Q_{k,arredo}$$

- combinazione 3 (azione sismica lungo asse verticale)

$$1 \cdot (E_x + 0,3E_y + 0,3E_z) + G_k + 0,3Q_{k,esercizio} + 0,2Q_{k,arredo}$$

Si sono considerate anche le seguenti combinazioni per le azioni verticali in condizioni non sismiche:

$$\gamma_G G_k + \gamma_Q \cdot \left[ Q_{ik} + \sum_{i=2}^n (\psi_{wi} Q_{ik}) \right]$$

Considerando che si tratta di una verifica a posteriori si considera la situazione di esercizio che nel nostro caso diventa:

$$G_k + Q_{k,esercizio} + Q_{k,arredo}$$

Tale combinazione è stata adottata soprattutto per mettere in luce la compatibilità delle spinte indotte dalle volte con il grado di sicurezza atteso.

Gli elementi murari verticali sono stati verificati a presso flessione, taglio e ribaltamento considerando un coefficiente di sicurezza sul materiale muratura  $\gamma_m = 2$  ed un fattore di confidenza  $FC = 1,35$ , conseguente all'assenza di valutazioni estese delle proprietà meccaniche dei materiali stessi.

Per ciascun elemento strutturale, e per ciascuna situazione di carico, il valore del coefficiente di sicurezza  $\gamma_i$  dell'elemento è stato definito come minimo tra i possibili meccanismi di rottura.

Per diversi elementi tale valore risulta essere inferiore a 1,0 e dunque si rende necessaria la progettazione di interventi di consolidamento. Tale miglioramento non è quasi mai ottenibile dalla sola applicazione di rinforzi sugli elementi più critici, ma più generalmente è necessario andare a correggere il comportamento globale della costruzione mediante interventi diffusi.

Si sono pertanto costruite, con un processo iterativo, le curve di variazione del valore percentuale di elementi a collasso e del coefficiente minimo di sicurezza, al variare della PGA di progetto.

Dall'esame della figura 14 Si evince che il valore di accelerazione di verifica per il complesso murario è assai lontano dal valore di progetto fissato dalla normativa. In particolare è interessante notare che esiste una relazione lineare inversa tra il numero di elementi al di là della soglia di collasso e l'accelerazione di picco assunta per il calcolo.

In conclusione il grado iniziale di sicurezza della chiesa appare basso in modo anomalo in conseguenza delle forti spinte alle quali è soggetto l'elemento 11A in conseguenza dei moti di torsione causati dall'irregolarità della pianta. Pur considerando che gli elementi con caratteristiche peggiori subiscono un intervento di consolidamento, il coefficiente di sicurezza rimane insufficiente in considerazione del non corretto comportamento dinamico della costruzione per effetto della flessibilità del coperto.

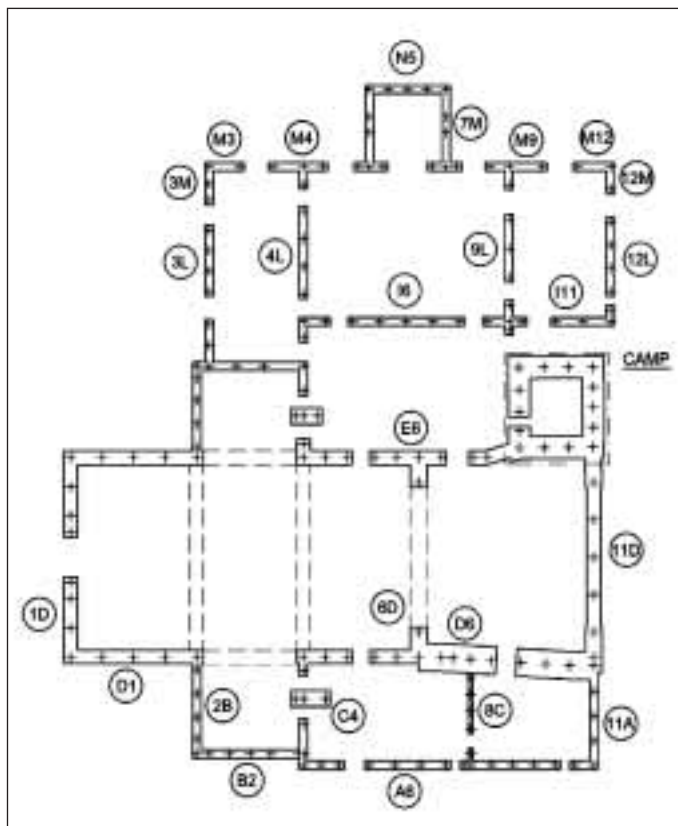


Fig. 13: Designazione in pianta degli elementi resistenti

Sono anche da segnalare numerosi pannelli murari per i quali la verifica a ribaltamento fuori del piano fornisce margini di sicurezza non accettabili.

Si deve pertanto concludere che l'insufficienza statica della chiesa non deriva da un unico problema ma dal concomitante effetto di una non corretta ripartizione delle forze sismiche, del ribaltamento di pareti prive di cordolo di sommità e di insufficiente resistenza a tagli di alcuni pannelli alla base della costruzione.

## INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DELLA CHIESA

Sulla struttura sono stati effettuati diversi interventi per migliorare il livello di sicurezza sismico:

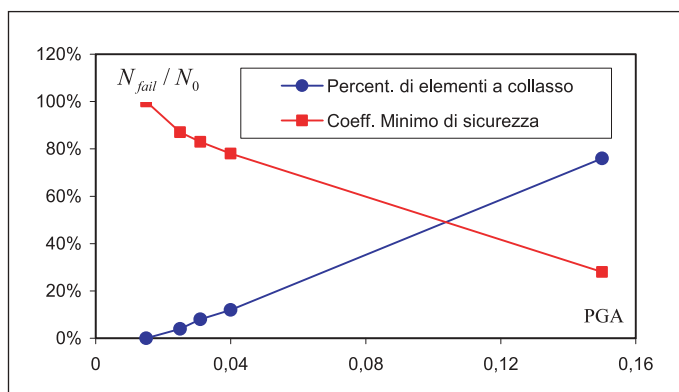


Fig. 14: Variazione del numero di elementi a collasso con il valore della PGA



- 1) *Irrigidimento del piano delle capriate mediante controventi* - Sono state introdotte nel piano delle capriate nuove travi in legno lamellare e crocette di tondino d'acciaio con tenditori in modo da realizzare una struttura rigida nei confronti delle azioni orizzontali e vincolare le pareti perimetrali.
- 2) *Consolidamento delle murature in corrispondenza delle finestre* - Sono stati realizzati dei rinforzi sul perimetro delle finestre utilizzando barre di C-FRP nelle parti rettilinee e strisce di tessuto da 400 g/m<sup>2</sup> nelle parti curvilinee; le barre sono state inserite nei corsi di malta e fissate mediante malte da restauro addizionate di resina epossidica.
- 3) *Consolidamento delle volte e delle cupole* - Al di sopra delle volte e delle cupole sono state fissate mediante resina epossidica, strisce di G-FRP larghe 150 mm, spessore 0,22 mm, a formare un reticolo di rinforzo.
- 4) *Spostamento e sostituzione di due catene esistenti* - Le catene delle cappelle laterali erano state disposte fuori del piano medio degli archi di entrata; le catene sono state rimosse e riposizionate nel piano medio.
- 5) *Cucitura degli angoli superiori della facciata anteriore* - La facciata anteriore presentava un basso coefficiente di sicurezza al ribaltamento; si è pertanto provveduto a realizzare cuciture mediante barre in FRP ad aderenza migliorata  $\varnothing$  10 mm, lunghezza 1200 mm.
- 6) *Ricucitura delle fessure delle volte* - Le fessure delle volte sono state consolidate mediante cuciture e scuci dei mattoni rotti, strisce di FRP spessore 0,22 mm, e barre in FRP  $\varnothing$  4 mm, allargano la zona di intervento a circa 1,0 m sui due lati della fessura.
- 7) *Adeguamento delle pareti principali* - Le pareti E6 e 2B, sono state adeguate al taglio di progetto mediante ricostruzione dei giunti di malta e inserzione di barre di C-FRP  $\varnothing$  4 mm ogni tre ricorsi di mattoni.
- 8) *Eliminazione delle spinte nella navata centrale* - La na-

vata centrale è stata vincolata trasversalmente mediante l'inserimento di due nuove catene in corrispondenza della cupola centrale

- 9) *Prevenzione del degrado della malta esposta a bagnatura* - Le pareti esterne della chiesa, per una altezza di 5 m dal piano di campagna, sono state soggette a manutenzione mediante ristilatura dei giunti di malta con calce pozzolanica priva di cemento allo scopo di impedire degrado atmosferico.
- 10) *Irrigidimento delle pareti della canonica sotto il campanile* - La parete di appoggio del campanile risultava fessurata dall'oscillazione del campanile. Si è proceduto ad eseguire un rinforzo in grado di assorbire le trazioni mediante cucitura delle zone fessurate con strisce di tenuta in FRP spessore 0,22 mm, di larghezza 250 mm

Si riportano di seguito i disegni e le foto degli interventi.

#### VALUTAZIONE QUANTITATIVA DEL MIGLIORAMENTO

Dallo studio comparato dello stato di fatto e dello stato di progetto si possono valutare quantitativamente i miglioramenti in termini di coefficiente di sicurezza medio e minimo della costruzione a seguito del completamento degli interventi previsti. Nelle successive figure vengono messi a raffronto i margini di sicurezza delle pareti rappresentate in pianta nella figura 11 indicando in celeste i valori dei coefficienti di sicurezza prima degli interventi e in viola quelli relativi allo stato successivo al consolidamento.

Nelle figure dalla 24a alla 26b sono posti a confronto sia i setti principali appartenenti al corpo della chiesa, sia quelli secondari compresi nei corpi legati alla chiesa stessa.

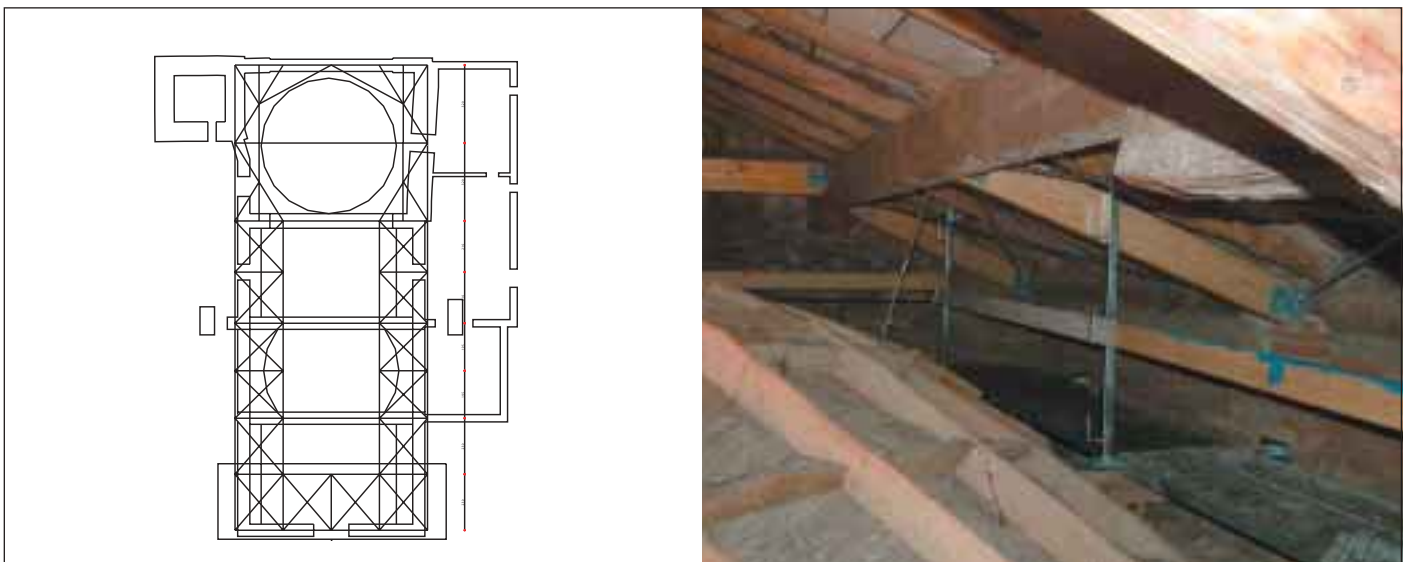


Fig. 15: Intervento 1: realizzazione di una struttura reticolare in legno lamellare e tiranti nel piano delle capriate; si notino le connessioni a scarpa tra le nuove travi e le travi secondarie dell'ordito

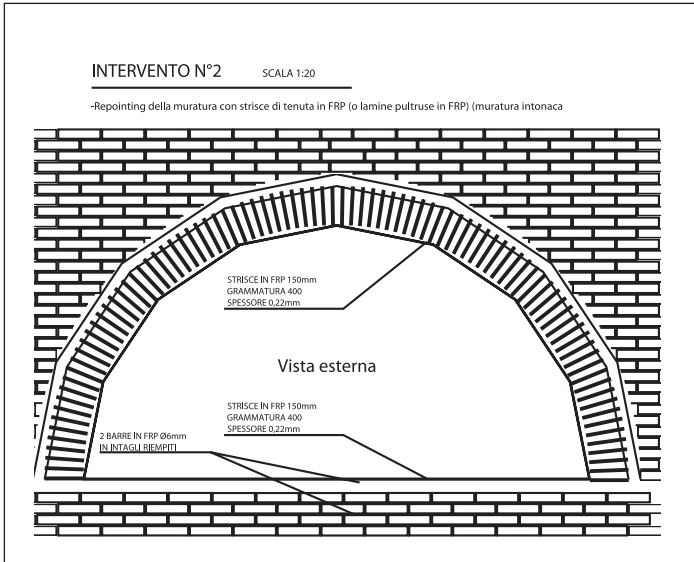


Fig. 16: Intervento 2: rinforzo del bordo delle aperture mediante barre di C-FRP inserite nei corsi sottostanti la finestra e tessuto nello stipite curvo superiore

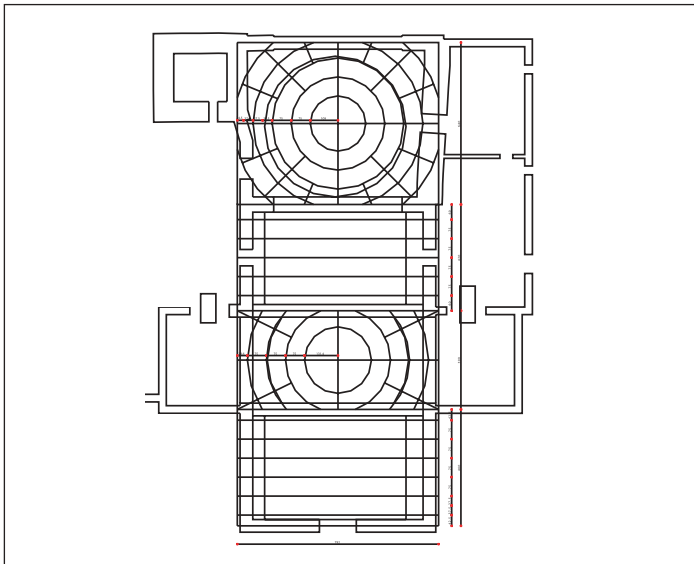


Fig. 17: Intervento 3: rinforzo delle volte e delle cupole mediante realizzazione di una rete di strisce di G-FRP secondo meridiani e paralleli

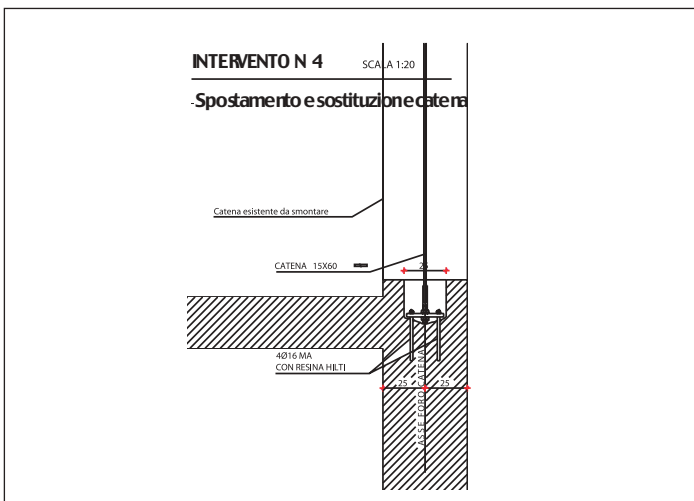


Fig. 18: Intervento 4: Spostamento e sostituzione di catene con inserimento di nuove barre allo scopo di allineare gli assi dei vincoli e di introdurre quelli mancanti

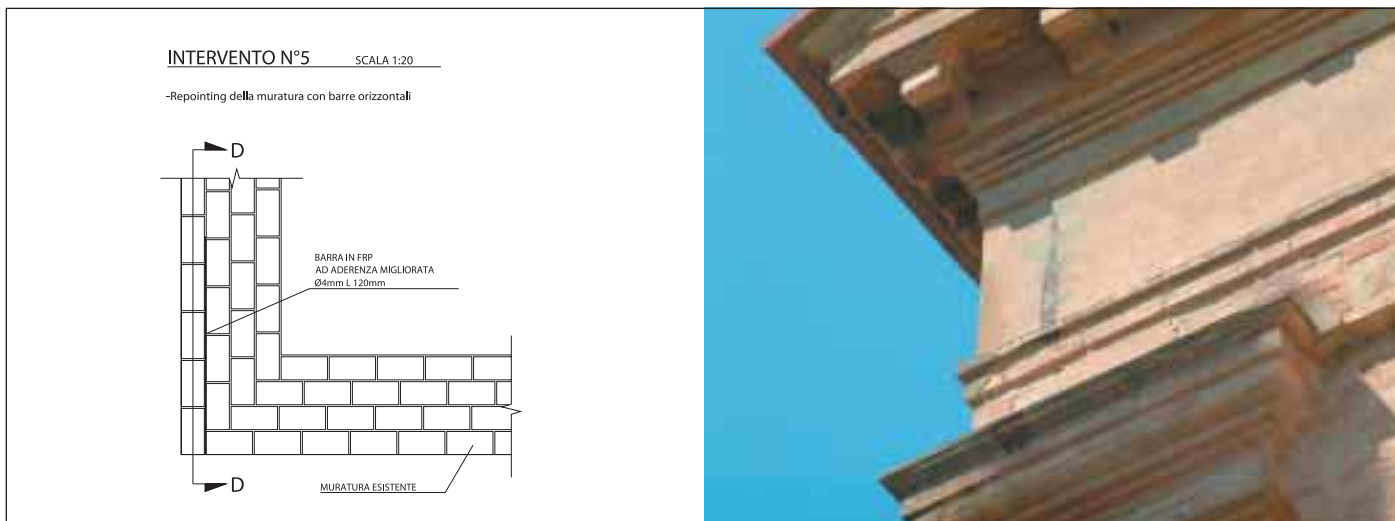


Fig. 19: Intervento 5: fissaggio dello spigolo superiore della facciata principale allo scopo di ridurre la vulnerabilità nei confronti del ribaltamento attorno al piede

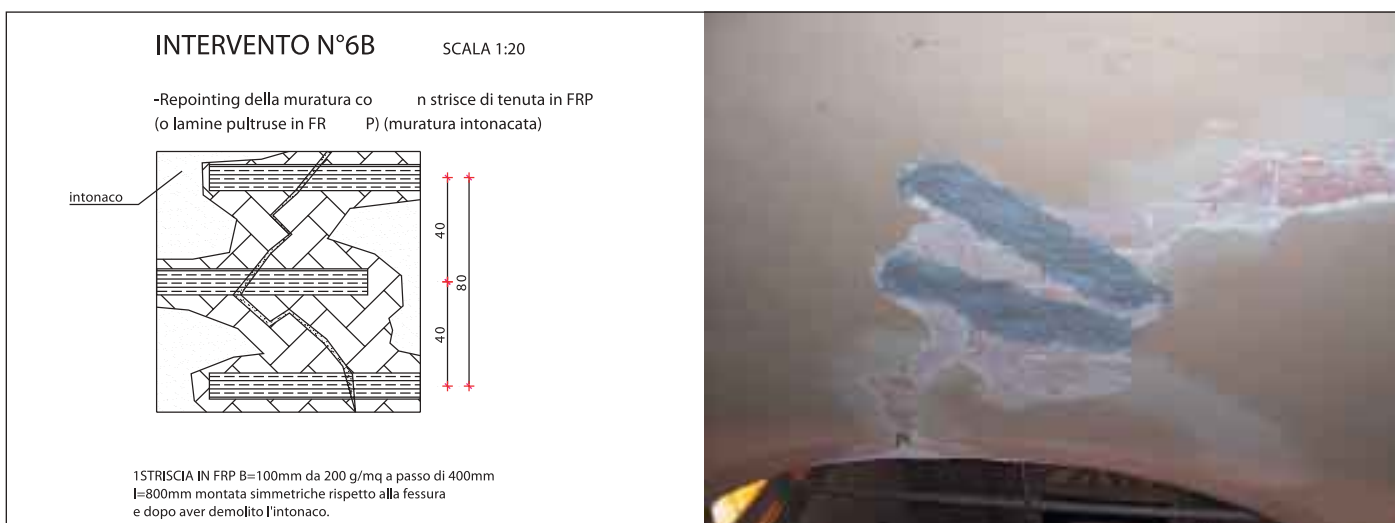


Fig. 20: Intervento 6: cucitura dei lembi delle fessure mediante scuci e cucii dei mattoni rotti e armatura con strisce di FRP ortogonale alla lesione

Una volta quindi effettuati gli interventi di miglioramento sulla porzione di chiesa centrale, si ha un livello di sicurezza per la maggior parte dei casi pari a 1,0 per tutte le verifiche di resistenza nel piano del pannello. Rimangono ancora alcune pareti le cui verifiche non sono pienamente soddisfatte ma le verifiche forniscono comunque un margine di sicurezza accettabile in relazione alla grossolana modellazione effettuata dell'effetto di vincolo in sommità realizzato dalle coperture e dai piani interni.

## CONCLUSIONI

Nella presentazione degli interventi eseguiti recentemente presso la Chiesa di S. Martino in Casola si sono evidenziati i percorsi seguiti per condurre le verifiche di sicurezza e per definire gli interventi atti a innalzare i margini di sicurezza degli elementi strutturali inizialmente insufficienti.

La procedura indicata si basa sull'analisi parametrica del grado di sicurezza fornito dai vari formati di verifica in funzione del livello di PGA assunto per la verifica. Dall'analisi comparata dei comportamenti e dalla loro variazione con la PGA è possibile definire una strategia ottimale che porti sia il valore medio del coefficiente di sicurezza, sia il suo valore minimo, al di sopra di soglie ritenute necessarie per l'edificio.

L'illustrazione delle tecniche di consolidamento adottate ha permesso di evidenziare la correlazione tra interventi di correzione del comportamento globale, generalmente finalizzati ad incrementare la monoliticità della costruzione, e interventi di correzione della resistenza locale, nel caso in esame principalmente tesi a ridurre il pericolo di ribaltamento rigido delle pareti e di delle volte murarie.

Sono stati illustrati in dettaglio anche i criteri di individuazione della patologia che ha prodotto l'estesa rete di lesioni rilevata nella chiesa, e la sua eliminazione attraverso il risarcimento locale della tessitura muraria allo

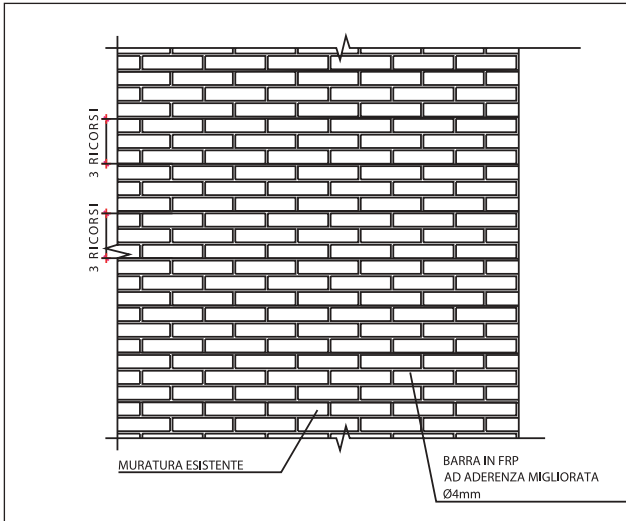


Fig. 21: Intervento 8: repointing dei giunti di malta con inserimento di armature a taglio costituite da barre Ø 4 mm in C-FRP



Fig. 22: Intervento 9: manutenzione della malta danneggiata da bagnatura e gelo – disgelo mediante ristilatura con malta di calce pozzolanica esente da alcali



Fig. 23: Intervento 10: adeguamento mediante strisce di C-FRP della parete della canonica soggetta a trazione per effetto dell'oscillazione delle campane

scopo di eliminare le singolarità locali causate dalle zone indebolite dalle lesioni.

## RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano il sig. Ennio Boldrini della ditta Gemmalpe Sas di Roncoscaglia (MO), il geom. Alessandro Battaglia della ditta Resintec S.r.l. di

Calderara di Reno per la preziosa collaborazione prestata e per la scrupolosa esecuzione dei lavori e si ringrazia inoltre l'Ing. Nicola Cosentino per la realizzazione dell'indagine sperimentale sul campanile e la messa a disposizione dei dati inerenti a tale prova.

Un ringraziamento va anche alla comunità Parrocchiale di S. Martino in Casola che ha con entusiasmo finanziato la maggior parte dei lavori di consolidamento illustrati.

Un ringraziamento all'Ing. Emanuele Cagnacci per la realizzazione del modello ad elementi finiti.

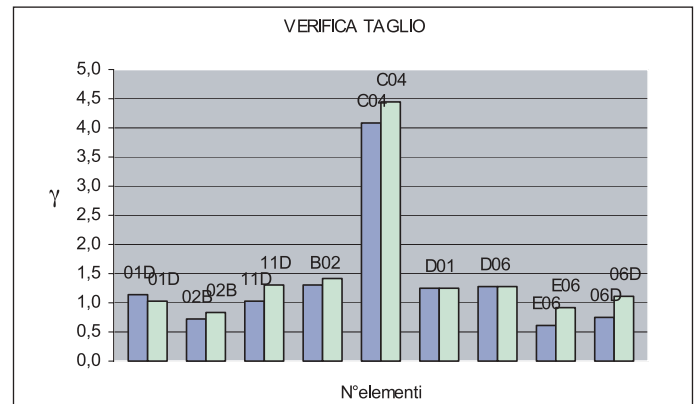


Fig. 24.a: Verifica a taglio delle pareti principali della chiesa (azzurro stato iniziale, verde stato consolidato)

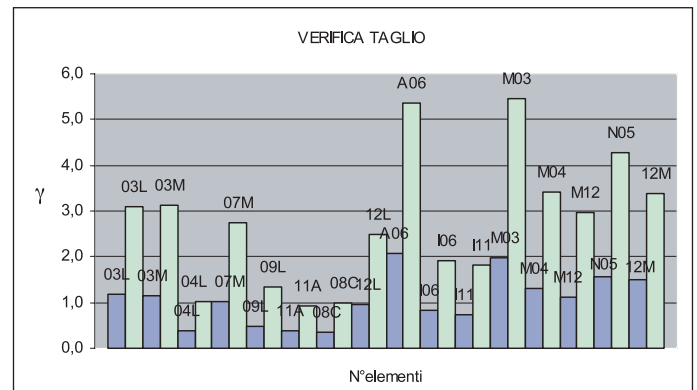


Fig. 24.b: Verifica a taglio delle pareti dei corpi aggiunti (azzurro stato iniziale, verde stato consolidato)

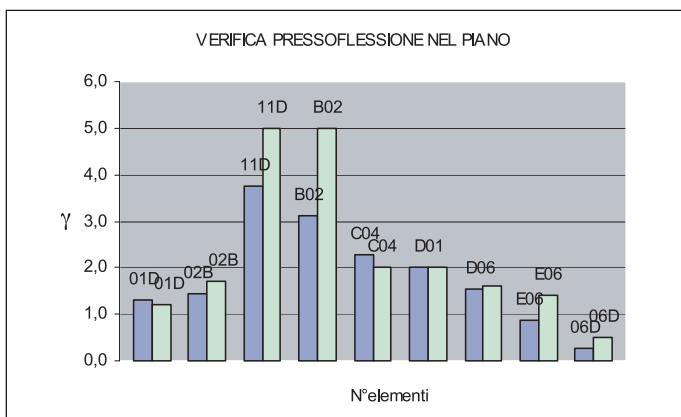


Fig. 25.a: Verifica a presso flessione delle pareti principali della chiesa (azzurro stato iniziale, verde stato consolidato)

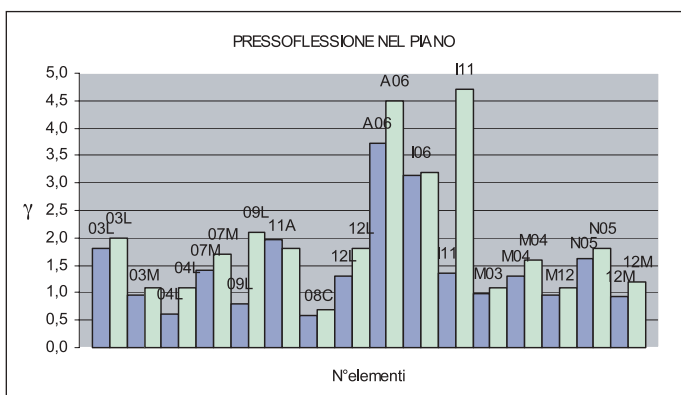


Fig. 25.b: Verifica a presso flessione delle pareti dei corpi agiunti (azzurro stato iniziale, verde stato consolidato)

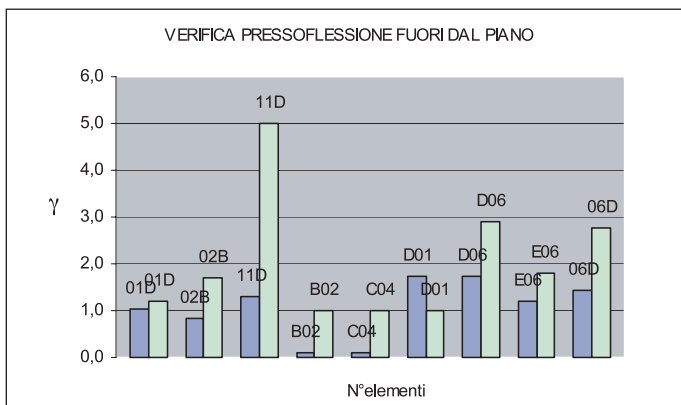


Fig. 26.a: Verifica a ribaltamento fuori del piano delle pareti principali della chiesa (azzurro stato iniziale, verde stato consolidato)

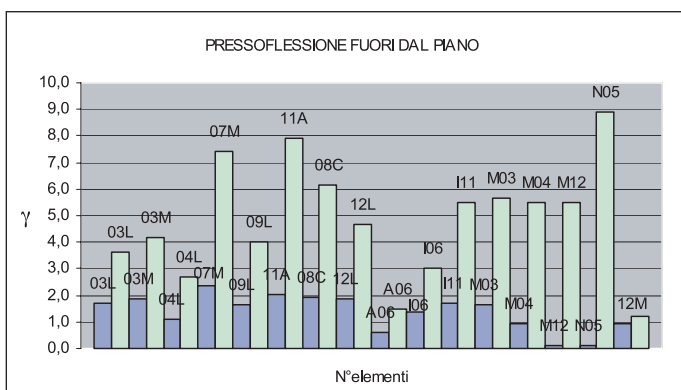


Fig. 26.b: Verifica a ribaltamento fuori del piano delle pareti dei corpi secondari (azzurro stato iniziale, verde stato consolidato)

## BIBLIOGRAFIA

Ordinanza n. 3431 del 3/5/2005 della Presidenza del Consiglio dei Ministri "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", pubblicata sul supplemento ordinario 72 alla gazzetta ufficiale n° 105 del 8 maggio 2003.

Eurocodice 8 - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture".

CNR, DT 200-2004, *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures*, Roma, 2004

Magenes G., Bolognini D., Braggio C., *Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura*, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dei Terremoti, Roma, 2000.

Augusti N. *Il calcolo sismico degli edifici in muratura*, UTET Università, 2004

Iacobelli F. *Progetto e verifica delle costruzioni in muratura in zona sismica*, EPC LIBRI s.r.l., 2003

## SCHEDA LAVORI

In perfetto accordo con quanto previsto dagli **studi di vulnerabilità sismica degli edifici pubblici, strategici e di culto e dalle linee guida per gli interventi di riparazione del danno e miglioramento sismico per gli edifici di culto e monumentali** si è proceduto alle seguenti opere:

- Rinforzo delle teste delle capriate, effettuato tramite solidarizzazione dei nodi puntone-tirante in appoggio con barre di vetroresina posizionate attraverso i nodi

- Rinforzo delle capriate realizzato attraverso l'utilizzo di staffature metalliche in corrispondenza dei nodi fra i vari elementi

- Realizzazione di cordolo in legno con tirantature in catene di acciaio

- Sistema di tenditura a molle per la pendinatura della volta in arelle e gesso

- Rinforzo dei paramenti murari mediante la tecnica del giunto orizzontale armato in CFRP

- Rinforzo delle forometrie mediante tessuti unidirezionali in fibra di carbonio ad alta resistenza

- Rinforzo delle volte in laterizio, mediante tessuti unidirezionali in fibra di carbonio ad alta resistenza CFRP

- Fornitura e posa in opera di catene in acciaio per gli archi con sistema di tenditura a scomparsa

- Sondaggio, mappatura e consolidamento degli intonaci

- Riparazione a cuciture e scuci di lesioni murarie su muri gravemente lesionati e cuciture armate di lesioni strutturali

- Stuccatura dei giunti di muratura di mattoni o pietra con malta compatibile

- Trattamento delle strutture portanti lignee per la protezione del legno dalla aggressione di funghi ed insetti xilofagi (tarlo, capricorno, lyctus, syrex)

- Restauro e riparazione dei tinteggi e delle decorazioni interne, fissaggio con latte di calce e patinature in tono cromatico