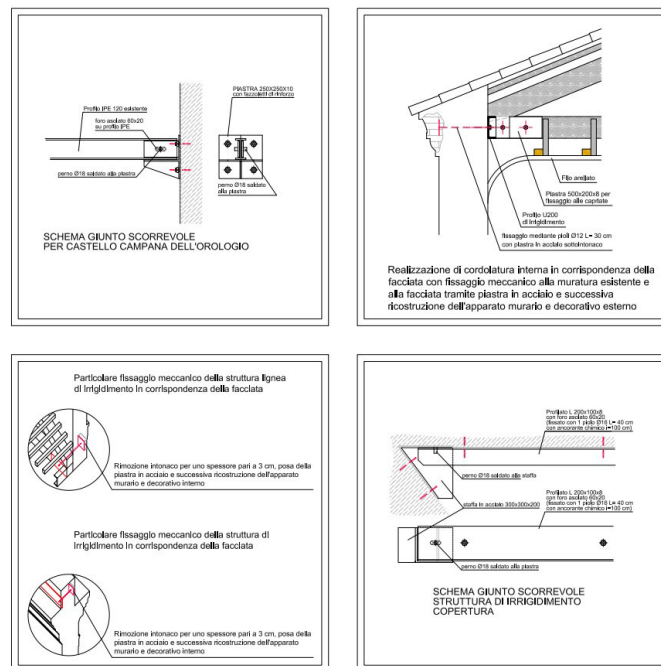


Metodologie esplicative di analisi dei meccanismi di collasso post sisma delle facciate delle chiese: individuazione e schematizzazione degli interventi di consolidamento e riduzione della vulnerabilità sismica



Massimiliano Furini

Relatore: Prof. Antonella Cecchi

Venezia, 2019-2021

Indice

1. Introduzione	Pag. 3
2. Il percorso della conoscenza	Pag. 8
2.1. Chiesa della Beata Vergine del Carmine: la descrizione dell'edificio	Pag. 11
2.1.1. Analisi storico critica	Pag. 11
2.1.2. Il rilievo geometrico	Pag. 12
2.1.3. Il rilievo materico	Pag. 13
2.1.4. Il rilievo dei danni	Pag. 15
2.1.5. La conoscenza del sottosuolo	Pag. 18
2.2. Chiesa di San Antonino Martire: la descrizione dell'edificio	Pag. 21
2.2.1. Analisi storico critica	Pag. 21
2.2.2. Il rilievo geometrico	Pag. 26
2.2.3. Il rilievo materico	Pag. 28
2.2.4. Il rilievo dei danni	Pag. 31
2.2.5. La conoscenza del sottosuolo	Pag. 35
2.3. Chiesa di San Rocco Confessore	Pag. 39
2.3.1. Analisi storico critica	Pag. 39
2.3.2. Il rilievo geometrico	Pag. 41
2.3.3. Il rilievo materico	Pag. 42
2.3.4. Il rilievo dei danni	Pag. 44
2.3.5. La conoscenza del sottosuolo	Pag. 47
3. Metodo speditivo semplificato per valutazione della sicurezza sismica di facciate di chiese in muratura - Simplified Speed Seismic assessment of masonry church FACade (S3FAC)	Pag. 51
3.1. Definizione dei meccanismi di collasso e delle variabili considerate	Pag. 52
3.1.2. Analisi cinematica per la valutazione del moltiplicatore di attivazione dei meccanismi di collasso M1 e M2	Pag. 53
3.1.3. Meccanismo di collasso M3 nel piano della facciata	Pag. 63
3.1.4. Le variabili considerate nel metodo	Pag. 64
3.2. Problematiche generali nella modellazione agli elementi finiti di edifici in muratura	Pag. 66
3.3. Applicazione del metodo agli edifici casi studio e risultati	Pag. 69
3.3.1. Oratorio del Carmine a Ficarolo (RO)	Pag. 69
3.3.2. Chiesa di San Antonino martire a Ficarolo (RO)	Pag. 75

3.3.3. Chiesa di San Rocco a Calto (RO)	Pag. 79
4. Gli interventi standard proposti	Pag. 86
4.1. Chiesa della Beata Vergine del Carmine	Pag. 86
4.2. Chiesa di San Antonino Martire	Pag. 87
4.3. Chiesa di San Rocco Confessore	Pag. 90
4.4. Il caso specifico della Chiesa di San Antonino Martire dove il riutilizzo di elementi estranei, come le putrelle che sorreggono la campana dell'orologio, quale elemento di miglioramento sismico del timpano	Pag. 95
4.5. L'intervento di miglioramento sismico della facciata suddiviso su tre livelli caratterizzati da tecniche differenziate	Pag. 95
4.6. Intervento di miglioramento sismico degli archi	Pag. 96
5. Conclusioni	Pag. 97
6. Bibliografia	Pag. 99

Metodologie esplicative di analisi dei meccanismi di collasso post sisma delle facciate di edifici di culto: individuazione e schematizzazione degli interventi di consolidamento e riduzione della vulnerabilità sismica

1. Introduzione

Gli eventi sismici che si sono verificati sul territorio nazionale negli ultimi anni hanno evidenziato la congenita fragilità del nostro tessuto edificatorio storicamente realizzato con materiali e tecniche costruttive che non resistono adeguatamente alle azioni sismiche. Qualsiasi tipo di intervento di riduzione della vulnerabilità sismica presuppone una conoscenza approfondita del manufatto su cui si intende intervenire: sotto il profilo storico, architettonico, tipologico, strutturale e materico (Doglioni, Moretti, Petrini, 1994). Tale percorso schematizzato e ricorrente è da anni confermato e convalidato in tutti gli studi sul tema che ciclicamente riaffiorano a ogni scossa di terremoto significativa che “scuote” il nostro Paese (Cifani, Lemme, Podestà, 2005). I criteri e le metodologie di analisi ad oggi utilizzate, seppur applicate per numerosi anni con buoni risultati, in talune situazioni si sono dimostrate inadeguate e troppo semplicistiche rispetto ai problemi di cui si chiede una soluzione. A tal riguardo, la determinazione della risposta strutturale di un edificio in ambito anelastico, può essere studiata mediante metodi di analisi elastici con un risultato finale “approssimativo”. Tale scelta, se è comoda per alcuni aspetti, usualmente non consente di determinare e di prevedere quale sia il reale comportamento della struttura fuori dal campo elastico, di conoscere quali siano ad esempio, le reali riserve di sicurezza rispetto al collasso, piuttosto che la capacità di deformarsi plasticamente o ancora prevedere un possibile meccanismo di collasso. A tal riguardo le metodologie a oggi presenti per la definizione di un criterio di intervento da realizzarsi nell'immediato post-sisma appaiono troppo superficiali e in alcuni casi anche fuorvianti (Podestà, 2012).

Entrando nel tema, ossia riuscire oggi a progettare e verificare interventi risolutivi e migliorativi post-sisma, risulta estremamente difficoltoso e con tempistiche improbabili. Esempio esplicativo la situazione del centro Italia a seguito del sisma dell'ottobre del 2016 dove, per tutta una serie di valutazioni e priorità, ancora oggi quasi tutti gli edifici di culto non sono oggetto di studio propedeutico alla progettazione.

Riportando il risultato prodotto in seguito al sisma dell'Abruzzo del 2009 dal Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco, Nucleo Coordinamento Opere Provvisionali in collaborazione con l'Università di Udine (Dipartimento di Chimica Fisica e Ambiente), i quali hanno redatto un prontuario di facile impiego: Vademecum Stop – schede tecniche delle opere provvisionali per la messa in sicurezza post-sisma. Un lavoro di sintesi tra l'esperienza maturata sul campo dal personale Vigil Fuoco per la salvaguardia del patrimonio monumentale e le competenze scientifiche che hanno profuso delle schede unificate per la realizzazione di opere provvisionali. Metodologie applicative immediate per

interventi d'urgenza supportate dal calcolo matematico. Casistiche tipo da applicarsi a un vasto elenco di dissesti che si possono verificare e rilevare a seguito di un sisma riducendo fundamentalmente i tempi di intervento e spesso evitando il collasso dell'edificio stesso (AA.VV., INAIL 2011).

A questo punto una riflessione è d'obbligo. Perché non tradurre tale esperienza anche nel campo della progettazione post-sisma degli interventi alle facciate delle chiese con un occhio di riguardo agli interventi da prevedere per il miglioramento sismico di tali elementi?

Tali valutazioni di intervento, definite come "casi limite" tenendo conto di una serie di possibili variabili individuate a seguito delle analisi edificatoria e materica effettuata su casi reali, possono portare a una drastica riduzione delle tempistiche per i rilievi, di difficile realizzazione durante lo sciame sismico, nonché a una progettazione puntuale e immediata riducendo i costi di recupero del Bene Culturale¹ (Beolchini, Milano, Antonacci, 2005).

Infatti, allo stato attuale, nella pratica professionale progettuale solitamente si fa uso di un solo modello di calcolo e in tale modello non si introducono le possibili incertezze legate alla definizione di dettagli costruttivi o di parametri geometrici che dovrebbe invece comparire come variabili (Milani, Valente, 2015). Ad esempio usuali interventi sulle facciate che introducono fonti di incertezze possono essere ricondotti alla seguente casistica: sopraelevazione della facciata, modifica nel tempo di posizione o dimensione delle aperture nella facciata, scarsa o assenza di connessione tra porzioni della facciata realizzati in periodi diversi, modifiche alla facciata realizzate con materiali diversi da quelli dell'impianto originario, definizione di spessori strutturali spesso

¹ Con riferimento al terremoto del 2012, e agli edifici di culto colpiti nella Provincia di Rovigo (foto 1), mettendo a confronto i dati sugli importi per il ripristino e il miglioramento sismico localizzato e funzionale alla fruizione del Bene, forniti dalla allora Soprintendenza per i Beni Architettonici e Paesaggistici per le Province di VR, RO e VI, (pubblicati nel volume *Un anno dopo il sisma: la salvaguardia e gli interventi sul patrimonio storico – architettonico in Polesine, a cura di Massimiliano Furini, pagg. 23,24,25 edito dalla Nuovecarte (Fe) 2014*), e gli importi a consuntivo a lavori ultimati, in evidenza nelle Ordinanze Commissariali per l'erogazione del contributo a fondo perduto, risulta evidente che l'approccio al rilievo del danno e la sua quantificazione economica per equiparazione di casi simili ha un forte limite. I dati su i tre edifici più colpiti sono un esempio inequivocabile. Prendendo come parametro il costo complessivo degli interventi previsti, frutto dell'espressione dei quadri economici generali pre intervento, prodotti dalla comparazione, e post intervento, prodotti da dati reali e oggettivi, la differenza è significativa. Per la Chiesa di San Rocco Confessore a Calto l'importo stimato era di € 1.850.000 contro un importo reale sostenuto di € 946.875,95. Per l'Oratorio della B.V. del Carmine a Ficarolo l'importo stimato era di € 310.000,00 contro un importo reale sostenuto di € 96.134,50. Per la chiesa di San Antonino Martire di Ficarolo l'importo stimato era di € 2.950.000,00 contro un importo reale sostenuto di € 1.041.601,31. La proporzione varia da un rapporto 2 a 1 a un rapporto 3 a 1.

diversi dagli spessori architettonici per la presenza di elementi di abbellimento o fregio, elementi della copertura o delle capriate che possono avere lunghezze di appoggio molto diverse tra di loro. In sintesi però, nel percorso progettuale che fa uso di un solo modello geometrico si calibreranno gli interventi sulla base di uno scenario che può essere troppo conservativo o all'opposto poco conservativo. La risposta a questa domanda però non è nota a priori e non è sempre la stessa.

La presente tesi analizza tre edifici di culto della Provincia di Rovigo inseriti nel cratere sismico del terremoto del 20 maggio 2012: la chiesa di San Antonino Martire e l'Oratorio della Beata Vergine del Carmine a Ficarolo e la chiesa di San Rocco Confessore a Calto. Le tre chiese, tra le più danneggiate del Polesine e chiuse per inagibilità fino alla conclusione delle opere di consolidamento e miglioramento sismico, hanno caratteristiche planimetriche completamente differenti tra loro ma accumulate da fattori territoriali, ambientali ed edificatori simili.

Situate a poche centinaia di metri dall'alveo del Po, inserite in un contesto urbano di ampio respiro se pur contestualizzate quale punto focale del centro storico, sono state costruite con tecnica muraria tradizionale, utilizzando mattoni in laterizio a due o più teste e orizzontamenti e coperture in travi di legno con orditure più o meno complesse. San Antonino Martire si presenta con una pianta centrale ellittica posta all'interno di una doppia struttura muraria che, come una camera, alloggia camminamenti a più livelli fino all'imposta del secondo ordine edificatorio. Imponente e solenne l'impatto del suo volume interno. L'Oratorio della B.V. del Carmine si identifica con forme semplici e regolari inserite in una dimensione rettangolare di base. Di sviluppo modesto il suo volume è riconducibile alla semplice doppia altezza. San Rocco Confessore si sviluppa attraverso la più classica delle piante a tre navate scandite da pilastri e archi a tutto tondo. Il suo volume rientra nel complesso in una casistica standard individuabile nella maggior parte dei luoghi di culto italiani. Se pur apparentemente molto differenti l'uno dall'altro, i tre edifici sono accumulati dall'assenza di una capriata di copertura di partenza addossata al retro facciata lasciando proprio a quest'ultima il compito di sorreggere i carichi propri e gli accidentali di una parte della copertura a mezzo di orditure secondarie o addirittura terziarie appoggiate per appena 10 cm sul muro prospettico.

Questo sistema costruttivo di una criticità assoluta rende molto vulnerabili le facciate alle azioni del terremoto, specialmente rispetto al moto ondulatorio che può causare l'innescò del fenomeno di dissesto per ribaltamento del timpano e in maniera consequenziale del secondo ordine con rovina dell'intera facciata.

Partendo dalle informazioni disponibili sulle tre facciate dei tre edifici sopra descritti, obiettivo della presente tesi è quello di proporre un metodo speditivo semplificato da utilizzare per la valutazione della sicurezza sismica di facciate di chiese esistenti in muratura. Il metodo è semplificato in quanto considera tre possibili meccanismi di collasso della facciata, ossia: ribaltamento della facciata come corpo rigido, meccanismo di ribaltamento della sommità della facciata e meccanismi di collasso a taglio nel piano della facciata. Il metodo è speditivo perché necessita di raccogliere in

sito poche informazioni di natura geometrica-costruttiva ritenute “variabili”. A queste variabili sono attribuiti diversi possibili valori e sulla base della combinazione dei diversi valori delle variabili si genera una matrice di combinazione in grado di dare un range di valori (un massimo e un minimo) dell’accelerazione di collasso per ciascun meccanismo.

Partendo dai contenuti espressi nel D.P.C.M. 9 febbraio 2011 - Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008 - , e nello specifico con riferimento ai contenuti del Capitolo 4, passando per la definizione del “livello di conoscenza e fattore di confidenza” e successiva verifica e definizione dello Stato limite di Collasso (SLC), si è proceduto nel presente lavoro alla valutazione della accelerazione che porta al collasso della facciata per un vasto dataset di possibili combinazioni, arrivando a definire un range di valori di accelerazione di collasso, utili per il calcolo della sicurezza strutturale delle facciate (D.P.C.M. 09/02/2011).

Ovviamente, considerando l’accelerazione di collasso più bassa che si ottiene dai tre meccanismi si ha una stima del limite inferiore dell’accelerazione che porta al collasso la facciata. Considerando il valore più elevato si ha la stima del valore dell’accelerazione di collasso più elevata. Identificati i valori estremi (il valore della massima e minima accelerazione di collasso della facciata) si possono prevedere i diversi interventi di progettazione nei diversi scenari. Tali scenari di progettazione possono essere utilizzati per definire la forbice di valori economici, da un importo massimo ad un importo minimo, necessari per la realizzazione dei diversi tipi di intervento. I tre meccanismi di collasso della facciata, previsti dalle Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale (AA.VV., MIBAC, 2007) sono rappresentativi di un gran numero di casi realmente accaduti di facciate di chiese danneggiate durante un evento sismico.

Il metodo considera un approccio livello di valutazione LV2 (come descritto nel D.P.C.M. 9 febbraio 2011) e fa riferimento nello specifico a meccanismi di collasso di singolo elemento, nello specifico il macroelemento facciata della chiesa.

Fondamentale il rilievo, la conoscenza materica e la connessione con la facciata di tutti quegli elementi decorativi minori come i pinnacoli, le croci, le statue, ecc. se pur ininfluenti con la loro massa alla deformazione degli alzati resta fondamentale il loro studio. Sono solitamente costituiti da marmi o pietre tufacee alquanto fragili, e sono quindi i primi elementi a danneggiarsi e a volte a collassare provocando danni per caduta a cose e persone. La loro valutazione verrà considerata come si affrontano gli “elementi non strutturali di alto valore” in edifici produttivi o come “il patrimonio culturale di opere mobili” contenuti nelle sedi museali già studiati e divulgati da testi scientifici.

Risultato atteso dello studio sarà l’individuazione pertanto di “casi limite” e di una metodologia operativa che consentirà la stima della accelerazione di collasso di una facciata di una chiesa senza la necessita di studi e rilievi approfonditi.

Successivamente, dall'analisi delle variazioni ottenute per i valori delle accelerazioni di collasso al modificarsi di una variabile geometrica o materica, si può ottenere la gerarchia delle variabili e metterle in ordine di importanza in termini progettuali, perché capaci di spostare di più o di meno il valore di accelerazione di collasso. Questo poi ha senso se lo si fa su diversi casi studio per avere un po' di rappresentatività. Capire quali sono le variabili che hanno il peso maggiore nel modificare l'accelerazione di collasso è informazione assai utile in fase progettuale perché in questo modo si possono guidare le prove di conoscenza e andare ad investigare con maggior dettaglio quei parametri che sono capaci di spostare di molto il valore dell'accelerazione di collasso e al contempo portare a scegliere di non fare le prove poco utili ai fini progettuali.

Tale informazione potrà essere utilmente usate per la definizione di una proposta di intervento immediata, normalmente realizzata a sciame esaurito, con una significativa riduzione delle spese iniziali e quantificazione dei costi di ricostruzione, ripristino e miglioramento della vulnerabilità sismica oggi desunti principalmente per similitudine e non su dati certi.

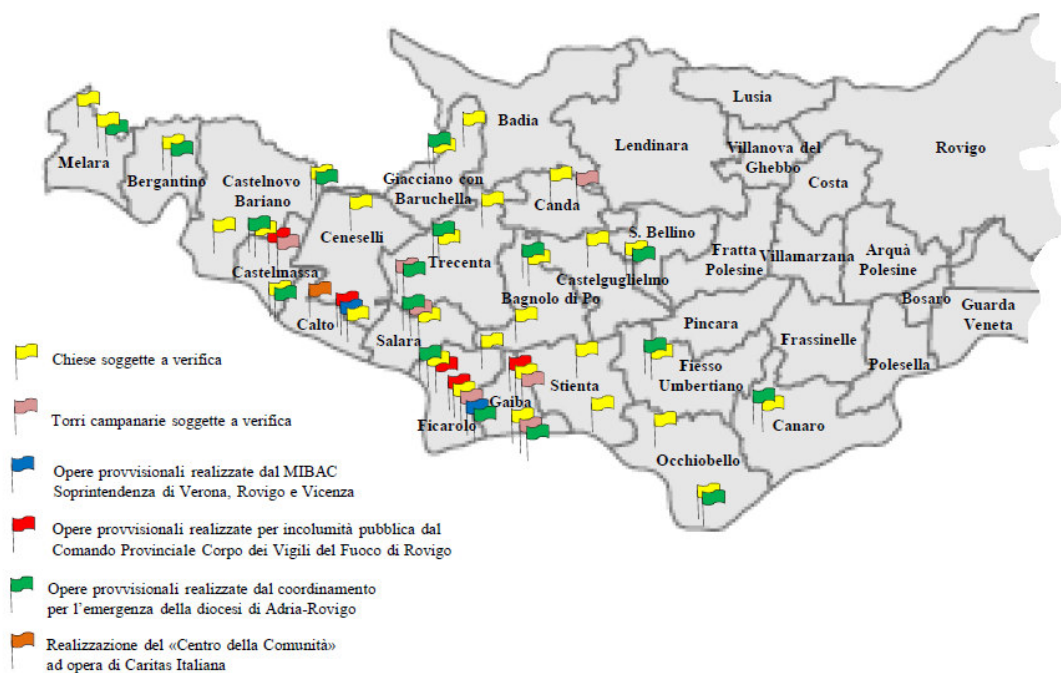


Figura n° 1. Alto Polesine di Rovigo: mappa delle verifiche effettuate e degli interventi di messa in sicurezza realizzati sugli edifici ecclesiastici colpiti a seguito del sisma 2012 (Furini Massimiliano, La Grafica 2013) .

2. Il percorso della conoscenza

La conoscenza della costruzione costituisce un presupposto fondamentale ai fini di una attendibile valutazione della sicurezza sismica dell'edificio. Nel dettaglio, partendo dalle “*Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale*”, MIBAC – Direzione Generale per i Beni Architettonici e Paesaggistici - 2007, il percorso può essere ricondotto alle seguenti attività:

- a) *l'identificazione della costruzione, la sua localizzazione in relazione a particolari aree di rischio, ed il rapporto della stessa con il contesto urbano circostante; l'analisi consiste in un primo rilievo schematico del manufatto e nell'identificazione di eventuali elementi di pregio (apparati decorativi fissi, beni artistici mobili) che possono condizionare il livello di rischio;*
- b) *il rilievo geometrico della costruzione nello stato attuale, inteso come completa descrizione stereometrica della fabbrica, compresi gli eventuali fenomeni fessurativi e deformativi;*
- c) *l'individuazione della evoluzione della fabbrica, intesa come sequenza delle fasi di trasformazione edilizia, dall'ipotetica configurazione originaria all'attuale;*
- d) *l'individuazione degli elementi costituenti l'organismo resistente, nell'accelerazione materica e costruttiva, con particolare attenzione rivolta alle tecniche di realizzazione, ai dettagli costruttivi ed alla connessione tra gli elementi;*
- e) *l'identificazione dei materiali, del loro stato di degrado, delle loro proprietà meccaniche;*
- f) *la conoscenza del sottosuolo e delle strutture di fondazione, con riferimento alle variazioni avvenute nel tempo ed ai relativi dissesti.*

Entrando nel merito della ricerca, condotta sulle tre chiese prese in esame, si procederà al loro studio puntuale passando nello specifico per i seguenti sottopunti di lavoro.

1) Analisi storico-critica: per una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è stato necessario ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dall'edificio, nonché gli eventi che lo hanno interessato.

2) Rilievo: per individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo presenti anche qualità e stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi, è stato condotto un rilievo accurato dell'immobile con l'obiettivo di individuare non solo gli elementi costituenti l'organismo resistente e la loro geometria, ma anche eventuali dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e degli eventuali meccanismi di danno. In particolare, il rilievo è stato basato su un insieme di procedure mirate alla conoscenza della geometria esterna delle strutture e dei dettagli costruttivi. Questi ultimi possono essere occultati alla vista e possono richiedere rilievi a campione e valutazioni estensive per analogia. Il rilievo è stato svolto in maniera quanto più completa e dettagliata possibile, con l'obiettivo di definire il modello strutturale necessario alla valutazione della sicurezza per le azioni prese in esame.

3) Caratterizzazione meccanica dei materiali: per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro eventuale degrado, ci si è basati sulla documentazione disponibile, su verifiche visive in situ. I valori delle resistenze meccaniche dei materiali, in assenza di opportune indagini sperimentali sono state ipotizzate e opportunamente ridotte considerando i fattori di confidenza e di sicurezza in accordo con quanto prescritto dal DM2018.

Prima di addentrarci nella definizione del quadro conoscitivo e degenerativo post sisma dei casi studio importante e indispensabile è la conoscenza geografica del luogo dove si ergono.

Il terremoto del 2012 ha esteso il suo cratere sismico oltre la sponda sinistra del fiume Po in area veneta interessando l'Alto Polesine della Provincia di Rovigo (foto n° 2). Territorio complesso che si sviluppa longitudinalmente tra due dei fiumi più importanti d'Italia: il Po e l'Adige. Di carattere alluvionale il terreno è caratterizzato da sub strati di soffice argilla confinando i banchi di sabbia a profondità medie tra i - 10/20 ml dal livello del mare. Le tre chiese prese in esame si trovano rispettivamente nei Comuni di Ficarolo e di Calto tra i più colpiti della provincia in quanto, in linea d'aria, i più vicini dall'epicentro della prima scossa del 20 maggio 2012 registrata nel comune di Finale Emilia (FE).

Importante è esprimere e sottolineare una considerazione oggettiva sul ruolo svolto dell'alveo del Po sulla riva veneta. Facendo una ricognizione visiva dei danni registrati nei paesi rivieraschi della Destra Po, sia dell'Emilia Romagna che della Lombardia, raffrontandoli con una effettiva consistenza edificatoria degli edifici colpiti, dal punto di vista storico e di conseguenza rispetto alle tecniche costruttive e dei materiali impiegati, sono evidenti categorie di danno superiori a quelle registrate in ambito Veneto. Se nelle aree di Destra Po mediamente anche le case unifamiliari, con una vita media edificatoria superiore ai 100 anni, hanno registrato danni significativi, nella Sinistra Po tali danni sono stati registrati principalmente sui Beni Ecclesiastici Religiosi, chiese e campanili. Edifici con una mole di raffronto importante rispetto alle semplici abitazioni.

La sensazione, non vi è una conoscenza scientifica che la dimostri, è che il banco di sabbia che costituisce il letto del fiume, posto all'incirca allo stesso livello del terreno abitativo (e pertanto con una quota superiore alla media registrata dalle prove penetrometriche effettuate in ambito edificatorio), abbia quasi attutito, se non allungato, l'onda sismica proveniente dalla sponda emiliana riducendone la gravità dei danni. Una sensazione che resta comunque confermata dalle perizie dei danni oggetto di risarcimento prodotte dalle aree che si sviluppano a cavallo del fiume e che denotano importi superiore nella Destra Po rispetto alla Sinistra Po.

Tali considerazioni aprono un nuovo fronte di studio, non riconducibile a questa tesi, che potrà comunque arricchire la conoscenza scientifica in caso di vulnerabilità sismica degli edifici storici.



Figura n° 2: localizzazione dei nuclei abitati di Ficarolo e Calto rispetto all'alveo del Po e ai confini geografici regionali.

2.1 Chiesa della Beata Vergine del Carmine: la descrizione dell'edificio

2.1.1. Analisi storico critica

Ben poco si conosce delle vicende costruttive e dell'arte della Chiesa dedicata alla Beata Vergine del Carmine in Ficarolo. Le uniche notizie sicure vengono tratte, e di seguito riportate, dal volume scritto da Francesco Ravelli, *Pagine storiche di Ficarolo*, Bologna Ed. Nicola Zanichelli, 1883.

"La bella chiesa del Carmine, proprietà degli eredi fu Sante Azzolini era anticamente un piccolo oratorio, il quale durante l'invasione Francese servì ad uso civile e militare. Nel 1808 venne restituito al culto e nel 1814 demolita dal proprietario, che sulla medesima area fabbricò un oratorio più capace e decente dove stava la seguente iscrizione:

D.O.M.
ERE ET PIETATE SANT.IS AZOLINI
A FUNDAMENTIS ERECTUM
PRO REPARANDO FOUENDOQ. CULTU
IN B.M.V. CARMEL
Anno 1814

In progresso di tempo pensando l'Azzolini che detto oratorio non fosse abbastanza degno della sua munificenza, edificò su quello la chiesa attuale, benedetta il 16 luglio 1842 dal vicario foraneo di Occhiobello, Pietro Suzzi arciprete di Stienta (...). E colla chiesa fabbricò anche il campanile, un po' goffo ma provveduto di quattro buonissime campane, fuse a Ficarolo nel 1838 dal Maestro Giovanni Franciosi.

L'edificio si sviluppa planimetricamente a pianta latina con l'inserimento laterale della torre campanaria a pianta quadrata e la piccola sacrestia, superfetazione di epoca più recente (foto 3). L'aula dei fedeli regolare e ripartita nelle pareti da coppie di paraste a tutt'altezza che sottendono la volta a botte ribassata frutto di controsoffittatura in arellato appesa alle capriate lignee di copertura. Divide l'aula dal presbiterio una leggera balaustra lapidea posta sul gradino che divide fisicamente la pavimentazione in cotto della prima e quella in marmo rosso e bianco del secondo. Le cantorie poste nelle braccia della pianta latina sono completamente in legno come pure il piccolo coro posto nel catino absidale. La facciata si presenta alta e snella a differenza del vicino campanile che è basso e tozzo. Disegnata da tre ordini superiori e coronata da la più classicheggiante trabeazione a timpano triangolare, è ripartita e impaginata da quattro lesene che si assottigliano verso l'alto e arricchite all'apice da pinnacoli riconducibili alla "meta" del foro Romano (figura 4). La chiesa è stata completamente restaurata, ultimando gli interventi realizzati dalla Soprintendenza negli anni '80, e riaperta al pubblico nell'aprile del 2011.

Nuovamente chiusa per inagibilità, a seguito dei fenomeni sismici del maggio 2012, e riaperta definitivamente al culto, a interventi di ripristino post sisma ultimati, il 01/07/2013.



Figura n° 3 facciata principale, veduta dall'alto

2.1.2. Il rilievo geometrico

Dal punto di vista dimensionale la chiesa si sviluppa in pianta con una lunghezza complessiva netta di 21,30 m per una larghezza del presbiterio di 11,60 m mentre quella dell'aula risulta di 7,90 m. L'altezza principale interna dell'aula, fino al soffitto in arellato, risulta essere di 9,40 m che si riduce a 9,20 m nel presbiterio e 7,90 m nel catino absidale. La facciata ha un'altezza complessiva nel punto di apice della trabeazione di 13,40 m, di 10,00 m nel punto di imposta della rastremazione architettonica di conclusione del secondo ordine con una larghezza complessiva di 8,70 m.



Figura n° 4 Rilievo geometrico e dei danni post sisma. Punti di ripresa fotografici con riferimento alle figure successive

2.1.3 Il rilievo materico

Nonostante i numerosi interventi di ristrutturazione/ampliamento subiti nel tempo, la tipologia strutturale resta omogenea e uniforme: murature portanti in mattoni di laterizio, con dimensioni standard, solai inclinati di copertura, e strutture di sostegno delle volte in arella, in travi di legno con orditura principale costituita da capriate semplici. Dallo studio della documentazione fotografica d'archivio, dei lavori di restauro complessivo del 2011 e quelli post sisma del 2013, che hanno interessato pesantemente gli intonaci liberando le pareti da quelli cementizi mettendo a nudo le tessiture murarie, si sono rilevati tutti i segni dell'evoluzione architettonica sia almetrica di facciata che planimetrica (figura 5).

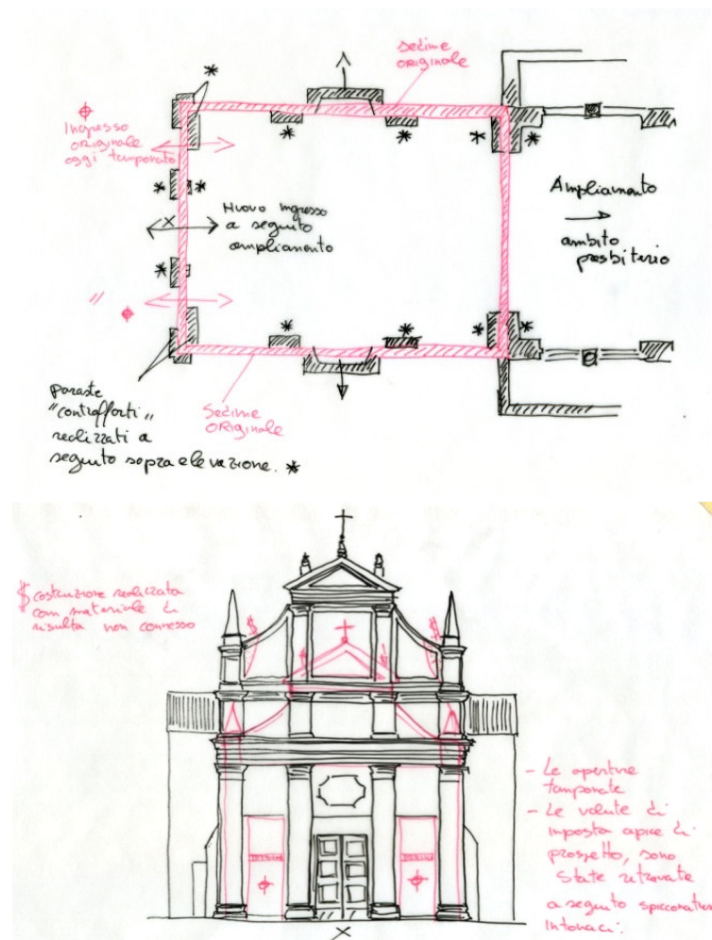


Figura n°5 schemi di analisi evolutiva architettonica planimetrica e di prospetto.

Il primo sedime si è potuto identificare nell'attuale aula dei fedeli alla quale, in ampliamento, è stato realizzato l'ambito presbiterale e del coro. Massicci furono i lavori di consolidamento dell'arco santo, curati dalla Soprintendenza, dal quale si accede oggi al presbiterio, elemento staticamente vulnerabile, della zona di ampliamento. A seguito della successiva e recente spicconatura degli intonaci negli alzati interni ed esterni si è potuto rilevare che tutte le paraste sono state aggiunte successivamente in quanto disconnesse dalla muratura perimetrali e pertanto non edificate contestualmente all'edificazione principale (figura 6). I segni delle volute della prima facciata, poste oggi a livello di imposta del secondo ordine, ne conferma l'aumento di volume complessivo della scatola edificatoria (figura 7). Evidenti i segni ritrovati delle tessiture murarie posate senza ammorsamenti e in apice prospettico, per la realizzazione dei pinnacoli laterali, realizzate con materiale di risulta non uniforme sia dimensionalmente che per qualità di impasto (figura 8). L'accesso all'edificio primitivo era possibile da due porte minute poste ai margini esterni della facciata e successivamente chiuse per l'apertura di quella centrale (figura 9). L'evoluzione edificatoria, non visibile e di difficile individuazione senza l'analisi sopra prodotta, ha condizionato i danni riportati alle strutture dal terremoto.



Figura n°6



Figura n°7



Figura n° 8



Figura n° 9

2.1.4. Il rilievo dei danni

A seguito delle due scosse sismiche, del 20 e del 29 maggio 2012 la chiesa ha subito diversi danni principalmente alle strutture murarie e agli arellati interni: gli alzati, se pur di dimensione modeste, non hanno sopportato l'onda sismica che si è infranta sulla facciata principalmente sullo spigolo posto a sud ovest (figura n° 10 - 11). Una marcata fessurazione si apre dal pinnacolo di sinistra e si snoda, a 45°, fino all'architrave della porta principale staccando vistosamente gli intonaci. In maniera meno incisiva, tale segno di dissesto, si apre simmetricamente anche dal lato opposto della facciata creando, con una visione di insieme, il tipico disegno a croce per collasso a taglio nel piano per dissesto da sisma passante fino al retro facciata (figura 12). All'interno i quattro angoli dell'aula sono visibilmente fessurati dall'imposta della volta fino a circa due metri dal pavimento segno tangibile del

movimento complessivo della scatola muraria e della sua debolezza di coesione e carenza di connessione agli angoli. Il soffitto in arellato presenta numerosi distacchi di finitura in gesso e una fitta ragnatela di microfessurazioni createsi principalmente con la scossa sussultoria del 20. Tale fenomeno, in maniera decisamente più leggera, si riscontra anche nel soffitto del presbiterio lasciando quasi illeso il coro. Le due cantorie laterali al presbiterio, realizzate con muratura a due teste e legata con una malta bastarda povera, essendo corpi esterni alla struttura principale, hanno subito numerosi danni con fessurazioni passanti e distacco interno degli intonaci. Gli architravi delle porte e delle finestre, sia interne che esterne, realizzati con mattoni di laterizio, presentano il caratteristico segno di cedimento a V rovescia. Una attenta verifica alla struttura lignea di copertura ha evidenziato la presenza di una orditura perfettamente realizzata che ha reagito positivamente alle scosse telluriche. Probabilmente il sovradimensionamento delle travi principali e secondarie, rispetto alle murature portanti, ha creato, nel momento del movimento generale, un irrigidimento della copertura con il conseguente risultato che le strutture murarie verticali più deboli hanno sofferto fino al punto di lesionarsi.

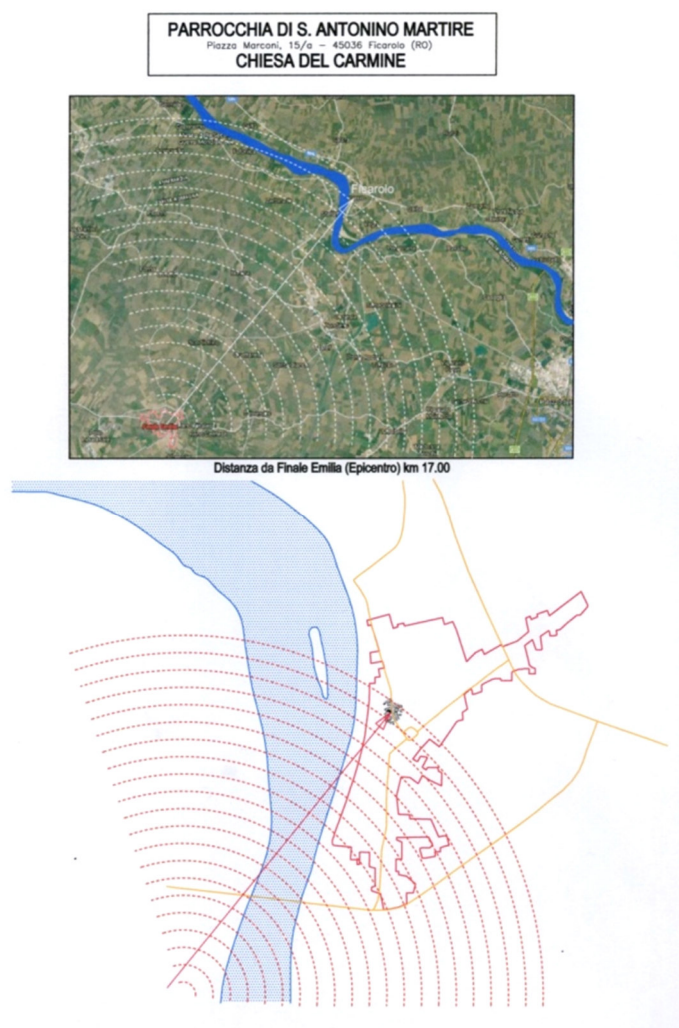


Figura n° 10: Georeferenziazione dell'onda sismica rispetto al Centro Storico del Comune di Ficarolo e alla Chiesa del Carmine. Distanza complessiva dall'epicentro 17,00 Km.

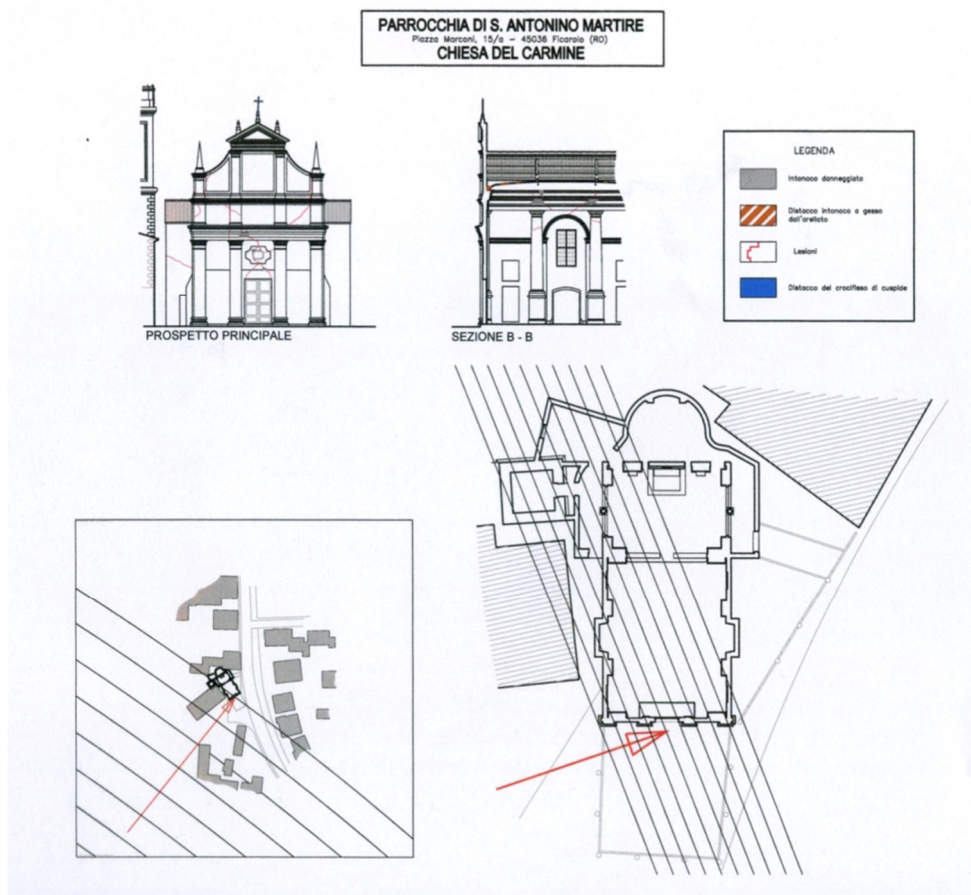


Figura n° 11: impatto dell'onda sismica sulla facciata e rilievo dei danni prospettici.



Figura n° 12: Le lesioni prospettiche e l'opera provvisoria di sbadacchiatura del portale.

2.1.5. La conoscenza del sottosuolo

Secondo la classificazione prevista dalla Legge n° 74 del 02/02/1974, il territorio del Comune di Ficarolo (RO) ricadeva in zona NON SISMICA e quindi non soggetto a particolari prescrizioni costruttive e progettuali.

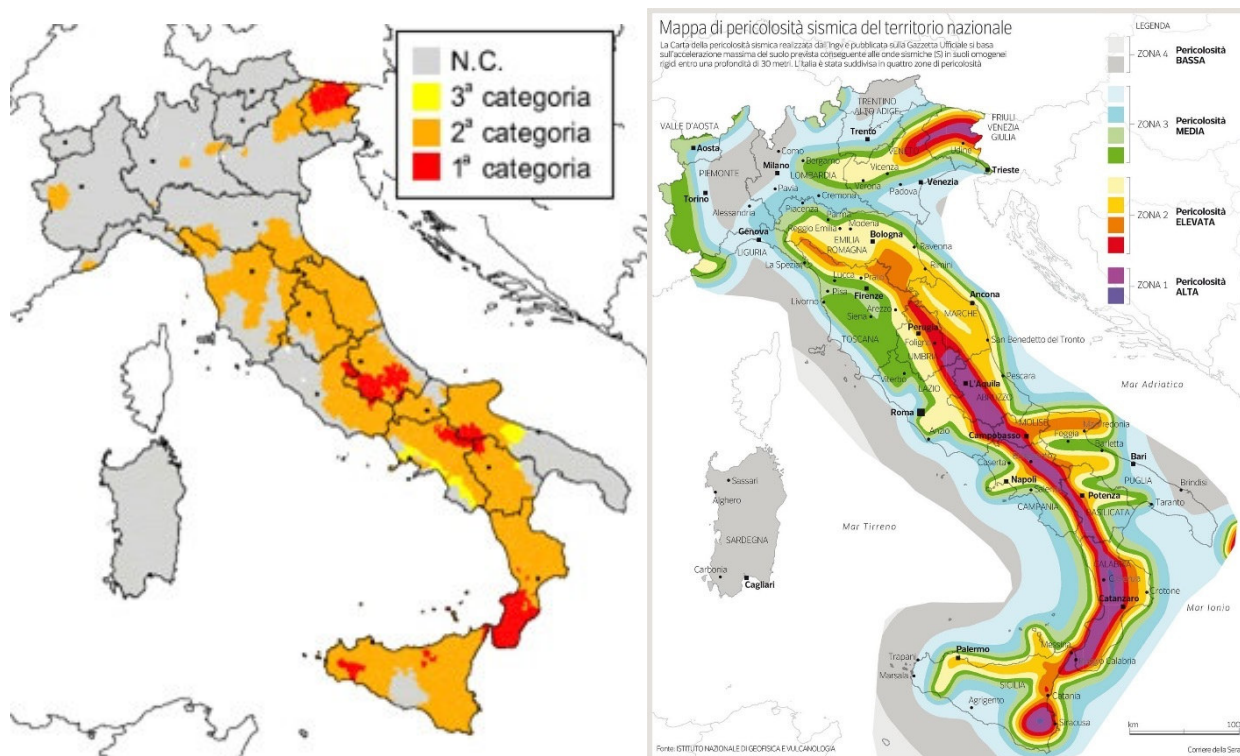


Fig. n° 13: Prima classificazione sismica del territorio italiano e classificazione attuale a seguito degli ultimi eventi.

Successivamente, la principale Normativa intervenuta in materia sismica era costituita da:

- Legge 2 Febbraio 1974, n° 64, "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni in zona sismica";
- Decreto Ministeriale 14 Maggio 1982, aggiornamento dell'"Elenco delle zone sismiche delle Regioni d'Italia";
- Decreto Ministeriale 16 Giugno 1984, "Norme tecniche relative alle costruzioni in zone sismiche".

Le disposizioni normative appena citate non hanno apportato modifiche alla classificazione sismica del territorio del Comune di Ficarolo, che quindi è continuato a rimanere in zona NON SISMICA.

Si sono quindi succeduti:

- Decreto Ministeriale 24 Gennaio 1986, "Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche";
- Decreto Ministeriale 24 Gennaio 1986, "Istruzioni relative alla normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica";

- Decreto Ministeriale 20 Novembre 1987, "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento";
- Decreto Ministeriale 16 Gennaio 1996, "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche";
- Circolare Ministeriale 10 Aprile 1997, n° 65, "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996";
- Ordinanza P.C.M. n° 3274 del 20 Marzo 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"; con tale ordinanza il comune di Ficarolo è stato inserito in zona 3 (ved. Tab. 1).

Codice Istat 2001	Denominazione	Categoria secondo la classificazione precedente	Categoria secondo la proposta del GdL del 1998	Zona ai sensi del presente documento (2003)
05029019	Crespino	N.C.	N.C.	4
05029021	Ficarolo	N.C.	III	3
05029022	Fiesso Umbertiano	N.C.	III	3

Classificazione sismica del territorio italiano secondo O.P.C.M. n° 3274/2003

Tab. 1: estratto zonizzazione simica dell'OPCM 3274 del 20/3/2003 riferimento al momento del sisma 2012

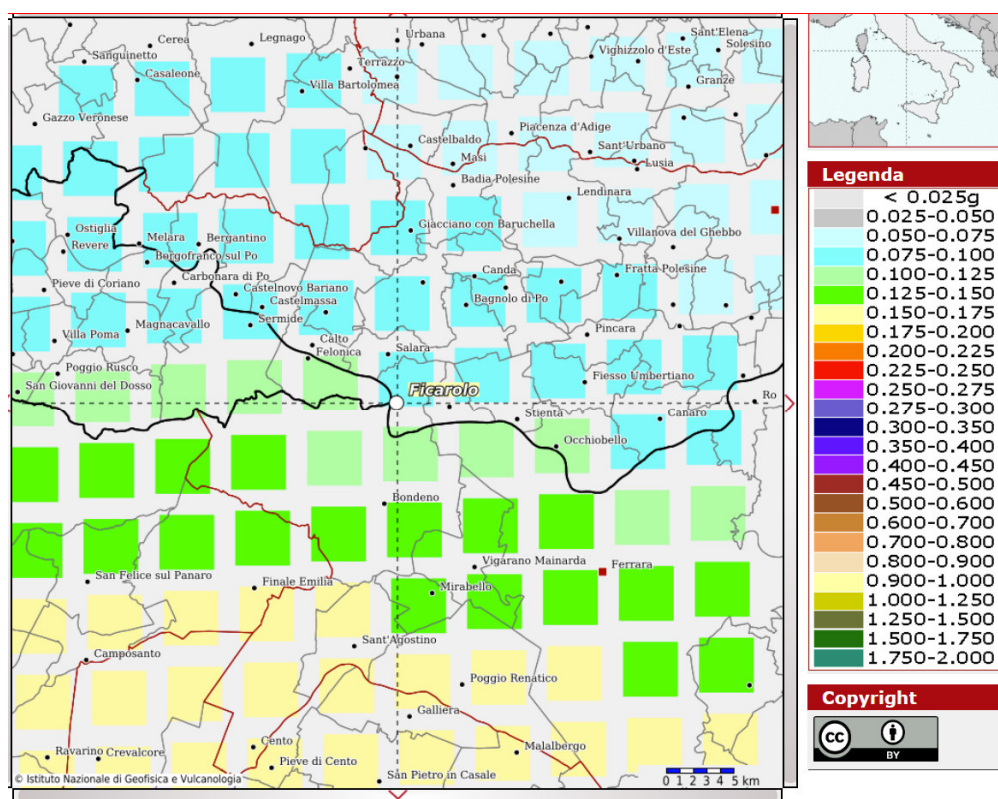


Fig. 14: Valori di Peak Ground Acceleration (PGA) previste nella zona di Ficarolo per una probabilità di superamento del 10% in 50 anni (estratto dal sito: [www. http://esse1-gis.mi.ingv.it](http://esse1-gis.mi.ingv.it)).

L'O.P.C.M. 28 Aprile 2006, n° 3519 ha stabilito i "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone.

Secondo l'Ordinanza P.C.M. n° 3274 il territorio del Comune di Ficarolo ricade in zona sismica 3 con livello di pericolosità basso.

L'edificio oggetto della presente relazione (figura 13) rientra nell'elenco delle categorie di edifici che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (Classe d'uso III - DM 17.01 2018).



Figura n° 15: localizzazione dell'Oratorio del Carmine nel fotopiano.

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018.

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica;
- individuazione, tramite latitudine e longitudine (Tab.n. 2), dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio (Tab. n. 3);
- determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica;
- calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum **ED50**

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
44.956765	11.435622	11

Tab. n. 2: individuazione geografica mediante coordinate.

L'edificio è stato progettato per una **Vita Nominale** pari a **50** e per **Classe d'Uso** pari a **2**.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il **suolo** di fondazione di **categoria C**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Parametri di pericolosità sismica								
Stato Limite	a_g/g	F_0	T^*_c [s]	C_c	T_B [s]	T_c [s]	T_D [s]	S_s
SLO	0.0336	2.561	0.236	1.69	0.133	0.399	1.734	1.50
SLD	0.0402	2.579	0.270	1.62	0.146	0.437	1.761	1.50
SLV	0.1054	2.586	0.292	1.58	0.154	0.461	2.022	1.50
SLC	0.1379	2.583	0.293	1.57	0.154	0.462	2.151	1.49

Tab. n. 3: parametri sismici inerenti gli stati limite.

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione (a_g) al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Comportamento (q).

Il Fattore di comportamento q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttività e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il **Coefficiente di Amplificazione Topografica** (S_T) pari a **1.00**.

Per la struttura in esame sono stati utilizzati i seguenti valori:

Stato Limite di Danno

Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in direzione **1.00**;

X:

Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in direzione **1.00**;

Y:

Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale: **1.00** (se richiesto).

Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in direzione X: **1.875** ;

Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in direzione Y: **1.875** ;

Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale: **1.50** (se richiesto).

Essendo la struttura oggetto di studio una **struttura esistente**, il fattore di comportamento è calcolato secondo quanto indica la Circolare 2019 delle NTC 2018 al §C8.5.5.1 Per la verifica di edifici con analisi lineare ed impiego del fattore q , il valore da utilizzare per quest'ultimo è pari a:

- $q = 2,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in pietra e/o mattoni pieni;
- $q = 1,75 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura $> 15\%$ (elementi semipieni, forati, ...);

in cui α_u e α_1 sono definiti al §7.8.1.3 del D.M. 2018. In assenza di più precise valutazioni, potrà essere assunto un rapporto α_u / α_1 pari a 1,5. Nel caso di edificio non regolare in elevazione i valori di q sono ridotti del 25%. Gli spettri utilizzati sono riportati nel successivo grafico (figura 16).

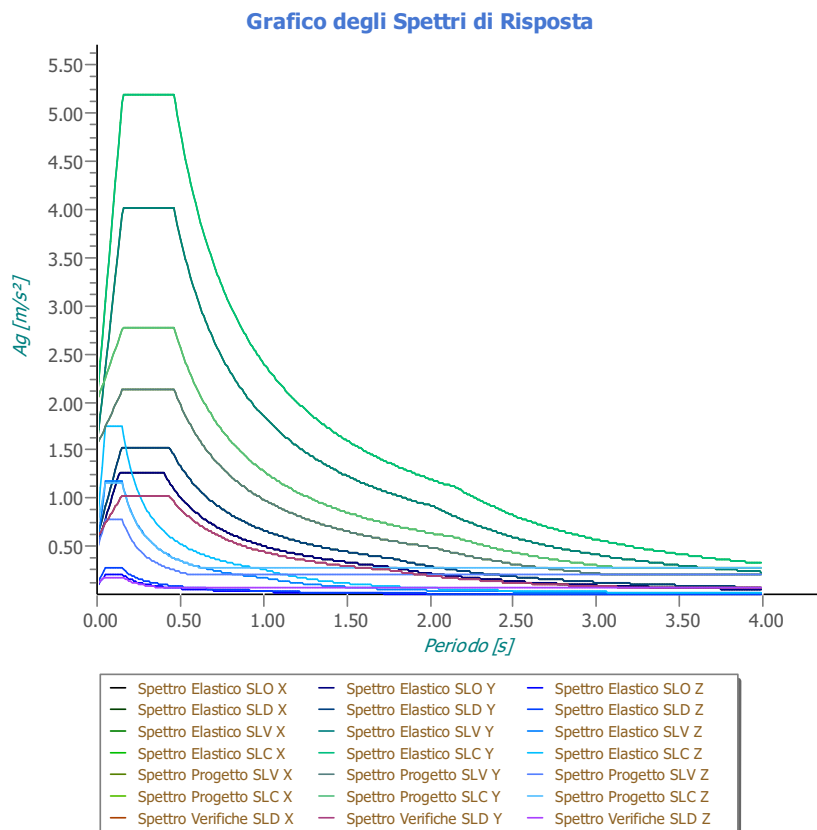


Figura n° 16: Spettri di Risposta per la chiesa del Carmine

2.2. Chiesa di San Antonino Martire: la descrizione dell'edificio.

2.2.1. Analisi storica critica

Le prime notizie sulla presenza della Pieve risalgono al 970. Principalmente consacrata a S. Maria, venne di seguito per motivi non documentati, dedicata a S. Antonino Martire. I frequenti spostamenti dell'alveo del Fiume costrinsero gli abitanti a numerose e repentine trasformazioni del centro abitato riedificando di volta in volta l'edificio religioso lontano dagli argini per l'incolumità dei fedeli.

E' il 28 agosto 1763. Per volere dell'Arch. Giovanni Sarti e della popolazione di Ficarolo, che viene posta la prima pietra dell'attuale chiesa Parrocchiale. Su progetto dell'Arch. ferrarese Gaetano Barbieri (1711 – 1797) viene realizzata dal "mastro muratore" ficarolese Giuseppe Occari. Devono passare nove anni prima che il capolavoro barocco venga terminato nella sua splendida struttura architettonica¹. Incompiuta nella decorazione dell'alzato della facciata fino al 1914² (figura 17), trova al suo interno una concezione planimetrica e spaziale che la caratterizza e contraddistingue dalle opere contemporanee realizzate sul territorio.



Figura n° 17: la Parrocchiale di S. Antonino in uno scatto della fine del '800.

¹ Come inscritto all'interno del cartiglio adorno di delicati stucchi a bassorilievo posto all'interno della chiesa sulla parete soprastante il portone di ingresso principale.

² Il prospetto si presentava schernito e spoglio con l'apparato murario realizzato in parte a nido d'ape e in parte a corsi di mattoni con arretramenti sfalsati rispetto la verticale volutamente pensati e orditi per un maggiore ancoraggio del rivestimento successivo. Dallo scheletro si riusciva a percepire la volontà progettuale di realizzare l'alzato dividendolo in due ordini. Già demarcata era l'impaginatura del primo, la posizione e la dimensione delle lesene e l'imposta della trabeazione intermedia, richiamando soluzioni di prospetto utilizzate correntemente negli Ambienti romani tra il 16° e il 17° secolo. Per una maggiore trattazione del tema si rimanda alla lettura del testo: C. Norberg-Schulz, *Architettura Barocca*; Milano, Ed Electa, 1979.

La pianta mostra una disposizione longitudinale articolata, creata dalla fusione di più geometrie centrali.

Coppie di lesene scandiscono e definiscono le partizioni verticali degli alzati interni. Di Ordine Corinzio vengono interrotte da una trabeazione continua che circonda lo spazio sottostante, e se nulla perde in leggerezza e fantasia rimane solida e imponente. Impercettibile è il dimensionamento del secondo ordine tanto da sembrare realizzato con tecnica Trompe-l'oeil. Delicate nervature adornano le volte dell'aula centrale e del presbiterio; due splendide cornici polilobate in stucco, con proporzioni importanti, ne concludono al loro apice la struttura decorativa.



Figura n° 18: le volte della Parrocchiale.

La "Plastica" a stucco trova la sua massima espressione rappresentativa nella realizzazione delle undici statue di Santi poste in nicchie concepite a ornamento nell'apparato murario tra le paraste. Plasmate probabilmente in opera durante l'esecuzione del cantiere per la complessa tecnica di realizzazione richiesta dal materiale impiegato, le raffigurazioni vengono concepite evidenziando con oggetti, gesta ed espressioni la vita e le vestigia dei Santi (figura 18)

Quattro splendidi altari alloggiati nelle cappelle perimetrali interrompono la geometria. Dedicati ai Santi Antonio e Luigi, alla Beata Vergine Maria e al Crocifisso, spiccano per la buona fattura e l'impiego di molteplici marmi policromi.

Una Architettura concepita e realizzata seguendo un ideale di bellezza "severo e nobile", attuato attraverso un'armonia di proporzioni e l'impiego di una "fantasia sbrigliata", contenuta e mai

stravagante che ne caratterizza un dinamismo coinvolgente.

Il complesso architettonico viene completato dalla Torre campanaria e dalla comunicante Casa Canonica.

La Torre fu edificata a partire dal 1777 anch'essa su disegno del Barbieri ed opera del ficarolese Occari³. Considerata da molti la "Torre di Pisa del Veneto" per la sua forte inclinazione, oggi dopo molti anni di studi accurati ci si appresta ad un consistente e radicale lavoro di consolidamento delle fondazioni atto a garantire la stabilità del campanile per oltre duecento anni.

La casa canonica, rimaneggiata più volte nel tempo da pesanti interventi di ristrutturazione che ne hanno trasformato radicalmente la struttura, vede nell'arco di collegamento alla chiesa una soluzione funzionale e architettonica unica nel suo genere, che caratterizza ulteriormente l'insieme limitando visibilmente verso est l'ariosa piazza del paese raccogliendola in una sensazione di intimità provata solamente nei grandi e raffinati salotti storici delle nostre città d'arte.

La chiesa è stata completamente restaurata, a seguito dell'inagibilità causata per i fenomeni sismici del maggio 2012, e riaperta al culto il 01/09/2014 (figura 19).



Figura n° 19: veduta della Parrocchiale e del suo campanile a restauro avvenuto post sisma 2012.

³ F. Ravelli, *Pagine storiche di Ficarolo*, Bologna, Nicola Zanichelli, 1883, pag. 125.

2.2.2. Il rilievo geometrico

La geometria complessiva, caratterizzata dal volume edificatorio a “chiglia di nave rovesciata”, si traduce in un disegno planimetrico caratterizzato dall’intersecarsi di forme circolari (atrio e coro) ed ellittiche (aula e presbiterio) alle quali sono addossati locali di servizio e di distribuzione interna. La lunghezza complessiva netta è di 46,10 m. Le larghezze massime utili pertanto sono: Atrio di ingresso 10,80 m, aula dei fedeli 19,00 m, presbiterio 12,00, coro 7,70. Differenti risultano essere anche le altezze interne. Atrio e presbiterio risultano di 16,65 m, il coro di 9,30 m, l’aula di 21,90 m. La facciata ha un’altezza complessiva nel punto di apice della trabeazione di 24,60 m, di 13,60 m nel punto di imposta della rastremazione architettonica di conclusione del primo ordine con una larghezza complessiva in pianta di 21,00 m (figura 20).

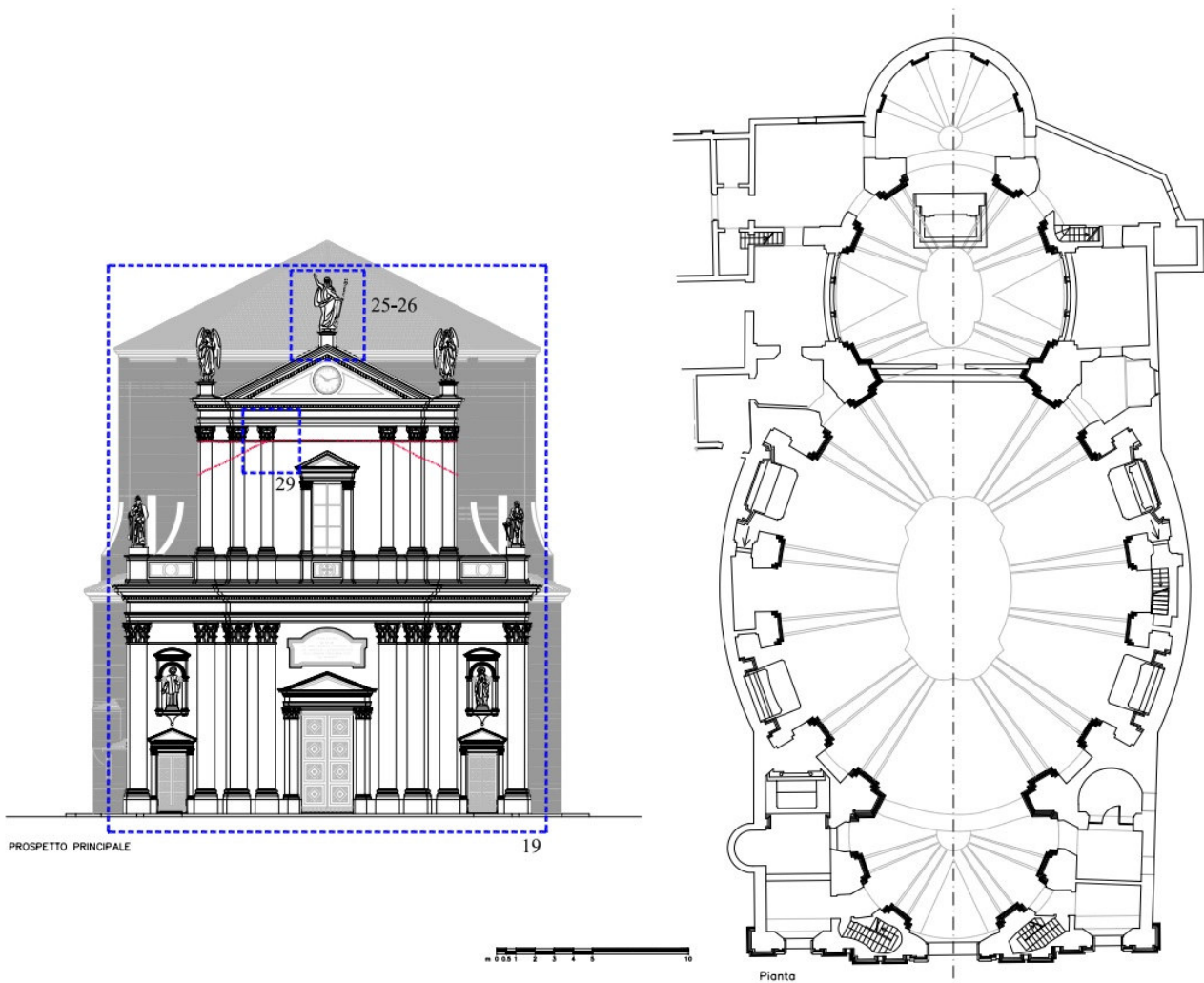


Figura n° 20: rilievo geometrico e dei danni post sisma. Punti di ripresa fotografici

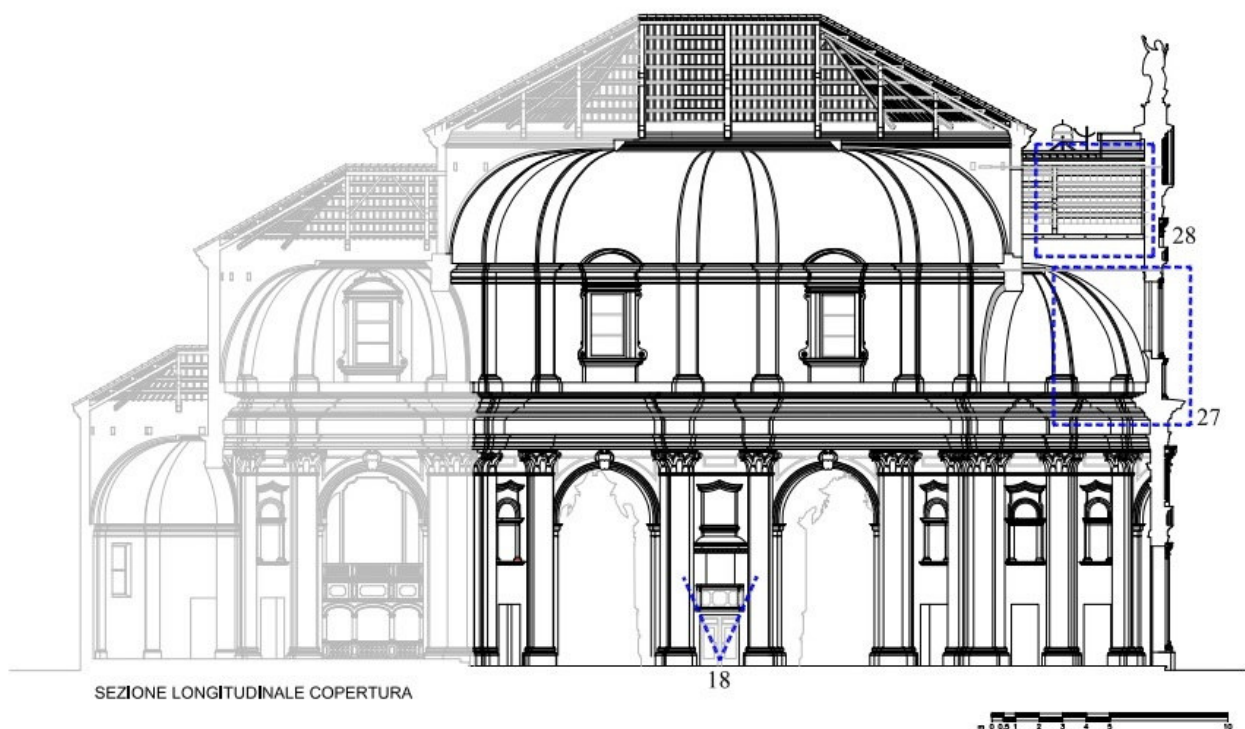
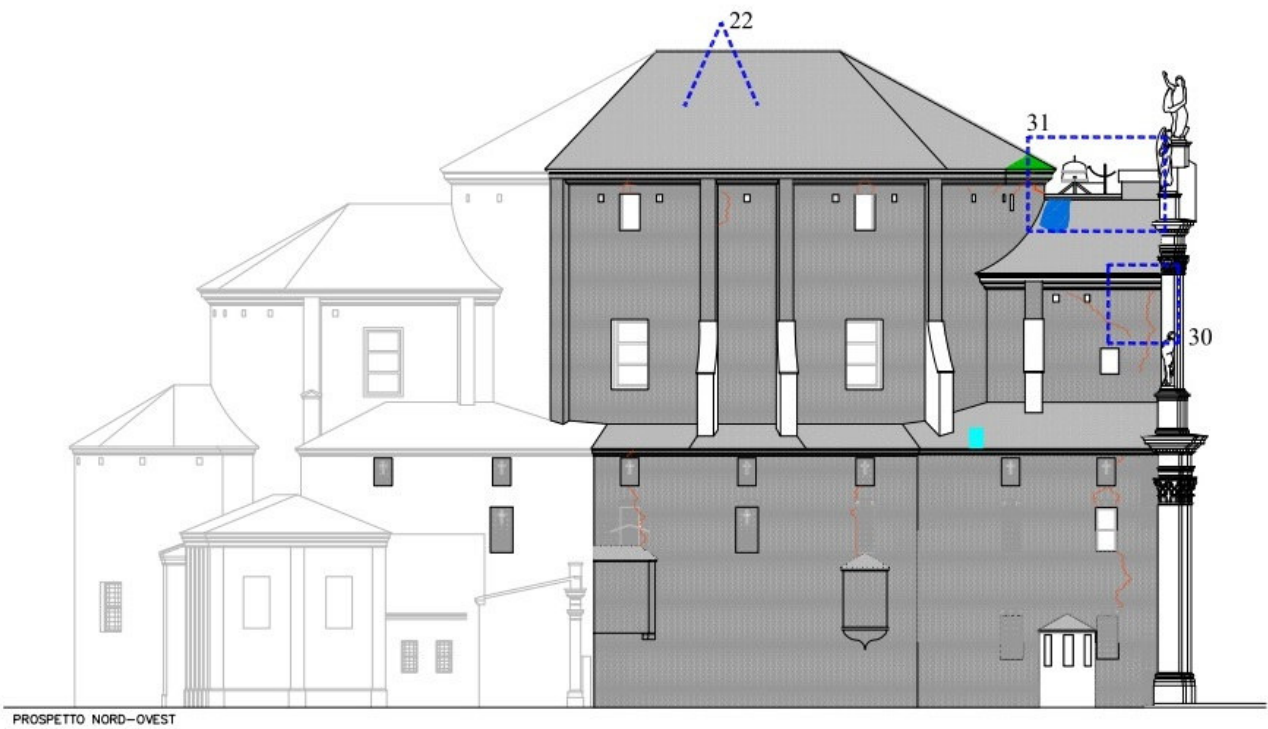


Figura n° 21: rilievo geometrico e dei danni post sisma. Punti di ripresa fotografici



Figura n°22: vista delle coperture della parrocchiale dalla sommità del campanile adiacente.

2.2.3. Il rilievo materico

Costruita su di un nuovo impianto edificatorio la chiesa sostanzialmente rispecchia il progetto originario. La tipologia strutturale resta omogenea e uniforme: murature portanti in mattoni di laterizio a più teste, con dimensioni standard, che si rastremano verso la linea di copertura, solai piani in legno e camminamenti con volte in mattoni di laterizio posati in coltello, solai inclinati di copertura, e strutture di sostegno delle volte in arella, in travi di legno con orditura principale in capriate composite (figura 21 – 22).

La facciata incompiuta fino al 1914 anno in cui, grazie ai materiali del vicino cantiere per l'ampliamento dello Zuccherificio, si decide di rivestirla con una materiale meno nobile del marmo che probabilmente, vista la posa scalettata dell'originaria tessitura muraria riconducibile ad una struttura per l'alloggio di lastre, doveva completamente ricoprirla come nei più classici edifici barocchi e tardo barocchi romani⁴.

Dal rilievo architettonico, e dagli esiti del restauro realizzato alla facciata nell'estate del 2006, si denota come la stessa oggi visibile sia stata addossata all'originale quasi con una sorta di intervento reversibile (figura 23). L'intonaco a base di malta bastarda è stato applicato non sul paramento primitivo ma su un nuovo paramento in mattoni trafiletti dal quale partono anche i cornicioni aggettanti

⁴ L'Architetto ferrarese Gaetano Barbieri lavorò per molti anni a Roma. La sua permanenza, la vicinanza e lo studio dell'Architettura Barocca, segnarono il suo ideale progettuale caratterizzato dalla pianta centrale che profuse nel suo repertorio edificatorio di edifici di culto

realizzati con tavelloni con soletta armata in c.a. opportunamente finiti ad intonaco. In c.a. stampato sono pure tutti quegli elementi, capitelli e timpani modanati, che costituiscono l'apparato decorativo. Salendo per le due scale di retro facciata, dalle quali si accede ai livelli intermedi della chiesa fino al sottotetto, sono ancora visibili le finestrelle che in origine portavano la luce e l'aria alle scale stesse (figura 24). Conservati ancora gli esili infissi sono apribili sulle nuove murature di facciata confermando il rilievo e la tesi delle due strutture affiancate.

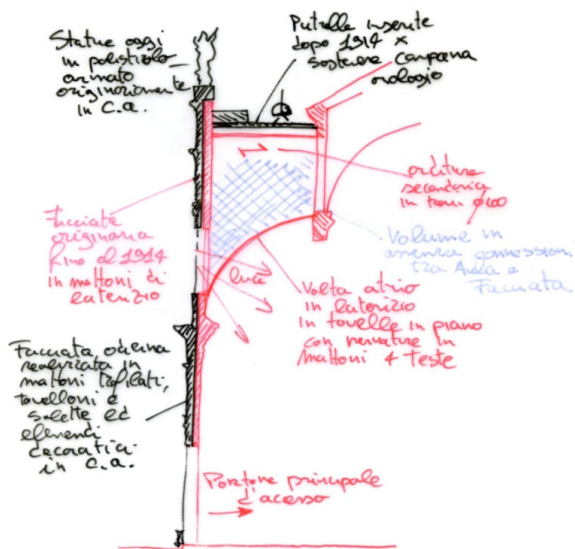
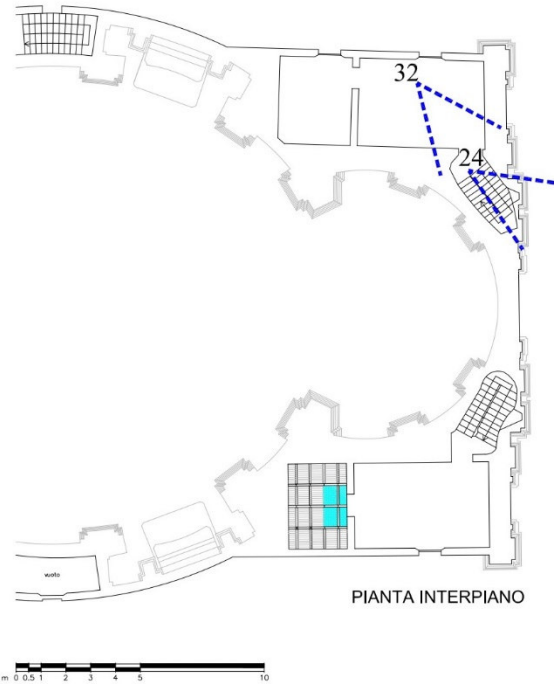


Figura n° 23: schema di analisi materico strutturale della facciata e retro facciata.

Figura n° 24: la finestrella del vano scale che si apriva sulla facciata originaria.

Le cinque statue di apice, delle quali tre completamente perdute per degrado negli anni '80, erano in origine in c.a. modellato. Durante le opere di restauro del 2006, a completamento iconografico prospettico, tali sono state integrate e sostituite con delle nuove in polistirolo armato e con finitura superficiale in resina e polvere di marmo. La connessione con i basamenti sottostanti è avvenuta mediante punti di saldatura (figura 25 – 26).



Figura n° 25 - 26: posa del Cristo Re, statua di apice del timpano prospettico.

Anomalo l'interspazio che c'è tra la volta in laterizio dell'atrio, con tessitura piana degli elementi, e la copertura a due falde retrostante la facciata che si innesta e si conclude sul tamburo dell'aula dei fedeli che ne sottende la linea di gronda della copertura principale. Un volume libero senza connessioni tra la facciata e il nucleo ellittico dell'aula dei fedeli (figura 27 – 28).



Figura n° 27: la scala di arrivo alla copertura e l'imposta della volta in muratura dell'atrio di ingresso.
Figura n° 28: il volume tra la facciata (a sx) e il tamburo dell'aula dei fedeli (a dx). In evidenza la cordolatura intermedia in piastre in ferro realizzata quale miglioramento della vulnerabilità sismica della facciata a seguito del sisma 2012.

A seguito della realizzazione della facciata del 1914, la campana dell'orologio, che era posizionata all'apice del timpano, è stata posizionata su due putrelle poste in sommità della copertura dell'atrio e incastrate nelle murature del retro facciata e del tamburo dell'aula. Tali elementi metallici, estranei alla logica costruttiva delle coperture, costituiranno elemento fondamentale di danno, da un lato, e di tenuta, dall'altro delle parti sommitali della copertura principale e del timpano di facciata.

L'evoluzione edificatoria, non visibile e di difficile individuazione senza l'analisi sopra prodotta, ha condizionato complessivamente i danni riportati alle strutture dal terremoto.

2.2.4. Il rilievo dei danni

A seguito delle due scosse sismiche del 20 e del 29 maggio 2012, la chiesa parrocchiale di Ficarolo ha subito numerosi danni che hanno interessato, a livelli differenti, sia le strutture murarie in elevazione sia gli orizzontamenti di volta e copertura.

I più significativi, evidenziati da crolli di elementi in laterizio e fessurazioni della struttura portante, si sono riscontrati nella volta in mattoni in foglio, con nervature a 4 teste, dell'atrio di ingresso a contatto diretto con la facciata. In corrispondenza del sostegno della campana dell'orologio, realizzato da putrelle di ferro vincolate sul retro dell'apice del timpano e nel tamburo murario dell'aula dei fedeli, si sono verificati importanti crolli della struttura muraria portante con ribaltamento della cornice di gronda, che rovinando, ha bucato e danneggiando le strutture sottostanti.



Figura n° 29 - 30: la lesione in facciata e la verifica diretta effettuato sull'edificio in fase emergenziale post sisma.

La facciata non presentava apparenti lesioni. Una verifica in quota ha invece evidenziato, in corrispondenza della conclusione del secondo ordine e l'imposta del timpano, una fessurazione longitudinale che correva a ridosso del cornicione e che si concludeva con una inclinazione a 45° verso il basso nelle partiture esterne (figura 29). Nei risvolti murari, tra la facciata intonacata e la muratura faccia a vista, importanti fessurazioni passanti verticali denotavano il taglio delle

ammorsature e il distacco del prospetto rispetto l'edificio (figura 30). Con molta probabilità le putrelle dell'orologio, superfetazione di epoca recente rispetto l'edificazione della chiesa, se pur danneggiando le murature del tamburo hanno reagito come tiranti impedendo il distacco e il ribaltamento del timpano scongiurando danni più importanti (figura 31).



Figura n° 31: i crolli del tamburo dell'aula dei fedeli causati dal "martellamento" delle putrelle sulle superfici di incastro. In evidenza le opere provvisorie realizzate dal Vigili del Fuoco SAF.



Figura n° 32: stanze poste al primo livello della chiesa addossate alla muratura prospettica primitiva. Evidente e importante il quadro fessurativo con collasso della piattabanda della porta. Significative sono le lesioni sulle strutture murarie collegate alla facciata originaria rispetto a quelle registrate alla nuova pelle prospettica convalidando la tesi delle due facciate binate sollecitate dal sisma in maniera differente l'una dall'altra.

Movimenti diversificati e significativi derivanti dall'accostamento della facciata originaria, e la facciata odierna costruita in maniera autonoma con materiali prodotti in filiera e addossata alla primitiva (figura 29). Nessun danno alle 5 statue di apice (tra primo ordine e timpano sommitale) in quanto realizzate, come già accennato, in polistirolo ad alta resistenza finito in resina e polvere di marmo, vincolate alle murature attraverso un'anima metallica imbullonata in tirafondi.

Indispensabile l'intervento del gruppo SAF del Vigili del Fuoco per la realizzazione di opere provvisorie per impedire un possibile e successivo ribaltamento del timpano della facciata e dei cornicioni di gronda del tamburo murario dell'aula dei fedeli durante lo sciame sismico (figura 35).

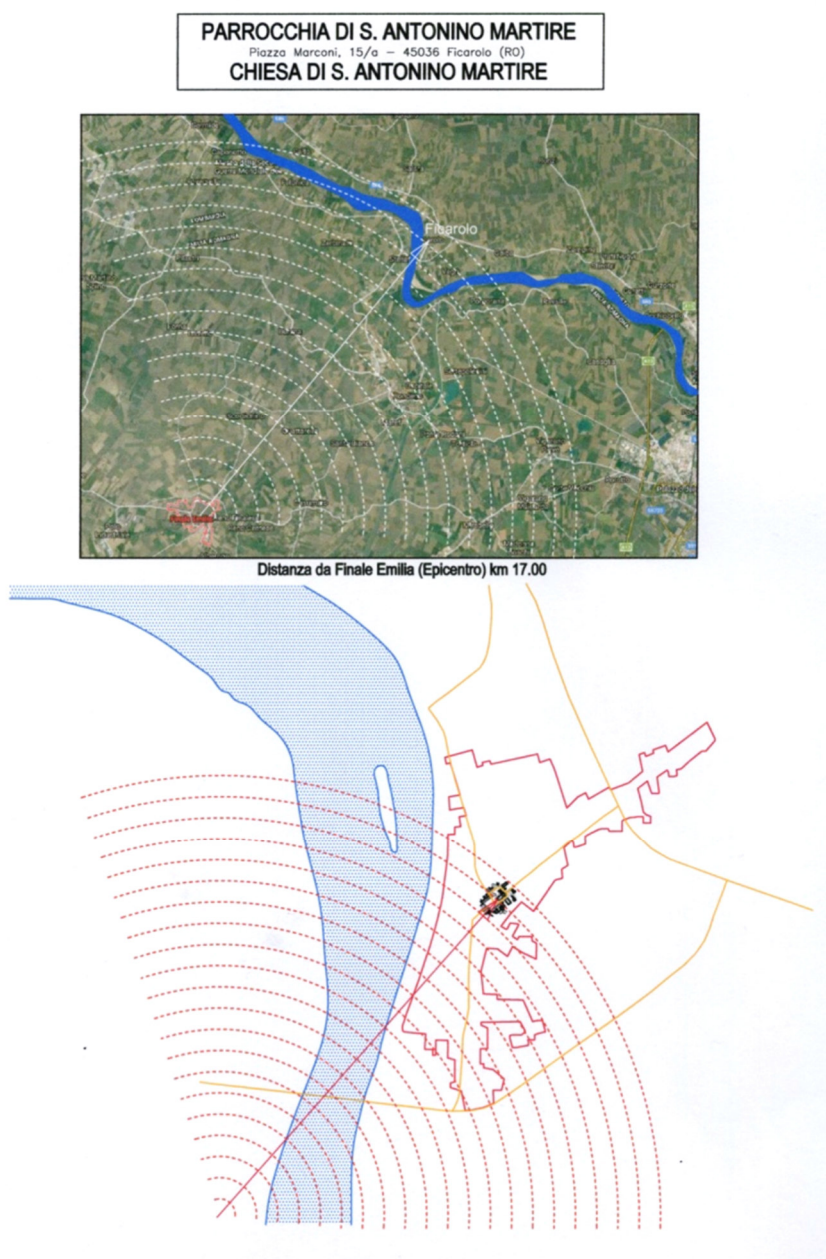


Figura n° 33: georeferenziazione dell'onda sismica rispetto al Centro Storico del Comune di Ficarolo e alla Chiesa di San Antonino Martire. Distanza complessiva dall'epicentro 17,00 Km.

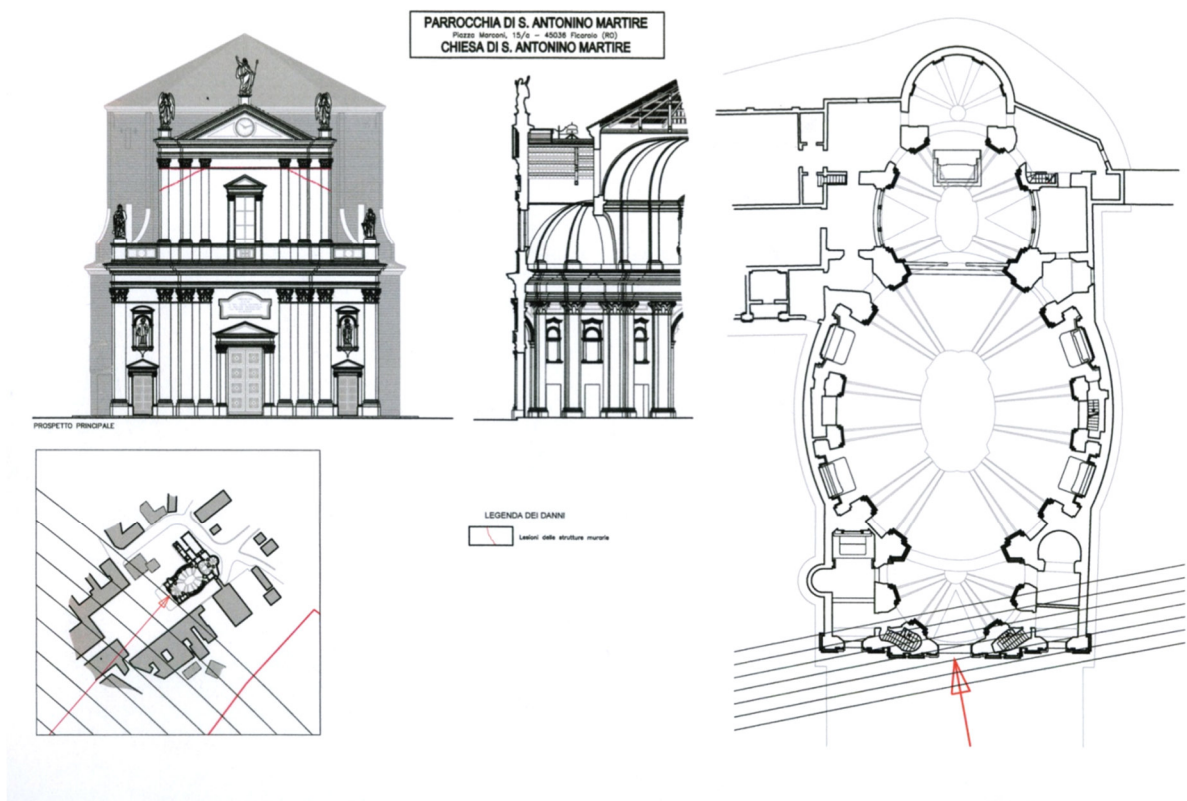


Figura n° 34: impatto dell'onda sismica sulla facciata e rilievo dei danni prospettici.



Figura n° 35: veduta a volo di uccello a opere provvisionali concluse.

2.2.5. La conoscenza del sottosuolo

Chiesa Parrocchiale di Ficarolo

Secondo la classificazione prevista dalla Legge n° 74 del 02/02/1974, il territorio del Comune di Ficarolo (RO) ricadeva in zona NON SISMICA e quindi non soggetto a particolari prescrizioni costruttive e progettuali

Successivamente, la principale Normativa intervenuta in materia di sismica era costituita da:

- Legge 2 Febbraio 1974, n° 64, "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni in zona sismica";
- Decreto Ministeriale 14 Maggio 1982, aggiornamento dell'"Elenco delle zone sismiche delle Regioni d'Italia";
- Decreto Ministeriale 16 Giugno 1984, "Norme tecniche relative alle costruzioni in zone sismiche".

Le disposizioni normative appena citate non hanno apportato modifiche alla classificazione sismica del territorio del Comune di Ficarolo, che quindi è continuato a rimanere in zona NON SISMICA.

Si sono quindi succeduti:

- Decreto Ministeriale 24 Gennaio 1986, "Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche";
- Decreto Ministeriale 24 Gennaio 1986, "Istruzioni relative alla normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica";
- Decreto Ministeriale 20 Novembre 1987, "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento";
- Decreto Ministeriale 16 Gennaio 1996, "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche";
- Circolare Ministeriale 10 Aprile 1997, n° 65, "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996";
- Ordinanza P.C.M. n° 3274 del 20 Marzo 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"; con tale ordinanza il comune di Ficarolo è stato inserito in zona 3 (ved. tabella 4).

Codice Istat 2001	Denominazione	Categoria secondo la classificazione precedente	Categoria secondo la proposta del GdL del 1998	Zona ai sensi del presente documento (2003)
05029019	Crespino	N.C.	N.C.	4
05029021	Ficarolo	N.C.	III	3
05029022	Fiesso Umbertiano	N.C.	III	3

Classificazione sismica del territorio italiano secondo O.P.C.M. n° 3274/2003

Tab. 4: estratto zonizzazione sismica dell'OPCM 3274 del 20/3/2003

L'O.P.C.M. 28 Aprile 2006, n° 3519 ha stabilito i "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone.

Secondo l'Ordinanza P.C.M. n° 3274 il territorio del Comune di Ficarolo ricade in zona sismica 3 con livello di pericolosità basso.

L'edificio oggetto della presente relazione (figura 33) rientra nell'elenco delle categorie di edifici che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (Classe d'uso III - DM 17.01 2018).

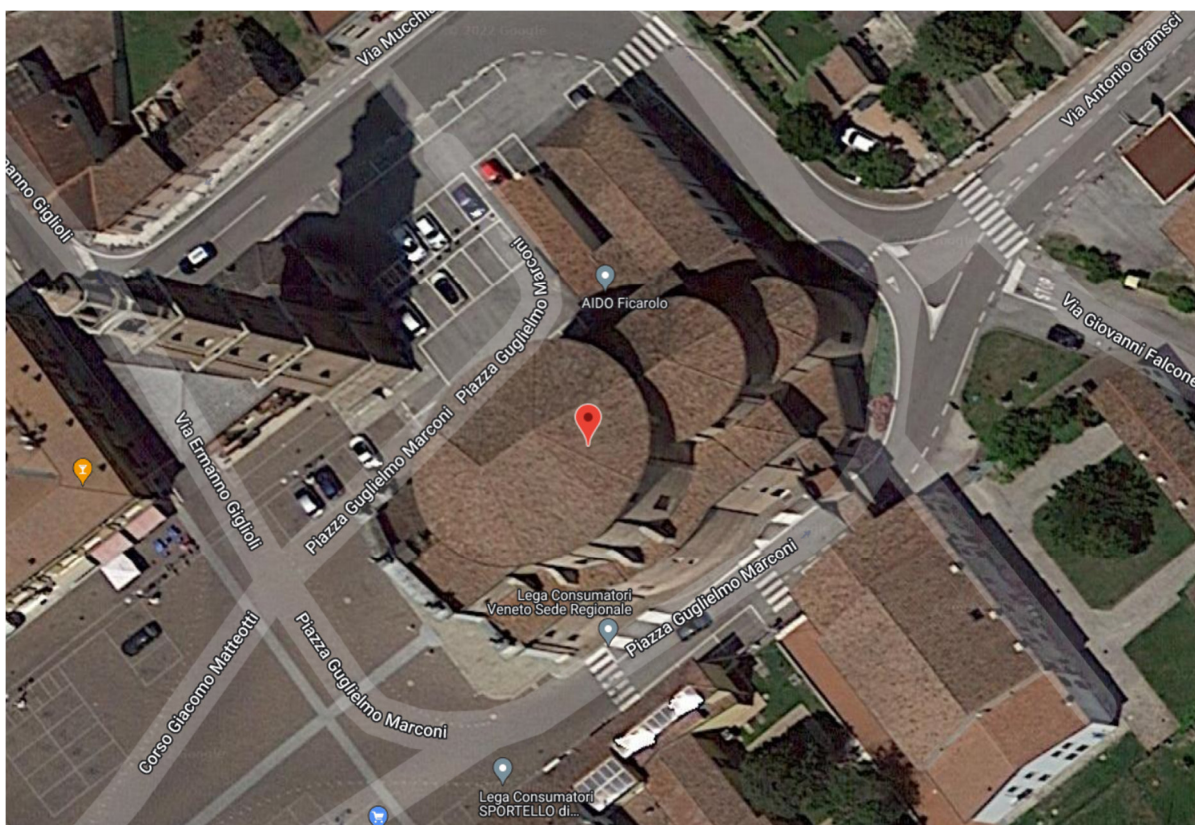


Figura n° 36: localizzazione della chiesa di S. Antonino nel fotopiano.

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018.

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica;
- individuazione, tramite latitudine e longitudine (tab. n. 5), dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T^*_c per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata

interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio (tab. n. 6);

- determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica;
- calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum **ED50**:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
44.955615	11.437123	11

Tab. n. 5 individuazione geografica mediante coordinate.

L'edificio è stato progettato per una **Vita Nominale** pari a **50** e per **Classe d'Uso** pari a **2**.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il **suolo** di fondazione di **categoria C**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Parametri di pericolosità sismica								
Stato Limite	a_g/g	F_0	T^*_c [s]	C_c	T_B [s]	T_c [s]	T_D [s]	S_s
SLO	0.0336	2.561	0.236	1.69	0.133	0.399	1.735	1.50
SLD	0.0402	2.579	0.270	1.62	0.146	0.437	1.761	1.50
SLV	0.1056	2.586	0.292	1.58	0.153	0.460	2.022	1.50
SLC	0.1381	2.583	0.293	1.57	0.154	0.461	2.153	1.49

Tab. n. 6 parametri sismici inerenti gli stati limite.

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione (a_g) al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Comportamento (q).

Il Fattore di comportamento q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il **Coefficiente di Amplificazione Topografica** (S_T) pari a **1.00**.

Per la struttura in esame sono stati utilizzati i seguenti valori:

Stato Limite di Danno

Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in direzione **1.00**;

X:

Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in direzione **1.00**;

Y:

Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale: **1.00** (se richiesto).

Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in **1.875** ;

direzione X:

Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in **1.875** ;

direzione Y:

Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale: **1.50** (se richiesto).

Essendo la struttura oggetto di studio una **struttura esistente**, il fattore di comportamento è calcolato secondo quanto indica la Circolare 2019 delle NTC 2018 al §C8.5.5.1 Per la verifica di edifici con analisi lineare ed impiego del fattore q , il valore da utilizzare per quest'ultimo è pari a:

- $q = 2,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in pietra e/o mattoni pieni;
- $q = 1,75 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura $> 15\%$ (elementi semipieni, forati, ...);

in cui α_u e α_1 sono definiti al §7.8.1.3 del D.M. 2018. In assenza di più precise valutazioni, potrà essere assunto un rapporto α_u / α_1 pari a 1,5. Nel caso di edificio non regolare in elevazione i valori di q sono ridotti del 25%. Gli spettri utilizzati sono riportati nel successivo grafico (figura 37).

Grafico degli Spettri di Risposta

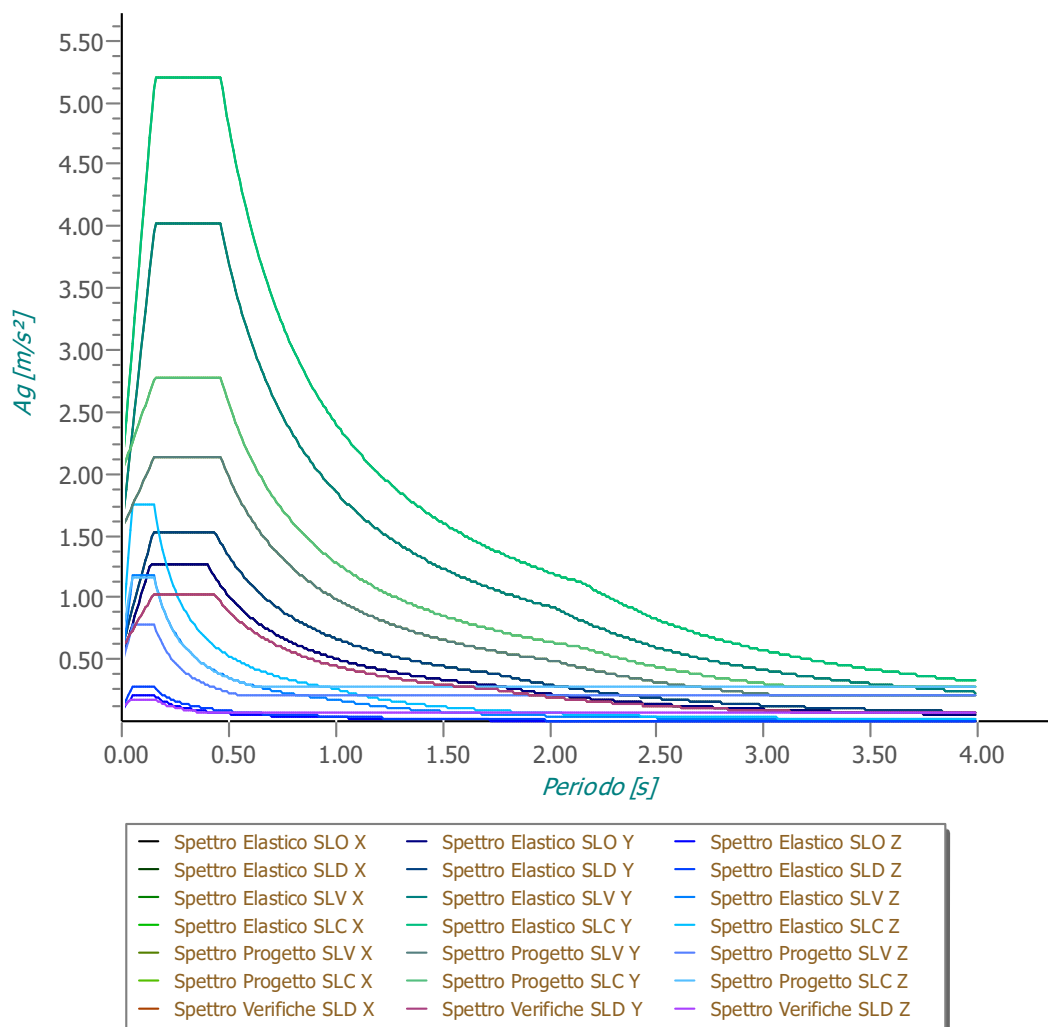


Figura n° 37: Spettri di Risposta per la chiesa di S. Antonino Martire.

2.3 La chiesa di San Rocco Confessore: la descrizione dell'edificio.

2.3.1 analisi storico critica

Nella visita apostolica di monsignor Maremonti già nel 1574 viene citato e descritto l'oratorio di San Rocco di Calto: piccolo edificio fatiscente, privo di pavimento, con tre altari. Il vescovo successivo Giovanni Fontana compie ben quattro visite in dieci anni alla Villa e all'oratorio di San Rocco in Calto.

Nel 1591 annota che l'oratorio "costruito di recente dalle fondamenta" ha l'altare maggiore con la statua di San Rocco, due altari laterali in fase di completamento, la facciata rivolta a ponente ed il campanile incompleto.

Dipende ancora dalla pieve di Ceneselli, dalla quale si staccherà nel 1599, quando - durante la terza visita dello stesso Fontana - viene proclamata parrocchia indipendente. Erano anni

tormentati da scosse telluriche talvolta molto intense, tanto che negli ultimi decenni del '600 tutto il popolo, guidato dal parroco don Giovan Battista Finato e col sostegno economico del conte Antonio Riminaldi, s'impegnò nella costruzione dalle fondamenta della nuova chiesa, orientata verso mezzogiorno. I lavori iniziarono nel 1689 e furono finalmente conclusi nel 1709. Si tratta della chiesa attuale. Nel corso del '700 venne completato il decoro e il campanile. Furono inserite nelle nicchie dell'ariosa facciata le statue di santi, attribuite alla bottega del noto scultore Giovanni Bonazza. All'interno furono eretti altari in marmi policromi scolpiti e intarsiati ed il soffitto fu decorato in stucco dipinto. Nel 1818-1819, assieme ad altre parrocchie della Traspadana Ferrarese, anche San Rocco passò sotto la giurisdizione ecclesiastica del vescovo di Adria. La relazione, che accompagna la prima visita pastorale di un vescovo della nuova diocesi, Carlo Pio Ravasi (1825), ci descrive una chiesa come l'attuale: a tre navate con presbiterio, abside e battistero, l'altare maggiore e sei altari laterali.



Figura n° 38: il prospetto principale ad opere provvisorie compiute.

La chiesa di San Rocco sorge all'interno dell'abitato, preceduta da un sagrato poco profondo, con orientamento est-ovest. L'elegante facciata settecentesca è scandita da due ordini sovrapposti di lesene doriche binate, tra le quali si aprono nicchie a tutto sesto che accolgono statue di santi. La parte superiore della facciata si raccorda all'inferiore tramite rampanti curvilinei, chiusi ai lati da guglie piramidali. La facciata è coronata da un frontone triangolare, sormontato, al colmo e ai lati dei rampanti, da pilastrini con guglie a pigna e croci metalliche (figura 38). L'interno è caratterizzato dallo schema planimetrico basilicale, a tre navate, separate da arcate a tutto sesto, su pilastri, con lesene doriche addossate (figura 39-40). Al di sopra delle lesene corre una trabeazione continua, in aggetto, lungo la navata, nel presbiterio e abside. La navata maggiore è coperta da volta a botte, forata dalle profonde

unghie dei finestroni. Le quattro campate delle navate minori da volte a crociera. Il presbiterio, rialzato di due gradini sul piano-chiesa e chiuso sul fronte da una balaustra in marmo, si apre verso l'aula con un arco a tutto sesto su pilastri murali. Ai pilastri si addossano lesene doriche binate. A pianta rettangolare, a unica campata, è coperto da volta a botte, forata dalle unghie dei finestroni, con occhio centrale ovale. L'abside, tripartita da lesene doriche, è coperta da volta a catino; tetto a falde con manto in coppi; pavimenti in lastre di marmo rosso e bianco; strutture verticali in muratura di mattoni portante.



Figura n° 39 -40: interni della chiesa. La navata principale e particolare del colonnato a restauro post sisma compiuto.

2.3.2. Il rilievo geometrico

La geometria complessiva, caratterizzata una pianta tradizionale a tre navate, è inscritta in una forma geometrica rettangolare con l'eccezione del coro e di una cappella laterale, non riconducibile all'originale edificazione, elementi aggettanti dal corpo principale.

Le dimensioni principali nette sono pertanto: larghezza 20,00 m, di cui la navata centrale risulta di 10,00 m mentre le navate laterali di 5,00 m corrispondenti a $\frac{1}{2}$ di quella principali, lunghezza di 32,00 m con l'aggetto del coro di 6,00 m. Differenti risultano essere le altezze interne. La navata principale è alta 12,60 m, quella laterali 6,50 m mentre il presbiterio e il coro, con un abbassamento avvenuto in corrispondenza dell'arco santo, hanno un'altezza di 11,80.

La facciata ha un'altezza complessiva nel punto di apice della trabeazione di 17,40 m, di 8,00 m nel punto di imposta della rastremazione architettonica di conclusione del primo ordine ordine con una larghezza complessiva in pianta di 21,00 m (larghezza già rilevata sulla facciata della Chiesa parrocchiale di Ficarolo), (figura 41).

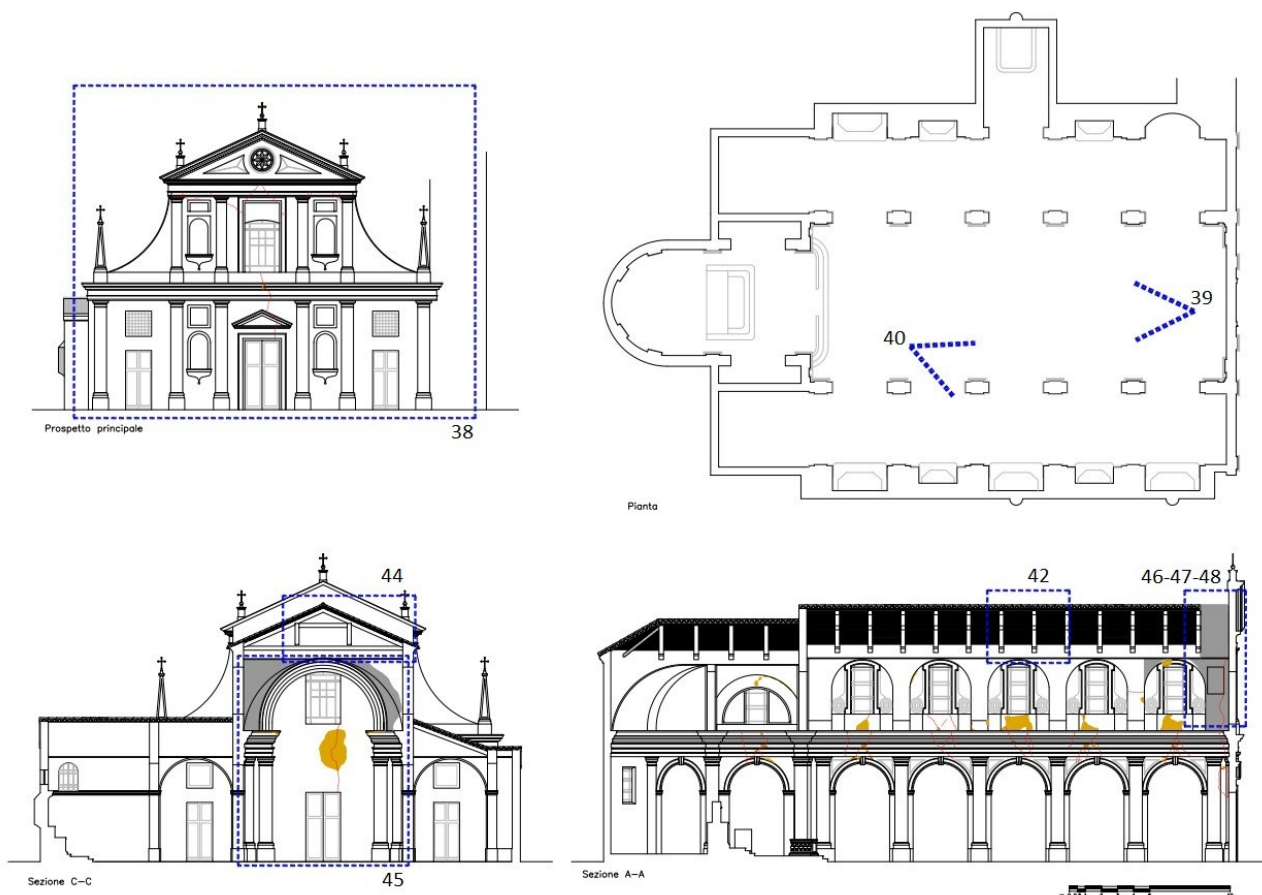


Figura n° 41. Rilievo geometrico e dei danni post sisma. Punti di ripresa fotografici

2.3.3. Il rilievo materico

Costruita su di un nuovo impianto edificatorio la chiesa sostanzialmente rispecchia il progetto originario. La tipologia strutturale resta omogenea e uniforme: murature portanti in mattoni di laterizio a più teste, con dimensioni standard, che si rastremano verso la linea di copertura, solai inclinati di copertura, e strutture di sostegno delle volte in arella, in travi di legno con orditura principale in capriate composite (figura 42)



Figura n° 42: particolare delle capriate lignee della copertura a inizio dei lavori opere di consolidamento post sisma.

Il rilievo architettonico non ha rilevato criticità particolari nella concezione costruttiva originaria salvo l'eliminazione delle catene in ferro di contrasto delle spinte degli archi dell'intercolunnio tra la navata centrale e quelle laterali. Intervento "maldestro" voluto in epoca non certa dall'allora Parroco in quanto la loro presenza andava ad interferire con i nuovi lampadari che scendevano dalla chiave di volta. L'assenza delle catene, che di fatto ha interrotto la continuità strutturale che dalla facciata si protraeva fino al presbiterio, ha provocato innumerevoli danni di collasso a seguito del sisma.

Allo stesso periodo viene ricondotta anche l'apertura di una finestra nel sottotetto, a ridosso del retro facciata verso il piccolo campanile adiacente, utilizzata come accesso per l'interno per il monitoraggio delle strutture. L'intervento apparentemente propositivo si è trasformata in punto debole strutturale proprio dove la facciata restava collegata al retrostante volume edificatorio solamente con le murature perimetrali.

Elemento assente tipologicamente in tutte e tre le chiese prese in esame, ma in generale in tutti gli edifici rilevati in Polesine, è la capriata di retro facciata che chiude strutturalmente lo scarico del peso proprio della copertura, oltre a quelli accidentali, alle murature perimetrali lasciando questo compito alla facciata nella quale l'orditura secondaria o terziaria lignea, viene posata solamente in appoggio con una media di 10,00 cm (figura 43).

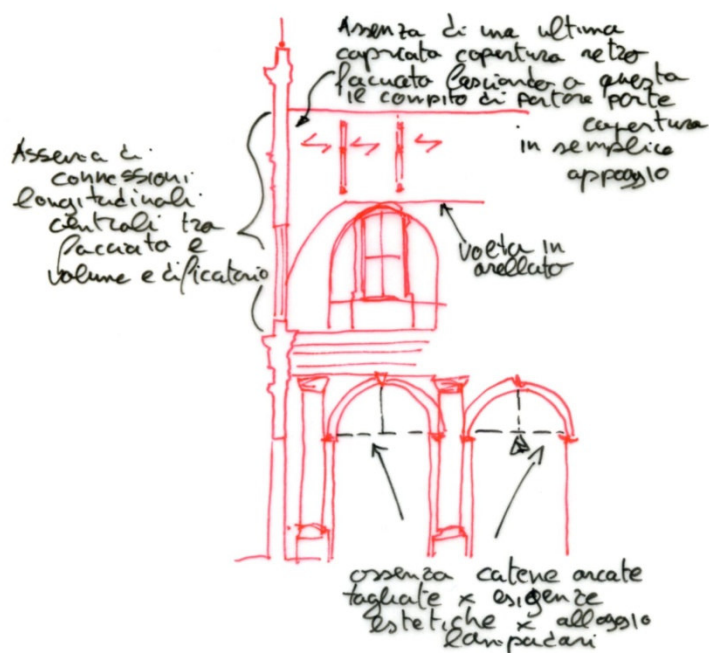


Figura n° 43: schema di analisi materico strutturale della facciata e retro facciata.

Figura n° 44: Copertura provvisoria prima campata della copertura a seguito del suo crollo: opera provvisoria realizzata durante lo sciami sismico dai VV. FF. gruppo SAF.

2.3.4. Il rilievo dei danni

A seguito delle due scosse sismiche del 20 e del 29 maggio 2012, la chiesa parrocchiale di Calto ha subito numerosi danni che hanno interessato, a livelli differenti, sia le strutture murarie in elevazione sia gli orizzontamenti di volta e copertura rendendola inagibile fino a lavori realizzati.

L'oscillazione della facciata, associata alla mancanza di vincoli con la struttura di copertura, ha fatto sfilare i morali di secondo ordine dal loro alloggio nella muratura innescando il crollo dell'intera prima campata, l'inclinazione della seconda, e la creazione di lesioni significative passanti lungo le verticali a ridosso tra l'innesto delle murature di spina e la facciata (figura 45-46).

Dal rilievo strumentale effettuato dai VV. FF. gruppo SAF, durante lo studio di fattibilità per la realizzazione delle opere provvisoria in sicurezza per gli operatori, ha evidenziato che la facciata aveva perso la sua posizione verticale con una inclinazione di 7° rispetto la stessa verso il sagrato (figura 43-44).

I pinnacoli del timpano, elementi decorativi realizzati in marmo bianco con armatura metallica al loro interno quale elemento di collegamento alla muratura, sono risultati spezzati e durante i primi interventi sono stati calati a terra per limitare eventuali danni successivi causati dalla loro rovina. L'assenza delle catene, nelle arcate dell'intercolonnio tra la navata centrale e quelle laterali ha provocato il collasso di tutti gli archi con cedimenti significativi in chiave di volta. Neppure l'arco santo, posto a 25,90 m dalla facciata, è rimasto immune dal collasso con pericolo di crollo.

Nel complesso l'impatto dell'onda sismica sulle strutture edificatorie della chiesa ne ha causato danni importanti a tutti i livelli non risparmiando nessun elemento strutturale.

Indispensabile l'intervento del gruppo SAF del Vigili del Fuoco per la realizzazione delle opere provvisorie per impedire un possibile e successivo ribaltamento del timpano della facciata e il crollo dell'arco santo che poteva causare un altro crollo a catena delle strutture (figura 44).



Figura n° 45 - 46: il crollo delle strutture di copertura della prima campata. Le due fotografie risalgono al giorno successivo della prima scossa del 20 maggio 2012.



Figura n° 47 - 48: lo strappo tra la facciata e le murature di spina. Le lesioni sono state rilevate fino alla quota del pavimento interno. La presenza della finestra per l'accesso al sottotetto ha contribuito all'innesco del crollo della copertura.

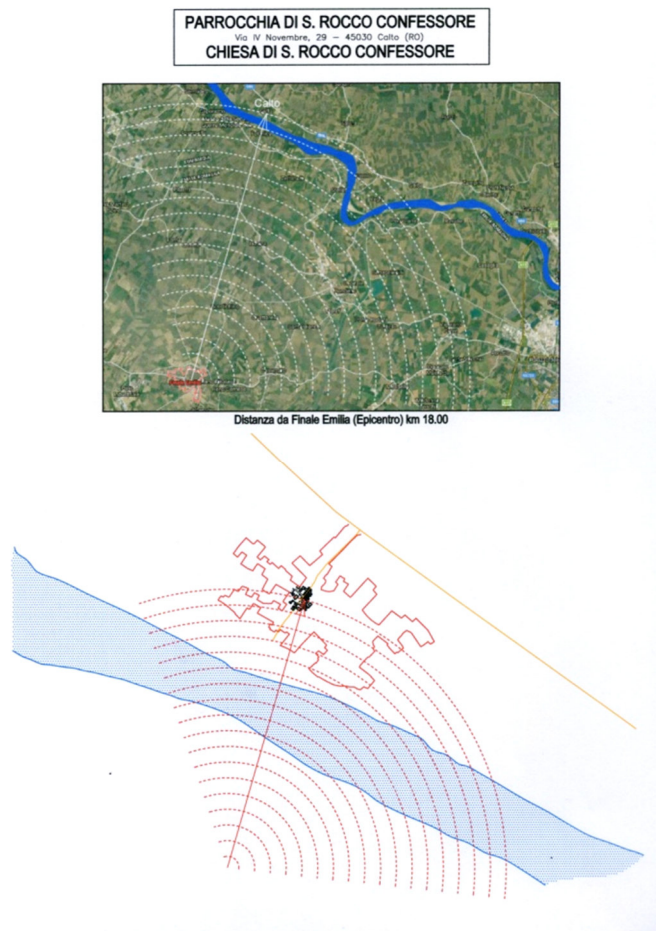


Figura n° 49: georeferenziazione dell'onda sismica rispetto al Centro Storico del Comune di Calto e alla Chiesa di San Rocco Confessore. Distanza complessiva dall'epicentro 18,00 Km.

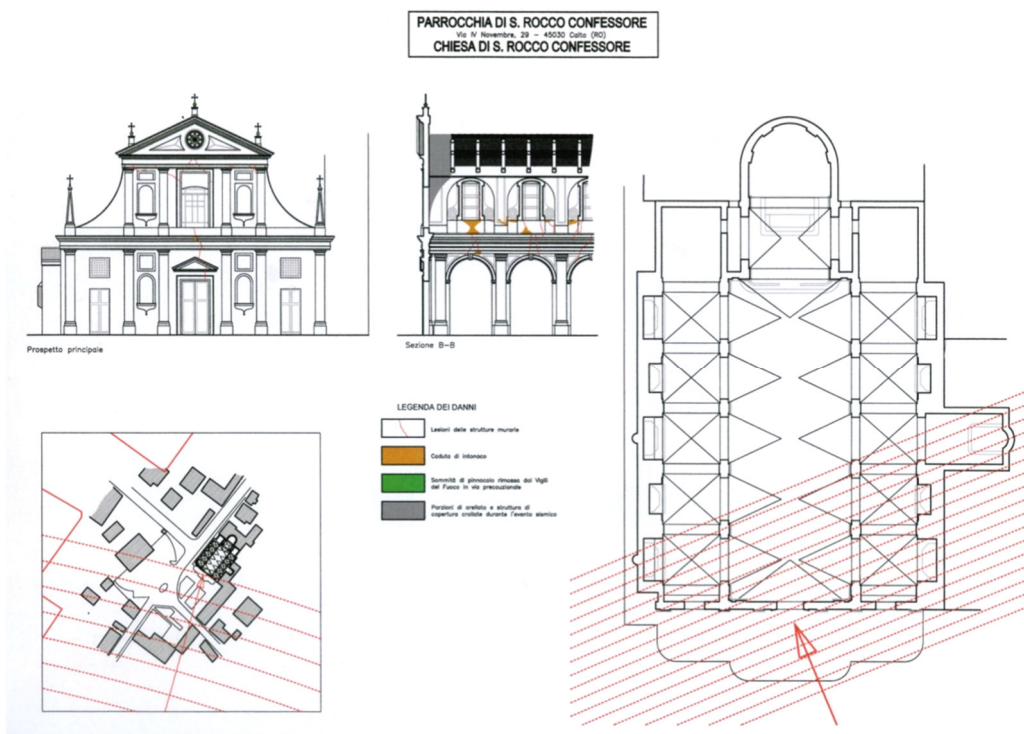


Figura n° 50: impatto dell'onda sismica sulla facciata e rilievo dei danni prospettici.

2.3.5. La conoscenza del sottosuolo

Chiesa di san Rocco - Calto

Secondo la classificazione prevista dalla Legge n° 74 del 02/02/1974, il territorio del Comune di Calto (RO) ricadeva in zona NON SISMICA e quindi non soggetto a particolari prescrizioni costruttive e progettuali.

Successivamente, la principale Normativa intervenuta in materia di sismica era costituita da:

- Legge 2 Febbraio 1974, n° 64, "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni in zona sismica";
- Decreto Ministeriale 14 Maggio 1982, aggiornamento dell'"Elenco delle zone sismiche delle Regioni d'Italia";
- Decreto Ministeriale 16 Giugno 1984, "Norme tecniche relative alle costruzioni in zone sismiche".

Le disposizioni normative appena citate non hanno apportato modifiche alla classificazione sismica del territorio del Comune di Ficarolo, che quindi è continuato a rimanere in zona NON SISMICA.

Si sono quindi succeduti:

- Decreto Ministeriale 24 Gennaio 1986, "Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche";
- Decreto Ministeriale 24 Gennaio 1986, "Istruzioni relative alla normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica";
- Decreto Ministeriale 20 Novembre 1987, "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento";
- Decreto Ministeriale 16 Gennaio 1996, "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche";
- Circolare Ministeriale 10 Aprile 1997, n° 65, "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996";
- Ordinanza P.C.M. n° 3274 del 20 Marzo 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"; con tale ordinanza il comune di Calto è stato inserito in zona 3 (ved. tabella 7).

Codice Istat 2001	Denominazione	Categoria secondo la classificazione precedente	Categoria secondo la proposta del GdL del 1998	Zona ai sensi del presente documento (2003)
05029007	Bosaro	N.C.	N.C.	4
05029008	calto	N.C.	III	3
05029009	Canaro	N.C.	III	3

Classificazione sismica del territorio italiano secondo O.P.C.M. n° 3274/2003

Tab. 7: estratto zonizzazione simica dell'OPCM 3274 del 20/3/2003



Figura n° 51: localizzazione della chiesa di S. Rocco nel fotopiano.

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018.

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica;
- individuazione, tramite latitudine e longitudine (tab. n. 8), dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio (tab. n. 9);
- determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica;
- calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum **ED50**:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
44.992779	11.357413	13

Tab. n. 8 individuazione geografica mediante coordinate.

L'edificio è stato progettato per una **Vita Nominale** pari a **50** e per **Classe d'Uso** pari a **2**.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il **suolo** di fondazione di **categoria C**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Parametri di pericolosità sismica								
Stato Limite	a_g/g	F_0	T_c^* [s]	C_c	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]	S_S
SLO	0.0328	2.566	0.225	1.72	0.129	0.386	1.731	1.50
SLD	0.0389	2.600	0.270	1.62	0.146	0.437	1.756	1.50
SLV	0.0965	2.567	0.304	1.56	0.158	0.473	1.986	1.50
SLC	0.1233	2.595	0.306	1.55	0.158	0.475	2.093	1.50

Tab. n. 9 parametri sismici inerenti gli stati limite.

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione (a_g) al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Comportamento (q). Il Fattore di comportamento q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il **Coefficiente di Amplificazione Topografica** (S_T) pari a **1.00**.

Per la struttura in esame sono stati utilizzati i seguenti valori:

Stato Limite di Danno

Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in direzione **1.00**;
X:

Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in direzione **1.00**;
Y:

Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale: **1.00** (se richiesto).

Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in **1.875** ;
direzione X:

Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in **1.875** ;
direzione Y:

Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale: **1.50** (se richiesto).

Essendo la struttura oggetto di studio una **struttura esistente**, il fattore di comportamento è calcolato secondo quanto indica la Circolare 2019 delle NTC 2018 al §C8.5.5.1 Per la verifica di edifici con analisi lineare ed impiego del fattore q , il valore da utilizzare per quest'ultimo è pari a:

- $q = 2,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in pietra e/o mattoni pieni;
- $q = 1,75 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura $> 15\%$ (elementi semipieni, forati, ...);

in cui α_u e α_1 sono definiti al §7.8.1.3 del D.M. 2018. In assenza di più precise valutazioni, potrà essere assunto un rapporto α_u / α_1 pari a 1,5. Nel caso di edificio non regolare in elevazione i valori di q sono ridotti del 25%. Gli spettri utilizzati sono riportati nel successivo grafico (figura 52).

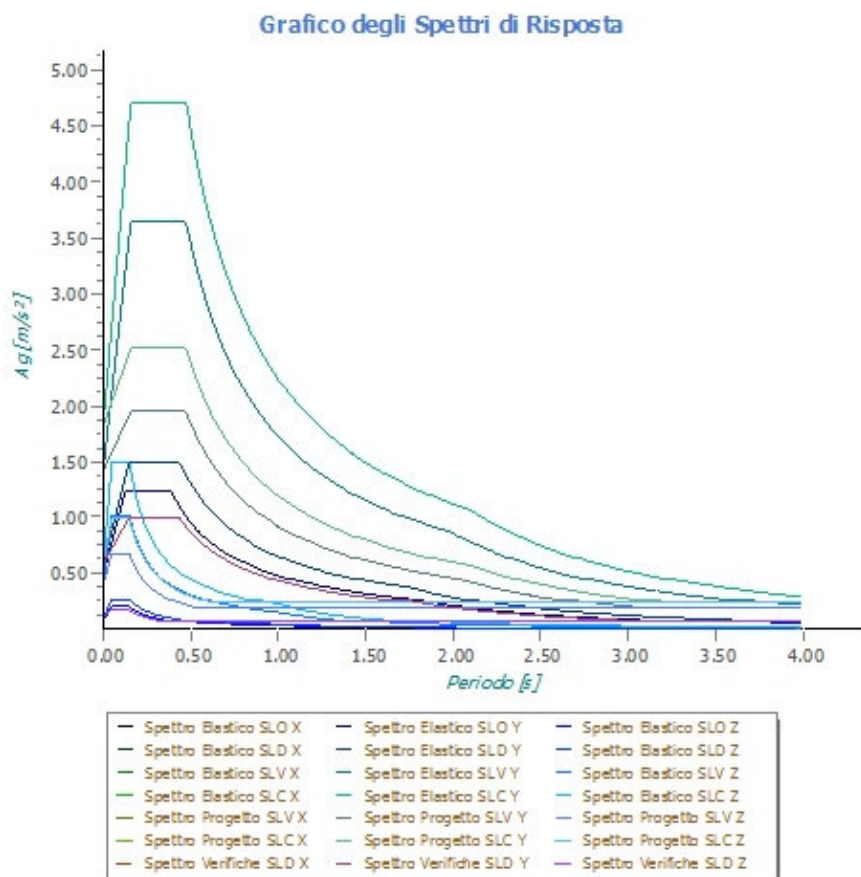


Figura n° 52: Spettri di Risposta per la chiesa di S. Rocco

3. Metodo speditivo semplificato per valutazione della sicurezza sismica di facciate di chiese in muratura - Simplified Speedy Seismic assessment of masonry church FACade (S3FAC).

Il metodo di analisi proposto nel presente lavoro è un metodo speditivo semplificato da utilizzare per la valutazione della sicurezza sismica di facciate di chiese esistenti in muratura. Il metodo è semplificato in quanto considera tre possibili meccanismi di collasso della facciata, ossia:

- 1) ribaltamento della facciata come corpo rigido (M1);
- 2) meccanismo di ribaltamento della sommità della facciata (M2);
- 3) meccanismi di collasso a taglio nel piano della facciata (M3).

I tre meccanismi di collasso della facciata considerati dal metodo sono quelli previsti dalle Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale di seguito rappresentati (figura n° 53).

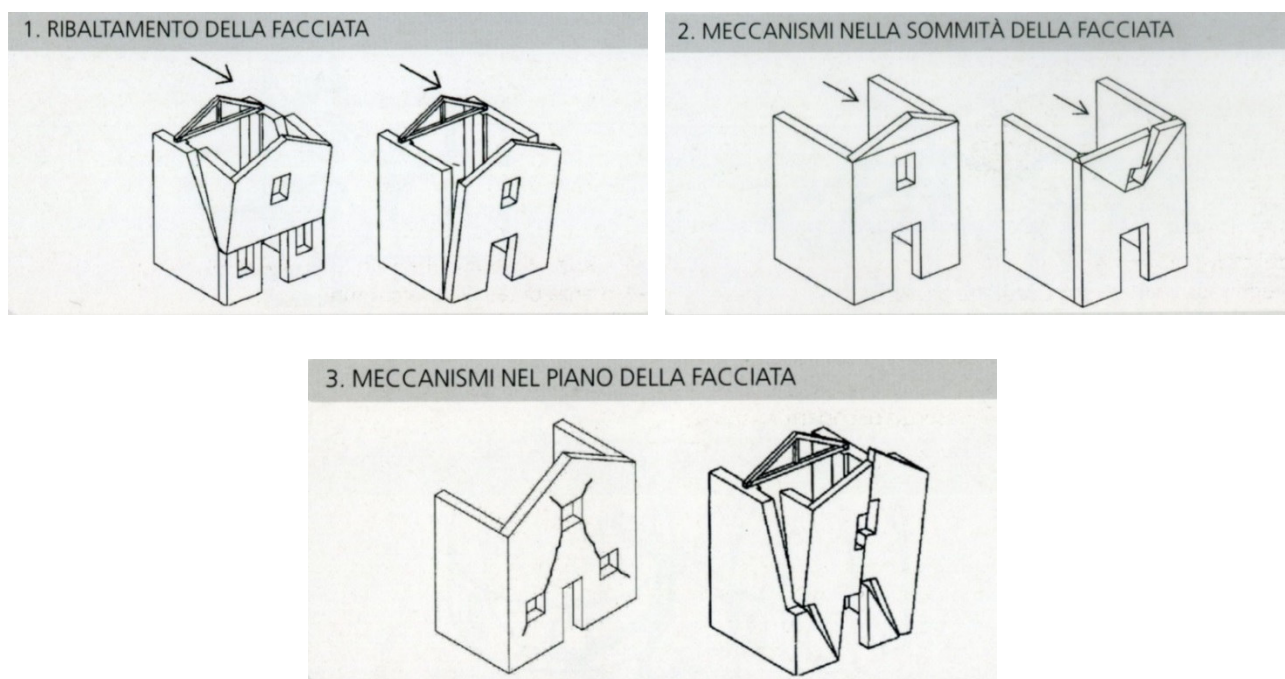


Figura n° 53: I tre meccanismi di collasso della facciata considerati dal metodo proposto nel presente lavoro (Milano et al., 2009 - Ministero della Cultura, 2011).

Il metodo semplificato qua descritto, si basa sui seguenti step procedurali:

1. si identificano le principali proprietà geometriche e di resistenza del paramento della facciata sulla base di rilievi geometrici speditivi o dalla documentazione progettuale disponibile;
2. si identificano le proprietà che sono considerate come variabili nel metodo e si definisce per le proprietà variabili il loro range di variazione. Tale range è definito caso per caso in funzione del

livello di conoscenza raggiunto. Le variabili introdotte nel metodo sono legate principalmente a incertezza nella definizione delle caratteristiche delle proprietà dei materiali, all'incertezza nella definizione della configurazione strutturale, dell'interazione con altri elementi, fasi di costruzioni del paramento;

3. si genera una serie di possibili combinazioni incrociando i diversi valori previsti per ciascuna variabile. Per ogni combinazione generata si calcola una accelerazione di collasso per ciascuno dei tre meccanismi sopra descritti ($a_{attivazione1}$, $a_{attivazione2}$ e $a_{attivazione3}$). Si ottiene quindi una matrice che ad ogni combinazione di valori delle variabili fa corrispondere un valore di $a_{attivazione}$ per ciascun meccanismo di collasso.
4. si ricava da ultimo l'accelerazione di attivazione con valore minore ($a_{attivazione,min}$) tra le tre sopra calcolate fornita dal meccanismo che per primo porta al collasso della facciata per quella combinazione.

Oltre a identificare una stima dell'accelerazione di attivazione per la facciata per le varie combinazioni possibili, il metodo proposto identifica le variabili che maggiormente modificano il valore dell'accelerazione di attivazione. Questo consente di gerarchizzare le proprietà variabili della facciata e guidare futuri rilievi ed indagini sperimentali.

Inoltre ogni meccanismo di danneggiamento può essere associato, in prima analisi ad una tipologia o a più tipologie di intervento e da realizzarsi in funzione del tipo di meccanismo di collasso che si mobilita per primo.

Da ultimo, in funzione del tipo di intervento dimensionato per la combinazione più gravosa, si può fare una stima dei costi per la realizzazione dell'intervento di messa in sicurezza.

3.1 Definizione dei meccanismi di collasso e delle variabili considerate

I meccanismi di collasso

I tre meccanismi di collasso di facciata di una chiesa considerati nel presente lavoro sono:

- ribaltamento della facciata (M1): calcolato come valore di accelerazione che mobilita il ribaltamento della facciata o di sue porzioni o del timpano sommitale. Per la valutazione di questo meccanismo si è fatto uso del metodo dell'analisi cinematica e del software CINE (Milano et al., 2009) come descritto più avanti.
- meccanismo nella sommità della facciata (M2): calcolato come valore di accelerazione che mobilita il ribaltamento della sommità della facciata o di sue porzioni o del timpano sommitale. Anche per la valutazione di questo meccanismo si è fatto uso del metodo dell'analisi cinematica e del software CINE (Milano et al., 2009) descritto più avanti.

- meccanismo nel piano della facciata (M3): calcolato come valore di accelerazione che porta al superamento della tensione di rottura per taglio. Per la valutazione di questo meccanismo si è fatto uso del software agli elementi finiti STRAUS7 (Straus 7, 2022). Con tale software si è realizzata una analisi elastico lineare dello stato tensionale della facciata della parete. Il calcolo dell'azione sismica è stato realizzato mediante da una analisi modale a spettro di risposta elastico con azione sismica applicata nel piano della parete.

3.1.2 Analisi cinematica per la valutazione del moltiplicatore di attivazione dei meccanismi di collasso M1 e M2

Il calcolo della condizione di collasso per i meccanismi locali ritenuti significativi per l'edificio sono condotte nel presente lavoro con l'analisi limite dell'equilibrio secondo la metodologia cinematica. Tale analisi limite si sviluppa in sintesi con la scelta del meccanismo di collasso e la determinazione dell'azione orizzontale in grado di innescare il cinematismo previsto.

La procedura si basa sulla suddivisione in blocchi del sistema murario considerato, caratterizzato dalle seguenti ipotesi:

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

Il meccanismo prevede, quindi, la schematizzazione della muratura come uno o più blocchi rigidi collegati da cerniere in modo da formare una catena cinematica.

L'analisi cinematica lineare consente di valutare il moltiplicatore orizzontale α_0 dei carichi che attiva il previsto meccanismo.

Ai blocchi rigidi formanti la catena cinematica sono applicati i seguenti carichi:

- a) pesi propri dei blocchi applicati nei rispettivi baricentri;
- b) carichi verticali portati dai blocchi e dovuti ai carichi dei solai nonché i pesi di eventuali altri elementi murari non considerati nel modello;
- c) un insieme di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali considerati;
- d) forze esterne trasmesse dalle catene.

Partendo da una rotazione virtuale θ_k assegnata a un generico blocco k, si possono determinare gli spostamenti delle forze applicate nelle corrispondenti direzioni, che risulteranno funzione di θ_k e della

geometria della struttura. Il Principio dei Lavori Virtuali (PLV) in termini di spostamenti consente di ricavare il moltiplicatore α_0 attraverso l'uguaglianza del lavoro complessivo eseguito dalle forze esterne ed interne sul sistema, in corrispondenza dell'atto di moto virtuale:

$$\alpha_0 \cdot \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{xi} + \sum_{n+1}^{n+m} P_j \delta_{xj} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{yi} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi}$$

dove:

n: è il numero complessivo delle forze peso applicate ai blocchi della catena cinematica;

m: è il numero di forze peso non gravanti direttamente sui blocchi le cui masse generano forze orizzontali, a causa del sisma, sugli elementi della catena cinematica in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;

o: è il numero di forze esterne applicate ai blocchi ma non associate alle masse;

P_i, δ_{xi} : sono la generica forza peso e lo spostamento virtuale orizzontale del corrispondente punto di applicazione, positivo se concorde con l'azione sismica che attiva il meccanismo;

P_j, δ_{xj} : sono la generica forza peso non direttamente applicata ai blocchi la cui massa produce, a seguito dell'azione sismica, una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica in quanto non trasmessa ad altre parti dell'edificio e lo spostamento virtuale del relativo punto di applicazione, positivo se concorde con l'azione sismica che attiva il meccanismo;

δ_{yi} : è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione del peso P_i , positivo se verso l'alto;

F_h e δ_h : sono la generica forza esterna in valore assoluto applicata ad un blocco e lo spostamento virtuale del relativo punto di applicazione nella direzione della forza,, considerato positivo se discorde con il verso della forza;

L_{fi} : è il lavoro delle forze interne.

Poiché l'effetto sismico è un effetto dinamico, l'insieme di spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei pesi, associato al cinematismo, deve essere considerato come una forma modale di vibrazione. Il coefficiente di partecipazione g_m è dato da:

$$g_m = \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi}}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi}^2}$$

dove:

$n+m$: è il numero delle forze peso P_i applicate le cui masse, a causa del sisma, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;

δ_{xi} : è lo spostamento virtuale orizzontale del peso P_i

La massa partecipante M^* a tale forma modale di vibrazione si ottiene moltiplicando g_m per la

$\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi}$ e dividendo per l'accelerazione di gravità g ottenendo quindi:

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi} \right)^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi}^2}$$

L'accelerazione sismica spettrale a_0^* di attivazione del meccanismo si ricava del prodotto del moltiplicatore α_0 per l'accelerazione di gravità e dividendo tale prodotto per la frazione di massa e^* partecipante al cinematismo.

Il valore di e^* è fornito dall'espressione:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i}$$

E quindi:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^*} = \frac{\alpha_0 \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^*}$$

Il valore di a_0^* è il valore ricercato di accelerazione orizzontale al suolo in grado di mobilitare il meccanismo di ribaltamento di facciata. Sulla scorta della conoscenza del valore di a_0^* si può procedere a realizzare opportune verifiche, se richieste.

La verifica allo Stato Limite di Collasso (SLC) o allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) dei meccanismi locali è indispensabile per garantire la sicurezza nei riguardi del collasso. La verifica è positiva se a_0^* (di attivazione del meccanismo) è maggiore o uguale all'accelerazione seguente:

$$a_0^* \geq \frac{a_{g-SLV} \cdot S}{q} \quad \text{se l'elemento da verificare è posto a quota del terreno}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \quad \text{se l'elemento da verificare è ad una altezza Z dal terreno}$$

dove:

$$\gamma = \frac{3N}{2N+1} \quad \text{con N numero di piani}$$

$$\psi(Z) = Z / H$$

Dove:

H : è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z : è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura

T₁ : è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata.

La procedura appena descritta è la medesima riportata anche nelle schede illustrative di ciascun meccanismo di collasso riportate nell'Allegato alle "Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Partizioni", di RELUIS (Ministero della Cultura, 2011). In particolare con riferimento al meccanismo di ribaltamento dell'intera facciata, nelle schede illustrative riportate in tale Allegato, viene fatto riferimento ai simboli di seguito elencati:

α : è il moltiplicatore orizzontale dei carichi agenti sui macroelementi;

n : è il numero di piani interessati dal cinematisimo;

W_i : è il peso proprio della parete al piano i-esimo o del macroelemento i-esimo;

W_{Oi} : è il peso proprio della porzione del cuneo di distacco al piano i-esimo nelle pareti di controvento (comprensivo di eventuali carichi trasmessi da archi o volte su di esso agenti);

F_{Vi} : è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i-esimo;

F_{Hi} : è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i-esimo;

P_{si} : è il peso del solaio agente sulla parete al piano i-esimo;

PSO_i : è il peso del solaio agente sulla porzione di cuneo al piano i -esimo nelle pareti di controvento;

PV_{ij} : rappresenta l' i -esimo carico verticale trasmesso in testa al macroelemento j -esimo;

P : è il carico trasmesso dalla trave di colmo oppure dal puntone del tetto a padiglione;

N : è il generico carico verticale agente in testa al macroelemento;

H : rappresenta il valore massimo della reazione sopportabile dalla parete di controvento o dall'eventuale tirante alla spinta dell'effetto arco orizzontale nello spessore della facciata;

PH : rappresenta la spinta statica trasmessa dalla copertura in testa al macroelemento;

PH_{ij} : è l' i -esima componente di spinta statica trasmessa dalla copertura in testa al corpo j -esimo;

T_i : rappresenta l'azione dei tiranti eventualmente presenti in testa alla parete del piano i -esimo;

s : è lo spessore della parete al piano i -esimo;

h_i : è il braccio verticale dell'azione trasmessa dal solaio e/o dal tirante alla parete al piano i -esimo oppure è l'altezza del macroelemento i -esimo;

h_{pi} : è il braccio verticale dell'azione trasmessa dal solaio alla parete al piano i -esimo;

L_i : è la lunghezza del macroelemento i -esimo;

xG_i : è il braccio orizzontale del peso proprio del corpo i -esimo;

yG_i : è il braccio verticale del peso proprio del corpo i -esimo;

xGO_i : è il braccio orizzontale del peso proprio della porzione del cuneo di distacco al piano i -esimo nelle pareti di controvento;

yGO_i : è il braccio verticale del peso proprio della porzione del cuneo di distacco al piano i -esimo nelle pareti di controvento;

d : è il braccio orizzontale del generico carico verticale trasmesso in testa al macroelemento;

d_i : è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio sulla parete al piano i -esimo;

d_{ij} : è il braccio orizzontale dell' i -esimo carico verticale applicato in testa al corpo j -esimo;

dO_i : è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio al cuneo di distacco nelle pareti di controvento;

a_i : è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio sulla parete al piano i -esimo;

hV_i : è il braccio verticale della spinta di archi o volte al piano i -esimo;

dV_i : è il braccio orizzontale delle azioni trasmesse da archi o volte al piano i -esimo.

Nel presente lavoro il software CINE (Milano et al., 2009) viene utilizzato per gli obiettivi e le finalità descritte sopra. Si riporta a titolo di esempio una vista dei parametri di input e di output della verifica a ribaltamento semplice di parete monolitica estratto dal software CINE usato per le analisi del meccanismo di collasso M1(Tab. 10, Figura 54-55).

MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 di attivazione dei meccanismi locali di PARETI MONOLITICHE NON VINCOLATE AGLI ORIZZONTAMENTI E NON EFFICACEMENTE COLLEGATE ALLE PARETI DI CONTROVENTO e delle relative PGA per le verifiche.

Nel caso di parete a più piani l'applicazione valuta il ribaltamento della stessa per diverse posizioni della cerniera cilindrica, in corrispondenza dei vari orizzontamenti, e fornisce i valori del moltiplicatore associato a ciascuna condizione esaminata. In tal caso occorre immettere i dati richiesti per piani successivi dell'edificio, partendo dal più basso (Elevazione 1). Nei casi in cui il macroelemento ribaltante sia caratterizzato da geometria irregolare in facciata (e la sua configurazione risulti pertanto non descrivibile attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata") non bisogna riempire la sezione "Geometria della facciata" ma occorre inserire i dati relativi al baricentro della parete ed al suo peso proprio nelle relative caselle, individuate dal fondo azzurro, presenti nelle sezioni "Caratterizzazione geometrica dei macroelementi" e "Azioni sui macroelementi". I due approcci sono

Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)					Peso specifico della muratura γ_i [kN/m ³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
	Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie				
	Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]		
1	0.01	2.50	9.30	7.30	9.30	15.0	0.00
2	1.00	2.50	9.30	8.30	9.30	15.0	0.00
3							
4							
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI							
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo S_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{Vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{Vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo Y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) Y_{Gi} [m]
1	0.38	3.00	0.20	0.00	0.00	1.55	
2	0.38	4.00	0.20	0.00	0.00	2.01	
3						0.00	
4						0.00	
AZIONI SUI MACROELEMENTI							
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]
1	130.6		8.0	0.0	0.0	0.0	400.0
2	203.5		12.0		0.0	0.0	70.0
3	0.0						
4	0.0						

DATI DI CALCOLO	MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI					
	Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]	
	2 - 1	63.5	4.0	0.0	1690.0	
	2	38.7	2.4	0.0	280.0	
	-	0.0	0.0	0.0	0.0	
	-	0.0	0.0	0.0	0.0	
DATI DI CALCOLO	MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI					
	Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
	2 - 1	1222.5	108.0	0.0	0.0	0.0
	2	409.1	48.0	0.0	0.0	0.0
	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
MULTIPLICATORE α_0	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	2 - 1	1.321	1.35	29.661	0.822	11.682
	2	0.702		20.995	0.956	5.340
	-	N.C.		0.000	0.000	N.C.
	-	N.C.		0.000	0.000	N.C.
-	N.C.	0.000		0.000	N.C.	

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008					
PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q	1.50			
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T	1.00			
	Categoria suolo di fondazione	C			
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]	0.163			
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0	2.362			
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^*	0.310			
	Fattore di smorzamento η	1.000			
	Altezza della struttura H [m]	9.00			
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S	4.500			
	Coefficiente C_C	1.545			
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	4.500			
	Numero di piani dell'edificio N	2			
	Coefficiente di partecipazione modale γ	1.200			
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]	0.260			
PARAMETRI DI CALCOLO	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_g(SLV)$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
	2 - 1			0.397	
	2	3.00	0.333	0.181	20.025
	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_g(SLV)$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)			
	2 - 1	0.397			
	2	0.181			
	-	-			

Tab. n. 10 esempio di parametri di input e di output della verifica a ribaltamento semplice di parete monolitica estratto dal software CINE usato per le analisi del meccanismo di collasso M1

- Legenda:**
- Caselle di inserimento dati
 - Caselle da riempire in alternativa alla sezione "Geometria della facciata"
 - Caselle contenenti i dati elaborati
 - Caselle contenenti i risultati finali dell'analisi

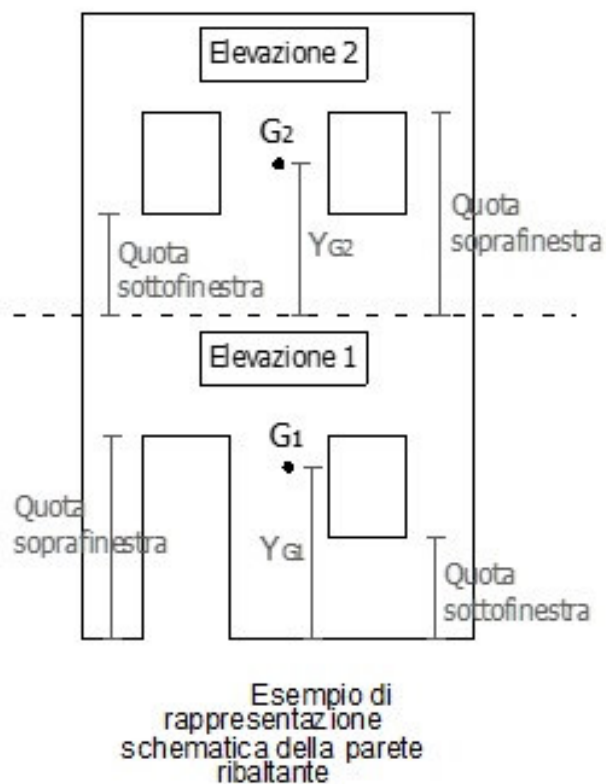


Figura n° 54: rappresentazione schematica della parete ribaltante del meccanismo M1

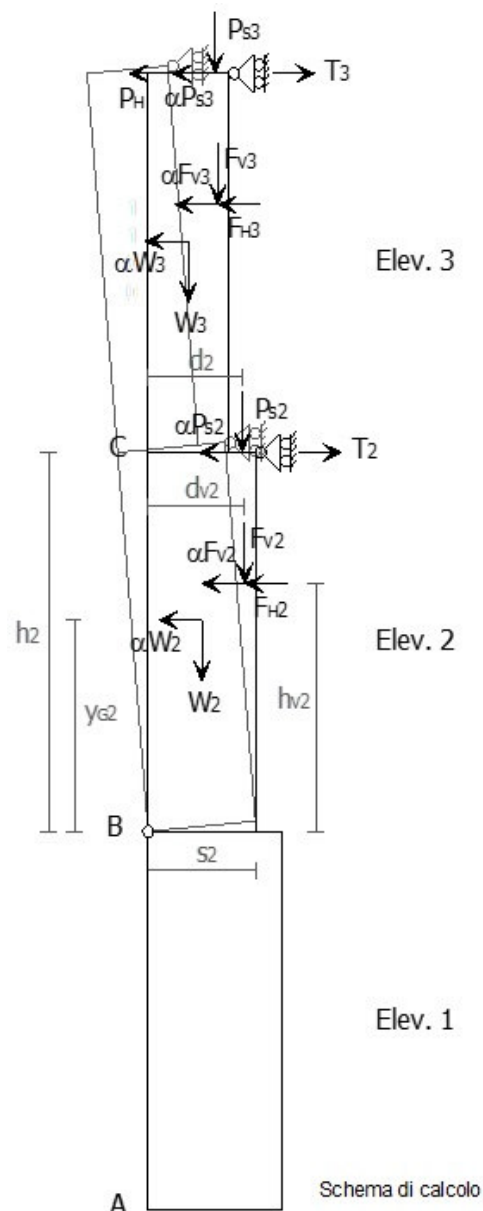


Figura n° 55: schema di calcolo del meccanismo M1

Si riporta inoltre, sempre a titolo di esempio, una vista dei parametri di input e di output della verifica a ribaltamento del timpano estratto dal software CINE usato per le analisi del meccanismo di collasso M2 (Tab. 11, Figura 56)

MECCANISMI DI SFONDAMENTO DELLA PARETE DEL TIMPANO

		CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLA PARETE							
		Spessore della parete s (m)	Inclinazione delle sezioni di frattura rispetto all'orizzontale β (°)	Arretramento del punto di applicazione dell'azione trasmessa dalla trave di colmo rispetto alla superficie esterna del timpano d_e (m)	Arretramento dei punti di applicazione dei carichi verticali in testa al corpo l'esimo rispetto alla superficie esterna del timpano d_i (m)	Distanza del baricentro del corpo l'esimo dall'origine, misurata con riferimento all'asse locale x_1 x_{G1} (m)	Distanza del punto di colmo della parete dall'origine, misurata con riferimento all'asse locale x_1 x_p (m)	Distanza del punto di applicazione dell'azione carico verticale in testa al corpo 1 dall'origine, misurata con riferimento all'asse locale x_1 x_{P11} (m)	Distanza del punto di applicazione dell'azione carico verticale in testa al corpo 2 dall'origine, misurata con riferimento all'asse locale x_2 x_{P12} (m)
DATI INIZIALI					0.00	0.00	0.00	0.00	
							0.00	0.00	
							0.00	0.00	
	COORDINATE DEI PUNTI DI APPLICAZIONE DELLE AZIONI SUI MACROELEMENTI NEL PIANO DELLA PARETE								
	Distanza orizzontale e verticale del baricentro del corpo l'esimo rispetto al vertice A del cuneo (m)	Distanza verticale del punto di colmo della parete rispetto al vertice A del cuneo (m)	Distanza orizzontale e verticale del punto d'applicazione del carico verticale 1 in testa al corpo 1 rispetto al vertice A del cuneo (m)	Distanza orizzontale e verticale del punto d'applicazione del carico verticale 2 in testa al corpo 1 rispetto al vertice A del cuneo (m)	Distanza orizzontale e verticale del punto d'applicazione del carico verticale 3 in testa al corpo 1 rispetto al vertice A del cuneo (m)	Distanza orizzontale e verticale del punto d'applicazione del carico verticale 1 in testa al corpo 2 rispetto al vertice A del cuneo (m)	Distanza orizzontale e verticale del punto d'applicazione del carico verticale 2 in testa al corpo 2 rispetto al vertice A del cuneo (m)	Distanza orizzontale e verticale del punto d'applicazione del carico verticale 3 in testa al corpo 2 rispetto al vertice A del cuneo (m)	Coordinate nel sistema di riferimento globale (X-Z)
									X
									Z
	AZIONI SULLA PARETE					Arretramento del punto di contatto tra i cunei (cerchiera C) rispetto alla superficie esterna del timpano a (m)			
	Peso proprio del corpo l'esimo W (kN)	Carico trasmesso dalla trave di colmo P (kN)	Carico verticale l'esimo trasmesso in testa al corpo 1 P_{V1} (kN)	Carico verticale l'esimo trasmesso in testa al corpo 2 P_{V2} (kN)					

Legenda:

- Caselle di inserimento dati
- Caselle contenenti i dati elaborati
- Caselle contenenti i risultati finali dell'analisi

DATI DI CALCOLO	Numeratore di α_0	Denominatore di α_0			
		0.000	0.000		
MULTIPLICATORE α_0	Valore di α_0	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]
	N.C.		0.000	0.000	N.C.

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008						
PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q					
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T					
	Categoria suolo di fondazione					
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]					
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0					
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]					
	Fattore di smorzamento η					
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]					
	Altezza della struttura H [m]					
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S				-	
	Coefficiente C_C				-	
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S				-	
	Numero di piani dell'edificio N					
	Coefficiente di partecipazione modale γ				0.000	
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]				0.000	
	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A. 4.9)	$S_d(T_1)$ (C8A. 4.10)		
		-	-	-		
PGA-SLV	$a_{g(SLV)}$ min(C8A. 4.9; C8A. 4.10)					
	-					

Tab. n° 11: esempio di parametri di input e di output della verifica del timpano estratto dal software CINE usato per le analisi del meccanismo di collasso M2.

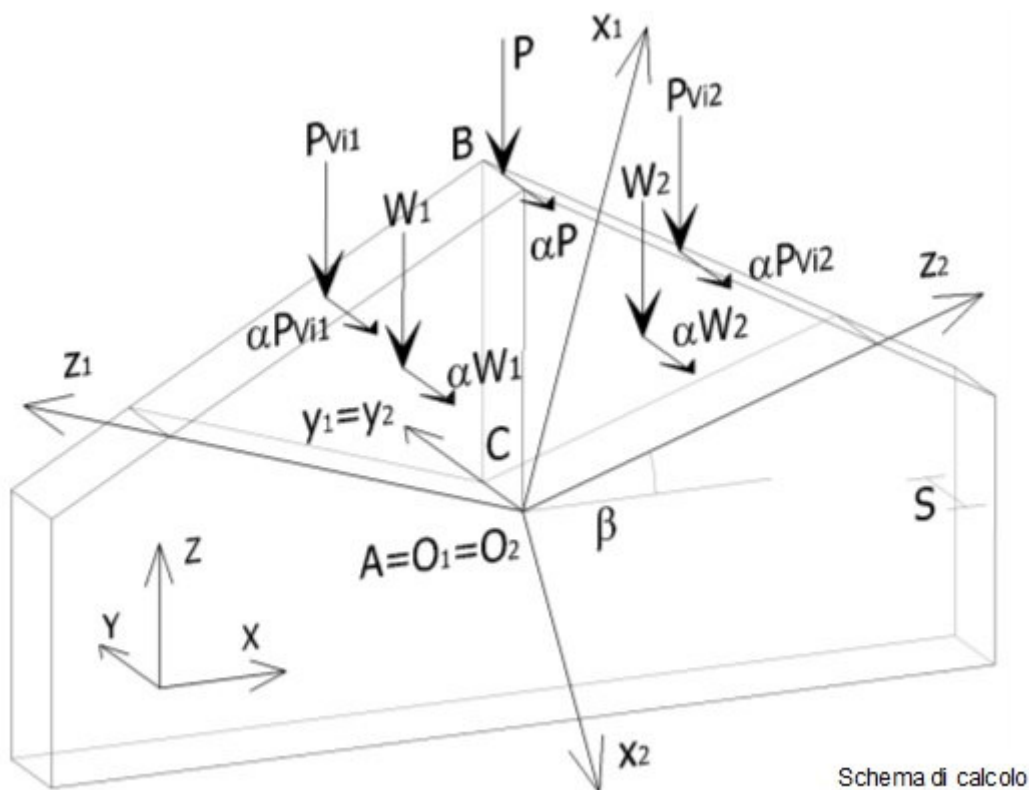


Figura n° 56: schema di calcolo del meccanismo M2

3.1.3. Meccanismo di collasso M3 nel piano della facciata

I meccanismi di collasso nel piano di una struttura in muratura possono essere causati da crisi per pressoflessione nel piano o da crisi per taglio nel piano. Nello specifico caso delle facciate delle chiese in muratura, gli eventi sismici che hanno colpito le regioni Emilia-Romagna, Lombardia e Veneto nel 2012 hanno evidenziato come il meccanismo che si manifesta con maggior frequenza e che spesso è la causa dell'innesco del collasso è il meccanismo che porta alla crisi per taglio nel piano della facciata stessa. Nel presente lavoro quindi si è quindi identificato come accelerazione di attivazione per il meccanismo M3 quella che porta alla rottura per taglio nel piano della facciata.

Le masse del paramento murario, della copertura, di eventuali aggetti o paramenti sono quantificati come nel caso precedente a partire da una stima delle densità dei materiali e posizionati in corrispondenza dei loro baricentri.

Per tutti gli edifici analizzati nella presente tesi la valutazione del taglio nel piano, alla base della facciata, è condotta utilizzando un modello piano agli elementi finiti che rappresenta in maniera sufficientemente accurata la facciata dell'edificio. Questa assunzione deriva dall'ipotesi di solaio deformabile che molto spesso caratterizza gli impalcati degli edifici di culto in muratura esistenti.. Tale modello, ottenuto mediante il software Straus 7 (Straus 7, 2022), è realizzato da elementi

bidimensionali elastici tipo shell a 3 o 4 nodi formulati secondo la teoria di Reissner/Mindlin. Per tale modello si è fatto l'ipotesi di nodi incastrati alla base della facciata. Le proprietà geometriche e di massa sono desunte dal rilievo architettonico della facciata da simulare. Le proprietà elastiche attribuite al materiale sono i valori medi desunti dalla Circolare applicativa delle NTC2018 (Ministero infrastrutture e trasporti, 2018) per il tipo di muratura presente in sito. L'analisi sismica adottata è l'analisi dinamica modale con spettro di risposta, con azione sismica applicate nel piano della facciata stessa.

Il valore della resistenza a taglio della facciata viene valutata nel seguente modo assumendo un comportamento equivalente ad un unico maschio murario:

$$V_u = l \cdot t \cdot \frac{f_{td}}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}}$$

Dove:

V_u : è la resistenza a taglio della sezione resistente della facciata;

l : è la lunghezza complessiva della facciata;

t : è lo spessore strutturale della facciata;

$\sigma_0 = \frac{N}{l \cdot t}$: è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione;

h : è l'altezza della facciata;

f_{td} : è il valore della resistenza ultima a trazione per fessurazione diagonale.

se $\frac{h}{l} \leq 1$; $b = 1$: con b coefficiente correttivo per facciate tozze;

se $\frac{h}{l} \geq 1$; $b = 1,5$: con b coefficiente correttivo per facciate snelle;

La valutazione dell'accelerazione di attivazione è stata fatta nel presente lavoro considerando quella accelerazione in grado di fornire un taglio V_s alla base della facciata pari alla resistenza a taglio V_u sopra calcolata.

3.1.4. Le variabili considerate nel metodo

Il metodo descritto nella presente tesi rappresenta un metodo speditivo e semplificato che da utilizzare per la valutazione della sicurezza sismica di facciate di chiese esistenti in muratura. Come detto in precedenza, a partire dal modello base della facciata, vengono costruite diverse combinazioni incrociando i valori delle diverse variabili e creando una sorta di matrice di combinazione delle variabili a cui associare una terna di valori di accelerazioni di attivazione valida per i tre meccanismi M1, M2 e M3 (le variabili sono state enunciate e schematizzate nell'esame dei tre casi studio).

Alla luce di ciò, le variabili che sono state ritenute più significative per la definizione del comportamento della facciata di una chiesa sono le quattro elencate di seguito. Tali variabili sono state introdotte nella presente versione del metodo e analizzate caso per caso per la definizione delle varie accelerazioni di attivazione.

Variabile A: quota della cerniera cilindrica rotazionale attorno alla quale avviene l'attivazione del cinematismo che porta l'innescò del meccanismo M1 di ribaltamento della facciata. A questo proposito, in funzione del caso studio, della sua genesi costruttiva e delle possibili posizioni di cerniera da investigare si possono identificare le diverse posizioni (figura 57). Nel presente lavoro le combinazioni contraddistinte dalla sigla A1 indicano che la cerniera rotazionale è alla base mentre con A2, ..., An si identificano le combinazioni dove la cerniera è nelle posizioni da 2 a n (dove n è da valutare caso per caso ed è il numero di posizioni in elevazione considerate per la cerniera rotazionale).

Variabile B: diversa resistenza a taglio della muratura della facciata. Seguendo i valori suggeriti ad esempio dalla Circolare applicativa delle NTC2018 (Ministero infrastrutture e trasporti, 2018), si possono adottare diversi valori scegliendo una muratura con proprietà ordinarie oppure con proprietà scarse o buone. Nel presente lavoro le combinazioni contraddistinte dalle sigle B1, B2 e B3 indicano rispettivamente materiali di scarsa, ordinaria e buona qualità.

Variabile C: spessore strutturale della parete di facciata. Non sempre lo spessore strutturale corrisponde allo spessore geometrico misurato perché ci possono ad esempio essere dei paramenti di rivestimento che ne alterano la valutazione. Quindi in questo caso il paramento strutturale può avere uno spessore (S_s) che va dal 100% dello spessore architettonico (S_a) misurato fino a percentuali che possono arrivare anche al 50% dello spessore architettonico misurato (si veda la figura 58 per il significato dei simboli utilizzati). In questo modo di considera nelle analisi l'incertezza legata alla corretta definizione della stratigrafia della facciata e quindi alla corretta definizione dello spessore strutturale.

Nel presente lavoro le combinazioni contraddistinte dalle sigle C1, C2 e C3 indicano rispettivamente un valore del rapporto S_s/S_a pari a 0.5 (i.e. 50%), 0.75 (i.e. 75%) e 1.0 (100%).

Variabile D: Presenza di elementi che possono fungere da tiranti per la facciata. In questo caso si ipotizza la presenza di tiranti efficaci o l'assenza di tiranti efficaci.

Nel presente lavoro le combinazioni contraddistinte dalle sigle D1 indicano la presenza di tiranti efficaci mentre le combinazioni di tipo D2 indicano l'ipotesi di assenza di tiranti efficaci. I tiranti sono stati ipotizzati avere una quota di imposta fissa e pari alla quota di imposta del timpano di facciata. Tali tiranti non modificano quindi le accelerazioni di collasso dei meccanismi M2 e M3.

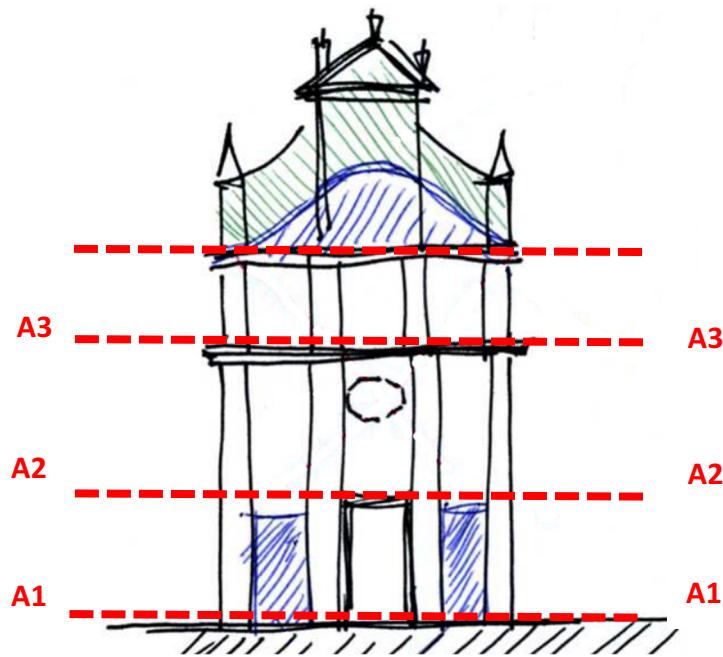


Figura n° 57. Rappresentazione schematica adottata per l'impostazione dei diversi casi della variabile A.

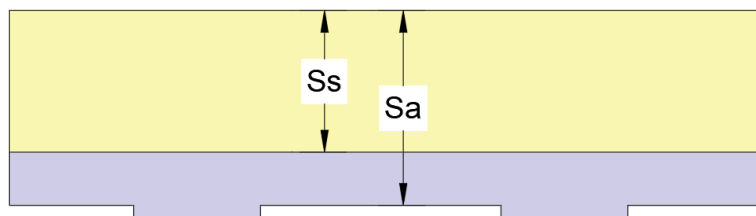


Figura n° 58. Simboli utilizzati per l'impostazione dei diversi casi della variabile C.

3.2 Problematiche generali nella modellazione agli elementi finiti di edifici in muratura

Al fine della corretta modellazione meccanica di una costruzione esistente in muratura, è opportuno conoscere il funzionamento dei diversi elementi che la compongono: il materiale muratura, il suo utilizzo nei diversi elementi costruttivi e le modalità di connessione tra questi nella formazione dell'intera costruzione (Tassios, Theodosios P., 1988; Hendrey A.W., 1986).

Gli elementi in muratura hanno in genere un comportamento elasto-fragile, con una resistenza a trazione minore rispetto a quella a compressione, ma comunque significativa. La malta presenta un comportamento elasto-fragile in trazione, con resistenza molto inferiore a quella degli elementi ed in assoluto, molto bassa; in compressione e taglio il suo comportamento è duttile e fortemente non lineare. La risposta meccanica dei giunti è fortemente influenzata dall'attrito e presenta forti non linearità. Le caratteristiche meccaniche della muratura dipendono non solo dai parametri di resistenza e deformabilità dei materiali costituenti, ma anche dai loro valori relativi (in particolare, i diversi moduli elastici degli elementi e della malta).

Nella muratura gli elementi sono disposti per strati successivi, in genere ad andamento orizzontale; ciò determina la formazione di giunti principali continui e di giunti secondari, al contatto tra due elementi adiacenti, discontinui in quanto opportunamente sfalsati (ingranamento). L'orientamento dei giunti principali è in genere ortogonale alle sollecitazioni di compressione prevalenti, al fine di ottimizzare il comportamento della muratura sotto carichi di esercizio. Tuttavia, i giunti principali diventano potenziali piani di discontinuità, con conseguenze sulla resistenza del solido murario, in presenza di sollecitazioni di trazione e taglio dovute all'azione sismica. In questi casi l'attrito, generato sui giunti dalle tensioni normali di compressione associate alle forze inerziali, contribuisce alla resistenza ed alla dissipazione.

L'ingranamento nel piano della muratura influisce sul comportamento a taglio; in generale, esso è funzione del rapporto medio tra la base e l'altezza degli elementi e dei criteri di sfalsamento dei giunti secondari. La costituzione della muratura nella sezione influenza la resistenza a compressione e il comportamento fuori dal piano; nel caso di murature a due o più paramenti, parametro significativo è la presenza di elementi passanti che creino una connessione tra i due paramenti esterni (diatoni).

La risposta sismica di una struttura in muratura non dipende unicamente dal materiale impiegato, ma anche da diversi aspetti tecnologici, ed in particolare dai collegamenti tra gli elementi strutturali. Le costruzioni storiche in muratura, infatti, sono generalmente costituite da sistemi più o meno complessi di pareti e orizzontamenti (solai lignei, volte).

Le pareti possono essere considerate come elementi strutturali bidimensionali, che per la scarsa resistenza a trazione della muratura presentano una risposta molto diversa ad azioni orizzontali nel piano e fuori dal piano.

La qualità della risposta globale è funzione sia del corretto dimensionamento delle pareti sia della capacità del sistema di trasferire le azioni tra tali elementi (connessione tra le pareti verticali;

connessione dei solai alle pareti). L'efficacia dei collegamenti tra pareti verticali è principalmente legata all'ammorsamento nelle zone di connessione; inoltre, un contributo significativo può derivare dalla presenza di catene metalliche o di altri dispositivi puntuali. L'efficacia dei collegamenti tra le pareti e i solai è funzione del sistema di appoggio (dimensione della superficie d'appoggio, sagomatura della testa delle travi, connessioni metalliche).

La valutazione dell'efficacia degli orizzontamenti nel proprio piano in termini di rigidità e di capacità di collegamento delle pareti dell'edificio si presenta come una problematica caratterizzazione numerica, considerata la varietà delle situazioni riscontrabili e la difficile valutazione delle reali condizioni di connessione tra gli elementi costruttivi. Per quanto riguarda gli aspetti di rigidità nel piano sono riscontrabili due condizioni estreme:

- orizzontamenti indeformabili;
- orizzontamenti privi di rigidità.

Il primo caso, specifico della tipologia dei solai in c.a. è raramente presente nella edilizia storica, mentre è ricorrente nella edilizia recente. In questa eventualità sono applicabili le modellazioni a piano rigido e i metodi di analisi previsti dalle norme. Anche in assenza di indeformabilità dei piani la normativa prevede l'analisi globale dell'intero organismo. Tale analisi globale si può effettuare solo con una determinazione dell'effettivo valore di rigidità ai piani che di solito risulta incerta e poco affidabile. E' quindi giustificato, in alcuni casi tra cui quello delle facciate delle chiese trattate nel presente lavoro, riferirsi al secondo caso limite che porta ad una modellazione piana per pareti singole: quelle disposte nella direzione del sisma e soggette, ciascuna, ai carichi verticali e alle masse di competenza. Con tale modellazione manca ogni redistribuzione del taglio tra parete e parete; ciò delinea un possibile indirizzo di intervento consistente nell'introdurre, se possibile, artificialmente, croci di diagonali o solette di c.a., in modo da garantire una aliquota più o meno grande della mancata rigidità, nonché un effetto più o meno marcato di connessione alle pareti.

La modellazione e la verifica delle strutture storiche in muratura è quindi un problema complesso per la difficoltà di considerare adeguatamente la geometria, i materiali e le condizioni di vincolo interno. La modellazione strutturale di una costruzione storica in muratura richiede sempre un'approfondita conoscenza (indagine storica, rilievo strutturale e tecnologico, indagini diagnostiche), al fine di scegliere:

- lo schema strutturale, che se possibile deve essere riconosciuto o verificato dalle vicende passate;
- il tipo di analisi, condizionato dallo schema strutturale ma anche dalle finalità dell'analisi stessa.

La complessità delle costruzioni in muratura, costituite da elementi bi e tridimensionali, suggerirebbe il ricorso al metodo degli elementi finiti, in quanto teoricamente in grado di modellare la risposta di geometrie complesse, in condizioni di massima generalità nei vincoli e nei carichi. Nel caso frequente di costruzioni costituite da pareti, volte, cupole, risulta spesso conveniente schematizzare la struttura come elementi bidimensionali (con comportamento a piastra o a membrana), in grado di simulare

adeguatamente il comportamento nel piano e fuori dal piano. Il comportamento non lineare del materiale costituisce tuttavia un aspetto critico nella modellazione delle costruzioni in muratura.

L'analisi elastica ad elementi finiti può fornire indicazioni utili per una preliminare interpretazione del comportamento. L'analisi elastica presenta in genere zone nelle quali le tensioni principali di trazione sono superiori all'effettiva resistenza a trazione della muratura. Se queste zone sono di limitata ampiezza, la struttura reale probabilmente ivi presenterà una lieve fessurazione (lesioni fisiologiche) e la soluzione fornita dall'analisi elastica ad elementi finiti può essere ritenuta in una certa misura attendibile. Tutto questo motiva e giustifica il perché delle ipotesi che sono state introdotte nelle analisi condotte nel presente lavoro. Infatti, il metodo è volutamente un metodo speditivo e semplificato e nasce con l'idea di poter essere applicato in quei casi e in quegli scenari in cui la conoscenza superficiale o anche del tutto assente di alcuni aspetti legati al comportamento dei materiali, alla geometria della struttura e ai dettagli costruttivi non consente di definire dei modelli numerici di calcolo più raffinati.

3.3 Applicazione del metodo agli edifici casi studio e risultati

3.3.1 Oratorio del Carmine a Ficarolo (RO)

Sintesi delle variabili considerate

A partire dalle informazioni geometrico architettoniche descritte nel paragrafo precedente, per lo studio del presente caso studio, si è considerato il dataset di possibili variabili descritto nel seguito.

Con riferimento alla classe di variabili di tipo A, si sono assunte 3 diverse elevazioni A1, A2 e A3 schematizzate nella figura 59 come possibili posizioni in elevazione della cerniera plastica rotazionale e prese come riferimento per il calcolo dell'accelerazione di attivazione del meccanismo di facciata M1. Tali diverse posizioni sono quelle utilizzate e introdotte all'interno del software CINE (Milano et al., 2009) per la valutazione dell'accelerazione di attivazione.

Con riferimento alla classe di variabili tipo B, si è assunto il seguente dataset di valori per la resistenza di taglio f_{td} . Tali valori sono stati desunti dalla Tabella C8.5.I della Circolare applicativa delle NTC2018 (Ministero infrastrutture e trasporti, 2018) in assenza di più specifiche informazioni. Si sono assunti i valori medi degli intervalli proposti in tale tabella.

Classe B1 $f_{td} = 0.8 \times f_{v0} = 0.16 \text{ MPa}$

Classe B2 $f_{td} = f_{v0} = 0.2 \text{ MPa}$

Classe B3 $f_{td} = 1.2 \times f_{v0} = 0.24 \text{ MPa}$

Con riferimento alla classe di variabili tipo C, si è assunto il seguente dataset di valori per il rapporto S_s/S_a utile a definire lo spessore strutturale da utilizzare nei vari casi:

Classe C1 $S_s/S_a = 0.50$

Classe C2 $S_s/S_a = 0.75$

Classe C3 $S_s/S_a = 1.0$

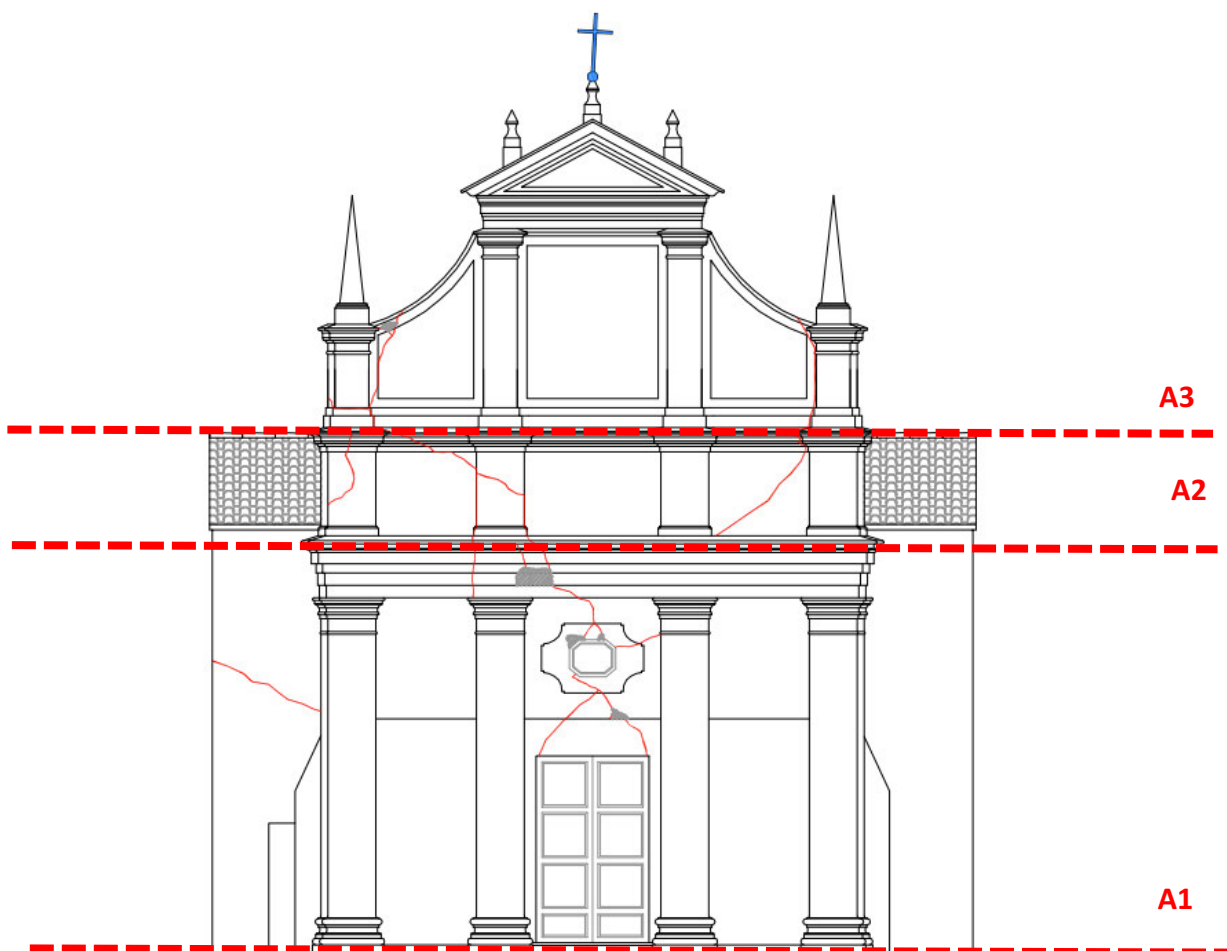


Figura n° 59. Rappresentazione schematica adottata per l'impostazione dei diversi casi della variabile A per il caso studio n.1.

Con riferimento alla classe di variabili tipo D, si sono assunte le seguenti ipotesi sulla assenza/presenza di tiranti efficaci da utilizzare nei vari casi analizzati:

Classe D1 presenza di tiranti efficaci

Classe D2 assenza di tiranti efficaci

Modellazione e analisi agli elementi finiti

Il modello agli elementi finiti adottato per il calcolo delle frequenze proprie di vibrazione della facciata e per il calcolo dello stato tensionale indotto dall'azione sismica nel piano della facciata e capace di mobilitare il meccanismo di collasso M3 è rappresentato in figura 60 (a1-a2). Si riportano a titolo di esempio, per il presente caso studio, le deformate modali dei primi due modi di vibrare fondamentali della facciata, nel piano della facciata stessa (si veda figura 60 (b1-b2)).

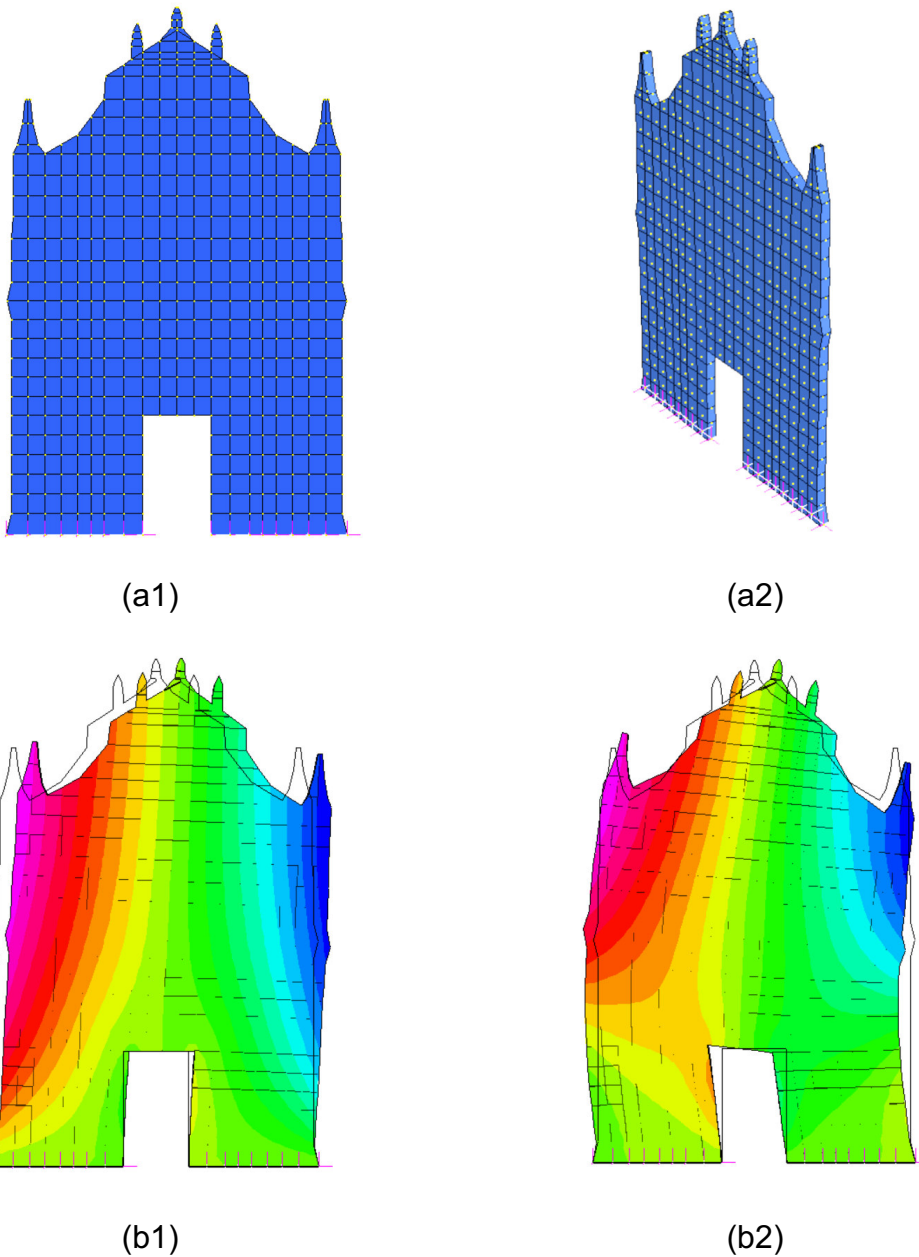


Figura n° 60: modello agli elementi finiti "shell" della facciata. Vista frontale (a1) e prospettiva (a2) tipo "solid". Deformate modali relative al primo (b1) e secondo (b2) modo di vibrare fondamentali della facciata in esame. I diversi colori indicano gli spostamenti modali orizzontali nel piano. Le deformate modali sono quelle relative alle frequenze ottenute dal modello agli elementi finite base e a cui poi sono state applicate le diverse variabili

L'analisi sismica è stata condotta applicando l'azione sismica nel piano della facciata al fine di determinare lo stato tensionale e derivare il valore di accelerazione alla base PGA (Peak Ground Acceleration) in grado di innescare il meccanismo di collasso di tipo M3.

Per la definizione dello spettro di risposta in accelerazione utilizzato per l'introduzione dell'azione sismica al modello si sono utilizzati i seguenti parametri:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: Veneto PROVINCIA: Rovigo COMUNE: Ficarolo

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	45
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	75
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	712
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	1462

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

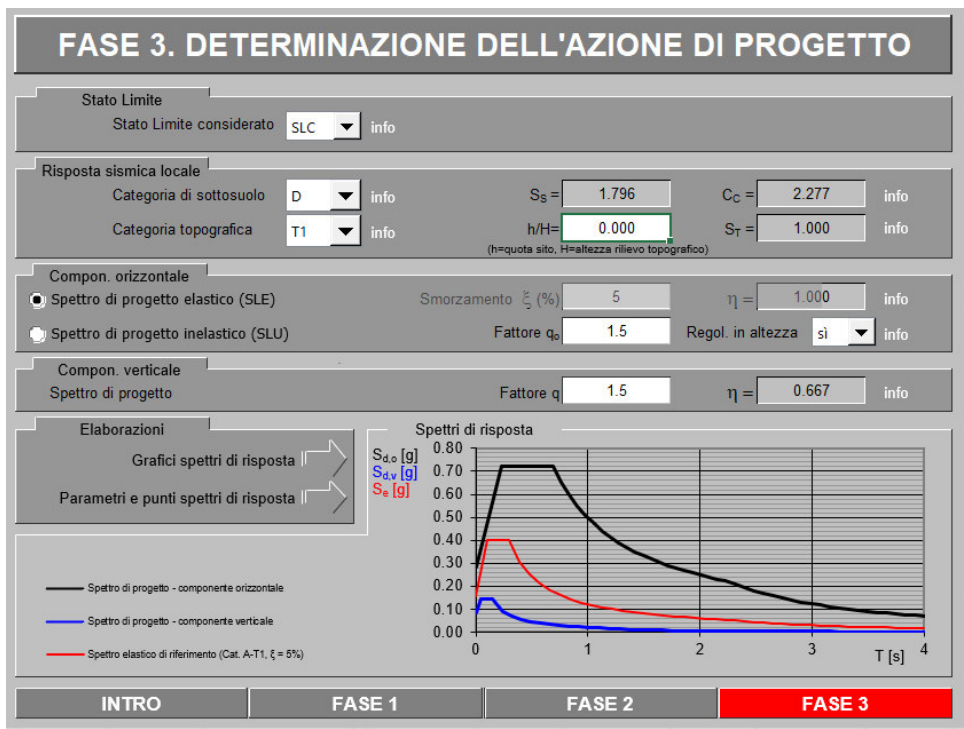
Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

--- Strategia per costruzioni ordinarie --- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3



Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0.157 g
F_0	2.565
T_C^*	0.301 s
S_S	1.796
C_C	2.277
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.796
η	1.000
T_B	0.229 s
T_C	0.686 s
T_D	2.227 s

Figura n° 61: definizione dello spettro di risposta elastico.

Scheda di sintesi delle accelerazioni di collasso ottenute

Si riporta nella seguente tabella n. 12 la scheda di sintesi che riassume tutti i risultati numerici ottenuti per le 54 combinazioni del caso studio. Per ciascuna combinazione è riportato il valore delle accelerazioni di collasso descritti $a_{attivazione1}$, $a_{attivazione2}$ e $a_{attivazione3}$ dei tre meccanismi, rispettivamente

M1, M2 e M3, e il valore di accelerazione di attivazione minimo ($a_{\text{attivazione,min}}$) da attribuire a quella configurazione di facciata.

N° combinazione	Nome combinazione	$a_{\text{attivazione1}}$	$a_{\text{attivazione2}}$	$a_{\text{attivazione3}}$	$a_{\text{attivazione,min}}$
1	A1-B1-C1-D1	0.44	0.24	0.04	0.04
2	A1-B1-C1-D2	0.25	0.24	0.04	0.04
3	A1-B1-C2-D1	0.56	0.32	0.07	0.07
4	A1-B1-C2-D2	0.33	0.32	0.07	0.07
5	A1-B1-C3-D1	0.62	0.39	0.09	0.09
6	A1-B1-C3-D2	0.44	0.39	0.09	0.09
7	A1-B2-C1-D1	0.44	0.24	0.05	0.05
8	A1-B2-C1-D2	0.25	0.24	0.05	0.05
9	A1-B2-C2-D1	0.56	0.32	0.09	0.09
10	A1-B2-C2-D2	0.33	0.32	0.09	0.09
11	A1-B2-C3-D1	0.62	0.39	0.12	0.12
12	A1-B2-C3-D2	0.44	0.39	0.12	0.12
13	A1-B3-C1-D1	0.44	0.24	0.06	0.06
14	A1-B3-C1-D2	0.25	0.24	0.06	0.06
15	A1-B3-C2-D1	0.56	0.32	0.11	0.11
16	A1-B3-C2-D2	0.33	0.32	0.11	0.11
17	A1-B3-C3-D1	0.62	0.39	0.14	0.14
18	A1-B3-C3-D2	0.44	0.39	0.14	0.14
19	A2-B1-C1-D1	0.58	0.24	0.04	0.04
20	A2-B1-C1-D2	0.33	0.24	0.04	0.04
21	A2-B1-C2-D1	0.74	0.32	0.07	0.07
22	A2-B1-C2-D2	0.44	0.32	0.07	0.07
23	A2-B1-C3-D1	0.82	0.39	0.09	0.09
24	A2-B1-C3-D2	0.58	0.39	0.09	0.09
25	A2-B2-C1-D1	0.58	0.24	0.05	0.05
26	A2-B2-C1-D2	0.33	0.24	0.05	0.05
27	A2-B2-C2-D1	0.74	0.32	0.09	0.09
28	A2-B2-C2-D2	0.44	0.32	0.09	0.09
29	A2-B2-C3-D1	0.82	0.39	0.12	0.12
30	A2-B2-C3-D2	0.58	0.39	0.12	0.12
31	A2-B3-C1-D1	0.58	0.24	0.06	0.06
32	A2-B3-C1-D2	0.33	0.24	0.06	0.06
33	A2-B3-C2-D1	0.74	0.32	0.11	0.11
34	A2-B3-C2-D2	0.44	0.32	0.11	0.11
35	A2-B3-C3-D1	0.82	0.39	0.14	0.14
36	A2-B3-C3-D2	0.58	0.39	0.14	0.14
37	A3-B1-C1-D1	0.61	0.24	0.04	0.04
38	A3-B1-C1-D2	0.35	0.24	0.04	0.04
39	A3-B1-C2-D1	0.78	0.32	0.07	0.07
40	A3-B1-C2-D2	0.46	0.32	0.07	0.07

41	A3-B1-C3-D1	0.86	0.39	0.09	0.09
42	A3-B1-C3-D2	0.61	0.39	0.09	0.09
43	A3-B2-C1-D1	0.61	0.24	0.05	0.05
44	A3-B2-C1-D2	0.35	0.24	0.05	0.05
45	A3-B2-C2-D1	0.78	0.32	0.09	0.09
46	A3-B2-C2-D2	0.46	0.32	0.09	0.09
47	A3-B2-C3-D1	0.86	0.39	0.12	0.12
48	A3-B2-C3-D2	0.61	0.39	0.12	0.12
49	A3-B3-C1-D1	0.61	0.24	0.06	0.06
50	A3-B3-C1-D2	0.35	0.24	0.06	0.06
51	A3-B3-C2-D1	0.78	0.32	0.11	0.11
52	A3-B3-C2-D2	0.46	0.32	0.11	0.11
53	A3-B3-C3-D1	0.86	0.39	0.14	0.14
54	A3-B3-C3-D2	0.61	0.39	0.14	0.14

Tab. n° 12. Sintesi delle accelerazioni di attivazione calcolate per le diverse combinazioni del caso studio n.1.

Nel caso studio in questione la minima accelerazione di attivazione $a_{attivazione,min}$ che si rileva, pari a 0.04g, è quella relativa al meccanismo di collasso per taglio nel piano della parete che si presenta con il moltiplicatore di collasso minimo nelle combinazioni che presentano materiale scadente (ipotesi B1) e ridotto spessore strutturale (ipotesi C1). Come era da attendersi, la presenza o assenza di tiranti non porta a nessuna modifica del valore di accelerazione di attivazione per questo tipo di meccanismo. Il valore massimo di $a_{attivazione,min}$ è pari a 0.14g e risulta circa 3 volte il valore minimo di $a_{attivazione,min}$ visto in precedenza. Il range di valori di $a_{attivazione,min}$ va quindi da circa 0.04g a 0.14g denotando una ampia variabilità di valori.

3.3.2 Chiesa di S. Antonino martire a Ficarolo (RO)

Sintesi delle variabili considerate

A partire dalle informazioni geometrico architettoniche descritte nel paragrafo precedente, per lo studio del presente caso studio, si è considerato il dataset di possibili variabili descritto nel seguito.

Con riferimento alla classe di variabili di tipo A, si sono assunte 3 diverse elevazioni A1, A2 e A3 schematizzate nella figura 62 come possibili posizioni in elevazione della cerniera plastica rotazionale e prese come riferimento per il calcolo dell'accelerazione di attivazione del meccanismo di facciata M1. Tali diverse posizioni sono quelle utilizzate e introdotte all'interno del software CINE Milano et al., 2009) per la valutazione dell'accelerazione di attivazione.

Con riferimento alla classe di variabili tipo B, si è assunto il seguente dataset di valori per la resistenza di taglio f_{td} . Tali valori sono stati desunti dalla Tabella C8.5.I della Circolare applicativa delle NTC2018 (Ministero infrastrutture e trasporti, 2018) in assenza di più specifiche informazioni. Si sono assunti i valori medi degli intervalli proposti in tale tabella.

Classe B1 $f_{td} = 0.8 \times f_{v0} = 0.16$ MPa

Classe B2 $f_{td} = f_{v0} = 0.2$ MPa

Classe B3 $f_{td} = 1.2 \times f_{v0} = 0.24$ MPa

Con riferimento alla classe di variabili tipo C, si è assunto il seguente dataset di valori per il rapporto S_s/S_a utile a definire lo spessore strutturale da utilizzare nei vari casi:

Classe C1 $S_s/S_a = 0.50$

Classe C2 $S_s/S_a = 0.75$

Classe C3 $S_s/S_a = 1.0$

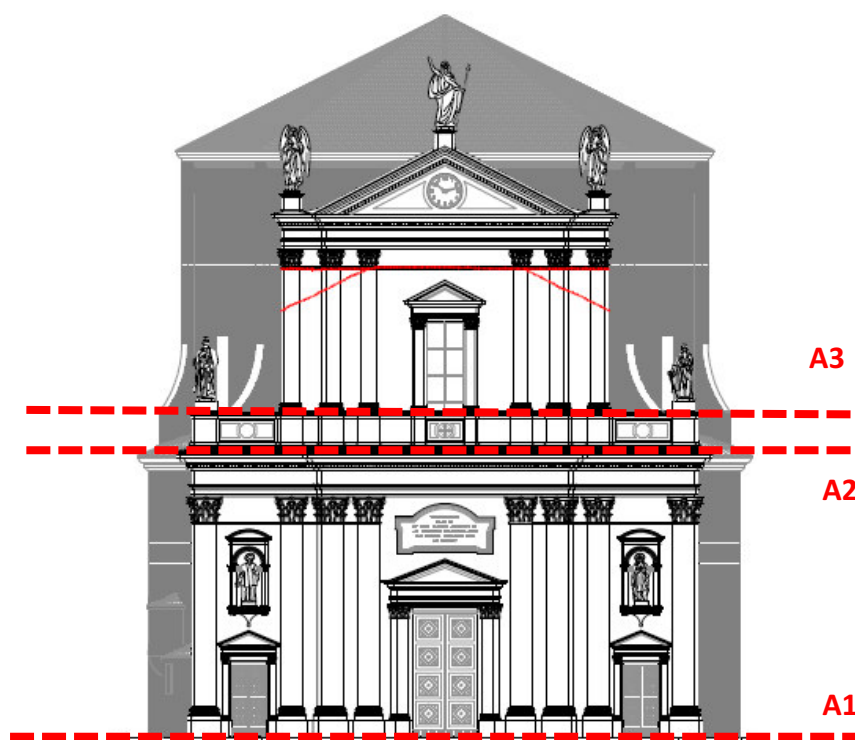


Figura n° 62. Rappresentazione schematica adottata per l'impostazione dei diversi casi della variabile A per il caso studio n.2.

Con riferimento alla classe di variabili tipo D, si sono assunte le seguenti ipotesi sulla assenza/presenza di tiranti efficaci da utilizzare nei vari casi analizzati:

Classe D1 presenza di tiranti efficaci

Classe D2 assenza di tiranti efficaci

Modellazione e analisi agli elementi finiti

Il modello agli elementi finiti adottato per il calcolo delle frequenze proprie di vibrazione della facciata e per il calcolo dello stato tensionale indotto dall'azione sismica nel piano della facciata e capace di mobilitare il meccanismo di collasso M3 è rappresentato in figura 63 (a1-a2). Si riportano a titolo di esempio, per il presente caso studio, le deformate modali dei primi due modi di vibrare fondamentali della facciata, nel piano della facciata stessa (si veda figura 63 (b1-b2)).

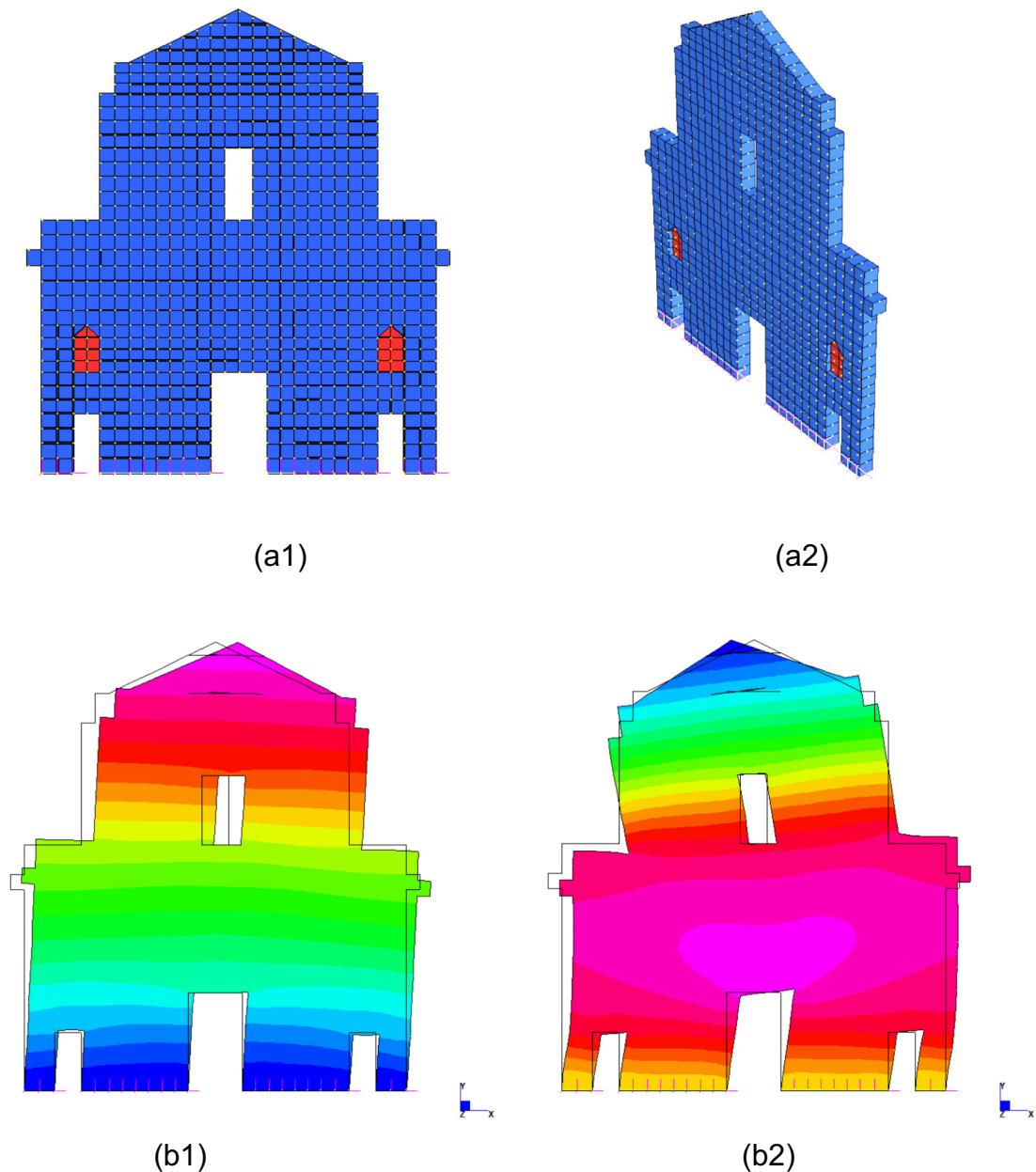


Figura n° 63: modello agli elementi finiti "shell" della facciata. Vista frontale (a1) e prospettica (a2) tipo "solid". Deformate modali relative al primo (b1) e secondo (b2) modo di vibrare fondamentali della facciata in esame. I diversi colori indicano gli spostamenti modali orizzontali nel piano. Le deformate modali sono quelle relative alle frequenze ottenute dal modello agli elementi finite base e a cui poi sono state applicate le diverse variabili.

L'analisi sismica è stata condotta applicando l'azione sismica nel piano della facciata al fine di determinare lo stato tensionale e derivare il valore di accelerazione alla base PGA (Peak Ground Acceleration) in grado di innescare il meccanismo di collasso di tipo M3.

Per la definizione dello spettro di risposta in accelerazione utilizzato per l'introduzione dell'azione sismica si sono utilizzati i parametri già visti in precedenza per il primo caso studio.

Scheda di sintesi delle accelerazioni di collasso ottenute

Si riporta nella seguente tabella 13 la scheda di sintesi che riassume tutti i risultati numerici ottenuti per le 54 combinazioni del caso studio. Per ciascuna combinazione è riportato il valore delle accelerazioni di attivazione descritti $a_{attivazione1}$, $a_{attivazione2}$ e $a_{attivazione3}$ dei tre meccanismi, rispettivamente M1, M2 e M3, e il valore di accelerazione di attivazione minimo ($a_{attivazione,min}$) da attribuire a quella configurazione di facciata.

N. combinazione	Nome combinazione	$a_{attivazione1}$	$a_{attivazione2}$	$a_{attivazione3}$	$a_{attivazione,min}$
1	A1-B1-C1-D1	0.38	0.07	0.18	0.07
2	A1-B1-C1-D2	0.17	0.07	0.18	0.07
3	A1-B1-C2-D1	0.44	0.11	0.28	0.11
4	A1-B1-C2-D2	0.24	0.11	0.28	0.11
5	A1-B1-C3-D1	0.62	0.18	0.34	0.18
6	A1-B1-C3-D2	0.33	0.18	0.34	0.18
7	A1-B2-C1-D1	0.38	0.07	0.23	0.07
8	A1-B2-C1-D2	0.17	0.07	0.23	0.07
9	A1-B2-C2-D1	0.44	0.11	0.36	0.11
10	A1-B2-C2-D2	0.24	0.11	0.36	0.11
11	A1-B2-C3-D1	0.62	0.18	0.44	0.18
12	A1-B2-C3-D2	0.33	0.18	0.44	0.18
13	A1-B3-C1-D1	0.38	0.07	0.28	0.07
14	A1-B3-C1-D2	0.17	0.07	0.28	0.07
15	A1-B3-C2-D1	0.44	0.11	0.44	0.11
16	A1-B3-C2-D2	0.24	0.11	0.44	0.11
17	A1-B3-C3-D1	0.62	0.18	0.53	0.18
18	A1-B3-C3-D2	0.33	0.18	0.53	0.18
19	A2-B1-C1-D1	0.53	0.07	0.18	0.07
20	A2-B1-C1-D2	0.24	0.07	0.18	0.07
21	A2-B1-C2-D1	0.62	0.11	0.28	0.11
22	A2-B1-C2-D2	0.34	0.11	0.28	0.11
23	A2-B1-C3-D1	0.87	0.18	0.34	0.18
24	A2-B1-C3-D2	0.46	0.18	0.34	0.18
25	A2-B2-C1-D1	0.53	0.07	0.23	0.07
26	A2-B2-C1-D2	0.24	0.07	0.23	0.07
27	A2-B2-C2-D1	0.62	0.11	0.36	0.11
28	A2-B2-C2-D2	0.34	0.11	0.36	0.11
29	A2-B2-C3-D1	0.87	0.18	0.44	0.18
30	A2-B2-C3-D2	0.46	0.18	0.44	0.18
31	A2-B3-C1-D1	0.53	0.07	0.28	0.07
32	A2-B3-C1-D2	0.24	0.07	0.28	0.07
33	A2-B3-C2-D1	0.62	0.11	0.44	0.11
34	A2-B3-C2-D2	0.34	0.11	0.44	0.11
35	A2-B3-C3-D1	0.87	0.18	0.53	0.18
36	A2-B3-C3-D2	0.46	0.18	0.53	0.18
37	A3-B1-C1-D1	0.46	0.07	0.18	0.07

38	A3-B1-C1-D2	0.20	0.07	0.18	0.07
39	A3-B1-C2-D1	0.53	0.11	0.28	0.11
40	A3-B1-C2-D2	0.29	0.11	0.28	0.11
41	A3-B1-C3-D1	0.74	0.18	0.34	0.18
42	A3-B1-C3-D2	0.40	0.18	0.34	0.18
43	A3-B2-C1-D1	0.46	0.07	0.23	0.07
44	A3-B2-C1-D2	0.20	0.07	0.23	0.07
45	A3-B2-C2-D1	0.53	0.11	0.36	0.11
46	A3-B2-C2-D2	0.29	0.11	0.36	0.11
47	A3-B2-C3-D1	0.74	0.18	0.44	0.18
48	A3-B2-C3-D2	0.40	0.18	0.44	0.18
49	A3-B3-C1-D1	0.46	0.07	0.28	0.07
50	A3-B3-C1-D2	0.20	0.07	0.28	0.07
51	A3-B3-C2-D1	0.53	0.11	0.44	0.11
52	A3-B3-C2-D2	0.29	0.11	0.44	0.11
53	A3-B3-C3-D1	0.74	0.18	0.53	0.18
54	A3-B3-C3-D2	0.40	0.18	0.53	0.18

Tab. n° 13. Sintesi delle accelerazioni di attivazione calcolate per le diverse combinazioni del caso studio n.2.

Nel caso studio in questione la minima accelerazione di attivazione $a_{attivazione,min}$ che si rileva, pari a 0.07g, è quella relativa al meccanismo di collasso del timpano. Questo meccanismo di collasso è il primo ad attivarsi tutte le volte in cui l'ipotesi C1 di ridotto spessore strutturale è presente. Il valore massimo di $a_{attivazione,min}$ è pari a 0.18g e risulta circa 2.5 volte il valore minimo di $a_{attivazione,min}$ visto in precedenza. Il range di valori di $a_{attivazione,min}$ va quindi da circa 0.07g a 0.18g denotando una buona variabilità di tali valori. Anche dall'analisi di questo caso studio emerge come la definizione dello spessore strutturale sia parametro chiave nella corretta previsione del primo meccanismo di collasso in grado di attivarsi.

3.3.3. Chiesa di San Rocco a Calto (RO)

Sintesi delle variabili considerate

A partire dalle informazioni geometrico architettoniche descritte nel paragrafo precedente, per lo studio del presente caso studio, si è considerato il dataset di possibili variabili descritto nel seguito.

Con riferimento alla classe di variabili di tipo A, si sono assunte 2 diverse elevazioni A1 e A2 schematizzate nella figura 64 come possibili posizioni in elevazione della cerniera plastica rotazionale e prese come riferimento per il calcolo dell'accelerazione di attivazione del meccanismo di facciata M1. Tali diverse posizioni sono quelle utilizzate e introdotte all'interno del software CINE (Milano et al., 2009) per la valutazione dell'accelerazione di collasso.

Con riferimento alla classe di variabili tipo B, si è assunto il seguente dataset di valori per la resistenza di taglio f_{td} . Tali valori sono stati desunti dalla Tabella C8.5.1 della Circolare applicativa delle NTC2018 (Ministero infrastrutture e trasporti, 2018) in assenza di più specifiche informazioni. Si sono assunti i valori medi degli intervalli proposti in tale tabella.

Classe B1 $f_{td} = 0.8 \times f_{v0.} = 0.16$ MPa

Classe B2 $f_{td} = f_{v0.} = 0.2$ MPa

Classe B3 $f_{td} = 1.2 \times f_{v0.} = 0.24$ Mpa

Con riferimento alla classe di variabili tipo C, si è assunto il seguente dataset di valori per il rapporto S_s/S_a utile a definire lo spessore strutturale da utilizzare nei vari casi:

Classe C1 $S_s/S_a = 0.50$

Classe C2 $S_s/S_a = 0.75$

Classe C3 $S_s/S_a = 1.0$

Con riferimento alla classe di variabili tipo D, si sono assunte le seguenti ipotesi sulla assenza/presenza di tiranti efficaci da utilizzare nei vari casi analizzati:

Classe D1 presenza di tiranti efficaci

Classe D2 assenza di tiranti efficaci

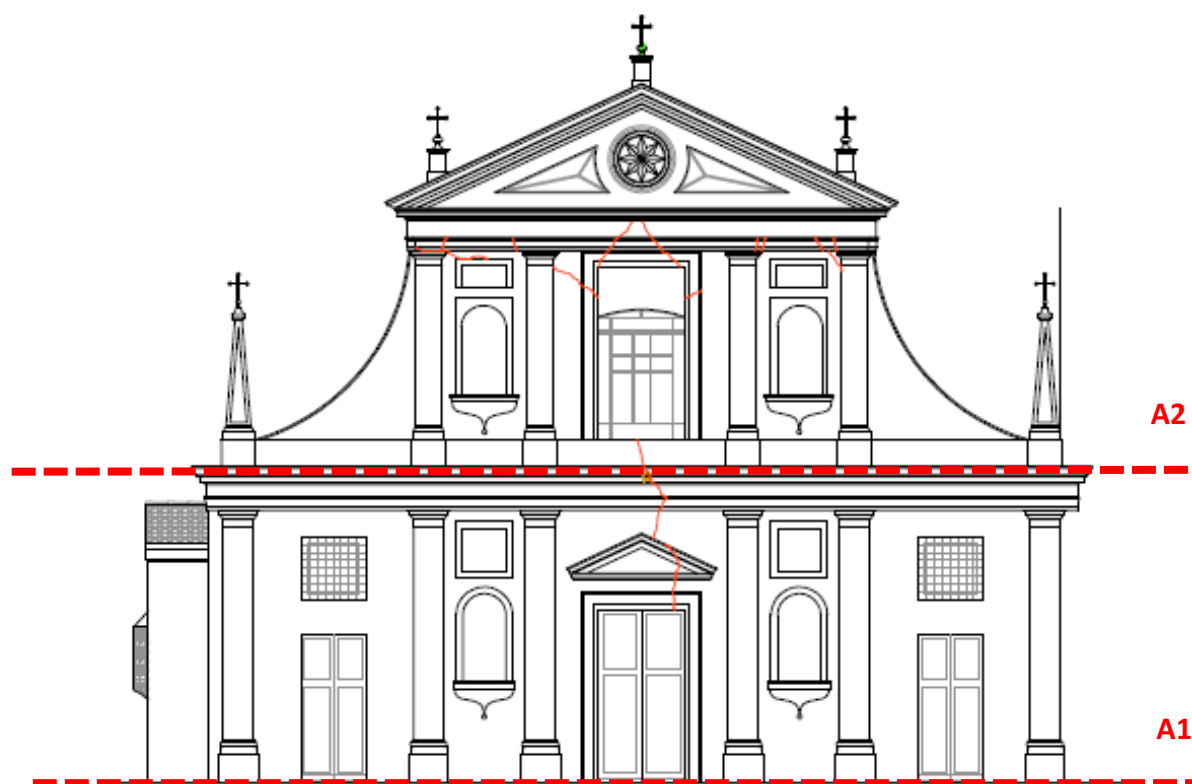


Figura n° 64. Rappresentazione schematica adottata per l'impostazione dei diversi casi della variabile A per il caso studio n.3.

Modellazione e analisi agli elementi finiti

Il modello agli elementi finiti adottato per il calcolo delle frequenze proprie di vibrazione della facciata e per il calcolo dello stato tensionale indotto dall'azione sismica nel piano della facciata e capace di mobilitare il meccanismo di collasso M3 è rappresentato in figura 65 (a1-a2). Si riportano a titolo di esempio, per il presente caso studio, le deformate modali dei primi due modi di vibrare fondamentali della facciata, nel piano della facciata stessa (si veda figura 65 (b1-b2)).

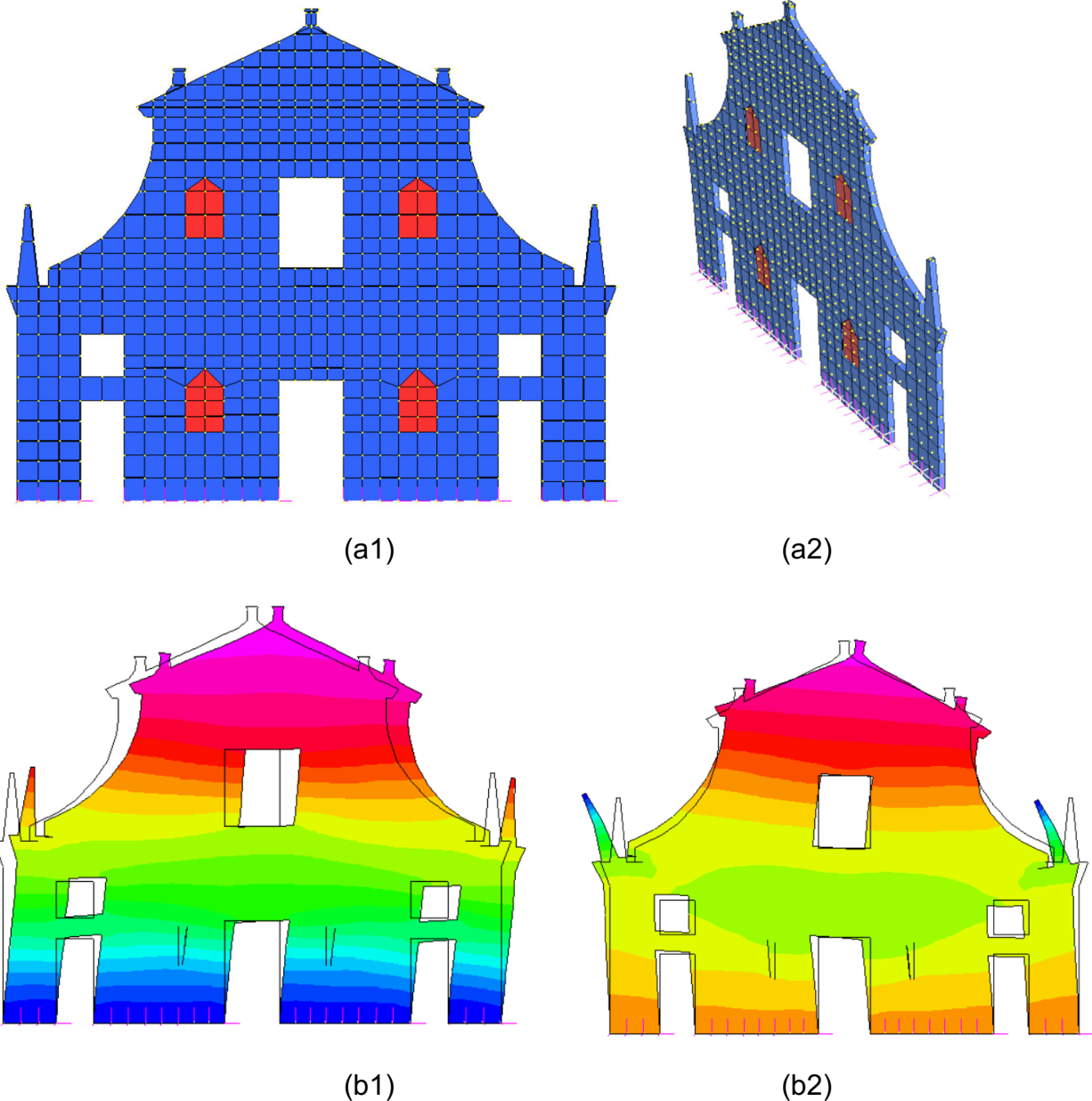


Figura n° 65: modello agli elementi finiti "shell" della facciata. Vista frontale (a1) e prospettiva (a2) tipo "solid". Deformate modali relative al primo (b1) e secondo (b2) modo di vibrare fondamentali della facciata in esame. I diversi colori indicano gli spostamenti modali orizzontali nel piano. Le deformate modali sono quelle relative alle frequenze ottenute dal modello agli elementi finite base e a cui poi sono state applicate le diverse variabili

L'analisi sismica è stata condotta applicando l'azione sismica nel piano della facciata al fine di determinare lo stato tensionale e derivare il valore di accelerazione alla base PGA (Peak Ground Acceleration) in grado di innescare il meccanismo di collasso di tipo M3.

Per la definizione dello spettro di risposta in accelerazione utilizzato per l'introduzione dell'azione sismica al modello si sono utilizzati i seguenti parametri:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione:

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>

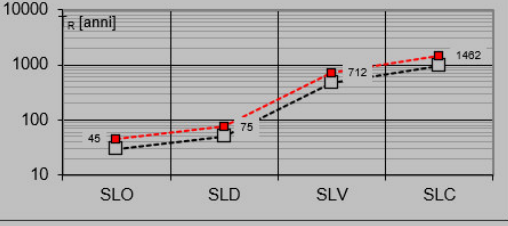
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

--- Strategia per costruzioni ordinarie --- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: **SLV** info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: **D** info
 Categoria topografica: **T1** info
 $S_s = 1.800$ $C_C = 2.260$ info
 $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) $\xi = 5$ % $\eta = 1.000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore $q_0 = 1.5$ Regol. in altezza: **si** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore $q = 1.5$ $\eta = 0.667$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

$S_{d.o}$ [g]
 $S_{d.v}$ [g]
 S_e [g]

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 6\%$)

T [s]

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_0	0.110 g
F_0	2.584
T_C^*	0.306 s
S_s	1.800
C_C	2.260
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.800
η	1.000
T_B	0.230 s
T_C	0.691 s
T_D	2.041 s

Figura n° 66: definizione dello spettro di risposta elastico.

Scheda di sintesi delle accelerazioni di collasso ottenute

Si riporta nella seguente tabella 14 la scheda di sintesi che riassume tutti i risultati numerici ottenuti per le 36 combinazioni del caso studio. Per ciascuna combinazione è riportato il valore delle accelerazioni di attivazione descritti $a_{attivazione1}$, $a_{attivazione2}$ e $a_{attivazione3}$ dei tre meccanismi, rispettivamente M1, M2 e M3, e il valore di accelerazione di attivazione minimo ($a_{attivazione,min}$) da attribuire a quella configurazione di facciata.

N. combinazione	Nome combinazione	$a_{attivazione1}$	$a_{attivazione2}$	$a_{attivazione3}$	$a_{attivazione,min}$
1	A1-B1-C1-D1	0.52	0.14	0.06	0.06
2	A1-B1-C1-D2	0.22	0.14	0.06	0.06
3	A1-B1-C2-D1	0.62	0.19	0.09	0.09
4	A1-B1-C2-D2	0.35	0.19	0.09	0.09
5	A1-B1-C3-D1	0.70	0.26	0.11	0.11
6	A1-B1-C3-D2	0.44	0.26	0.11	0.11
7	A1-B2-C1-D1	0.52	0.14	0.08	0.08
8	A1-B2-C1-D2	0.22	0.14	0.08	0.08
9	A1-B2-C2-D1	0.62	0.19	0.12	0.12
10	A1-B2-C2-D2	0.35	0.19	0.12	0.12
11	A1-B2-C3-D1	0.70	0.26	0.14	0.14
12	A1-B2-C3-D2	0.44	0.26	0.14	0.14
13	A1-B3-C1-D1	0.52	0.14	0.09	0.09
14	A1-B3-C1-D2	0.22	0.14	0.09	0.09
15	A1-B3-C2-D1	0.62	0.19	0.14	0.14
16	A1-B3-C2-D2	0.35	0.19	0.14	0.14
17	A1-B3-C3-D1	0.70	0.26	0.17	0.17
18	A1-B3-C3-D2	0.44	0.26	0.17	0.17
19	A2-B1-C1-D1	0.66	0.14	0.06	0.06
20	A2-B1-C1-D2	0.28	0.14	0.06	0.06
21	A2-B1-C2-D1	0.79	0.19	0.09	0.09
22	A2-B1-C2-D2	0.44	0.19	0.09	0.09
23	A2-B1-C3-D1	0.89	0.26	0.11	0.11
24	A2-B1-C3-D2	0.56	0.26	0.11	0.11
25	A2-B2-C1-D1	0.66	0.14	0.08	0.08
26	A2-B2-C1-D2	0.28	0.14	0.08	0.08
27	A2-B2-C2-D1	0.79	0.19	0.12	0.12
28	A2-B2-C2-D2	0.44	0.19	0.12	0.12
29	A2-B2-C3-D1	0.89	0.26	0.14	0.14
30	A2-B2-C3-D2	0.56	0.26	0.14	0.14
31	A2-B3-C1-D1	0.66	0.14	0.09	0.09
32	A2-B3-C1-D2	0.28	0.14	0.09	0.09
33	A2-B3-C2-D1	0.79	0.19	0.14	0.14
34	A2-B3-C2-D2	0.44	0.19	0.14	0.14
35	A2-B3-C3-D1	0.89	0.26	0.17	0.17
36	A2-B3-C3-D2	0.56	0.26	0.17	0.17

Tab. n° 14. Sintesi delle accelerazioni di attivazione calcolate per le diverse combinazioni del caso studio n.3.

Anche nel terzo caso studio la minima accelerazione di attivazione $a_{attivazione,min}$ che si rileva, pari a 0.06g, è quella relativa al meccanismo di collasso per taglio nel piano della parete che si presenta con il moltiplicatore di collasso minimo nelle combinazioni che presentano materiale scadente (ipotesi B1) e ridotto spessore strutturale (ipotesi C1). Come era da attendersi, la presenza o assenza di tiranti non porta a nessuna modifica del valore di accelerazione di attivazione per questo tipo di meccanismo. Il valore massimo di $a_{attivazione,min}$ è pari a 0.17g e risulta circa 3 volte il valore minimo di $a_{attivazione,min}$ visto in precedenza. Il range di valori di $a_{attivazione,min}$ va quindi da circa 0.06g a 0.17g denotando una ampia variabilità di valori.

Dall'analisi dei risultati numerici ottenuti per i tre casi studio si può vedere come i tre meccanismi abbiano accelerazioni di attivazione molto diverse e molto variabili da caso a caso. Ma anche all'interno dello stesso caso studio, ipotesi diverse sulle variabili considerate nel presente lavoro portano a scenari molto diversi tra di loro e con differenze sulle accelerazioni di attivazione che possono essere anche considerevoli. Questo porta alla necessità di definire delle linee di intervento semplici ma allo stesso tempo efficaci verso uno o più dei tre diversi meccanismi che si possono attivare.

Spesso, nella pratica professionale, data l'impossibilità di eseguire ispezioni o saggi approfonditi in sito prima della progettazione non è possibile stabilire quale siano i valori da attribuire alle variabili e quindi l'accelerazione di attivazione minima rimane incognita anche in fase di progettazione degli interventi di miglioramento sismico.

Avere a disposizione però un range di valori affidabili all'interno del quale si può collocare l'accelerazione di attivazione minima fornisce un valido supporto alla progettazione e fornisce un aiuto nella scelta degli interventi prioritari. A tal proposito il capitolo successivo presenta alcune tipologie di intervento standard che possono essere eseguiti per il miglioramento e la riduzione della vulnerabilità sismica delle facciate delle chiese.

4. Gli interventi standard proposti.

Nelle pagine seguenti, a conclusione delle analisi propedeutiche degli edifici studio e della elaborazione delle metodologie semplificate di calcolo, si riportano gli interventi eseguiti per il miglioramento e la riduzione della vulnerabilità sismica sulle tre chiese. Tali possono essere riproposti, come esempi di partenza standardizzati, su altri edifici di culto con caratteristiche edificatorio riconducibili a quelle prese in esame.

4.1 Chiesa della Beata Vergine del Carmine.

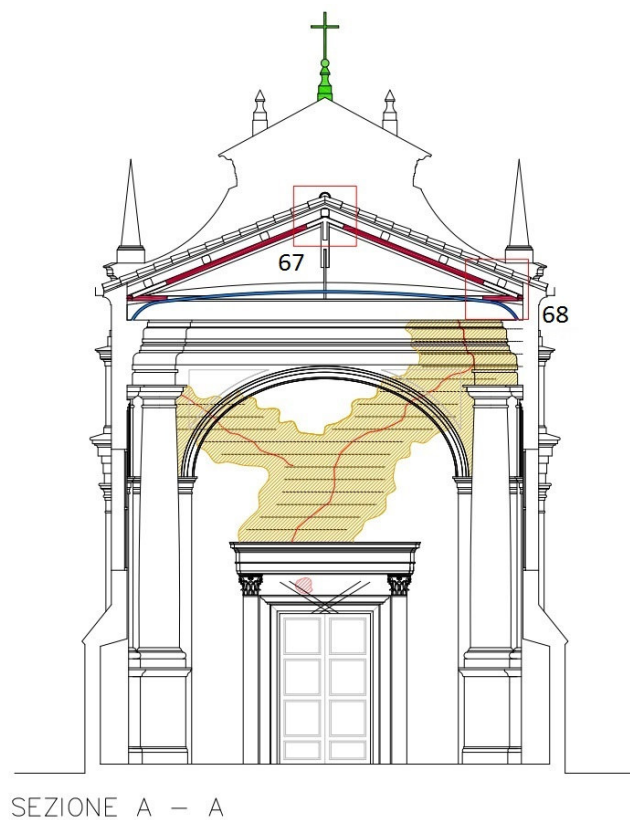
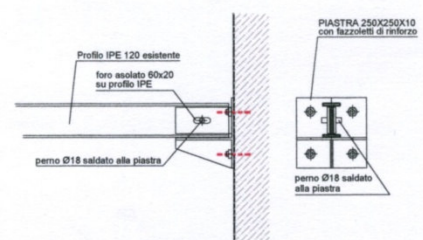
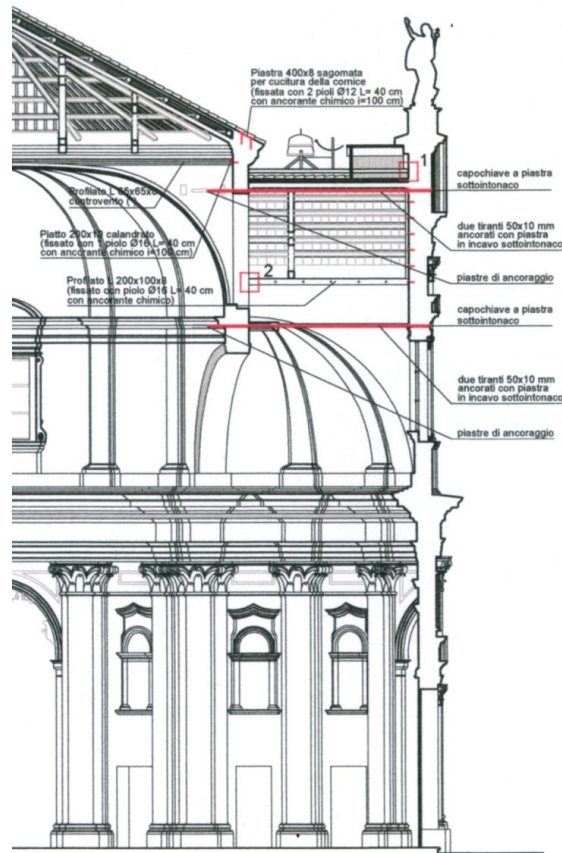
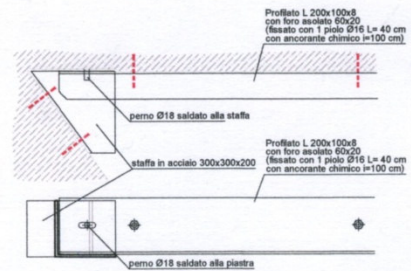


Figura n° 67 – 68

4.2. Chiesa di San Antonino Martire



SCHEMA GIUNTO SCORREVOLE
PER CASTELLO CAMPANA DELL'OROLOGIO (part. 1)



SCHEMA GIUNTO SCORREVOLE
STRUTTURA DI IRRIGIDIMENTO
COPERTURA (Part. 2)

Figura n° 69 – particolare 1 – 2

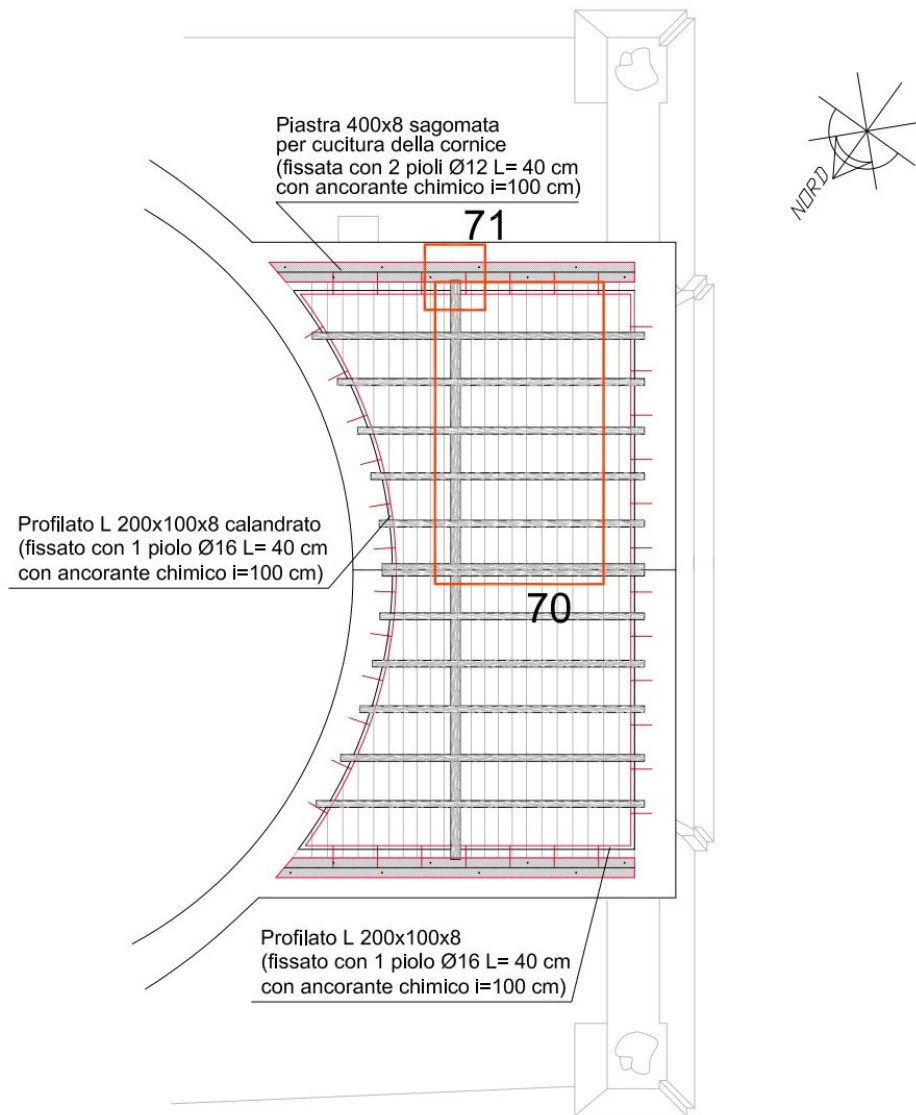


Figura n° 70 - 71

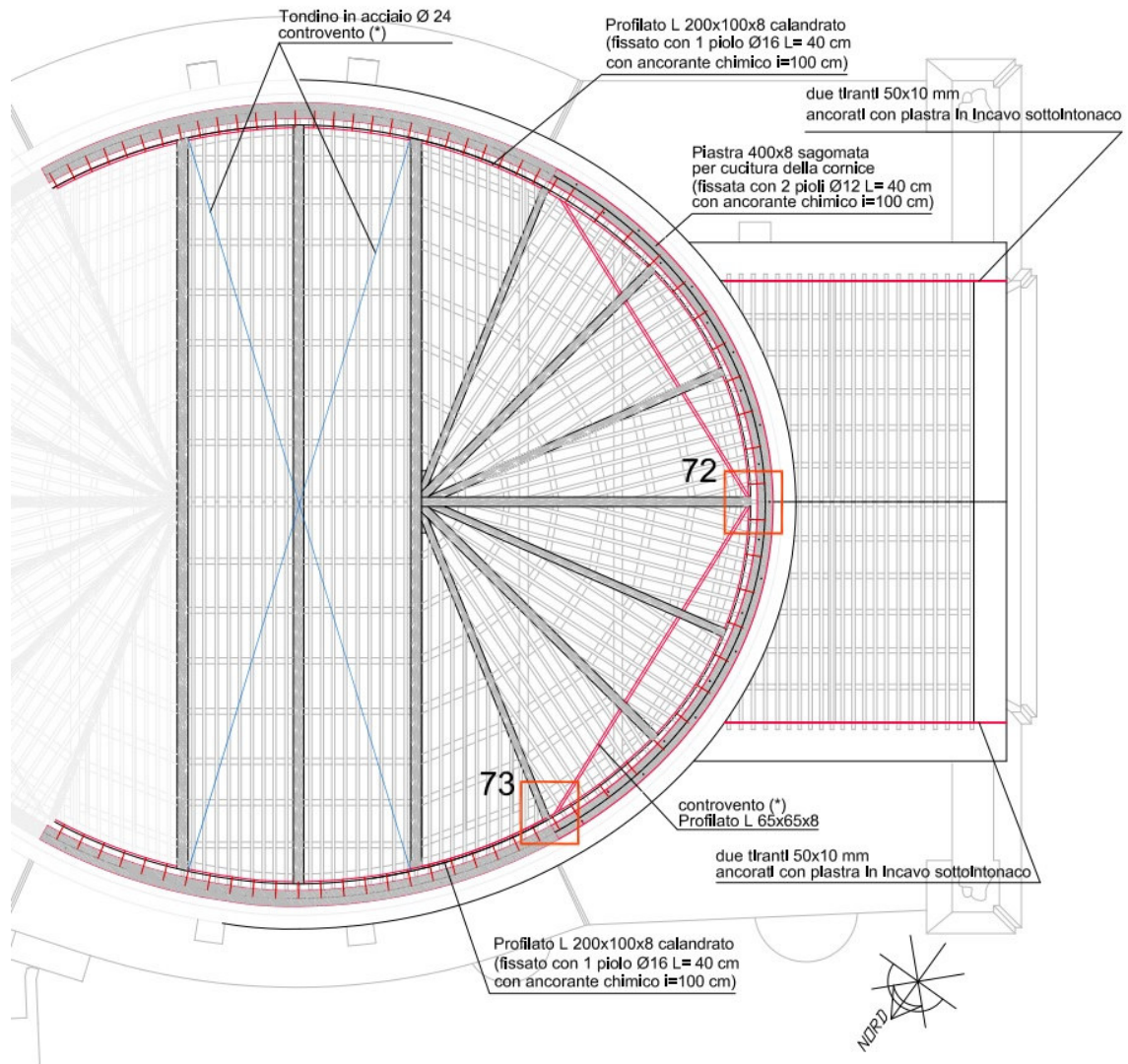


Figura n° 72 - 73

4.3. Chiesa di San Rocco Confessore

SCHEMA STRUTTURA IN LEGNO DI IRRIGIDIMENTO

Posa di piastra di coronamento sulla cimasa imbullonata ai connettori. Successiva posa di copertina in zinco-titanio a protezione dell'intervento realizzato e del timpano

Inserimento di barre filettate in acciaio Ø14 in perforo, con inghisaggio con resine bicomponenti, per irrigidimento timpano

Struttura in legno di irrigidimento facciata con aumento della base di appoggio del secondo ordine della struttura di copertura. I nuovi elementi in legno verranno fissati al retrofacciata mediante inserimento di connettori Ø14

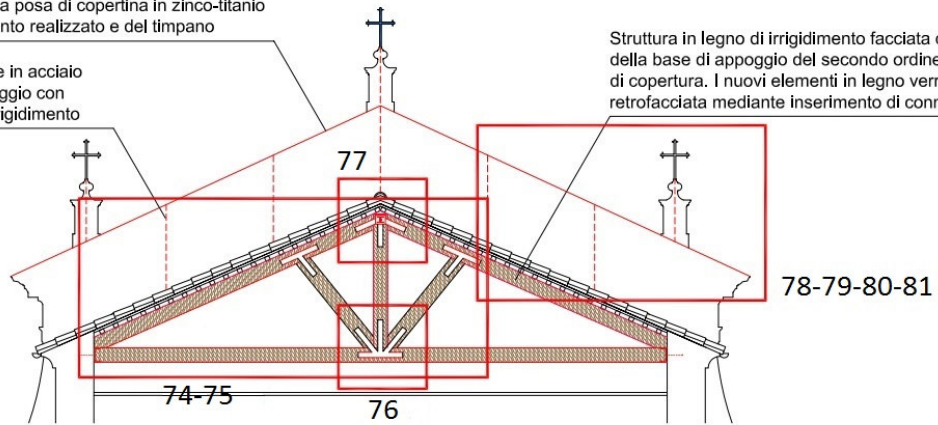


Figura n° 74 – 75

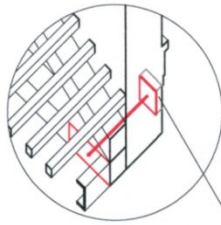


Figura n° 76 - 77



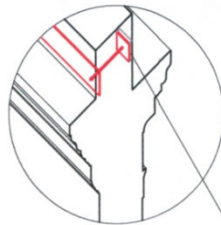
Figura n° 78 - 79 - 80 - 81

(C) Particolare fissaggio meccanico della struttura lignea di irrigidimento in corrispondenza della facciata



Rimozione intonaco per uno spessore pari a 3 cm, posa della piastra in acciaio e successiva ricostruzione dell'apparato murario e decorativo interno (rif. tavola grafica n. 4)

(D) Particolare fissaggio meccanico della struttura di irrigidimento in corrispondenza della facciata



Rimozione intonaco per uno spessore pari a 3 cm, posa della piastra in acciaio e successiva ricostruzione dell'apparato murario e decorativo interno (rif. tavola grafica n. 4)



Figura n° 82 (particolare C) – 83 (particolare D)

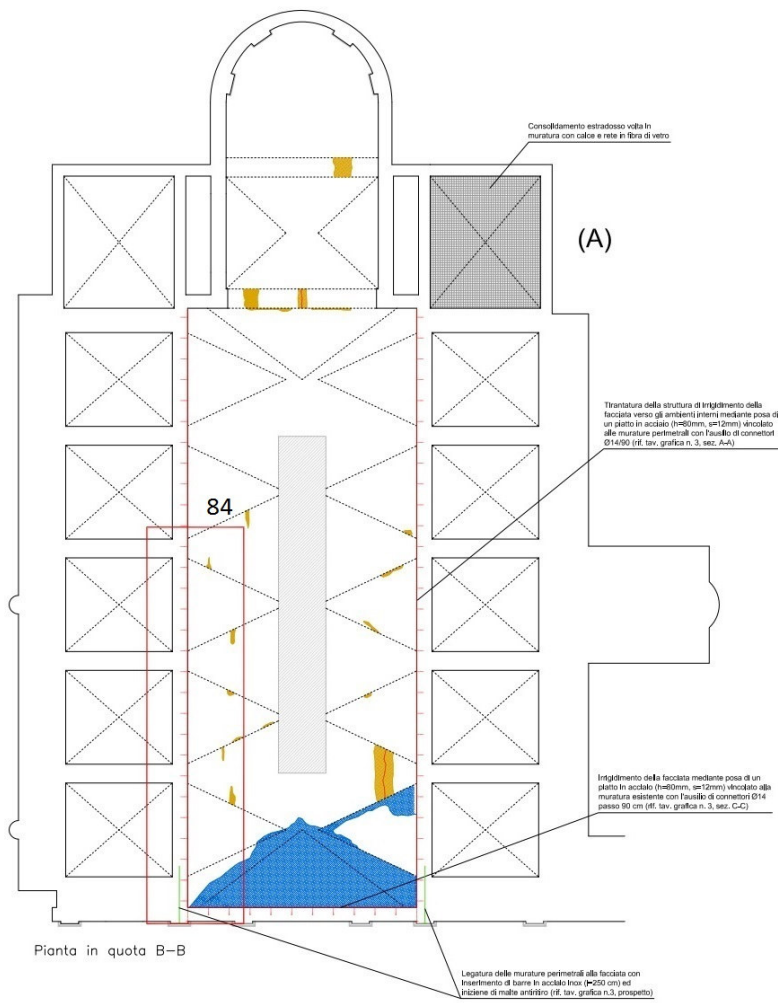


Figura n° 84

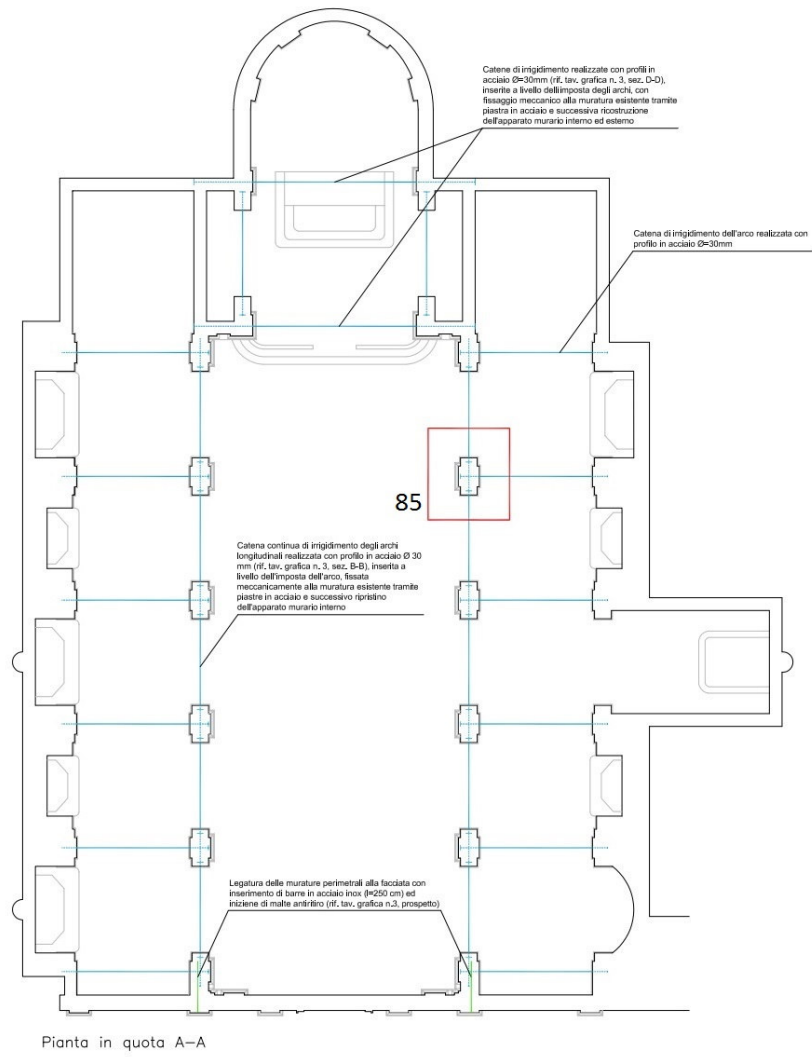


Figura n° 85

4.4. Il caso specifico della Chiesa di San Antonino Martire dove il riutilizzo di elementi estranei, come le putrelle che sorreggono la campana dell'orologio, quale elemento di miglioramento sismico del timpano.

Una delle cause principali dei danni al timpano e alle strutture murarie in elevazione dell'aula è da addebitarsi, come già enunciato, all'azione martellante delle putrelle in ferro di sostegno della campana dell'orologio della chiesa. L'intervento di miglioramento sismico del "castello" (costituito da una struttura orizzontale di supporto della campana realizzata da due putrelle IPE innestate nel retro prospetto, zona timpano, e nella muratura del tamburo dell'aula) ha previsto il ripristino della connessione di tali prunelle, mediante la ricostruzione con cucì e scuci della muratura faccia a vista lato tamburo e la modifica dell'innesto al timpano posizionata all'interno della struttura protettiva dei meccanismi dell'orologio stesso. Non avendo un effetto visivo impattante dall'esterno dell'edificio si è proceduto al taglio della putrella a filo muro, la rimozione della porzione di ferro inserita nella muratura con ricostruzione della medesima con mattoni simili agli esistenti. La messa in opera di una "scarpa" metallica con doppia anima con innesto a "femmina" centrale, ancorata alla muratura con connettori inghisati in preforo con resine bicomponenti, quale elemento di dialogo tra la murature e le putrelle esistenti fissate alla prima mediante perno con diametro 18 mm inserito in foro asolato al fine di garantire l'eventuale movimento orizzontale evitando in tale maniera un ulteriore azione martellante indotta dalla rigidità iniziale dettata dalle putrelle (figura 69 particolare 1 – 2).

4.5. L'intervento di miglioramento sismico della facciata suddiviso su tre livelli caratterizzati da tecniche differenziate.

-Intervento a livello del timpano: l'intervento ha previsto la posa di una piastra di ferro larga 400 mm dello spessore di 10 mm. Attraverso fori precedentemente predisposti in officina, sono stati inserite nella muratura sottostante, tramite preforo da 20 mm, delle barre filettate in acciaio inox per una profondità media di 1.50 ml mantenendo una linea di penetrazione zenitale (foto 78 – 79). Successivamente le barre sono state imbullonate con la piastra di testa e tensionate al fine di comprimere la piastra stessa sulla muratura "bloccandola" ulteriormente (figura 80). A lavorazione ultimata, a protezione del timpano stesso dagli agenti atmosferici riducendone il degrado materico per percolamento delle acque meteoriche, si è posata una lamiera in rame consono con l'edificio sottoposto a vincolo diretto (figura n° 81).

-Intervento a livello della copertura: l'orditura secondaria (o terziaria), dal punto di vista costruttivo storico, viene appoggiata nella muratura di retro facciata mediamente di 10/15 cm. L'intervento prevede un allargamento della base di appoggio di tale orditura costruendo un "finta capriata" in legno ossia una struttura reticolare di irrigidimento costruita da travi quadrate con sezione media 200 x 200 mm al fine di impedirne lo sfilamento con conseguente fenomeno di

ribaltamento del timpano. La struttura in legno viene fissata alla muratura mediante connettori in acciaio diametro 14/16 mm imbullonati alla stessa e inghisati con resine bicomponenti in preforo (figura 67-74-76-77). Alle estremità, a ridosso con il risvolto della facciata con le murature perimetrali, viene collegata alla facciata mediante connettori di diametro 14 mm passanti, fissati alla struttura muraria esistente per mezzo di piastre in acciaio 150x150x8 mm posate sottotraccia con il successivo ripristino della muratura esterna e dell'apparato decorativo esistente (figura 82). La "finta capriata" lignea deve essere legata e collegata alle murature dell'aula, a livello della cornice di gronda, mediante una cordolatura in ferro (dove possibile anche in legno vedi figura 68) realizzata con un elemento a "C" di altezza 200 mm e spessore 12 mm fissato alla muratura mediante connettori diametro 14 mm con un passo di 90 cm l'uno dall'altro (figura 75). Il cordolo, opportunamente collegato alle capriate lignee per mezzo di piastre in acciaio e connettori, arriverà, passando nel sottotetto, fino all'innesto con il presbiterio, per proseguire lungo il lato inferiore della struttura, andando a "chiudere" l'intervento di miglioramento della copertura della navata principale (figura 70-71-72-73).

-Intervento a livello del marcapiano interno alla chiesa: con lo stesso procedimento descritto a livello della copertura, si dovrà andare a "tirare" la facciata a livello del marcapiano interno, fino all'innesto del presbiterio (figura 84). Contro la facciata sarà inserita sottotraccia un piatto in acciaio vincolato alla stessa mediante inserimento di connettori di diametro 14 mm con passo 90 cm. Il tirante che correrà verso il presbiterio sopra il cornicione di marcapiano, altezza 80 mm e spessore 12 mm, verrà vincolato alla muratura portante di facciata mediante piastre in acciaio 150x150x8 mm sotto traccia: successivamente alla messa in opera delle piastre si prevede la ricostruzione e il ripristino della muratura esterna e dell'apparato decorativo (figura 83).

4.6. Intervento di miglioramento sismico degli archi

L'intervento interessa gli archi di imposta delle navate laterali e del presbiterio mediante l'inserimento di catene (anche doppie) in acciaio di diametro 30 mm inserite a livello dell'imposta degli archi stessi. Per quanto riguarda lo sviluppo longitudinale in pianta degli archi, le catene sono state meccanicamente fissate alle colonne portanti per mezzo di piastre in acciaio 150x150x8 mm sottointonaco e tensionate in modo tale da comprimere le piastre stesse "bloccandole" ulteriormente al pilastro stesso. (figura 85) Per lo sviluppo trasversale in pianta, le catene vengono inserite all'interno della muratura portante per una lunghezza pari a 50 cm e fissate alle colonne portanti per mezzo di piastre in acciaio 150x150x8 mm sottointonaco. Intervento finale il ripristino della muratura e degli intonaci.

5 Conclusioni

Risultato finale della presente tesi è lo studio e il perfezionamento di un metodo speditivo semplificato per la valutazione della sicurezza sismica di facciate di chiese in muratura. Denominato “Simplified Speed Seismic assessment of masonry church FACade (S3FAC)”, viene da prima introdotto teoricamente e poi applicato a tre diversi casi studio colpiti dal sisma dell’Emilia nel 2012. La motivazione che porta alla necessità di sviluppare nuovi approcci progettuali è legato al fatto che gli eventi sismici che ripetutamente si verificano sul territorio nazionale hanno evidenziato, anche negli ultimi anni, come i criteri e le metodologie di analisi fino ad oggi utilizzate, seppur applicate per numerosi anni con buoni risultati, in talune situazioni si sono dimostrate inadeguate e troppo semplicistiche rispetto ai problemi di cui si chiede una soluzione.

Il nuovo metodo di analisi proposto è denominato speditivo semplificato e trova ambito di applicazione per la valutazione della sicurezza sismica di facciate di chiese esistenti in muratura. Risulta essere semplificato in quanto considera tre possibili meccanismi di collasso della facciata, ossia:

- 1) ribaltamento della facciata come corpo rigido (M1);
- 2) meccanismo di ribaltamento della sommità della facciata (M2) ;
- 3) meccanismi di collasso a taglio o per pressoflessione nel piano della facciata (M3).

I tre meccanismi di collasso della facciata presi in considerazione dal metodo sono i medesimi previsti attualmente dalle Linee Guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale predisposte dalla Direzione Generale per i Beni Architettonici e Paesaggistici del MIBAC.

Il S3FAC si basa su 4 step procedurali che partendo dalla identificazione delle principali proprietà geometriche e di resistenza del paramento della facciata, ottenuti sulla base di rilievi geometrici speditivi o dalla documentazione progettuale disponibile, portano alla definizione di una stima dell’accelerazione di collasso per i tre meccanismi sopra citati. A partire da un modello di riferimento della facciata, vengono costruite diverse combinazioni incrociando i valori di alcune variabili ritenute più significative e creando quindi una matrice di combinazione delle medesime a cui associare una terna di valori di accelerazioni di collasso valida per i tre meccanismi M1, M2 e M3.

Le variabili considerate nel metodo sono:

- la quota della cerniera cilindrica rotazionale del cinematismo che porta l'innescò del meccanismo di ribaltamento della facciata;
- la resistenza a taglio della muratura della facciata;
- lo spessore strutturale della parete di facciata;
- la presenza di elementi che fungono da tiranti per la facciata.

Nella tesi, si sono presentati, divenendo casi studio, tre edifici di culto della Provincia di Rovigo inseriti nel cratere sismico del terremoto del 20 maggio 2012: la chiesa di San Antonino Martire e l'Oratorio della Beata Vergine del Carmine a Ficarolo e la chiesa di San Rocco Confessore a Calto. Le tre chiese, tra le più danneggiate del Polesine e chiuse per inagibilità fino alla conclusione delle opere di consolidamento e miglioramento sismico, hanno caratteristiche planimetriche completamente differenti tra loro ma accumulate da fattori territoriali, ambientali ed edificatori simili. ente tesi.

I risultati delle analisi numeriche hanno mostrato come l'applicazione del metodo S3FAC, oltre a identificare una stima dell'accelerazione di collasso per la facciata per le varie combinazioni possibili, evidenzi le variabili che maggiormente modificano il valore dell'accelerazione di collasso. Questo consente di gerarchizzare le proprietà variabili della facciata e guidare futuri rilievi ed indagini sperimentali. Inoltre ogni meccanismo di danneggiamento può essere associato, in prima analisi, ad una tipologia o a più tipologie di intervento da realizzarsi in funzione del tipo di meccanismo di collasso che si mobilita per primo.

Tale lavoro di ricerca rappresenta un punto di partenza e non un punto di arrivo relativamente al problema dell'analisi di facciate di chiese esistenti. Il prossimo passo potrebbe essere quello di realizzare uno studio per la quantificazione dei costi per la realizzazione degli interventi proposti ma non impiegando le stime pressapochiste ad oggi utilizzate ma bensì usando costi di reali interventi realizzati”.

6. Bibliografia

Abrams Daniel, AlShawa Omar, Lourenço Paolo B., and Sorrentino Luigi. "Out-of-plane seismic response of unreinforced masonry walls: Conceptual discussion, research needs, and modeling issues". *International Journal of Architectural Heritage* 11 (1):22–30. doi:10.1080/15583058.2016.1238977, 2017

Acocella Alfonso, *l'architettura del mattone faccia a vista*, Roma, Laterconsult Edizioni, 1989.

Antonucci Rodolfo, *Restauro e recupero degli edifici a struttura muraria: analisi e interventi sul costruito storico*, Santarcangelo di Romagna, Maggioli Editore, 2012.

AA.VV. *Comportamento Statico e Sismico delle Costruzioni*, Milano, Ed. CLUP, 1982.

AA.VV., *Manuale del restauro architettonico*, Roma, Mancuso Editore, 2002.

AA.VV., *Manuale Opere Provvisorie, l'intervento tecnico urgente in emergenza sismica*, Ministero dell'Interno, Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco – Università degli studi di Udine, Tipolitografia INAIL, Milano, Novembre 2011.

AA.VV., *Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale*, MIBAC – Direzione Generale per i Beni Architettonici e Paesaggistici, Roma, Gangemi Editore, 2007.

AA.VV. *Studi italiani sulla meccanica delle murature, Atti del Convegno Stato dell'Arte in Italia sulla meccanica della muratura*, Roma, A Grimaldi e A. Giuffrè Edizioni, 1985.

AA.VV., *Trattato del consolidamento*, Roma, Mancuso Editore, 2004.

Angelillo Maurizio, Olivito Renato S., *Sul comportamento meccanico di pareti murarie in mattoni*, *Giornale del Genio civile*, 1,2,3, 1992.

Aras Faut, Krstevska Lidija, Altay Gulay, Tashkov Ljubomir, *Experimental and numerical modal analyses of a historical masonry palace*. *Constr Build Mater* 25:81–91, 2011.

Beolchini Gavarini Carlo, Milano Liberato, and Antonacci Elena, *Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura - Definizione di modelli per l'analisi strutturale degli edifici in muratura*, Vol. II, Università degli Studi di L'Aquila E (editors), 2005.

Berto Luisa, Mazzotti Claudio, Rinaldini Valentina, Rocca Irene, Saetta Anna, Savoia Marco, *I complessi museali in siti ad elevato rischio sismico: verifica strutturale e valutazione di vulnerabilità dei beni contenuti. Il caso di Santa Maria delle Monache (IS)*, in: XVII Convegno ANIDIS -

L'Ingegneria Sismica in Italia, Pisa, Pisa University Press, 1, pp. 469 - 479 (atti di: XVII Convegno ANIDIS - L'INGEGNERIA SISMICA IN ITALIA, Pistoia, 17-21 Settembre 2017), 2017.

Berto Luisa, Bovo Marco, Rocca Irene, Saetta Anna, & Savoia Marco, *Seismic safety of valuable non-structural elements*, in: RC buildings: Floor response spectrum approaches. *Engineering Structures*, 205 doi:10.1016/j.engstruct.2019.110081 - 2020.

Boscato Giosuè, and Cecchi Antonella, *Sensitivity analysis of geometric irregular effects on vulnerability of large-hall historic structures*. *Engineering Failure Analysis*, Article number 104674, 10.1016/j.engfailanal.2020.104674, volume 115 September 2020.

Boscato Giosuè., Dal Cin Alessandro., Russo Salvatore., *Conference Paper Collapse mechanisms due to earthquake in the structural typologies of historic constructions: The case of Mirandola*, *Key Engineering Materials*, , 624, pp. 59–65, 2015.

Boscato Giosuè., Pizzolato Marco., Russo Salvatore., Tralli Antonio , *Article Seismic behavior of a complex historical church in L'Aquila* *International Journal of Architectural Heritage*, 8(5), pp. 718–757, 2014.

Campanella Christian, *Il rilievo degli edifici, metodologie e tecniche per il progetto di intervento*, Palermo, Ed. Flaccovia Dario, 2009.

Cangi Giovanni, *Manuale del recupero strutturale e antisismico*, Roma, Ed DEI, 2012.

Carria Fabio, *La conservazione delle facciate – materiali e tecniche per il recupero*, Milano, Edizioni Tecniche Nuove, 2004.

Casolo Sirio., Neumair Sigfried., Parisi Maria Adelaide., & Petrini Vincenzo., *Analysis of seismic damage patterns in old masonry church facades*. *Earthquake Spectra*, 16(4), 757-773. doi:10.1193/1.1586138 – 2000,

Casolo Sirio, *Rigid element model for non-linear analysis of masonry façades subjected to out-of-plane loading*. *International Journal for Numerical Methods in Biomedical Engineering* 15 (7):457–68, 1999.

Castellazzi Giovanni. and Di Tommaso Angelo., *Assessment of seismic vulnerability of a Basilica : modeling and analysis of the façade macro-element*, in ANIDIS, no. September 2011.

Ceroni Francesca, Sica Stefania, Garofano Angelo, Pecce Mariarosa, *SSI on the dynamic behaviour of a historical masonry building: experimental versus numerical results*. *Buildings* 4:978–1000, 2014.

- Cicchiello Pierpaolo, *La messa in sicurezza e l'adeguamento sismico degli edifici esistenti*, Santarcangelo di Romagna, Maggioli Editore, 2010.
- Cifani Gabriele, Lemme Alberto; Podestà Stefano, *Beni Monumentali e Terremoto. Dall'emergenza alla Ricostruzione*; Roma, DEI-Tipografia del Genio Civile, 2005.
- Cortesi Francesco, Ludovisi Laura, Mariani Valentina, *La progettazione strutturale su edifici esistenti*, Santarcangelo di Romagna, Maggioli Editore, 2018.
- Como Mario, Grimaldi Antonio, *Analisi limite di pareti murarie sotto spinta*, in Quaderni di teoria e tecnica delle strutture, Ist. Di Tecnica delle Costruzioni, Università di Napoli, n° 546.
- Como Mario, Grimaldi Antonio, *Unilateral model for the limited analysis of masonry walls; unilaterel problems in structural analysis*, G. del Piero and F. Maceri Eds, Springer, Wien, 1985.
- Como Mario, *Statics of Historic Masonry Constructions*, Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg, <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-642-30132-2>, 2013.
- De Felice Gianmarco, Mauro Alessandro, *On overturning of the façade in churches with single nave: some case studies from L'Aquila*, Earthquake. Adv Mater Res 133–134:807–812, Italy, 2010.
- De Stefano Alessandro, Ceravolo Rosario, *Assessing the health state of ancient structures: the role of vibrational tests*. J Intell Mater Syst Struct 18:793–807, 2007.
- Diaferio Marinella, Foti Dora, Giannoccaro Nicola Ivan, Ivorra Salvador, *Optimal model through identified frequencies of a masonry building structure with wooden floors*. Int J Mech 8:282–288, 2014.
- Dipartimento della Protezione Civile, *Scheda per il rilievo del patrimonio monumentale - Danno alle chiese*, G.U. n. 116, 21 Maggio 2001.
- D.P.C.M. 23 febbraio 2006. *Approvazione dei modelli per il rilevamento dei danni, a seguito di eventi calamitosi, ai beni appartenenti al patrimonio monumentale*. G.U. n. 55 del 7 marzo 2006.
- D.P.C.M. 9 febbraio 2011. *Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui D.M. 14/01/2008* – pubblicata G.,U. n° 47–suppl. ord. n° 54, del 26/02/2011.
- Doglionti Francesco, Moretti A, Petrini V, *Le Chiese e il Terremoto*. Trieste, Lint press, 1994.
- Dolce Mauro et al., *"The Emilia Thrust Earthquake of 20 May 2012 (Northern Italy): Strong Motion and Geological Observations - Report 1 -"*, vol. 2012, pp. 1–12, 2012.

- Dolce Mauro, Manfredi Gaetano, *Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di Elementi Strutturali, Tamponature e Partizioni*, Napoli, Doppiavoce, 2011.
- El-Borgi Sami, Smaoui Hichem, Casciati Fabio, Jerbi K., Kanoun F., *Seismic evaluation and innovative retrofit of a historical building in Tunisia. Struct Control Health Monit* 12:179–195, 2005.
- Ferrigni Ferruccio, Della Pietra Andrea, Sorrentino Maria Carla, *Rafforzamento appropriato dell'edificio storico in zona sismica*, Centro Universitario Europeo per i Beni Culturali, nell'ambito di LAReHBA Project Local Appropriate Retrofitting of Historical Built-up Areas, CUEBC 2107.
- Antonio Formisano, Generoso Vaiano, Francesco Fabbrocino and Gabriele Milani, *Seismic vulnerability of Italian masonry churches: the case of the Nativity of Blessed Virgin Mary in Stellata of Bondeno*, Journal of Building Engineering, <https://doi.org/10.1016/j.job.2018.07.017>
- Frumento Sara, Galasco Alessandro, *Analisi sismica delle strutture murarie. Calcoli strutturali*, Sistemi Editoriali , 2011.
- Frumento Sara, Galasco Alessandro, *Adeguamento e miglioramento sismico degli edifici in muratura*, Sistemi Editoriali, 2017.
- Furini Massimiliano, *Il dopo terremoto nell'Alto Polesine*, in: I quaderni della Soprintendenza per i Beni Architettonici e Paesaggistici per le Province di VR, RO e VI, V2013, pag. 318, Verona, La Grafica, 2013.
- Furini Massimiliano, *Gioiello di Architettura Religiosa – tecnologia e materiali innovativi per riportare in vita la Chiesa di S. Stefano*, in: Green Building Magazine, speciale antisismica, Anno VII – numero 1, pag 60-61, gennaio 2017.
- Giuffrè Antonino, *letture sulla meccanica delle murature storiche*, Roma, Edizioni Kappa, 1991.
- Giuffrè Antonio, *La meccanica nell'architettura- la statica*, La Nuova Italia Scientifica, 1991.
- Gattulli Vincenzo, Antonacci Elena, Vestroni Fabrizio, *Field observations and failure analysis of the Basilica S. Maria di Collemaggio after the 2009 L'Aquila earthquake. Eng Fail Anal* 34:715–734. doi:10.1016/j.engfailanal.2013.01.020, 2013.
- Hendry Arnold. W., *Statica delle strutture in muratura di mattoni*, Patron, 1986.
- Il Campanile di Santa Maria Gloriosa dei Frari in Venezia - conoscenza, consolidamento, restauro*, a cura di Lionello Alberto, Milano, Electa, 2008.
- Il Campanile della chiesa di Sant'Antonino Martire a Ficarolo – consolidamento statico e restauro conservativo post-sisma 2012*, a cura di Massimiliano Furini, Ferrara, Ed. Nuovecarte, 2018.
- Il Restauro di Emergenza*, a cura di Francesca Malesani, Firenze, Alinea Editrice, 2003.

Lombardo Salvatore – Chiofalo Tiziana, *Manuale del rinforzo strutturale*, Palermo, Dario Flaccovio Editore, 2014.

L'Oratorio di San Genesio a Stienta – lavori post-sisma 2012, a cura di Massimiliano Furini, Ferrara, Ed. Volta la Carta, 2020.

Kocak Ali, Koksal T, *Investigation of earthquake behavior of the church of St. Sergius and Bacchus in Istanbul/Turkey*. Adv Mater Res 133–134:821–830, 2010.

Mastrodicasa Sisto., *Dissesti static delle strutture edilizie*, Milano, Hoepli, 1980.

Milan Gabriele, *Lesson learned after the Emilia-Romagna, Italy, 20–29 May 2012 earthquakes: a limit analysis insight on three masonry churches*, Eng. Fail. Anal. 34, 761–778, <http://dx.doi.org/10.1016/J.ENGFAILANAL.2013.01.001>, 2013.

Milani Gabriele, Valente Marco, *Comparative pushover and limit analyses on seven masonry churches damaged by the 2012 Emilia-Romagna (Italy) seismic events: Possibilities of non-linear finite elements compared with pre-assigned failure mechanisms*. Engineering Failure Analysis, 47, Part A, 129-161, ISSN 1350-6307. 10.1016/j.engfailanal.2014.09.016, 2015.

Milano Liberato., Mannella Antonio, Morisi Carlos, and Martinelli A. *Schede Illustrative Dei Principali Meccanismi Di Collasso Locali Negli Edifici Esistenti in Muratura e Dei Relativi Modelli Cinematici Di Analisi*, 2009.

Ministero della Cultura. 2011. *Linee Guida per La Valutazione e Riduzione Del Rischio Sismico Del Patrimonio Culturale Allineate Alle Nuove Norme Tecniche per Le Costruzioni D.M 14 Gennaio 2008*, Roma, 2011.

Ministero infrastrutture e trasporti, *Aggiornamento Delle Norme Tecniche per Le Costruzioni, Di Cui Al Decreto 17 Gennaio 2018*, 2018.

Meli Roberto, Rivera Dario, Miranda Eduardo, *Measured seismic response of the Mexico City Cathedral*. Guimaraes, *Historical Constructions*, pp 877–886, 2001.

Olivito Renato S., *Statica e stabilità delle costruzioni murarie*, Bologna, Pitagora editrice, 2009.

Ramos Luis F., Alaboz Murat, Aguilar Rafael, *Dynamic identification and monitoring of St. Torcato Church*. Adv Mater Res 133–134:275–280, 2010.

Ramos Luis F., Marques Leandro, Lourenco Paulo, De Roeck Guido, Campos-Costa Alfredo, Roque Joao, *Monitoring historical masonry structures with operational modal analysis: two case studies*. Mech Syst Signal Process 24:1291–1305, 2010.

Tubi Norberto, *Armature e rinforzi nelle murature*” alla luce delle nuove Norme tecniche sulla sicurezza statica delle costruzioni, Santarcangelo di Romagna, Maggioli Editore, 2006.

Menicali Umberto, *I materiali dell'edilizia storica*, Roma, La Nuova Italia Scientifica, 1992.

Menditto Giovanni, *Fessurazioni nelle strutture. Rilievo, lettura, diagnosi: una visione degli eventi degradanti alla luce delle nuove NTC*, Napoli, Ed. Flaccavia Dario, 2014.

Monaco Luciano M., Santamaria Armando, *Indagini, prove e monitoraggio nel restauro degli edifici storici*, Napoli, Ed. Scientifiche Italiane, 1998.

Ministero per i Beni e le Attività Culturali, Segretariato Generale. Direzione Regionale per i Beni Culturali e Paesaggistici del Veneto. Decreti di Vincolo ai sensi D. Lgs 22 gennaio 2004, n° 42, art. 12. Oratorio e campanile della Beata Vergine del Carmine – Ficarolo (RO) del 15 ottobre 2008 notificato il 17 ottobre 2008 con prot. 13316. Chiesa e campanile di San Rocco confessore – Calto (RO) del 10 gennaio 2013 notificato il 14 gennaio 2013 con prot. 877. Chiesa e campanile di San Antonino Martire – Ficarolo (RO) del 15 febbraio 2013 notificato il 27 febbraio 2013 con prot. 3814.

Francesco Ravelli, *Pagine storiche di Ficarolo*, Bologna, Nicola Zanichelli, 1883, pag. 125.

Penna, Andrea; Morandi Paolo; Rota Maria; Manzini Carlo Filippo; Da Porto, Francesca; Magenes, Guido. *Performance of masonry buildings during the Emilia 2012 earthquake*. *Bull. Earthq. Eng.*, 12, 2255–2273, 2014.

Stefano Podestà, *Verifica sismica di edifici in muratura. Aggiornato a NTC e Linee guida per la valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica*. 2012.

Sant'Antonino prete e martire, Storia e arte nella Parrocchiale di Ficarolo, a cura di Massimiliano Furini, Ferrara, Ed. Comunicarte, 2001.

Renato Sparacio, *La scienza e i tempi del costruire*, Torino, UTET, 1998.

Siviero Enzo, *Lettura strutturale delle costruzioni*, Milano, Ed. Città Studi, 1997.

Sorrentino Luigi, Dina D'Ayala, Gianmarco de Felice, Michael C. Griffith, Sergio Lagomarsino, and Guido Magenes, *Review of out-of-plane seismic assessment techniques applied to existing masonry buildings*. *International Journal of Architectural Heritage* 11 (1):2–21. doi:10.1080/15583058.2016.1237586, 2017.

Sorrentino Luigi, Laura Liberatore, Louis D. Decanini, and Domenico. Liberatore, *The performance of churches in the 2012 Emilia earthquakes*. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12 (5):2299–331. doi:10.1007/s10518-013-9519-3, 2014.

Straus, Strand7 Finite Element Analysis Software, <https://www.strand7.com>, 2022.

Tassios, Theodosios P., *Meccanica delle murature*, Liguori, 1988.

Tecniche costruttive dell'edilizia storica, a cura di Esposito Daniela e Fiorani Donatella, Roma, Ed. Viella, 2005.

Tubi Norberto, *Rilevamento dello stato e tecniche di ripristino negli edifici – rilevamento a vista, rilevamento strutturale, interventi*, Santarcangelo di Romagna, Maggioli Editore, 1987.

Eugène Emmanuel Viollet-Le-Duc, *L'architettura ragionata*, Milano, Ed. Jaca Book, 1990.

Zanotti Fragonara Luca, Boscato Giosuè, Ceravolo Rosario, Pecorelli, Marica Leonarda, *Dynamic investigation on the Mirandola bell tower in post-earthquake scenarios*. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(1), pp. 313–337, 2017.