Elena Bartoli
Andrea Benedetti

IL COMPLESSO DI SAN LORENZO A CENTO

I DANNI
LA MESSA IN SICUREZZA
IL MIGLIORAMENTO SISMICO
LA RIPARAZIONE

Prefazioni di
Alessandro Battaglia | Salvatore Baviera
Adriano Orlandini | Gabriele Pivari

A08

UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE
DICEA · Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura

AhRCOS®

RESTAURO e CONSOLIDAMENTO

Gruppo Battaglia

since 1965

Tradizione del restauro, tecnologie innovative per la CONSERVAZIONE,
il miglioramento, il CONSOLIDAMENTO STRUTTURALE
e architettonico del patrimonio edilizio e di quello storico-artistico-monumentale

Architectural Heritage Restoration and COnsolidation for Structural safety

Elena Bartoli e Andrea Benedetti

Complesso di San Lorenzo a Cento

I danni, la messa in sicurezza, il miglioramento sismico e la riparazione

Copyright © MMXV
ARACNE editrice int.le S.r.l.

www.aracneeditrice.it
info@aracneeditrice.it

via Quarto Negroni, 15
00040 Ariccia (RM)
(06) 93781065

ISBN 978–88–548–8697–1

I diritti di traduzione, di memorizzazione elettronica,
di riproduzione e di adattamento anche parziale,
con qualsiasi mezzo, sono riservati per tutti i Paesi.

Non sono assolutamente consentite le fotocopie
senza il permesso scritto dell'Editore.

I edizione: novembre 2015

INDICE

PREFAZIONE **7**

PREMESSA
Research, history and tradition **15**

CAPITOLO 1.
Relazione storico ecclesiastica **21**

CAPITOLO 2.
Il rilievo per la conoscenza del manufatto **33**
2.1 Rilievo architettonico e artistico 33
2.2 Rilievo geometrico strutturale 42
2.3 Rilievo materico e caratterizzazione delle proprietà meccaniche della fabbrica 47
2.3.1 Caratterizzazione della resistenza della malta 52
2.3.2 Caratterizzazione della resistenza del mattone 56
2.3.3 Proprietà medie sperimentali della muratura 58
2.3.4 Caratteristiche meccaniche di progetto 64

CAPITOLO 3.
Gli eventi sismici e i danni al complesso del San Lorenzo **65**
3.1 Gli eventi sismici del 20 e del 29 maggio 2012 65
3.2 Rilievo dei dissesti 68
3.3 Intervento provvisorio di messa in sicurezza della lanterna e del campanile 76
3.3.1 Messa in sicurezza della lanterna 77
3.3.2 Messa in sicurezza della cella campanaria 80

CAPITOLO 4.
Modellazione della chiesa e valutazione dello Stato di Fatto **85**
4.1 Realizzazione del modello 85
4.2 Analisi dei carichi 90
4.3 Analisi modale dello stato di fatto 94
4.4 Definizione dell'azione sismica 97

4.5 Verifiche di sicurezza allo stato di fatto 102
4.5.1 Verifica a taglio diagonale nel piano 103
4.5.2 Verifica a pressoflessione nel piano 104
4.5.3 Verifica a pressoflessione fuori dal piano 104

CAPITOLO 5.
Stato di progetto e valutazione degli interventi 107
5.1 Analisi modale dello stato di progetto 108
5.2 Descrizione degli interventi 109
5.2.1 Sostituzione dell'architrave 110
5.2.2 Introduzione di catene metalliche nelle volte 113
5.2.3 Intervento di scuci e cuci 116
5.2.4 Repointing della muratura lesionata con corda di fibre di basalto 118
5.2.5 Interventi di ripristino della lanterna 119
5.2.6 Interventi di ripristino del campanile e della campanaria 120

BIBLIOGRAFIA 131

PREFAZIONE

La città di Cento con il sisma del 20 e 29 maggio 2012 ha visto devastare gli edifici storici più importanti per la collettività, quel patrimonio culturale che rappresenta l'identità dei luoghi.
Significativa la situazione delle chiese, gli edifici più vulnerabili dal punto di vista strutturale: quelle del centro storico sono risultate quasi tutte inagibili e chiuse al pubblico.
Subito dopo il terremoto è stata fatta una consistente operazione di messa in sicurezza degli edifici che ha coinvolto tutta la città, con grande impegno sia da parte dei privati che degli enti pubblici, risolvendo le situazioni di pericolo all'esterno dei fabbricati. Ancora oggi il centro storico presenta ferite molto gravi che interessano vari fabbricati ed in particolare gli edifici monumentali: lungo le strade del centro si possono vedere tutt'ora ponteggi e puntellature; sono stati smontati gli elementi aggettanti e sopraelevati di tanti edifici, altri sono stati messi in sicurezza con cerchiature e catene.
Nei mesi successivi al sisma, nel clima di grande sconforto che ha coinvolto tutti i centesi, determinato anche dall'inagibilità di tutti i luoghi pubblici, il lavoro di recupero e la riapertura della

Chiesa di San Lorenzo ha rappresentato un significativo segnale di speranza per la città.

Le chiese, infatti, rappresentano storicamente il luogo di socializzazione oltre che di devozione della gente e attorno ad esse si raccoglie la comunità locale; patrimonio diffuso, le chiese costituiscono la storia artistica oltre che religiosa e umana del popolo che vive in queste terre.

La proprietà della chiesa di San Lorenzo, l'ente "Patrimonio degli Studi" di Cento, è stata in grado di ripristinare l'agibilità e riaprire al culto la prima chiesa di Cento, danneggiata dal sisma.

In particolare per il campanile, si è intervenuti immediatamente per mettere in sicurezza la struttura nei giorni successivi alla prima scossa del 20 maggio e sono state predisposte quelle opere provvisionali che hanno permesso di preservare dal crollo la torre, che ha potuto sostanzialmente resistere in questo modo alla seconda scossa del 29 maggio.

Per la chiesa e per il campanile, i lavori sono stati rapidi ma approfonditi, sia dal punto di vista progettuale che esecutivo.

Il progetto d'intervento ha previsto sia opere di riparazione dei danni, sia interventi di miglioramento strutturale, attraverso tecniche di recupero diversificate, adeguate alle varie tipologie di dissesti statici: fessurazioni, sconnessioni nelle murature, rotazioni e ribaltamenti di elementi portanti.

I lavori sono stati realizzati applicando tecniche tradizionali insieme a interventi innovativi, come per esempio l'utilizzo di fibre di acciaio al carbonio nel consolidamento delle strutture murarie e delle volte, accanto ad interventi di scuci-cuci delle murature e l'inserimento di catene metalliche. Merita di essere sottolineato l'intervento di recupero della cella campanaria, che aveva subito gravi distorsioni strutturali: è stato eseguito un lavoro quasi artigianale di smontaggio e ricomposizione per parti della struttura; le colonne del campanile sono state smontate e rimontate mattone dopo mattone, numerati uno ad uno, permettendo

fra l'altro di analizzare le tecniche costruttive impiegate al tempo della sua costruzione.

Per tali motivi l'intervento realizzato nella Chiesa e Campanile di San Lorenzo può essere considerato un esempio di come s'intende operare sui beni monumentali ovvero, dopo la situazione d'emergenza è necessario procedere ai lavori di riparazione, ma la fase più importante e che deve impegnare sia privati che enti pubblici è quella della prevenzione, attraverso la realizzazione delle opere di miglioramento sismico delle strutture.

Infatti, in seguito agli eventi disastrosi accaduti, si sta comprendendo ancora di più, quanto sia importante intendere l'intervento di riparazione e recupero non fine a se stesso, ma come azione di prevenzione necessaria a garantire la sicurezza di cose e persone per il futuro.

Arch. Gabriele Pivari

Direttore Centro Operativo Ferrara
Soprintendenza per i Beni Architettonici e Paesaggistici
per le Province di Ravenna Ferrara Forlì - Cesena e Rimini

Nei centri di media grandezza emerge talora un personaggio che li caratterizza quasi totalmente. E' il caso del Guercino a Cento. La città invece ha espresso anche altri personaggi di valore nazionale, ma che sono ricordati in tono minore, pur avendo lasciato un'impronta importante. Un esempio significativo è quello di Pietro Alberto Cavalieri, il cui nome compare in ogni scritto che si occupi di architettura centese, avendo egli partecipato ad imprese edilizie significative, come quelle del campanile di S. Biagio, della chiesa di S. Lorenzo e degli ampliamenti delle chiese dei Ss. Sebastiano e Rocco e di S. Maria dell'Ospedale.

Quando arrivai a Cento, nel lontano 1963, mi colpì subito lo stato di abbandono dell'edificio di S. Lorenzo, determinato innanzitutto dalla noncuranza dell'ambiente centese per i propri monumenti e dalla cattiva gestione da parte del Patrimonio degli Studi, proprietario del grande complesso che i Gesuiti avevano lasciato alla città. Che i Gesuiti avessero pensato alla costruzione dell'attuale Liceo e della chiesa adiacente dimostra che essi avevano intenzione di radicarsi a Cento e soprattutto di portare a compimento l'intenzione dei due grandi donatori (Francesco Piombini e Lorenzo Dondini) a vantaggio dell'educazione della gioventù centese.

La mia attenzione sul problema del recupero di tale edificio fu rafforzata dall'incontro casuale con uno dei personaggi centesi più in vista (ma evidentemente poco illuminato), che mi domandò cosa ne pensassi della demolizione totale della chiesa a vantaggio della circolazione nel centro storico. Io rimasi allibito e temetti che l'idea potesse diffondersi velocemente, creando dei presupposti molto negativi.

Decisi quindi di parlarne con la signorina Olinda Tamburini, che allora a Cento era una reale potenza. A riprova di ciò, Olinda ottenne dal Vaticano una raccomandazione presso il Ministero degli Interni. Dopo i dovuti passaggi, ottenemmo un'udienza dal Direttore generale del Ministero, a cui esponemmo con molta semplicità la necessità di salvare uno dei monumenti più belli

della città. Il Direttore, evidentemente colpito dalla nostra esposizione, decise l'erogazione di 4 milioni di lire (cifra non piccola negli anni '60...).

A quel punto era evidentemente necessario anche il ricorso alla Soprintendenza di Ravenna. La Tamburini parlò con il Soprintendente che uscì in un'esclamazione di giubilo, perché la decisione del Ministero degli Interni favoriva e giustificava un massiccio intervento della stessa Soprintendenza, che si concretizzò nella decisione di stanziare altri 40 milioni di lire.

Oramai il gioco era fatto… Si trattava ora di convincere il Patrimonio degli Studi ad entrare velocemente in azione, anche perché nel frattempo la situazione sembrò precipitare, quando il Comune, per una trave pericolante nel tetto della chiesa, decise la demolizione della volta, anziché la sua messa in sicurezza. Di ciò mi accorsi casualmente partecipando ad un corteo funebre lungo il corso Guercino: guardando la facciata dell'edificio, attraverso il finestrone vidi il cielo e da ciò dedussi che la volta era stata abbattuta.

A seguito di ciò, le nostre sollecitazioni diventarono ancor più pressanti e la proprietà finalmente decise il recupero del monumento. I lavori procedettero in modo mirabile e in due anni S. Lorenzo si ripresentò alla città in tutto il suo splendore.

Con il terremoto tutti quei sacrifici sarebbero potuti andare in fumo, ma, grazie all'intervento questa volta tempestivo del Presidente del Patrimonio degli Studi, l'edificio è stato recuperato in breve tempo e restituito ai Centesi nella sua funzione originaria di luogo di culto.

Mons. Dott. Salvatore Baviera

Parroco emerito di S. Biagio e già Presidente dell'ISCBO

Dopo oltre tre anni ringrazio ancora la Provvidenza che giovedì 24 maggio 2012 mi fece casualmente incontrare Alessandro Battaglia sul sagrato della Chiesa di S. Lorenzo. La forte scossa della domenica precedente, se non aveva lesionato gravemente l'Auditorium, aveva però fortemente compromesso la staticità della sua cella campanaria. Alessandro Battaglia, direttore tecnico di AhRCOS s.r.l., di fronte alla mia forte e palese apprensione per i rischi di crollo sull'Auditorium e forse anche sul Liceo appena restaurato, mise a disposizione la professionalità della sua impresa e già la mattina successiva i primissimi lavori di messa in sicurezza del campanile poterono iniziare.

Dopo aver consultato gli altri consiglieri del Patrimonio Studi, mi assunsi la responsabilità di dargli l'incarico verbale per l'inizio dei lavori, che fu ufficialmente deliberato nel tardo pomeriggio dello stesso giorno. Con l'arrivo di una gru di dimensioni davvero notevoli, il giorno dopo iniziarono le operazioni di prima messa in sicurezza, che procedettero alacremente fino a domenica 27, quando si terminò di "imbragare" la cella campanaria.

Nessuno avrebbe potuto immaginare che di lì a soli due giorni un'altra forte scossa avrebbe danneggiato fortemente l'Auditorium e messo nuovamente a repentaglio la stabilità del campanile, che però, grazie ai lavori eseguiti nel frattempo, fortunatamente resse all'urto che invece danneggiò quasi tutti gli altri edifici storici cittadini.

Quel colpo di fortuna spronò la commissione amministrativa del Patrimonio degli Studi ad accelerare i tempi per il recupero dell'intero edificio. Completate le molte, troppe pratiche burocratiche, a novembre iniziarono i lavori di messa in sicurezza, di miglioramento sismico e di restauro dell'intero complesso. Nel frattempo il Patrimonio Studi deliberò di concedere l'Auditorium in comodato gratuito alle Parrocchie centesi, private tutte delle loro chiese (e lo sono tuttora!) per i danni arrecati dal terremoto.

Già il 3 febbraio 2013, in occasione della festa di S. Biagio, patrono di Cento, l'Auditorium poté essere riaperto, tra la commozione dei Centesi che vedevano ritornare S. Lorenzo alla funzione di edificio di culto, per la quale era stato costruito. Di fronte alle molte autorità presenti, mons. Francesco Cavina, vescovo di Carpi, ringraziò il Signore per aver restituito a Cento la sua chiesa forse più bella.

Tre mesi dopo ancora mons. Cavina benedisse il campanile restaurato, le cui pietre erano state smontate una ad una, numerate e poi rimontate. Nella stessa occasione il presule carpigiano impartì anche una particolare benedizione all'icona medievale della "Signora degli Angeli", tornata dopo un secolo nella chiesa in cui nell'Ottocento veniva venerata.

Ora, dopo oltre due anni dalla sua riapertura, S. Lorenzo è ancora il principale luogo di culto della città e molti centesi si augurano che possa rimanere adibito a tale funzione anche dopo che le altre chiese cittadine saranno state restaurate.

Adriano Orlandini

già Presidente della Fondazione "Patrimonio degli Studi"

PREMESSA

Research, history and tradition

Leggendo questo testo avrete a disposizione un vero "case history" di un armonico lavoro di restauro e consolidamento, due parole che costantemente si avvicinano sempre di più. Il modo migliore per spiegare quello che facciamo è riportare i casi pratici che abbiamo affrontato. Questo ne è un perfetto e completo esempio.

Durante ogni lavoro sin dalla fase di progettazione, susseguendosi ed amplificandosi nella fase di diagnostica e soprattutto di messa in opera dei meccanismi di consolidamento protraendosi sino al restauro architettonico ci si rende conto che l''attenzione costante, l'impegno sempre maggiore e l'esperienza acquisita nei cantieri e nei laboratori devono porre l'impresa come punto di riferimento per il restauro conservativo ed il consolidamento.

A*h*RCOS s.r.l.® *è in grado di fornire consulenza e diagnostica, in sinergia con varie Università è in grado di studiare le corrette procedure da adottare e grazie ai preparatissimi tecnici, ingegneri, restauratori e maestranze di cui è composta, grazie inoltre ad un bagaglio tecnico culturale costantemente aggiornato attraverso formazione sia teorica che pratica e non per ultimo visti i numerosi cantieri portati a termine, l'impresa ha raggiunto una perfetta autonomia e preparazione in tutte le operazioni fondamentali per l'esecuzione di interventi di consolidamento e restauro a regola d'arte, con la messa a punto di procedimenti che hanno permesso di coniugare un'alta qualità con minima invasività e certezza dei risultati.*

La conoscenza di tecniche tradizionali, unitamente alla costante ricerca e sperimentazione di più aggiornate modalità di intervento, ci consentono di lavorare nel pieno rispetto della natura e della conservazione del bene, consci delle responsabilità e dell'impegno del nostro lavoro, ed in accordo con la teoria del restauro, improntiamo la nostra attività ricercando le cause del degrado, eliminandole e ripristinando le originali caratteristiche meccaniche della struttura sino ad incrementarle al fine di un miglioramento sismico secondo i parametri prefissati in fase di progettazione.

Gli interventi che si operano sui beni culturali e sui manufatti dell'edilizia storica necessitano di una profonda conoscenza delle vicende, dei materiali e dello stato di conservazione di tali opere per potere eseguire interventi di restauro e di recupero adeguati e corretti. Lo sviluppo di nuove e specifiche metodologie d'indagine e d'intervento, ci consentono di ottenere informazioni fondamentali per l'esecuzione di restauri conservativi attenti alle necessità dell'opera e ad un alto livello qualitativo.

La ricerca e lo sviluppo costante ci consentono ad oggi di adottare sistemi e tecnologie proprie, spesso brevettate, in grado di garantire il miglior intervento possibile su una struttura di pregio. Questo riveste per noi massima importanza essendo a conoscenza dell'impatto rilevante che la nostra attività ha sul contesto culturale delle comunità locali, nazionali ed internazionali. Risulta quindi indispensabile legittimare l'operato dell'azienda fondandolo sui principi di rispetto del bene oggetto di restauro e consolidamento, qualità che solo grazie a sperimentazione continua e grande cultura del passato possono portare **A*h*RCOS s.r.l.®** *ad essere una delle più qualificate aziende italiane per il restauro conservativo su strutture storiche oltre al consolidamento e l'adeguamenti sismico.*

Sì, queste due parole che sempre ripeto, come una fissazione, "restauro e consolidamento" sono oggi legate più che mai in quanto le recenti vicissitudini mondiali hanno dimostrato l'importanza di eseguire un restauro che tenga conto di quanto previsto dagli studi di vulnerabilità sismica degli edifici strategici e di pregio, valutando l' adeguamento sismico con estrema sensibilità nel recepire la fondamentale importanza che ogni particolare può avere a fronte di evento eccezionale che porti l'edificio a dover contrastare forze di enorme entità che improvvisamente agiscono in direzione diversa da quella che era stata calcolata per i carichi verticali ma allo stesso tempo risulta fondamentale ricercare ed inserire sistemi di consolidamento sismico "intelligenti" sicuri, poco invasivi e rispettosi del bene storico in perfetto accordo con le linee guida del restauro conservativo di edifici di pregio, e quindi restauro e consolidamento vanno sempre più a braccetto come nel caso specifico descritto da questo libro.

A*h*RCOS s.r.l.® *risulta essere ad oggi una delle più qualificate aziende italiane per il consolidamento ed il miglioramento sismico e normativo del costruito storico e monumentale in zone ad alto rischio.*

Da sempre volta alla ricerca dell'equilibrio tra conservazione e sicurezza sismica, **A*h*RCOS s.r.l.®** *interviene mediante l'utilizzo di molteplici tecnologie per il restauro conservativo ed il consolidamento strutturale. L'azienda può vantare con orgoglio di aver operato con successo su strutture sensibili del patrimonio storico documentale italiano. L'impresa dispone oggi di un patrimonio netto e di un'organizzazione che le consente d'affrontare commesse di notevole entità su tutto il territorio nazionale ed estero.*

La conoscenza di tecniche tradizionali, unitamente alla costante ricerca e sperimentazione di più aggiornate modalità di intervento, ci consente di lavorare nel pieno rispetto della natura e della conservazione del bene, consci delle responsabilità e dell'impegno del nostro lavoro, ed in accordo con la teoria del restauro, improntiamo la nostra attività ricercando le cause del degrado, eliminandole e ripristinando le originali caratteristiche meccaniche della struttura o addirittura incrementandole se necessario.

Progettazione e/o consulenza esecutiva dell'intervento, dimensionamento degli interventi mediante la modellazione agli elementi finiti con software di calcolo agli stati limite, analisi dei costi preventiva, lavorazioni altamente specializzate, prove di laboratorio per verificare l'efficacia degli interventi proposti, tutti gli interventi eseguiti da **A*h*RCOS s.r.l.®** *si attengono alle direttive degli Eurocodici rispettando i criteri fondamentali che riguardano l'efficacia, la compatibilità, la durabilità e la reversibilità degli interventi eseguiti.*

La sensibilità e la passione verso il patrimonio artistico-culturale e la volontà di dovere preservare e mantenerne la tradizione e l'immutata bellezza ha spinto Restauri Innovativi Tecnologici® a divenire un'azienda punto di riferimento per il restauro conservativo e il consolidamento delle strutture storiche. Ci prefiggiamo di tramandare, attraverso i nostri interventi, questo patrimonio d'inestimabile valore alle generazioni future, evitando di far perdere quel fascino e quelle caratteristiche che ne contraddistinguono il valore.

A*h*RCOS s.r.l.® *è azienda leader per il restauro conservativo e il consolidamento di strutture edili e storiche mediante l'utilizzo delle tecnologie più avanzate, operando con sistemi multipli e brevettati, riconoscendo tra i propri valori quello dell'arte dal sapore antico, che insieme alla conoscenza dei materiali e delle tecnologie di consolidamento sempre più evolute, fanno del restauro parte rilevante del proprio DNA professionale.* **A*h*RCOS s.r.l.®** *dispone di uno staff interno che si occupa di Ricerca e Sviluppo in collaborazione con varie Università Italiane. La conoscenza di tecniche tradizionali, unitamente alla costante ricerca e sperimentazione di più aggiornate modalità di intervento, ci consente di lavorare nel pieno rispetto della natura e della conservazione delle strutture, consci delle responsabilità e dell'impegno del nostro lavoro.*

A*h*RCOS s.r.l.® *opera in perfetta sintonia con le varie Sovrintendenze di tutela dei beni e sempre in perfetto accordo con quanto previsto dagli studi di vulnerabilità sismica degli edifici pubblici, strategici e di culto e dalle linee guida per gli interventi di riparazione del danno e miglioramento sismico per gli edifici di culto e monumentali. In questo scenario in profonda evoluzione opera* **A*h*RCOS s.r.l.®.**

Nata dalle migliori tecnologie e professionalità del restauro innovativo e tecnologico unite alle nuove sperimentazioni, ma con la solidità, la tradizione, l'amore, la passione e l'esperienza del restauro conservativo di beni sottoposti a tutela **A*h*RCOS s.r.l. ®** *risulta Leader nel segmento e si appresta a cogliere le nuove sfide del futuro.*

A*h*RCOS s.r.l.®: *Adeguamento sismico come estrema sensibilità nel recepire la fondamentale importanza che ogni particolare può avere a fronte di evento eccezionale che porti l'edificio a dover contrastare forze di enorme entità che improvvisamente agiscono in direzione diversa da quella che era stata calcolata per i carichi verticali.*
Buona Lettura.

Alessandro Battaglia
Direttore Tecnico - A*h*RCOS s.r.l. ®

Azienda certificata per restauro di beni immobili sottoposti a tutela e consolidamento sismico del patrimonio edilizio e storico monumentale

Certificazioni:
ISO 9001:2008 Italiana ed Inglese
Attestazione SOA Cat. OG01 – OG02 – OS21 – OS07
Sedi: Bologna, Ferrara, L'Aquila, Pesaro, Praha (Czech Rep.)

CAPITOLO 1.

Relazione storico ecclesiastica

Il complesso architettonico di San Lorenzo (1765-1773), fu disegnato dall'architetto centese Pietro Alberto Cavalieri ed è ubicato all'interno del tessuto urbano della città di Cento, in provincia di Ferrara, caratterizzato da particolari ed evidenti esempi di tipica edilizia bolognese, con modeste case e limitate elevazioni.

La chiesa settecentesca di San Lorenzo (oggi Auditorium), con annesso il suo campanile, si erge con tutta la sua naturalezza ed eleganza nella zona centrale della città.

Situata lungo Corso del Guercino 45, la struttura si affaccia lungo la strada con una semplice grandiosità, valorizzata ancor più dall'antistante sagrato (oggi Piazza Cardinal Lambertini), generando e sottolineando uno spazio urbano perfettamente proporzionato e solenne.

Fig. 1 *– Facciata della chiesa di San Lorenzo, oggi adibito ad Auditorium. Sullo sfondo s'intravede il Campanile e sul lato destro si trova il Seminario Clementino, oggi sede del liceo Classico e Linguistico.*
Immagine scattata da Corso Guercino.

Fig. 2 *– Localizzazione dell'Auditorium e dell'attiguo Campanile perfettamente inseriti all'interno del tessuto urbano, caratterizzato da modeste case e limitate elevazioni.*

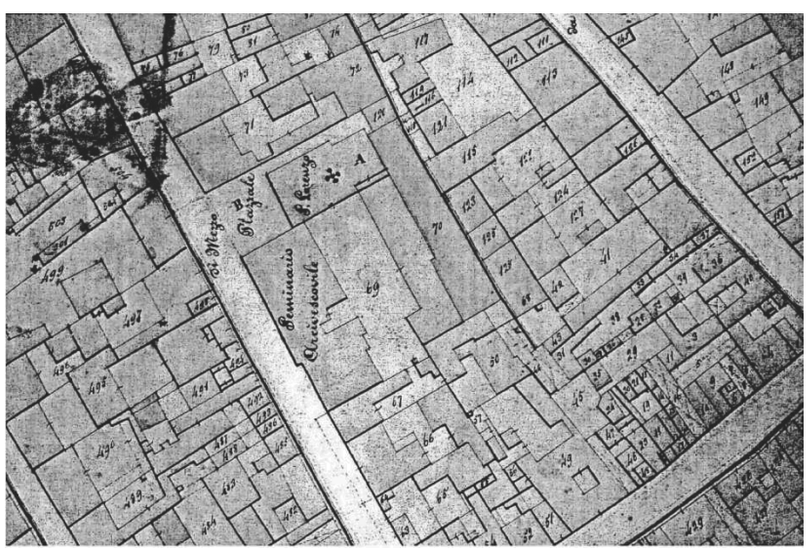


Fig. 3 *– Pianta catastale. Catasto urbano del XIX sec., (Archivio Storico Comunale di Cento). Nella pianta si distinguono la Chiesa ed il piazzale antistante, oggi piazza Cardinal Lambertini, il Seminario Arcivescovile collocato sulla sinistra della chiesa e via di Mezzo, attuale Corso del Guercino.*

La Chiesa, appartenente al "Patrimonio degli Studi", una fondazione testamentaria risalente alla seconda metà del 1600, nacque nel 1765 su progetto dell'abilissimo architetto centese Pietro Alberto Cavalieri, che ne iniziò la costruzione per conto dei Padri della Compagnia di Gesù.

La prima pietra fu collocata dal Cardinal Vincenzo Malvezzi, Arcivescovo di Bologna, il 2 luglio di tale anno.

I Gesuiti furono chiamati a Cento ad istruire la gioventù nelle scienze e nelle lettere, favorendo così la diffusione dell'istruzione pubblica, secondo le volontà dei nobili ed illustri cittadini centesi Lorenzo Dondini e Francesco Piombini. Questi lasciarono una ricca eredità, la cui gestione, dopo un lungo ed aspro contenzioso, fu affidata ai Padri Gesuiti; il lauto lascito gli consentì di acquistare, nel 1738, due case contigue poste in via di Mezzo (attuale Corso del Guercino), ponendo mano alla costruzione di un collegio ove prendere stabile soggiorno, dedicato al martire San Lorenzo.

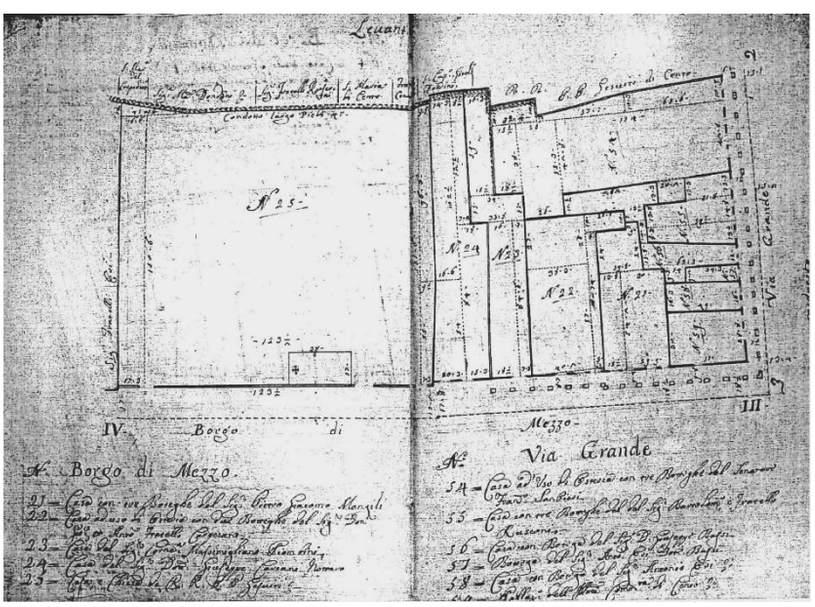


Fig. 4 *– Casa e chiesa dei Gesuiti; la pianta risale al Catasto urbano del 1752 (Archivio Storico Comunale di Cento).*

Alcune stanze del piano terra furono adattate a chiesa, ma risultavano inadeguate all'esercizio del culto, perciò i Gesuiti decisero di erigere l'attuale chiesa, la cui edificazione terminò nel 1773, senza però essere portata a termine a causa della prematura soppressione dell'ordine, al quale il complesso apparteneva.

In virtù e forza dell'ordinamento dei Gesuiti il papa Clemente XIV, al secolo Gian Vincenzo Antonio Ganganelli (Santarcangelo di Romagna, 31 ottobre 1705 – Roma, 22 settembre 1774) vescovo di Roma e papa della Chiesa cattolica nel periodo 1769-1774, diede disposizione al Governo Pontificio, venuto in possesso di tutti i beni dell'ordine, che il seminario (oggi sede del liceo) dovesse prendere il nome di Seminario Clementino e restare annesso alla chiesa, tale da *"… formare una cosa sola"* (estratto dalla Selva Enciclopedica A. Orsini, Vol.II – libro 10) [1.1].

Nel 1805 un'istanza dell'Eminentissimo Oppizzoni chiedeva all'Imperatore Napoleone la riapertura del Seminario: nel 1806 il Seminario Clementino poté così riaprire le sue porte.

La torre vide il suo completamento nel 1860 su disegno dell'Ing. Luigi Bertazzi a partire da una porzione già presente, costruita nel 1764 contestualmente all'intervento di realizzazione della chiesa. Il Bertazzi aveva previsto al suo interno, nella cella campanaria, l'installazione dell'Impianto dell'Osservatorio Meteorologico e Astronomico, il progetto però non vide mai il suo compimento.

Con le vicende del Regno Italico, il Seminario Clementino ed i suoi beni vennero acquisiti dal demanio e contemporaneamente ceduti al Comune di Cento per la Pubblica Istruzione del Paese; la chiesa fu definitivamente chiusa al culto nel 1914.

Anche se non venne subito abbandonata, la chiesa dovette fare i conti con le conseguenze dirette di tale avvenimento: le vicende storiche, il mancato rispetto per l'edificio sacro e l'assenza di manutenzione portarono la struttura ad un penoso stato di degrado, rafforzato poi dall'occupazione militare a causa dello scoppio degli eventi bellici. Negli anni a seguire, fino a metà degli anni cinquanta, venne ulteriormente danneggiato dall'"uso improprio" come linificio-canapificio, magazzino e laboratorio per artigiani, palestra per le scuole, deposito dei materiali del Comune e delle società carnevalesche, autorimessa e da altri usi non certo confacenti con la dignità dell'antico monumento.

Fig. 5 *– Vista dell'interno del San Lorenzo, così come si presentava negli anni '50 durante il suo utilizzo come autorimessa. Questo fu solo uno dei tanti usi impropri a cui venne destinato nel corso degli anni seguenti.*

Nel dicembre del 1948 l'Arch. Corrado Capezzuoli, allora Soprintendente ai Monumenti della Romagna, affermò in seguito ai sopralluoghi effettuati, che nonostante l'effettivo abbandono dell'architettura e le numerose manomissioni conseguite all'utilizzo dell'ormai ex chiesa di San Lorenzo come autorimessa e magazzino, lo stato in cui si trovava il manufatto "…è per i nove/decimi ben conservato", ed inoltre dichiarò che essa è "…la più bella Chiesa della città di Cento. Dall'esame solenne della facciata principale, inquadrata da due fabbricati che ne delimitano il sagrato, e dell'interno (unica navata fiancheggiata da cappelle) concluso dal presbiterio e dall'abside semicircolare, è risultato che si tratta di un esempio nobilissimo dei architettura settecentesca in muratura, rivestita di stucchi e intonaci, che ricorda il caratteristico succedersi di fughe di arcate e la fantasiosa armonia scenografica delle chiese coeve bolognesi, le quali traggono spunto dalla cattedrale di San Pietro di Alfonso Torregiani…".

Nonostante tale riconoscimento la chiesa rimase abbandonata all'incuria degli uomini e priva di qualsiasi manutenzione tanto che, dopo il crollo del soffitto, nel 1962 si arrivò a chiederne la demolizione, negata però dalla Soprintendenza.

Fig. 6 *– Sagrato e facciata di San Lorenzo. L'immagine ritrae l'ex chiesa nel 1968, quando venne liberata definitivamente dalla sua funzione di deposito-garage.*

Fig. 7 *– Testimonianza fotografica del crollo della volta al centro della navata e di parte della copertura realizzata con capriate in legno. Oltre a questo, l'edificio subì, nel corso degli anni, numerosi e ingenti danni causati dall'incuria e dall'uso improprio.*

Fig. 8 *– Testimonianza dello stato in cui si trovava la Chiesa di San Lorenzo nel 1968; la fotografia è stata scattata dal cortile Seminariale. Si distingue chiaramente un'ampia porzione della copertura interessata dal crollo.*
Il solaio danneggiato fu completamente demolito e in seguito ricostruito in latero-cemento.

Numerosa e frequente fu la corrispondenza, dal 1948 fino alla fine degli anni '50 tra la Fondazione del Patrimonio degli Studi di Cento, la Curia Arcivescovile di Bologna e la Soprintendenza ai Monumenti della Romagna (allora Ministero della Pubblica Istruzione), con lo scopo unanime di liberare definitivamente il San Lorenzo dall'uso improprio e sconveniente di magazzino-garage, cosa che contrastava altamente con le norme stabilite dall'art. 21 della Legge 1089 del 01 giugno 1939, a favore di un'eventuale rivalutazione spirituale o artistica dell'importante ed autorevole edificio.

Ciò si verificò nel 1955, quando il San Lorenzo venne definitivamente "svuotato", ma le condizioni in cui si trovava richiedevano un immediato intervento.

La Soprintendenza ai Monumenti per le Province di Ravenna, Ferrara e Forlì, con comunicazione del 3 dicembre 1968 all'ente Patrimonio agli Studi, approvò il finanziamento da parte del Ministero della Pubblica Istruzione, Direzione Generale delle Antichità e Belle Arti per il lavoro di restauro del San Lorenzo, con

lo scopo di recuperare integralmente l'edificio, prevedendone un utilizzo a scopi culturali. Gli interventi di recupero vennero progettati dall'Ing. Sergio Venturi e furono diretti con particolare competenza tecnica e sensibilità artistica dal Comm. Prof. Architetto Ercole Checchi, Soprintendente ai Monumenti di Ravenna.

I lavori consistettero nella completa demolizione del restante solaio di copertura, originariamente costituito da capriate lignee, e nella ricostruzione del nuovo solaio in latero-cemento, sempre a due falde, con travetti "Varese", tavellonato sovrastante in laterizio e manto di copertura in coppi. L'ancoraggio del solaio alla muratura, avvenuto mediante la costruzione di un cordolo in c.a. con n.4 φ 12 e staffe φ 6 ogni 25 cm, fu realizzato in opera seguendo il corso della muratura del cornicione. Furono inoltre contemplati i lavori di sostituzione dei canali di gronda e delle scossaline in lamiera zincata.

Le murature lesionate vennero riparate con la tecnica dello scuci e cuci.

Si provvide alla completa ricostruzione della volta a vela ubicata sotto il solaio di copertura realizzandola in laterizio forato e cemento armato (volta Start o similari) poggiante su 2 travi in ferro a doppio T (HE) con l'aggiunta di spezzoni complementari debitamente saldati.

I piccoli solai in laterizio delle cantorie vennero rimossi e ricostruiti in latero-cemento.

Gli intonaci di tutte le soffittature cadenti, quelli delle murature e di ogni altra superficie piana o curva furono rifatti con malta bastarda di calce e cemento. Il progetto incluse anche il ripristino di tutta la cornice di imposta delle volte con scagliola di gesso, il ripristino di tutte le paraste ornamentali mediante l'ausilio di calchi in cantiere, ed il ripristino di tutti i capitelli delle colonne, dell'ancona e delle balaustre.

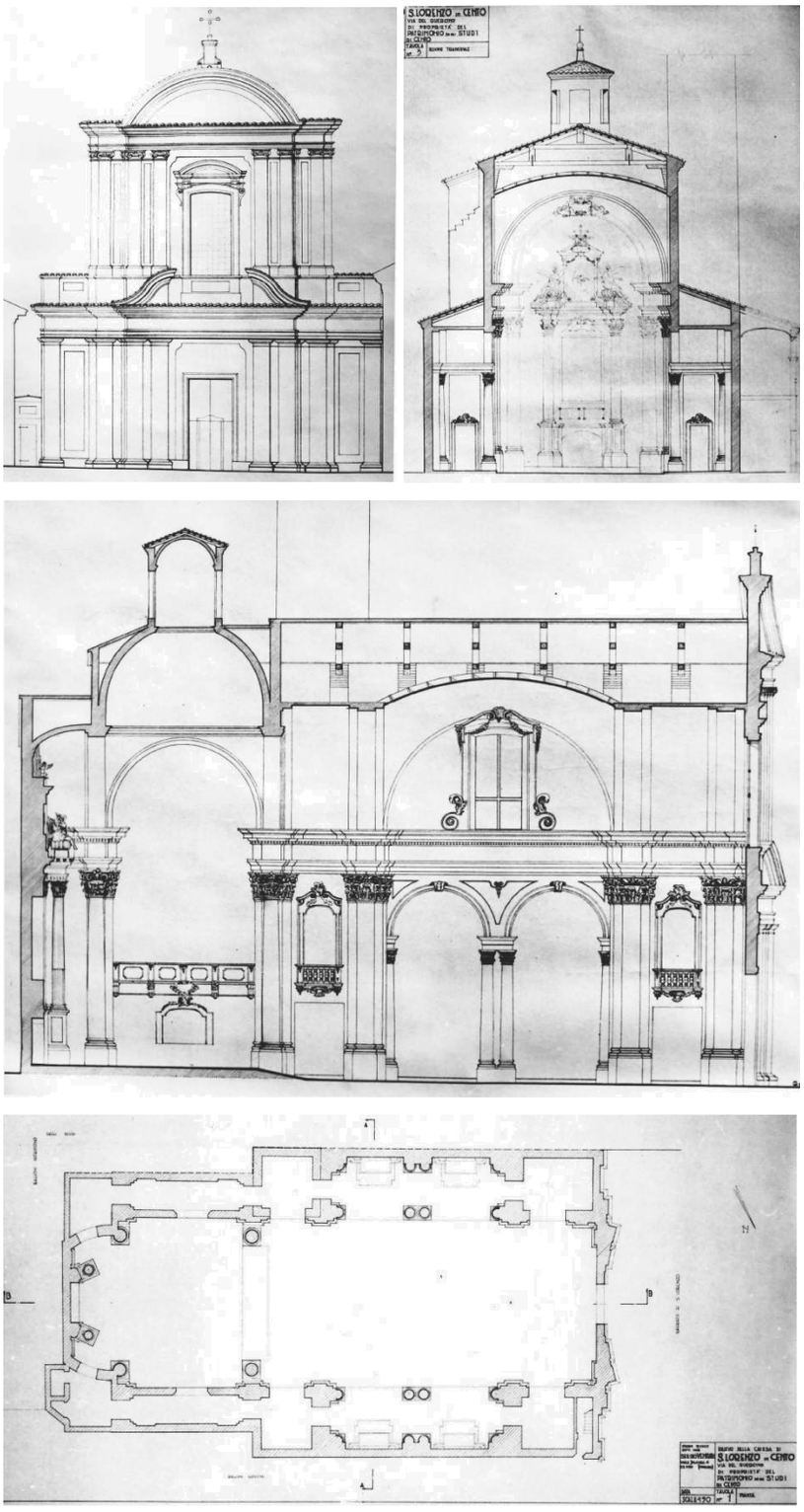


Fig. 9 *– Elaborati grafici a firma dell'Ing. Sergio Venturi, il cui progetto di recupero risale al 1968. Gli elaborati riportano nell'ordine, partendo dall'alto a sinistra la facciata, la sezione trasversale, la sezione longitudinale e la pianta della chiesa. Dai disegni riportati emerge una notevole cura dei dettagli architettonici presenti.*

Il progetto previde inoltre la demolizione dei pavimenti esistenti, lo scavo per la posa di un vespaio in ciottoli di fiume e la costruzione di un nuovo sottofondo con strato di calcestruzzo di cemento misto a idrofugo con spessore di circa 8 cm.

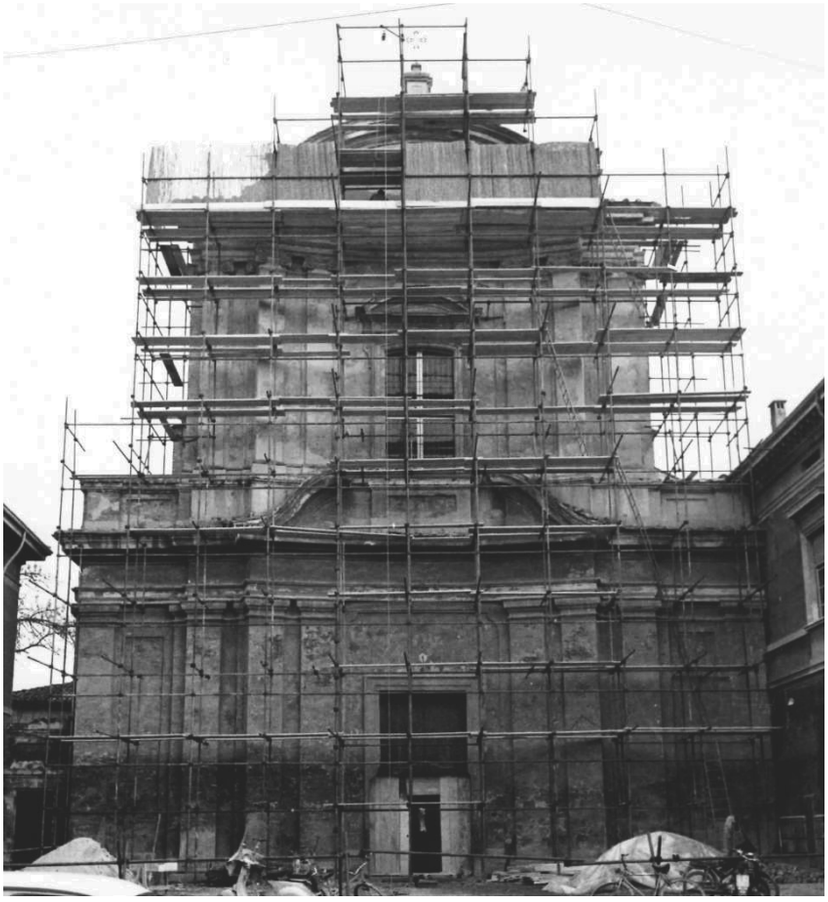


Fig. 10 *– Facciata della chiesa di San Lorenzo circondata dall'impalcatura durante il corso dei lavori, avvenuti intorno al 1970. Questa fu completamente rintonacata con calce idraulica.*

Fig. 11 *– Facciata della chiesa di San Lorenzo al termine dei lavori (1968-1973 circa). Dopo numerosi decenni di degrado la chiesa finalmente tornò all'antico splendore che l'aveva caratterizzata nei secoli precedenti.*

La facciata fu ripristinata mediante la scalcinatura degli intonaci ormai cadenti e la nuova realizzazione di questi con calce idraulica. I lavori, iniziati nel 1968, si conclusero nel 1973.
Dopo il restauro, l'Auditorium è stato utilizzato per diverse iniziative di carattere culturale ed artistico (mostre, concerti, conferenze, spettacoli).
Gli ultimi interventi che interessarono Chiesa e Campanile furono eseguiti tra il 1996 e il 2000, principalmente finalizzati alla manutenzione straordinaria interna ed esterna dell'edificio. Nello specifico l'11 aprile 1996 il Ministero per i Beni Culturali e Ambientali rilasciò un'autorizzazione per i lavori di manutenzione straordinaria dell'ex-chiesa (ora Auditorium), il cui progetto previde lavori al manto di copertura mediante rimozione e sostituzione dei coppi, la posa di guaina ardesiata e la sostituzione delle lattonerie in lamiera zincata con altre in rame. Furono eseguiti inoltre l'adeguamento dei servizi igienici secondo quanto previsto dalla legge 13/89 e dal D.M. 236/89 e quanto richiesto dalla Commissione di Vigilanza sui Locali di Pubblico Spettacolo, la manutenzione dei controsoffitti dei coretti mediante incannucciato e gesso, ed il rifacimento di intonaci a base di calce su alcune porzioni di pareti.
A causa dell'umidità scaturita internamente al vano Auditorium per risalita capillare, con conseguente scrostamento dei muri e degli intonaci fino ad un'altezza consistente, si procedette anche con un intervento di pulitura, ripresa e ripristino sia degli intonaci sia della tinteggiatura con idonei ed opportuni materiali.
Fu realizzata anche la manutenzione della facciata nella sua parte inferiore, la quale presentava evidenti segni di degrado e scrostamento. Furono inoltre realizzati nuovi impianti d'illuminazione e di riscaldamento.
Il 22 settembre 1998 il Ministero per i Beni Culturali e Ambientali rilasciò un Provvedimento Autorizzativo per l'esecuzione della nuova pavimentazione del sagrato, piazza Cardinal Lambertini antistante l'edificio, in ciottoli e mattoni in laterizio posato a secco su fondo di inerti. Successivamente, nel marzo 1999,

una seconda Autorizzazione permise il ripristino delle cornici in stucco interne alla ex-chiesa, il restauro degli elementi lapidei, quali i basamenti delle colonne in arenaria e il portale in pietra serena, oltre alla tinteggiatura della facciata con tinta a calce. I lavori furono seguiti dal Soprintendente Arch. Anna Maria Iacomucci, la quale dispose regolare Autorizzazione l'11 marzo 1999 con prot. 4111.

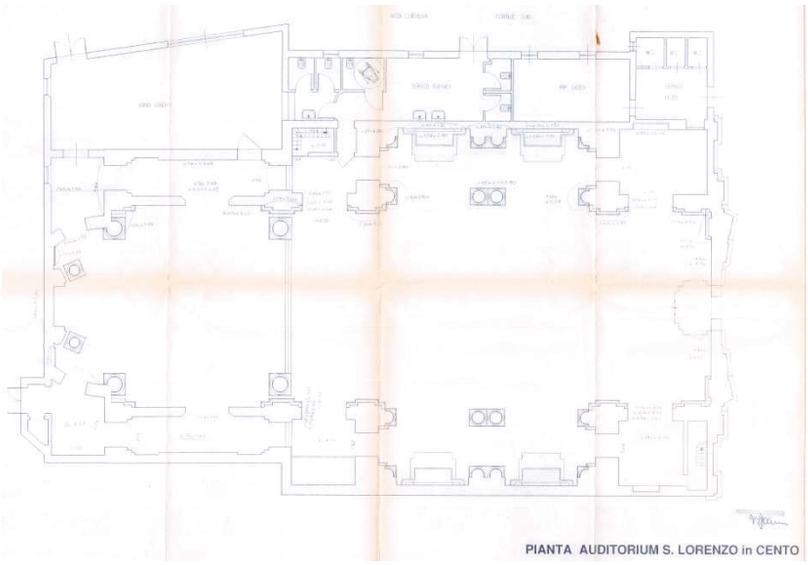


Fig. 12 *– Elaborato grafico relativo ad alcuni degli interventi realizzati nel marzo 1999.*

CAPITOLO 2.

Il rilievo per la conoscenza del manufatto

2.1 Rilievo architettonico e artistico

La costruzione della chiesa di San Lorenzo, come più volte riportato, ebbe inizio nel 1765 per volere testamentario di Lorenzo Dondini e del Cav. Francesco Piombini, seguaci centesi della Compagnia dei Gesuiti, su progetto dell'architetto centese Pietro Alberto Cavalieri. Nonostante le indagini storiche non è stato possibile rintracciare il progetto originario.
La facciata è composta da due ordini architettonici sovrapposti: quello inferiore, di tipo dorico, che si sviluppa orizzontalmente per tutta la larghezza della chiesa, ovvero per tutta la larghezza dell'unica navata e per la larghezza delle cappelle laterali, e l'ordine superiore, di tipo ionico, che invece è limitato alla larghezza della navata.

La facciata, che planimetricamente presenta un andamento rettilineo, accenna timidamente nella sola parte centrale ad un leggero andamento concavo, di chiaro riferimento al gusto barocco.
La leggera concavità ha origine dall'elemento architettonico della trabeazione che raccorda la parete di fondo della campata centrale con il modesto aggetto delle due coppie di lesene che fiancheggiano il portale nel primo ordine, e la grande finestra nell'ordine soprastante. Ai margini laterali della parte concava, la cornice della trabeazione dell'ordine inferiore si stacca verso l'altro e verso l'interno con un movimento sinuoso, nell'intento di formare un fronte curvilineo interrotto però da una zoccolatura sulla quale poggiano gli stipiti che incorniciano la grande finestra. La facciata, sempre limitatamente alla larghezza della navata, si conclude con un'ulteriore trabeazione ed un frontone completo ad andamento concavo.

Fig. 13 *– Facciata della chiesa di San Lorenzo, oggi Auditorium. L'immagine è stata scattata da Corso del Guercino.*

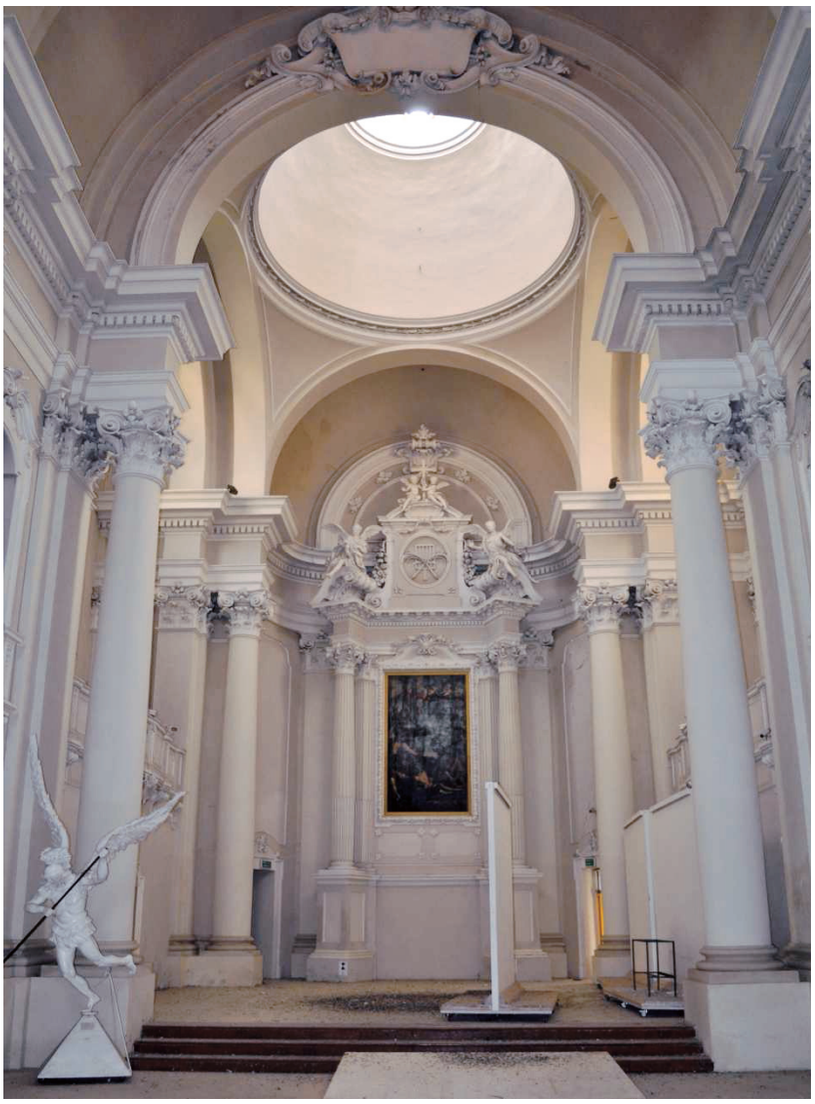


Fig. 14 *– Sopraelevati di tre gradini rispetto alla navata centrale si trovano il presbiterio a base quadrata e l'abside, riccamente decorata con due piccole colonne e un fastigio in gesso.*

Nel pieno rispetto delle consuetudini dell'epoca e del luogo la facciata, costituita interamente in laterizio, è stata completamente intonacata e tinteggiata secondo la tradizione bolognese con due tinte: una di fondo di color rosso e l'altra di giallo ocra utilizzata in corrispondenza delle lesene, delle porte e della trabeazione.

Dal portale in pietra serena, si accede alla navata della chiesa. L'impianto architettonico evidenzia un'impeccabile proporzionalità lungo l'asse longitudinale, con una sala rettangolare fiancheggiata su entrambi i lati da due cappelle, un presbiterio pressoché quadrato ed un'abside che parte curvilinea e viene poi interrotta da una parete verticale. Su quest'ultima si stacca una bellissima ancona riccamente composta dal punto di vista archi-

tettonico e decorativo, sormontata da un fastigio coronato da angeli e putti magistralmente decorati.

La linearità della navata è evidenziata da una nitida trabeazione con essenziali modanature che corre lungo i due lati della navata sorretta da lesene e mezze lesene di ordine corinzio che scandiscono in tre comparti i fianchi dell'aula e la copertura a volta. Il comparto centrale, delimitato da elementi strutturali di ordine corinzio è suddiviso in uguali parti da due colonne binate a sorreggere i due archi a tutto sesto; sul fondo, in aderenza alle murature, sono presenti due altari, molto simili tra loro, ma la cui composizione denota origine successive.

Fig. 15 *– Vista interna della chiesa, a destra della navata principale. In primo piano ci sono le colonne binate che sorreggono i due archi a tutto sesto che sovrastano le cappelle laterali. Sullo sfondo si vede un piccolo altare.*

Quattro coretti si affacciano lungo la navata attraverso aperture decorate da pregevoli stucchi e da una balaustra cieca il cui davanzale sorregge una grata lignea.

Due colonne in stile corinzio delimitano l'accesso al presbiterio sopraelevato di tre gradini rispetto al piano della navata, al di sopra del quale sono presenti la trabeazione e l'ampio arco trionfale sormontato in chiave da un notevole e movimentato cartiglio in stucco. Altre quattro colonne si elevano delimitando la profondità del presbiterio secondo uno spazio quadrato, sopra di

esse quattro archi trionfali consentono l'impostazione della cupola emisferica sorreggente a sua volta la lanterna circolare con sei finestre. Ai lati del presbiterio, come prosecuzione della navata, sono stati ricavati due vani con funzione di ambulacro, che consentono il passaggio dalle cappelle laterali ai locali situati nelle adiacenze dell'abside: un'elegante soluzione architettonica dettata da esigenze di carattere pratico, che ha permesso che anche lo spazio soprastante l'ambulacro fosse utilizzato come cantoria.

Fig. 16 *– Vista del lato sinistro della navata. In primo piano una colonna in stile corinzio che delimita l'accesso al presbiterio. Appena dietro la colonna, a sinistra, si vede uno dei coretti che si affaccia sulla navata.*

La chiesa, vista dagli spazi liberi esistenti all'interno delle vie Malagodi e Provenzali, si presenta come una severa e compatta costruzione in mattone a vista, priva di un qualsiasi accenno decorativo; un nitido volume che prende spazio orizzontalmente a contrasto con l'affermarsi verticale del campanile.

Il campanile fu ideato contestualmente al corpo di fabbrica della chiesa, ma al finire dei lavori, nel 1773, solo in parte realizzato. Come testimoniato da fonti bibliografiche e come facilmente riscontrabile sul posto, il campanile venne innalzato inizialmente come parte integrante del fianco sud della chiesa, fungendo planimetricamente da elemento di cerniera fra sala principale e area presbiterale, ma alla conclusione dei lavori arrivò ad essere realizzato solo fin sotto l'imposta del solaio di copertura della chiesa per un'altezza di circa 16 metri. A dimostrazione di quanto detto si può facilmente notare che la tipologia di laterizio adoperata nella parte inferiore è dello stesso tipo di quello impiegato nella realizzazione del corpo di fabbrica principale, certamente differente da quello utilizzato per il suo completamento.

È infatti in un periodo successivo, nel 1860, che il campanile, nella sua completezza, si affermò in tutto il suo verticalismo su disegno dell'Ing. Luigi Bertuzzi. Il laterizio impiegato, differente per dimensione e colorazione, determina anche un diverso dimensionamento delle aperture finestrate, più alte e più larghe rispetto a quelle presenti nella parte realizzata in origine.

Ne risulterà un'elegante costruzione architettonica alta e snella su base quadrata, di lato approssimativamente pari a 4,20 metri ed alta circa 25 metri.

Il campanile è accessibile dall'interno della ex-chiesa tramite due aperture, la prima ubicata sotto il coretto della sala principale ed la seconda raggiungibile dalla cappella laterale. Una scalinata a torre d'impianto originario, realizzata con struttura centinata in laterizio pieno a vista e rivestita in pietra conduce sino alla cella campanaria.

Fig. 17 *– Vista lato Sud della chiesa. Si nota il netto cambiamento di colore del laterizio usato per ultimare il campanile in corrispondenza della fuoriuscita di questo dal corpo della chiesa.*

Fig. 18 *– Torre campanaria vista dall'interno. Si nota la particolare scala con struttura centinata realizzata in laterizio e pietra.*

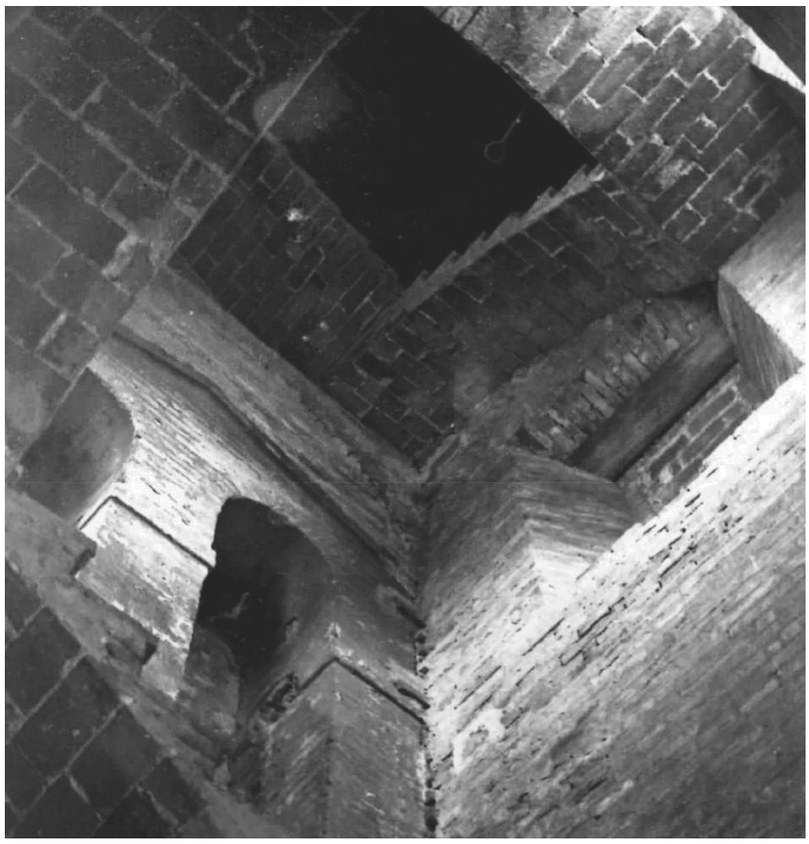


Fig. 19 *– Particolare delle scalinate che conducono alla cella campanaria.*

Sulla muratura in laterizio sono presenti una serie di aperture, alcune rettangolari con soprastante piattabanda, altre costituite da una coppia di archi a tutto sesto come quelle sul lato Nord, oggi tamponate.

Il campanile è poi coronato da un'originale cella campanaria costituita da un basamento anch'esso quadrato, alto circa 2,5 metri, e da un prisma a base ottagonale alto circa 6 metri, contornato da quattro colonne.

Le colonne, anch'esse in laterizio (elementi singoli semicircolari) prendono corpo dagli angoli del basamento quadrato della cella come a conferire a quest'ultima una sorta di continuità con i quattro spigoli della torre sottostante. I capitelli in pietra arenaria con volute in stile ionico, sorreggono una cornice di coronamento a base quadrata su cui trova appoggio la copertura in latero-cemento, con manto di copertura in tegole marsigliesi di recente ricostruzione.

Fig. 20 *– Cella campanaria ottagonale.*

Fig. 21 *– Particolari degli elementi costituenti la cella campanaria.*
Si nota l'attenta cura dei dettagli attraverso la sapiente composizione dei singoli elementi in laterizio con pezzi "speciali", visibile nelle colonne, nei piedritti, nelle volute e nelle chiavi dei quattro archi a tutto sesto che contornano e delimitano la cella ottagonale.
Si notano anche i gravi dissesti occorsi alla cella campanaria, ove si sono manifestati scorrimenti dei conci in pietra, apertura di lesioni e traslazione degli archi.

E' facilmente intuibile che la copertura piramidale progettata e realizzata originariamente nel 1860 abbia, nel corso degli anni, affrontato diversi interventi di manutenzione ed uno di questi abbia trasformato la struttura del solaio di copertura originaria in legno con una nuova e più recente in latero-cemento.

2.2 Rilievo geometrico strutturale

Le informazioni raccolte durante questa fase sono di fondamentale importanza ai fini di una corretta conoscenza del manufatto nella sua complessità; questo è il punto di partenza per il successivo e approfondito studio del comportamento dell'aggregato sotto i carichi statici e le azioni sismiche.

Nel caso in esame, trattandosi della valutazione di una costruzione esistente, è stato necessario definire il "livello di conoscenza" sulla base di quanto riportato nelle "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008", ovvero nella circolare relativa alla normativa vigente. Il "livello di conoscenza" è un parametro che dipende dal grado di approfondimento adottato durante le fasi conoscitive e rappresenta la quantità e la qualità d'informazioni che si hanno a disposizione relativamente alla geometria, alle tipologie strutturali e ai materiali che costituiscono l'edificio.

La conoscenza della struttura, di fondamentale importanza ai fini di una corretta analisi, può essere quindi raggiunta con diversi livelli di approfondimento definiti in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali.

I dettagli costruttivi da esaminare durante le prime fasi di rilievo sono i seguenti:

- qualità del collegamento tra pareti verticali;
- qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;

- esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;
- presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti;
- presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
- tipologia della muratura (a un paramento, a due o più paramenti, con o senza riempimento a sacco, con o senza collegamenti trasversali, etc.), e sue caratteristiche costruttive (eseguita in mattoni o in pietra, regolare, irregolare, etc.).

Il rilievo geometrico-strutturale ha quindi interessato la geometria complessiva dell'organismo oltre che quella degli elementi costruttivi, tenendo in considerazione anche i rapporti con eventuali strutture in adiacenza.

Tale operazione ha compreso il rilevo di tutti gli elementi in muratura, incluse eventuali nicchie e cavità, il rilievo delle volte (spessore e profilo), dei solai e delle coperture (orditura e tipologia) ed anche l'individuazione dei carichi gravanti su ogni elemento di parete.

Il rilievo geometrico della struttura messa a nudo ha quindi permesso di individuare lo scheletro resistente della costruzione, gli allineamenti continui o meno per tutta l'altezza dell'edificio, l'ortogonalità e gli spessori degli allineamenti stessi, nonché le dimensioni geometriche delle aperture presenti; sono stati inoltre ispezionati i solai per poterne definire orditura e tipologia. Attraverso questa operazione è stato anche possibile conoscere la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

La geometria ottenuta in questo modo è stata poi confrontata con gli elaborati grafici depositati presso gli archivi della Soprintendenza per i Beni Culturali e Architettonici di Ravenna e con quelli in possesso della Fondazione Patrimonio degli Studi di Cento, quale ente proprietario, datati 1968.

La rappresentazione grafica di quanto rilevato in sito è riportata di seguito attraverso piante, alzate e sezioni.

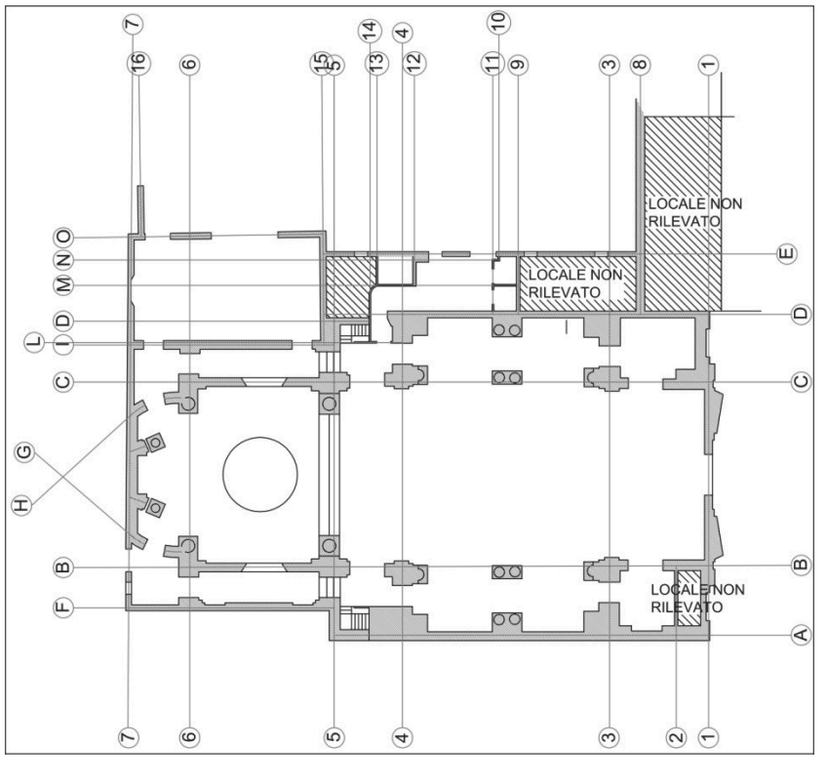


Fig. 22 *– Pianta della Chiesa di San Lorenzo, ricostruita in seguito al rilievo.*

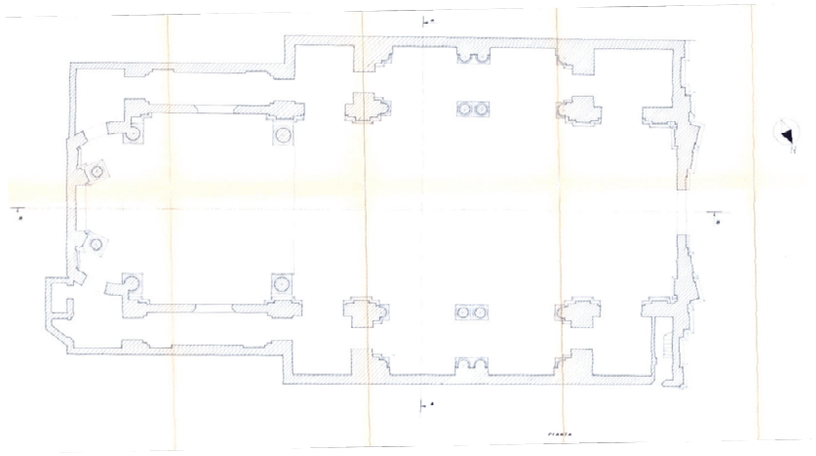


Fig. 23 *– Pianta della Chiesa di San Lorenzo, riportata negli elaborati grafici in possesso della Fondazione Patrimonio degli Studi di Cento. Progetto datato 1968*

L'Auditorium del San Lorenzo è stato considerato inagibile in seguito agli eventi sismici, perciò non è stato possibile effettuarne le rilevazioni metriche in maniera completa. Tuttavia, attraverso un paziente lavoro di misurazione, è stata ottenuta la geometria strutturale, mettendo in evidenza le relazioni stereoscopiche tra allineamenti, spessori, aperture, e orizzontamenti in modo da poter costruire un modello tridimensionale della fabbrica muraria.

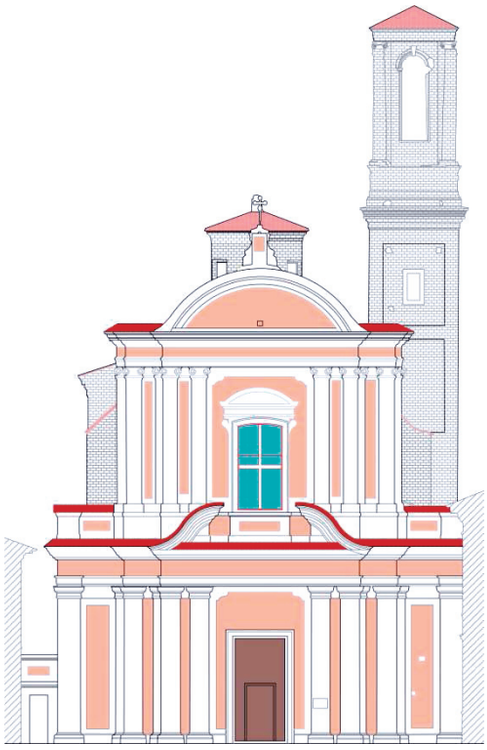


Fig. 24 *– Prospetto frontale della Chiesa di San Lorenzo.*

Fig. 25 *– Prospetto Sud.*

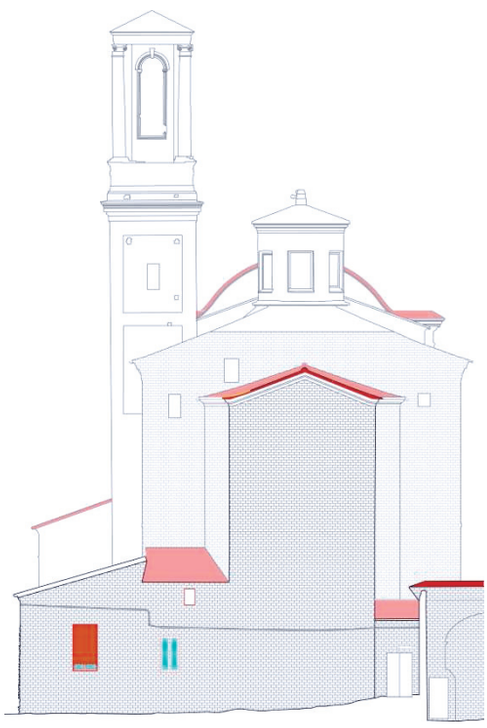


Fig. 26 *– Prospetto Est.*

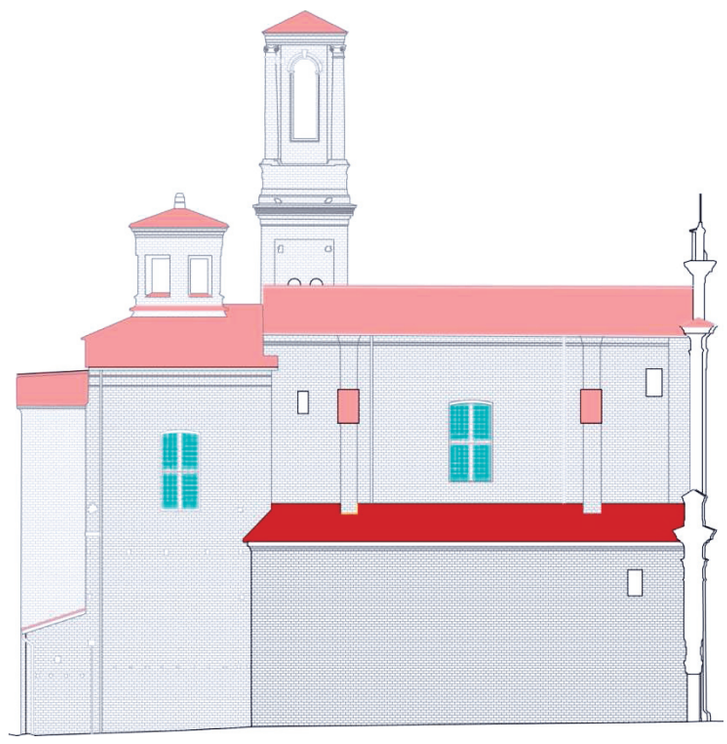


Fig. 27 *– Prospetto Nord.*

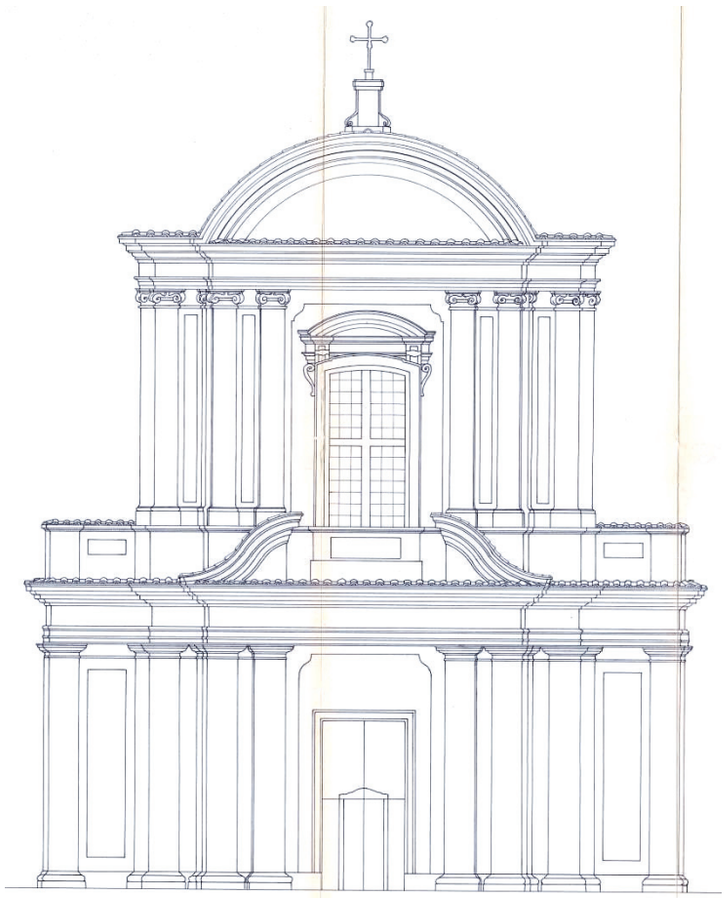


Fig. 28 *– Elaborato grafico originale dell'epoca. Vista della facciata esterna della Chiesa.*

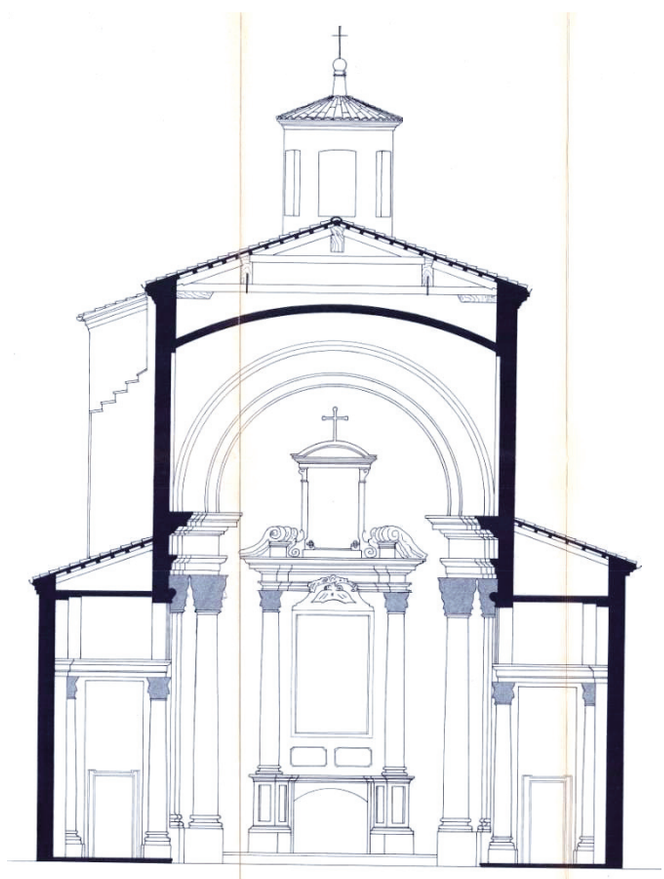


Fig. 29 *– Elaborato grafico originale dell'epoca. Vista della sezione trasversale della Chiesa.*

2.3 Rilievo materico e caratterizzazione delle proprietà meccaniche della fabbrica

La valutazione della vulnerabilità sismica di costruzioni esistenti è strettamente interconnessa con il "livello di conoscenza" che si ha della costruzione, ovvero con il grado di approfondimento della geometria e delle proprietà meccaniche della struttura, che devono essere conseguite con un'assegnata precisione in accordo alla normativa italiana vigente. Il livello di conoscenza corrisponde ad un coefficiente di sicurezza che dipende dal grado di approfondimento raggiunto durante le fasi conoscitive, e rappresenta l'incertezza probabilistica che introdurranno nelle verifiche le indagini svolte per definire geometria e proprietà della fabbrica muraria. In particolare per raggiungere un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado ci si può basare su analisi visive in situ, e su indagini sperimentali; nel caso specifico, trattandosi di un bene tutelato, è necessario agire con cautela cercando sempre di preservarne la consistenza originale.

Particolare attenzione deve essere riservata alla valutazione della qualità muraria, con riferimento agli aspetti legati alla "regola dell'arte" tra i quali:

- la realizzazione di corsi di malta il più possibile sottili, con riempimento efficace anche dei giunti verticali;
- la corretta giustapposizione di blocchi in modo che i giunti verticali siano il più possibile sfalsati e regolari;
- la presenza di diatoni ovvero di blocchi che connettono trasversalmente i paramenti che compongono il muro, e muri che si connettono con spigoli vivi;
- l'introduzione di architravi di adeguata lunghezza rispetto alle aperture;
- la presenza di catene nelle zone ove la fabbrica muraria esercita spinte a vuoto sulle parti circostanti.

L'esame della qualità muraria e l'eventuale valutazione sperimentale delle caratteristiche meccaniche hanno come finalità principale quella di stabilire se la muratura in esame è in grado di garantire un comportamento strutturale idoneo a sostenere le azioni statiche e dinamiche previste per l'edificio in oggetto, tenuto conto della categoria del suolo. Risulta quindi di particolare importanza la forma, la tipologia e la dimensione degli elementi, la tessitura, l'orizzontalità delle giaciture, il regolare sfalsamento dei giunti, la qualità e la consistenza della malta; e la sua caratterizzazione (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato) oltre che quella di pietre e mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) mediante prove sperimentali [2.1, 2.4]. In particolare si distinguono:

- Indagini in situ limitate: servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione, nonché per individuare la tipologia della muratura.
  Queste indagini sono basate su esami visivi della superficie muraria, condotti in seguito alla rimozione di una zona d'intonaco di almeno 1,0x1,0 m^2, così da poter individuare la morfologia muraria locale. La rimozione dell'intonaco è eseguita preferibilmente in corrispondenza degli spigoli allo scopo di verificare anche le ammorsature tra le pareti murarie; è da valutare inoltre, anche in maniera approssimata, la compattezza della malta e il suo grado di conservazione.
- Indagini in situ estese: se le indagini descritte al punto precedente sono effettuate in maniera estesa e sistematica, con saggi superficiali e interni per ogni tipo di muratura presente si passa ad un livello di conoscenza superiore. Tra le metodologie di prove si distinguono prove con martinetto piatto doppio, prove di caratterizzazione della malta ed eventualmente di pietre e/o mattoni, che consentono di individuare la tipologia della muratura. A

completamento delle prove richieste, possono essere impiegati metodi di prova non distruttivi, come prove soniche, sclerometriche, penetrometriche per malta, etc.

- Indagini in situ esaustive, consentono di caratterizzare meccanicamente le murature con un livello di confidenza paragonabile a quello che si avrebbe per una muratura di nuova costruzione. In aggiunta alle verifiche visive, ai saggi interni ed alle prove descritte nei punti precedenti, si possono effettuare ulteriori serie di prove sperimentali, in situ e/o in laboratorio che, per numero e quantità, devono essere tali da consentire di precisare le caratteristiche meccaniche delle diverse murature contenute nella fabbrica muraria. Le prove possono in generale comprendere prove di compressione diagonale su pannelli o prove combinate di compressione verticale e taglio. Metodi di prova non distruttivi possono essere impiegati in modo combinato con metodi di prova distruttivi, ma non in completa sostituzione di quelli descritti.

In riferimento alle analisi effettuate è stato conseguito un livello di conoscenza LC2 (conoscenza adeguata), raggiunto dopo aver effettuato il rilievo geometrico completo, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi, e indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali.

La normativa, in seguito al livello di conoscenza raggiunto, alle informazioni ricavate dalle indagini in sito e dato il numero e l'estensione delle prove eseguite, consente di assumere un coefficiente di sicurezza (ovvero un "fattore di confidenza" FC), sulla resistenza delle murature pari a 1,2.

Sulla base del rilievo geometrico effettuato, s'individuano quelle parti della struttura in corrispondenza delle quali è necessario svolgere ulteriori indagini per poter determinare le caratteristiche geometriche delle connessioni che trasformano singoli elementi nella scatola corrispondente alla fabbrica muraria. A tale scopo si toglie l'intonaco dalle murature in punti prestabiliti fa-

cendo venire così alla luce le tessiture costituenti le pareti; successivamente si determinano i punti più significativi per l'esecuzione delle prove in situ e per le estrazioni dei provini. Nel caso della chiesa di San Lorenzo si rimanda alla figura 31 per l'individuazione del posizionamento delle piazzole dalle quali sono state estratte le carote ed eseguite le valutazioni in situ delle proprietà di malta e mattone.

Le proprietà meccaniche delle murature sono state valutate e discusse criticamente alla luce delle prove effettuate in situ ed in laboratorio, cercando di correlare i risultati ottenuti dalle diverse analisi derivanti dall'approfondita campagna di indagine.

Sono stati prelevati campioni di muratura nelle forme di carote omogenee e di carote con inclusi corsi di malta.

Fig. 30.a *– Particolare delle piazzole in cui sono stati prelevati i provini. I provini vengono estratti con un solo posizionamento della macchina, ma con due diametri diversi di corona perforatrice.*

Fig. 30.b *– Le carote prelevate sono di diametro uguale allo spessore dei mattoni se si vuole avere un campione omogeneo, o di spessore doppio se s'intende prelevare un campione con incluso un giunto di malta.*

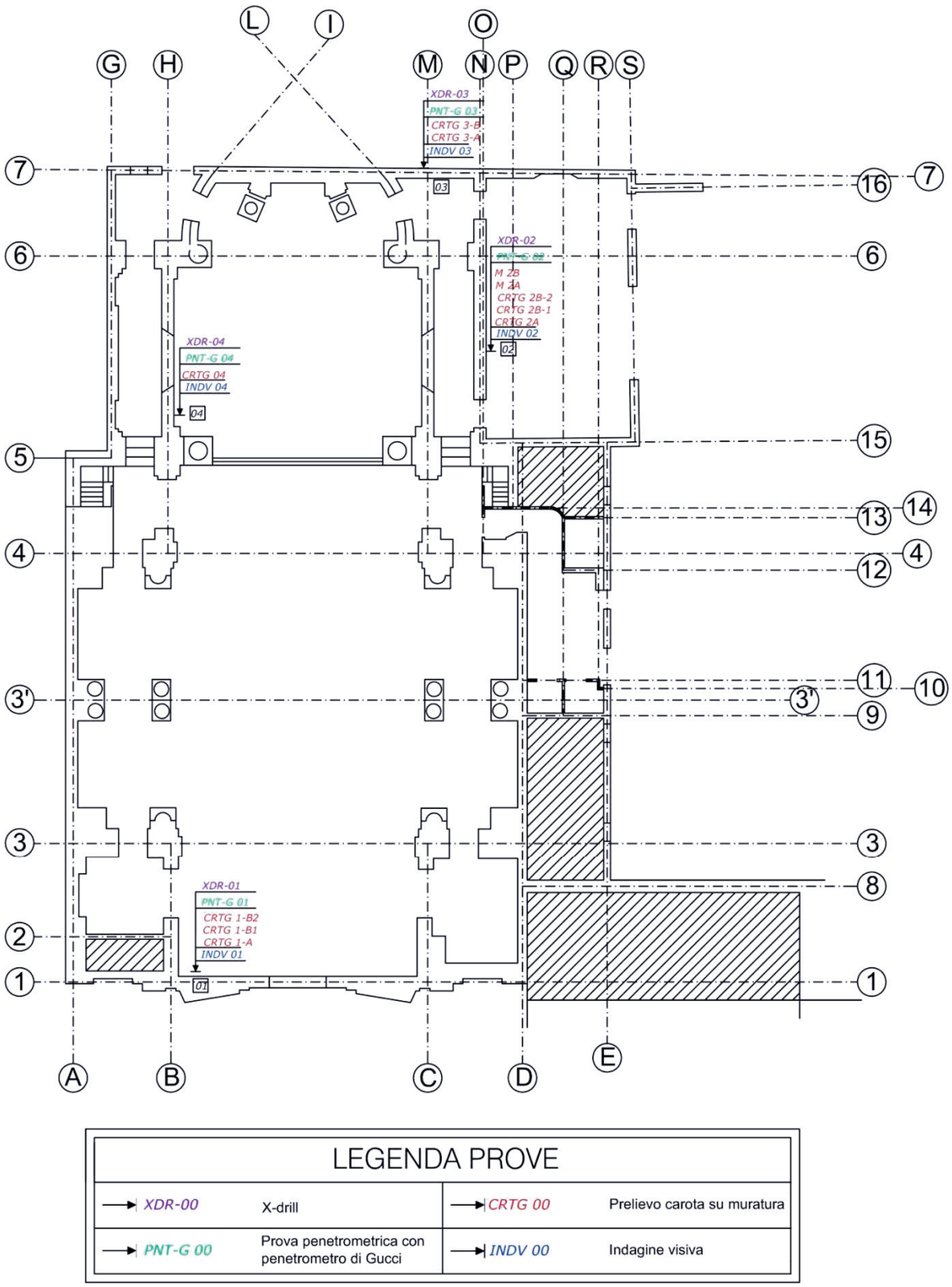


Fig. 31 *– Pianta dell'Auditorium con l'indicazione del posizionamento delle piazzole nelle quali sono state eseguite le indagini e i prelievi.*

La caratterizzazione meccanica del mattone, della malta e della muratura, è basata sull'effettuazione delle seguenti prove sperimentali di tipo distruttivo e non distruttivo sui campioni prelevati [2.2, 2.15]:

- prove di compressione su cilindri ricavati da mattoni;
- prova di trazione indiretta su cilindri ricavati da mattoni;
- prove di compressione diagonale su carota in muratura con giacitura inclinata del giunto di malta;
- prova di punzonamento su corsi di malta;
- prove penetrometriche con penetromentro di Gucci;
- prove di estrazione di chiodi o aste filettate;
- prove X-drill.

Le prove di caratterizzazione non distruttive sono legate all'impiego di strumenti per la misura della densità, della durezza superficiale e della tensione di scissione a taglio della malta e del mattone. Sono rapide e possono essere eseguite con un'elevata numerosità e ripetitività che conferiscono a tali metodi una notevole significanza statistica.

2.3.1 Caratterizzazione della resistenza della malta

La resistenza della malta viene caratterizzata in sito mediante il penetrometro PNT-G [2.10], l'estrazione di aste filettate o prove torsiometriche di chiodi alettati [2.7], assai simili alle prove "vane test" della geotecnica. Nel caso in esame sono state valutate le proprietà meccaniche di malta e mattone in prossimità dei punti di estrazione dei campioni lapidei, effettuando misurazioni multiple e calcolandone i valori medi.

Tutte le prove citate permettono di definire la resistenza a compressione del materiale attraverso correlazioni di laboratorio; ad esempio nel caso delle prove penetrometriche si determina l'indice PNT-G, ovvero una misura dell'energia spesa per praticare con un trapano un piccolo foro calibrato in un giunto della muratura in questione; l'interpretazione avviene attraverso una corre-

lazione tra il lavoro speso per eseguire la perforazione, e la resistenza a compressione della malta [2.10].

Anche nel caso della prova torsiometrica X-drill si determina una tensione tangenziale di rottura dei giunti di malta presenti nella muratura, dalla quale è possibile risalire alla resistenza a taglio o a compressione della malta. Le prove in situ vengono effettuate valutando per mezzo di una chiave dinamometrica, il momento torcente necessario a distaccare un sottile strato di malta all'interno di un foro calibrato; la tensione limite viene esercitata attraverso la torsione di un chiodo dotato di alette sporgenti inserito in un foro realizzato preliminarmente nella malta per una profondità adeguata [2.2].

Per effettuare le prove penetrometriche sono state prese in considerazione 4 zone di misura, in ognuna delle quali sono state effettuate 12 perforazioni contigue nei giunti di malta. Le posizioni ed il numero di punti sono stati indicati nella pianta riportata in figura 31, mentre nella tabella seguente si sono riportati in mJ, per ciascuna zona d'indagine, i risultati ottenuti.

Battuta	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
PNT-G1	348	378	448	368	402	505	654	289	275	226	789	748
PNT-G2	332	324	427	582	262	556	660	690	607	431	325	331
PNT-G3	333	380	346	448	637	462	665	548	517	748	725	775
PNT-G4	728	608	185	147	780	557	258	478	103	402	503	167

***Tab. I** – Risultati delle prove P-NTG [2.10]. I valori in grigio sono stati esclusi dalla stima.*

Una volta registrati i valori ottenuti dalle singole battute per ogni piazzola si è proceduto valutandone una media. Per rendere il risultato più attendibile sono stati esclusi da tale operazione il valore più basso e quello più alto, evidenziati nella tabella precedente, tra i 12 misurati in ogni piazzola; dei restanti valori si è calcolata la media. I risultati sono riportati in tabella II:

Posizione	Misura [mJ]	Resistenza [MPa]
PNT-G1	441,50	3,40
PNT-G2	457,50	3,52
PNT-G3	547,60	4,21
PNT-G4	403,30	3,10

***Tab. II** – Risultati medi delle resistenze ottenute a partire dalle prove penetrometriche.*

La valutazione della resistenza a compressione a partire da quella a penetrazione viene determinata mediante la relazione

$$f_c = \frac{R_{pnt}}{13 \cdot p_a}$$

nella quale R_{pnt} è la resistenza penetrometrica espressa in mJ e p_a è la pressione atmosferica di riferimento che consente di passare da una unità di misura all'altra.

Le prove mediante X-drill sono state condotte in corrispondenza delle piazzole già aperte per il prelievo dei campioni. Anche questa volta sono state prese in considerazione 4 zone di misura effettuando in ognuna 5 perforazioni. Nella tabella seguente sono riportati in Nm i risultati ottenuti per ciascuna zona d'indagine. Lo strumento è calibrato in modo tale che la coppia di torsione corrisponda alla resistenza del materiale espressa in MPa. Questo è ottenuto fissando in modo preciso la lunghezza delle alette che provocano la rottura circonferenziale della malta.

Tab. III *– Risultati delle prove X-drill eseguite in accordo a [2.7].*
Valori in [MPa].

Battuta	Diametro del foro	1	2	3	4	5
XDR-1	**ϕ7**	4,10	2,50	2,50	1,80	1,80
XDR-2	**ϕ7**	0,50	0,60	1,80	1,10	-
XDR-3	**ϕ7**	2,50	1,00	0,80	2,80	-
XDR-4	**ϕ7**	1,35	1,00	0,80	1,00	-

Come è ben noto, la resistenza della malta in opera inserita in una tessitura di mattoni è fortemente dipendente dallo spessore stesso dei giunti. Ciò è conseguenza dello stato di compressione triassiale nel quale si trova la malta quando la muratura viene posta in compressione. Pertanto ai fini di una corretta valutazione delle caratteristiche meccaniche della muratura è importante anche rilevare le altezze dei giunti di malta nelle diverse posizioni. Tuttavia questa correlazione non viene colta attraverso prove in situ sulla malta, ma soltanto attraverso prove con martinetti piatti o prove di laboratorio. Si devono quindi rapportare le varie prove non distruttive condotte su spessori reali di malta, ad uno spessore di riferimento vicino a quello medio presente nella parete investigata.

Nel caso in esame gli spessori di malta erano compresi tra circa 10 e 20 mm; si è pertanto deciso di utilizzare uno spessore di riferimento di 15 mm. In generale la resistenza della malta risulta inversamente proporzionale allo spessore, e quindi il fattore di conversione si ottiene moltiplicando la resistenza sperimentale per il rapporto tra lo spessore di riferimento e quello reale. Generalmente il metodo penetrometrico è caratterizzato da una notevole variabilità dei risultati, ma nel caso in esame i valori sperimentali ottenuti sono stati simili a quelli ricavati dalle prove di punzonamento svolte in laboratorio.

Le prove di punzonamento sono state svolte in laboratorio su giunti di malta estratti dalla fabbrica o demolendo carote con incluso il giunto stesso, o demolendo coppie di mattoni dalla fabbrica stessa [2.8, 2.11, 2.19].

L'esecuzione della prova di punzonamento prevede l'utilizzo di due punzoni a geometria cilindrica all'interno dei quali viene posto lo strato di malta di cui si deve eseguire la prova di compressione. In relazione all'interpretazione teorica della prova [2.6], il diametro dei punzoni non deve essere inferiore allo spessore dello strato di malta, e questo non deve essere superiore a un quarto delle dimensioni massime del campione.

Per questo motivo dalla media della resistenza alla punta sono stati esclusi i valori ottenuti con il diametro del punzone inferiore allo spessore dello strato di malta sottoposto a prova.

N° prova	ID	Spessore campione [mm]	Diametro punzone [mm]	Resistenza alla punta [MPa]	Resistenza Media [MPa]
1	M2A	19,0	20,0	1,62	1,73
2		19,0	20,0	1,81	
3		18,0	20,0	1,91	
4		18,0	20,0	1,56	
5	M2B	22,0	20,0	3,98	3,69
6		20,0	20,0	3,57	
7		21,0	20,0	4,01	
8		20,0	20,0	3,82	

Tab. IV *– Risultati delle prove di punzonamento sui corsi di malta.*

Nella tabella IV sono riportati i risultati desunti dalle prove eseguite in laboratorio; in accordo a quanto precisato la media della resistenza alla punta del campione M2B è stata determinata escludendo le prove n. 5 e 7, i cui valori sono al di fuori del campo di applicazione del procedimento di prova.

Il valor medio della resistenza alla punta ricavato dalle prove penetrometriche e dalle prove X-drill è rispettivamente circa 3,55 MPa e 2,00 MPa, mentre quello definito il laboratorio è pari a 2,70 MPa; è facile vedere come i valori, ottenuti in sedi diverse, sono sufficientemente confrontabili tra loro. Ai fini del calcolo della resistenza a compressione della muratura, si è ritenuto corretto assumere come valore della resistenza a compressione della malta f_{mc} una media tra i risultati delle prove di laboratorio e di quelle in situ, assumendo un valore pari a 2,75 MPa. Le altre proprietà meccaniche possono essere desunte da quest'ultima applicando fattori di proporzionalità.

2.3.2 Caratterizzazione della resistenza del mattone

Le resistenze a compressione e a trazione del mattone sono direttamente desumibili dalle prove effettuate, in numero tale da consentire la stima dei parametri statistici del campione di misure ottenute. Le indagini di caratterizzazione in laboratorio sono principalmente consistite nell'effettuazione di prove di compressione e di trazione indiretta su cilindri di materiale omogeneo prelevati in situ [2.3].

Appare importante sottolineare che non tutte le prove forniscono risultati utili alla definizione della resistenza della muratura; in particolare, poiché lo stato di compressione nei mattoni componenti la fabbrica muraria è connesso ad uno stato di trazione trasversale, le prove eseguite su cilindri senza interporre materiale atto ad eliminare l'attrito con la piastra di carico, forniscono valori largamente in eccesso rispetto alla resistenza a compressione senza confinamento trasversale. Tali dati sono quindi solo indicativi della resistenza raggiungibile dal materiale confinato.

La prova a compressione viene realizzata sui provini cilindrici di soli mattoni di altezza maggiore del diametro, applicando il carico alle estremità del cilindro. Nella tabella seguente sono riportati i valori di resistenza a compressione ottenuti dallo schiacciamento dei campioni di mattoni.

N° prova	ID	Diametro D [mm]	Altezza h [mm]	f_m [MPa]	Fattore di forma	f_b [MPa]
1	C1B1	45	50	26,46	0,83	22,05
2	C2B1	45	90	30,24	1,00	30,24
3	C3B	45	90	29,19	1,00	29,19

***Tab. V** – Risultati delle prove di compressione sui cilindri di mattone.*
[2.3]

Il valore di resistenza media a compressione del mattone che costituisce la muratura della chiesa di San Lorenzo può essere assunto pari a $f_{bc} = 27{,}16$ MPa. Come si può vedere dalla tabella è stato introdotto un fattore di conversione che ha reso paragonabili tra loro i risultati, tenendo conto dell'influenza del rapporto h/D dei provini su cui è stata condotta la prova. Infatti questi presentavano dimensioni differenti, uno $45x50$ mm^2, quindi pressoché cubico, e due $45x90$ mm^2, pressoché cilindrici.

Il valore della resistenza corrispondente al primo provino è quindi una resistenza cubica e, da normativa, il passaggio da resistenza cubica a cilindrica è espresso mediante un coefficiente moltiplicativo pari a 0,83. Per quanto riguarda gli altri due valori di resistenza, questi già rappresentavano una resistenza cilindrica.
La resistenza a trazione della muratura è invece difficilmente determinabile con metodi diretti; per questo motivo viene valutata indirettamente tramite l'esecuzione di una prova di spacco di tipo "brasiliano". In generale la resistenza a trazione può essere posta tra 1/10 e 1/8 di quella a compressione senza commettere errori troppo grandi.

***Fig. 32** – Provino cilindrico sottoposto ad una prova di trazione indiretta.*

La prova "brasiliana" consiste nella compressione in corrispondenza di un piano diametrale di provini cilindrici prelevati in situ, ponendo la carota fra due piatti, come mostrato in figura 32,

ed applicando il carico sulle superfici laterali nella direzione di sollecitazione della muratura in opera. Le superfici laterali devono essere regolarizzate nelle zone di appoggio in modo che il provino appoggi su tutta superficie. La resistenza alla rottura per spacco viene determinata applicando al campione un carico di compressione crescente fino alla separazione del campione in due parti. La durata della prova è circa di 2 minuti.

Si riportano nella tabella sottostante i risultati ottenuti dalle prove di trazione indiretta effettuate sulle carote di mattone. Si è assunto come valor medio della resistenza a trazione il valore medio $f_{bt} = 3{,}89$ MPa.

Tab. VI *– Risultati delle prove di trazione indiretta sui cilindri di mattoni.*

Progressivo prova	ID	Diametro D [mm]	Altezza h [mm]	Carico di rottura [N]	Resistenza [MPa]
1	C1B2	45	60	17530,0	4,14
2	C1B2	45	60	15420,0	3,64

2.3.3 Proprietà medie sperimentali della muratura

Le proprietà meccaniche della muratura possono essere ottenute sia per via diretta attraverso prove in situ e di laboratorio, sia per via indiretta utilizzando relazioni analitiche che forniscono le proprietà della muratura in funzione di quelle dei suoi componenti. In quest'ultimo caso devono essere noti resistenze a trazione e compressione, modulo elastico e di Poisson di tutti i materiali che compongono la fabbrica muraria [2.1, 2.18].

Come detto, in assenza di determinazioni più precise si possono assumere resistenze a trazione per malta e mattone circa pari rispettivamente ad un quarto e a un ottavo di quelle a compressione. Tali frazioni possono essere adottate anche per i moduli di Poisson per i due materiali. Dunque per quel che riguarda i parametri meccanici medi dei materiali della chiesa di san Lorenzo sono stati assunti i seguenti valori:

- ***Malta*** – lo spessore medio dei giunti di malta è circa $h_m = 12\ mm$; la resistenza a compressione f_{mc} vale circa 2,75 MPa e quella a trazione f_{mt} è circa un quarto di

questa, nello specifico pari a 0,62 MPa. Il modulo elastico della malta E_m può essere fissato circa a 400 volte la resistenza a compressione.

- ***Mattone*** – lo spessore medio dei corsi di mattone è circa $h_b = 55\ m$; la resistenza a compressione f_{bc} vale circa 27,16 MPa e quella a trazione f_{bt} vale circa 3,89 MPa. Il modulo elastico del mattone E_b può essere fissato circa 700 volte la resistenza a compressione.

Facendo uso dei risultati ottenuti dalle prove eseguite sulla malta e sulla pasta dei mattoni, sono possibili differenti relazioni per il calcolo delle quantità di riferimento della muratura; in particolare i parametri per i quali è necessario ricavare dei valori sono la resistenza a compressione f_k, il modulo elastico E_k, la resistenza a taglio f_{vk0} ed il modulo di taglio G_k.

La resistenza a compressione della muratura è stata oggetto di intense ricerche teoriche [2.12 – 2.14]; in conseguenza del maggiore valore del modulo di Poisson della malta rispetto al mattone, una muratura compressa presenta tensioni orizzontali di trazione nei mattoni e di compressione nella malta. In questo caso la resistenza della muratura è definita dal limite di rottura per compressione – trazione biassiale dei mattoni; più precise analisi sono sviluppate ad esempio in [2.1, 2.13].

Utilizzando i dati sopra riportati, nell'ipotesi di crisi per compressione-trazione del mattone, il valore della resistenza della muratura può essere determinata mediante la formula seguente:

$$f_k = \frac{1}{\frac{1}{f_{bc}} + \frac{k \cdot \Phi \cdot h_m}{h_b \cdot f_{bt}}}$$

Nella valutazione di f_k è stata introdotta la proporzione della compressione orizzontale nella malta in funzione della compressione verticale, fornita dal fattore Φ definito come

$$\Phi = \frac{\nu_m - \frac{E_m}{E_b} \cdot \nu_b}{1 - \nu_m + (1 - \nu_b)\frac{E_m}{E_b} \cdot \frac{h_m}{h_b}} \cong 0{,}28$$

nella quale ν_m è il modulo di Poisson della malta pari a 0,25 e ν_b è quello del mattone, pari a 0,125. In prima approssimazione il valore di Φ può essere calcolato come ν_m / (1-ν_m). Dalla formula citata si ricava un valore della resistenza della muratura $f_k = 15{,}19$ MPa.

La crisi della muratura per rottura a trazione dei mattoni si verifica quando la malta è di buona qualità. Nel caso delle murature storiche tuttavia, il comportamento globale del pannello murario può essere notevolmente diverso, poiché essendo il legante una malta di scarse proprietà, è lecito pensare che la rottura della muratura possa avvenire anche per schiacciamento in compressione biassiale della malta.

In questo caso occorre considerare un legame costitutivo per la malta in grado di cogliere anche crisi per compressioni idrostatiche, come ad esempio quello messo a punto da Bresler e Pister per il conglomerato cementizio [2.5]. Il valore della resistenza della muratura può essere quindi calcolato confrontando la crisi per trazione del mattone con la resistenza in compressione idrostatica della malta, calcolata a partire dalla resistenza monoassiale e dal coefficiente di amplificazione desunto dalla figura 33 in funzione del coefficiente di Poisson.

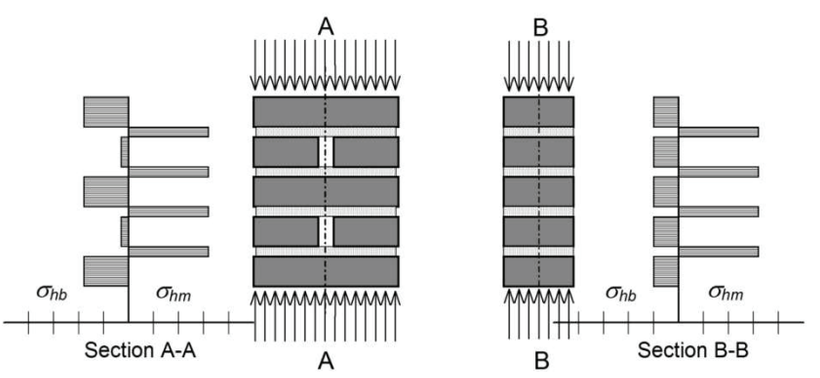


Fig. 33 *– Schema di equilibrio delle tensioni orizzontali nella muratura prima e dopo la fessurazione.*

Ad esempio, entrando nell'asse delle ascisse con un valore del rapporto Φ di circa 0,28 e considerando la curva corrispondente al coefficiente di Poisson della muratura $\nu = 0{,}20$ si determina un coefficiente moltiplicativo pari a 2,5 pari al rapporto tra le tensioni di rottura di compressione biassiale e monoassiale.

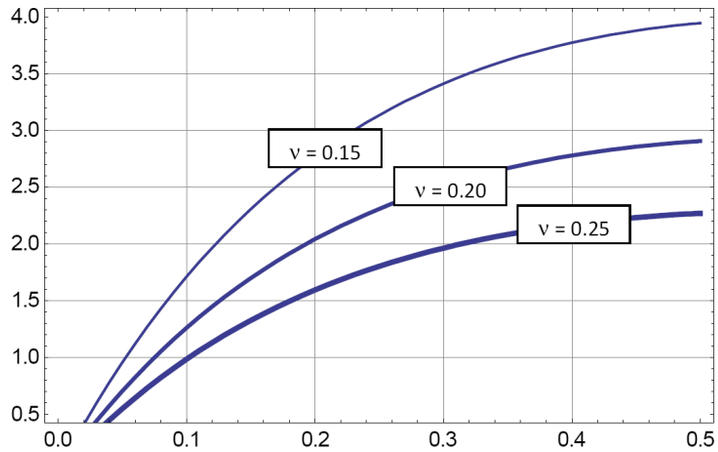


Fig. 34 *– Diagramma di f_{cc}/f_c ricavato dal criterio di Bresler-Pister [2.5] per le condizioni di compressione triassale della malta in funzione del coefficiente di Poisson della stessa, e del rapporto tra le compressioni principali Φ.*

Moltiplicando tale valore per la resistenza caratteristica f_{mc} della malta è stato possibile, nel caso della fabbrica della chiesa di San Lorenzo, valutare che la resistenza a compressione della muratura dipende principalmente dalla crisi della malta, con un valore limite che varia tra $f_k = 6{,}00 \div 8{,}00$ MPa.

Una stima alternativa a favore di sicurezza della resistenza a compressione della muratura può essere ottenuta utilizzando la formula empirica tratta dall'Eurocodice 6 [2.9], funzione delle sole resistenze a compressione di malta e mattone, espressa come segue:

$$f_k = k \cdot f_{bc}^{\alpha} \cdot f_{mc}^{\beta}$$

dove k, α e β sono dei coefficienti dipendenti dalla tipologia di muratura. In questo caso sono stati assunti $k = 0{,}6$, $\alpha = 0{,}7$ e $\beta = 0{,}3$; considerando i valori precedentemente determinati per la resistenza media di malta e mattone si è in tal modo ottenuto un valore di resistenza di circa $f_k = 6{,}62$ MPa.

Infine, in riferimento alle norme NTC 2008, §11.10.3.1.2 "Stima della resistenza a compressione", è anche possibile definire la resistenza a compressione della muratura a partire dalla classe di resistenza della malta e della resistenza caratteristica a compressione di blocchi. Si riporta la tabella presente in normativa:

***Tab. VII** – Valori di f_k per murature in elementi pieni e semipieni. Tabella desunta dalla normativa Italiana vigente.*

Resistenza caratteristica a compressione f_k dell'elemento [MPa]	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2.5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	-

Dalla tabella, considerando una malta M2.5 ed una resistenza del mattone compresa fra 20÷30 MPa, è possibile stimare una resistenza caratteristica f_k della muratura compresa tra 6,1÷7,2 MPa, con buon accordo con le precedenti valutazioni.

In base a quanto esposto, si è ritenuto che ai fini del calcolo e delle verifiche sia possibile considerare un valore di resistenza caratteristica a compressione di $f_k = 7{,}00$ MPa.

Una valutazione assai importante al fine del calcolo della vulnerabilità riguarda la stima della resistenza a taglio f_{vk0} del pannello murario. Anche se la rottura a taglio della muratura può sopraggiungere sia in compressione che in trazione, in assenza di sforzo assiale sovrapposto a quello di taglio si può senza grandi errori assumere che la rottura sopraggiunga in conseguenza alla rottura a trazione della malta, che risulta anche essere il limite di rottura a trazione della muratura.

In base a tale assunzione è lecito considerare un valore di $f_{vk0} = f_{mt} = 0{,}62$ MPa. Si deve tuttavia indicare che, anche con questa semplice derivazione, il valore che si ottiene è assai elevato rispetto ai valori di riferimento suggeriti dalla norma NTC 2008, che sono ricavati mediando dati sperimentali riferibili a campi di parametri molto ampi. Ovviamente la precisa definizione di un parametro per via sperimentale non deve necessariamente avvi-

cinarsi ai valori minimi raccolti nelle tabelle di riferimento della normativa.

È infine necessario assumere un valore di riferimento per il modulo elastico a compressione della muratura; a tale scopo si può fare riferimento alla formula di composizione in serie delle rigidezze, che equivale ad una formula di omogeneizzazione di una matrice con inclusioni. Se si considerano i valori: $h_b = 55$ mm, $h_m = 12$ mm, $E_b = 8000$ MPa, $E_m = 1600$ MPa, si ottiene il modulo della muratura con la relazione [2.1]:

$$E_k = \frac{h_b + h_m}{\frac{h_b}{E_b} + \frac{h_m}{E_m}} = 4660 \text{ MPa}.$$

Il valore del modulo di elasticità secante utilizzato per le verifiche è stato assunto approssimativamente pari alla metà di E_k calcolato, ovvero pari a 2300 MPa, poiché si è considerato che la fessurazione diagonale dei pannelli ne riduca la rigidità a metà, in accordo anche con quanto previsto dalla normativa.

A partire dal rapporto tra resistenza a trazione e resistenza a compressione della muratura si possono determinare sia l'angolo d'attrito della legge costitutiva di Coulomb, sia il coefficiente di Poisson, che risulta circa pari al rapporto delle due resistenze. In tal modo si determina un valore pari a $\nu = 0{,}1$. Si deve però considerare che la rottura per compressione consegue allo schiacciamento della malta, mentre la regola di omogeneizzazione dei due materiali fornirebbe un valore elastico intermedio tra quelli dei due materiali. Tutto considerato si può indicare un valore corretto pari al doppio di quello definito in precedenza.

La determinazione del modulo di taglio della muratura è stata condotta facendo riferimento al modulo elastico stimato; in particolare i valori consueti sono valutabili con la proporzione $G_k = c \cdot E_k$, ove c, come indicato al paragrafo 11.10.3.4 delle NTC 2008, è assunto pari a 0,4.

Il valore del modulo di elasticità tagliante così calcolato risulta pari a circa $G_k = 920$ MPa.

2.3.4 Caratteristiche meccaniche di progetto

Per chiarezza si riportano di seguito i valori di progetto dei parametri che caratterizzano le proprietà meccaniche della muratura, desunti dall'interpretazione dei risultati delle prove sperimentali effettuate. Tali parametri sono stati utilizzati nella definizione dei materiali costituenti gli elementi del modello, così da creare una struttura il più possibile corrispondente a quella reale e successivamente sono stati adottati per le verifiche di resistenza statica e sismica dell'edificio.
I parametri determinati sono riassunti brevemente di seguito:

- *Resistenza a compressione* $f_k = 7{,}00\ MPa$;
- *Resistenza caratteristica a taglio* $\tau_0 = 0{,}62\ MPa$;
- *Modulo di elasticità secante* $E = 2300\ MPa$;
- *Coefficiente di Poisson* $\nu = 0{,}20$;
- *Peso specifico* $\gamma = 18\ kN/m^3$.

Sono stati fissati i seguenti coefficienti di sicurezza:

- *fattore di confidenza* $FC = 1{,}2$ *caratteristico di un livello di confidenza adeguato;*
- *coefficiente di sicurezza sul materiale* $\gamma_M = 2{,}0$ *relativo a materiali murari eseguiti con blocchi artificiali pieni*.

I valori di progetto delle proprietà dei materiali ottenuti dividendo i valori sperimentali per i coefficienti di sicurezza e di confidenza sono poi stati introdotti nelle formule non lineari di calcolo delle resistenze di progetto, per poi condurre infine il raffronto tra sollecitazioni e resistenze.

CAPITOLO 3.

Gli eventi sismici e i danni al complesso del San Lorenzo

3.1 Gli eventi sismici del 20 e del 29 maggio 2012

Alle ore 4:04 circa del 20 maggio 2012 una lunga ed intensa scossa di terremoto, di poco inferiore a quella che distrusse l'Aquila il 6 aprile 2009, interessa l'Emilia Romagna, ma viene avvertita in un'area molto più vasta comprendente tutta l'Italia Centro-Settentrionale, parte della Svizzera, della Slovenia, della Croazia, dell'Austria, della Francia sud-orientale e della Germania meridionale. Il terremoto, di intensità pari a 5,9 gradi della scala Richter con epicentro a Finale Emilia (MO) a 6,3 km di profondità, scuote la bassa pianura padana, interessando in particolar modo alcuni comuni delle province di Modena, Ferrara, Rovigo e Bologna, e provoca 7 morti accertati, circa 50 feriti, 5000 sfollati e ingenti danni al patrimonio culturale a causa dei numerosi crolli di palazzi storici. Il sisma ha provocato inoltre

fenomeni diffusi di liquefazione delle sabbie, causando il crollo di alcuni edifici anche di recente costruzione.

Fig. 35 *– Localizzazione dell'epicentro del sisma e indicazione dei comuni più colpiti. Le scosse di maggior intensità, tutte con epicentro nei comuni della provincia di Modena sono state avvertite in tutta l'Italia Centro-Settentrionale e in alcune zone di Svizzera, Slovenia, Croazia, Austria, Francia sud-orientale e Germania meridionale.*

Sono seguite altre scosse di assestamento nelle ore e nei giorni successivi, fino ad arrivare alla seconda forte scossa di magnitudo 5,8, definita superficiale con una profondità dell'ipocentro di 9,6 km, registrata alle 9:00 del 29 maggio 2012, che ha creato panico e disagio in molte città. L'epicentro è nella zona di Medolla e Cavezzo in provincia di Modena. A quella delle 9:00 sono seguite altre tre scosse rilevanti: una alle 12:55 di magnitudo 5,4, una alle 13:00 di magnitudo 4,9 e un'ulteriore scossa alla stessa ora di magnitudo 5,2. Da un primo bilancio, ancora provvisorio, si rilevano crolli anche in edifici di interesse storico-artistico tra quelli già danneggiati dall'evento sismico del 20 maggio, 20 vittime e almeno 350 feriti. Gli sfollati salgono a circa 15000. Successivamente, una sessantina di scosse si sono registrate nella notte fra il 29 e il 30 maggio, e sono continuate anche nei giorni a seguire, provocando ulteriori danni alle costruzioni già gravemente colpite.

Una nuova forte scossa di magnitudo 5,1 alle 21:20 del 3 giugno 2012 con epicentro a Novi di Modena e avvertita in tutto il nord Italia ha nuovamente colpito tutta la zona della bassa modenese e dell'Oltrepò mantovano. Simbolo di questi drammatici eventi è diventato la torre dell'orologio di Novi di Modena, crollata durante una delle scosse.

I terremoti del 20 e del 29 maggio hanno causato pesanti danni alle costruzioni rurali e ai capannoni nelle aree commerciali, artigianali e industriali, alle opere di canalizzazione delle acque, nonché agli edifici e ai monumenti storici. Sono stati duramente colpiti anche i centri storici e gli edifici civili di vecchia costruzione in pietra o ciottoli. In particolar modo sono stati seriamente danneggiati o sono parzialmente crollati gran parte dei monumenti e dei luoghi d'interesse artistico compresi in un'ampia area, da Mantova a Modena fino a Ferrara, le cui rispettive province sono state le più gravemente colpite e danneggiate dagli eventi sismici. Solo ai beni storico-culturali e agli edifici religiosi sono stati stimati danni per 2 miliardi e 75 milioni. Buona è stata invece la risposta degli edifici ad uso abitativo di recente costruzione, per i quali sono stati registrati sporadici casi di danni strutturali, soprattutto nei comuni prossimi all'epicentro o situati in prossimità delle zone interessate dai fenomeni di liquefazione delle sabbie.

Come già detto la provincia di Ferrara è stata una delle più colpite; in particolare nella zona occidentale della provincia si sono riscontrati numerosissimi danni provocati dal sisma del 20 maggio, mente è risultata meno coinvolta da quelli successivi. Si sono verificate numerose lesioni e crolli parziali nella maggior parte degli edifici storici e crolli in vari edifici industriali, civili ed agricoli. I comuni in cui si sono verificati i danni più gravi sono stati Bondeno, Cento, Mirabello, Poggio Renatico e Sant'Agostino.

I danni più gravi al patrimonio storico e artistico si sono avuti con il crollo e il grave danneggiamento della chiesa di San Paolo a Mirabello, il crollo della torre dell'orologio del Castello Lambertini a Poggio Renatico e il crollo di parte del Palazzo Mosti a Pilastri di Bondeno. Anche a chiese e municipi sono stati riscontrati danni ingenti: a Sant'Agostino parte del municipio è crollato in diretta televisiva, mentre le chiese di Bondeno, semidistrutte dalla prima scossa, sono state fra le più colpite della zona. A

Cento sono stati rilevati gravi danni al Municipio, al Teatro, alla Pinacoteca oltre che a tutte le chiese, tra le quali anche il San Lorenzo, e ai loro campanili. L'80% degli edifici scolastici del comune e delle sue frazioni, oltre a numerosissime abitazioni, sono stati danneggiati in modo irreversibile. Anche la città di Ferrara ha riportato seri crolli, risultano gravemente danneggiati o inagibili numerosi edifici pubblici, si contano cospicui danni al patrimonio artistico e religioso, agli edifici scolastici, all'università ed all'ospedale. Circa 8000 abitazioni private sono state gravemente danneggiate, di queste 4000 risultano parzialmente o completamente inagibili.

Per ritrovare nella zona, considerata fino a pochi anni fa a basso rischio sismico, un terremoto di intensità simile occorre risalire al 1570. Secondo gli esperti il terremoto dell'Emilia è dovuto al movimento degli Appennini, una parte dei quali giacciono nascosti sotto i sedimenti del Po.

3.2 Rilievo dei dissesti

Ai fini di un completo ed esaustivo rilievo è necessario individuare i dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione alla determinazione del quadro fessurativo e dei meccanismi di danno, classificando possibilmente ciascuna lesione secondo la tipologia del meccanismo ad essa associato (distacco, rotazione, scorrimento, spostamenti fuori del piano, etc.)

Questa tipologia di rilievo consente, in fase diagnostica, di individuare l'origine e le possibili evoluzioni delle problematiche strutturali che l'edificio presenta. Di seguito si riporta un'ampia campagna fotografica realizzata ai fini di localizzare e classificare le lesioni riportate dall'edificio in seguito agli eventi sismici che l'hanno interessato.

Fig. 36 *– Ampia lesione a taglio che corre lungo tutta l'altezza della parete curva adiacente all'abside. La lesione interessa anche gran parte del fregio in gesso che delimita la parte superiore della parete.*
In corrispondenza della lesione si riscontrano diverse parti in cui si è staccato l'intonaco a causa del dissesto.

Fig. 37 *– La lesione precedente interessa tutto lo spessore del paramento murario. A prova di ciò si riporta come appariva la parte posteriore della parete adiacente all'abside. Ai fini della sicurezza l'architrave è stato puntellato in attesa dell'intervento definitivo.*

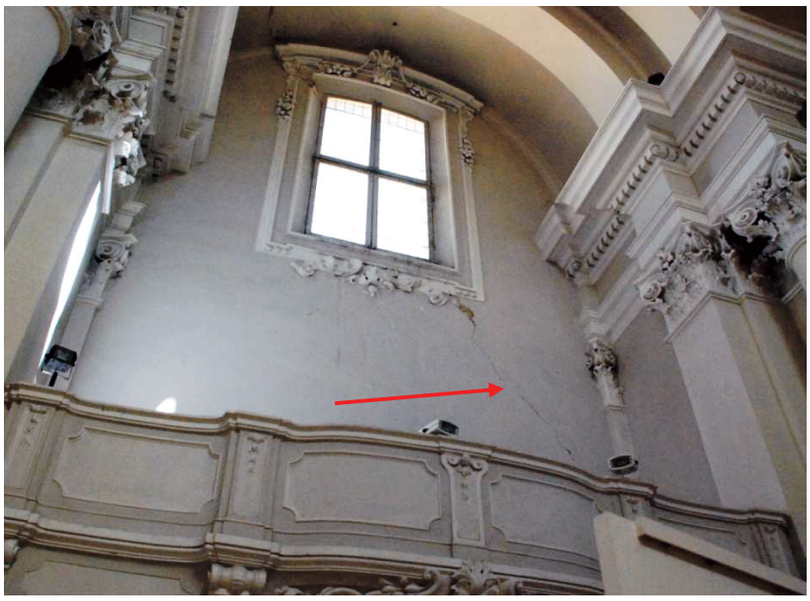


Fig. 38 *– Lesione a taglio in prossimità della grande finestra sul lato Nord della chiesa. Questi tipi di dissesti sono facilmente classificabili poiché presentano la tipica inclinazione a 45° e si sviluppano in prossimità di aperture o zone deboli delle pareti.*

Fig. 39 *– Particolare della lesione precedente, che parte dall'angolo inferiore della grande finestra laterale e scende inclinata interessando tutta la parete.*

Fig. 40 *– Lesione a taglio in prossimità della grande finestra sul lato Sud della chiesa.*

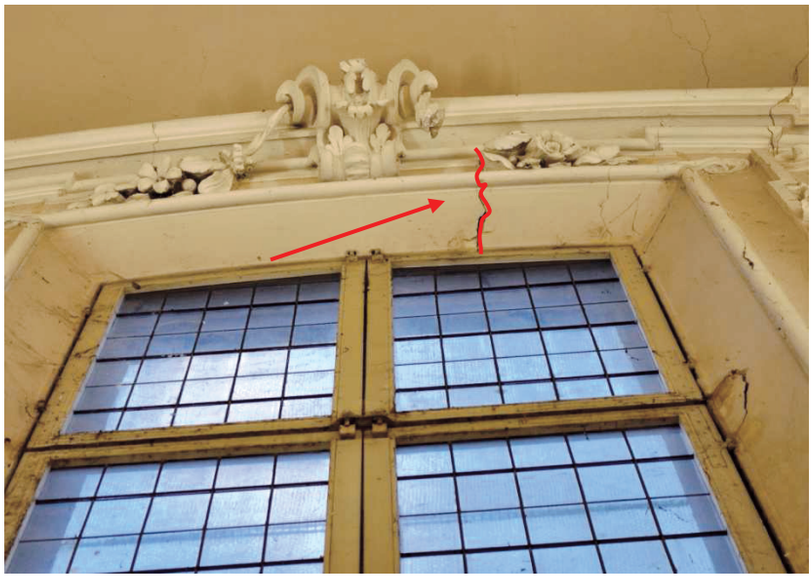


Fig. 41 *– Profonda lesione in corrispondenza dell'architrave della grande finestra laterale. Questo tipo di lesione è tra le più comuni in prossimità di grandi aperture negli edifici in muratura.*

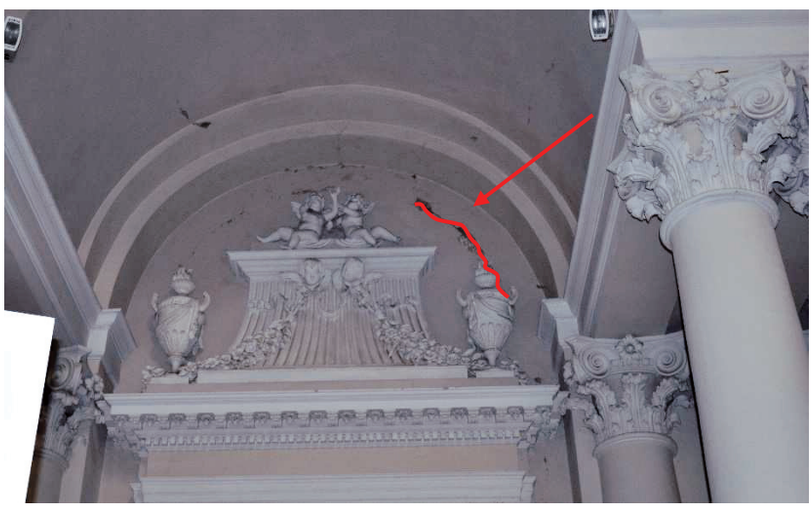


Fig. 42 *– Lesioni nella parte superiore della parete, in prossimità della volta a botte e della sommità dei fregi di uno dei piccoli altari presenti.*

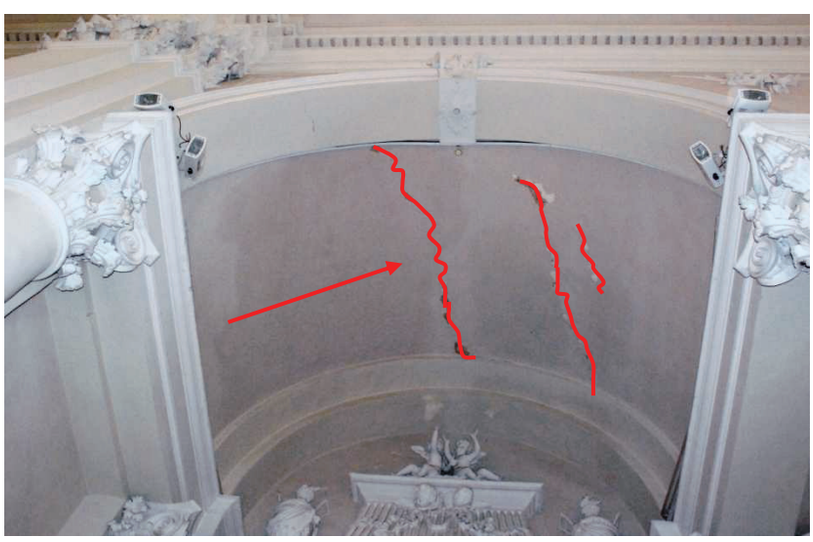


Fig. 43 *– Diverse lesioni in corrispondenza dell'intradosso di una delle volte a botte che si affaccia sulla navata centrale.*

Fig. 44 *– Numerose lesioni in corrispondenza della chiave dell'arco. Questo è uno dei quattro archi su cui si erge la grande cupola che sorregge la lanterna.*

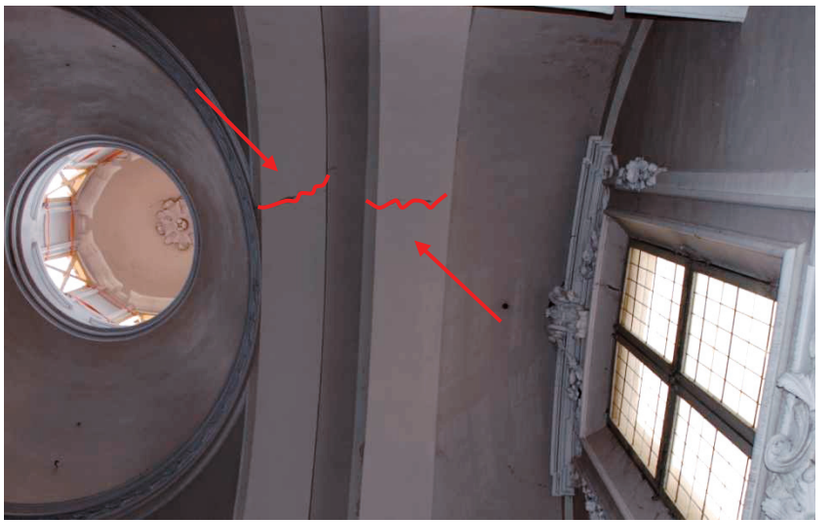


Fig. 45 *– Lesioni interne in prossimità della chiave dei grandi archi.*

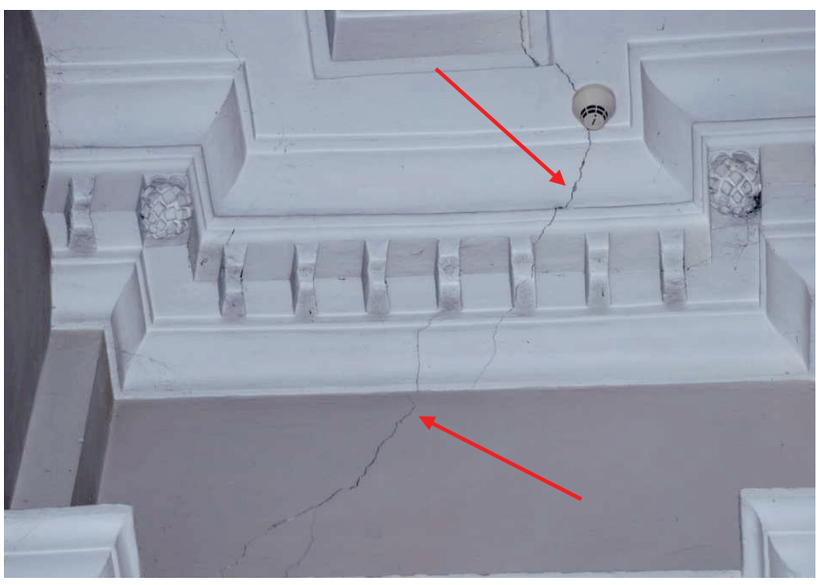


Fig. 46 *– In seguito alle numerose scosse che si sono susseguite, oltre agli elementi strutturali, anche i numerosi fregi interni hanno riportato ampie lesioni.*

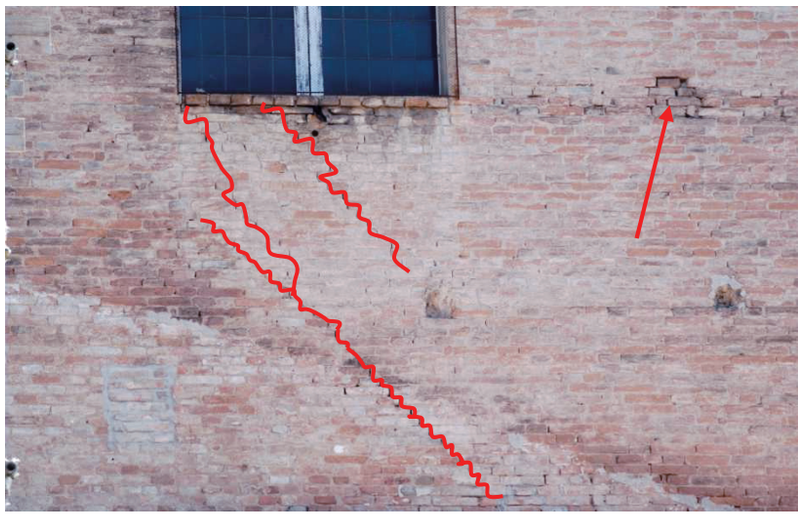


Fig. 47 *– Numerose e diffuse lesioni a taglio sulla facciata esterna del prospetto Sud. Anche in questo caso si ritrovano la particolare inclinazione e l'origine in prossimità di un'apertura.*

Fig. 48 *– Lesioni a taglio diffuse sulla facciata esterna del prospetto Sud.*

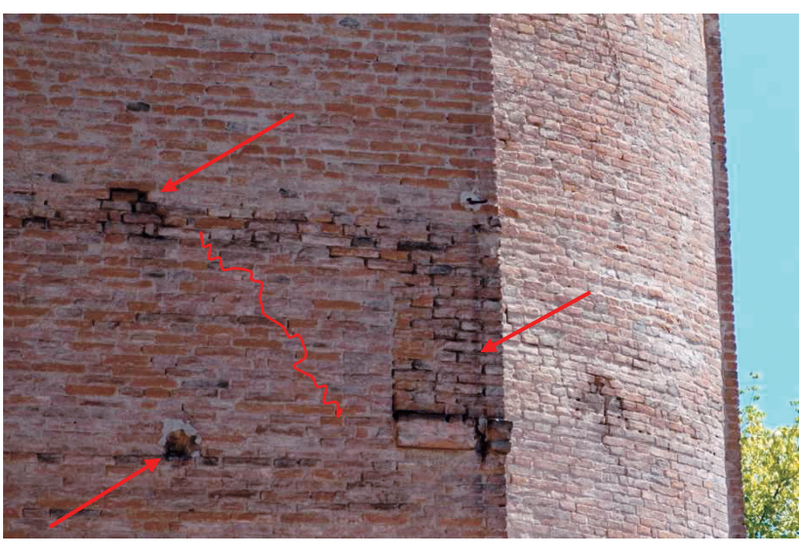


Fig. 49 *– Lesioni diffuse in prossimità del catino absidale. Sono state evidenziate dalle frecce anche alcune porzioni di muratura nelle quali si denota un insufficiente livello di ammorsamento tra i blocchi che compongono il paramento murario.*

Fig. 50 *– Stabilizzazione provvisoria della lanterna danneggiata; sono state realizzate le cerchiature delle colonne con nastri in tessuto, la cerchiatura del cilindro murario con catene d'acciaio e la stabilizzazione degli architravi con controventi in legno e piastre verticali ancorate alla muratura stessa.*

Fig. 51 *– Lesioni riscontrate in seguito ai sopralluoghi nella cella campanaria. Ci sono evidenti segni di elementi crollati e di discontinuità strutturali, disassamento delle colonne con conseguente spostamento di queste ed ampie lesioni a taglio in corrispondenza delle aperture della cella.*

Fig. 52 *– Lesioni riscontrate in seguito ai sopralluoghi nella cella campanaria. Ci sono evidenti segni di elementi crollati e di discontinuità strutturali, con spostamento delle reni degli archi e perdita d'appoggio alla base.*

Fig. 53 *– Lesioni riscontrate in seguito ai sopralluoghi nella cella campanaria. Ci sono evidenti segni di elementi crollati e di discontinuità strutturali. Si noti il grave disassamento delle colonne con conseguente spostamento dei capitelli in pietra, privi di connessione con la tessitura muraria.*

Fig. 54 *– Lesioni riscontrate in seguito ai sopralluoghi nella cella campanaria.*
In corrispondenza della parete sotto la finestra si individuano ampie lesioni a taglio del pannello murario.

3.3 Intervento provvisorio di messa in sicurezza della lanterna e del campanile

In seguito ai terremoti del 20 e del 29 maggio la lanterna ed il campanile sono risultati gravemente danneggiati, perciò nei giorni immediatamente successivi è stato necessario procedere con alcuni interventi tempestivi volti ad una provvisoria e temporanea messa in sicurezza delle strutture in argomento, così da limitarne il pericolo di crollo negli aftershocks. L'intervento è stato fondamentale soprattutto per la tutela e la custodia del campanile settecentesco della ex-chiesa, considerata dall'Arch. Capezzuoli "…la più bella chiesa di Cento". La tempestività con cui si è intervenuti sul campanile e sulla lanterna ha permesso alla città di Cento di non perdere questi elementi architettonici di grande pregio, ma non ha comunque reso possibile il conferimento dell'agibilità alla struttura e neppure agli edifici limitrofi, poiché alcuni compresi nell'area di proiezione della lanterna a rischio ribaltamento, e altri ricadenti nell'area di influenza del campanile, definita come la circonferenza di raggio pari all'altezza del campanile, con centro corrispondente al campanile stesso. Questo intervento è servito a stabilizzare le strutture pericolanti in attesa della progettazione degli interventi di miglioramento sismico derivanti dalla valutazione globale della vulnerabilità della chiesa, della lanterna e del campanile, in modo da raggiungere un opportuno livello di protezione sismica.
Si riportano di seguito le principali fasi di tali interventi, eseguiti secondo quanto illustrato nelle Linee Guida redatte dal Ministero dell'Interno - Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco - Nucleo Coordinamento Opere Provvisionali, nella forma: "Schede tecniche delle opere provvisionali per la messa in sicurezza post-sisma da parte dei Vigili del Fuoco, Aprile 2010".

3.3.1 Messa in sicurezza della lanterna

La lanterna, realizzata in mattoni pieni, presenta una struttura circolare con 6 aperture rettangolari. L'intervento preliminare di messa in sicurezza della lanterna si è svolto in tre fasi separate:

I. Cerchiatura delle aperture

E' stato realizzato il sostegno delle aperture attraverso una sorta di armatura provvisoria, eseguita con tavole di legno e puntelli di ferro, al fine di contrastare lo spanciamento laterale dei maschi murari e la conseguente formazione di nuove lesioni o l'ampliamento di quelle già presenti.

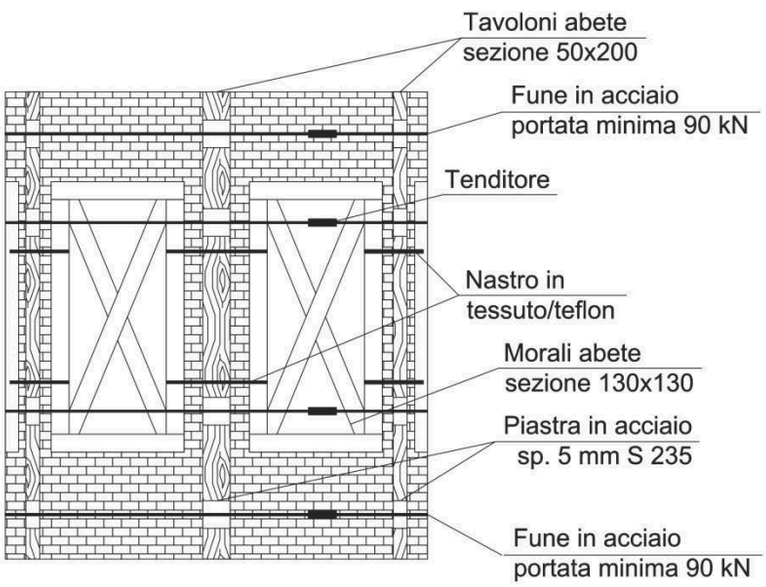


Fig. 55 *– Particolare esecutivo riportante gli interventi provvisori per la messa in sicurezza della lanterna. Le aperture sono state cerchiate con morali in legno di abete per evitare lo spanciamento laterale dei maschi murari ed il formarsi di nuove lesioni, oltre a quelle già riscontrate. In seguito sono state inserite delle funi in acciaio per realizzare una cerchiatura completa dell'intera struttura circolare della lanterna.*

II. Cerchiatura dei piedritti

Successivamente alla riquadratura delle aperture sono stati inseriti 2 nastri in teflon armato che legano fra loro i morali verticali che confinano i piedritti. I nastri sono stati distanziati in modo tale da dividere il piedritto in tre parti uguali.

III. Cerchiatura della muratura su pianta circolare

La muratura della lanterna è stata cerchiata attraverso 4 funi d'acciaio aventi portata minima pari a 90 kN. Per fare in modo che i cavi in acciaio non fossero a contatto diretto con la muratura si è realizzato un sistema di tavole in legno e piastre in ac-

ciaio, questo perché in caso di ulteriore evento sismico i cavi avrebbero rischiato di tranciare la muratura stessa.

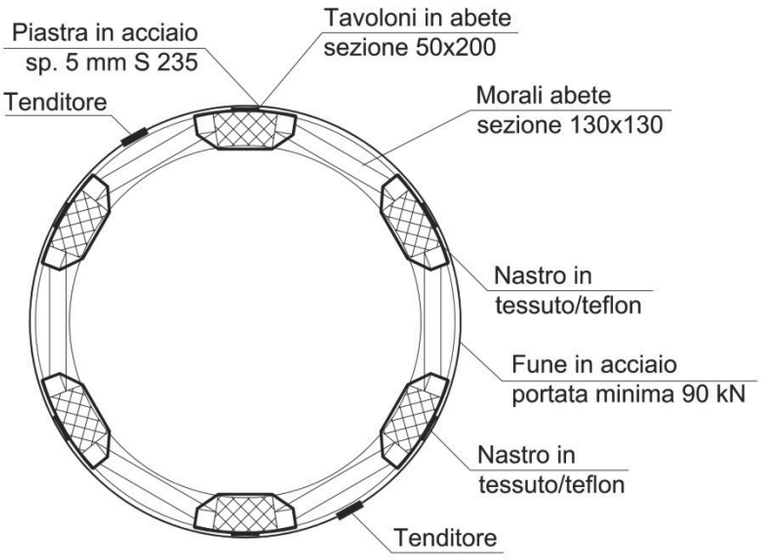


Fig. 56 *– Vista della lanterna in sezione, estratta dagli elaborati strutturali. Si vede bene la cerchiatura dei piedritti mediante nastro in tessuto teflon che circonda questi elementi abbracciando anche i morali in legno, così da rendere efficiente l'effetto della cerchiatura della muratura. Alla cerchiatura delle aperture è seguita la cerchiatura dell'intera struttura mediante funi in acciaio poggianti su tavole in legno, così da non danneggiare ulteriormente la muratura.*

Fig. 57 *– Vista della lanterna così come appariva durante il corso dei lavori di messa in sicurezza, in attesa di un successivo intervento di ripristino e di riparazione definitiva della muratura. La lanterna, infatti, è stata uno degli elementi strutturali maggiormente danneggiati in seguito alle numerose scosse di terremoto.*

Si sono disposte alcune tavole in legno per tutta la lunghezza di ogni piedritto; sulle tavole poi sono state fissate 4 piastre d'acciaio spesse 5 mm, che rappresentano il punto d'appoggio delle funi. Per fare in modo che le funi rimanessero alla quota stabilita sulle piastre sono stati saldati degli anelli all'interno dei quali si è fatta passare la fune. Infine, attraverso i tenditori di-

sposti in punti opposti della circonferenza, è stato conferito l'adeguato grado di confinamento alla muratura.

Fig. 58 *– Particolare della cerchiatura di una delle finestre della lanterna.*
La muratura, indebolita in corrispondenza delle aperture, è stata puntellata con elementi in legno che vanno a cerchiare l'apertura stessa, evitando lo spanciamento laterale dei maschi murari.
La cerchiatura è stata poi resa solidali ai piedritti attraverso l'utilizzo di fasce di tessuto teflon.

Fig. 59 *– Messa in sicurezza della cella campanaria vista dall'interno della chiesa. Si vedono chiaramente i morali in legno e i nastri in teflon armato che li rendono solidali ai piedritti.*

3.3.2 Messa in sicurezza della cella campanaria

La cella campanaria è costituita da muratura in mattoni pieni e presenta una geometria ottagonale con 4 colonne circolari posizionate nei vertici del quadrato che circoscrive l'ottagono. Le aperture presenti nella cella campanaria hanno una geometria ad arco. In seguito al terremoto il campanile presentava un quadro fessurativo documentato dalle successive immagini.

L'intervento preliminare di messa in sicurezza del campanile si è svolto in tre fasi separate:

Fig. 60 *– Lesioni riscontrate in seguito ai sopralluoghi nella cella campanaria. Ci sono evidenti segni di elementi crollati e discontinuità strutturali, disassamento delle colonne con conseguente spostamento di queste e ampie lesioni a taglio, molte delle quali interessanti tutto lo spessore del pannello murario, in corrispondenza delle aperture della cella.*

I. *<u>Cerchiatura delle aperture ad arco</u>*

Come mostrato dal quadro fessurativo, le aperture presentavano evidenti dissesti dell'arco con lesioni in chiave e alle reni. Sono state inserite delle centine in legno per sostenere il carico influente sull'arco; inoltre grazie alla cerchiatura delle aperture è

stato possibile ridurre le sollecitazioni sui piedritti, limitando così l'apertura delle lesioni già esistenti su di essi.

Fig. 61 *– Centinatura in legno degli archi per la cerchiatura delle aperture della cella campanaria. L'arco presente nella parte superiore delle aperture è stato puntellato attraverso spezzoni in legno disposti a ventaglio fissati ad un elemento orizzontale, con funzione di catena.*

II. *Messa in sicurezza della porzione ottagonale*

Dopo la cerchiatura delle aperture si è proceduto con la cerchiatura della muratura in laterizio. In corrispondenza degli spigoli dell'ottagono sono state inserite, per tutta l'altezza della cella campanaria, delle piastre sagomate in acciaio dello spessore di 5 mm, sulle quali sono stati saldati, a quote prestabilite, degli anelli nei quali far passare le funi che cerchiano il campanile. Sono state utilizzate 4 funi in acciaio aventi diametro di 10 mm; per mezzo dei tenditori infine è stato conferito l'adeguato confinamento.

Fig. 62 *– Le funi vengono opportunamente distanziate dalla muratura per evitare che, in caso di successivo sisma, questa venga recisa dalle funi.*

III. *Messa in sicurezza delle colonne*

Dopo aver messo in sicurezza la cella campanaria si è proceduto col fissare le colonne esterne ad essa. Una volta posizionati i di-

stanziatori in legno tra le due parti si sono ancorate le colonne alla struttura interna con nastri a serraggio automatico.

L'inserimento di distanziatori tra la cella e le colonne si è reso necessario in quanto le colonne perimetrali in muratura non hanno una resistenza flessionale sufficiente a garantire che le cerchiature ne avrebbero impedito il crollo in caso di sisma.

Inoltre la giustapposizione di elementi lignei tra la cella e le colonne ha consentito di ridurre il rischio di crollo per taglio delle colonne stesse, garantendo la stabilità degli inserti in pietra.

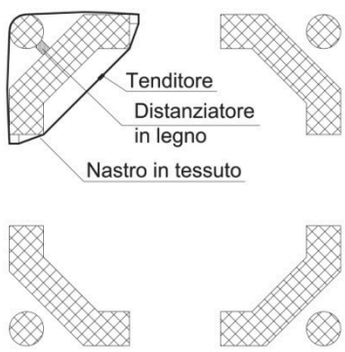


Fig. 63 *– Sezione tratta dall'esecutivo, fase III della messa in sicurezza delle colonne.*

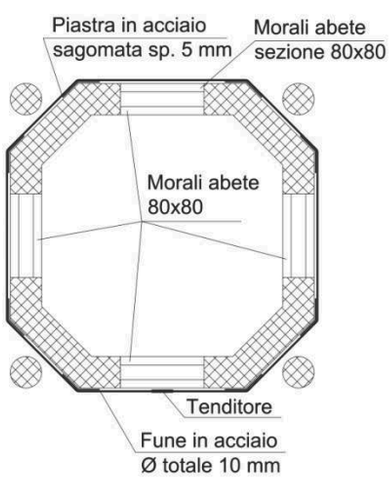


Fig. 64 *– Schema esecutivo degli interventi riguardanti la messa in sicurezza della porzione ottagonale del campanile.*

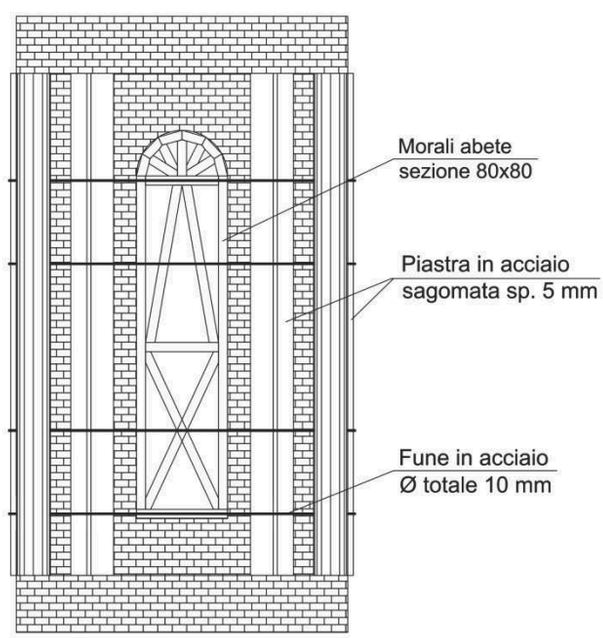


Fig. 65 *– Fase III della messa in sicurezza della cella campanaria. Dopo aver posizionato i nastri in plastica armata e i cavi d'acciaio per la stabilizzazione della cella campanaria si è proceduto con il fissaggio delle colonne.*
Le colonne sono state fissate con una cerchiatura esterna che porta le colonne a contrasto della cella stessa per mezzo di interposti moraletti di legno.

Fig. 66 *– Cella campanaria dopo l'intervento tempestivo di provvisoria messa in sicurezza. Si notano le centinature a raggiera introdotte nelle finestre ad arco in modo da sostenere le parti composte con mattoni disposti a lista radiale. La sovrapposizione di più strati di mattoni senza ingranamento rende questo dettaglio particolarmente debole per effetto di azioni orizzontali.*

Fig. 67 *– Particolare della porzione superiore della cella campanaria. In primo piano troviamo il puntellamento dell'arco e la colonna collegata alla cella mediante i nastri. Si vede anche una parte di fune in acciaio che circonda l'intera struttura passando all'interno di occhielli saldati agli angolari di deviazione delle funi.*

Fig. 68 *– Vista della cella campanaria al termine dei lavori di messa in sicurezza. Poiché questa parte di struttura è risultata tra le più danneggiate della chiesa per effetto del terremoto, le immediate operazioni di stabilizzazione hanno certamente consentito di prevenire il crollo della torre per effetto delle scosse di assestamento che si sono verificate successivamente al sisma.*
Le operazioni di messa in sicurezza hanno richiesto solo alcuni giorni di lavoro, ma sono state possibili solo adattando in cantiere le opere progettate alle diverse situazioni che si sono presentate nel corso dell'esecuzione.

La messa in sicurezza del campanile ha consentito di evitare la perdita del manufatto e l'eventuale danno delle strutture presenti nel raggio d'azione dei conci ricadenti a terra in caso di crollo.
Una volta preservata la stabilità del campanile, si è potuto procedere, di concerto con la Soprintendenza ai beni architettonici, alla redazione di un progetto di consolidamento definitivo che riportasse la torre ad una sufficiente staticità.
Le analisi svolte, lo stato di forte degrado dei materiali, l'impossibilità di stabilizzare parti murarie consistenti in forte pericolo di crollo, hanno fatto propendere per una demolizione controllata ed una successiva ricostruzione a regola d'arte.

CAPITOLO 4.

Modellazione della chiesa e valutazione dello Stato di Fatto

4.1 Realizzazione del modello

L'analisi dell'edificio è stata condotta mediante la messa a punto di un modello numerico basato sulla discretizzazione ad elementi finiti, attraverso il quale la struttura completa della chiesa è stata ricostruita in uno spazio tridimensionale.
In questa fase sono risultate fondamentali tutte le informazioni collezionate mediante il rilievo geometrico, durante il quale sono stati individuati tutti gli allineamenti che costituiscono l'aggregato oggetto di studio, comprensivi di aperture e nicchie presenti. Sulla base di queste informazioni, è stato realizzato un modello che descrive la geometria sia degli elementi murari, sia delle loro connessioni reciproche.
Gli elementi adoperati per la discretizzazione spaziale della struttura sono di tipo monodimensionale ("beam") a 2 nodi, uti-

lizzati per travi e pilastri, e bidimensionali ("plate") a 3 o a 4 nodi per le pareti e per le volte in muratura.

A tutti gli elementi sono state assegnate le caratteristiche geometriche desunte in fase di rilievo, come le dimensioni delle sezioni delle travi o gli spessori dei paramenti murari, e le proprietà meccaniche dei materiali che li costituiscono; al contrario le finiture in gesso, di dimensioni rilevanti ma inefficaci da un punto di vista strutturale, sono state considerate semplicemente come massa applicata alle pareti.

Una sufficiente rigidezza nel piano dei solai, tale da permettere loro di comportarsi da diaframmi rigidi, è generalmente auspicabile, poiché permette di ridistribuire le forze orizzontali proporzionalmente alle rigidezze degli elementi verticali e di utilizzare ipotesi semplificative nella modellazione; disporre di solai che possono essere considerati indeformabili nel loro piano è infatti una delle condizioni da verificare per assicurare la regolarità in pianta di un edificio, e rende lecito il considerare le masse ed i momenti d'inerzia di ciascun orizzontamento concentrati nel centro di massa, riducendo così i gradi di libertà a tre per ciascun piano della costruzione.

Nel caso in esame sono state modellate tutte le volte presenti poiché conferiscono alla struttura un rilevante grado di rigidezza, vincolando tra loro le pareti ed impedendone l'allontanamento o l'avvicinamento in caso di sisma, consentendo così all'intero edificio di acquisire un benefico comportamento scatolare, che ne migliora la risposta in caso di azioni orizzontali.

In seguito a quanto emerso durante i rilievi sul posto è stata individuata la prevalenza di volte a botte realizzate in mattoni disposti in coltello; l'unica eccezione è risultata essere la volta a vela ubicata al centro della navata che mostra una struttura totalmente diversa dalle altre volte presenti. Questa, infatti, è costituita in laterizio forato e cemento armato ed è appesa a travi in

ferro a doppio T (HE) attraverso elementi in acciaio saldati a quest'ultime.

Per eseguirne quindi una fedele riproduzione, la vela è stata modellata con elementi "beam" ai quali sono state attribuite le proprietà del laterizio ed uno spessore tale da tenere in considerazione la rigidezza fornita dallo scheletro in acciaio che la struttura presenta. Inoltre sono state modellate le travi HE alle quali la volta è appesa mediante tondi in acciaio, poiché, oltre a sostenerne la struttura, forniscono un contributo irrigidente non trascurabile ed impediscono i movimenti reciproci degli allineamenti B e C, rendendoli in questo modo solidali. In Figura 69 si riporta la particolare modellazione della volta a vela ubicata al centro della navata.

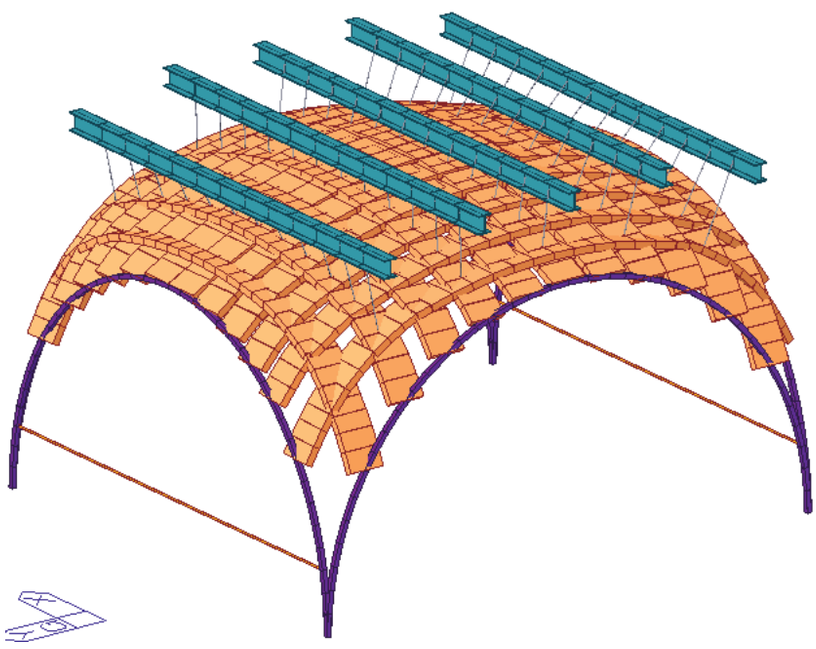


Fig. 69 *– Volta a vela modellata con il programma agli elementi finiti. La volta è su base pressoché quadrata, ma presenta i colmi dei due archi a quote diverse, per questo motivo ha due curvature differenti. Si distingue lo scheletro della volta modellata con elementi beam appesi alle travi in acciaio attraverso elementi "truss" che forniscono l'effetto pendolare.*

Gli impalcati che non hanno una sufficiente rigidezza di piano non vengono modellati, ma sono assegnati i corrispondenti carichi gravanti sulle pareti sulle quali questi scaricano; stesso discorso vale per le coperture, con esclusione della navata centrale, della quale è stata modellata la struttura portante costituita da travetti in calcestruzzo precompresso.

Per quanto riguarda le coperture, il rilievo ha evidenziato che sono tutte realizzate in latero-cemento, in particolare quella in

corrispondenza della navata presenta capriate realizzate con travetti a doppio T in calcestruzzo precompresso e tavellonato sovrastante in laterizio; la spinta della copertura è annullata dalla presenza, sotto ogni capriata, di una catena approssimativamente di diametro $\phi 16$ mm.

Viste le dimensioni in pianta delle coperture della navata centrale e di quelle presenti ai suoi lati e considerato il fatto che sono tutte costituite in latero-cemento, si è ritenuto opportuno tenere in considerazione nel modello l'effettiva rigidezza di questi elementi, poiché capaci di fornire alla struttura un accoppiamento dei movimenti non trascurabile in fase di modellazione, e quindi nella ripartizione delle forze di inerzia fra i diversi elementi che hanno il compito di resistere all'azione sismica. Le coperture in questione sono state perciò inserite nel modello di calcolo attraverso bielle incrociate aventi rigidezza a taglio equivalente a quella fornita dallo spessore del laterizio, e caratteristiche meccaniche definite dai materiali che costituiscono l'impalcato.

Per definire le caratteristiche delle bielle si calcola la rigidezza elastica laterale K_{sol}del solaio con la seguente formula approssimata:

$$K_{sol} = \frac{1}{\frac{(L')^3}{12 \cdot E_c \cdot J} + \frac{L'}{A_S \cdot G_c}}$$

dove con L' è indicata la dimensione del solaio in direzione ortogonale al sisma, con J il momento d'inerzia della sezione, con A_S l'area di taglio, con E_c il modulo elastico del calcestruzzo e con G_c il modulo elastico a taglio.

Determinato K_{sol} lo si eguaglia alla rigidezza elastica della biella equivalente K_b (nel caso di solai approssimativamente quadrati) supposta vincolata al solaio mediante cerniere in modo tale da evitare la trasmissione di momenti. La rigidezza elastica K_b viene determinata attraverso la formula:

$$K_b = \frac{E_b \cdot A_b}{L_b}$$

nella quale A_b è l'area della sezione della biella, E_b è il modulo elastico del materiale della biella e L_b è la lunghezza della biella. Si ottiene quindi un'equazione lineare nell'incognita A_b che viene facilmente risolta.

Applicando il metodo appena descritto, considerando una soletta dello spessore di 40 mm realizzata con un cls di classe 16/20, con modulo elastico pari a $E_{cls} = 28608\ \mathrm{N/mm^2}$ e modulo di elasticità tangenziale paria a $G_{cls} = 11920\ \mathrm{N/mm^2}$ e dividendo la superficie delle coperture in campi quadrati di dimensione approssimativamente pari a 3,10x3,10m^2, si ottiene una rigidezza della copertura laterale che può essere esplicata da bielle costituite dallo stesso materiale, aventi una sezione di circa 230x230 mm^2. Per quanto riguarda invece la copertura della navata si sono modellate bielle dello stesso materiale ma di sezione 300x300 mm^2.

Nelle figure sottostanti si riportano tre viste globali del modello descritto.

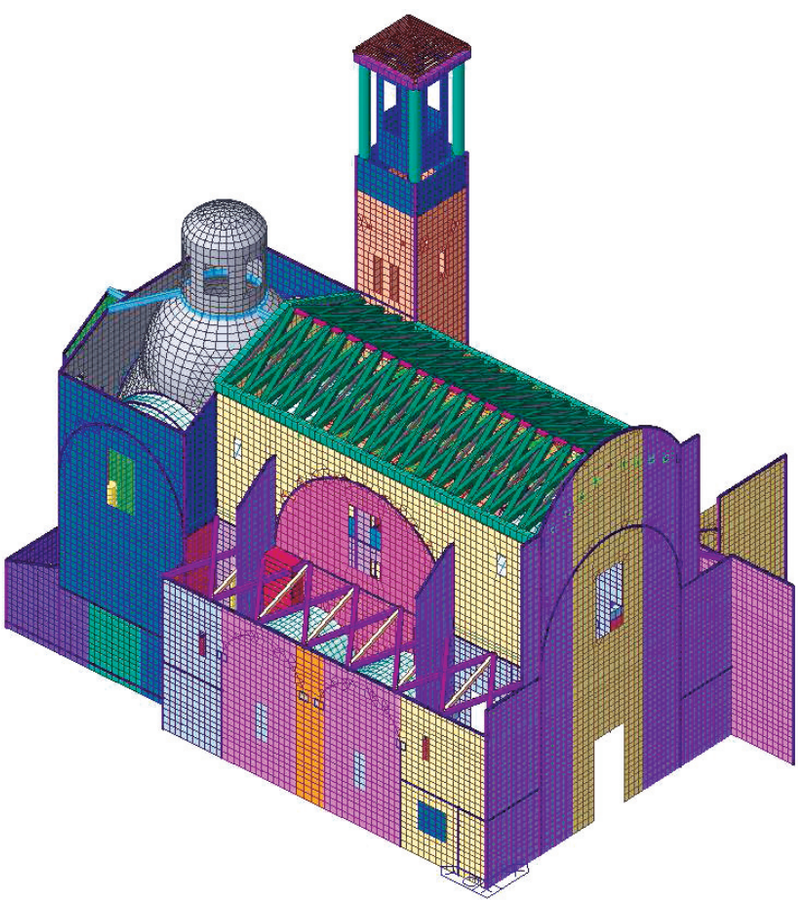


Fig. 70 *– Modello strutturale tridimensionale completo dello Stato di Fatto dell'ex chiesa di San Lorenzo. Vista Nord-Ovest. Si vedono in primo piano le coperture in corrispondenza della navata e della cappella laterale sinistra schematizzate mediante bielle disposte a croce. Al di sotto di queste si trovano le volte a botte della cappella laterale sinistra. Sopra il transetto si vede la cupola sferica sormontata dalla lanterna cilindrica sostenuta dai quattro archi trionfali dei bracci della croce.*

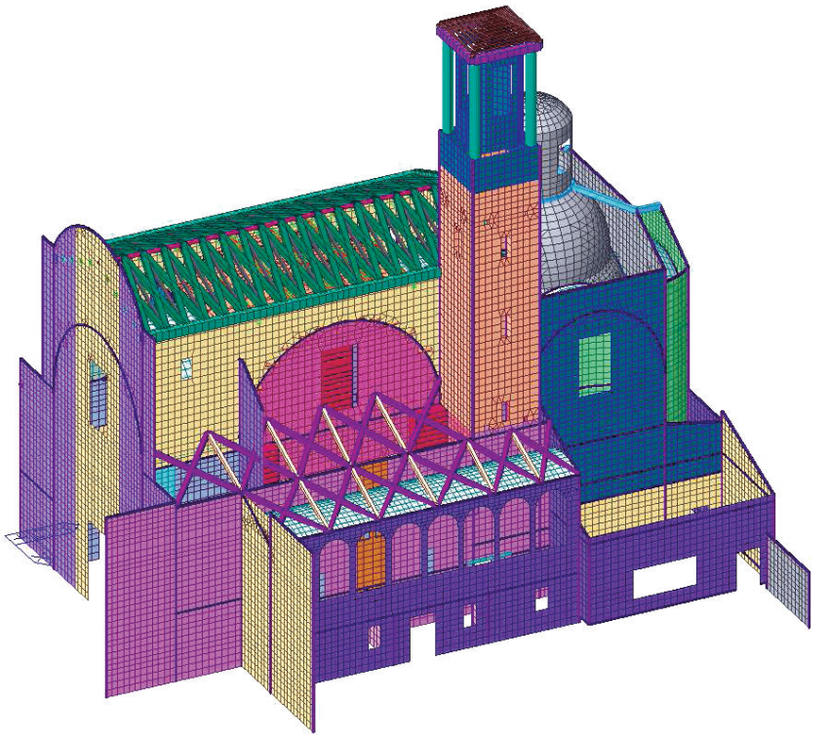


Fig. 71 *– Modello strutturale tridimensionale completo dello Stato di Fatto dell'ex chiesa di San Lorenzo. Vista Sud-Ovest. In questa vista risalta il campanile che si sviluppa in altezza partendo dalla quota del solaio di copertura della cappella laterale. Più esternamente si vede il porticato che si affaccia sul cortile interno della Chiesa. Si notino anche i contrafforti degli edifici confinanti introdotti nel modello allo scopo di simulare l'interazione dell'edificio con le pertinenze adiacenti.*

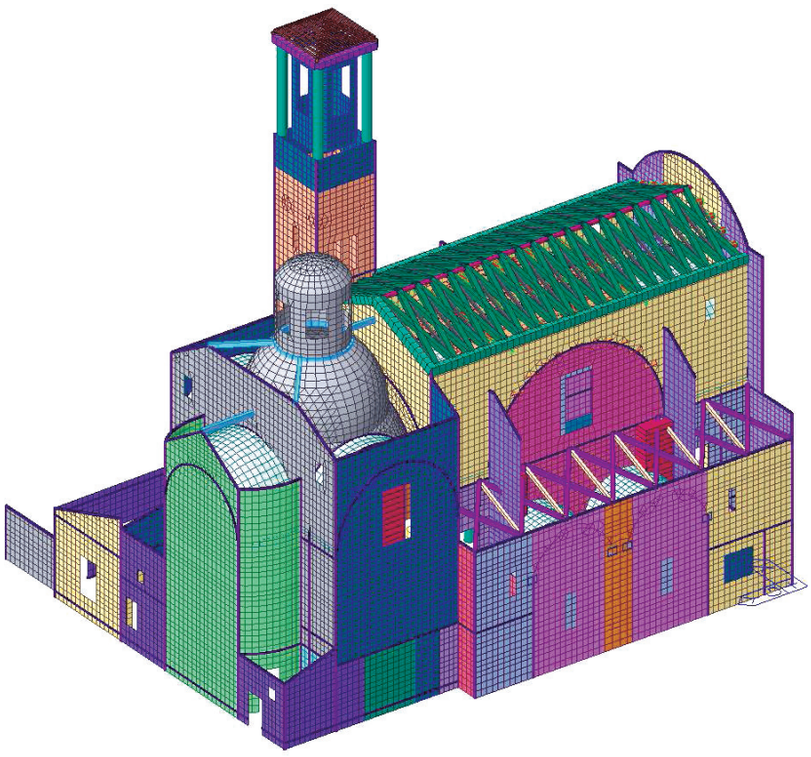


Fig. 72 *– Modello strutturale tridimensionale completo dello Stato di Fatto dell'ex chiesa di San Lorenzo. Vista Nord-Est. L'attenzione è catturata dalla lanterna che si appoggia alla cupola sferica sovrastante il presbiterio. Si possono notare le travi cantonali e di colmo che sostengono l'assito che forma il tetto in corrispondenza della lanterna stessa.*

4.2 Analisi dei carichi

L'esecuzione di accurate operazioni di rilievo e i numerosi sopralluoghi effettuati hanno reso possibile la determinazione dei

profili delle volte e la definizione delle tipologie e delle orditure di solai e coperture presenti.

Ciò è stato indispensabile al fine di determinare correttamente i carichi gravanti su tali elementi strutturali, i quali sono stati poi attribuiti nel modello per simulare uno stato di fatto della struttura il più realistico possibile. Non si sono infatti modellati i solai e la maggior parte delle coperture, come anche tutti quegli elementi non strutturali come i coppi o i pavimenti; questi sono stati semplicemente assegnati come carichi sulle pareti sulle quali scaricano i propri pesi, in modo da simulare le azioni che tali elementi esercitano sulla struttura.

In relazione all'analisi dei carichi, i solai di piano sono stati ipotizzati in latero-cemento; le volte invece sono state modellate con elementi aventi caratteristiche in accordo allo spessore e al materiale che le costituiscono, per cui il peso proprio è stato assegnato nel modello come peso di volume, mentre sono stati introdotti come carichi distribuiti sia i pesi permanenti portati, sia i carichi accidentali.

Per quanto riguarda le coperture anch'esse sono in latero-cemento, e dunque i carichi sono applicati agli elementi stessi.

L'analisi dei carichi definita per i diversi elementi strutturali è riassunta in seguito; si riportano inoltre anche le piante della chiesa con la denominazione di volte, solai e coperture che compaiono nell'analisi dei carichi.

I carichi considerati nei calcoli, suddivisi per le diverse tipologie di volte, risultano essere:

Pesi permanenti strutturali (mattoni in coltello)

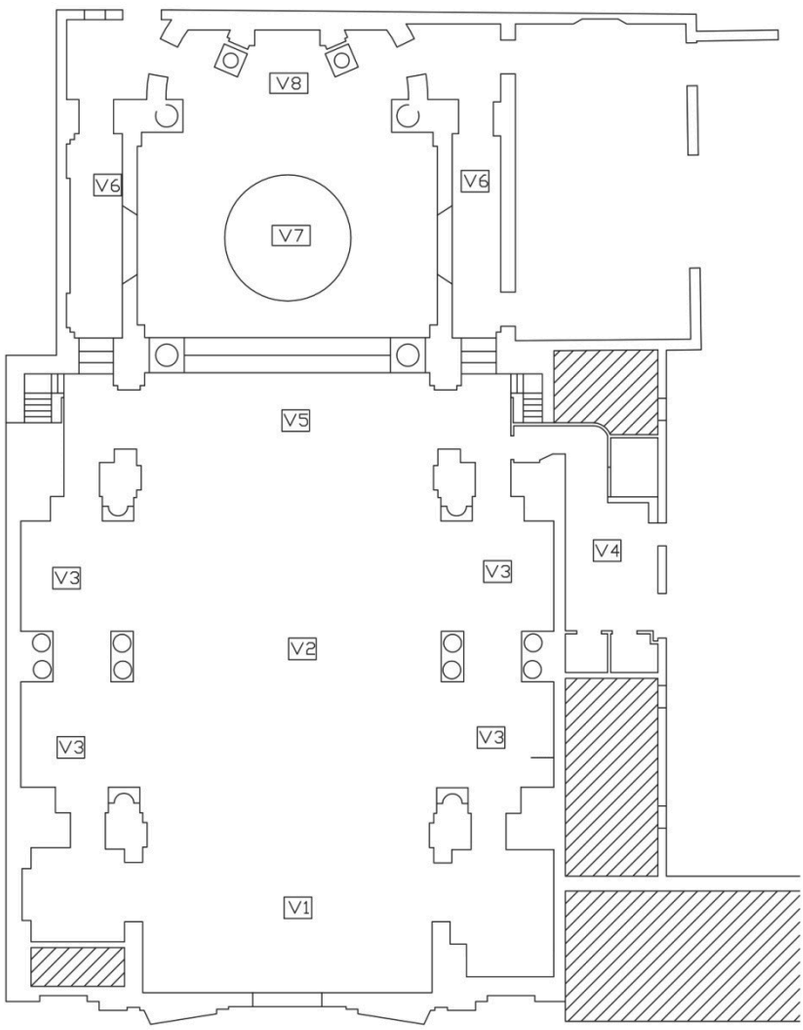
G1	Volta a botte V4 – V9	2,26	kN/m^2
G1	Volta a botte V2	2,56	kN/m^2
G1	Volta a botte V3 – V8	2,86	kN/m^2
G1	Volta a botte V1 – V5 – V6	3,58	kN/m^2
G1	Volta a botte V7	5,40	kN/m^2

Tab. VIII.a *– Pesi permanenti strutturali delle volte a botte calcolati come valore medio di proiezione in pianta.*

Tab. VIII.b *– Pesi permanenti non strutturali e carichi accidentali delle volte a botte.*

	Volte a botte V1 – V9		
G2	Pesi permanenti portati (intonaco)	0,40	kN/m^2
Q	Carico variabile - Coperture e sottotetti	0,50	kN/m^2

Fig. 73 *– Pianta della chiesa in cui viene riportata la numerazione delle volte corrispondente all'analisi dei carichi.*



I carichi considerati nei calcoli relativi ai solai risultano essere:

Tab. VIII.c *– Pesi permanenti strutturali, non strutturali e carichi variabili dei solai in latero-cemento.*

	Solaio piano in latero-cemento S		
G1	Travetti	0,29	kN/m^2
	Tavelloni sp. 6 cm	0,35	kN/m^2
G2	Intonaco	0,40	kN/m^2
	Massetto alleggerito	0,75	kN/m^2
	Pavimento in laterizio	0,40	kN/m^2
Q	Carico variabile	4,00	kN/m^2
	Totale G1	0,64	kN/m^2
	Totale G2	1,55	kN/m^2
	Totale Q	4,00	kN/m^2

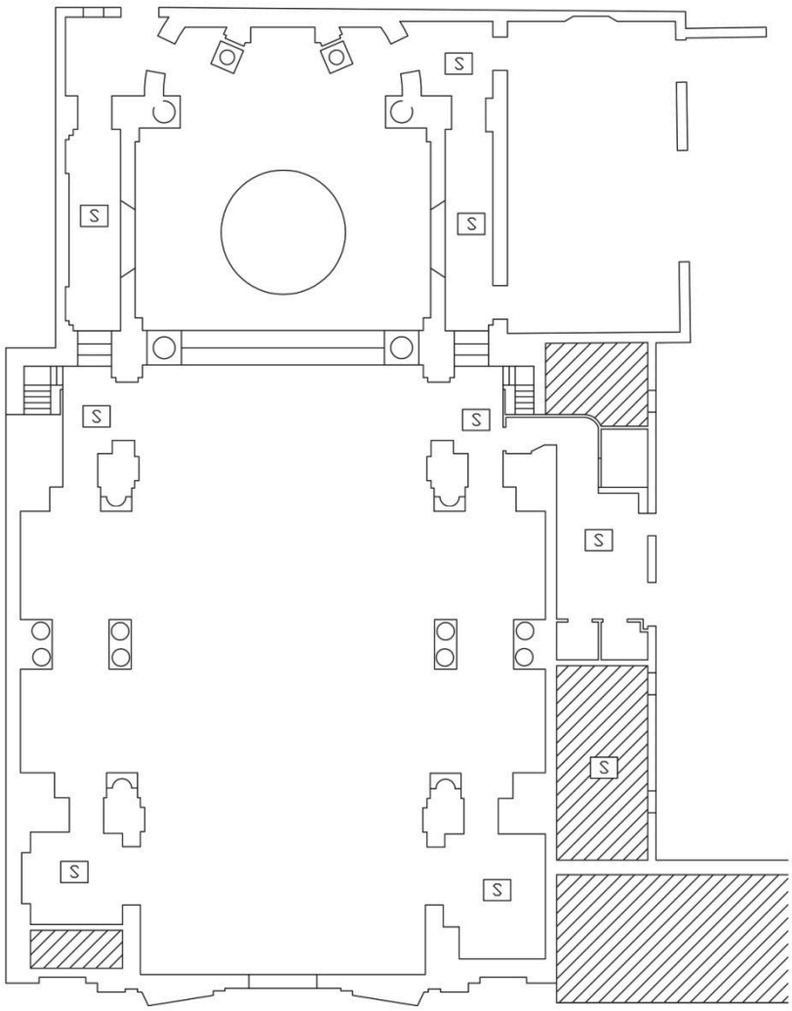


Fig. 74 *– Pianta della chiesa in cui si riporta l'indicazione dei solai corrispondente all'analisi dei carichi.*

I carichi considerati nei calcoli, per le diverse tipologie di coperture, risultano essere:

	Copertura in latero-cemento L		
G1	Solaio in latero-cemento	2,80	kN/m²
G2	Guaina	0,30	kN/m²
	Coppi	0,80	kN/m²
N	Neve	0,80	kN/m²
	Totale G1	2,80	kN/m²
	Totale G2	1,10	kN/m²
	Totale N	0,80	kN/m²

Tab. VIII.d *– Pesi permanenti strutturali, non strutturali e carico della neve relativi alle coperture in latero-cemento.*

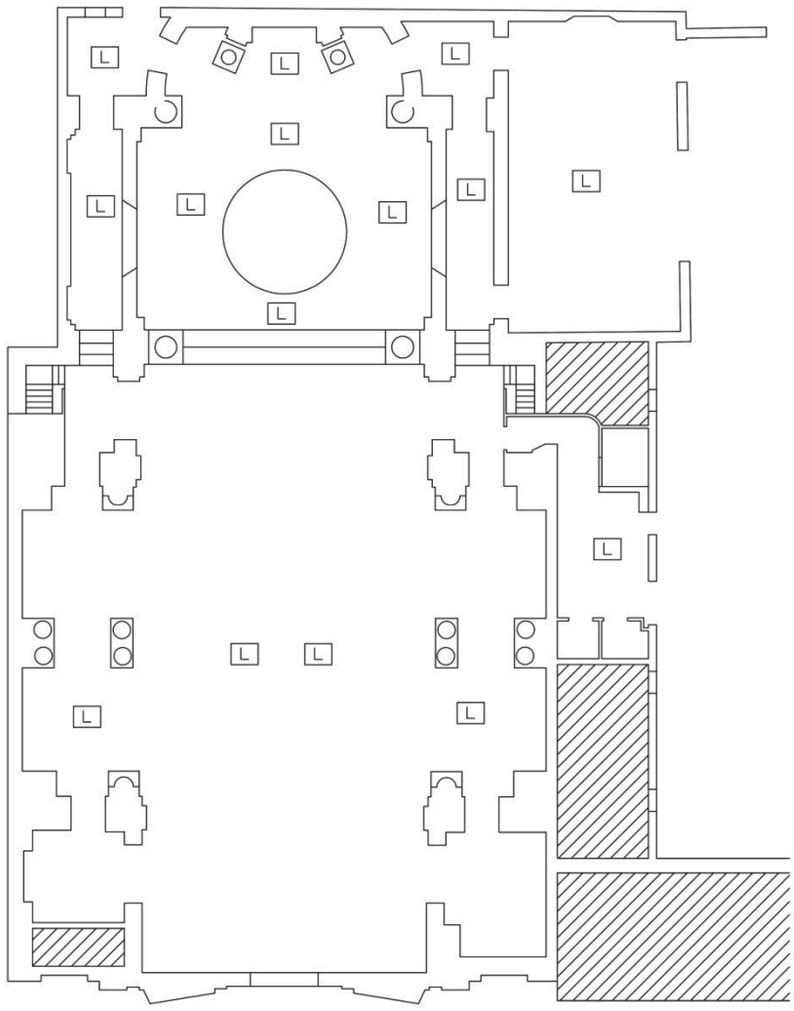


Fig. 75 *– Pianta della chiesa in cui si riporta l'indicazione delle coperture in latero-cemento come definita dall'analisi dei carichi.*

4.3 Analisi modale dello stato di fatto

Primo passo fondamentale per lo studio dello stato di fatto mediante uno studio di vulnerabilità sismica, è l'esecuzione di un'analisi dinamica lineare (modale) con spettro di risposta, applicando lo spettro di progetto relativo ad una probabilità di superamento del 10% nel corso della vita della struttura, come definito dalla normativa vigente e successivamente descritto.

L'analisi modale ha lo scopo di determinare i modi propri di vibrare della struttura e le relative frequenze modali ed è necessaria per determinare la percentuale di massa partecipante in ogni direzione di entrata del sisma. La normativa richiede, infatti, che venga considerato un numero di modi tale da attivare almeno

l'85% della massa totale, consentendo di trascurare invece i modi che ne attivano meno del 5%.

Un ulteriore controllo sui risultati, a conferma di una corretta modellazione numerica, consiste nel verificare che non si producano nel modello modi deformativi con energia di attivazione pressoché nulla; questo comportamento sarebbe in ogni caso attribuibile a errori di connessione del reticolo strutturale che producono movimenti privi di rigidezza.

Per valutare il comportamento dinamico della struttura sono stati considerati i primi 40 modi di vibrare ottenuti dall'analisi dinamica modale, in quanto sufficienti ad eccitare la percentuale di massa richiesta dalla normativa. Così facendo è stato possibile eccitare il 98,28% della massa lungo la direzione X e il 98,21% della massa lungo la direzione Y. Si riporta di seguito la lista dei principali modi di vibrare desunti dall'analisi con le loro frequenze e il loro periodo proprio, assieme alla massa modale attivata e al coefficiente di partecipazione relativo.

Mode No	Frequency		Period	TRAN-X		TRAN-Y	
	(rad/s)	(cycle/s)	(s)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	14,3251	2,2799	0,4386	31,7720	31,7720	0,0004	0,0004
2	17,4807	2,7821	0,3594	0,1395	31,9115	10,5339	10,5343
3	19,1104	3,0415	0,3288	0,5282	32,4397	0,0001	10,5343
4	22,4854	3,5787	0,2794	23,0792	55,5189	0,0034	10,5377
5	27,0418	4,3038	0,2324	0,0084	55,5273	40,3388	50,8765
6	27,4860	4,3745	0,2286	0,2591	55,7863	5,9243	56,8008
7	29,2686	4,6582	0,2147	0,0442	55,8306	1,4169	58,2177
8	33,6534	5,3561	0,1867	0,0081	55,8387	0,6947	58,9124
9	36,3116	5,7792	0,1730	0,0312	55,8699	1,8122	60,7246
10	37.4524	5,9607	0,1678	1,4604	57,3303	0,0024	60,7269
11	38,2882	6,0938	0,1641	0,3864	57,7167	0,0326	60,7596
12	38,4944	6,1266	0,1632	0,6295	58,3462	0,0015	60,7611
13	40,0511	6,3743	0,1569	4,3401	62,6863	0,0082	60,7693
14	41,2061	6,5581	0,1525	1,2342	63,9206	0,0000	60,7693
15	41,6909	6,6353	0,1507	0,9916	64,9121	0,0434	60,8127
16	42,5719	6,7755	0,1476	0,0005	64,9127	0,0114	60,8241
17	43,5193	6,9263	0,1444	4,5288	69,4415	0,0164	60,8406
18	43,8975	6,9865	0,1431	0,4151	69,8566	0,0001	60,8407
19	45,4590	7,2350	0,1382	0,3478	70,2044	0,4076	61,2483
20	47,6064	7,5768	0,1320	0,1727	70,3771	0,2488	61,4971

***Tab. IX** – Riepilogo dei risultati ottenuti dall'analisi modale dello stato di fatto, per ciascun modo di vibrare. È stato considerato un numero di modi tale per cui è stata attivata l'85% della massa complessiva, come richiesto dalla normativa vigente. Per motivi di semplicità si riportano in tabella solamente i valori riferiti ai primi 20 modi di vibrare.*

Nelle figure sottostanti si riportano le deformate dei principali modi di vibrare.

La sovrapposizione dei modi, al fine di calcolare sollecitazioni e spostamenti complessivi, è stata effettuata adottando una combinazione quadratica completa (CQC).

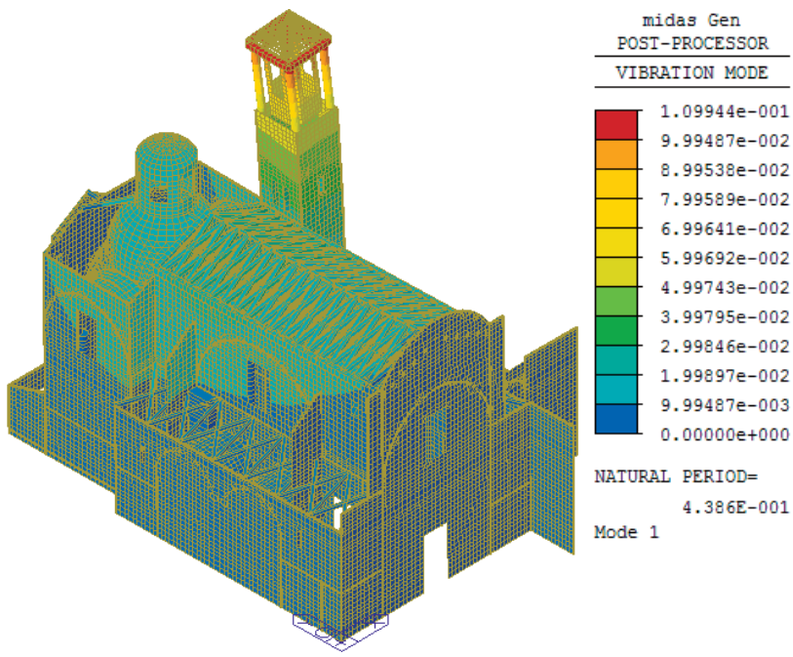


Fig. 76 *– Deformata del I modo di vibrare. La deformata è flessionale con piano di vibrazione circa ortogonale all'asse della navata principale. La presenza del campanile aumenta il movimento in corrispondenza dell'abside.*

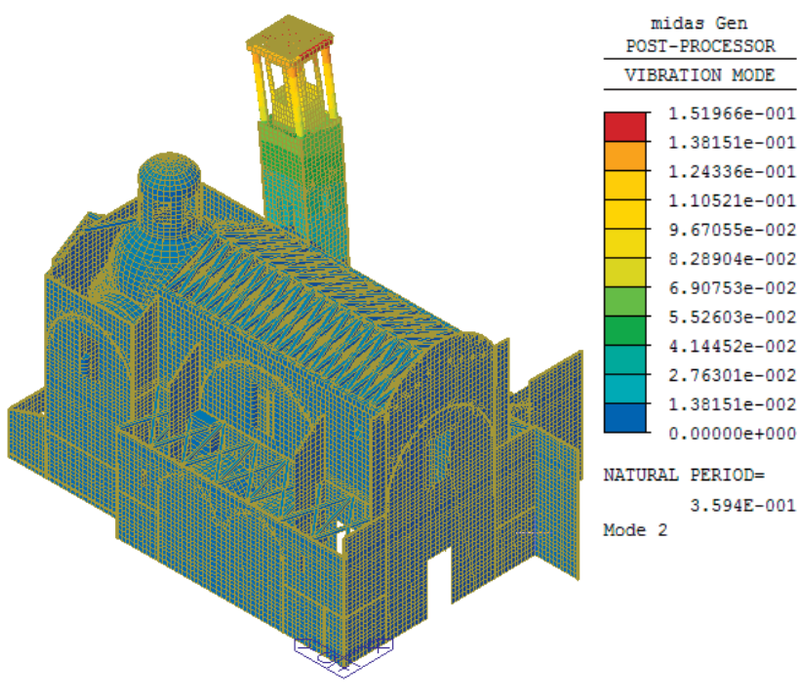


Fig. 77 *– Deformata del II modo di vibrare. La deformata delle pareti allineate con la navata principale risulta di tipo intrecciato rispetto all'asse verticale.*

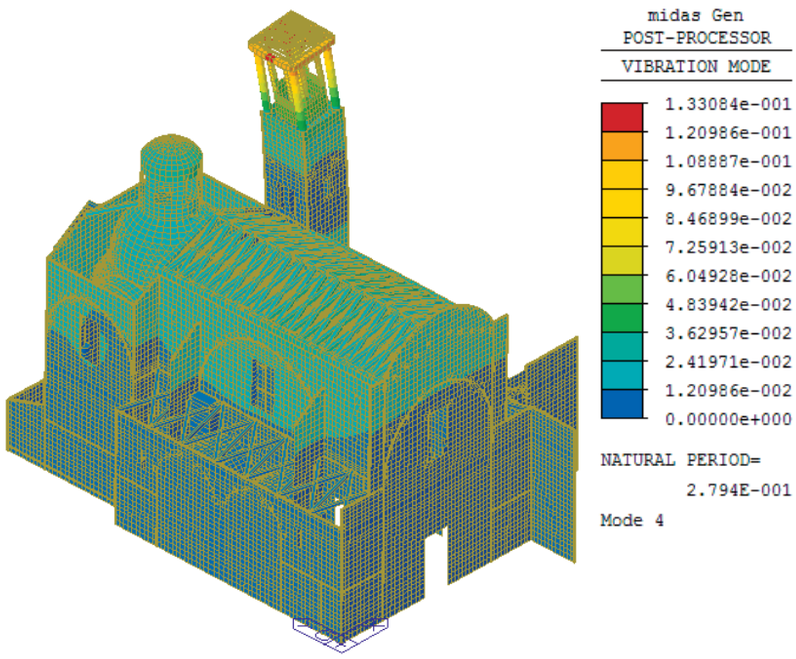


Fig. 78 *– Deformata del IV modo di vibrare. La deformata del IV modo risulta di tipo torsionale con deformazione di tipo tagliante nel piano delle pareti.*

4.4 Definizione dell'azione sismica

Per poter valutare la reale risposta della struttura è di fondamentale importanza determinare correttamente le azioni sismiche di progetto, definite in base alla pericolosità sismica del sito in cui si trova l'edificio. Quest'ultima è descritta dalla probabilità che nel periodo di riferimento V_R, espresso in anni, si verifichi nel sito in questione un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato.

L'azione sismica di progetto è stata determinata attraverso lo spettro di risposta elastico di riferimento atteso in superficie secondo quanto indicato al §3.2.3.2 delle NTC 2008. Quale che sia la probabilità di superamento P_{VR} considerata nel periodo di riferimento, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale dell'azione sismica è definito dalle seguenti espressioni:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right] \quad \text{per } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad \text{per } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right) \quad \text{per } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right) \qquad \text{per } T_D \leq T$$

Per definire correttamente lo spettro di risposta elastico è necessario individuare la categoria del sottosuolo, che viene desunta dell'analisi geologica e dalle prove eseguite sul terreno; per il caso di studio è stata adottata la categoria C.

Per la determinazione dello spettro di progetto vengono definiti i seguenti parametri, inseriti nel foglio di calcolo "Spettri NTC ver. 1.0.3" fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, [4.5] di cui si riportano successivamente le fasi di compilazione:

- vita nominale della costruzione $V_N = 50\ anni$;
- classe d'uso III, a cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U = 1{,}5$;

Ne consegue che:

- il periodo di riferimento rispetto cui valutare le azioni sismiche sulla costruzione vale $V_R = V_N \cdot C_U = 75\ anni$;
- in relazione allo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV), il periodo di ritorno per la definizione dell'azione simica è di 712 anni;
- la probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R per lo stato limite considerato è pari al 10%.

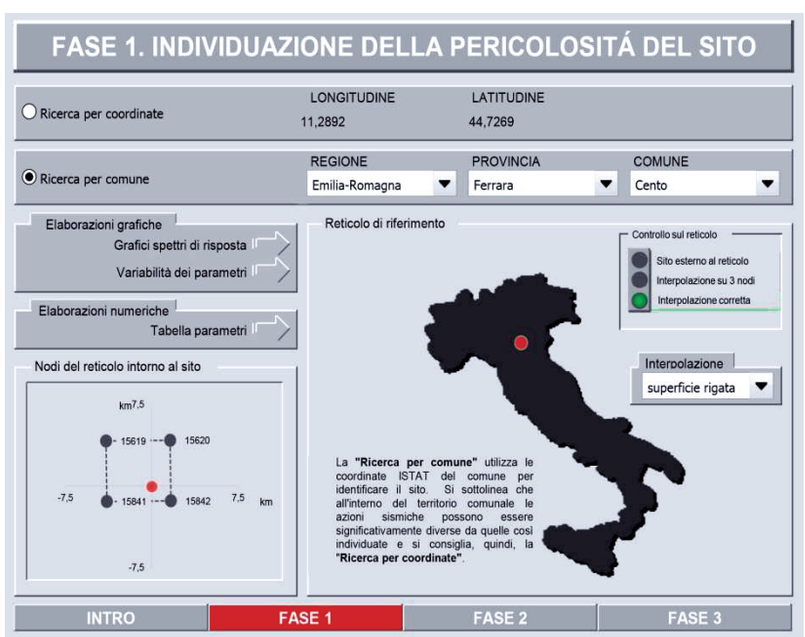


Fig. 79 *– Definizione del sito in cui si trova la chiesa del San Lorenzo.*

Fig. 80 *– Definizione dei parametri sismici relativi alla tipologia dell'edificio.*

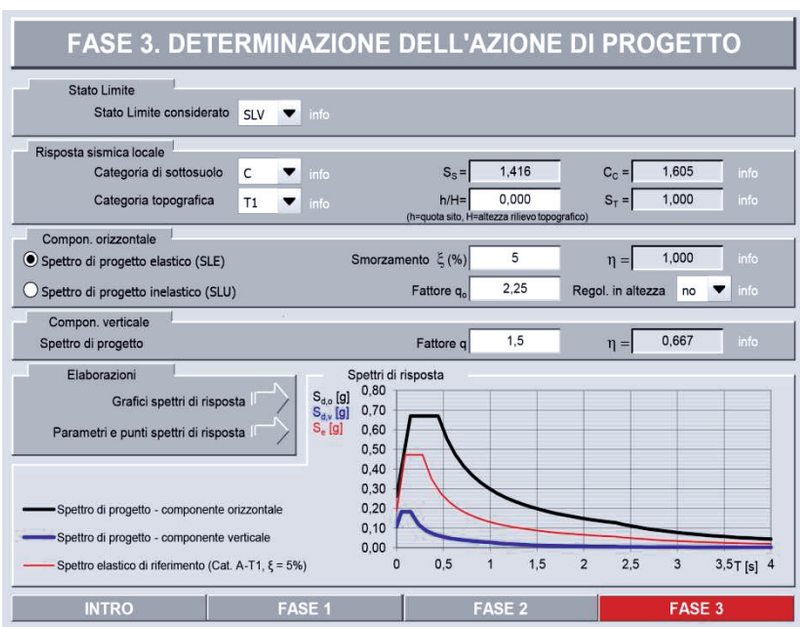


Fig. 81 *– Determinazione delle azioni sismiche di progetto.*

Per il caso in esame si ottengono i parametri riferiti ad un tempo di ritorno $T_R = 712$ anni, che per chiarezza vengono riassunti in tabella seguente.

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati solo per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s.

***Tab. X** – Riepilogo dei parametri indipendenti e dipendenti necessari per la definizione dello spettro di progetto.*

PARAMETRI INDIPENDENTI	
$a_g[g]$	0,185
F_0	2,560
$T_C{}^*[s]$	0,276
S_S	1,416
C_C	1,605
S_T	1,000
q	2,250

PARAMETRI DIPENDENTI	
S	1,416
η	0,556
$T_B[s]$	0,148
$T_C[s]$	0,444
$T_D[s]$	2,339

Il moto orizzontale generato dal sisma viene considerato composto da due componenti traslazionali indipendenti, chiamate X e Y, agenti ortogonalmente tra loro e caratterizzate dallo stesso spettro di risposta.

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche allo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. Per le componenti orizzontali dell'azione sismica, la normativa vigente propone di assumere un coefficiente di struttura $q = 2{,}25$ per la tipologia strutturale analizzata.

Una volta noti questi parametri si calcola lo spettro di risposta di progetto per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, che viene riportato nelle figure 80-82.

Le verifiche agli stati limite ultimi sono effettuate combinando l'azione sismica con le altre azioni come si riporta di seguito:

$$G_k + E + \sum_j (\psi_{2j} \cdot Q_{kj})$$

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + \sum (\psi_{2j} \cdot Q_{kj})$$

ove i coefficienti ψ_{2j} risultano pari a 0,3 per ambienti ad uso residenziale, 0,6 per gli ambienti suscettibili di affollamento e 0 per l'azione della neve riferite a coperture a quota inferiore ai 1000 m s.l.m.

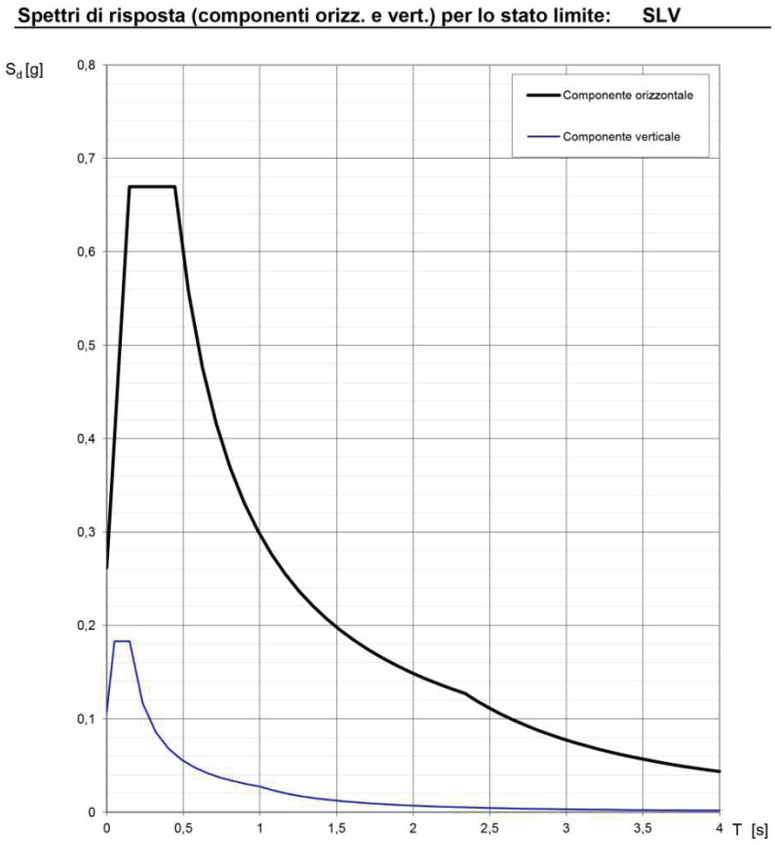


Fig. 82 *– Spettri di risposta di progetto per componenti orizzontali e verticali per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).*

Sviluppando le formule sopra indicate si ottengono un totale di 13 combinazioni, che sono state prese in considerazione per le verifiche degli elementi strutturali.

Se si indica con:

- *PP*: peso proprio della struttura;
- *G1*: peso proprio permanente;
- *G2*: peso proprio permanente portato;
- *Q1*: carico variabile degli ambienti suscettibili ad affollamento – Categoria C;
- *Q2*: carico variabile degli ambienti suscettibili ad affollamento – Categoria H;
- *N*: carico variabile della neve;
- *Sisma-X (RS)*: contributo del sisma in direzione X;
- *Sisma-Y (RS)*: contributo del sisma in direzione Y;

si può esprimere la combinazione delle varie condizioni di carico nella seguente forma tabellare:

***Tab. XI** – Riepilogo delle combinazioni di carico prese in considerazione ai fini di una corretta analisi statica e sismica della struttura.*

Combinazione	PP	G1	G2	Q1	Q2	N	Sisma-X	Sisma-Y
gLCB1	1,30	1,30	1,50	1,50	1,05	-	-	-
gLCB2	1,30	1,30	1,50	1,05	1,50	-	-	-
gLCB3	1,30	1,30	1,50	1,50	1,05	0,75	-	-
gLCB4	1,30	1,30	1,50	1,05	1,50	0,75	-	-
gLCB5	1,30	1,30	1,50	1,05	1,05	1,50	-	-
gLCB6	1,00	1,00	1,00	0,60	0,00	-	1,00	0,30
gLCB7	1,00	1,00	1,00	0,60	0,00	-	1,00	-0,30
gLCB8	1,00	1,00	1,00	0,60	0,00	-	0,30	1,00
gLCB9	1,00	1,00	1,00	0,60	0,00	-	-0,30	1,00
gLCB10	1,00	1,00	1,00	0,60	0,00	-	-1,00	-0,30
gLCB11	1,00	1,00	1,00	0,60	0,00	-	-1,00	0,30
gLCB12	1,00	1,00	1,00	0,60	0,00	-	-0,30	-1,00
gLCB13	1,00	1,00	1,00	0,60	0,00	-	0,30	-1,00

4.5 Verifiche di sicurezza allo stato di fatto

L'analisi dinamica lineare con spettro di risposta ha permesso di calcolare le azioni agenti sugli elementi strutturali in caso di sisma, è stato così possibile eseguire le seguenti verifiche di sicurezza in corrispondenza delle pareti in muratura per i singoli allineamenti. In particolare i punti più significativi nei quali si è voluto conoscere lo stato di sollecitazione sono quelli in corrispondenza dei solai di piano, delle coperture ed in prossimità delle aperture, le quali rappresentano punti di debolezza negli elementi, poiché rendono discontinua la muratura e di conseguenza contribuiscono alla generazione di picchi di tensione localizzati.

Per ogni parete continua in altezza si è valutato lo stato tensionale in corrispondenza della base, di una o più quote intermedie in base alla lunghezza, e della sommità. In presenza di solai, oltre alle precedenti, si sono considerate anche le sezioni immediatamente sopra e sotto di questi, mentre nel caso di aperture sono state valutate anche le tensioni in prossimità della base, della sommità e ad una quota intermedia del vano.

In figura 82 si riporta come esempio l'allineamento della facciata della chiesa.

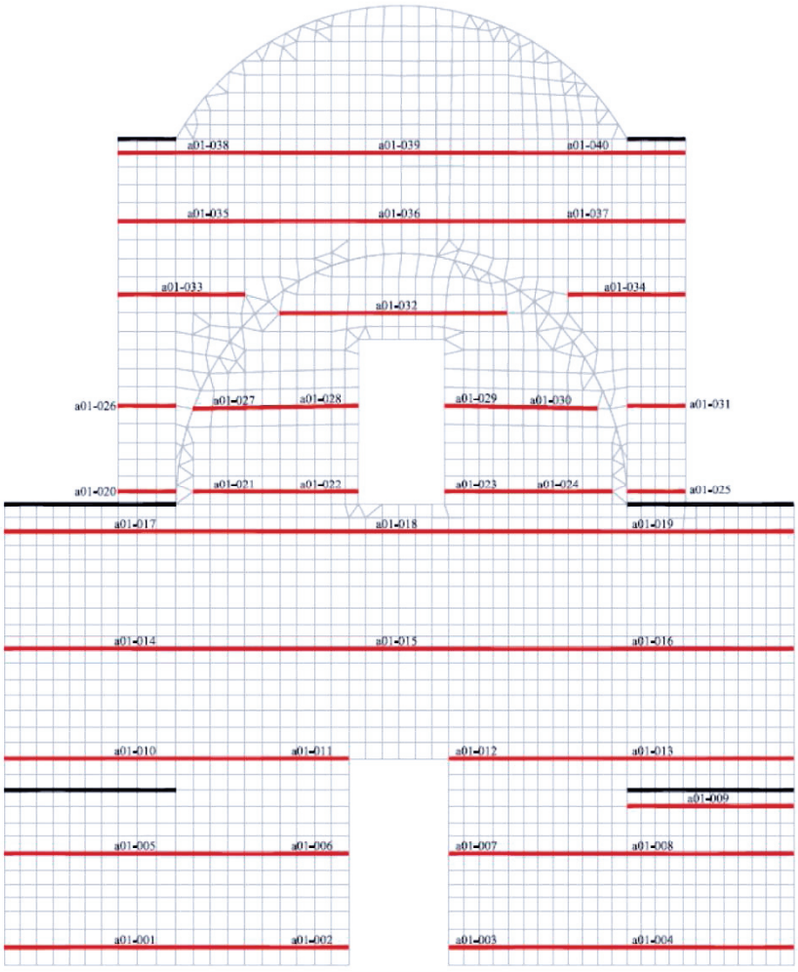


Fig. 83 *– Allineamento 1, corrispondente alla facciata della chiesa. Sono visibili gli elementi "plate" attraverso i quali è stata modellata la parete. In rosso sono indicate la posizione e la numerazione delle section-cut, ovvero delle sezioni nella quali sono state condotte le verifiche, in nero invece sono indicati i solai di piano. Le section-cut sono state interrotte ogni volta che si è incontrata una variazione dello spessore del paramento murario, in corrispondenza di tutte le intersezioni della parete oggetto di verifica con allineamenti ortogonali ad essa, ed alle quote che delimitano le aperture presenti in ciascuna parete.*

Ai fini della verifica di sicurezza la resistenza di ogni elemento strutturale resistente al sisma deve risultare maggiore della sollecitazione agente per ciascuna delle seguenti modalità di collasso: taglio nel piano della parete, pressoflessione nel piano della parete e pressoflessione fuori dal piano. Si riportano nei seguenti paragrafi le metodologie di verifica adottate.

4.5.1 Verifica a taglio diagonale nel piano

La verifica a taglio delle sezioni significative di ciascun elemento strutturale è valutata per mezzo della seguente relazione:

$$V_t = l \cdot t \cdot \frac{1{,}5 \cdot \tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1{,}5 \cdot \tau_{0d}}}$$

Le grandezze che entrano in gioco sono

- l: lunghezza del pannello;

- t: spessore del pannello;
- τ_{0d}: resistenza a taglio di calcolo della muratura, valutata come $\tau_{0d} = \tau_0/(\gamma_m \cdot FC)$;
- b: coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, per tenere conto della snellezza della parete. Si può assumere $b = h/l$ ma comunque deve risultare $1 \leq b \leq 1{,}5$;
- h: altezza del pannello;
- σ_0: tensione normale media riferita all'area totale della sezione, calcolata come $N/(l \cdot t)$, con N forza assiale agente, positiva se di compressione.

4.5.2 Verifica a pressoflessione nel piano

La verifica a pressoflessione per tutte le sezioni di ogni elemento strutturale si sviluppa confrontando il momento di calcolo agente con il momento resistente ultimo calcolato assumendo la muratura non agente a trazione ed un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare, il momento ultimo M_u corrispondente al collasso per pressoflessione viene calcolato come:

$$M_u = \left(\frac{l^2 \cdot t \cdot \sigma_0}{2}\right) \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0{,}85 \cdot f_d}\right)$$

dove:

- σ_0: tensione normale media riferita all'area totale della sezione, calcolata come $N/(l \cdot t)$. N è la forza assiale agente, positiva se di compressione; se N è di trazione risulta $M_u = 0$;
- f_d: resistenza a compressione di calcolo della muratura, valutata come $f_d = f_m/(\gamma_m \cdot FC)$.

4.5.3 Verifica a pressoflessione fuori dal piano

Il valore del momento di collasso per le azioni perpendicolari al piano della parete è calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a $0{,}85 \cdot f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

Viene impiegata la formula già vista per la verifica a pressoflessione nel piano della parete:

$$M_u = \left(\frac{l \cdot t^2 \cdot \sigma_0}{2}\right) \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0{,}85 \cdot f_d}\right)$$

Si riporta in figura 84 la pianta del San Lorenzo con l'indicazione degli allineamenti considerati.

Dall'analisi del comportamento della struttura allo stato di fatto è emerso che questa mostra un'adeguata risposta alle azioni sismiche, con riferimento allo spettro di progetto ridotto al 15%. I risultati ottenuti in seguito alle verifiche condotte hanno quindi reso possibile la definizione di un punto di partenza dal quale iniziare a valutare e progettare gli interventi da realizzare per ripristinare la continuità muraria dove è venuta a mancare, per riparare le lesioni che si sono create e, più in generale, per rinforzare la struttura nel suo complesso.

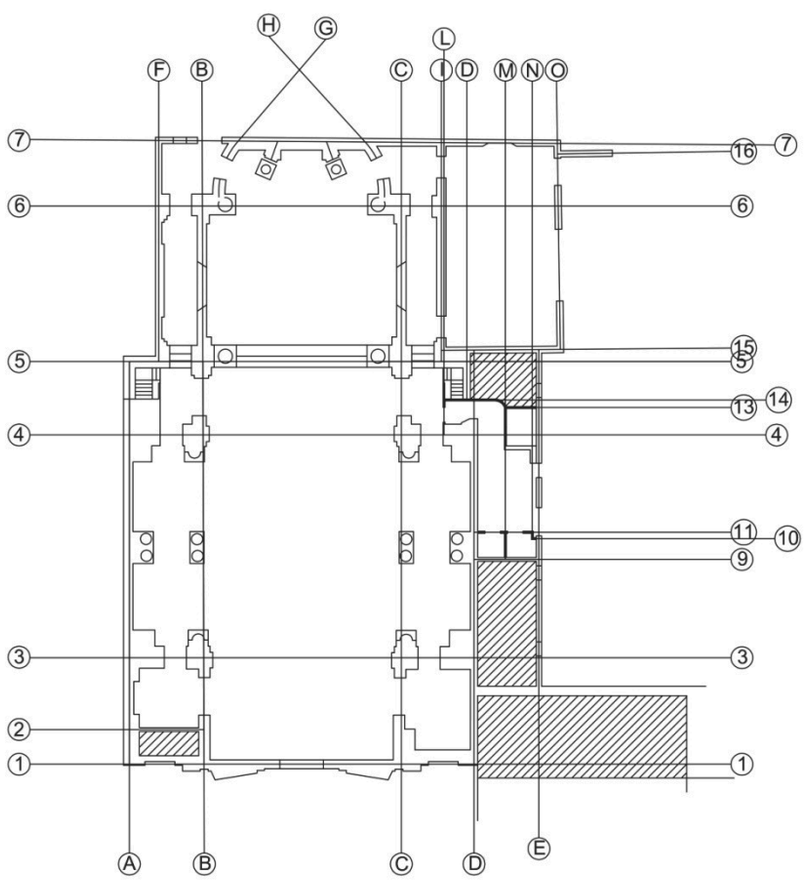


Fig. 84 *– Pianta della chiesa riportante l'indicazione degli allineamenti sui quali sono state condotte le verifiche a taglio e a pressoflessione nel piano e fuori da esso.*

Il progetto degli interventi di riparazione e miglioramento deve tenere conto di molti fattori contrastanti. Da un lato, il mantenimento del carattere storico architettonico dell'opera non consente l'introduzione di elementi resistenti in integrazione alla fabbrica se essi non sono o perfettamente mimetizzati o del tutto riconoscibili come incongrui con l'impianto originario dell'opera.
Dall'altro, il carattere di spazio pubblico richiede che il valore minimo di protezione sismica del bene sia tale che le conseguenze di un terremoto distruttivo non provochino perdita di vita umane e distruzione totale del bene.
La mediazione di questi due aspetti contrastanti richiede una profonda conoscenza dei meccanismi resistenti di murature storiche, e le modalità con le quali gli interventi locali interagiscono con il comportamento generale dell'opera, ivi considerate anche le appendici non strutturali.
Da questo deriva che non esiste un'unica soluzione al problema del consolidamento, e che non è possibile conservare integralmente l'originalità di un'opera se essa deve essere riparata dopo un sisma severo.
Sta al Progettista garantire che la riconoscibilità storica dell'opera non venga alterata dal sistema di interventi che ne mitigano la vulnerabilità, principalmente attraverso una saggia ripartizione tra interventi locali mimetici e interventi a scala globale di piena riconoscibilità.

CAPITOLO 5.

Stato di progetto e valutazione degli interventi

Dopo aver verificato il livello di vulnerabilità della struttura nello stato di fatto, si può procedere alla valutazione degli interventi di miglioramento sismico necessari per l'edificio.

Tali interventi devono essere definiti in modo da garantire al complesso architettonico un adeguato comportamento nei confronti sia dei carichi verticali, sia delle azioni orizzontali. In relazione al loro effetto, gli interventi possono avere efficacia a livello locale o globale; gli interventi localizzati servono principalmente a sanare deficienze puntuali dell'organismo murario, e non sono trasposti in modifiche del modello di calcolo tali che se ne possa controllare l'effetto per via numerica. Gli interventi generalizzati invece sono tali da modificare il comportamento dinamico della struttura, e devono quindi essere introdotti all'interno del modello di calcolo in modo da poter verificare

l'effetto che essi provocano nello stato di sollecitazione degli elementi strutturali che compongono la struttura.
Sono stati schematizzati in termini di elementi finiti gli interventi d'inserimento delle catene in corrispondenza delle volte e, ove ritenuto necessario, della realizzazione di architravi in cemento armato posti in prossimità di alcune aperture, in quanto alterano la distribuzione delle azioni interne nelle pareti.
Al fine di ripristinare le numerosissime lesioni riscontrate sono stati messi in opera interventi di scuci-cuci della tessitura muraria e ristilatura dei giunti dopo l'inserimento di barre di fibre di basalto; queste ultime operazioni tuttavia non sono state modellate in quanto anche le fessure stesse delle pareti non sono presenti nel modello.
Poiché l'edificio presenta un carattere monumentale che deve essere mantenuto senza alterazioni allo stato di conservazione, è stato possibile realizzare solo quegli interventi che non causavano la perdita di originalità e riconoscibilità delle linee architettoniche del bene. In particolare il complesso degli interventi è stato modulato per operare solo nelle zone prive di abbellimenti, affreschi o caratteri storici che era necessario preservare. Tale scelta del tipo e posizione degli interventi ha richiesto un lavoro di iterazione sia dell'analisi, sia delle verifiche locali, al fine di alzare la soglia del livello di protezione sismica al 30% delle azioni dovute allo spettro di progetto, livello basso ma considerato in generale accettabile per edifici monumentali.

5.1 Analisi modale dello stato di progetto

Al fine di analizzare il comportamento dinamico della struttura, è stata condotta anche per lo stato di progetto un'analisi dinamica modale. Considerando i primi 40 modi di vibrare, è possibile eccitare il 98,03% della massa lungo la direzione X e il 97,86 % della massa lungo la direzione Y. Si riporta di seguito la lista dei modi di vibrare desunti dall'analisi con le frequenze e il periodo

proprio corrispondente, assieme alla massa modale attivata e al coefficiente di partecipazione relativo.

Mode No	STATO DI FATTO	STATO DI PROGETTO	DIFFERENZA PERCENTUALE
	Period (s)	Period (s)	(%)
1	0,4386	0,4559	3,9
2	0,3594	0,3602	0,2
3	0,3288	0,3534	7,5
4	0,2794	0,3288	17,7
5	0,2324	0,2842	22,3
6	0,2286	0,2744	20,0
7	0,2147	0,2550	18,8
8	0,1867	0,2319	24,2
9	0,1730	0,2175	25,7
10	0,1678	0,1986	18,4
11	0,1641	0,1850	12,7
12	0,1632	0,1801	10,4
13	0,1569	0,1776	13,2
14	0,1525	0,1658	8,7
15	0,1507	0,1631	8,2
16	0,1476	0,1596	8,1
17	0,1444	0,1582	9,6
18	0,1431	0,1520	6,2
19	0,1382	0,1460	5,6
20	0,1320	0,1428	8,2

Tab. XII *– Confronto tra i periodi dei primi 20 modi di vibrare riferiti allo stato di fatto ed allo stato di progetto. In tabella viene posta l'attenzione sulla differenza percentuale tra i valori.*

5.2 Descrizione degli interventi

Gli interventi hanno come obiettivo quello di ripristinare i requisiti funzionali della struttura originale, senza però alterarla, in ragione dei numerosi vincoli architettonici cui essa è sottoposta.
Tra i dissesti più evidenti l'edificio presenta numerose lesioni nei paramenti murari, come ampiamente documentato nel paragrafo 3.2; al fine di ripristinare i dissesti riscontrati, verranno messi in opera interventi di scuci-cuci della tessitura muraria. Si procederà poi con la sostituzione degli architravi dove risulta evidente che quelli in muratura non svolgono correttamente la loro funzione di ripartizione dei carichi ed inoltre verranno disposte le catene nelle volte per conferire un migliore comportamento globale alla struttura.

Di seguito vengono riportati dettagliatamente gli interventi attuati con anche i calcoli dei relativi dimensionamenti.

5.2.1 Sostituzione dell'architrave

Nelle pareti adiacenti all'abside sono state riscontrate lesioni a taglio che si sviluppano lungo tutta l'altezza dei pannelli murari; ai fini di ripristinare il corretto comportamento della muratura e un'adeguata ridistribuzione delle sollecitazioni si è proceduto con la sostituzione dell'architrave in muratura con un architrave in cemento armato realizzato in opera, inserito nella parete per una profondità di 40 cm.

Il compito dell'architrave è, infatti, quello di sostenere una parte della muratura sovrastante in corrispondenza delle aperture presenti e consentire una corretta ridistribuzione delle tensioni sui piedritti attraverso un effetto catena.

Ai fini del dimensionamento è lecito ritenere che la porzione di muratura gravante sull'architrave abbia la forma di triangolo equilatero di dimensioni

$$l_t = l_n + \frac{2}{3}a = 150 \text{ cm}$$

$$h_t = \frac{l_t}{2} \cdot tg\ 60° = 130 \text{ cm}$$

dove l_n è la luce netta che corrisponde alla distanza tra le spalle dell'apertura, l_t è la luce teorica, considerata come la distanza tra le rette d'azione delle reazioni vincolari ed h_t è l'altezza della porzione di muratura gravante sull'architrave.

I carichi che sollecitano l'architrave sono:

***Tab. XIII** – Carichi complessivi gravanti sull'architrave.*

Muratura spessore 0,65 m	11,70	kN/m²
Intonaco	0,40	kN/m²
Totale	12,10	kN/m²

Il carico ripartito sulla lunghezza teorica l_t è 7,9 kN/m.

Si è deciso di disporre 4 strisce in fili di acciaio unidirezionali tipo "Kimisteel 1500" in corrispondenza dell'intradosso delle aperture presenti nelle pareti, e di realizzare in opera un archi-

trave in c.a. costituito da 4Ø14 in acciaio tipo B450C e staffe Ø6 a passo 200 mm annegati in malta tissotropica ad alta resistenza.

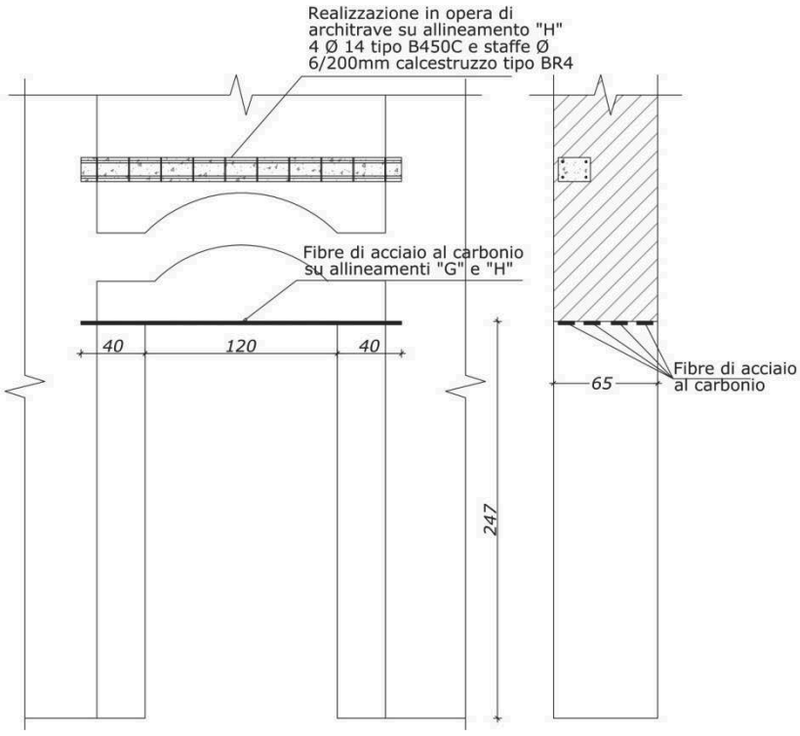


Fig. 85 *– Vista frontale e in sezione del paramento murario riportante i dettagli dell'intervento di sostituzione dell'architrave eseguito. È stata realizzata in opera una trave in c.a. posizionata all'interno della muratura; inoltre sono state disposte fibre di acciaio al carbonio in corrispondenza dell'intradosso dell'apertura.*

Il peso complessivo Q_{tot} del concio di muratura e dell'architrave risulta essere, dopo essere stato fattorizzato,

$$Q_{tot} = 1.3 \cdot (7{,}9 + 0{,}75) = 1{,}3 \cdot 8{,}65 = 11{,}25\ \mathrm{kN/m}$$

Il momento flettente massimo generato da questo carico distribuito è:

$$M_{max} = M_{Ed} = \frac{Q_{tot} \cdot l_t^2}{8} = \frac{11{,}25 \cdot 1{,}5^2}{8} = 3{,}16\ \mathrm{kNm}$$

mentre il momento resistente fornito dall'architrave è pari a $M_{c,Rd} = 12{,}09\ \mathrm{kNm}$, calcolato come mostrato di seguito.

La verifica a flessione semplice risulta pertanto soddisfatta, poichè è verificata la disuguaglianza $\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$.

Si è ritenuto opportuno effettuare inoltre una verifica allo schiacciamento della muratura in corrispondenza degli appoggi dell'architrave.

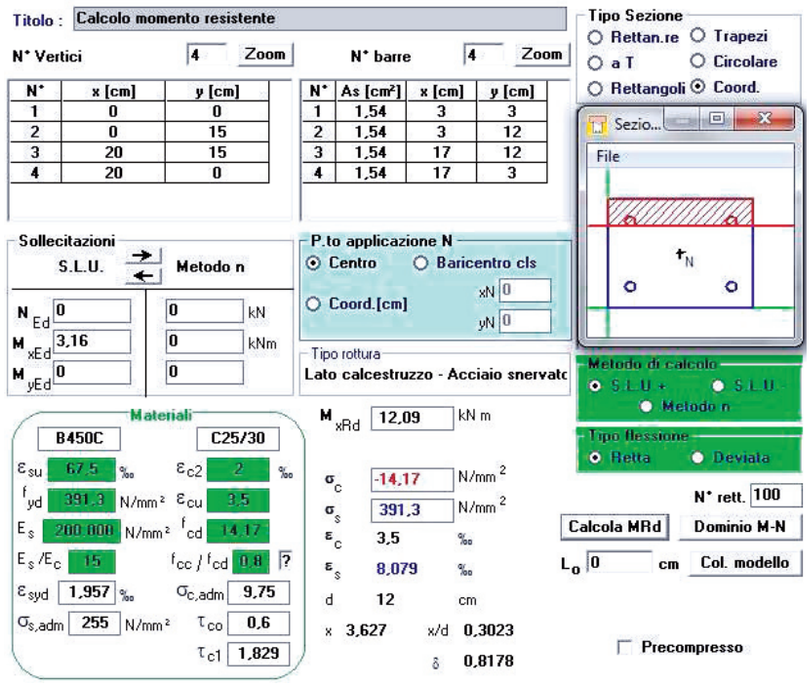


Fig. 86 *– Calcolo del momento resistente fornito dal nuovo architrave in cemento armato realizzato in opera. Il dimensionamento è stato svolto con l'ausilio del programma Vca-Slu (Verifica Cemento Armato Stato Limite Ultimo) realizzato dal Prof. Ing. Piero Gelfi [5.3].*

La forza di compressione generata dal profilo sulla muratura vale:

$$N_{Ed} = \frac{(7{,}9 + 0{,}75) \cdot l_t}{2} = 6{,}5 \text{ kN}$$

che, ripartita sulla sezione d'appoggio di dimensioni 0,2x0,4 m^2, genera una tensione pari a 52,75 kN/m^2, inferiore alla resistenza a compressione della muratura valutata pari a 7 MPa.

Si è ritenuto inoltre necessario l'inserimento in opera di 3 architravi analoghi, della lunghezza di 5m, posizionati sopra il portale della chiesa.

Fig. 87 *– Preparazione del supporto prima di procedere all'applicazione del materiale composito; la superficie d'applicazione viene quindi pulita e depolverata per migliorare l'adesione della resina che successivamente viene stesa in modo uniforme su di essa.*

Fig. 88 *– Una volta preparato il supporto, si applicano i nastri unidirezionali in filamenti in acciaio al carbonio ad alta resistenza da 1500 g/m² di tipo "Kimisteel 1500" con l'accorgimento di farli ben aderire al supporto per non comprometterne efficacia e prestazioni.*

Fig. 89 *– Per migliorare l'efficacia dell'intervento, si stende un secondo strato di resina sul quale viene poi posizionata una striscia di tessuto in fibra di carbonio. Questa verrà successivamente ricoperta da un ultimo strato di resina per rendere il tutto solidale con il supporto.*

5.2.2 Introduzione di catene metalliche nelle volte

L'analisi delle volte della chiesa è stata effettuata mediante una modellazione tridimensionale agli elementi finiti; l'unica tipologia di volta presente è a botte.

Le volte sono state realizzate mediante elementi "plate" a 4 nodi dotati delle caratteristiche meccaniche della muratura che le costituisce, assegnando come modulo di elasticità $E = 2300$ MPa e come peso specifico $\gamma = 18\ \mathrm{kN/m^3}$.

Tutti i carichi gravanti su ciascuna volta sono stati già quantificati nell'analisi dei carichi (§ 4.2) e sono stati assegnati come "pressure load".

In seguito all'analisi svolta si ritiene necessario l'inserimento di catene metalliche di diametro Ø20 mm in acciaio tipo S275 in corrispondenza delle sezioni di imposta delle volte.

Si riportano nelle figure 90-91 alcuni particolari del modello analizzato, con anche gli elementi rappresentanti le catene, modellate mediante elementi di tipo "truss" (bielle).

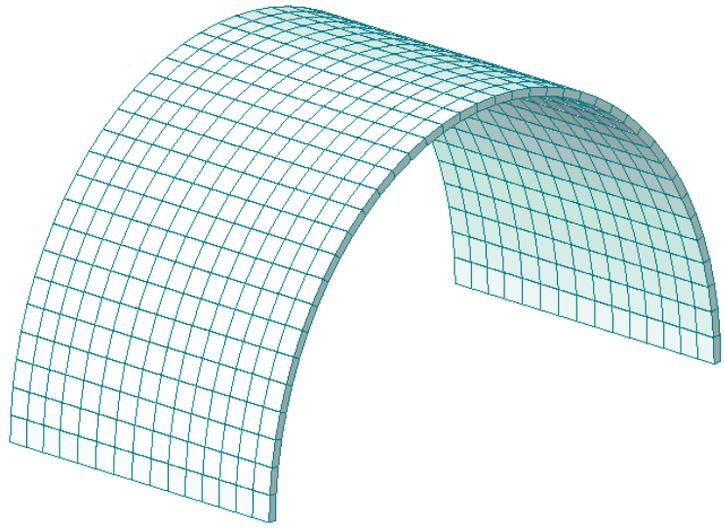


Fig. 90 *– Esempio di modellazione di una volta a botte realizzata con elementi "plate". Agli elementi sono state assegnate le proprietà della muratura, desunte in seguito all'interpretazione dei risultati delle prove svolte in situ e in laboratorio sui campioni prelevati.*

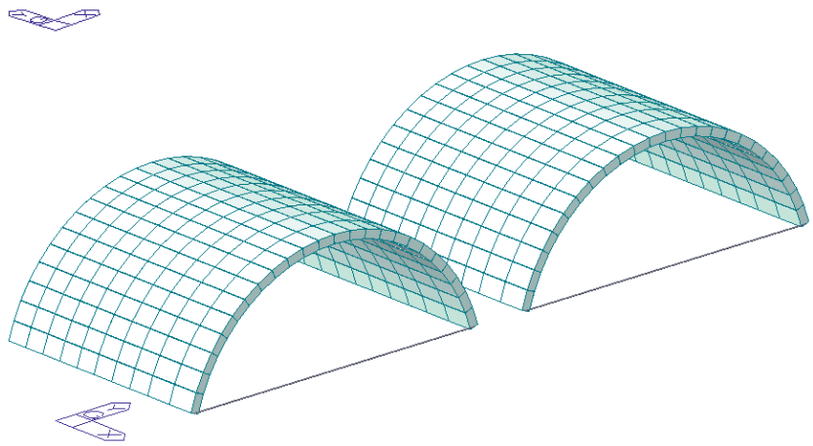


Fig. 91 *– Estratto del modello allo stato di progetto; sono riportate le volte presenti in corrispondenza di una delle cappelle laterali. Sono evidenti le catene metalliche introdotte in fase di modellazione.*

I valori massimi sollecitanti sono stati determinati dal modello di calcolo globale dell'edificio. Considerando sia le combinazioni statiche che quelle sismiche risulta che il massimo sforzo di trazione presente nelle catene è pari a $17,9$ kN.

Per la normativa vigente deve risultare:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{314{,}16 \cdot 235}{1.05} = 70{,}31 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{17{,}9}{70{,}312} = 0{,}25 < 1$$

Si riportano di seguito la pianta della chiesa con l'indicazione in rosso dell'intervento descritto e il particolare della catena.

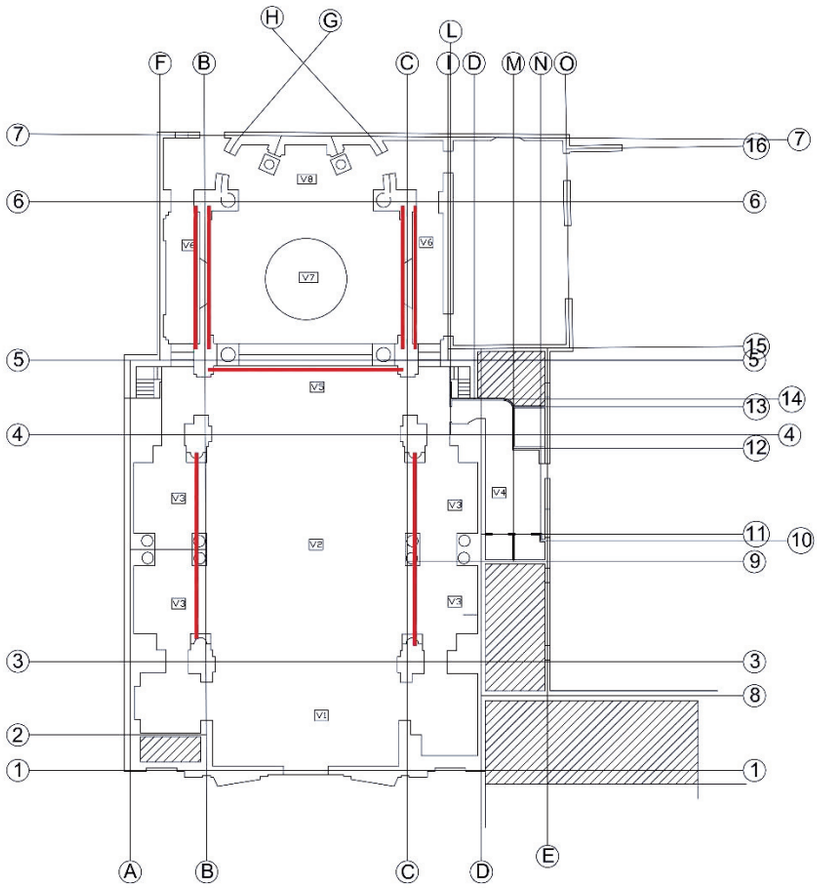


Fig. 92 *– Pianta della chiesa nella quale è stato indicato in rosso il posizionamento delle nuove catene inserite.*

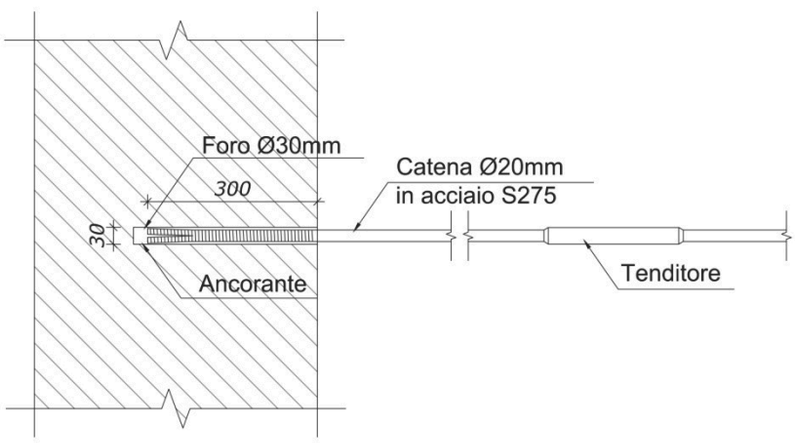


Fig. 93 *– Particolare della catena di nuovo inserimento. L'ancoraggio viene realizzato mediante un foro eseguito nella muratura nel quale viene inserita la catena; il tutto viene poi fissato attraverso l'ancorante. La catena è dotata di tenditore, così da poter essere ritesata all'occorrenza.*

Fig. 94 *– Catena posta in opera in corrispondenza di uno degli archi trionfali che costituiscono l'imposta della cupola emisferica che a sua volta sorregge la lanterna circolare.*

Fig. 95 *– Vista delle cappelle laterali adiacenti alla navata principale dopo la conclusione dei lavori di rinforzo delle volte e d'inserimento delle catene di diametro Ø20 mm.*

L'inserimento di catene è un intervento realizzato per assorbire gli sforzi di trazione trasmessi dalle volte.

Le catene sono state ancorate alla muratura attraverso un foro del diametro Ø30 mm nel quale è stata posizionata una barra filettata Ø20 annegata nella malta epossidica di ancoraggio compatibile con la muratura esistente.

La lunghezza di ancoraggio risulta essere:

$$l_a = \frac{F_t}{\pi \cdot \emptyset_{foro} \cdot f_{ctd}} = \frac{17900}{\pi \cdot 30 \cdot 0{,}62} \cong 300 \text{ mm}$$

5.2.3 Intervento di scuci e cuci

La presenza di grandi finestre o di altre aperture in genere, ha rappresentato un punto critico della struttura e ha contribuito alla formazione di fessure a taglio, in particolar modo in corrispondenza degli spigoli (prospetto Sud – prospetto Nord).

Esternamente le murature presentano evidenti lesioni diffuse, anche passanti, come quelle in prossimità del catino absidale e quelle in prossimità delle superfici finestrate.

Internamente, invece, in corrispondenza di alcune porte si sono formate delle fessure a taglio in corrispondenza dell'architrave.

Fig. 96 *– Lesione a taglio riscontrata nel sottofinestra del lato Nord della chiesa.*
Le aperture sono una tra le principali cause che provocano l'indebolimento delle strutture in muratura; è proprio in corrispondenza di queste zone che nascono facilmente lesioni a taglio.

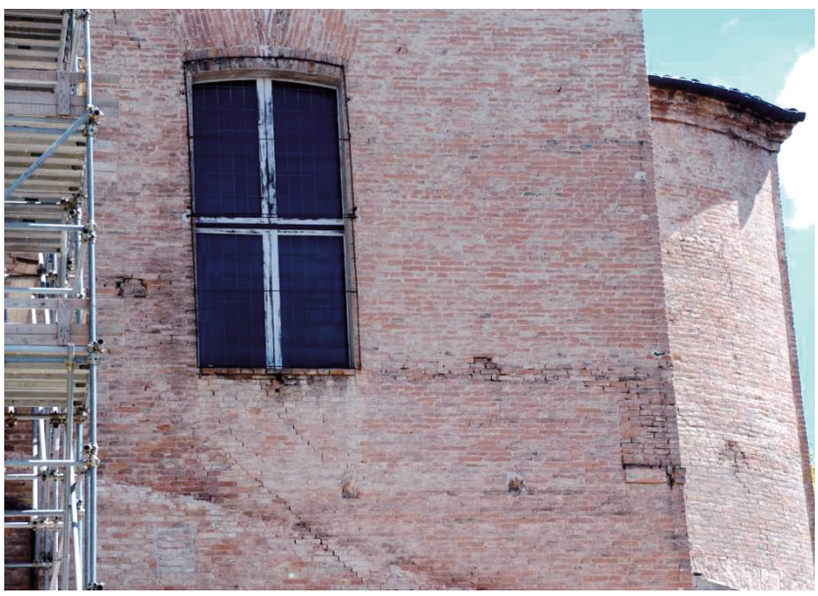


Fig. 97 *– Vista esterna del prospetto Sud.*
Questa parte ha riscontrato un elevato numero di lesioni diffuse in corrispondenza della grande finestra e del catino absidale.

L'intervento eseguito per ripristinare le fessure che si sono create è quello di scuci-cuci sulla muratura in laterizio pieno. Questo prevede lo smontaggio e la rimozione delle porzioni di muratura lesionate, la pulitura dei mattoni ed il loro riposizionamento, garantendo così un buon grado di ammorsamento tra la parte di nuova costruzione e la parte esistente. Una volta posizionati i mattoni va sigillato il tutto con stuccatura dei giunti usando un legante del tipo analogo a quello esistente.

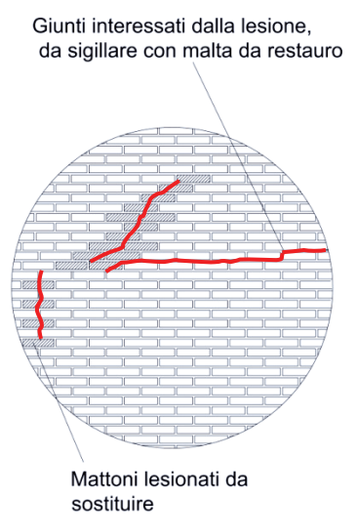
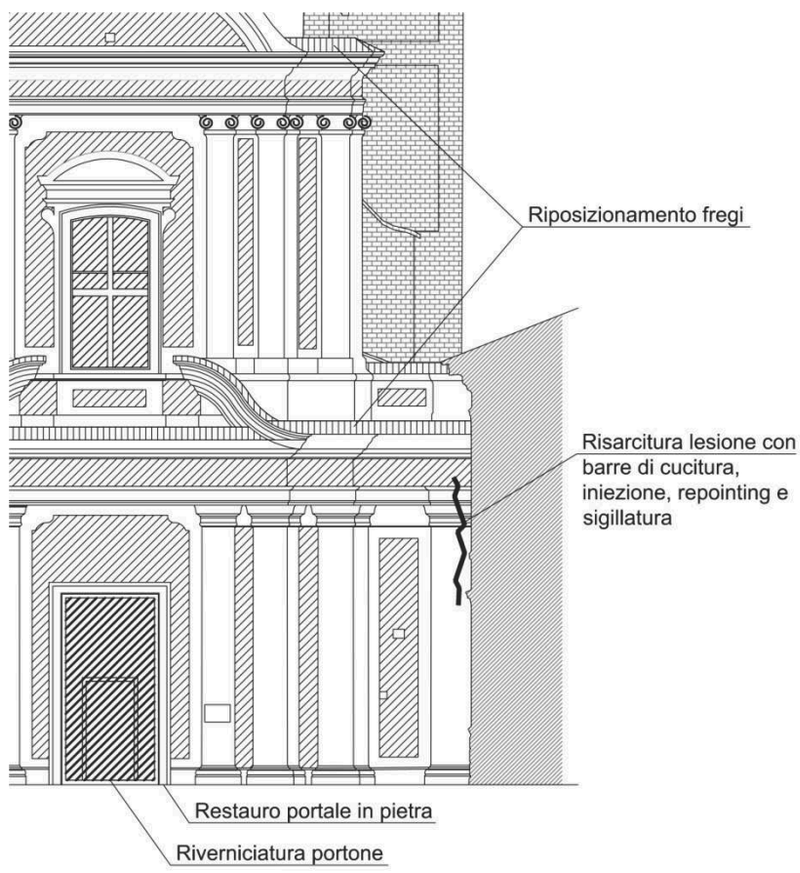


Fig. 98 *– Rappresentazione dell'intervento tipologico di scuci e cuci.*

5.2.4 Repointing della muratura lesionata con corda di fibre di basalto

L'intervento di repointing è alternativamente definito come tecnica muraria del "giunto armato", e prevede l'incremento delle prestazioni a taglio della muratura attraverso il posizionamento al suo interno di idonea armatura. In sostanza nel caso in esame si è scelto di posizionare una barra in basalto di sezione circolare di diametro 4 mm, all'interno di alcuni giunti orizzontali di malta precedentemente intagliati per una profondità di circa 2 cm. Il giunto deve infine essere riempito con malta di resina o di calce ad alta resistenza.



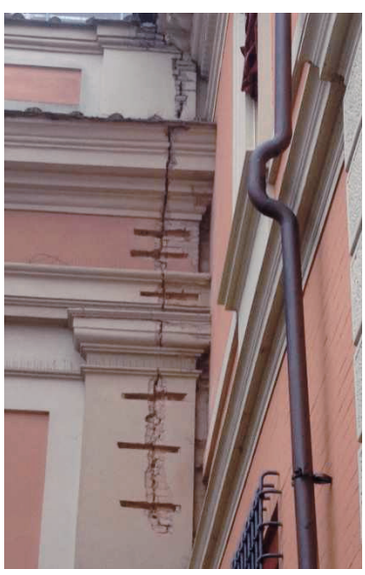


Fig. 99 *– Localizzazione dell'intervento di repointing nel prospetto frontale del San Lorenzo. Questo intervento permette di realizzare una sorta di "muratura armata" attraverso l'inserimento di barre di basalto all'interno dei corsi orizzontali di malta. Di seguito si riporta una fotografia scattata durante la realizzazione dell'intervento.*

Le barre in basalto consentono di incrementare notevolmente la resistenza della muratura, senza alterare visivamente il paramento murario, grazie alla loro ridottissima sezione, alle elevate pre-

stazioni meccaniche del materiale e all'elevata adesione alla malta di calce o alla resina ottenibile in virtù della particolare geometria e del rivestimento di sabbia di quarzo.

L'intervento descritto viene utilizzato per ricucire la muratura lesionata in corrispondenza dei dissesti riscontrati internamente ed esternamente nel prospetto frontale ed nel prospetto Nord.

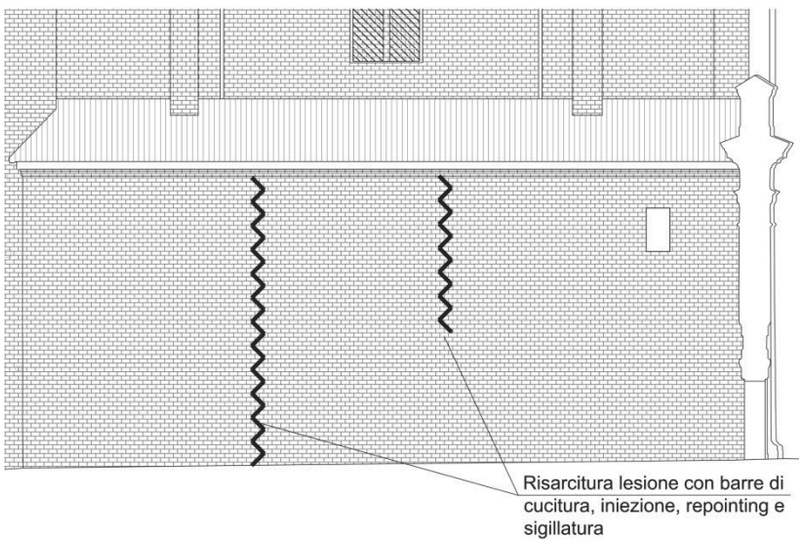


Fig. 100 *– Localizzazione dell'intervento di repointing della muratura nel prospetto Nord del San Lorenzo.*

5.2.5 Interventi di ripristino della lanterna

Nella lanterna si è proceduto con interventi di scuci-cuci localizzati per ripristinare la continuità strutturale e garantire un adeguato grado di ammorsamento tra gli elementi costituenti la muratura; è stata realizzata inoltre la cucitura delle lesioni a taglio riscontrate nella muratura della lanterna attraverso la realizzazione di pernature con barre in acciaio del diametro Ø20. Le pernature posizionate nella parte superiore della lanterna sono centrate nello spessore del paramento murario, mentre quelle posizionate nella parte inferiore sono disposte a filo interno della parete, all'altezza del sotto finestra. Si è operato inoltre attraverso la sostituzione degli infissi in muratura con controtelai a sezione scatolare in acciaio in corrispondenza di ogni apertura della lanterna e resi solidali alla muratura mediante opportuni ancoraggi; così facendo si è compensato l'indebolimento strutturale che le aperture comportano, ma l'intervento non risulta visibile

dall'esterno, poiché i telai sono stati posizionati a filo interno del paramento murario.

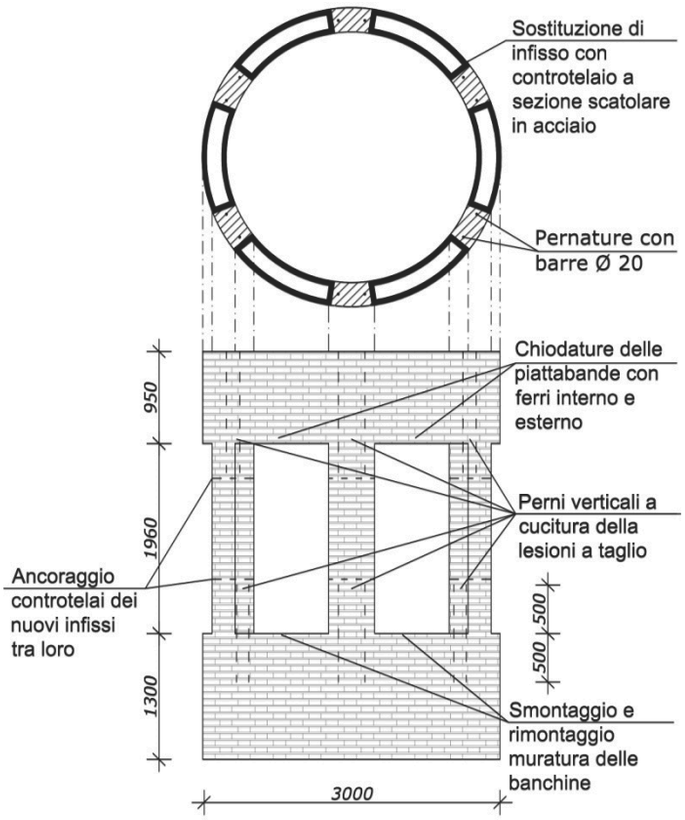


Fig. 101 *– Schema di tutti gli interventi realizzati per ripristinare la lanterna.*
Si procede alla sostituzione degli infissi con controtelai metallici e alla realizzazione di pernature mediante barre in acciaio per ricucire le lesioni a taglio riscontrate nella muratura.

5.2.6 Interventi di ripristino del campanile e della campanaria

In seguito all'analisi dello stato di fatto della chiesa e all'ampia campagna fotografica messa in atto è risultato che la struttura del campanile non mostrava particolari dissesti, perciò sono stati realizzati solo locali interventi di scuci-cuci e di repointing della muratura. Inoltre a fini preventivi sono state ammorsate tra loro le pareti del campanile mediante la realizzazione di pernature distribuite lungo tutta l'altezza e, per rendere solidale il comportamento delle due strutture, è stata realizzata la cucitura del campanile con il corpo della chiesa in corrispondenza della quota alla quale il campanile fuoriesce dell'edificio. Infine, per ripristinare la continuità muraria, è stata ripresa la muratura in corrispondenza dei fori presenti e sono state chiuse a pieno spessore le due finestre presenti nel prospetto Nord del campanile.

Molto diverse erano invece le condizioni in cui si trovava la cella campanaria, che presentava un disassamento delle colonne di circa 10 cm e numerose lesioni a taglio, anche passanti, nella muratura in prossimità delle aperture della porzione ottagonale, nonché diffusi crolli di porzioni di muratura.

In seguito ai dissesti riscontrati si è ritenuto necessario lo smontaggio dell'intera cella campanaria, la pulizia dei mattoni ed il successivo rimontaggio dell'ottagono, inserendo una barra in acciaio Ø6 ogni tre corsi di malta, facendo ricorso alla tecnica della "muratura armata".

L'intervento eseguito sulle colonne ha previsto lo smontaggio dei mattoni, i quali sono risultati pretagliati in conci dalla forma circolare, la loro pulitura ed il successivo rimontaggio. All'interno della cavità della colonna si è inserita, in fase di montaggio, una gabbia circolare di armatura costituita da 4Ø14, con una staffatura realizzata con Ø12 a passo 200 mm. La cavità della colonna è stata poi riempita con calcestruzzo strutturale alleggerito di tipo "leca 1400".

Per rendere solidali le colonne con il resto della struttura si è proceduto, dopo averle ripristinate e riposizionate, con l'inserimento di un ferro di ripresa del diametro Ø24 all'interno della colonna in un foro passante preesistente nel capitello; la barra è stata ancorata all'interno della muratura per una profondità di 60 cm.

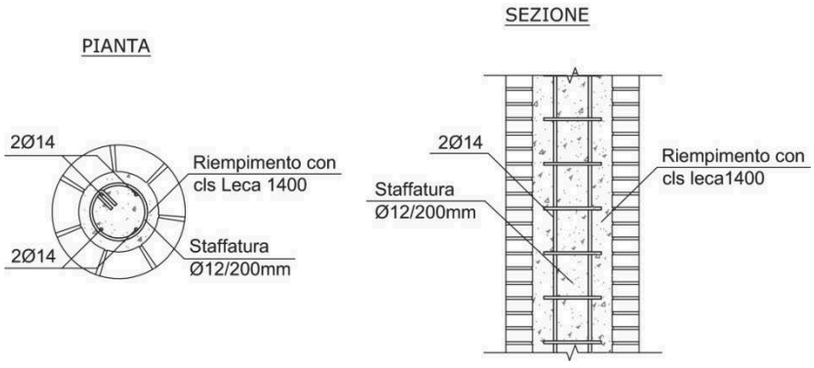


Fig. 102 *– Vista dall'alto e in sezione di una colonna della cella campanaria.*
L'intervento eseguito ha comportato l'inserimento di una gabbia di armatura inserita all'interno della colonna e resa solidale a questa attraverso il riempimento con calcestruzzo.

Fig. 103.a *– L'immagine in alto a sinistra mostra le colonne smontate. Nell'intervento i singoli mattoni sono stati ripuliti della malta esistente e numerati.*
Fig. 103.b *– L'immagine in basso a sinistra mostra una delle colonne durante la fase di rimontaggio, durante la quale è stata inserita la gabbia di armatura.*
Fig. 103.c *– A destra infine si riporta la colonna al termine dell'intervento, dopo il getto di riempimento che ha reso solidale l'armatura alla colonna.*

Per rendere ancora più efficiente il comportamento scatolare della cella campanaria è stato realizzato un cordolo in cemento armato posizionato in sommità dell'ottagono, alla base del tetto.

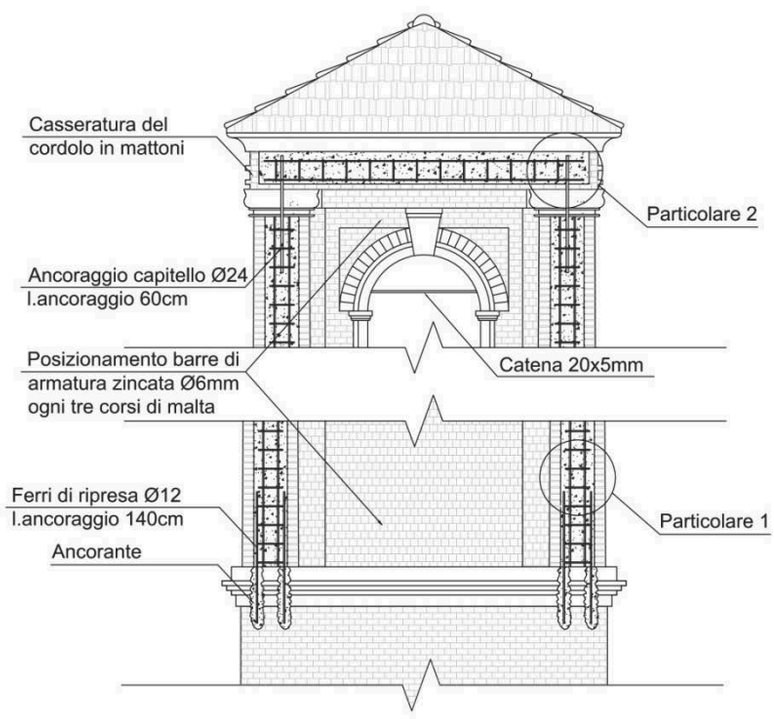


Fig. 104 *– Intervento completo messo in atto sulla cella campanaria ottagonale. Dalle colonne, che presentano un'armatura al loro interno, esce un ferro di ripresa che va ad ancorarsi nel cordolo posto alla base del tetto. Questo è stato realizzato mantenendo esternamente una casseratura di mattoni al cui interno è stata disposta l'armatura longitudinale, opportunamente staffata; il tutto è stato fissato con del calcestruzzo tipo leca 1400.*

Si è scelto di lasciare esternamente una casseratura in mattoni tale da preservare l'armonia della costruzione e non lasciare visivamente traccia dell'intervento, la parte interna invece è stata riempita con calcestruzzo strutturale alleggerito di tipo "leca

1400" nel quale è stata posiziona una gabbia di armatura realizzata con 4 ferri longitudinali del diametro Ø12 con staffe Ø12/250 mm.

Fig. 105, 106 *– Successione delle fasi di realizzazione del cordolo in sommità alla cella campanaria.*
Per prima cosa si è realizzata una casseratura esterna in mattoni, poi si è posizionata la gabbia di armatura lungo tutto il perimetro ed infine è stato realizzato il riempimento del cordolo con il getto in cls di tipo "leca 1400".

Fig. 107 *– L'immagine mostra come appare la sommità della cella campanaria a intervento ultimato.*

Per assorbire gli sforzi di trazione che nascono all'interno della muratura in prossimità delle aperture della cella campanaria, che presentano una forma ad arco, è stata inserita alle reni di ogni arco una catena 20x5 mm^2.

In ultimo si è ritenuto necessario procedere alla rimozione della copertura in latero-cemento, di epoca recente, ed alla realizzazione di una nuova in abete massello, costituita da una trave di sezione 20x20 cm^2 posizionata nella muratura del cordolo della cella campanaria ed opportunamente collegata ad esso. La nuova copertura prevede la presenza di 4 puntoni in abete massello di sezione 10x10 cm^2 sui quali vengono disposte travi di rompitratta ed il tavolato sovrastante dello spessore di 4 cm.

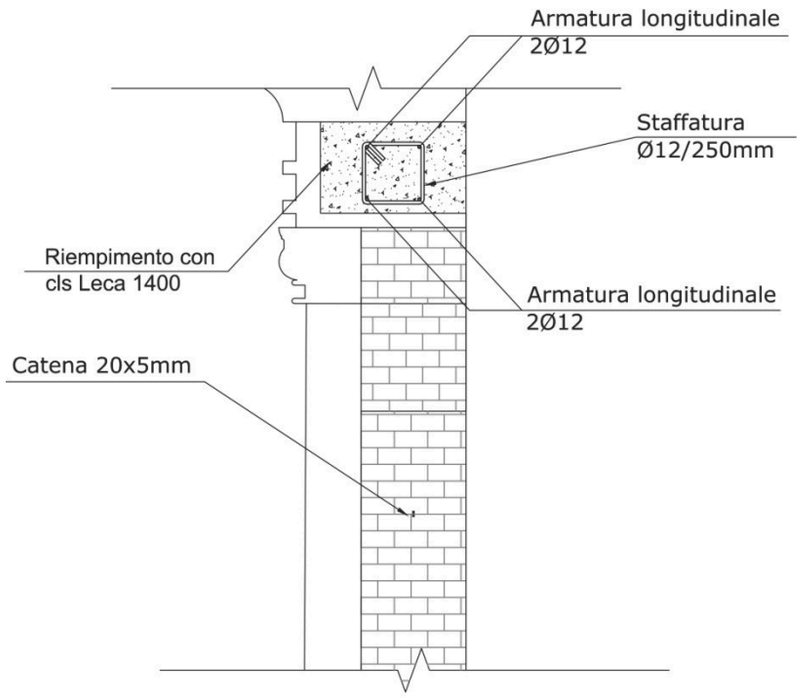


Fig. 108 *– Sezione in corrispondenza della chiave dell'arco di un'apertura della cella campanaria. Appena sopra il capitello, si trova il cordolo di nuova costruzione in c.a. con annegata al suo interno la gabbia d'armatura; inoltre in corrispondenza delle reni dell'arco si trova la catena inserita di sezione 20x5 mm, con lo scopo di assorbire gli sforzi di trazione che nascono nella muratura in prossimità delle aperture.*

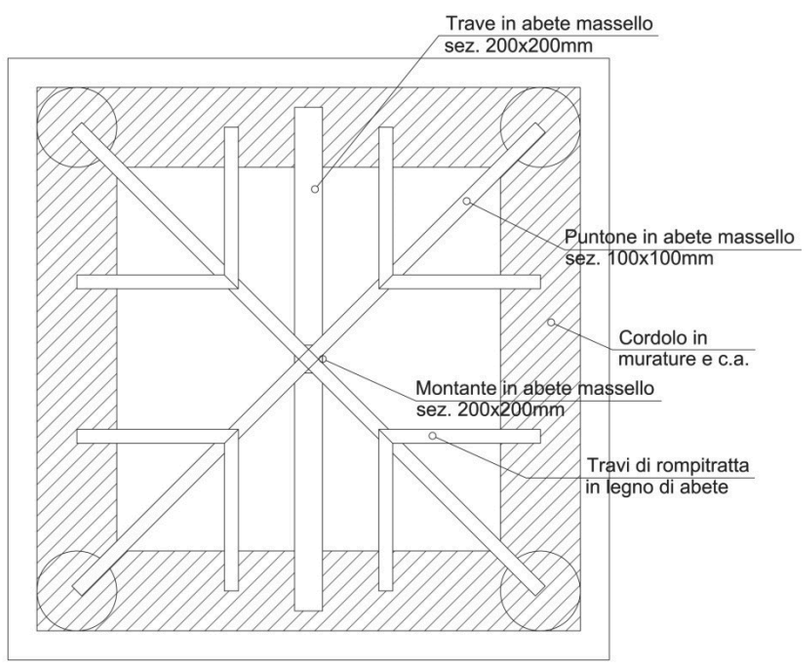


Fig. 109 *– Nuova copertura della cella campanaria.*
Quella esistente in latero-cemento, anche se piuttosto recente, è stata sostituita da una in legno, più leggera, ma soprattutto maggiormente in accordo con i materiali e le tecniche costruttive originarie.

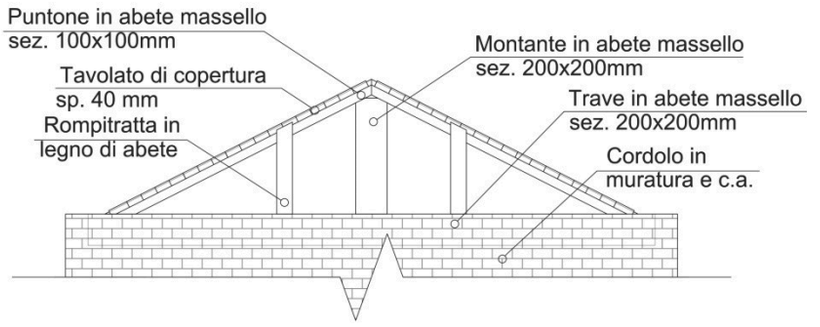


Fig. 110 *– Vista della sezione longitudinale della capriata di nuova realizzazione.*

Tutti gli interventi previsti per il miglioramento sismico dell'aggregato oggetto di questo studio sono stati ampiamente descritti, dimostrati con calcoli strutturali e documentati con elaborati grafici progettuali e fotografici realizzati durante l'esecuzione dei lavori.

A causa dei numerosi vincoli cui la struttura è sottoposta per la sua rilevanza storica, gli interventi che si è potuto realizzare sono stati limitati sia in numero che in invasività; l'attenzione rivolta a tale problematica, mantenuta costante durante tutta la fase di progettazione, ha permesso di preservare quella che è la natura dell'edificio, senza apportarne significative modifiche.

Come conseguenza si ha però il raggiungimento di un livello di protezione corrispondente al 30% delle azioni di progetto attese per il sito su cui sorge l'opera.

Nei grafici seguenti è riportato schematicamente il comportamento di ciascun maschio murario analizzato sia prima (SF – Stato di Fatto) che dopo (SP – Stato di Progetto) la realizzazione degli interventi di miglioramento. Per ogni allineamento è riportato, in scala logaritmica, il valore massimo del rapporto R/S (Resistenza/Sollecitazione): al crescere di tale rapporto corrisponde una migliore risposta della parete nei confronti delle sollecitazioni taglianti o di pressoflessione, al contrario al diminuire del rapporto la parete offre sempre meno resistenza, fino al raggiungimento della crisi per valori negativi.

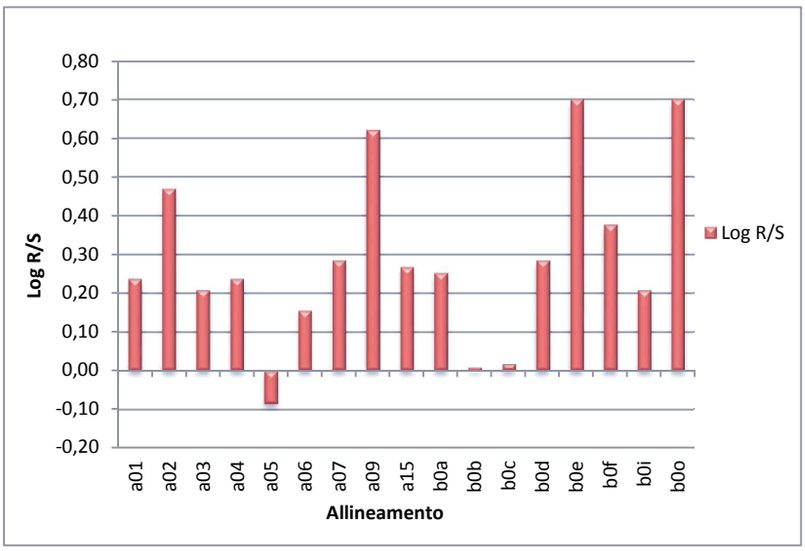


Fig. 111 *– Analisi dei risultati. Valutazione della resistenza a taglio delle singole pareti allo Stato di Fatto (SF), ovvero prima della realizzazione degli interventi di miglioramento sismico.*

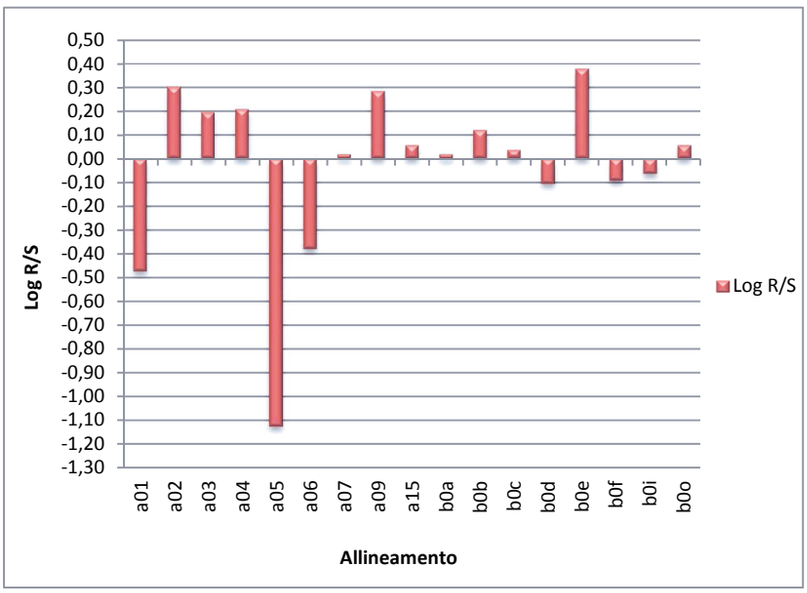


Fig. 112 *– Analisi dei risultati. Valutazione della resistenza delle singole pareti allo Stato di Fatto (SF) nei confronti della pressoflessione nel piano.*

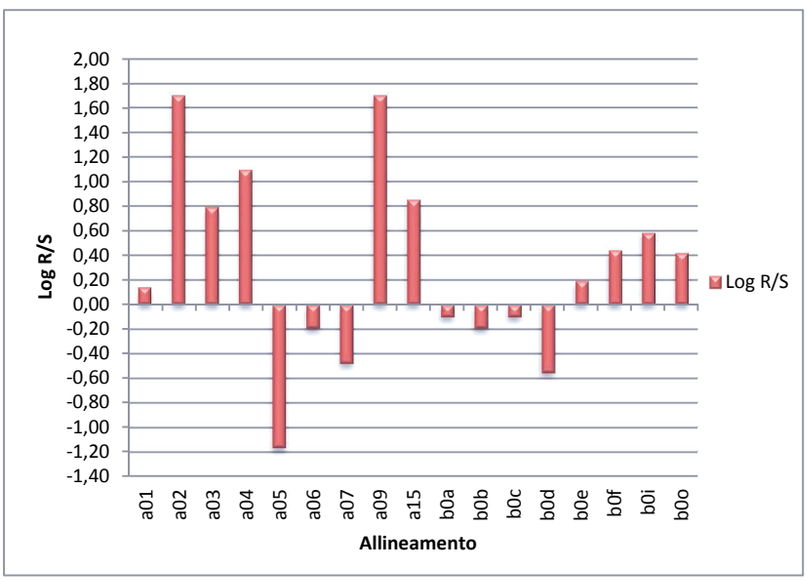


Fig. 113 *– Analisi dei risultati. Valutazione della resistenza delle singole pareti allo Stato di Fatto (SF) nei confronti della pressoflessione fuori dal piano.*

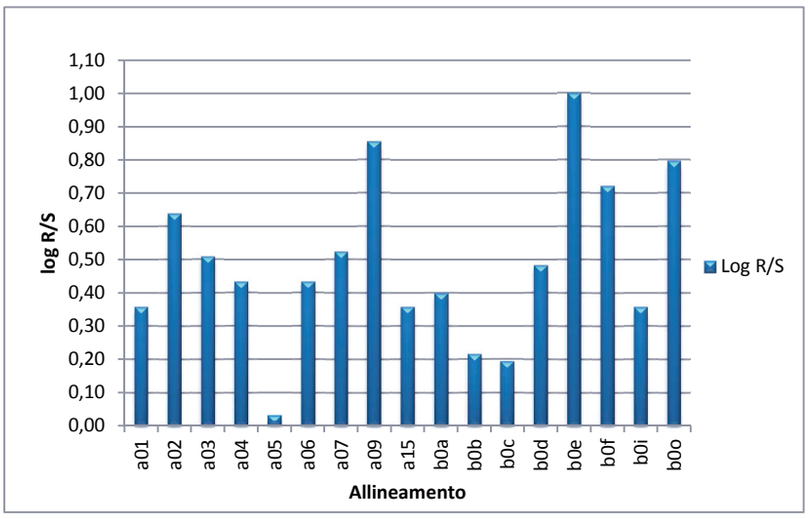


Fig. 114 *– Analisi dei risultati. Valutazione della resistenza a taglio delle singole pareti allo Stato di Progetto (SP), ovvero dopo la realizzazione degli interventi di miglioramento sismico.*

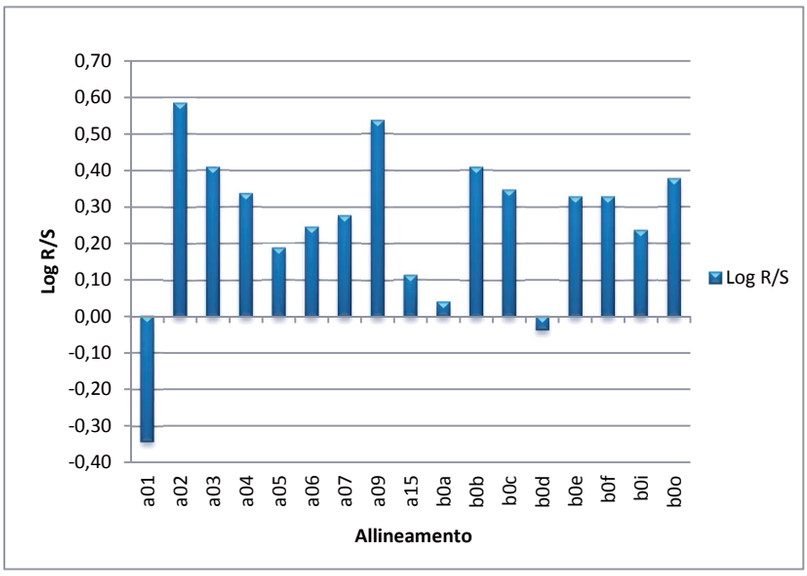


Fig. 115 *– Analisi dei risultati. Valutazione della resistenza delle singole pareti allo Stato di Progetto (SP) nei confronti della pressoflessione nel piano.*

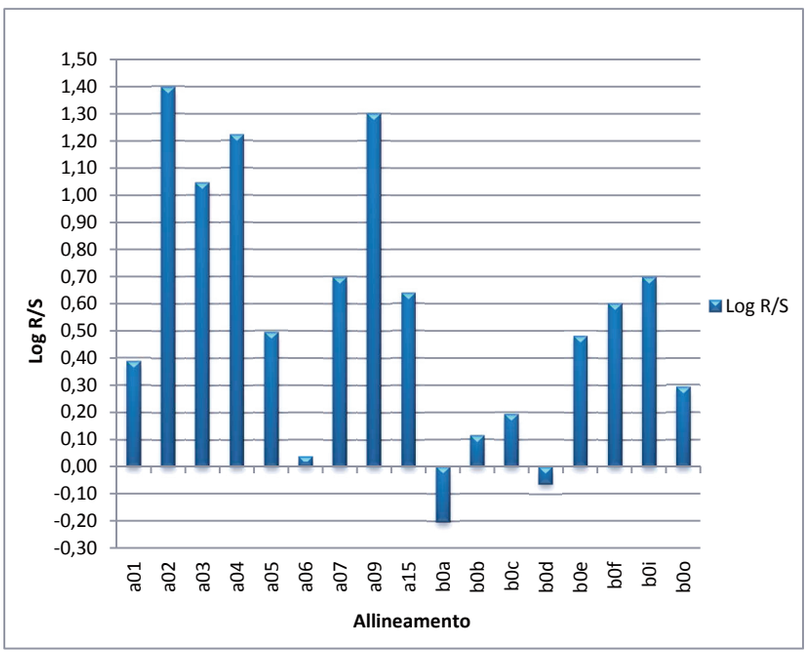


Fig. 116 *– Analisi dei risultati. Valutazione della resistenza delle singole pareti allo Stato di Progetto (SP) nei confronti della pressoflessione fuori dal piano.*

Da ultimi vengono riportati i grafici nei quali si può vedere chiaramente il miglioramento ottenuto in seguito agli interventi realizzati.

Per rendere paragonabili e rappresentativi i risultati visti precedentemente, sono state confrontate le risposte delle pareti prima e dopo gli interventi in termini di rapporto R/S facendo riferimento ad un'azione sismica sollecitante pari al 30% di quella attesa.

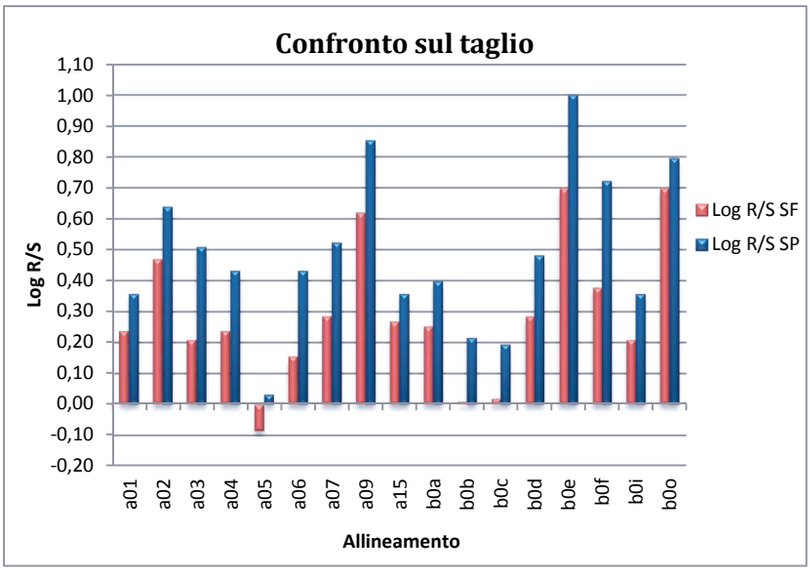


Fig. 117 *– Analisi dei risultati. Grafico riportante il rapporto Resistenza/Sollecitazione (R/S) in riferimento alle azioni taglianti. Dal grafico emerge chiaramente il miglioramento globale del comportamento delle pareti dopo l'esecuzione degli interventi.*

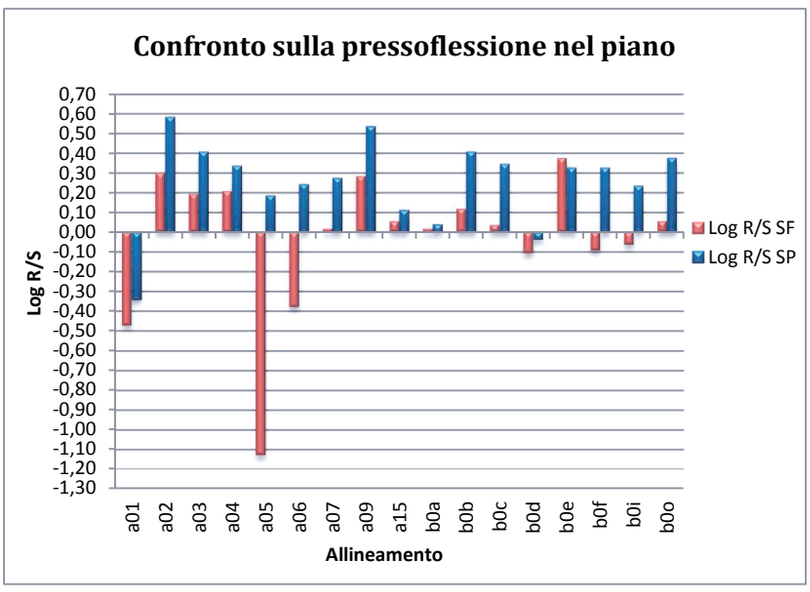


Fig. 118 *– Analisi dei risultati. Grafico riportante il rapporto Resistenza/Sollecitazione (R/S) in riferimento alla pressoflessione nel piano della parete. Anche in questo caso è possibile notare un considerevole miglioramento del comportamento delle pareti in seguito all'esecuzione degli interventi.*

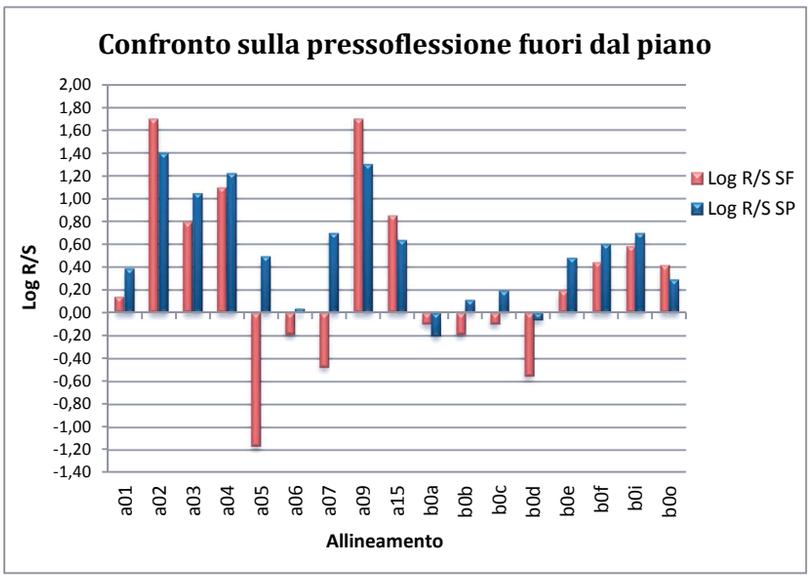


Fig. 119 *– Analisi dei risultati. Grafico riportante il rapporto Resistenza/Sollecitazione (R/S) in riferimento alla pressoflessione fuori dal piano della parete.*

In conclusione, gli interventi eseguiti e il livello di protezione raggiunto si possono considerare sufficientemente soddisfacenti anche in relazione al tipo di struttura sulla quale si è dovuto intervenire; infatti, come si può vedere dai grafici di confronto, le risposte delle singole pareti ad un'azione di intensità paragonabile sono nettamente superiori negli elementi rinforzati. Dai grafici inoltre si evince che alcune pareti non risultano verificate nonostante la realizzazione degli interventi; è lecito tuttavia non considerare questo risultato come indice di criticità assoluta, ma perlopiù come una vulnerabilità circoscritta, dato che per ciascun allineamento si è riportato graficamente solo la condizione peggiore di una tra tutte le sezioni di verifica individuate.

Bibliografia

[1.1] **Orsini A.**, *Selva enciclopedica,* vol. II – libro 10.

[1.2] **Zandri S.**, (2012), Comunicazione privata, *Relazione storico-artistica (ai sensi del D.Lgs. 42/2004) al progetto di adeguamento sismico del Campanile dell'Auditorium di San Lorenzo causa eventi sismici avvenuti il 20 e 29 maggio 2012.*

[2.1] **Aprile A., Benedetti A., Grassucci F.,** (2001), "Assessment of Cracking and Collapse for Old Brick Masonry Columns" *ASCE Jour. of Struct. Eng.,* **127**-12, pp. 1427–1435.

[2.2] **Benedetti A., Pelà L.,** (2012), "Experimental characterization of mortar by testing on small specimens", *Proc. 15th International Brick and Block Masonry Conference,* Florianopolis, Brazil.

[2.3] **Benedetti A., Pelà L., Aprile A.,** (2008), "Masonry Property Determination via Splitting Tests on Cores with a Rotated Mortar Layer", *ISSM 08*, Istanbul, Turkey, pp. 647-655.

[2.4] **Binda L., Saisi A., Tiraboschi C.,** (2000), Investigation procedures for the diagnosis of historic masonries, *Construction and Building Materials,* **14** (4), pp. 199-233.

[2.5] **Bresler B., Pister K.S.,** (1958), "Strength of concrete under combined stresses", *ACI Journal*, **30**-3, pp. 321-345.

[2.6] **Chen W.F., Zhang H.,** (1988), "*Structural Plasticity, Theory, Problems, and Software*", Springer Verlag, New York.

[2.7] **Christiansen P.D.V.,** (2011), "In situ determination of the compressive strength of mortar joints using an X-drill", *Masonry International,* pp. 31-38.

[2.8] **Drdácký M., Mašín D., Mekonone M.D., Slížková Z.,** (2008), "Compression tests on non-standard historic mortar specimens", *HMC08 – 1st Historical Mortars Conference, Lisbon*.

[2.9] **EN 1996:1-1,** (2006), "Eurocode 6: Design of Masonry Structures. General Rules for unreinforced and reinforced masonry", Bruxelles, pp. 1-126.

[2.10] **Gucci N., Barsotti R.,** (1995), "A non-destructive technique for the determination of mortar load capacity in situ", *RILEM, Materials and Structures*, **28**-179, pp. 276 - 283.

[2.11] **Henzel J., Karl S.,** (1987), "Determination of strength of mortar in the joints of masonry by compression tests on small specimens", *Darmstadt Concrete*, **2**, pp. 123-136.

[2.12] **Heyman J.,** (1962), "*The stone skeleton"*, Cambridge Univ. Press, Cambridge, UK.

[2.13] **Hilsdorf H.K.,** (1969), "Investigation into the failure mechanism of brick masonry loaded in axial compression", *Designing, Engineering & constructing with masonry products,* Gulf Publishing Company, 34–41.

[2.14] **Hilsdorf H.K.,** (1972), "Masonry materials and their physical properties", *Proc. of the International conference on planning and design of tall buildings*, Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania, **III**, pp. 981-1000.

[2.15] **MC Cann D.M., Forde M.C.,** (2001), "Review of NDT methods in the assessment of concrete and masonry structures", *NDT & E international*, **34**-2, pp.71-84.

[2.16] **Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti,** (2008), *"Nuove Norme Tecniche per le costruzioni – D.M. 14 Gennaio 2008"* pubblicato sulla G.U. del 4 febbraio 2008 n°.29.

[2.17] **Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti,** (2009), *"Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni»",* Circolare 2 febbraio 2009 n. 617, pubblicato sulla G.U. n. 47 del 26 febbraio 2009 – Suppl. Ordinario n.27.

[2.18] **Roca P., Cervera M., Gariup G., Pelà L.,** (2010), "Structural Analysis of Masonry Historical Constructions. Classical and Advanced Approaches", *Arch. Comput. Methods Eng.*, **17**, pp. 299-325.

[2.19] **Valek J., Veiga R.,** (2005), "Characterisation of mechanical properties of historic mortars – testing of irregular samples", *Structural Studies, Repairs and Maintenance of Heritage Architecture IX*, WIT Press, pp. 365-374.

[3.1] **Il messaggero,** *"Terremoto Emilia, la conta dei danni sui monumenti"*, http://www.ilmessaggero.it/Primopiano/cronaca/terremoto_nuove_scosse_in_emilia_nella_notte_salgono_a_4mila_gli_sfollati_sette_le_vittime/notizie/197516.shtml

[3.2] **La repubblica**, *"La terra trema nell'Italia del Nord, sette morti e decine di feriti"*, http://www.repubblica.it/cronaca/2012/05/20/news/forte_scossa_di_terremoto_in_veneto_paura_gente_per_le_strade-35512430/

[3.3] **Protezione Civile,** "*La gestione dell'emergenza terremoto in Emilia"*, *http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/terremoto_emilia_2012.wp*

[3.4] **Sky TG 24,** *"Sisma in Emilia: morte, distruzione e nuove scosse,* http://tg24.sky.it/tg24/cronaca/2012 /05/20/terremoto_bologna_nord_italia_emilia_veneto_milano_torino.html

[4.1] **Benedetti A., Benedetti L.,** (2013) "Interaction of shear and flexural collapse modes in the assessment of in-plane capacity of masonry walls", *12th Canadian Masonry Symposium,* Vancouver, British Columbia, June 2-5, 2013

[4.2] **Benedetti A., Camata G., Mangoni E., Pugi F.,** (2007). "Out of Plane Seismic Resistance of Walls: Collapse Mechanisms and Retrofit Techniques", *Proc. Of The Tenth North American Masonry Conference*, St Louis, Missouri, Paper 138.

[4.3] **Benedetti A., Steli E.,** (2008), "Analytical models for shear–displacement curves of unreinforced and FRP reinforced masonry panels", *Construction and Building Materials*, **22,** pp.175–185

[4.4] **Clough R., Penzien J.,** (2003), *"Dynamics of Structures"*, Computers and Structures Inc., Berkeley, USA

[4.5] **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici,** (2013) "*Spettri di risposta 1.0.3*", software per il calcolo di spettri sismici secondo le NTC 2008

[4.6] **Lenza P., Ghersi A., Calderoni B.,** (2011) *Edifici in muratura alla luce della nuova normativa sismica,* Dario Flaccovio Editore.

[4.7] **Midas,** *"Midas Gen*", (2014), Software per l'analisi strutturale general purpose, South Korea.

[4.8] **Magenes G., Bolognini D., Braggio C.,** (2000), (A cura di), *"Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura",* CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti - Roma, pp. 1-99

[5.1] **Gulli R.** (2010), *Il recupero edilizio in ambito sismico*, Edizione Edicom.

[5.2] **Podestà S.,** (2012), *Verifica sismica di edifici in muratura. Aggiornato a NTC e Linee guida per la valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica,* Dario Flaccovio Editore.

[5.3] **VcaSlu,** *(Verifica Cemento Armato Stato Limite Ultimo),* realizzato dal Prof. Ing. Piero Gelfi.

Finito di stampare nel mese di novembre 2015
dalla «ERMES. Servizi Editoriali Integrati S.r.l.»
00040 Ariccia (RM) – via Quarto Negroni, 15
per conto della «Aracne Editrice Int.le S.r.l.»

AhRCOS® S.r.l.
Tel. 051 / 72 .57. 63
C.F. e P.iva 01907030389

Iscr. Reg Imprese Ferrara n° 01907030389
info@restauroeconsolidamento.it · info@ahrcos.it

Sede Legale:
Via Statale, 88/1 · 44042 · CENTO (FE)

Sede operativa e magazzini:
Via Secci, 5 · 40132 · BOLOGNA (BO)

Sede operativa e laboratorio specialistico ricerca e sviluppo:
Via Secci, 7 · 40132 · BOLOGNA (BO)

Sede operativa:
Dienzenhoferovy sady, 2 · 150 00 · PRAHA 5 (CZECH REPUBLIC)

Sede operativa:
Via L. Da Vinci, s.c. · 67100 · L'AQUILA (AQ)

Deposito e centro raccolta materiali:
Via Argentina, s.c. · 44042 · CENTO (FE)

Sede operativa:
Via Castelfidardo, 6 · 61121 · PESARO (PU)

Deposito:
Preslova, 652/19 · 150 00 · PRAHA 5 (CZECH REPUBLIC)

Sede operativa e punto assistenza:
Křižovnická, 86/6 · 110 00 · PRAHA 1 (CZECH REPUBLIC)

Attestazione SOA: OG01 CL. IV-BIS · OG02 CL. IV-BIS – OS21 CL. III-BIS – OG05 CL. I – OS7 CL. I – OS8 CL. I
Certificazione di qualità ISO 9001:2008
Certificazione secondo Linee Guida Inail per il sistema della gestione della salute e della sicurezza sul lavoro (SGSL).
Certificazione ISO 14001 certificazione di Sistema di Gestione Ambientale - impegno e tutela per l'ambiente

UNIVERSITA POLITECNICA DELLE MARCHE
DICEA · Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura

Via Brecce Bianche · 60130 · Ancona
Tel. +39 071 2204248 · Fax: +39 071 2204378

member of assorestauro

ASS.I.R.C.CO.