

SCUOLA DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA  
*DIPARTIMENTO DI ARCHITETTURA*  
*CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA EDILE - ARCHITETTURA*

TESI DI LAUREA  
in  
Recupero e Conservazione degli Edifici

RECUPERO E CONSERVAZIONE DELLA CHIESA DELLA BEATA VERGINE DELLA  
CINTURA A SAN GIOVANNI IN PERSICETO.

CANDIDATO

Yasmin Kassous

RELATORE

Chiar.mo Prof. Riccardo Gulli

CORRELATORI

Ing. Giorgia Predari

Ing. Marco Pasquini

Anno Accademico 2016/2017

Sessione I



# INDICE

<b>1. Introduzione</b>	<b>1</b>	<b>5. Evoluzione storica della Chiesa della Beata Vergine della Cintura</b>	<b>20</b>
<b>2. Inquadramento territoriale</b>	<b>2</b>	5.1 Cartografia di riferimento	25
<b>3. Evoluzione storica del territorio di San Giovanni in Persiceto</b>	<b>3</b>	5.2 Apparato decorativo	28
3.1 Epoca romana	3	<b>6. Analisi dello stato di fatto</b>	<b>29</b>
3.2 Epoca medioevale	3	6.1 Caratterizzazione costruttiva della Chiesa	29
3.3 Dal XV al XVIII secolo	5	6.1.1 <i>Muratura</i>	29
3.4 Mappe catastali	6	6.1.2 <i>Analisi stratigrafica della parete nord - est dell'oratorio</i>	33
3.5 Urbanesimo e '900	7	6.1.3 <i>Volte in laterizio</i>	34
<b>4. Storia sismica di San Giovanni in Persiceto</b>	<b>11</b>	6.1.4 <i>Copertura lignea</i>	36
4.1 Introduzione: sismicità del territorio bolognese	11	6.2 Quadro fessurativo e analisi del degrado	37
4.2 Terremoti medievali: XII-XV secolo	12	6.2.1 <i>Prospetto nord - ovest dell'oratorio</i>	37
4.3 Terremoti dal XVI-XVII secolo	13	6.2.2 <i>Prospetto nord - est</i>	38
4.4 Terremoti tra il 1779 e il 1780	14	6.2.3 <i>Prospetto sud - ovest</i>	39
4.5 Terremoti del XIX secolo	14	6.2.4 <i>Prospetto sud - est</i>	39
4.6 Terremoti del 1929	15	6.2.5 <i>Parete interna all'oratorio, lato nord - est</i>	40
4.7 Sintesi dei terremoti dell'area bolognese	16	6.2.6 <i>Parete interna all'oratorio, lato nord - ovest</i>	40
4.8 Sequenza sismica del maggio 2012	18	6.2.7 <i>Lesioni delle volte in laterizio</i>	41
		6.2.8 <i>Degrado dovuto ad infiltrazioni d'acqua e umidità di risalita</i>	41
		6.2.9 <i>Degrado delle guglie sommitali</i>	42
		<b>7. Valutazione dell'azione sismica</b>	<b>45</b>
		7.1 Requisiti di sicurezza e conservazione	45
		7.2 Conoscenza del manufatto	45

7.3	Livello di conoscenza e fattore di confidenza	46	8.2.5	<i>Cerchiatura dei pilastri del sottotetto</i>	94
7.4	Livelli di sicurezza sismica	47	8.2.6	<i>Calcolo della cerchiatura dei pilastri in muratura del sottotetto</i>	95
7.5	Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche	49	8.2.7	<i>Consolidamento delle guglie sommitali</i>	101
7.6	Condizioni topografiche	50	8.2.8	<i>Consolidamento del cornicione d'angolo</i>	101
7.7	Azione sismica	50	8.3	Progetto degli interventi di completamento	102
7.8	Modello di valutazione a livello territoriale - LV1	50	8.3.1	<i>Ripristino dell'ammorsamento della parete nord - ovest</i>	102
7.8.1	<i>Valutazione del punteggio di vulnerabilità</i>	52	8.3.2	<i>Inserimento di catene</i>	102
7.9	Valutazione della vulnerabilità post - intervento	58	8.3.3	<i>Consolidamento delle guglie sommitali</i>	103
8.	<b>Progetto di recupero e conservazione</b>	<b>65</b>	8.3.4	<i>Pulitura delle superfici esterne</i>	104
8.1	Interventi approvati	65	9.	<b>Conclusioni</b>	<b>106</b>
8.1.1	<i>Scuci e cucì della parete esterna nord - ovest</i>	65	10.	<b>Fonti bibliografiche</b>	<b>107</b>
8.1.2	<i>Prospetti nord - est e sud - ovest</i>	66	11.	<b>Diario delle attività di cantiere</b>	<b>108</b>
8.1.3	<i>Inserimento di catene</i>	67	12.	<b>Elaborati grafici</b>	<b>117</b>
8.1.4	<i>Calcolo delle catene</i>	68			
8.1.5	<i>Interventi sulle volte</i>	86			
8.1.6	<i>Interventi sulla copertura lignea</i>	87			
8.1.7	<i>Ripristino degli intonaci e risanamento delle pareti dall'umidità</i>	87			
8.1.8	<i>Recupero della nicchia interna alla chiesa, lato nord - est</i>	89			
8.2	Varianti di progetto	90			
8.2.1	<i>Parete armata con rete GFRP</i>	90			
8.2.2	<i>Verifica della parete armata con rete GFRP</i>	91			
8.2.3	<i>Ripristino dell'ammorsamento della parete nord - ovest</i>	92			
8.2.4	<i>Modifica del posizionamento delle catene</i>	93			





## 1. INTRODUZIONE

Il presente lavoro di tesi ha come oggetto le attività di cantiere relative alla realizzazione delle opere di recupero e conservazione post - sisma della Chiesa della Beata Vergine della Cintura a San Giovanni in Persiceto e le varianti al progetto iniziale, seguite all'approfondimento della conoscenza dell'edificio e delle sue parti. Sono in ultimo elaborate una serie di proposte, modifiche, soluzioni alternative agli interventi del progetto originale e delle sue varianti.

La Chiesa della Beata Vergine della Cintura ha riportato, in seguito agli eventi sismici del maggio 2012, lesioni che hanno interessato prevalentemente l'apparato murario dell'edificio, caratterizzato da una disomogeneità evidente di materiali e tecniche in quanto frutto di operazioni costruttive susseguitesi nel tempo e non sempre di semplice datazione. Fondamentale è stata dunque l'analisi dell'evoluzione storica della Chiesa e del suo contesto per comprendere appieno le varietà strutturali alle quali ci si è trovati di fronte, al fine di poter elaborare una strategia di intervento consapevole ed efficace. Soltanto le attività di cantiere hanno permesso di mettere in luce l'apparato costruttivo, spesso celato dietro finiture e decori, riportando a nudo le murature e tutte le loro relative problematiche costruttive. È stato spesso necessario ritornare sui propri passi e rivedere le prime ipotesi progettuali che sono state di conseguenza: aggiustate, modificate o cambiate, al fine di elaborare interventi che fossero mirati alla precisa situazione messa in evidenza, spesso anche notevolmente differente da quella inizialmente supposta. Tutti gli interventi sono stati progettati in modo tale da non modificare il carattere originario dell'edificio ma, allo stesso tempo, non sono stati forzatamente mascherati, in modo che ne possa rimanere traccia, così come ne è rimasta di tutti gli altri susseguitesi nel corso tempo.

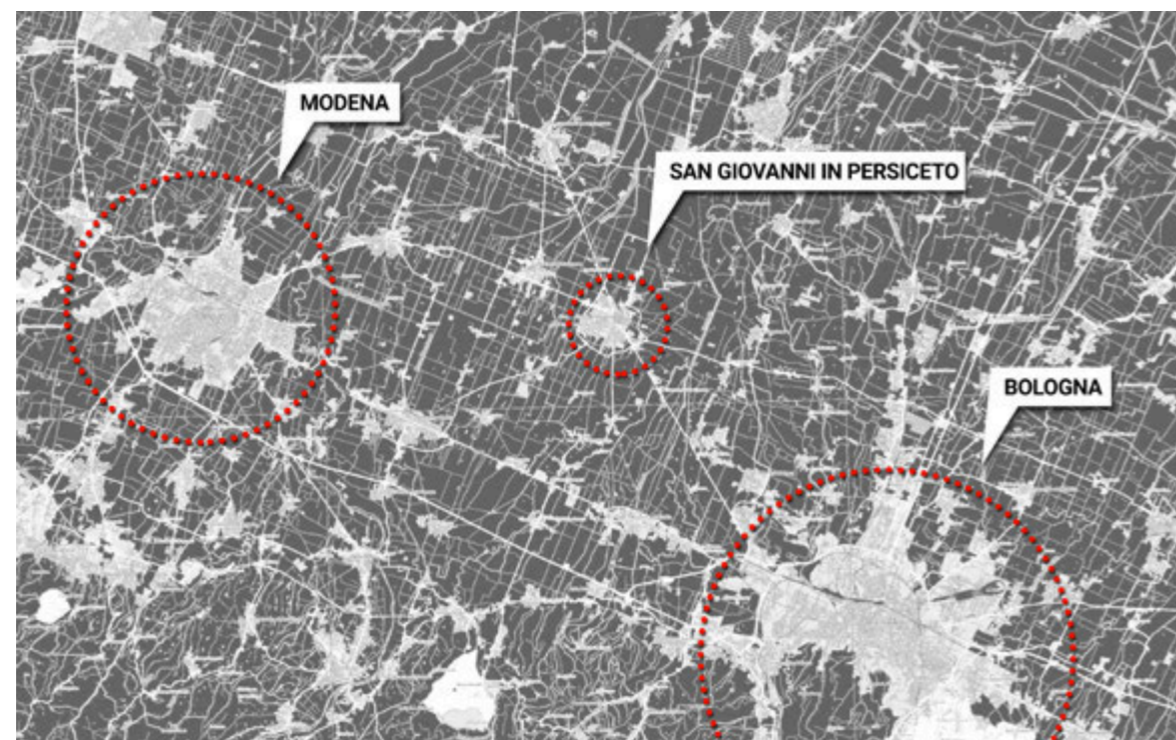




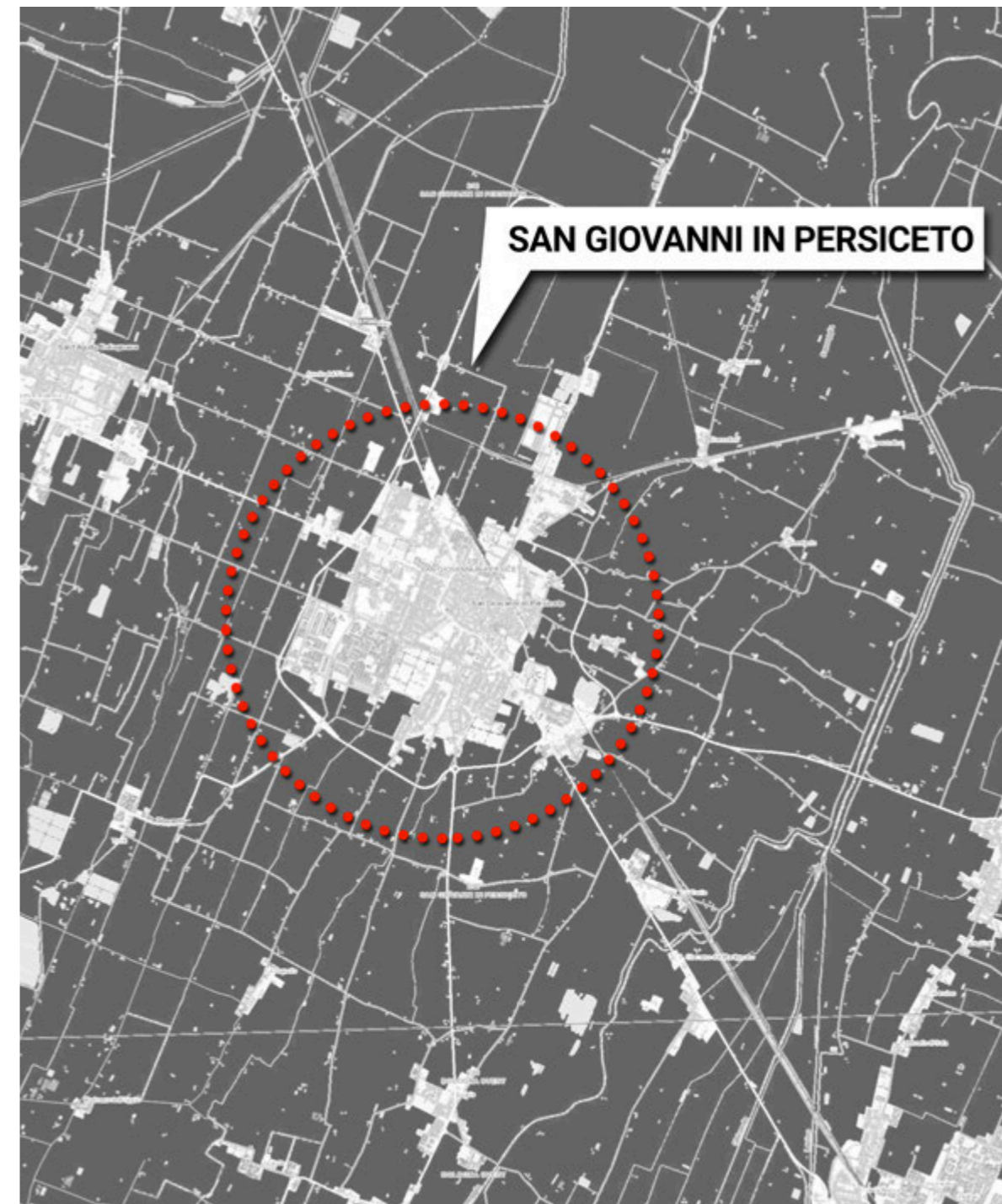
## 2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE



*Fig. 1 Localizzazione di San Giovanni in Persiceto nella mappa della regione Emilia - Romagna.*



*Fig. 2 Localizzazione di San Giovanni in Persiceto tra le città di Modena e Bologna.*



*Fig. 3 Il comune di San Giovanni in Persiceto fa parte della città metropolitana di Bologna.*



### 3. EVOLUZIONE STORICA DEL TERRITORIO DI SAN GIOVANNI IN PERSICETO

#### 3.1 EPOCA ROMANA

Il territorio persicetano, che si estende dalla via Emilia all'alto ferrarese, presenta ancora oggi traccia evidente dell'operazione di centuriazione romana del II sec. a. C. La prima trasposizione del reticolo centuriato sulla cartografia si ha con la *carta della pianura bolognese di Andrea Chiesa* stampata nel 1762; è il primo documento topografico del territorio non ripreso da precedenti studi, ma elaborato su rilievi effettuati sul terreno. Tale carta rappresenta la premessa a qualsiasi studio per la determinazione dei *cardines* e dei *documani* formanti il reticolo. La prima linea che veniva definita era il decumano con orientamento est-ovest e successivamente il cardo nel senso nord-sud fino alla formazione di quel reticolo ortogonale di strade, canali e appezzamenti agricoli che costituisce la centuriato.



Fig.4 Carta del bolognese di Andrea Chiesa, 1740.

territorio persicetano si riscontrano evidenti tracce di insediamenti rurali grazie al "recupero in superficie di resti embrici, mattoni manubriati, mattonelle esagonali, rettangolari, rombiche

di varie dimensioni, mattoni arrotondati e frammenti di vasellame..."<sup>1</sup>.

Non tutti i coltivatori del *fundus*, il classico podere romano, risiedevano nella masseria, diversi abitavano nei vicoli, piccoli casali ricavati ai margini del *fundus*. Questi raggruppamenti, alcuni dei quali riscontrabili nelle carte medioevali bolognesi (Casini, 1909), sono l'origine di molti piccoli abitati della regione centuriata. L'insediamento del *viculus* darà origine poi al *vicus* che rappresenta l'unità base dell'organizzazione socio-amministrativa che sovrintende una porzione del territorio rurale. La caratteristica principale di tale insediamento rurale, che in epoca medievale assumerà poi il nome di borgo o borgata, era l'essere un agglomerato aperto, cioè non cinto da mura. Quando il *vicus* era fortificato, prendeva il nome di *castellum*. Qualora il *vicus* venisse ad assumere una determinata importanza, diveniva sede stabile di giudizio e una sorta di "capoluogo" di un territorio più vasto, il *pagus*. Questo centro di circoscrizione giuridica rappresentava l'unità amministrativa rurale dove le autorità civili gestivano l'amministrazione generale. Gli storici riferiscono anche dell'esistenza del "pagus persiceta", come risulta nel testo del diploma del Re Longobardo Desiderio dell'anno 758. L'ipotesi fino ad ora più accreditata è che tale territorio comprendesse i comuni di: S. Agata Bolognese, Crevalcore, San Giovanni in Persiceto e parte di Castel Franco Emilia.

#### 3.2 EPOCA MEDIOEVALE

E' a partire dall'anno mille che si riscontrano le formule insediative che ancora oggi si avvertono nella lettura cartografica del territorio di San Giovanni in Persiceto. Le origini del *castrum*, borgo di San Giovanni in Persiceto, si confondono con le origini della sua chiesa detta Pieve di San Giovanni in Persiceto, della quale si hanno notizie certe a partire dal 899; è proprio at-

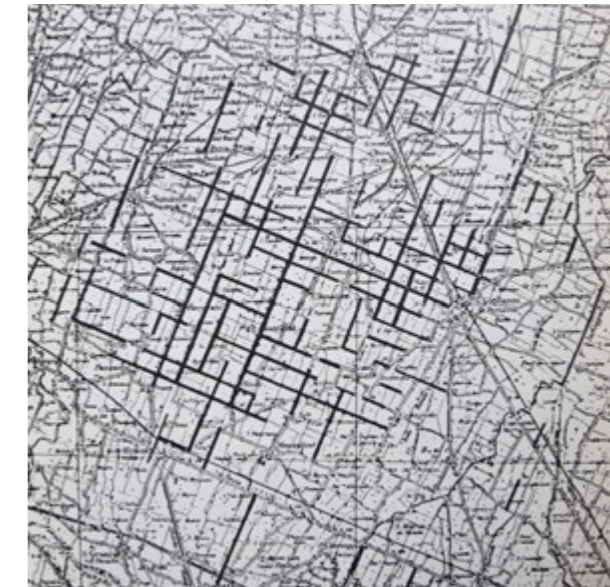
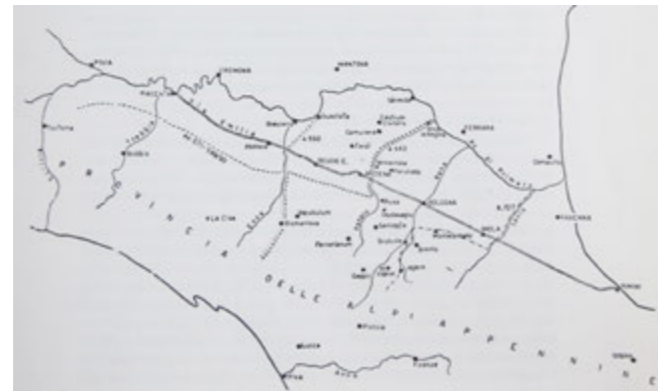


Fig.5 Tracce della centuriazione tra il Panaro e il Sarmoggia. (G. Bonora, 1973)

<sup>1</sup> V. Maccaferri, *il territorio persicetano, analisi storica dalla centuria al nostro tempo: un'altra storia di Persiceto e San Giovanni in Persiceto*, S. Giovanni in Persiceto, STRADA MAESTRA, 1984

torno ad essa che si suppone essersi formato un primissimo nucleo di popolazione<sup>2</sup>. L'antica chiesa, demolita nel XVII sec. per far posto all'attuale Collegiata, era certamente una ricostruzione di un più antico tempio<sup>3</sup>. In questo periodo San Giovanni in Persiceto si presenta come un agglomerato di casette di legno, canne e paglia legate con malta. Verso la seconda metà del 1100 vennero scavate le fosse attorno al Castello allora circoscritto a quello che viene oggi definito Borgo Rotondo, corrispondente all'attuale porzione di città compresa tra le vie: Giulio Cesare Croce, Pellegrini, Rambelli e Massimo D'Azeglio. La denominazione Borgo Rotondo è dovuta alla forma del borgo sorto sulle rive del canale quando il castello allargò la sua cerchia. Nell'allargamento dell'antico nucleo (*castrum* bizantino) ad anelli concentrici si riscontra l'influsso longobardo. La particolare forma dell'abitato *intra circhulam* non è riscontrabile con altro insediamento dell'antico *pagus* di impianto medioevale e questo suggerisce che l'antico insediamento tardo-romano non era presumibilmente distante dal *castrum* alto medioevale. Ad avvalorare questa ipotesi vi è il fatto che gli scavi, condotti tra il 1980 e 1981 per il nuovo sistema fognario, hanno riportato in luce resti di pali di rovere giugliati ad una



**Fig.6** Tappe ed aspetti dell'avanzata longobarda su Bologna (G. Fasoli, 1949/50)

<sup>2</sup> G. Forni, *Persiceto e San Giovanni in Persiceto dalle origini a tutto il secolo XIX: storia di un comune rurale*, Forni editore, ristampa anastatica 1968.

<sup>3</sup> G. Forni, *Appunti per la storia dell'edilizia e delle vicende urbanistiche della città di San Giovanni in Persiceto* in STRADA MAESTRA, 1986.

<sup>4</sup> V. Maccaferri, *Il territorio persicetano: analisi storica dalla centuria al nostro tempo, un'altra storia di Persiceto e San Giovanni in Persiceto*, STRADA MAESTRA, 1984.

profondità di 1,40 m dall'attuale suolo stradale; non essendoci poi, oltre a questi, resti di reperti murari, si suppone che si possa trattare di resti di palizzate a protezione del *castrum* e della successiva cerchia che rispetta il tracciato stradale identificato con il nome di Borgo Rotondo<sup>4</sup>.

Nel 1255 messer Giordano di Lucchino, Capitano del Popolo di Bologna, fece appiccare fuoco alle case del Castello, per ragioni sconosciute, e

San Giovanni in Persiceto rimase completamente distrutta. A breve il castello venne però ricostruito: risalgono a questo periodo infatti i primi fabbricati in muratura fra i quali, quasi certamente, il Palazzaccio o Casa dell'Abate. Al di fuori del Castello si erano già formati i due borghi: della Braglia, al di fuori della porta di sopra (collocata a nord-est), e il borgo di San Tommaso, al di fuori della porta di sotto (collocata a sud-ovest). In seguito sorsero altri borghi che si diramavano a raggiera dal Castello e che costituirono la grandezza e la potenza di San Giovanni in Persiceto.

Nel 1305 venne costruita la torre civica a fianco all'abside della Collegiata che al tempo occupava gran parte dell'attuale Piazza del Popolo. Risale al 1306 la costruzione dell'ultimo fossato esterno al Castello che nel frattempo si era espanso inglobando all'interno del suo perimetro difensivo vaste aree coltivate che ancora sono percepibili nelle mappe del catasto Gregoriano. Nel 1363 venne costruita per ordine del governo di Bologna l'ultima Rocca, che occupava l'area dell'antico foro boario, l'attuale giardino pubblico R. Pettazzoni, a sud-est di San Giovanni in Persiceto. La rocca ebbe circa tre secoli di vita durante i quali doveva avere, presumibilmente, l'aspetto della rocca di Finale Emilia: un grosso torrione al centro e torrette ai lati, circondata da larghi e profondi fossati pieni d'acqua. Tra il XII e il XIV secolo dunque, San Giovanni in Persiceto visse un periodo di pace e prosperità che favorì un notevole incremento demografico, il Castello divenne un polo attrattivo per tutto il contado e l'abitato si espanse all'esterno della fossa circondariale con la formazione di borghi diramati a raggiera lungo le principali vie d'accesso. Il territorio di San Giovanni viene diviso in quartieri (San Bartolo, Ducentola, Postmano e San Lorenzo) cui fanno capo le quattro chiese parrocchiali erette all'interno del castello. Si può dire che il XV secolo sia stato, per San Giovanni, un vero e proprio secolo d'oro in cui raggiunse la sua massima espansione.



**Fig.7** I quartieri medievali del Castello di San Giovanni in Persiceto: 1) Ducendola, 2) Postmano, 3) S. Lorenzo, 4) S. Bartolo, 5) S. Matteo Decima.





Fig.8 Mappa di San Giovanni in Persiceto e dintorni (Archivio Opera Pia poveri e vergognosi, Bologna, 1750)

La grandezza economica raggiunta da San Giovanni in Persiceto si scontra con la politica espansionistica della città-stato di Bologna che per eliminare definitivamente la minaccia diede il via ad una campagna di distruzione dei borghi e delle fortezze di San Giovanni e di altre realtà che avevano superato quel livello massimo di sviluppo oltre il quale era previsto l'intervento di Bologna. Il 21 giugno 1417 San Giovanni in Persiceto si arrese ai Bolognesi dopo aver tentato di conquistare la propria libertà comunale; la torre civica fu abbassata, le fosse, fuori dai borghi, furono coperte e i terrapieni spianati. Da questo momento in poi le aree di risulta dall'atterramento dei borghi verranno chiamate *spianate*.

Nel XVI secolo ha inizio il decadimento del Castello che rimase quasi spopolato per circa due secoli a causa dell'esodo dei persicetani che migrarono a Bologna. E' nel periodo del basso medioevo che si viene a determinare l'assetto territoriale del Comune di San Giovanni in Persiceto e che sostanzialmente non muterà fino all'avvento



Fig.9 Tracciato dei canali (in azzurro) e delle canalette tombate (in verde) del centro storico di San Giovanni in Persiceto.

della ferrovia, nel 1887.

L'economia e il mercantilismo del *pagus persiceta* erano quasi completamente basati sul Canale di San Giovanni e di Cento che, per secoli, ha rappresentato un'arteria fondamentale del traffico Sud-Nord collegando la Via Emilia al Po fino a quando nel 1249 si provvide a collegare il castello con Bologna mediante una lunga strada rettilinea (l'attuale via persicetana). Il reticolo centuriato manterrà nel tempo la sua validità per i percorsi dell'antico *pagus*, ed anzi si verificherà che il decumano, che dal confine modenese conduce a San Giovanni in Persiceto, e il cardo, che da esso diparte per il ferrarese, rappresentino fino alla seconda metà del '900 l'arteria stradale di maggior traffico. Ciò sta a significare che la traccia millenaria che ha all'origine modificato il territorio non è facilmente alterabile.

### 3.3 DAL XV AL XVIII SECOLO

Con la fine del medioevo si avverte una limitazione dell'ampliamento della città, il cui organismo raggiunge un assetto destinato a restare immutato per secoli. L'abitato di San Giovanni in Persiceto resterà circoscritto, dopo la soppressione dei borghi, dal fossato esterno del Castello medievale sino alle soglie del '900. La prima immagine di nucleo urbano è quella fornita da uno schizzo del '500 di Ignazio Danti, contenuto in una raccolta di disegni pubblicati da M. Fanti nel 1967 (Fig. 22). Verso il XVII secolo vi è una certa ripresa economica ed edilizia ed il castello comincia all'interno ad assumere lentamente l'attuale fisionomia. Nel 1574 fu costruita la Chiesa della Beata Vergine della Cintura su parte dell'area della Rocca. La cittadina tende ad emulare la città madre Bologna arricchendosi di forme architettoniche che si prolungano dal nucleo antico al fossato circondariale, stabilendo un percorso attrezzato che unisce l'urbano al rurale; è del 1687 la costruzione del porticato che dal borgo rotondo conduce alla chiesa di S. Francesco. Nel 1671 ha inizio la costruzione della nuova Collegiata e nel 1673 la vecchia chiesa era completamente scomparsa, dando così luogo all'attuale Piazza



Fig.10 Tracciato dei canali (in azzurro) e delle canalette tombate (in verde) del centro storico di San Giovanni in Persiceto.

del Popolo. Dopo che l'unità d'Italia fu compiuta nel 1861, le mura di molte città italiane vennero abbattute ed anche a San Giovanni in Persiceto, tra il 1870 e il 1871, i terrapieni e le mura che circondavano il Castello vennero abbattuti.

### 3.4 MAPPE CATASTALI

La prima immagine catastale del territorio persicetano è quella fornita dal Catasto Gregoriano, redatto in seguito alla restaurazione dello Stato Pontificio. Esso reca la data del 1869 pur basandosi su rilevamenti catastali effettuati nella zona di pianura a partire dal 1813. Il pre-

cedente Catasto Boncompagni, del quale probabilmente quello Gregoriano ne rappresenta l'edizione corretta, era soltanto inerente alla classe dei terreni e quasi nulla era riportato sull'edificato. La variegata situazione dei catasti pre-unitari viene superata prima nel 1877 con l'istituzione del Catasto Urbano e successivamente, nel 1886, con il Nuovo Catasto Terreni e con il Catasto Edilizio Urbano.

L'insieme di questi ultimi due rappresenta il catasto unico italiano, più precisamente definito come Nuovo Catasto Geometrico Particellare, le cui caratteristiche sono: registrazione separata di terreni e fabbricati, è di tipo geometrico particellare, è basato su stima e misura in un sistema di classi e tariffe, non è probatorio.

Catasto Gregoriano 1813



Catasto Pontificio 1859



**Tabella 1** Evoluzione del Comune di San Giovanni in Persiceto sulla base delle sue mappe catastali. (Fonte: Archivio di Stato di Bologna, A.S.Bo. Collocazione: Mappe - 169. Autore: Ing. Francesco Giani - geometra censuario. Data: cominciata 21 giugno 1813)



Aggiornamento catastale 1887



Aggiornamento catastale 1895



Aggiornamento catastale 1967



**Tabella 1** Evoluzione del Comune di San Giovanni in Persiceto sulla base delle sue mappe catastali. (Fonte: Archivio di Stato di Bologna, A.S.Bo. Collocazione: Mappe - 169. Autore: Ing. Francesco Giani - geometra censuario. Data: cominciata 21 giugno 1813)

### 3.5 URBANESIMO E '900

Il fenomeno dell'urbanesimo, le cui origini risalgono ai primi decenni dell'Ottocento, nell'ultimo dopoguerra si evolve in maniera sempre più insistente e con modalità differenti da regione a regione. Il fenomeno consiste nel graduale processo di migrazione di grande masse di popolazione dalle zone rurali verso le città. Il principale motore di questo avvenimento è rappresentato dall'industrializzazione dei centri abitati verificatasi nell'Occidente tra il XIX e il XX secolo. Spesso questi cambiamenti sono avvenuti in maniera incontrollata portando ad un'intensificazione della densità abitativa e degli insediamenti produttivi e commerciali e dando vita, specialmente a partire dalla seconda metà del Novecento, ad agglomerati urbani estesissimi definiti megalopoli. Anche la rivoluzione del sistema dei trasporti, contemporanea a quella industriale, contribuì a rendere il terreno fertile alla sviluppo del fenomeno dell'urbanesimo. La rivoluzione dei trasporti è rappresentata soprattutto dallo sviluppo del sistema

ferroviario che, come già accennato in precedenza, interesserà la cittadina di San Giovanni in Persiceto a partire dal 1887.

Anche la cittadina di San Giovanni in Persiceto ne è oggetto; la disordinata crescita urbana conserva comunque le tracce dell'antica maglia centuriata, riconoscibile nella rete viaria e nella rete fognaria, pur trattandosi ovviamente di un rispetto storico inconsapevole.

**Fig.11** Estratto dell'articolo de *Il Resto del Carlino* del 6 aprile 1887 che annuncia l'inaugurazione della ferrovia Bologna - Persiceto.





### Principali fasi evolutive di San Giovanni in Persiceto nel Novecento

anni '30 - '40



Si completa il quadrangolo della circonvallazione e si edifica sui fossati e terrapieni ad ovest di San Giovanni. Le prime aree edificate esterne risultano essere le *spianate*, lontane dal centro. Si tratta soprattutto di abitazioni uni-famigliari e modeste destinate a braccianti ed operai. Lungo la ferrovia sorge il primo insediamento industriale della lavorazione della canapa.

anni '50 - '60



Le *spianate* risultano totalmente edificate: strade e servizi vengono realizzati dagli utenti e gli scoli agrari diventano fogne; il Comune garantisce appena l'acqua: il nuovo acquedotto arriverà solo nel 1964. Nel contempo ha inizio l'edificazione nelle aree private fra *spianate* e centro: la rendita privata si avvale dei servizi già in essere; si completa l'interramento delle fosse nel settore est e si inizia ad edificare sui terrapieni. Qualche insediamento artigiano inizia ad inserirsi nell'edificato mentre il lavatoio pubblico rimane l'unico servizio esterno al centro urbano.

anni '60 - '70



Avanza la massificazione urbana nelle aree ancora disponibili tra il centro e le *spianate* e si intensificano gli insediamenti artigianali (la nuova area artigianale sarà attuata a partire dal 1965). Si completa l'edificazione del terrapieno ed l'antico *foro boario* si sposta all'esterno; macello comunale, caserma, Ospedale - Ricovero ed il nuovo Istituto professionale sono costruiti in aree esterne, spesso tangenziali all'edificazione civile.

anni '70 - '80




Si esauriscono le poche aree rimaste tra le *spianate* ed il centro della città. La legge "ponte" del 1967 incrementa la sostituzione dell'antico tessuto urbano, poi regolamentata dal P. R. G del centro storico. L'edilizia popolare e le nuove aree produttive sono ai margini della zona edificata; con l'approvazione del P. R. G nel 1976 ha inizio la programmazione dei servizi.

anni '80



Risulta evidente il fenomeno della conurbazione del centro capoluogo, ovvero la formazione di un'area urbana comprendente più realtà urbane di dimensioni minori le quali, attraverso la crescita della popolazione e l'espansione urbana stessa, si sono saldate tra di loro e hanno formato un'area uniforme e continua. Il perimetro maggiore delimita l'area del centro abitato (con insediamenti già all'esterno) mentre al centro è evidenziata la zona storica.

 Zone residenziali

 Zone artigianali

 Servizi



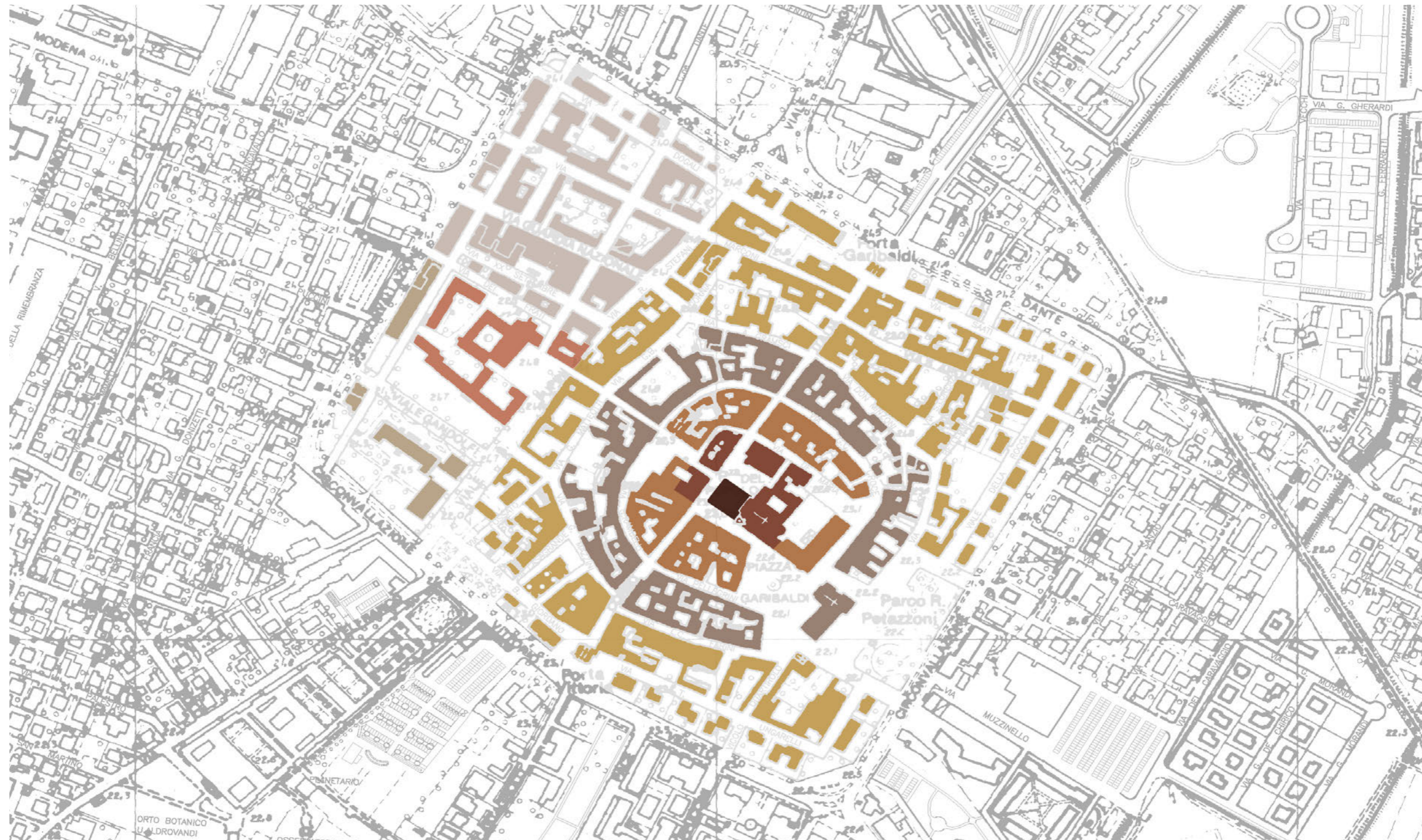










Fig.12 Schema planimetrico delle principali fasi evolutive del territorio di San Giovanni in Persiceto.



LEGENDA DELLE PRINCIPALI FASI EVOLUTIVE DEL TERRITORIO DI SAN GIOVANNI IN PERSICETO ( Fig. 12 )

-  **899**, prime notizie riguardanti l'antica Pieve di San Giovanni in Persiceto. **Attorno ad essa si sviluppa un primissimo nucleo di popolazione.** (Giovanni Forni, *Persiceto e San Giovanni in Persiceto, dalle origini a tutto il secolo XIX: storia di comune rurale*, ristampa anastica, 1968)
  
-  **IX- X secolo**, il piccolo nucleo di **San Giovanni in Persiceto occupa l'area di circa un ettaro** attorno all'antica chiesa. (Giovanni Forni, *Persiceto e San Giovanni in Persiceto, dalle origini a tutto il secolo XIX: storia di comune rurale*, ristampa anastica, 1968)
  
-  **XI-XII secolo**, formazione del **Borgo Rotondo** tramite la realizzazione dei fossati attorno al castrum. (Giovanni Forni, *Persiceto e San Giovanni in Persiceto, dalle origini a tutto il secolo XIX: storia di comune rurale*, ristampa anastica, 1968)
  
-  **XII-XIII secolo, ampliamento del Borgo** di San Giovanni in Persiceto difeso da terrapieni, palancati lignei e un fossato. (Giovanni Forni, *Persiceto e San Giovanni in Persiceto, dalle origini a tutto il secolo XIX: storia di comune rurale*, ristampa anastica, 1968)
  
-  **1306, realizzazione dell'ultimo fossato** esterno al castello; vengono inglobate all'interno del perimetro difeso vaste aree coltivate. (Giovanni Forni, *Persiceto e San Giovanni in Persiceto, dalle origini a tutto il secolo XIX: storia di comune rurale*, ristampa anastica, 1968)
  
-  **1318, la chiesa e il convento di San Francesco**, realizzati fuori dal castello nella seconda metà del XIII secolo, **vengono compresi** all'interno dei fossati urbani. (Giovanni Forni, *Persiceto e San Giovanni in Persiceto, dalle origini a tutto il secolo XIX: storia di comune rurale*, ristampa anastica, 1968)
  
-  **Fine del XIX secolo, il Borgo incorpora il nuovo quartiere PIO XI**, a nord ovest di San Giovanni. (Vittorio Maccaferri, *Il territorio persicetano: analisi storica dalla centuria al nostro tempo*, Strada Maestra, 1984)
  
-  **XX secolo**, con l'**urbanesimo** si completa il quadrangolo della circonvallazione e si edifica sulle fosse e terrapieni del settore ovest. (Vittorio Maccaferri, *Il territorio persicetano: analisi storica dalla centuria al nostro tempo*, Strada Maestra, 1984)

## 4. STORIA SISMICA DI SAN GIOVANNI IN PERSICETO

### 4.1 INTRODUZIONE: SISMICITÀ DEL TERRITORIO BOLOGNESE

Per ripercorrere la storia sismica del comune di San Giovanni in Persiceto è d'obbligo prima analizzare, a scala più vasta, lo scenario sismico che ha interessato la vicina città di Bologna e il territorio ad essa circostante dal periodo medievale ad oggi.

Nell'arco del passato I terremoti nel bolognese sono stati molteplici e di entità non trascurabile; le lunghe sequenze sismiche che hanno colpito Bologna e l'area circostante possono essere considerate "tipiche" della sismicità di quest'area ed espressione della storia geologica del territorio. Bologna è stata colpita da terremoti che sono durati da vari mesi a circa un anno nel 1504-1505, nel 1779-80, nel 1181, nel 1929: questi terremoti colpirono la città con effetti non fortemente distruttivi, cioè tali da causare crolli estesi e gravi inagibili dell'abitato, ma di medio impatto, con danni diffusi nell'area urbana e nei comuni vicino, che misero a dura prova il patrimonio edilizio. I terremoti che Bologna ha subito in passato sono eventi che forse oggi non causerebbero vittime, ma piuttosto danni economici e commessi disagi al sistema abitativo e degli scambi. Se si escludono i secoli per i quali maggiore è la perdita di informazioni, ossia il XII, XIII e XIV, per i quali i dati sono da considerare sporadiche quasi casuali, si può rilevare che dal XV al XX secolo compreso, sono stati sentiti a Bologna e nel suo territorio 33 terremoti a partire dalla soglia di danno (V - VI MCS), ossia in media un terremoto ogni 18 anni circa.

Le informazioni riguardanti i terremoti di epoca medievale (dal XII al XVI secolo) derivano esclusivamente da fonti documentarie e memorialistiche; le cronache hanno fornito un contributo essenziale per la definizione degli scenari sismici dei terremoti medievali mentre la documentazione archivistica è assai meno abbondante. Una così scarsa presenza di pratiche relative ad effetti sismici nella documentazione istituzionale non può essere spiegata solo con la dispersione documentaria dei fondi più antichi, occorre infatti tener conto che in epoca medievale le magistrature cittadine, la cui stabilità politica era spesso precaria, in caso di terremoti non erano interessate alla verifica dei danni sull'edificato urbano, solo gli edifici pubblici erano d'interesse istituzionale perché alla loro manutenzione e riparazione dovevano provvedere i pubblici poteri. Questo deve essere poi sommato alla particolare percezione culturale e sociale del terremoto in epoca medievale: tra guerre, conflitti di fazioni, carestie, epidemie, eventi meteorologici stremi, il terremoto appariva probabilmente come uno dei tanti eventi calamitosi, cui i cronisti non prestavano particolare attenzione, soprattutto se gli

effetti non erano particolarmente distruttivi.

Molto più largo spazio venne dedicato, dalle fonti documentarie, ai cinque terremoti del 1779-80; tuttavia risulta scarsa la documentazione prodotta dalla pubblica amministrazione che dimostra ancora una volta il sostanziale "disinteresse" dei poteri locali ad accertare i danni sull'edificato e a farsi carico economicamente della ricostruzione. Se nel medioevo il mancato interesse delle istituzioni verso i danni dell'edilizia privata era pressoché generalizzato, alla fine del Settecento questo atteggiamento era invece un'eccezione. Infatti, le magistrature di molti antichi stati italiani avevano adottato nel corso del Seicento e del Settecento provvedimenti a sostegno dei piccoli e medi proprietari di edifici danneggiati, promuovendo verifiche dei danni affidate a esperti architetti o a mastri muratori che lasciarono dettagliate relazioni e perizie. Per il sostegno finanziario delle ricostruzioni si erano consolidate delle politiche di intervento in genere basate sull'esonero fiscale parziale o totale. Ma all'interno dello stato della Chiesa, a cui Bologna apparteneva, le politiche d'intervento furono complessivamente meno adeguate ai bisogni delle popolazioni.

Nell'arco dell'Ottocento avvennero cinque terremoti, i cui effetti non furono di grave entità. Gli scenari sismici di questi terremoti, in particolare di quelli avvenuti nella prima metà del secolo, sono scarsamente documentati; eventi politici conflittuali concomitanti e dispersioni hanno infatti limitato il numero di documenti che ne conservano memoria. Per quanto riguarda l'ambito scientifico, nel XIX secolo assunsero importanza le registrazioni descrittive di fenomeni meteorologico-sismici; in questi testi, non sempre compilati da studiosi, si rileva un'evoluzione nel modo di registrare un terremoto: infatti, se si confrontano le descrizioni di scosse descritte nel secolo precedente, con quelle scritte nell'Ottocento, si evidenzia una nuova forte attenzione al tempo di cedimento, alla durata e alla percezione delle singole scosse. Col passare dei decenni, a tali annotazioni si aggiunsero informazioni ritenute importanti per la sismologia del tempo, quali gli effetti sull'ambiente naturale.

A documentare i sei terremoti del 1929 hanno concorso numerose tipologie di fonti, un peso preponderante ha avuto la documentazione istituzionale. Nella storia di Bologna e del suo territorio, quello del 1929 è il primo caso in cui le istituzioni accertarono i danni e sostennero con una certa efficienza e rapidità la ricostruzione. La fase di rilevazione dei danni comportò alla produzione, da parte del Genio Civile, di oltre 1200 perizie: sono risultati coinvolti nello scenario sismico oltre 600 toponimi e microtoponimi compresi in sette comuni del bolognese. Lo studio di questa sequenza fatto da parte dell'INGV, Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, ha restituito scenari sismici complessi, che hanno compreso anche aspetti di storia urbana dei singoli paesi, quali la risposta dell'edificato e le modalità di riparazione.

Conoscere i caratteri di sismologici, presenti e passati, di un territorio permette di mettere in luce una storia urbana poco nota: le risposte date ai terremoti, le modifiche che essi hanno

apportato nel tempo al patrimonio edilizio storico e il coinvolgimento o il silenzio delle istituzioni e della cultura del tempo.

Ampliando ancora di più lo sguardo al territorio italiano si può notare che l'Italia, tra i paesi europei e del bacino del Mediterraneo che patiscono alti rischi naturali, è il più industrializzato. La caduta di funzionalità di infrastrutture viarie e sotto servizi a seguito di eventi sismici distruttivi può degradare il tessuto antropico di vaste comunità. Ciò testimonia come il sistema urbano sia un organismo complesso e la sicurezza è il risultato di un insieme di componenti e di esigenze talora in contrasto tra loro: la conservazione del patrimonio storico-artistico e la necessità del suo adeguamento alle mutate esigenze, l'accesso ai servizi concentrati nelle aree centrali e la struttura dei centri storici. Le periodiche ristrutturazioni edilizie che si susseguono spontaneamente nell'edilizia esistente, in particolare in quella storica, alternano il funzionamento complessivo dell'insieme urbano incidendo anche sulle strutture adiacenti non oggetto dell'intervento stesso, andando a costituire addirittura un peggioramento statico per l'agglomerato. E' dunque necessario avviare un processo sistematico che porti alla verifica delle conseguenze possibili per ogni intervento non solo riferite al singolo edificio, ma estese al complesso della struttura urbana.

## 4.2 TERREMOTI MEDIEVALI: XII-XV SECOLO

Per il periodo che comprende il pieno e basso medioevo sono emerse tracce documentarie e memorialistiche riguardanti una decina di terremoti, per quanto riguarda la documentazione istituzionale, la ragione della mancata o scarsa disponibilità di fonti è dovuta soprattutto al fatto che in epoca medievale non erano previsti interventi di rilevazione dei danni sull'edilizia privata e solo raramente si conservano tracce di interventi su quella pubblica. Il primo evento sismico documentato riguardante il territorio bolognese, e quindi il comune di San Giovanni in Persiceto, è quello del 25 luglio 1365 ricordato in alcune opere tarde da studiosi locali come Giovanni Forni, XX secolo. Secondo le fonti il terremoto del luglio del 1365 avvenne verso le 19:00 e colpì la città di Bologna, causando notevoli danni, mentre il risentimento del terremoto senza danni è ricordato a Cento, Medicina e San Giovanni in Persiceto. Pare che il terremoto ebbe un notevole impatto sulla popolazione, particolare sul quale si soffermarono diversi eruditi del tempo. Agli effetti del terremoto si aggiunsero quelli di fenomeni atmosferici fuori norma: violenti venti e abbondanti piogge causarono lo straripamento di fiumi e l'inondazione dei terreni sia nel bolognese sia in Romagna.

Una delle difficoltà principali nella valutazione dell'entità dei terremoti passati è data dall'interpretazione degli indicatori lessicali che venivano attribuiti ai terremoti e che spesso avevano un significato sottinteso da analizzare attentamente. Infatti, le fonti della cronaca medievale



Fig. 13 Localizzazione degli epicentri dei terremoti dell'area bolognese dei secoli XII - XV.

spesso definiscono con un unico attributo un terremoto, per il quale poi l'analisi delle fonti documentarie ha evidenziato uno scenario sismico di danni: ad esempio, terremoti definiti "grandissimi" (*maximi*) si sono rilevati causa di danni seri agli edifici. Il termine "grande" (*magnus*) riferito al terremoto ha rilevato una oscillazione anche forte, in quanto definisce terremoti di intensità comprese tra IV - V, indicando quindi terremoti senza effetti di danno ma anche terremoti di intensità maggiore.

località	latitudine	longitudine	Intensità
Bologna	44 29 52	11 20 23	VII - VIII
Cento	44 43 36	11 17 21	Forte
Medicina	44 28 35	11 38 20	Forte
San Giovanni in Per.	44 38 17	11 11 14	Forte

Tabella 2 Comuni interessati dall'evento sismico del 25 luglio 1365

### 4.3 TERREMOTI DAL XVI-XVII SECOLO

Il Cinquecento nel territorio bolognese è caratterizzato da uno scenario sismico di rilievo: i tre forti terremoti del dicembre 1504 e gennaio 1505 costituiscono per la storia urbana di Bologna e delle sue aree circostanti un episodio importante, di cui la storiografia locale aveva colto piuttosto l'aspetto pittoresco, senza più oggettive valutazioni e riflessioni. Oggi questa sequenza sismica è, assieme a quelle del 1779 - 80 e del 1929 una fondamentale chiave di lettura per comprendere la sismicità del bolognese e la risposta sismica della città. La sequenza sismica, che ebbe inizio il 31 dicembre 1504 e terminò il 19 maggio 1505, è una delle più documentate dell'Italia settentrionale avvenuta nel Cinquecento. Tra le fonti la parte più consistente è quella rappresentata dalle cronache, che con dettaglio e ricchezza descrittiva narrano gli effetti dei singoli terremoti e la sequenza delle scosse; anche la documentazione archivistica contribuì a delineare meglio tale sequenza (Archivio di Stato di Bologna, Archivio di Stato di Mantova e l'Archivio Storico Comunale di Modena). Le fonti documentano una lunga sequenza sismica, iniziata il 31 dicembre e protrattasi per almeno cinque mesi, durante la quale si succedettero tre forti terremoti che causarono danni. Le testimonianze disponibili descrivono nel dettaglio gli effetti a Bologna e, in misura minore a Modena. Tacciono, invece, sugli effetti nel territorio circostante di Bologna, cioè nell'area extraurbana più prossima all'abitato accentrato urbano e nelle località limitrofe allora caratterizzate da vaste aree rurali e da alcuni insediamenti politicamente dipendenti da Bologna con una densità abitativa molto bassa. Si può però affermare, in maniera abbastanza certa, che gli effetti del primo forte terremoto vennero avvertiti anche nel Comune di San Giovanni in Persiceto: il terremoto infatti causò leggeri danni a Bologna e a Modena, a Ferrara fu avvertito fortemente e l'area di risentimento era nel complesso estesa a nord fino a Venezia e Vicenza e a sud-est fino a Faenza, Forlì e Cesena. L'epicentro macrosismico era localizzato nella pianura Modena e Bologna.

Il secondo terremoto avvenne il 3 gennaio 1505 alle ore 9 : 30 circa, fu più forte di quello del 31 dicembre e causò danni a Bologna e nella zona pedeappenninica. A Bologna ci furono effetti negli edifici civili e religiosi, i crolli totali di abitazioni furono pochi, ma i danni furono diffusi. Gli effetti nelle località limitrofe rimangono ancora una volta più in ombra: sono attestati danni a Bazzano, Confortino, Rigosa, Bentivoglio, San Lorenzo in Collina e Zola Predosa, dove si aprì anche una fenditura nel suolo. Ci furono danni anche a San Giovanni in Persiceto oltre che a danni leggeri a Modena, Ferrara e Reggio Emilia.

località	latitudine	longitudine	Intensità
Bologna	44 29 52	11 20 23	VIII
Confortino BO	44 32 12	11 10 29	VIII
Bazzano BO	44 30 17	11 04 58	VII - VIII
Bentivoglio BO	44 38 01	11 25 21	VII
Rigosa BO	44 30 35	11 14 29	VII
San Lorenzo in C. BO	44 28 20	11 10 34	VII
Zola Predosa. BO	44 29 23	11 13 01	VII
San Giovanni in P. BO	44 38 17	11 11 14	VI - VII
Ferrara	44 50 08	11 37 06	VI
Modena	44 38 49	10 55 31	VI
Reggio nell'Emilia	44 41 50	10 37 52	VI
Brescia	45 32 38	10 12 52	V
Cento FE	44 43 36	11 17 21	V
Cremona	45 08 09	10 01 26	V
Forlì	44 13 00	12 02 57	V
Parma	44 48 02	10 19 43	V
Verona	45 26 16	10 59 37	V
Vicenza	45 32 56	11 32 57	V
Bertinoro FC	44 08 50	12 08 03	Forte
Castrocaro Terme FC	44 10 18	11 56 49	Forte
Cesena	44 08 20	12 14 35	Forte
Faenza RA	44 17 16	11 52 52	Forte
Finale Emilia MO	44 49 57	11 17 38	Forte
Lugo RA	44 25 09	11 54 35	Forte
Marano sul Panaro	44 27 21	10 58 16	Forte
Meldola	44 07 35	12 03 39	Forte
Mirandola	44 53 13	11 03 55	Forte
Salò	45 36 20	10 31 20	Forte
Ravenna	44 25 01	12 11 54	IV
Venezia	45 26 15	12 20 07	IV
Firenze	43 46 38	11 14 55	III

**Tabella 3** Comuni interessati dall'evento sismico del 3 gennaio 1505



Secondo lo storico locale Forni i terremoti del 1504 - 1505 danneggiarono la torre del comune. Poco fuori dall'abitato fu inoltre gravemente danneggiato il dormitorio dei padri Gerolimini annesso al santuario della Madonna del Poggio; per raccogliere i fondi necessari per le riparazioni il papa avrebbe emanato un breve, in cui era prevista l'indulgenza plenaria a chi avesse elargito un'offerta.

Il terzo forte terremoto avvenne il 20 gennaio 1505 intorno alle ore 00:50: a Bologna fece alcuni danni agli edifici e aggravò gli effetti causati dai terremoti precedenti. Fu sentito fortemente a Forlì e in alcune altre località vicine, a Modena, a Ferrara e leggermente a Venezia.

#### 4.4 TERREMOTI TRA IL 1779 E IL 1780

Dopo più di un secolo di calma sismica, dal 1779 al 1780 cinque terremoti in pochi mesi paralizzarono la città dal punto di vista economico, danneggiarono il patrimonio edilizio e crearono paura e spavento tra la popolazione. La scarsa partecipazione, per non dire assenza, dell'amministrazione locale ai problemi del rilevamento dei danni nel patrimonio pubblico e privato era in controtendenza per quegli anni: infatti negli antichi stati italiani, compreso lo Stato della Chiesa, le procedure di intervento dopo un terremoto erano una prassi pressoché consolidata. A Bologna invece non venne fatto nulla, si può infatti ipotizzare che la mancanza di attenzione da parte della storiografia locale a questa importante fase della storia della città sia stata causata, in primo luogo, proprio dalla mancanza di fonti amministrative specifiche. I terremoti iniziarono il primo giugno 1779 e si protrassero fino all'autunno del 1780; in questa interminabile sequenza sismica cinque furono i terremoti più forti che causarono danni, anche se complessivamente furono menzionate più di 150 scosse. Per la città di Bologna notevole è la quantità di documentazione che è stata messa in luce, mentre nel territorio extraurbano sono scarse le testimonianze sugli effetti. Soltanto per alcuni paesi, come Castello San Pietro, Cento e Medicina, sono state reperite informazioni. Tale mancanza di informazioni sulle località limitrofe non è da imputare solo all'ottica urbanocentrica delle fonti, ma anche al fatto che l'amministrazione centrale non prevede interventi economici di alcun tipo, elemento che ovviamente determina la quantità e la qualità della documentazione disponibile. Inoltre, si aggiunga a questo anche la consistente perdita di documentazione archivistica dei comuni della campagna per danni bellici. Pertanto, solo per Bologna le fonti consentono di dettagliare gli effetti dei cinque terremoti, per le altre località si conoscono generalmente solo gli effetti cumulativi dell'intera sequenza sismica. La tipologia più diffusa di danno fu la caduta di comignoli e di pietre o mattoni dalla sommità delle abitazioni, lesioni, cedimenti di volte e distacco di facciate dalla compagine muraria.

#### 4.5 TERREMOTI DEL XIX SECOLO

L'Ottocento a Bologna iniziò e si chiuse all'insegna dei terremoti: sei furono i più forti, ciascuno preceduto e seguito da decine e decine di scosse più o meno forti. Considerando solo i sei eventi sismici maggiori, la frequenza media è di un terremoto ogni 14 anni. Gli epicentri delle scosse dell'Ottocento si trovavano tutti a sud-est della città di Bologna, a cerniera tra le prime balze appenniniche e la pianura. Questi terremoti, in particolare quelli del 1834 e del 1881, causarono al patrimonio edilizio pubblico e privato danni non gravi, ma diffusi e insidiosi: lesioni, fessurazioni, dissesti murari, caduta di intonaci o di ornamenti sporgenti. Dal punto di vista decisionale e amministrativo rileva la tendenza ad intervenire per la riparazione dei danni in tempi brevi e anche con una certa efficacia.

In particolare, quella del 1881 fu una lunga sequenza sismica, durata cinque mesi e caratterizzata da due forti terremoti, intervallati e seguiti da numerose scosse di leggera intensità. Il primo forte terremoto avvenne il 24 gennaio 1881 alle ore 17:14, colpì l'Emilia orientale e in particolare il bolognese. L'epicentro macrosismico era localizzato a circa 11 km a sud di Bologna; i danni più gravi vennero registrati nell'area appenninica a sud della città. A Bologna fu profondamente lesionato il santuario della Madonna di san Luca, ubicato sulle colline occidentali a circa 3 km dalla città. L'area di risentimento fu ampia: da Vicenza a Urbino, da Trieste a Parma.

località	latitudine	longitudine	Intensità
La Pergola BO	44 1 3 46	11 21 00	VII
Scanello BO	44 16 16	11 21 14	VII
Madonna di San Luca	44 28 48	11 17 55	VI - VII
Bologna	44 29 52	11 20 23	VI
Quaderna BO	44 27 05	11 30 39	VI
Casalecchio de' Conti	44 23 30	11 32 09	V
Castel San Pietro T. BO	44 23 52	11 35 23	V
Guzzano BO	44 09 31	11 05 06	V
Loiano BO	44 16 09	11 19 22	V
Sermide MN	45 00 11	11 17 51	V
Verzuno BO	44 11 52	11 04 18	V
Zola Predosa BO	44 29 23	11 13 01	V
Bastia PD	45 23 06	11 39 09	Forte
Cento FE	44 43 36	11 17 21	Forte

località	latitudine	longitudine	Intensità
Finale Emilia MO	44 49 57	11 17 38	Forte
Mantova	45 09 07	10 46 30	Forte
Padova	45 24 23	11 52 33	Forte
Pistoia	43 55 55	10 54 46	Forte
Rovigo	45 04 13	11 47 23	Forte
Vicenza	45 32 56	11 32 57	Forte
San Giovanni in P.	44 38 17	11 11 14	IV - V
Brisighella BO	44 13 21	11 46 31	IV
Imola	44 21 12	11 42 50	IV
Palazzuolo sul Senio	44 06 46	11 32 51	IV
Reggio nell'Emilia	44 41 50	10 37 52	IV
Ronco all'Adige VR	45 20 15	11 14 31	IV
Tossignano BO	44 16 23	11 36 10	IV
Urbino	43 43 33	12 38 10	IV
Villa Quiete BO	44 23 16	11 15 43	IV
Ferrara	44 50 08	11 37 06	III
Firenze	43 46 38	11 14 55	III
Lucca	43 50 35	11 30 18	III
Modena	44 38 49	10 55 31	III
Parma	44 48 02	10 19 43	III

**Tabella 4** Comuni interessati dall'evento sismico del 24 gennaio 1881

Il secondo forte terremoto avvenne il 14 febbraio 1881 alle ore 10:00. L'epicentro macrosismico è localizzato 15 km circa a sud-est di Bologna; causò diversi danni in città dove caddero diversi camini e ci furono danni diffusi di leggera entità nelle abitazioni e negli edifici pubblici. Subì danni anche il santuario della Madonna di san Luca, già colpito dal terremoto avvenuto venti giorni prima. L'area di propagazione fu piuttosto ampia: dal Veneto a nord alla Romagna a sud. I terremoti del 24 gennaio, avvenuto alle ore 16:14 circa, e del 14 febbraio, alle ore 9:00 circa, furono definiti dai contemporanei molto forti: entrambi preceduti da un forte rombo e con una durata di circa 5 secondi.



**Fig. 14** Localizzazione dell'epicentro del terremoto del 24 gennaio 1881 nell'area del bolognese.

#### 4.6 TERREMOTI DEL 1929

Lo sequenza sismica del 1929 fu caratterizzata dal succedersi di sei forti terremoti nel giro di circa due mesi, ciascuno seguito e preceduto da innumerevoli scosse più o meno forti. Gli epicentri erano tutti localizzati ad ovest e sud-est di Bologna e i danni più gravi vennero registrati nei comuni di Bazzano, Castello di Serravalle, Crespellano, Monte San Pietro, Montevoglio, Sasso Marconi e Zola Predosa. La sequenza sismica ebbe inizio il 10 aprile 1929 e si protrasse fino all'ottobre successivo; sono note quasi 100 scosse, alcune anche molto forti e con un'area di risentimento molto vasta, estesa circa 70 000 kmq nell'Italia settentrionale e centrale. Le tipologie di danni più diffuse, note grazie alle perizie del Genio Civile, furono: strapiombi di eri, lesioni più o meno gravi ai muri e agli architravi di porte e finestre, dissesti ai coperti e ai pavimenti, crollo dei comignoli. Come segnalavano i periti, alcuni danni riscontrati erano preesistenti ai terremoti e furono da questi peggiorati. Molte delle abitazioni danneggiate erano già in cattive condizioni prima del terremoto e pertanto esposte ad un notevole grado di vulnerabilità.

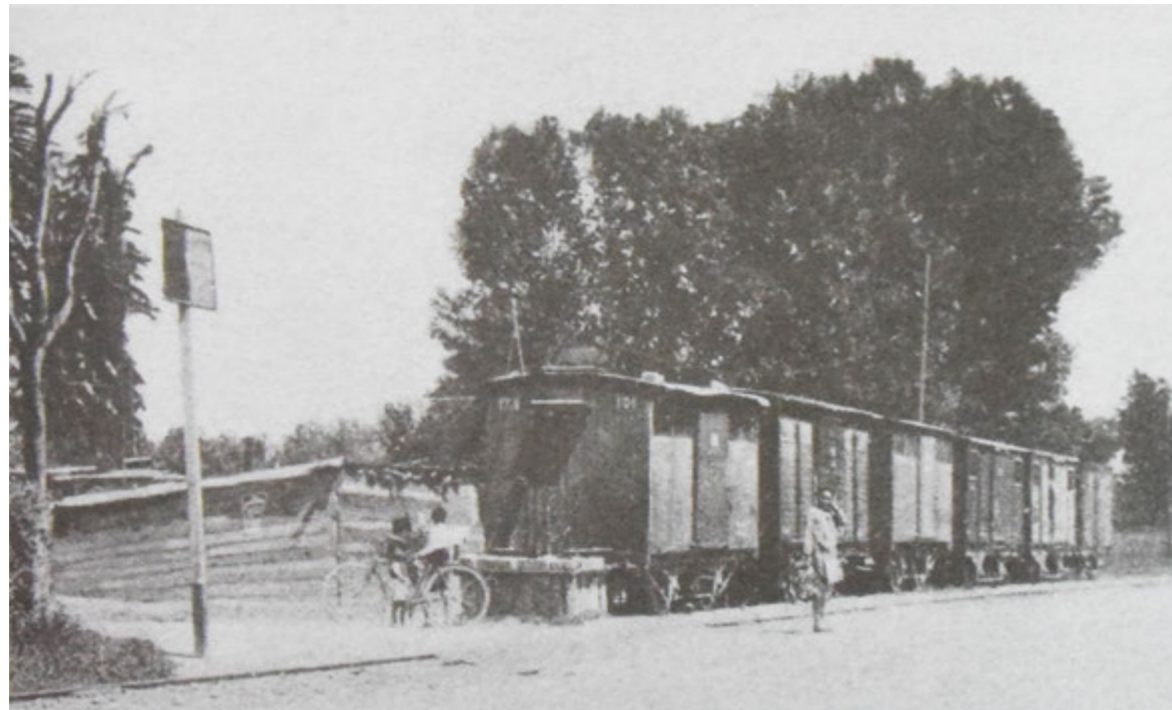
Nel 1929 il territorio più danneggiato aveva un carattere prevalentemente rurale e la popolazione risiedeva in paesi e frazioni o in case sparse su fondi agricoli. La dimensione demografica di questi comuni, secondo il censimento ISTAT dell'aprile 1931, era compresa nei paesi



più popolati fra i 2 000 e i 5 000 abitanti circa, e fra i 100 e 2 000 abitanti circa nelle frazioni. La zona danneggiata aveva complessivamente 46 522 abitanti residenti.

Le numerose scosse, che si protrassero per oltre sei mesi, provocarono un generalizzato stato di allarme nelle popolazioni che alloggiavano spesso fuori dalle abitazioni. I terremoti non causarono vittime, tuttavia, per l'alto numero delle abitazioni danneggiate, molte delle quali pericolanti e quindi inagibili, e il progressivo aggravarsi dei danni, ci furono molti senza-tetto, il cui disagio durò per vari mesi. Il governo centrale inviò un cospicuo numero di tende da campo della Divisione Militare di Bologna. Il 26 aprile 1929 il ministro dei Lavori Pubblici aveva chiesto 3 800 000 lire al ministro delle Finanze per affrontare l'emergenza e aveva autorizzato la costruzione di più di 100 baracche per il ricovero dei senza-tetto, per i lavori di puntellamento e la demolizione degli edifici. Anche l'accertamento dei danni e le modalità di finanziamento dei lavori di riparazione furono stabiliti con provvedimenti legislativi emanati in tempi brevi.

E' inoltre opportuno tenere in considerazione un altro importante carattere nella valutazione della pericolosità sismica di Bologna e del bolognese: le forti propagazioni della Pianura Padana. Come è possibile rilevare dalla figura (numero della figura), Bologna e altri paesi della



**Fig. 15** Crespellano: baracche costruite per alloggiare i senza-tetto dopo i terremoti del 1929.



**Fig. 16** Epicentri di terremoti non locali che hanno causato effetti a Bologna uguali o maggiori al V - VI grado MCS.

sua provincia hanno subito danni da terremoti i cui epicentri erano localizzati a 250 km di distanza, come quello che il 26 marzo 1511 colpì la Slovenia e il Friuli ed ebbe un'area di propagazione il cui limite meridionale è rappresentato da Ferrara. Lo stesso vale per il forte terremoto che il 6 maggio 1976 fece crollare diversi paesi del Friuli e i cui effetti vennero avvertiti distintamente anche nella città di Bologna, pur trovandosi a 230 km di distanza dall'epicentro. In città non ci furono danni e gli effetti furono valutati del IV - V grado MCS.

#### 4.7 SINTESI DEI TERREMOTI DELL'AREA BOLOGNESE

La classificazione degli effetti sismici in Italia è fatta utilizzando la Scala d'Intensità Mercalli Cancani Sieberg (MCS) costituita da dodici gradi. L'intensità non misura la grandezza del terremoto da un punto di vista fisico, ma classifica gli effetti ed è anche interpretabile come sti-

ma dello scuotimento. Allo stato attuale è ritenuta abbastanza adatta a classificare gli effetti desunti da dati storici, in quanto le tipologie costruttive del passato erano complessivamente più omogenee di quelle attuali. Resta ovviamente da definire lo stato di conservazione dei vari insediamenti edilizi sui quali oggi, trattandosi di situazioni non più osservabili o non sempre conoscibili nel dettaglio, il sismologo storico spesso non può esprimere stime così precise come quelle richieste da altre scale.

#### Scala d'Intensità Mercalli Cancani Sieberg MCS

- I Impercettibile, rilevato solo dai sismografi
- II Molto leggero, avvertito solo da soggetti sensibili
- III Leggero, viene percepito come tremolio
- IV Percepito all'interno degli edifici
- V Lo scuotimento degli edifici è sentito distintamente; i vetri delle finestre si infrangono
- VI Sentito da tutti; molti fuggono all'aperto: gli oggetti cadono; si aprono crepature negli intonaci e fessure nei muri; può cadere qualche tegola
- VII Danni moderati a edifici di forte struttura; lesioni nei muri; crolli in strutture malandate o mal costruite; crollo di tetti; fuoriescono pietre dalle murature; cadono comignoli
- VIII Un quarto circa delle case è gravemente lesionato; solidi muri di cinta crollano; parti di edifici possono crollare; negli interni si rovesciano i mobili; ruotano statue e colonne
- IX Circa la metà delle case in muratura sono gravemente danneggiate; alcune crollano completamente; la maggior parte è inagibile
- X Gravissima distruzione di circa 3/4 degli edifici; la maggior parte crolla; i binari si piegano; le dighe si rompono; le strade assumono un aspetto "ondulato" o si spaccano
- XI Crollo di tutti gli edifici in muratura; i binari si piegano fortemente; cedono i pilastri di ferro; effetti estesi anche sull'ambiente
- XII Nessuna opera umana regge; gli effetti sul paesaggio assumo aspetti grandiosi

Complessivamente sono 92 i terremoti con intensità epicentrale maggiore o uguale al IV grado MCS che, dal I secolo a. C al 2000, hanno causato effetti a Bologna e nel suo territorio. I terremoti che hanno causato i danni maggiori a Bologna non sono solo quelli più vicini alla città; vi sono infatti aree sorgenti che si trovano pochi chilometri a sud dell'area urbana, a est, nell'area di Ozzano e a ovest, in quella di Bazzano. A nord-est di Bologna vi sono alcuni

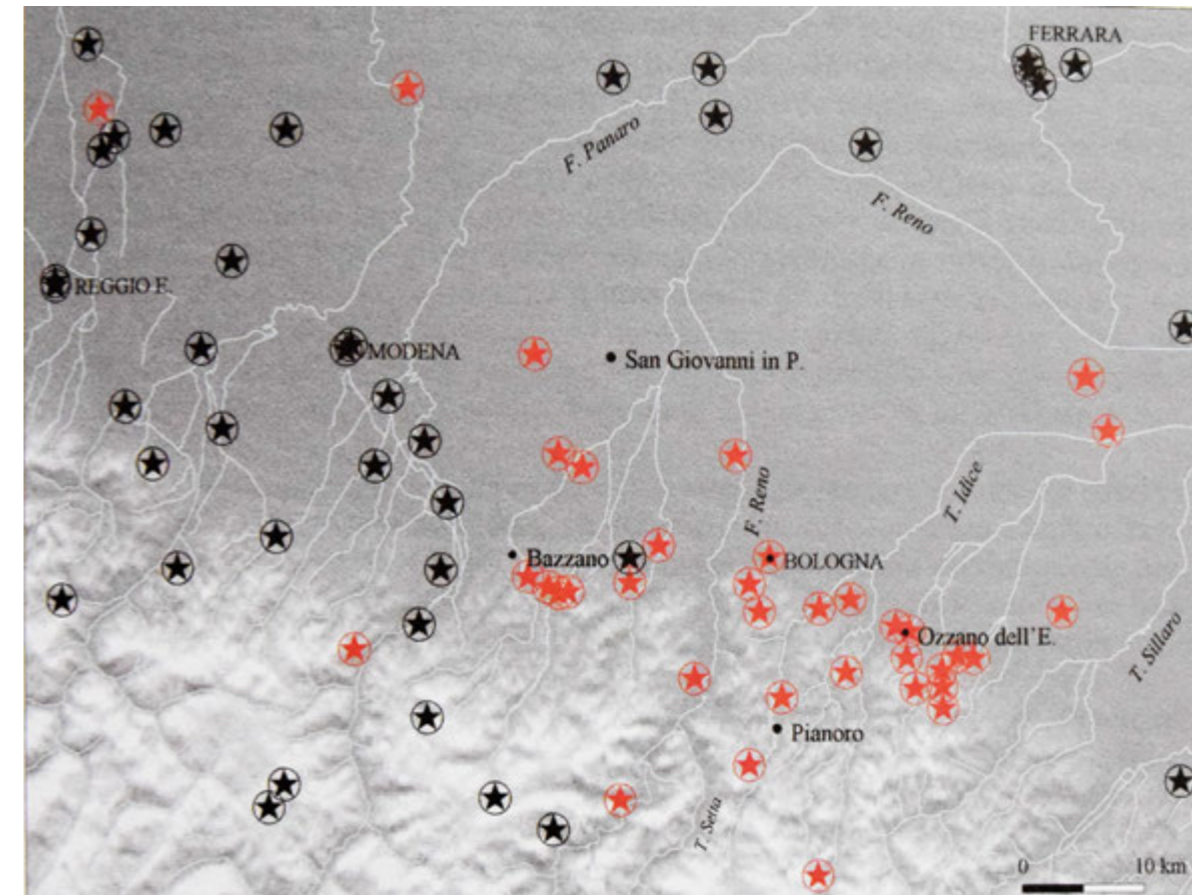


Fig. 17 Localizzazione degli epicentri dei 92 terremoti che hanno interessato Bologna e il suo territorio.

epicentri che hanno causato danni ai soli comuni del bolognese.

Di seguito viene riportata la tabella in cui sono elencati, in maniera sintetica, i principali terremoti che, dal 1000 al 2000, hanno avuto come area epicentrale il territorio bolognese.

data	ora	lmax	lo	lat.	long.	area epicentrale	Me	IBo
25 02 1323	19:00	5.5	5.0	44 34	11 07	Bolognese	4.6	5.5
25 07 1365	18:00	7.5	6.5	44 29	11 20	Bolognese	5.1	7.5
03 01 1408	16:30	5.0	4.0	44 29	11 20	Bolognese	4.2	5.0
04 05 1433	08:05	7.0	6.0	44 29	11 20	Bolognese	5.1	7.0
31 12 1504	04:00	6.5	6.0	44 33	11 09	Bolognese	5.4	6.5



data	ora	I <sub>max</sub>	I <sub>o</sub>	lat.	long.	area epicentrale	Me	I <sub>Bo</sub>
03 01 1505	02:00	8.0	8.0	44 30	11 13	Bolognese	5.7	8.0
20 01 1505	23:50	6.5	5.5	44 27	11 38	Bolognese	5.1	6.5
27 01 1505	02:40	5.5	5.0	44 34	11 07	Bolognese	4.6	5.5
03 04 1505	-	5.5	5.5	44 29	11 20	Bolognese	4.7	5.5
07 02 1509	16:00	4.0	4.0	44 29	11 20	Bolognese	4.2	4.0
14 04 1666	18:58	6.0	5.0	44 38	11 06	Bolognese	4.6	6.0
01 06 1779	23:55	6.5	6.0	44 23	11 30	Bolognese	4.9	6.0
02 06 1779	07:30	6.0	5.0	44 26	11 27	Bolognese	4.6	6.0
04 06 1779	07:00	7.0	7.0	44 26	11 28	Bolognese	5.4	7.0
10 06 1779	08:35	6.5	5.5	44 24	11 30	Bolognese	4.8	6.5
14 07 1779	19:30	7.0	6.5	44 27	11 19	Bolognese	5.3	7.0
20 08 1779	10:50	5.5	5.0	44 27	11 23	Bolognese	4.6	5.0
23 11 1779	18:30	6.0	5.0	44 39	10 50	Bolognese	5.0	6.0
06 02 1780	04:00	6.5	6.0	44 00	11 18	Bolognese	5.1	6.5
08 10 1801	07:52	6.0	6.0	44 28	11 25	Bolognese	5.1	6.0
12 03 1878	21:36	6.0	6.0	44 25	11 32	Bolognese	4.9	5.0
05 04 1878	09:46	6.0	6.0	44 24	11 30	Bolognese	4.6	5.0
04 06 1878	14:40	5.5	5.0	44 16	11 22	Bolognese	4.5	4.0
24 01 1881	16:14	7.0	7.0	44 24	11 20	Bolognese	4.6	5.0
25 01 1881	07:06	5.5	5.0	44 25	11 24	Bolognese	4.6	5.0
14 02 1881	09:00	6.0	6.0	44 24	11 28	Bolognese	4.8	6.0
10 04 1929	05:43	7.0	7.0	44 25	11 28	Bolognese	5.2	6.0
19 04 1929	04:15	7.0	7.0	44 28	11 11	Bolognese	5.2	6.0
20 04 1929	01:09	8.0	8.0	44 28	11 08	Bolognese	5.4	5.0
22 04 1929	08:25	6.5	6.5	44 28	11 07	Bolognese	5.0	4.5
29 04 1929	18:35	6.0	6.0	44 29	11 05	Bolognese	4.9	5.0
11 05 1929	19:22	6.5	6.5	44 28	11 07	Bolognese	5.2	6.0

#### Legenda

**I<sub>max</sub>** Intensità massima  
**I<sub>o</sub>** Intensità epicentrale  
**lat.** Latitudine

**Me** Magnitudo stimata da dati macrosismici  
**I<sub>Bo</sub>** Intensità a Bologna

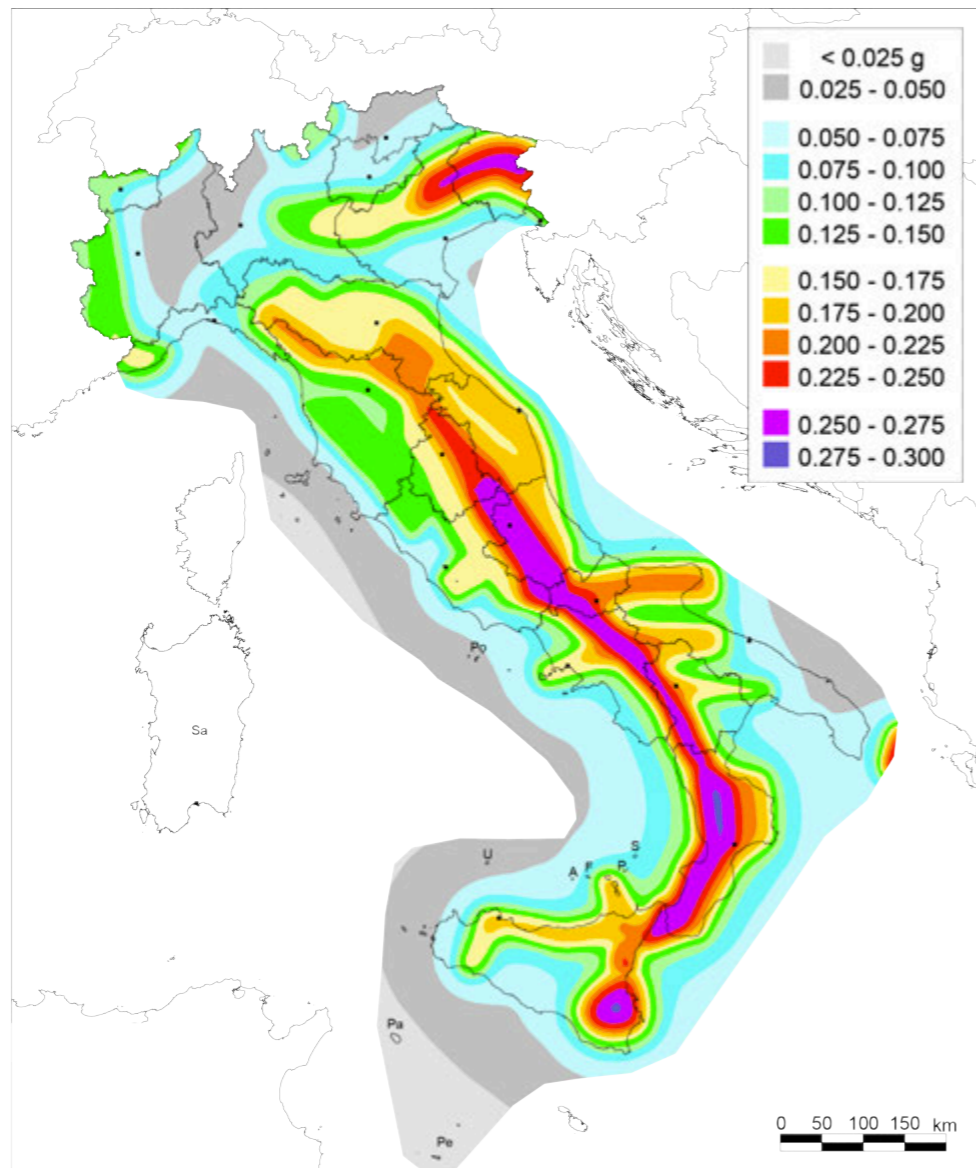
## 4.8 SEQUENZA SISMICA DEL MAGGIO 2012

La sequenza sismica che nel 2012 ha colpito l'Emilia è stata caratterizzata da una serie di scosse che hanno interessato prevalentemente le province di Modena, Ferrara, Mantova, Reggio Emilia, Bologna e Rovigo con un'area di propagazione molto vasta comprendente tutta l'Italia centro-settentrionale e parte della Svizzera, della Slovenia, della Croazia, dell'Austria, della Francia sudorientale e della Germania meridionale. L'area che ha interessato è un'area a pericolosità medio-bassa della penisola italiana. L'evento più forte è avvenuto alle 4:03 del 20 maggio e ha avuto magnitudo Richter (MI) 5.9. La replica più forte è avvenuta alle 15:18 del 20 maggio, con MI 5.1. L'epicentro era situato nel territorio comunale di Finale Emilia, in provincia di Modena. La sismicità era distribuita lungo un'area allungata per circa 40 km in direzione est-ovest. La sequenza sismica ha interessato la regione padana, già sede di terremoti rilevanti nei mesi passati. In particolare, a gennaio 2012 la zona appenninica di Reggio Emilia e Parma fu colpita da terremoti di magnitudo 4.9 e 5.4, a distanza di pochissimi giorni. I due terremoti di gennaio, sebbene avvenuti a profondità molto diverse (30 e 60 km) rispetto ai 6-8 km di quelli di maggio, erano anch'essi legati ai movimenti della stessa "microplacca adriatica".

Il 29 maggio 2012 alle ore 9:00 una nuova forte scossa di magnitudo MI 5,8 fu avvertita in tutta l'Italia settentrionale, il cui epicentro era situato nella zona compresa tra Mirandola, Medolla e san Felice sulla Panaro. A quella delle 9:00 seguirono altre tre scosse rilevanti: una alle 12:55 di MI 5,4, una alle 13:00 di MI 4,9 e un'ulteriore scossa alla stessa ora di MI 5,2. A queste sono seguite altre due forti scosse il 31 maggio e una il 4 giugno. I due eventi sismici principali causarono 27 vittime, in maggioranza dipendenti di aziende andate distrutte.

Tra i comuni colpiti anche quello di san Giovanni in Persiceto dove furono registrati danni alle strutture più antiche del centro storico, tra cui varie chiese, come quella della Beata Vergine della Cintura, vennero rese inagibili.

Purtroppo ad oggi la classificazione sismica del territorio italiano ancora non rispecchia appieno quella che è la reale condizione sismica di alcune aree della nostra penisola. La Pianura Padana, per esempio, rappresenta proprio una di queste zone. La normativa fornisce infatti valori di accelerazioni massime al suolo che purtroppo risultano essere al di sotto di quelli che la storia sismica di quest'area ci mostra. La dettagliata analisi della sismicità del territorio bolognese sopra riportata, ha proprio lo scopo di mettere in evidenza l'attività, dal punto di vista sismico, di questi territori che, da quando è stato possibile averne memoria, sono sempre stati teatro di eventi sismici, anche piuttosto significativi.



**Fig. 18** Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale, espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi<sup>1</sup>

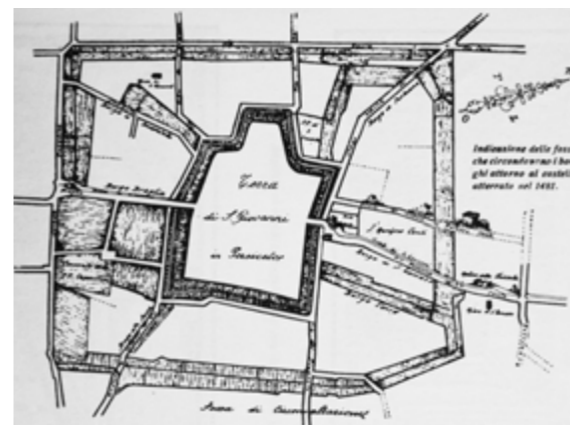
<sup>1</sup>Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV)

## 5. EVOLUZIONE STORICA DELLA CHIESA DELLA BEATA VERGINE DELLA CINTURA

La chiesa della Beata Vergine della Cintura fu eretta a partire dal 1574 per volere della Confraternita del Santissimo Sacramento, una diramazione dell'antichissima società detta la Stretta di Santa Maria dei Battuti della Morte, la quale aveva il compito di assistere gli infermi e di accompagnare col suo stendardo i defunti alla sepoltura. La confraternita divenne indipendente soltanto dopo la realizzazione della Chiesa, la quale "fu costrutta [...] sopra disegno del celebre architetto Alfonso Lombardi nella piazza dell'antico mercato delle bestie o foro boario, [...] e precisamente su parte dell'area rimasta scoperta dopo la lenta demolizione della rocca. La sua canonica erezione fu sanzionata il 29 aprile 1577 dal Card. Arcivescovo Gabriele Paleotti col consenso dell'Arciprete della Collegiata D. Antonio Nannini, ed in compenso dell'obbligo che si era assunto di accompagnare alla sepoltura i poveri della Parrocchia, che non fossero ascritti ad altre confraternite, le fu assegnato dalla comunità il provento della pesa pubblica del mercato, che prima era goduto dalla Società detta Larga dei Battuti o del Corpo di Cristo, caduta in grande abbandono"<sup>1</sup>. Giovanni Forni, storico studioso di San Giovanni in Persiceto, attribuisce dunque il progetto della Chiesa nella sua conformazione originaria, all'architetto Alfonso Lombardi. Purtroppo, allo stato attuale, non è possibile conoscere la fonte di tale attribuzione e del Lombardi, nato a Ferrara nel 1497 circa e morto a Bologna nel 1537, conosciamo soltanto l'opera di scultore e medaglista e non quella di architetto. Si può ipotizzare che si tratti di un caso di omonimia, ma vista la scarsa documentazione storica al riguardo, nessuna ulteriore attribuzione è possibile.

La Chiesa, come narra Forni, venne eretta nell'area dell'antico foro boario, nella parte sud-est della cittadina di San Giovanni in Persiceto. Il mercato nel XIV secolo era tenuto fra la cerchia del vecchio castello e la cerchia dei borghi; dopo la distruzione di questi ultimi, completata nel 1481, le sue dimensioni vennero ridotte all'area dell'attuale Piazza Garibaldi. Con la demolizione nel 1871 delle mura e dei terrapieni di levante, si venne a formare un nuovo mercato di bovini "colla costruzione di un ponte sulla fossa di circonvallazione, mettendo così in diretta comunicazione il mercato colla strada esterna ed impedendo lo sconcio del passaggio dei bovini per la città"<sup>1</sup>.

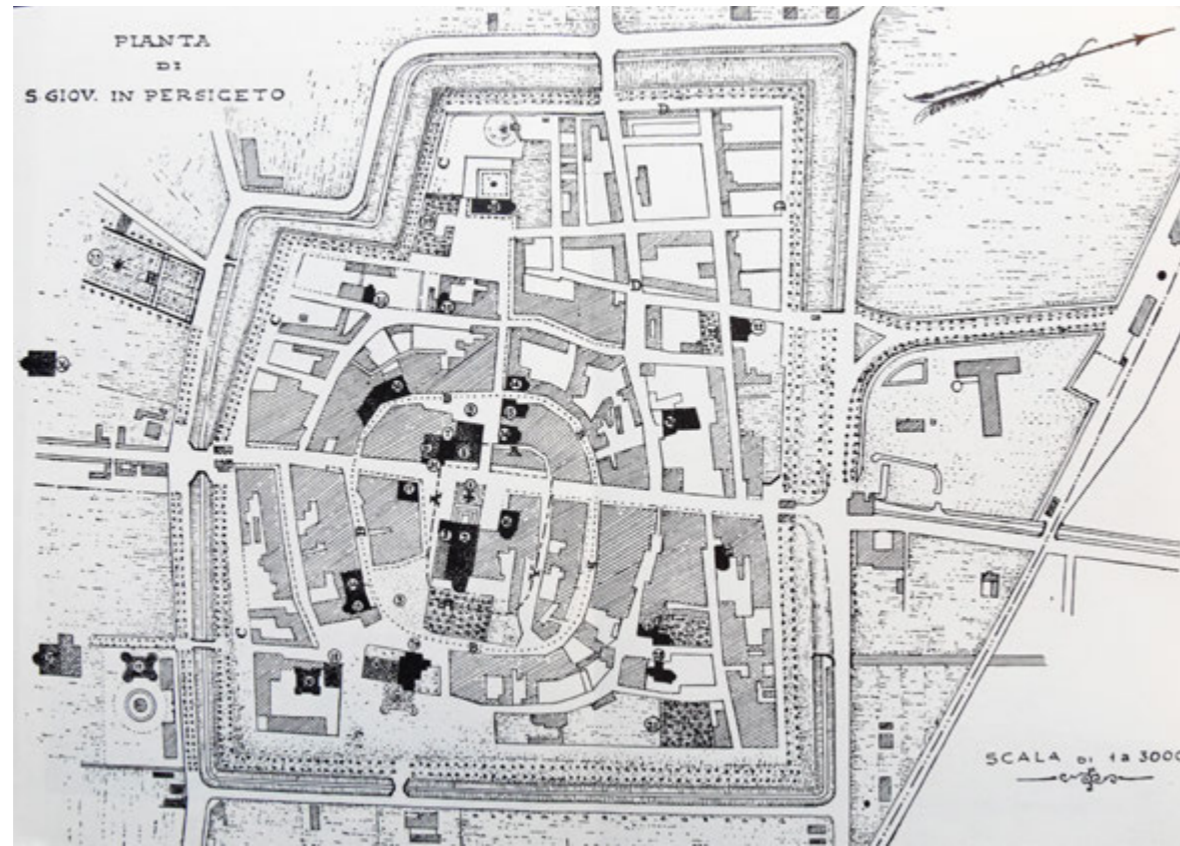
<sup>1</sup> Giovanni Forni, *Persiceto e San Giovanni in Persiceto, storia monografica delle chiese, conventi, edifici, istituzioni civili e religiose, arti e mestieri, industrie ecc. dalle origini a tutto il secolo XIX*, ristampa anastatica, 1990.



**Fig. 19** Indicazione delle fosse che circondavano i borghi attorno al castello atterrato nel 1481. (Giovanni Forni, *Persiceto e San Giovanni in Persiceto, dalle origini a tutto il secolo XIX, storia di un comune rurale*, ristampa anastatica, 1968).

In quest'area, più precisamente nell'attuale giardino pubblico Pettazzoni, si trovava anche l'antica rocca costruita nel 1363 per ordine del governo di Bologna. La rocca, dotata di un grosso torrione centrale e torrette laterali, ebbe circa tre secoli di vita e già nei primi decenni del '500 versava in uno stato di abbandono e di trascuratezza. Al 1571 risalgono le ultime memorie della rocca, dal momento che il Senato di Bologna aveva concesso che ne fossero prelevati i ruderi per la realizzazione della Chiesa di San Senesio di Tivoli e di altri edifici, ed anche molti abitanti del castello se ne servirono per costruire e ristrutturare le loro abitazioni. Una volta completata la demolizione e ricoperti i fossati che la circondavano, vennero costruiti, come già detto, prima la Chiesa della Cintura e in un secondo momento l'ospedale degli infermi del Santissimo Salvatore, l'attuale biblioteca comunale G. Croce di San Giovanni in Persiceto. Sulla base di queste informazioni e delle ulteriori indagini di progetto che sono state svolte sulle murature della chiesa, si è giunti ad ipotizzare che l'edificio, probabilmente assieme a quello del Santissimo Salvatore, potesse essere sorto proprio su parte dell'area un tempo occupata dalla rocca e che i ruderi della stessa fossero stati poi utilizzati per la costruzione dei suddetti edifici. Questa ipotesi spiegherebbe la grande disomogeneità di materiali e tecniche costruttive che si sono evidenziate in alcune pareti perimetrali della chiesa, soprattutto per quanto riguarda l'oratorio retrostante. Come fosse a quella data San Giovanni in Persiceto, ed in particolare l'area circostante l'erigenda chiesa, con la rocca in stato di abbandono e per buona parte demolita, viene mostrato da un'incisione del Cinquecento di Ignazio Danti realizzata nel corso di una visita pastorale e in seguito raccolta nel manoscritto cartaceo "Disegni di alcune prospettive di Palazzi Ville e Chiese del Bolognese fatti nel tempo del Sig. Cardinale Paleotti Arcivescovo di Bologna. 1578" e contenuto nell'opera di Mario Fanti "Ville castelli e chiese bolognesi da un libro di disegni del Cinquecento, Bologna, 1967". A tale data la costruzione della chiesa era appena iniziata e, probabilmente, i lavori non dovevano essere avanzati molto anche se dall'incisione sotto riportata non è possibile stabilire con esattezza se l'edificio fosse presente





**Fig. 20** Pianta della cittadina di San Giovanni in Persiceto e relativa legenda (**Fig. 21**). Con il numero 29 è indicata la Chiesa della Beata Vergine della Cintura e con il numero 12 l'area occupata dalla terza ed ultima rocca della città, costruita nella seconda metà del 1300 e abbandonata verso la metà del XVI secolo. (Giovanni Forni, *Persiceto e San Giovanni in Persiceto, dalle origini a tutto il secolo XIX, storia di un comune rurale, ristampa anastatica, 1968*).

o meno nel panorama persicetano.

Soltanto il 5 Aprile del 1603 "fu dato ai Confratelli di passare nella nuova chiesa, che non era molto vasta, con volte tessute di gotelle, senza ornamento di corniciotti e sculture, e con due soli altari: il maggiore, aperto, di legno, costituito di una tavola corniciata, sostenuta da colono pure di legno scannellate, sopra zoccoli sagomati. [...] L'altro altare aveva un quadro d'antica mano, figurante un Salvatore colla croce nella mano destra ed i quattro Evangelisti."<sup>1</sup>

Sulla base di quanto riportato sopra dal Forni e dell'analisi visiva e tecnologica svolta sull'edificio, si può ipotizzare che le dimensioni della primigenia chiesa fossero inferiori a quelle dell'attuale edificio, escludendo le aggiunte successive dell'oratorio retrostante e degli edifici

1	Antica chiesa collegiata demolita nel 1573.	16	Chiesa ed Oratorio di S. Maria delle Laudi già della S. V. del Carmine soppressa.	22	Chiesa ed Ospedale di S. Maria della Fama demoliti verso il 1547.
2	Collegiata attuale.	17	Monte di Pietà soppresso nel 1797.	23	Ghetto di Ebrei detto la casa del Giuda per del Medico, ora Asili infantili e scuola di musica.
3	Torre costruita l'anno 1300 circa.	18	Chiesa di S. Bartolomeo già parrocchiale.	24	Attuale Cimitero.
4	Antico cimitero detto di S. Giordano.	19	Chiesa di S. Lorenzo già parrocchiale soppressa.	25	Chiesa e Convento già della Monache di S. Clemente poi dei Cappuccini soppressi.
5	Antico campum levum o loro leario ora Piazza Garibaldi.	20	Primo e secondo Cimitero della Chiesa di S. Lorenzo.	26	Seconda Chiesa e Convento dei Cappuccini soppressi.
6	Prima antica casa comunale.	21	Chiesa di S. Vitale ed Agricola già parrocchiale soppressa.	27	Chiesa di S. Maria della Misericordia e del Buon Gesù soppressa.
7	Palazzo del Vescovo.	22	Cimitero della soppressa Chiesa di S. Vitale.	28	Cimitero del S. M. Conventuali di S. Francesco.
8	Palazzo costruito da Giovanni II dei Bentivoglio ora residenza Comunale.	23	Chiesa di S. Benigno e Teopompo soppressa.	29	Chiesa della Beata Vergine della Cintura.
9	Antica piazza del Castello ora Piazza Carov.	24	Chiesa e convento dei Frati di S. Francesco soppresso nel 1567.	30	Prima circonvallazione del Castello ora Borgo. Restituito costituito dalle quattro attuali strade: Via Pellegrini - U. C. Croce - Via d'Angelo - Gian Francesco Rambelli.
10	Rocca antichissima alterata circa il 1250.	25	Palazzo dell'Ateneo di Napoleone del XIII secolo.	31	Mura e terragli attornati nel 1570 e 1611.
11	Seconda rocca costruita nel 1310 abbandonata nel 1510 circa.	26	Chiesa di S. Appollinare costruita nel 1420.	32	Ampliamento della città eseguito nel 1547.
12	Terra ed ultima rocca costruita dal 1300 al 1325 ed abbandonata verso la metà del secolo XVI.	27	Chiesa di S. Maria degli Angeli.		
13	Chiesa demolita di S. Eustachio.	28	Chiesa della Confraternita del S. Sacramento detta della Cintura.		
14	Chiesa antica ed ospedale di S. Maria della Croce per Chiesa e Convento delle Monache di S. Michele indi Chiesa del Crocifisso ora Ricovero ed Ospedale.	29	Cappella di S. Maria del Pozzo già sotto il portico poi infermeria nel Palazzo ora soppressa.		

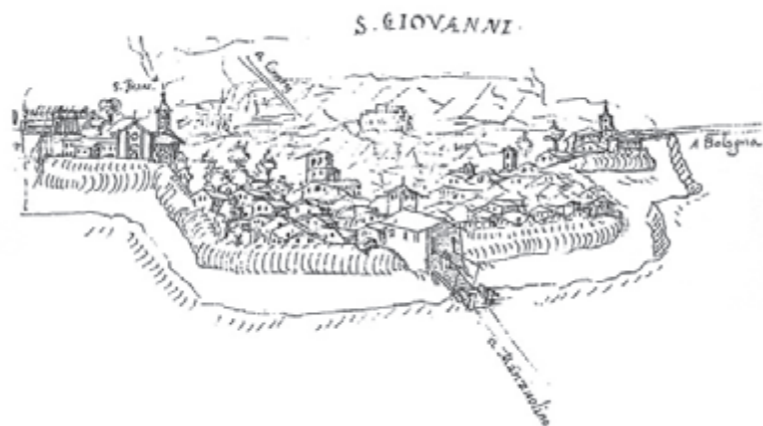
**Fig. 21** Legenda relativa alla precedente pianta della Cittadina di San Giovanni in Persiceto.

attigui. Il Forni infatti parla di una chiesa non molto vasta con al suo interno due soli altari, quelli laterali alla navata, mentre quello maggiore troverà compimento soltanto alla fine del '700. A sostegno di tale ipotesi ci sono poi altri due aspetti ancora oggi visibili ad occhio nudo: in primo luogo lo "stacco" di materiale visibile sui prospetti laterali in corrispondenza di quelle che sembrerebbero essere delle ammorsature tra due pareti murarie e, in secondo luogo, la presenza nel sottotetto della chiesa di una parete in mattoni, dello spessore di 30 cm, in corrispondenza di tale limite. Ciò farebbe pensare ad una chiesa originaria priva dell'altare maggiore, posto attualmente sul fondo della navata, e quindi longitudinalmente più corta di 4,5 / 5 m.

Dalla visita pastorale di Monsignor Lodovico Bonsioli, il 23 Settembre del 1620, sappiamo che si invitava la confraternita ad un perfezionamento della chiesa che, risultava all'epoca, ancora piuttosto spoglia e ben lontana dalla configurazione odierna. L'attuale denominazione di Chiesa della Cintura risale al 1639 quando, il 24 Dicembre, venne ufficialmente istituita la Compagnia o Confraternita della Beata Vergine della Cintura "che già esisteva con altare nel confessionale della Chiesa della Collegiata sin dal 1589, e dalla quale ottenne di unirsi per bolla di Ss. Santità Papa Urbano VIII, assenziente l'arciprete della Collegiata D. Antonio de Melegari"<sup>2</sup>.

Nel 1666 ebbe inizio la costruzione della sagrestia attigua alla chiesa che "ottenne un serra-glietto di terra, che gode ancora circondandolo di siepe, per impedire che, specie nei giorni di mercato, la nuova sagrestia restasse lordata dalle immondizie"<sup>3</sup>.

<sup>2</sup> Giovanni Forni, *Persiceto e San Giovanni in Persiceto, storia monografica delle chiese, conventi, edifici, istituzioni civili e religiose, arti e mestieri, industrie ecc. dalle origini a tutto il secolo XIX, ristampa anastatica, 1990*.



**Fig. 22** Incisione cinquecentesca di Ignazio Danti realizzata nel corso di una visita pastorale e in seguito raccolta nel manoscritto cartaceo "Disegni di alcune prospettive di Palazzi Ville e Chiese del Bolognese fatti nel tempo del Sig. Cardinale Paleotti Arcivescovo di Bologna. 1578" e contenuto nell'opera di Mario Fanti "Ville castelli e chiese bolognesi da un libro di disegni del Cinquecento, Bologna, 1967".

Da questo stralcio riportato direttamente dal Forni possiamo intuire che fino al 1921, anno della pubblicazione del libro, l'edificio, oggi di proprietà privata, addossato al prospetto nord-est della chiesa, lungo la parete dell'oratorio, non era ancora stato realizzato dal momento che al suo posto vi era quel cortile di pertinenza della sagrestia che ritroviamo fino all'aggiornamento catastale del 1895. L'edificio, così come lo vediamo oggi, compare per la prima volta nell'aggiornamento catastale del 1967.

La storia dell'edificio è anche, e soprattutto, la storia delle eredità e dei legati, riportati fedelmente dal Forni nella sua opera *Persiceto e San Giovanni in Persiceto, storia monografica delle chiese, conventi, edifici, istituzioni civili e religiose, arti e mestieri, industrie ecc. dalle origini a tutto il secolo XIX*. Uno di questi, il testamento di Domenico Pecini, è conservato presso la Biblioteca Comunale G. Croce di San Giovanni in Persiceto e tratta dell'eredità da egli lasciata, in data 17 giugno 1671, alla Compagnia del Santissimo Sacramento. Il testamento "Istitui di lui herede Universale la Venerabile Compagnia del SS. mo Sacramento della Terra di San Giovanni in Persiceto, con diversi Obblighi e Pesi"<sup>3</sup> assegnando alla Compagnia una dote annua

<sup>3</sup> Libro 42 doc. 15: atti del 17 giugno 1671, testamento di Domenico Pecini. Archivio Biblioteca Comunale G. Croce di San Giovanni in Persiceto



**Fig. 23** Aggiornamento catastale del 1895; la chiesa è visibile, tra piazza Garibaldi e l'ex foro boario, insieme al cortile di pertinenza della sagrestia.



**Fig. 24** Aggiornamento catastale del 1967; la chiesa è visibile nella sua attuale conformazione, con la sagrestia attigua e l'edificio privato addossato sul lato nord est in luogo dell'antico cortile ivi presente.

di 150 lire, con l'obbligo di far celebrare "ogni anno trenta messe da morto" e di tenere sempre acceso una candela davanti all'altare della Beata Vergine dell' Obbedienza, nell'oratorio.

Il 23 agosto 1709 la chiesa "ottenne dalla comunità la conferma del diritto della pubblica pesa, che dall'annuo reddito di lire 300, erasi ridotto a meschina somma perché i paesani e forestieri cercavano di defraudare la Compagnia di questo suo benefizio, non ostante i molti reclami e memoriali da essa avanzati alla comunità."<sup>4</sup>

Grazie dunque ai lasciti delle diverse eredità delle quali la Compagnia della Beata Vergine della Cintura poté godere, nel 1712 venne eretto il nuovo oratorio. Il vasto locale, posto dietro l'altare maggiore, ospita ancora oggi gli stalli lignei del coro settecentesco della chiesa del Carmine, demolita proprio in quegli anni. In origine l'oratorio era comunicante direttamente con l'abside della chiesa; attualmente tale accesso, posto alle spalle dall'altare maggiore, è murato ed il passaggio tra i due locali avviene tramite due porte laterali.

Nel 1785 fu costruito il nuovo cimitero comunale al quale la confraternita concorse, riservandosi però il diritto di riesumare le ossa fino ad allora sepolte nella chiesa e trasferirle nel nuovo camposanto. A testimoniare il fatto che la sepoltura avvenisse nella chiesa ci sono due

<sup>4</sup> Giovanni Forni, *Persiceto e San Giovanni in Persiceto, storia monografica delle chiese, conventi, edifici, istituzioni civili e religiose, arti e mestieri, industrie ecc. dalle origini a tutto il secolo XIX*, ristampa anastatica, 1990.



botole: una nel corridoio laterale sud-ovest, che collega la chiesa con l'oratorio retrostante, e una nell'oratorio stesso. La prima chiude quello che era un vero e proprio ossario e reca sul suo portello la data del 1678; la seconda, posta invece nell'oratorio, dà accesso ad una stanza sotterranea di dimensioni abbastanza ridotte in cui ancora oggi si conservano tre spoglie. E' però a fine '700 che la chiesa subì le maggiori modifiche, infatti il 16 agosto 1794 la Confraternita "ottenne dal Cardinale Arcivescovo la concessione di disporre di alcune somme per dar compimento alla Cappella Maggiore [...] non che all'oratorio"<sup>5</sup>. Oltre a questa data, fornita sempre dagli studi del Forni, una ulteriore compare nell'album fotografico del Sindaco Lodi, conservato presso l'archivio della Biblioteca Comunale G. Croce di San Giovanni in Persiceto. La didascalia, al di sotto di una della due foto ritraenti la Chiesa della Cintura, fa riferimento ad una "ricostruzione" della chiesa operata nel 1797 su disegno dell'architetto Alfonso Torreggiani " [...] in luogo dell'antico oratorio". Anche in questo caso, non è possibile conoscere la fonte di tale attribuzione a causa delle scarse informazioni reperite al riguardo; di Alfonso Torreggiani, nato a Budrio nel 1682 e morto nel 1764, conosciamo la sua intensa attività di architetto a Bologna dove progettò chiese ed edifici privati sotto la committenza, oltre che della nobiltà cittadina e dell'emergente borghesia, anche della Curia bolognese e della Compagnia del Gesù. La didascalia sopraccitata è antecedente la data del 1911, anno in cui venne terminato l'album in cui è contenuta.

La chiesa nel suo insieme è di sicuro impatto tardo barocco, come dimostrano l'ornato in



**Fig. 25** Botola dell'ossario situato nel corridoio sud-ovest di collegamento tra il corpo principale della chiesa e il retrostante oratorio. La botola reca la data del 1678.



**Fig. 26** Botola situata nell'oratorio retrostante la chiesa, su di essa si legge la data del 1795.



**Fig. 27** Foto ritraente la Chiesa della Beata Vergine della Cintura e il vicino Ospedale del SS. Salvatore, attuale sede della biblioteca comunale di San Giovanni in Persiceto. Nella didascalia sottostante la foto si fa riferimento alla "ricostruzione" della chiesa del 1797 su disegno dell'architetto Alfonso Torreggiani. (Album fotografico del Sindaco Lodi conservato presso l'archivio della Biblioteca Comunale G. Croce di San Giovanni in Persiceto).



**Fig. 28** Foto ritraente la Chiesa della Beata Vergine della Cintura dalla prospettiva di Piazza del Popolo, piazza principale di San Giovanni in Persiceto, su cui affaccia la Chiesa Collegiata di San Giovanni Battista.

generale ed in particolare le ricche decorazioni a stucco degli altari; i due laterali conservano, uno un prezioso reliquiario in legno intagliato e decorato che porta al centro la custodia di una reliquia di legno della Santa Croce (oggi esposto nel Museo di Arte Sacra di San Giovanni in Persiceto) e l'altro conserva una tela dipinta di Giuseppe Varotti, pittore bolognese, raffigurante l'apparizione della Vergine a San Gaetano di Thiene. E' dunque lecito ipotizzare che tra la fine del '700 e gli inizi dell'800 la chiesa venne portata a compimento, fino a raggiungere l'aspetto odierno; la facciata in stile ottocentesco e le decorazioni a stucco interne risalgono quasi certamente a questo periodo.

Stando a quanto riferisce il Forni, nel corso di questi anni si intendeva procedere con ulteriori abbellimenti ma "i Confratelli non si trovarono d'accordo sulla convenienza di spendere





**Fig. 29** Foto ritraente la Chiesa della Beata Vergine della Cintura in un giorno di fiera. (Giovanni Forni, *Persiceto e San Giovanni in Persiceto, storia monografica delle chiese, conventi, edifici, istituzioni civili e religiose, arti e mestieri, industrie ecc. dalle origini a tutto il secolo XIX, ristampa anastatica, 1990.*)

biblioteca comunale G. Croce) e ricostruito a fianco alla Chiesa della Cintura; lì rimase fino circa la metà del Novecento, quando venne rimosso per mancanza di cavalli <sup>6</sup>.

<sup>5</sup> Giovanni Forni, *Persiceto e San Giovanni in Persiceto, storia monografica delle chiese, conventi, edifici, istituzioni civili e religiose, arti e mestieri, industrie ecc. dalle origini a tutto il secolo XIX, ristampa anastatica, 1990.*

<sup>6</sup> Guido Forni, *Appunti per la storia dell'edilizia e delle vicende urbanistiche della città di San Giovanni in Persiceto* contenuto nel periodico STRADA MAESTRA I, 1968.

*altre somme per quelle pitture [...] <sup>5</sup>; si ricorse dunque alla Municipalità, la quale esercitava una sorta di tutela sulle istituzioni religiose, affinché non venisse dato compimento alle opere preventivate. Il 16 aprile 1798 venne dato ordine di sospendere i lavori "perché la Compagnia trovavasi gravata da non pochi debiti e perché il proposto ornato, anziché accrescere, avrebbe deturpato la bellezza architettonica della nuova cappella [...] <sup>6</sup>.*

In seguito alle vicissitudini napoleoniche le istituzioni religiose vennero temporaneamente soppresse e il 16 luglio 1798, il delegato governativo Monari di Cento prese possesso di tutti i beni della Compagnia, che consistevano in tre poderi, sette case e cinque capitali di censo, per complessive lire 2650. La chiesa rimase però aperta durante tutto il periodo della rivoluzione e, a seguito della restaurazione dello stato pontificio nel 1814, anche la Compagnia del SS. Sacramento e della Beata Vergine della Cintura vennero ricostituite.

Nel 1828, insieme ad altri cambiamenti della cittadina, venne rimosso il guazzatoio per cavalli prima situato davanti all'ospedale degli infermi SS. Salvatore (attuale sede della

Nell'arco del XIX secolo avvennero opere di completamento prevalentemente interne: nel 1829 le Consorelle della Beata Vergine della Cintura donarono alla chiesa la pietà in terracotta policroma, realizzata dallo scultore Vincenzo Testoni, attualmente ancora esistente nella nicchia posta alla destra dell'ingresso, mentre nel 1836 trova compimento l'altare maggiore, decorato con stucchi a scagliola e sul quale fu posta la statua della Beata Vergine della Cintura, opera dell'artista persicetano Giacomo De Maria. Nonostante ci si trovi ormai in epoca pienamente e tardivamente neoclassica, l'ornato generale guarda in retrospettiva allo stile barocco che caratterizza l'edificio nel suo insieme.

#### Cronologia essenziale

<b>1574</b>	anno d'inizio dell'erezione della Chiesa della Beata Vergine della Cintura per volere della Confraternita del SS. Sacramento (progetto attribuito ad Alfonso Lombardi)
<b>1603</b>	entro tale data la chiesa primigenia era terminata
<b>1666</b>	inizio della costruzione della sagrestia attigua
<b>1712</b>	erezione del retrostante oratorio
<b>1797</b>	inizio della modifica globale dell'edificio che donerà alla chiesa il suo attuale aspetto tardo barocco
<b>1836</b>	compimento dell'altare maggiore

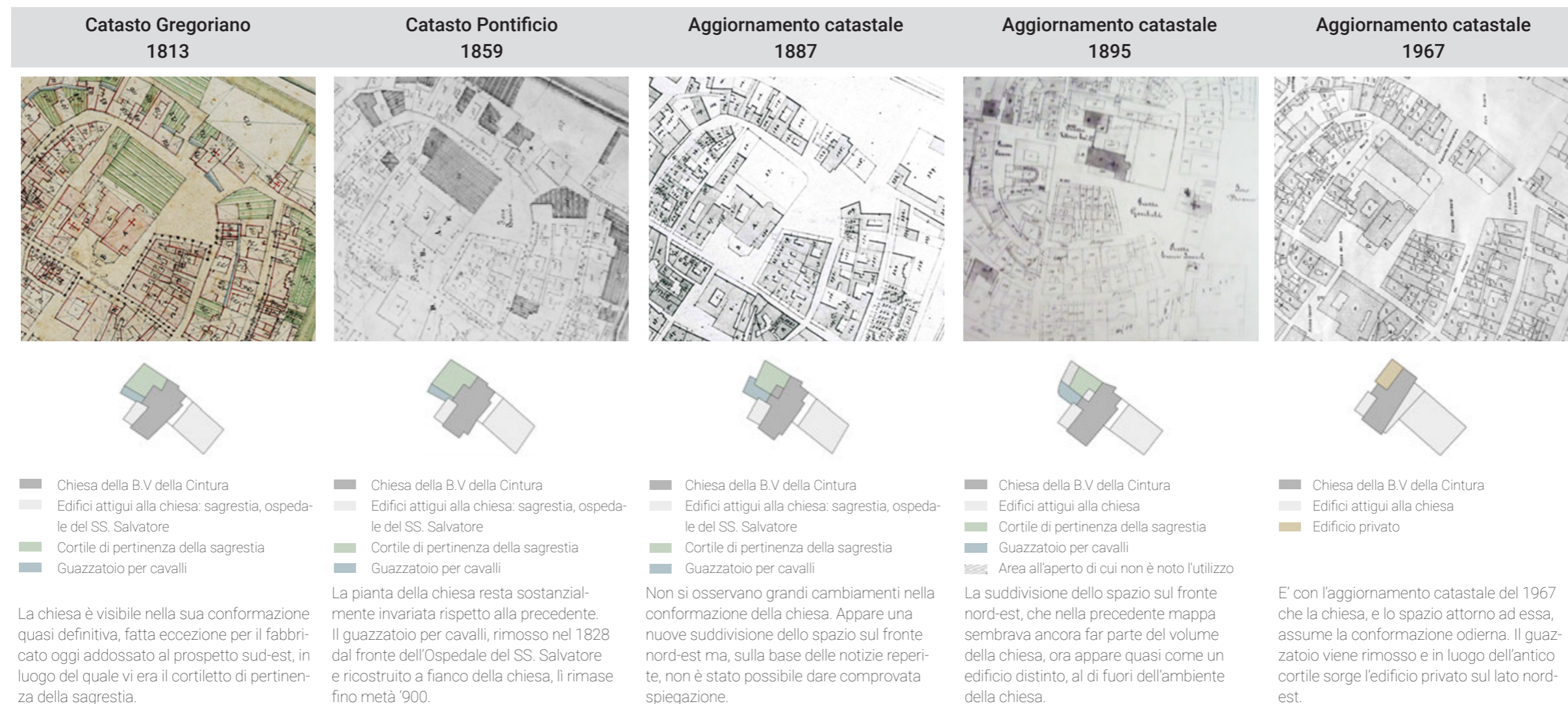


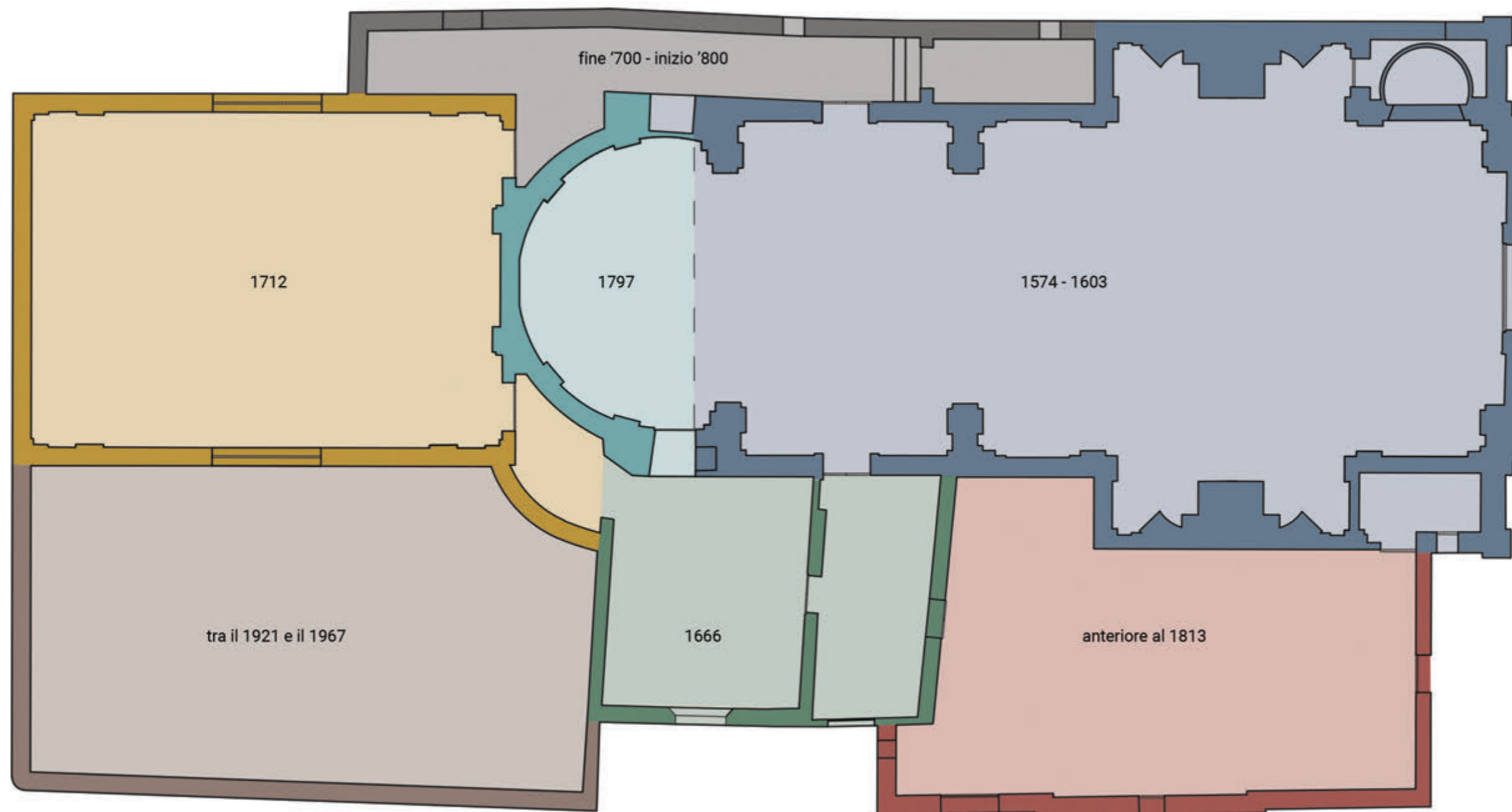
**Fig. 30** Foto ritraente la Chiesa della Beata Vergine della Cintura e il Palazzo del SS. Salvatore, attuale sede della Biblioteca Comunale G. Croce di San Giovanni in Persiceto.

## 5.1 CARTOGRAFIA DI RIFERIMENTO

Per lo studio dell'evoluzione della Chiesa della Beata Vergine della Cintura si è fatto riferimento anche alle mappe catastali raccolte presso l'Archivio di Stato di Bologna. Tali mappe vanno dalla data del 1813, Catasto Gregoriano, fino all'attuale catasto e mostrano come si è evoluta la chiesa, e l'area ad essa circostante, in questo periodo di tempo. Le prime rilevazioni del Catasto Gregoriano vengono effettuate nella zona di pianura tra il 1811 e il 1814 e vengono

portate a termine nel 1835; tale catasto rimase in vigore, con successivi aggiornamenti, fino al 1925. Il Catasto Gregoriano appare di notevole importanza in quanto vi è compresa la classificazione urbana, quindi dell'edificato, a differenza del precedente Catasto Boncompagni che era solo inerente la classe dei terreni.












**Fig. 31** Schema planimetrico delle principali fasi evolutive della Chiesa della Beata Vergine della Cintura e degli edifici adiacenti.



LEGENDA DELLE PRINCIPALI FASI EVOLUTIVE DELLA CHIESA DELLA BEATA VERGINE DELLA CINTURA E DEGLI EDIFICI AD ESSA ADIACENTI ( Fig. 31 )

-  **1574-1603, erezione della primigenia chiesa** nella piazza dell'antico foro boario e su parte dell'area rimasta scoperta in seguito alla demolizione della rocca.
  
-  **1666**, ha inizio la **costruzione della sagrestia** attigua.
  
-  **1712**, ha inizio la **costruzione dell'oratorio**.
  
-  **1797, la chiesa viene "ricostrutta"** su disegno del celebre architetto Alfonso Torreggiani (*Album fotografico del Sindaco Lodi del Comune di San Giovanni in Persiceto oggi conservato presso la Biblioteca Comunale G. Croce*). E' tra la fine del '700 e l'inizio dell'800 che la chiesa **assume l'aspetto odierno**; a questi anni risale anche la realizzazione dell'altare maggiore che amplierà il volume della chiesa aggiungendo circa 5 m in senso longitudinale.
  
-  **Prima del 1813**, l'edificio che ospita attualmente una **casa famiglia compare per la prima volta nella mappa del catasto gregoriano** del 1813.
  
-  **Tra il 1921 e il 1967**, dalle informazioni riportate dal Forni (*Persiceto e San Giovanni in Persiceto, storia monografica delle chiese, conventi, edifici, istituzioni civili e religiose, arti e mestieri, industrie ecc. dalle origini a tutto il secolo XIX, 1921*) e dalle mappe catastali antecedenti l'aggiornamento del 1967, ovvero la prima volta in cui compare l'edificio, è possibile dedurre che la sua realizzazione sia compresa tra il 1921 e il 1967. Prima, al suo posto, vi era un piccolo appezzamento di terra di pertinenza della sagrestia.
  
-  **XIX secolo, aggiunta del corridoio di collegamento** tra il corpo centrale della chiesa e l'oratorio alle sue spalle. Probabilmente anche la facciata della chiesa è un'aggiunta ottocentesca.

## 5.2 APPARATO DECORATIVO

Come già accennato nel paragrafo precedente, l'apparato decorativo della Chiesa della Beata Vergine della Cintura è di sicuro impatto tardo barocco e risalente con tutta probabilità agli ultimi anni del Settecento e inizio Ottocento, quando la chiesa venne portata a compimento. Originariamente erano presenti soltanto due dei tre altari, quelli laterali alla navata, mentre quello maggiore, posto sul fondo della chiesa, venne completato soltanto nel 1836.

Per quanto riguarda le opere conservate all'interno del corpo principale della chiesa risultano degne di nota: il reliquiario in legno dorato che un tempo custodiva un frammento della Santa Croce, sopra l'altare della cappella di sinistra, mentre accanto trova posto la statua di Gesù Nazareno, opera di Massimiliano Putti (1809-1890). Sull'altare maggiore, decorato con stucchi a scagliola, è esposta invece la statua della Beata Vergine della Cintura realizzata dallo scultore Giacomo De Maria (1762-1838); dello stesso artista sono le statue in gesso di Davide e Mosè poste ai lati dell'altare. Nell'altare posto a destra della navata, dedicato a San Gaetano, è posto il dipinto di Giuseppe Varotti (1715-1780) raffigurante l'estasi del santo. Accanto all'altare, all'interno di una nicchia, si trova la statua di Santa Liberata risalente al XVII secolo, mentre più avanti è collocata la Pietà, una statua in terracotta policroma dello scultore persicetano Vincenzo Testoni (1800-1871). La chiesa è arricchita anche da un prezioso



**Fig. 32** Altare posto a sinistra della navata.



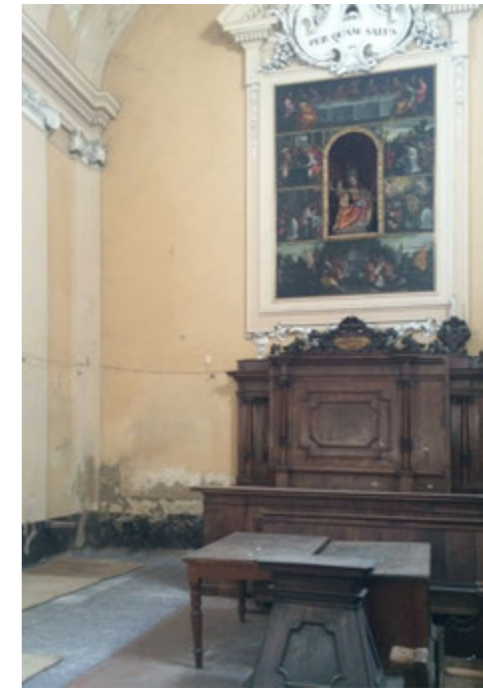
**Fig. 33** Altare posto a destra della navata.



**Fig. 34** Altare maggiore della chiesa.



**Fig. 35** Organo settecentesco conservato all'interno della chiesa.



**Fig. 36** Coro in noce del XVIII secolo all'interno dell'oratorio; metà è stato smontato per permettere il recupero della parete retrostante.

organo settecentesco costruito dalla celebre famiglia Traeri. Oltre all'Ultima Cena, la chiesa conservava anche altre tele ora esposte nel Museo di Arte Sacra di San Giovanni in Persiceto. Nell'oratorio retrostante la chiesa è conservato il coro in legno di noce risalente al XVIII secolo e proveniente dalla demolita Chiesa del Carmine; gli stalli, i banconi e il grande leggio centrale sono stati di recente restaurati. Sempre all'interno di questo ambiente si trova inoltre una tela di scuola ferrarese risalente alla seconda metà del Seicento e raffigurante l'Ultima Cena e cinque scene di miracoli eucaristici.

Nell'oratorio erano conservate anche due tele del '600: la Natività della Vergine, opera di Vincenzo Spisanelli (1595-1662), e il Transito di San Giuseppe attribuito alla scuola romana e ora esposto nel Museo di Arte Sacra di San Giovanni in Persiceto.

## 6. ANALISI DELLO STATO DI FATTO

### 6.1 CARATTERIZZAZIONE COSTRUTTIVA DELLA CHIESA

#### 6.1.1 MURATURA

La struttura in elevazione della Chiesa della Beata Vergine della Cintura è in muratura portante di dimensioni variabili a seconda della zona dell'edificio che si sta considerando e a seconda, soprattutto, del periodo storico nel quale tale zona è stata realizzata. Infatti, come già detto nel capitolo dedicato all'evoluzione storica dell'edificio, le fasi in cui venne realizzata la chiesa e gli edifici annessi, sono molteplici: l'erezione della primigenia chiesa risale infatti al 1574, segue poi la realizzazione della sagrestia attigua nel 1666; nel 1712 ha invece inizio la costruzione dell'oratorio retrostante mentre è soltanto tra la fine del '700 e i primi anni dell'800 che viene portata a termine la chiesa con la realizzazione dell'altare maggiore, il quale amplierà il nucleo della chiesa originaria, e con il compimento dei decori interni e la realizzazione della facciata. E' dunque possibile affermare che la chiesa assunse l'aspetto odierno a partire dai primi anni dell'Ottocento.

I vari spessori murari sono stati desunti esclusivamente dai rilievi geometrici in loco, in quanto non è stato possibile reperire materiale tecnico al riguardo (dettagli costruttivi). Lo spessore murario minimo per quanto riguarda i murali perimetrali, in parte comuni a quelli delle altre unità immobiliari in aggregato (negozi, canonica e Biblioteca Comunale), è di 30 cm ed è associato alla parete nord-ovest dell'oratorio; tutti gli altri spessori murari risultano invece superiori a questo. A variare però non sono solo gli spessori murari, anche le tipologie costruttive risultano alquanto variegata anche all'interno della stessa parete muraria.

La distribuzione degli spazi interni al piano terreno è realizzata con tramezzi, in parte in mattone forato e in parte in mattone pieno, dello spessore di 14 cm. Non risulta esistere alcun tipo di allineamento tra queste pareti divisorie.

L'unico controventamento interno della chiesa è rappresentato dal muro esterno dell'abside che separa il corpo principale dell'edificio sacro dall'oratorio retrostante, edificato a partire dal 1712 e posto in prosecuzione della chiesa stessa. Tale muro risulta essere continuo da terra fino al solaio di copertura, come è stato possibile osservare grazie al sopralluogo nel sottotetto dell'edificio.



**Fig. 37** Sezione longitudinale della chiesa e del retrostante oratorio. Viene messa in evidenza la parete di divisione tra i due ambienti che, proseguendo con continuità da terra fino al solaio di copertura, rappresenta l'unico controventamento interno dell'edificio.

Oltre a questa, le altre due pareti trasversali della chiesa sono la facciata principale, su piazza Garibaldi, e la parete nord-est dell'oratorio, su via Foro boario e parallela alla prima.



**Fig. 38** Muro esterno dell'abside della chiesa visto dal tetto dell'oratorio. La parete separa la navata principale dal volume dell'oratorio retrostante costituendo l'unico controventamento interno dell'edificio.



**Fig. 39** Muro esterno dell'abside della chiesa visto dal sottotetto della chiesa stessa. L'ambiente che si intravede dall'apertura in basso a sinistra è il sottotetto dell'oratorio, mentre le due falde inclinate, visibili dalle aperture superiori della parete, ne costituiscono la copertura.



La facciata su via Foro Boario, facente parte del volume dell'oratorio, presenta caratteri di forte vulnerabilità. A questa parete è infatti associato lo spessore murario di 30 cm, il minimo riscontrato nelle pareti di tutto il complesso religioso; tale spessore è stato determinato tramite un intervento di carotaggio eseguito sulla parete in questione che ha permesso di mettere in luce lo spessore murario e la tessitura a due teste del paramento. Questo risultato ha fatto sì che fosse messa da parte l'ipotesi iniziale, elaborata prima della misurazione



**Fig. 41** Facciata nord ovest dell'oratorio su via Foro Boario.



**Fig. 40** La Chiesa della Beata Vergine della Cintura vista dall'incrocio tra via Foro Boario e Piazzetta Guazzatoio. La facciata che presenta caratteri di forte vulnerabilità è quella retrostante dell'oratorio, su via Foro Boario.

strumentale, basata sull'idea che la parete potesse essere costituita da due paramenti murari accoppiati e privi collegamenti trasversali: uno esterno a doppia testa in mattoni bolognesi dello spessore di circa 28 - 30 cm, ed uno interno, ad una sola testa, dello spessore di 14. In seguito ai carotaggi è stato possibile stabilire che si tratti di parete a due teste costituita da mattoni bolognesi dello spessore di 30 cm.

In generale sono però evidenti le caratteristiche di scarsa qualità muraria di alcune pareti che compongono il complesso religioso, in particolar modo per quanto riguarda le tre pareti perimetrali dell'oratorio. Qui la tessitura muraria risulta essere molto irregolare e spesso non realizzata a regola d'arte, con i giunti di malta poco sfalsati tra una fila di mattoni e l'altra che ha portato spesso al manifestarsi di veri e propri distacchi dei giunti stessi. In questi casi le lesioni che si sono manifestate in seguito agli eventi sismici del passato, e quindi in seguito

anche al sisma del 2012, erano caratterizzate da superfici di rottura passanti solo attraverso i giunti di malta, seguendo un'inclinazione prossima ai 45 gradi. La non perfetta realizzazione del paramento murario, unita alle scarse caratteristiche di resistenza meccanica della malta utilizzata, spesso povera o poverissima, hanno portato alla formazione di lesioni che presentano il carattere tipico delle lesioni da sisma: la frattura dei mattoni lungo la lesione. Tutto ciò può manifestarsi nel caso in cui la malta possa essere considerata il "materiale debole" rispetto al mattone, quindi caratterizzata da una cattiva qualità o da una cattiva adesione all'interfaccia con il laterizio.

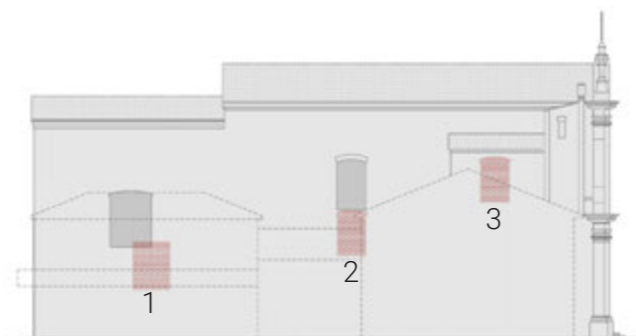
Le murature della chiesa risultano essere spesso il frutto di rimaneggiamenti avvenuti in diversi momenti storici e con diverse tecniche costruttive; questo ha portato ad un indebolimento generalizzato della struttura muraria che, a causa di sopraelevazioni, chiusure di aperture e modifiche di varia natura, ha in parte perso la capacità di manifestare un comportamento d'insieme nei confronti delle azioni orizzontali. Una tipologia muraria osservata spesso in Emilia, ed è proprio il caso della chiesa oggetto di studio, è la muratura in mattoni multistrato. Essa è diffusa soprattutto per edifici alti (4 piani), per le chiese, per i campanili e per le torri. Nonostante lo spesso elevato spessore murario non è possibile dire che tale muratura sia stata costruita a regola d'arte; a seguito degli eventi sismici del 2012 in Emilia, è stato possibile osservare negli edifici crollati, come le sezioni di questi tipi di muratura fossero estremamente disomogenee e mal organizzate. Spesso ci si trova davanti ad uno strato di mattoni esterni cotti e tessuti in maniera ordinata, talvolta legati al secondo strato con qualche diatono e con una serie di strati interni totalmente indipendenti e scollegati.



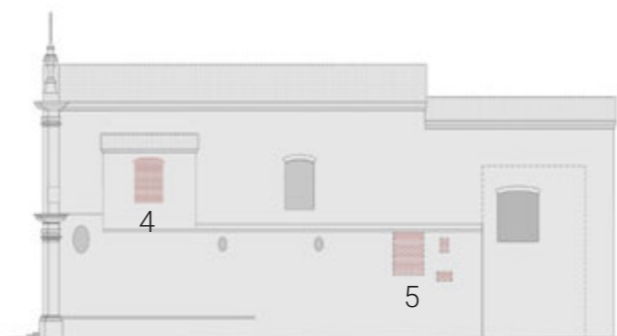
**Fig. 42** Particolare del prospetto nord est su piazzetta Guazzatoio. Dalla foto sono visibili i segni di una probabile sopraelevazione della chiesa, della chiusura di una precedente apertura al di sotto di quella attuale e della linea verticale di giunzione tra il volume originario della chiesa e l'ampliamento di fine '700.

SCHEMA E ANALISI DELLE APERTURE TAMPONATE

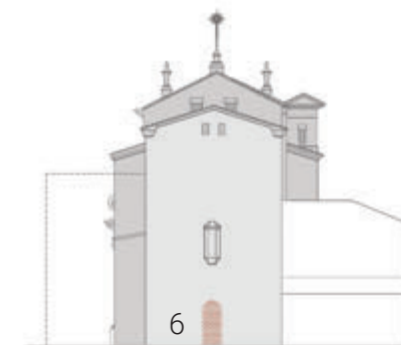
PROSPETTO NORD - EST



PROSPETTO SUD - OVEST



PROSPETTO NORD - OVEST



1

Apertura tamponata in corrispondenza della parete nord-est dell'oratorio. La chiusura di questa finestra risale al periodo di costruzione dell'edificio attiguo, tra il 1921 e il 1967. Questa parete muraria, in seguito studiata nel dettaglio, rappresenta una zona di forte vulnerabilità per l'edificio.



2

Al di sotto della finestra del prospetto nord-est della chiesa è visibile, oltre alla traccia di una sopraelevazione, anche la tamponatura di una precedente apertura. L'intervento probabilmente risale al 1666, anno di costruzione della sagrestia a fianco della chiesa (edificio posto in basso nella foto).



3

Apertura tamponata in corrispondenza del corpo aggettante sul prospetto nord-est della chiesa. E' probabile che l'intervento risalga alla data di realizzazione dell'edificio attiguo oggi ospitante una casa famiglia. Per la tamponatura sono stati utilizzati mattoni bolognesi.



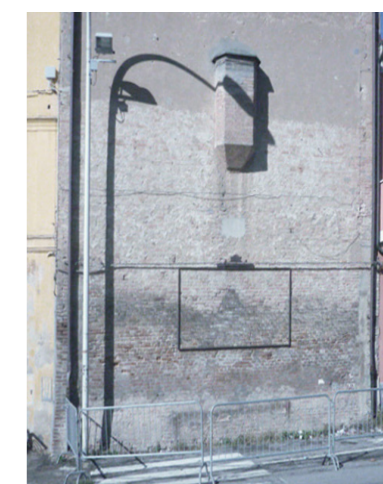
4

Apertura tamponata sul corpo aggettante del prospetto sud-ovest, posta in posizione speculare alla numero 3. Si può ipotizzare che i due interventi sia no contemporanei, anche se in questo caso il materiale utilizzato per la tamponatura è costituito da pianelle.



5

Aperture tamponate situate nel corridoio di raccordo tra il corpo principale della chiesa e l'oratorio retrostante. Dall'esterno, intonacato, non è visibile la traccia di queste aperture che resta invece osservabile dall'interno dell'edificio.

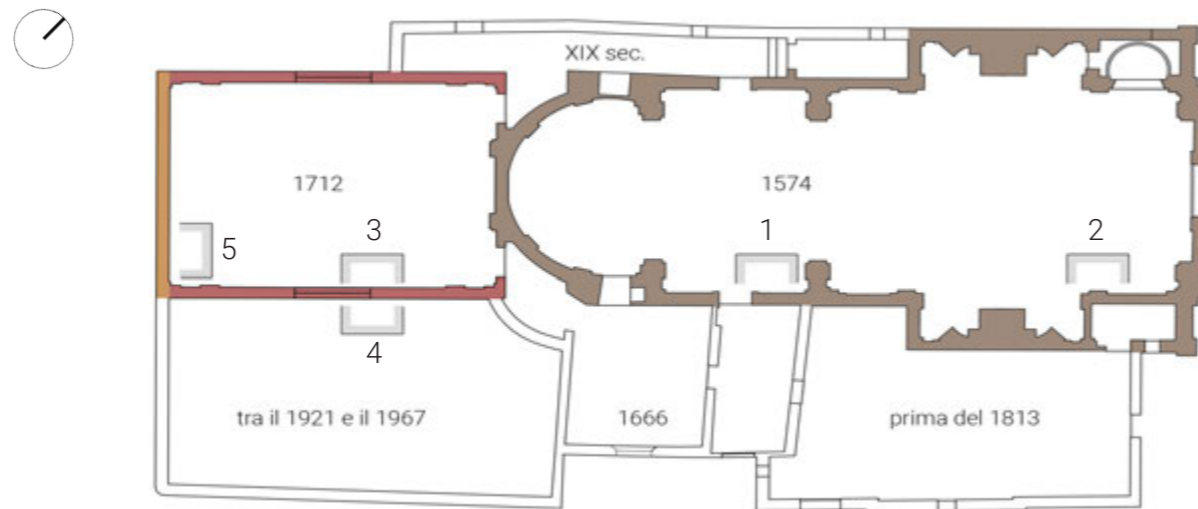





6

Traccia di un'apertura tamponata nella facciata nord-ovest dell'oratorio, su via Foro Boario. Dalla forma si può ipotizzare che si trattasse di una porta che dall'oratorio permetteva di uscire direttamente all'esterno ma nessuna ulteriore informazione è stata pervenuta.



## SCHEMA E ANALISI DELLE TIPOLOGIE MURARIE



-  Murature perimetrali della chiesa. Spessore 40 cm, materiali e tipologie costruttive varie.
-  Murature longitudinali dell'oratorio. Spessore 40 - 50 cm, fortemente disomogenee per quanto riguarda materiali e tecniche costruttive. Sono il frutto successive stratificazioni.
-  Parete nord - ovest dell'oratorio. Spessore 30 cm accertato tramite carotaggi, muratura a due teste non ben ammorsata in corrispondenza dello spigolo formato con la parete nord - est.



1

Porzione muraria di una delle pareti perimetrali della chiesa. Il paramento è irregolare e misto, mattoni e pietre stondate (ciottoli).



2

Particolare di una delle colonne interne alla chiesa. I mattoni utilizzati sono differenti da quelli della fig.1, probabilmente perché risalenti agli del completamento della chiesa, tra fine '700 ed inizio '800.



3

Parete interna nord-est dell'oratorio. E' una delle più problematiche in termini di vulnerabilità in quanto trattasi di una muratura fortemente disomogenea e realizzata in diversi momenti storici con tecniche e materiali diversi.



4

Parete esterna nord-est dell'oratorio. La foto è stata scattata dall'interno dell'edificio privato posto a fianco dell'oratorio e caratterizzato dall'aver in comune questa parete con l'edificio sacro al quale è addossato.



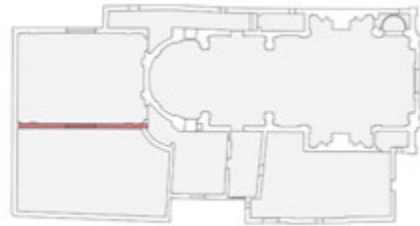
5

Particolare dello spigolo interno della parete nord-ovest dell'oratorio. Si tratta di un muro a due teste dello spessore di 30 cm circa. Come si nota dalla foto, il paramento non è ben ammorsato al muro ad esso ortogonale.



### 6.1.2 ANALISI STRATIGRAFICA DELLA PARETE NORD - EST DELL'ORATORIO

Come già detto in precedenza, la parete nord - est appartenente al volume dell'oratorio e in comune con l'edificio ad uso privato addossato a questo, presenta caratteri di forte vulnerabilità dovuti alla forte disomogeneità che la caratterizza.



**Fig.** Indicazione in pianta della parete nord - est dell'oratorio oggetto dell'analisi stratigrafica.

Soltanto in seguito alla rimozione dello strato di intonaco è stato possibile mettere in luce la reale composizione del paramento murario dove: materiali, tecniche costruttive ed epoche differenti si mescolano nella realizzazione della parete. Come già trattato nel capitolo dedicato all'analisi dell'evoluzione storica dell'edificio, è possibile affermare che parte della chiesa sia sorta sulle rovine dell'antica rocca costruita nella seconda metà del 1300 nell'area dell'antico *Foro Boario* e abbandonata verso la metà del XVI secolo. Parti della rocca vennero asportate per la realizzazione di altri edifici, come il Palazzo del SS. Salvatore oggi sede della biblioteca comunale di San Giovanni. In seguito all'analisi della suddetta parete è stato possibile affermare che parte di questi ruderi siano stati utilizzati come base per la realizzazione del muro perimetrale dell'oratorio. Successive sopraelevazioni dell'edificio, con la conseguente chiusura di aperture e realizzazione di nuove, ha portato ad avere un varietà di materiali, tecniche e spessori murari, che oggi rappresentano un problema per il comportamento d'insieme del volume della parete. Come garantire che questo comportamento sia il più monolitico possibile sarà argomento del *paragrafo 8.2 1*. Di seguito si riporta l'analisi stratigrafica del paramento murario. L'analisi consiste nell'applicazione del metodo stratigrafico allo studio degli elevati tramite l'individuazione delle differenti unità stratigrafiche perimetrando le zone omogenee caratterizzate da identità di materiale, tecnica costruttiva, tessitura, composizione petrografica ecc. Specificando i rapporti temporali che intercorrono tra le varie unità stratigrafiche si vengono a determinare le relazioni stratigrafiche di contemporaneità, anteriorità e posteriorità.

**Fig. 43** Analisi stratigrafica della parete interna dell'oratorio, lato nord - est.



## PERIODI:

### 01 Parete in ciottoli.

Rappresenta probabilmente la parte di più antica costruzione; si suppone che possa rappresentare parte dei ruderi della rocca trecentesca che sorgeva in quest'area. Vista l'impossibilità di effettuare saggi si ipotizza una spessore murario piuttosto consistente coerentemente con la tipologia muraria in considerazione: 40 - 50 cm.

### 02 Sopraelevazione in laterizio.

E' possibile ipotizzare che questa sopraelevazione in laterizio fossa stata realizzata sui resti dell'antica rocca utilizzati come base per la costruzione dell'oratorio o comunque su parte del materiale asportato da essa nella sua fase di decadimento.

### 03.A e 03.B Apertura tamponata e risarcitura lesione da sisma.

Sulla base delle informazioni reperite non è possibile stabilire il rapporto temporale tra questi due interventi. Probabilmente la necessità di chiudere l'apertura sulla parete si è manifestata nel momento in cui venne realizzato l'edificio privato addossato al lato nord - est dell'oratorio.

### 04.A e 04.B Interventi novecenteschi in mattoni e forati.

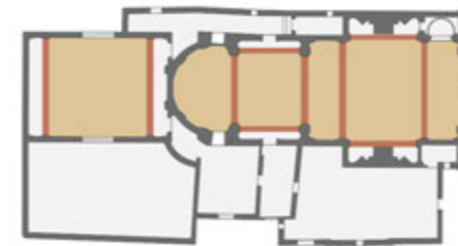
Tali interventi furono con tutta probabilità legati alla realizzazione della canalina destinata all'alloggio dell'impianto elettrico.

## 6.1.3 VOLTE IN LATERIZIO

I controsoffitti della navata della chiesa e del volume dell'oratorio sono caratterizzati dalla struttura a volta in laterizio. Il meccanismo strutturale delle volte, così come quello degli archi, sfrutta il naturale equilibrio che si instaura tra gli elementi murari posti a contrasto, attraverso l'insorgenza di forze orizzontali che ne garantiscono la stabilità, ma che allo stesso tempo possono causare dissesti alle strutture di sostegno. Le volte risultano essere presumibilmente realizzate tramite l'impiego di mattoni bolognesi, di dimensione 6 x 14 x 28 cm, disposti in foglio, quindi accoppiati per costa; quella che si viene a formare è quindi una struttura di esiguo spessore, pari alla dimensione minore del mattone stesso: 6 cm. In passato, soprattutto nel XIX secolo, la disposizione dei mattoni in foglio è stata molto utilizzata per la realizzazione di volte portanti e di volte di contro soffittatura e questa tendenza si sposa perfettamente con l'ipotesi del completamento ottocentesco della chiesa, durante il quale venne portato a compimento l'altare maggiore, venne realizzata la facciata e venne completato l'ornato in-



**Fig. 44** Interno della chiesa della Beata Vergine della Cintura. E' possibile osservare il controsoffitto voltato che adorna la chiesa.



**Fig. 45** Indicazione in pianta delle zone coperte da controsoffitti voltati (in giallo) e dei relativi archi di rinforzo (in arancione).

terno con colonne e controsoffitti in volte. L'esile spessore dell'apparecchio in laterizio non giova alla stabilità della struttura, pertanto questi elementi costruttivi sono caratterizzati dall'inserimento di archi di rinforzo, nascosti sull'estradosso o disposti all'intradosso, dove risultano più efficaci. Con gli archi di irrigidimento il sistema è in grado di sopportare sia i carichi statici, sia le sollecitazioni anomale determinate dal sisma. Il rinfianco ed il riempimento



dell'estradosso contribuiscono a migliorare le condizioni di stabilità globale a scapito di un incremento della spinta. Come già accennato, frequente è anche l'impiego eminentemente decorativo delle volte di mattoni in foglio che in tal caso, comunque rinfiancate fino alle reni, provvedono solo a sostenere se stesse e qualificare architettonicamente l'ambiente coperto.



**Fig. 46** Dettaglio della volta di copertura della zona absidale della chiesa; sono visibili le nervature di rinforzo all'estradosso e i rinfianchi, o frenelli, tra il muro e la struttura della volta.



**Fig. 47** Volta di copertura della zona absidale della chiesa; i mattoni che formano le nervature sono disposti di testa.

I controsoffitti in foglio sono considerati elementi costruttivi pericolosi in caso di azioni sismiche, il loro consolidamento verrà trattato nel *paragrafo 8.1 5*, ad essi dedicato. La disposizione dei mattoni sugli archi di volta è invece presumibilmente di testa, quindi con uno spessore di circa 14 cm.



**Fig. 48** Dettaglio di una delle nervature della volta dell'abside dove è possibile osservare la disposizione dei mattoni.



**Fig. 49** Cupola non strutturale della navata della chiesa; le nervature in questo caso sono di dimensioni inferiori a quelle della volta dell'abside, probabilmente costituite da mattoni in foglio.

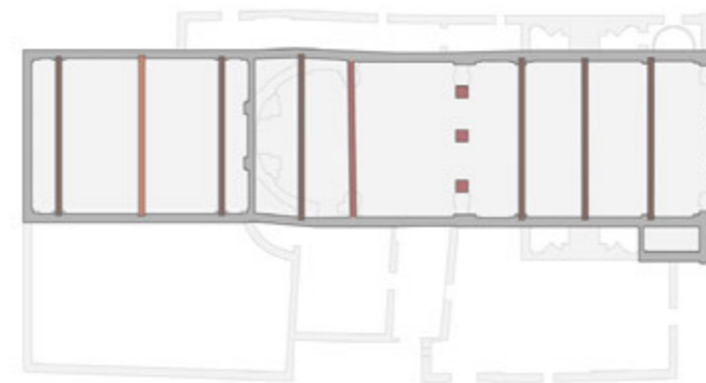






#### 6.1.4 COPERTURA LIGNEA

I solai di copertura della navata principale della chiesa e dell'oratorio retrostante sono posti a due differenti altezze, date le differenti fasi di realizzazione dei volumi, e del tutto indipendenti l'uno dall'altro. Sono però accomunati dal fatto di essere caratterizzati entrambi da una struttura a due falde non spingenti in corrispondenza degli appoggi. La struttura di copertura è composta da una serie di capriate, distinte in due tipologie ed intervallate da strutture di sostegno a pilastri in muratura, che sorreggono: trave di colmo, due terzere laterali, travetti e al di sopra uno strato semplice di tavolato ligneo (**TAV. 9**). Lungo il perimetro delle due pareti longitudinali corrono invece dei morali lignei che fungono da appoggio per i travetti della

copertura. Gli elementi principali, travi e morali, sono realizzati in legno massello stonato tipo uso fiume e non presentano collegamenti con le capriate e neppure con gli elementi secondari: i travetti squadrati di differenti dimensioni e lo strato di tavolato semplice. Come già accennato, il solaio di copertura è sorretto, oltre che da due differenti tipologie di capriate, anche da tre pilastri in muratura che, andandosi a sostituire ad una capriata, fungono da appoggio per gli elementi del coperto. Oltre alle capriate e ai suddetti pilastri anche un parete in muratura dello spessore di 30 cm si inserisce, in prossimità dell'abside, come elemento di appoggio del coperto. La posizione di tale parete corrisponde probabilmente alla dimensione dell'originaria chiesa, più corta in senso longitudinale di circa 5 m rispetto all'attuale ed ampliata a fine '700 con il completamento dell'altare maggiore.

Pianta schematica della copertura della chiesa e dell'oratorio con indicazione delle differenti strutture di sostegno che la compongono: le due differenti tipologie di capriate lignee, il setto murario dello spessore di 30 cm e i tre pilastri in muratura collegati da elementi orizzontali lignei e metallici.



-  Struttura lignea: capriata tipo 1
-  Struttura lignea: capriata tipo 2
-  Setto murario, spessore 30 cm
-  Pilastri in muratura



**Fig. 50** Capriata tipo 1



**Fig. 51** Capriata tipo 2, visibile in secondo piano.



**Fig. 52** Pilastri in muratura con elementi orizzontali lignei e metallici.

## 6.2 QUADRO FESSURATIVO E ANALISI DEL DEGRADO

A seguito degli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012, la Chiesa della Beata Vergine della Cintura è stata dichiarata, in via precauzionale, inagibile da parte del team di tecnici che ha redatto la scheda di rilievo del danno del fabbricato. Si tratta tuttavia di una inagibilità di tipo lieve in quanto con interventi relativamente modesti è stato possibile ripristinare la piena agibilità dei locali. Per quanto concerne le funzioni religiose, si è provveduto a mettere in sicurezza l'edificio realizzando interventi provvisori volti a mantenere unita la scatola muraria in sommità, impedendo il ribaltamento della facciata nord-ovest dell'oratorio, maggiormente lesa dall'evento sismico del 2012. Anch'essa è stata dotata poi opere di puntellamento al fine di garantirne l'integrità e di renderla maggiormente solidale al resto dell'edificio. Dunque, a seguito dell'inserimento di tali opere provvisorie, la navata principale della chiesa è stata dichiarata



**Fig. 54** Fase di montaggio delle opere provvisorie sul prospetto nord-est dell'edificio, in prossimità di una finestra.



**Fig. 53** Opere provvisorie realizzate sulla facciata nord-ovest dell'oratorio, su via Foro Boario.

nuovamente agibile mentre è rimasto inagibile il locale dell'oratorio posto alle sue spalle. E' giusto precisare che le valutazioni effettuate in un primo momento per quanto riguarda l'entità e la natura delle varie lesioni ha subito delle modifiche nel corso dell'evoluzione del cantiere, durante il quale è stato possibile prendere maggiore familiarità con l'edificio ed osservare nel dettaglio tutte le sue caratteristiche, spesso non visibili in prima battuta ma osservabili solo dopo più specifici

che analisi. E' indubbio però che la parete ad aver subito i maggiori danni è stata quella nord-ovest dell'oratorio, affacciata su via Foro Boario e caratterizzata da un elevato grado di vulnerabilità dovuto alla sua altezza, quasi 15 m, e nessun orizzontamento intermedio a trattenerla. Per quanto riguarda le altre lesioni, interne ed esterne, dell'edificio la loro valutazione ha subito notevoli modifiche nel corso delle diverse fasi cantiere e a proposito di tali valutazioni entreremo nel dettaglio qui di seguito.

### 6.2.1 PROSPETTO NORD - OVEST DELL'ORATORIO

Come precedente accennato, il prospetto nord-ovest del volume dell'oratorio, su via Foro Boario è la parete ad aver subito i maggiori danni in seguito al sisma del maggio 2012. La parete si trovava infatti in condizioni di forte vulnerabilità nei confronti delle azioni orizzontali a causa di diversi fattori: in primo luogo la sua elevata altezza, quasi 15 m, senza alcun tipo di orizzontamento da terra fino al solaio di copertura, in secondo luogo, l'esiguo spessore murario rapportato all'elevata altezza e, in ultimo, la carenza di ammortamenti con le pareti ad essa ortogonali. La parete dunque, da un punto di vista cinematico, assume il comportamento di un corpo monolitico efficacemente vincolato alla base e scarsamente vincolato lateralmente alle pareti ortogonali. Per la descrizione di tale cinematico di collasso si può far riferimento alle schede CINE, Condizioni d'Instabilità Negli Edifici proposte da Reluis, che esemplificano e sintetizzano gli aspetti significativi dell'analisi dei cinematici di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e permettono di eseguire delle verifiche locali utili soprattutto nei casi in cui la costruzione non manifesta un chiaro comportamento d'insieme, ma piuttosto tende a reagire al sisma come un insieme di più sottoinsiemi<sup>1</sup>. Le suddette schede si compongono di quattro principali, ognuna relativa ai raggruppamenti



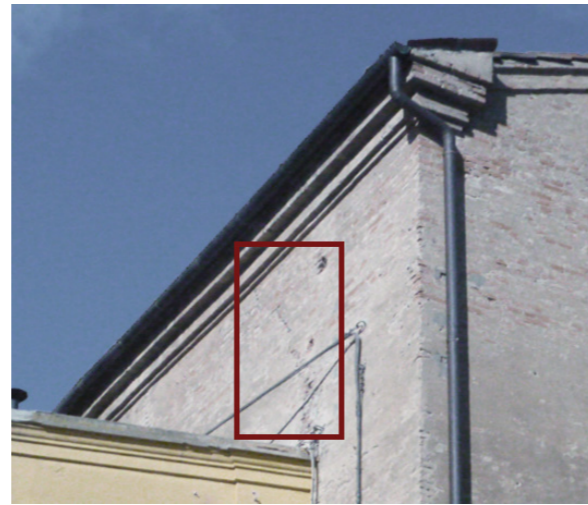
**Fig. 55** Lesione verticale del prospetto nord-ovest dell'oratorio, su via Foro Boario.

<sup>1</sup> Circolare 2 febbraio 2009 n° 617, paragrafo C8. 7.1.1



di meccanismi di collasso locali che più frequentemente interessano le tipologie di edifici considerati, ed ulteriori schede ridotte riferite ai casi specifici distinti all'interno di ciascun raggruppamento. La scheda alla quale occorre far riferimento per l'analisi del cinematismo di collasso della parete nord - ovest è quella relativa al *ribaltamento composto di parete*, che rappresenta la base per l'analisi di questo specifico caso. Questo tipo di meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad assi in prevalenza orizzontali, accompagnata dal trascinarsi di parti delle strutture murarie appartenenti alle pareti di controvento. Nel caso della parete in esame, la lesione maggiore si è sviluppata, con andamento verticale, in prossimità dell'angolo nord del volume dell'oratorio. Tale lesione è indubbiamente la più significativa manifestatasi sull'intero manufatto ed è imputabile al meccanismo di ribaltamento verso l'esterno della facciata che, nel suo tentativo di distacco, è rimasta maggiormente ammorsata alla parete sud - ovest, ad essa ortogonale, piuttosto che alla parete nord - est, anch'essa ortogonale e che, tra le due, rappresenta l'ammorsamento più debole. Dunque, in seguito all'azione orizzontale del sisma, uno dei due ammorsamenti del prospetto nord - ovest è risultato più efficace dell'altro avendo come risultato la formazione di una cerniera verticale in corrispondenza dell'ammorsamento con la parete nord - est, il più debole tra i due. Altra conseguenza del meccanismo di ribaltamento della facciata è stato il trascinarsi di parte della struttura muraria appartenente alla parete di controvento sud-ovest.

Facendo riferimento alla scheda Reluis relativa al *ribaltamento composto di parete*, vengono indicate come condizioni di vincolo della parete interessata dal meccanismo: l'assenza di vincolo in sommità e l'efficace connessione con le murature ortogonali. Nello specifico caso in esame, la connessione con le pareti ortogonali è risultata efficace più da un lato che dall'altro portando al verificarsi solo in parte di questo cinematismo. Inoltre vanno evidenziate anche le carenze e le vulnerabilità associate a tale meccanismo, ovvero: l'assenza di cordoli o catene ai piani e le ridotte qualità meccaniche della muratura. In generale infatti, la qualità muraria



**Fig. 56** Lesione del prospetto sud - ovest dovuta al trascinarsi di parte della struttura muraria in seguito all'azionarsi del meccanismo di ribaltamento della facciata nord - ovest, ortogonale ad essa.

dell'edificio non può certo essere definita ottima a causa, spesso, dello scarso sfalsamento dei giunti di malta, dell'utilizzo di mattoni eterogenei per dimensioni, tipologia e periodo storico. Queste murature sono infatti il frutto di una stratificazione avvenuta nel corso del tempo, con rimaneggiamenti e modifiche all'apparato costruttivo originario; tutto ciò ha compromesso il comportamento d'insieme del solido murario la cui tessitura non è realizzata a regola d'arte. Una buona qualità muraria è sempre alla base di un corretto comportamento della struttura nella sua globalità; oltre a questo, ovviamente, le connessioni e la scolarità dell'edificio sono altre due caratteristiche imprescindibili, ma queste, senza la qualità della tessitura muraria, non possono assicurare una buona risposta nei confronti delle azioni sismiche. I sintomi invece che manifestano l'avvenuta attivazione dei meccanismi sono costituiti da: presenza di lesioni diagonali sulle pareti di controvento (nello specifico caso in esame: nella parete sud - ovest) e il fuori piombo della parete ribaltante.

#### 6.2.2 PROSPETTO NORD - EST

Il prospetto nord - est, posto sulla piazzetta Guazzatoio, è tra i tre prospetti riportanti lesioni quello di più difficile interpretazione. Anche solo attraverso un'attenta analisi visiva è possibile leggere su tale prospetto i segni delle modifiche avvenute nel corso del tempo all'apparato murario: sopraelevazioni, chiusura di antiche aperture, interventi strutturali di riparazione delle lesioni. In particolar modo, risulta alquanto inusuale, e quindi privo di altri esempi con cui poterlo comparare, il quadro fessurativo individuato sulla porzione di parete facente parte dell'oratorio. Come già sottolineato tramite l'analisi stratigrafica precedente, questa parete risulta caratterizzata da una forte disomogeneità materica e costruttiva che la rende fortemente vulnerabile nei confronti delle azioni orizzontali. La situazione fessurativa manifestatasi su tale prospetto è stata così interpretata: la porzione muraria è stata probabilmente oggetto di



**Fig.57** Modello esemplificativo delle schede CINE del meccanismo di ribaltamento composto della parete con trascinarsi di parte della struttura muraria appartenente alla parete ortogonale di controvento.



**Fig. 58** Lesioni sulla parete nord - est dell'oratorio, al di sopra della copertura dell'edificio privato ad esso addossato. Le lesioni si manifestano prevalentemente lungo i giunti di malta, la loro presenza è dovuta probabilmente alla non corretta esecuzione di interventi di scuci e cucì passati.

interventi di risarcitura delle lesioni dovute ad eventi sismici antecedenti a quello del 2012, anche se purtroppo non vi sono fonti a documentarlo, e ciò è osservabile dall'utilizzo di materiale differente in prossimità delle suddette lesioni. Oggi le lesioni che interessano queste porzioni murarie si sono sviluppate tendenzialmente lungo i giunti di malta tra un mattone e l'altro, con andamento obliquo, probabilmente a causa dell'utilizzo di una malta di scarse qualità meccaniche e causa di una non corretta realizzazione degli interventi passati. In seguito all'azione orizzontale del sisma è andato a rottura il materiale più debole, la malta, e non il mattone.

Le altre lesioni visibili sul prospetto nord -est, questa volta nella parete appartenente al volume della chiesa, sono invece localizzate al di sopra della finestra laterale della navata. Esse sono imputabili, con maggiore certezza, allo scivolamento verso il basso della piattabanda posta al di sopra dell'apertura. Si tratta comunque di lesioni di minore entità rispetto alle precedenti, anche se, in via del tutto cautelativa, è stata dotata come le altre di opere provvisorie atte a garantirne la sicurezza fino alla realizzazione di interventi di miglioramento.

### 6.2.3 PROSPETTO SUD - OVEST

Lo stesso tipo di lesioni hanno interessato anche la porzione muraria al di sopra dell'apertura lungo il prospetto sud - ovest, parallelo al nord -est appena analizzato. Oltre alle lesioni dovute al cedimento della piattabanda, nella parete sud -est, appartenente al volume dell'oratorio, è visibile anche quella in prossimità dell'angolo ovest (**Fig. 56**), dovuta al trascinarsi di una porzione muraria in seguito all'attivazione del meccanismo di ribaltamento della facciata nord - ovest dell'oratorio.

### 6.2.4 PROSPETTO SUD - EST

Il prospetto sud - est, la facciata principale della chiesa posta su piazza Garibaldi, non ha riportato lesioni in seguito al sisma del maggio 2012. La facciata risale ai primi dell' 800, quando l'intero edificio venne portato a completamento ed assunse l'aspetto odierno. Nonostante non si siano manifestate lesioni in seguito al sisma, è lecito pensare alla facciata come ad una parte vulnerabile della chiesa nei confronti del pericolo di ribaltamento verso l'esterno. Così come per la parete nord - ovest dell'oratorio, parallela alla facciata principale, anche per quella sud - est si tratta di una parete di quasi 20 m di altezza priva di orizzontamenti intermedi se non quello del solaio di copertura.

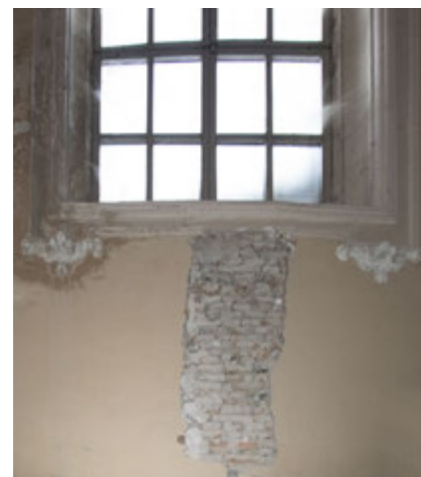


**Fig. 59** Facciata principale della Chiesa della Beata Vergine della Cintura, posta a sud - est su piazza Garibaldi. La facciata non ha riportato lesioni in seguito al sisma del maggio 2012.



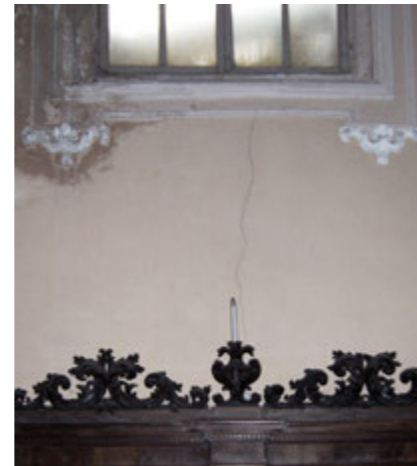
### 6.2.5 PARETE INTERNA ALL'ORATORIO, LATO NORD - EST

La parete nord - est dell'oratorio, già oggetto dell'analisi stratigrafica al *paragrafo 6.1.2*, è caratterizzata da una forte disomogeneità materica e costruttiva, resa evidente soltanto in seguito alla rimozione dell'intonaco durante le attività di cantiere. Prima di mettere a nudo la muratura, sulla parete era visibile una lesione verticale al di sotto della finestra; la necessità di conoscere la natura e la causa di tale lesione ha portato alla rimozione dell'intonaco, prima solo in prossimità della lesione, e successivamente, in seguito all'eterogenea situazione costruttiva palesatasi, su tutta la superficie interna della parete. Al di sotto dell'intonaco la stratificazione muraria è evidente: la muratura in ciottoli della rocca trecentesca fa da base ad una successiva sopraelevazione



**Fig. 61** Fase iniziale di rimozione dell'intonaco nei pressi della lesione verticale al di sotto della finestra sulla parete interna dell'oratorio, lato nord-est. La situazione che venne messa a nudo è quella di una muratura fortemente eterogenea.

in mattoni in cui è stata operata nel tempo la chiusura di una precedente finestra per permettere poi la realizzazione di quella attuale, senza contare gli interventi novecenteschi, più recenti, in laterizi e forati per l'alloggio degli impianti. Davanti a questa varietà costruttiva e di materiali è stato poi immediato comprendere che la causa della lesione al di sotto della finestra fosse dovuta proprio a questa non perfetto ammorsamento delle differenti porzioni murarie realizzate in fase successive. In particolare, la lesione interessava una delle zone perimetrali di tamponatura della precedente apertura, posta al di sotto di quella attuale, dove è inesistente il collegamento tra i mattoni originali della parete e quelli utilizzati per la chiusura della finestra. Questa porzione muraria è dunque estremamente vulnerabile nei confronti delle azioni orizzontali, in quanto non presenta il comportamento d'insieme necessario a contrastare tale forza.



**Fig. 60** Lesione verticale al di sotto della finestra posta sulla parete interna dell'oratorio, lato nord-est. Al di sotto, l'antico coro in legno di noce del XVIII secolo.

### 6.2.6 PARETE INTERNA ALL'ORATORIO, LATO NORD - OVEST

Anche la parete nord - ovest dell'oratorio, su via Foro Boario, è già stata oggetto delle precedenti analisi; si è visto infatti come si sia attivato il meccanismo di ribaltamento della facciata verso l'esterno e come uno dei due ammorsamenti con le pareti ad essa ortogonali sia risultato più efficace dell'altro. In corrispondenza dell'ammorsamento più forte, quello con la parete sud - ovest, il tentativo di ribaltamento della facciata è stato accompagnato dal trascinarsi di una porzione muraria della parete di controvento, testimoniata dalla presenza di una lesione diagonale su tale paramento; mentre in prossimità dello spigolo caratterizzato dall'ammorsamento più debole, si è visto l'insorgere di una cerniera



**Fig. 62** Lesione lungo il perimetro della parete interna nord-ovest dell'oratorio. In rosso è evidenziata la porzione di muratura d'angolo interessata dalla lesione.

cerniera verticale accompagnata dalla formazione della lesione maggiore di tutto l'edificio.

Analizzando tale meccanismo internamente, dal volume dell'oratorio, è possibile ritrovare nuovamente i segni di questo cinematismo. La lesione che ha interessato la parete interna infatti corre lungo metà del perimetro del paramento murario, proprio in corrispondenza dello spigolo caratterizzato dall'ammorsamento più debole, quello con la parete nord - est. Ecco quindi che si ritrova il segno della formazione della cerniera verticale che ha portato alla comparsa della lesione esterna e di quella interna. Anche in questo caso, come nel precedente, la lesione sulla parete è risultata maggiormente evidente una volta rimosso lo strato di intonaco a cavallo della lesione stessa.



**Fig. 63** Particolare della lesione interna sulla parete nord-ovest dell'oratorio. Fase di rimozione dell'intonaco in prossimità della lesione.

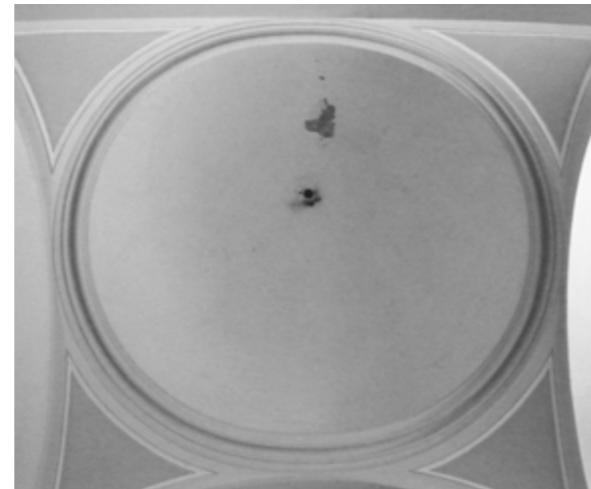


### 6.2.7 LESIONI DELLE VOLTE IN LATERIZIO

Sono presenti lesioni di media entità alle volte in laterizio della navata centrale della chiesa. Come già detto, tali volte rappresentano la struttura del controsoffitto della chiesa e dell'oratorio e svolgono una funzione puramente decorativa nell'ambiente in cui sono collocate. Si tratta di volte in laterizio i cui elementi sono disposti in foglio e quindi caratterizzate da un esiguo spessore di 6 cm. Per questo motivo necessita dell'inserimento di archi di rinforzo situati all'estradosso o all'intra-



**Fig. 65** Lesione nella volta a vela della navata centrale della chiesa, in prossimità dei due altari laterali.



**Fig. 64** Lesione nella cupola della navata centrale della chiesa.

dosso, e di nervature estradosali, anch'esse in laterizio, e terminanti in una serie di rinfianchi ai lati della volta. I controsoffitti in foglio sono considerati elementi costruttivi pericolosi nel caso di azioni sismiche a causa della loro instabilità dovuta al loro modesto spessore.

Le lesioni osservate sulla cupola della navata centrale e sulla volta a vela, in prossimità dei due altari laterali, sono comunque lesioni di media entità che non hanno compromesso la stabilità del controsoffitto voltato. Tra queste, soltanto la lesione che interessa la cupola risulta passante e quindi visibile anche al suo estradosso, tutte le altre hanno invece interessato solamente la parte intradosale della volta.

### 6.2.8 DEGRADO DOVUTO AD INFILTRAZIONI D'ACQUA E UMIDITÀ DI RISALITA

Oltre alle lesioni rilevate sulle murature, interne ed esterne, e in prossimità delle volte in laterizio del controsoffitto della navata, è stato analizzato il degrado dovuto all'azione dell'acqua. Macchie di umidità sugli intonaci erano presenti a fianco dell'apertura posta sul prospetto nord - est dell'oratorio ed anche sulla volta di copertura della zona absidale e sulla volta a vela della navata centrale (**Fig. 65**). Per quanto riguarda le infiltrazioni d'acqua presenti sulle volte, la causa è imputabile all'irregolarità del manto di copertura a seguito dell'azione del sisma, i coppi sono in parte scivolati lungo le falde lasciando scoperte porzioni di copertura dalle quali l'acqua si è infiltrata. L'infiltrazione d'acqua presente sulla parete nord - est è invece probabilmente ad un non corretto scolo delle acque piovane sulla copertura dell'edificio privato posto a ridosso di tale parete.

Oltre a queste locali infiltrazioni d'acqua piovana all'interno della chiesa è visibile un discreto livello di degrado dovuto all'umidità di risalita dal sottosuolo. Questo problema interessa in generale tutte le pareti perimetrali della chiesa che, da terra fino ad un'altezza di quasi due metri, presentano tutte le caratteristiche tipiche di questo tipo di degrado, ma in particolare modo risultano maggiormente colpite quelle del lato nord - est. Qui ampie fasce di muratura sono messe a nudo a causa del distacco dell'intonaco superficiale e gli stessi mattoni e la malta dei giunti risultano essere fortemente compromessi e saturi d'acqua. In diverse zone la malta è fortemente incoerente e facilmente removibile tramite l'utilizzo di semplici strumenti manuali come cacciavite e raschietto. Il fenomeno interessa anche le colonne decorative che, tra fine Settecento e inizio Ottocento, vennero realizzate a completamento dell'apparato decorativo della chiesa.



**Fig. 66** Umidità di risalita alla base delle murature perimetrali della chiesa, in particolare sul lato nord - est. Il fronte di risalita si estende fino a raggiungere, in alcune parti, un'altezza di circa 2 metri.



**Fig. 67** Umidità di risalita alla base delle mura-  
ture perimetrali della chiesa, in particolare sul  
lato nord -est. I mattoni e i ciottoli che costitu-  
iscono il paramento sono fortemente compro-  
messi e saturi d'acqua.



**Fig. 68** Umidità di risalita sulle colonne della  
parete nord - est della chiesa. Anche in questo  
caso l'elevato livello di degrado dei materiali  
sottostanti, oltre che dell'intonaco, è evidente e  
diffuso.

### 6.2.9 DEGRADO DELLE GUGLIE SOMMITALI

Sul coperto della chiesa, in prossimità della facciata principale su piazza Garibaldi, svettano tre guglie sommitali in pietra: due laterali di dimensioni minori ed una centrale recante la croce. In seguito al sopralluogo si è osservato un livello di degrado abbastanza diffuso degli elementi lapidei costituenti le singole guglie, con presenza di materiale spesso segregato e non più ben coeso probabilmente a causa della continua esposizione di questi elementi agli agenti atmosferici esterni. Le forme di degrado a cui sono soggette strutture sommitali sono tutte legate all'acqua e quindi all'umidità che è indubbiamente la principale causa di degrado, diretta o non, dei materiali da costruzione. L'umidità, con la sua azione, produce nel tempo un degrado sia fisico che meccanico dei materiali spesso legato all'insorgere di questi tipi di fenomeni:

Cicli di gelo e disgelo:

non dipendono dalla natura chimica del materiale ma solo dalla sua porosità. Il degrado è dovuto all'aumento di volume dell'acqua all'interno dei pori quando diventa ghiaccio. In questi casi si verifica un aumento di volume del liquido attorno al 9%, una condizione estremamente dannosa per i materiali da costruzione storici essendo questi scarsamente resistenti a trazione. Il degrado si manifesta comunque in seguito ad un'alternanza di cicli di gelo e disgelo che provoca una sorta di "fatica" all'interno del materiale che accumula e rilascia tensioni.

Cicli di cristallizzazione salina:

il fenomeno è dovuto alla presenza di sali all'interno del materiale, questi vengono trasportati dall'acqua che si infila attraverso i pori. Anche in questo caso il degrado è provocato da un aumento di volume, quello dei sali trasportati dall'acqua. Si distinguono due diversi casi: le efflorescenze saline e le sub - efflorescenze saline. Le prime sono dovute alla cristallizzazione esterna al materiale da parte dei sali, sono caratterizzate da un colore biancastro e provocano solamente un danno estetico piuttosto che strutturale. Le seconde sono dovute alla cristallizzazione dei sali subito al di sotto dello



strato superficiale e provocano uno sgretolamento del materiale simile a quello dovuto al gelo. Si parla in questo caso di un danno di tipo meccanico.

Alveolizzazione:

è un tipo di degrado che interessa soprattutto i materiali lapidei ed è dovuto all'azione combinata di sali ed erosione eolica. Il degrado si manifesta sotto forma di avvallamento della pietra dato dall'azione dei sali unitamente alla formazione di alveoli originati dall'azione del vento.

Cicli bagnato e asciutto:

questi cicli, che fanno parte della quotidianità dell'edificio, non hanno ripercussioni negative su tutti i materiali da costruzione, per esempio i laterizi non ne risentono. Mentre sono interessati alcuni materiali lapidei che contengono al loro interno una piccola quantità di argilla. E' una forma di degrado non facilmente riconoscibile in quanto l'argilla non è localizzata soltanto sulla superficie del materiale ma è presente in tutta la sua massa e questo può dar luogo a fenomeni di cristallizzazione anche profondi (oltre i 4 cm) destinati a peggiorare con il tempo a causa della struttura lamellare dell'argilla che permette una più facile infiltrazione dell'acqua.

Analizzando lo specifico caso in esame è possibile osservare la presenza di efflorescenze saline soprattutto sugli elementi lapidei delle due guglie laterali e, oltre a queste, un diffuso degrado del materiale lapideo dovuto alla perdita di coesione e probabilmente dovuto all'azione combinata dei fenomeni di degrado sopra elencati; in particolar modo cicli di gelo e disgelo ed efflorescenze saline che hanno portato nel tempo ad uno sgretolamento del materiale (**TAV. 18**).

Le guglie sono costituite dall'insieme di diverse parti lapidee poggianti su un basamento in laterizio e uniti tra loro tramite un perno in acciaio centrale che, oltre a collegare i singoli componenti, collega l'intero elemento sommitale alla struttura del coperto. Le guglie hanno un'altezza di circa due metri e poggiano su un basamento poligonale di circa un metro di lato;



**Fig. 69** Due delle guglie sommitali della chiesa. E' possibile osservare il degrado degli elementi lapidei che costituiscono le singole guglie quello del basamento in laterizio. Sulla struttura sommitale più laterale è inoltre visibile il fenomeno delle efflorescenze saline dovute alla cristallizzazione esterna dei sali. Questo degrado fisico e meccanico del materiale mette in pericolo anche la sua stabilità nei confronti delle azioni sismiche dal momento che viene a mancare il comportamento d'insieme e tutte le parti appaiono scollate tra loro.

sono dunque elementi piuttosto svettanti e, se non ben ancorati, molto pericolosi in caso di oscillazioni sismiche.

Il non perfetto stato in cui versano le parti lapidee fa sì che questo tipo di collegamento interno e centrale tra le guglie e il coperto non sia sufficiente a garantirne la stabilità nei confronti delle azioni del sisma. Il pericolo è infatti quello del possibile sfilamento di alcune delle parti lapidee componenti le guglie, quelle più sommitali nell'elemento, con il conseguente pericolo di caduta dall'alto delle parti stesse.





**Fig. 70** Guglia sommitale posta al centro della facciata su piazza Garibaldi. Si osserva l'intonaco parzialmente scrostato sul basamento in laterizio e il degrado del materiale lapideo soprastante.



**Fig. 71** Guglia sommitale laterale della facciata su piazza Garibaldi. Si osserva l'intonaco parzialmente scrostato sul basamento in laterizio e il degrado del materiale lapideo soprastante dovuto in particolar modo alla presenza di numerose efflorescenze saline.

## 7. VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

### 7.1 REQUISITI DI SICUREZZA E CONSERVAZIONE

L'attuale politica di prevenzione sismica richiede la conoscenza, a scala territoriale, del rischio cui sono soggetti i manufatti esistenti ed in particolare il patrimonio tutelato. E' necessario valutare qualitativamente l'azione sismica allo stato limite di salvaguardia della vita umana (SLV) e quella attesa nel sito con una prefissata probabilità di superamento su un periodo di riferimento definito sulla base delle caratteristiche del manufatto e del suo uso (azione sismica di riferimento).

Se l'azione sismica allo SLV risulta significativamente inferiore a quella attesa nel sito, assunto un periodo di riferimento compatibile con le caratteristiche e le condizioni d'uso del manufatto, ciò determina la necessità di eseguire una valutazione più accurata ed eventualmente intervenire entro un intervallo di tempo più breve del periodo di riferimento. La vita nominale, introdotta nelle NTC, rappresenta quindi il parametro attraverso il quale programmare gli interventi di mitigazione del rischio (*Direttiva PCM 9 febbraio 2011*).

Un metodo semplificato che consente la valutazione dell'azione sismica allo SLV è il livello LV1 del quale si parlerà in seguito al *paragrafo 7.8*.

L'azione sismica viene valutata in conformità alle indicazioni riportate nel capitolo 3.2 del *D.M. 14 gennaio 2008 (NTC)* secondo cui *"Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti"*.

Gli Stati Limite di Esercizio, SLE, hanno l'obiettivo di limitare i danni per terremoti meno intensi ma più frequenti.

Gli *stati limite di esercizio* sono:

- *Stato Limite di Operatività (SLO)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

- *Stato Limite di Danno (SLD)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere si-

gnificativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli Stati Limite Ultimi, SLU, sono motivati dalla volontà di salvaguardare la costruzione e l'incolumità degli occupanti nel caso di terremoti rari e di forte intensità.

Gli *stati limite ultimi* sono:

- *Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- *Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

### 7.2 CONOSCENZA DEL MANUFATTO

Secondo quanto prescritto dal *D.M. 14 gennaio 2008 (NTC)* al capitolo 8, sulle costruzioni esistenti, i metodi di analisi e di verifica che verranno adottati per il manufatto dovranno dipendere direttamente dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile; è necessario dunque, nelle verifiche di sicurezza, modificare i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza relativo a: geometria, dettagli costruttivi e materiali.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi possono essere eseguiti facendo riferimento ai soli Stati Limite Ultimi, Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC), in quanto trattasi di costruzione esistente.

Per quanto riguarda le procedure da seguire per la valutazione della sicurezza e per la redazione del progetto, l'NTC specifica che, vista l'impossibilità per le costruzioni esistenti di prevedere regole specifiche per tutte le situazioni concretamente riscontrabili, il modello per la valutazione della sicurezza deve essere definito e giustificato dal progettista, caso per caso, in relazione al comportamento strutturale attendibile della costruzione, tenendo però conto delle indicazioni generali fornite dalla norma stessa.



I passaggi utili da seguire sono dunque i seguenti:

1) *Analisi storico-critica*: ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato.

2) *Rilievo*: il rilievo geometrico-strutturale deve essere riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Nel rilievo devono essere rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica.

Il rilievo deve individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi. Devono inoltre essere rilevati i dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.

3) *Caratterizzazione meccanica dei materiali*: per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, occorre basarsi sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in sito e su indagini sperimentali. I valori delle resistenze meccaniche dei materiali vengono valutati sulla base delle prove effettuate sulla struttura e prescindono dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni.

4) *Livelli di conoscenza e fattori di confidenza*: sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, vengono individuati i "livelli di conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello (geometria, dettagli costruttivi e materiali), e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza che tengono conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello.

5) *Azioni*: i valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo, sia per la valutazione della sicurezza sia per il progetto degli interventi, sono quelle definite dall'NTC per le nuove costruzioni.

### 7.3 LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA

Una volta identificata la costruzione, in relazione all'approfondimento del rilievo geometrico e delle indagini materico-costruttiva, meccanica e sul terreno, viene assunto un fattore di confidenza  $F_c$ , compreso tra 1 e 1,35, che consente di guardare l'attendibilità del modello di analisi strutturale e tenerne conto nella valutazione dell'indice di sicurezza sismica. Il fattore di confidenza si applica in modo diverso in funzione dei modelli per la valutazione della sicurezza sismica; nello specifico caso di studio della Chiesa della Beata Vergine della Cintura, il modello per la valutazione della sicurezza considera la deformabilità e la resistenza dei materiali e degli elementi strutturali; di conseguenza, il fattore di confidenza viene applicato alle proprietà dei materiali, in particolare riducendo le resistenze.

Facendo riferimento a quanto prescritto dalle *Linee Guida del D.M. 14 gennaio del 2008 (NTC)* al paragrafo 4.2, il fattore di confidenza può essere determinato definendo diversi fattori parziali di confidenza  $F_{ck}$  ( $k=1,4$ ), sulla base dei coefficienti numerici riportati in tabella, i cui valori sono associati alle quattro categorie di indagine ed al livello di conoscenza in esse raggiunto:

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{ck}$$

Rilievo geometrico	rilievo geometrico completo	$F_{C1} = 0,05$
	rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi	$F_{C1} = 0$
Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0,12$
	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione ( indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0,06$
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione ( indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche)	$F_{C2} = 0$
Proprietà meccaniche dei materiali	parametri meccanici desunti da dati già disponibili	$F_{C3} = 0,12$
	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0,06$
	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0$
Terreno e fondazioni	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d' informazioni sulle fondazioni	$F_{C4} = 0,06$
	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali: limitate indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0,03$
	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0$

**Tabella 5** Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza.

Dunque il fattore di confidenza risulta essere:

$$F_c = 1 + (0 + 0.06 + 0.06 + 0.03) = 1.15$$

## 7.4 LIVELLI DI SICUREZZA SISMICA

Secondo quanto previsto dalle *Linee Guida del D.M. 14 gennaio del 2008 (NTC)* al paragrafo 2.4, per i beni di interesse culturale esposti ad azioni sismiche appare opportuno definire un livello di sicurezza sismica di riferimento, differenziato in funzione delle caratteristiche proprie dei manufatti e del loro uso, e quindi delle conseguenze più o meno gravi di un loro danneggiamento per effetto di un evento sismico. A tale scopo la norma definisce i seguenti parametri:

- la vita nominale  $V_N$  a cui viene riferita la valutazione della sicurezza e per la quale viene eventualmente progettato un intervento di miglioramento sismico; in particolare essa può essere messa in relazione alle caratteristiche del bene oggetto di studio.

- la classe d'uso  $C_U$  definita sulla base della frequenza di utilizzo e sul grado di affollamento.

Per la determinazione della vita nominale e della classe d'uso si fa riferimento al paragrafo 2.4 del *D.M. 14 gennaio 2008 (NTC)* in cui:

- la vita nominale di un'opera strutturale è definita come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata allo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere viene riportata nella seguente tabella:

Tipi di costruzione		Vita Nominale $V_N$ (anni)
1	Opere provvisorie - Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

**Tabella 6** Vita nominale dei diversi tipi di opere





Le probabilità di superamento  $P_{VR}$  a cui occorre prestare attenzione per individuare l'azione sismica, agente in ciascuno degli stati limite considerati, si ricava dalla tabella:

Stati Limite	$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento	
Stati Limite di Esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati Limite Ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Di seguito vengono riportati i parametri assunti e la conseguente vita di riferimento  $V_R$  del bene in esame e i valori di periodo di ritorno di riferimento dell'azione sismica  $T_R$  per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

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

- definizione della vita nominale  $V_N$  e della classe d'uso  $C_U$  del bene grazie ai quali è stato possibile determinare la vita di riferimento:  $V_R = V_N \cdot C_U = 50$  anni

Classe d'uso: III e di conseguenza il valore del coefficiente  $C_U = 1,5$

$$V_R = 50 \cdot 1,5 = 75 \text{ anni}$$

- conoscendo il valore della vita di riferimento del bene è possibile determinare la probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento e, nota questa, lo stesso periodo di ritorno di riferimento dell'azione sismica  $T_R$  tramite la formula:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

La probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento è determinabile avvalendosi dei dati online messi a disposizione dall'INGV - Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia<sup>1</sup> ai quali fa riferimento lo stesso Allegato A dell'NTC.

<sup>1</sup> (<http://esse1.mi.ingv.it/>)

$$P_{VR} = 10\%$$

$$T_R = 712 \text{ anni}$$

## 7.5 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Bisogna tener conto che il moto sismico al suolo è fortemente influenzato dalle caratteristiche geologico-stratigrafiche e topografiche locali. L'approccio semplificato per la valutazione dell'azione sismica di progetto, indicato al paragrafo 3.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008, si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento tramite la **Tabella 7**:

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $C_{U30} > 250$ kPa nei terreni a grana fine)
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine consistenti con spessori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_{U30} < 250$ kPa nei terreni a grana fine)
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $C_{U30} < 70$ kPa nei terreni a grana fine)
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s)

La categoria di sottosuolo alla quale si farà riferimento per il progetto è la categoria D.



## 7.6 CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Per configurazioni superficiali semplici è possibile adottare la classificazione riportata in **Tabella 8**:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

La categoria topografica alla quale si farà riferimento per il progetto è la T1.

## 7.7 AZIONE SISMICA

La valutazione dell'azione sismica di riferimento è stata eseguita in conformità a quanto prescritto dal *D.M. 14 gennaio 2008 (NTC)* al paragrafo 3.2.3 e dalle *Linee Guida* dello stesso D.M. al paragrafo 3.2.

**Tabella 9** riassuntiva dei parametri assunti:

<b>Comune</b>	San Giovanni in Persiceto
<b>Latitudine</b>	44,637788°
<b>Longitudine</b>	11,187841°
<b>Classe d'uso</b>	III
<b>Vita Nominale</b>	50 anni
<b>Vita di riferimento</b>	75 anni
<b>Probabilità di superamento di riferimento</b>	10%
<b>Periodo di riferimento</b>	712 anni
<b>Tipologia strutturale</b>	struttura in muratura con copertura lignea
<b>Categoria sottosuolo</b>	D
<b>Amplificazione topografica</b>	T1
<b>Duttilità</b>	bassa

Il moto sismico è descritto dallo spettro di risposta elastico di riferimento che, a meno della necessità di più specifiche analisi, è definito sulla base di quanto riportato nell'*Allegato 1* alle NTC, utilizzando il valore corrispondente alla coordinata geografica del manufatto o al comune nel quale esso è situato. Seguendo quanto indicato nel sopracitato *Allegato 1*, le azioni di progetto si ricavano dalle accelerazioni orizzontali massime  $a_g$  e dalle relative forme spettrali. Tali forme spettrali sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

$a_g$	accelerazione orizzontale massima
$F_0$	valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
$T_c^*$	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

I valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'*Allegato B* all' NTC.

Stato Limite	$T_R$ [anni]	$a_g$	$F_0$	$T_c^*$ [s]
Operatività (SLO)	45	0,056	2,507	0,260
Danno (SLD)	75	0,071	2,487	0,277
Salvaguardia della vita (SLV)	712	0,188	2,530	0,280
Prevenzione al collasso (SLC)	1462	0,246	2,480	0,287
Periodo di riferimento per l'azione sismica	75			

**Tabella 10** Parametri sismici relativi al sito e al bene oggetto di studio.

## 7.8 MODELLO DI VALUTAZIONE A LIVELLO TERRITORIALE - LV1<sup>2</sup>

In seguito all'entrata in vigore delle nuove norme tecniche per le costruzioni, di cui al *D.M. 14 gennaio 2008*, si è reso necessario allineare i contenuti delle precedenti direttive. A questo

<sup>2</sup> Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008, paragrafi 5.3 - 5.3.1

proposito sono state approvate le Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008, tramite la Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 09 febbraio 2011.

Per la conoscenza e la valutazione del livello di rischio sismico a cui è soggetto il patrimonio architettonico tutelato, le sopraccitate *Linee Guida* fanno riferimento ad una valutazione di tipo semplificato che sia tuttavia in grado di stimare l'indice di sicurezza sismica  $I_{s,SLV}$ .

Le *Linee Guida* individuano tre diversi livelli di analisi, di crescente completezza, ai fini della valutazione della sicurezza sismica:

- LV1 analisi qualitativa e valutazione con modelli meccanici semplificati; è una verifica da effettuarsi a scala territoriale. Il risultato ottenuto, un valore indice della sicurezza sismica, viene confrontato con l'azione sismica di riferimento del sito per determinare l'idoneità del manufatto a sopportarla: un valore maggiore di 1 indica che il manufatto è idoneo a sopportare l'azione sismica di riferimento del sito, mentre un valore inferiore ad 1 indica la sua non idoneità. I metodi semplificati LV1 possono in alternativa fornire come risultato la vita nominale per la quale il manufatto presenta un indice di sicurezza uguale a 1 (tenendo conto anche delle condizioni d'uso). In questo caso, la vita nominale, rappresenta il periodo di tempo nel quale la costruzione può essere usata con lo stesso livello di sicurezza prescritto per le nuove costruzioni. L'indice di sicurezza sismica, o in alternativa, la vita nominale sono parametri utili a stabilire delle priorità di intervento.
- LV2 valutazione su singoli macroelementi (meccanismi locali di collasso); questo livello di valutazione deve essere applicato nei casi in cui siano previsti interventi di restauro che interessano singole parti della costruzione. La valutazione della sicurezza sismica nell'ambito di progetti di intervento su singoli elementi può essere eseguita facendo riferimento a modelli locali, riferiti a porzioni strutturalmente autonome della costruzione (macroelementi). Per ciascun macroelemento analizzato, il confronto tra le accelerazioni allo stato limite ultimo prima e dopo l'intervento consente di esprimere un giudizio sul grado di miglioramento conseguito.
- LV3 valutazione complessiva della risposta sismica del manufatto; questo livello di valutazione considera la sicurezza sismica della costruzione nel suo complesso, ovvero l'accelerazione del suolo che porta allo stato limite ultimo la costruzione nel suo complesso o le singole sue parti significative (macroelementi). Il livello LV3 deve essere adottato nella progettazione di interventi che modifichino il funzionamento accertato della costruzione e, comunque, quando il restauro riguarda un edificio di

tipo strategico, per l'importanza sociale di conoscere in modo attendibile la sicurezza di tali strutture.

### CHIESE, LUOGHI DI CULTO ED ALTRE STRUTTURE CON GRANDI AULE, SENZA ORIZZONTAMENTI INTERMEDI<sup>3</sup>

Le *Linee Guida* per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale specificano che, in seguito all'analisi sistematica dei danni subiti dalle chiese in occasione dei principali eventi sismici italiani degli ultimi decenni, è stato posto in evidenza come il comportamento sismico di questa tipologia di manufatti possa essere interpretato attraverso la loro scomposizione in porzioni architettoniche (macroelementi), caratterizzate da una risposta strutturale sostanzialmente autonoma rispetto alla chiesa nel suo complesso (facciata, aula, abside, campanile, cupola, arco trionfale, ecc.). Nella maggior parte dei casi, dunque, è preferibile procedere con verifiche locali, le quali in genere possono essere riferite ai diversi macroelementi, che diventano l'unità di riferimento per la verifica strutturale.

La valutazione della sicurezza sismica, finalizzata al progetto di un intervento di miglioramento, deve utilizzare una lettura attenta sia dei danni che la chiesa ha manifestato storicamente, sia dei dettagli costruttivi significativi nei riguardi della risposta ad azioni orizzontali. Nel caso di interventi di riparazione e miglioramento a seguito di un evento sismico, l'individuazione dei macroelementi e dei corrispondenti meccanismi di collasso, dovrà necessariamente essere correlata al funzionamento accertato attraverso la lettura del danno sismico.

E' importante considerare che: nel caso in cui si debbano progettare interventi che possano modificare la risposta globale dell'edificio, si dovrà effettuare una valutazione dell'accelerazione al suolo corrispondente allo stato limite di salvaguardia della vita umana (SLV) prima e dopo l'intervento per tutti i macroelementi della chiesa, in relazione ai diversi stati limite.

E' quindi possibile affermare che, nella maggior parte delle chiese, risulta scarsamente significativo assumere un comportamento unitario e complessivo del corpo di fabbrica ma ciò non toglie la possibilità di definire modelli semplificati specifici facendo ricorso, per la valutazione

---

<sup>3</sup> Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008, paragrafo 5.4.3

LV1, ai parametri della scheda di rilievo del danno e delle vulnerabilità, la quale rappresenta un'esperienza precedente alla *Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 09 febbraio 2011* e già consolidata. L'accelerazione massima al suolo corrispondente ai diversi stati limite può essere correlata ad un indicatore numerico, l'indice di vulnerabilità  $i_v$ , ottenuto attraverso una opportuna combinazione di punteggi assegnati ai diversi elementi di vulnerabilità e di presidio antisismico. Tale che per il rilievo del danno e della vulnerabilità delle chiese è stata utilizzata nelle emergenze sismiche a partire dal 1995; la notevole mole di dati raccolti (oltre 4000 chiese) ha consentito, attraverso elaborazioni statistiche, di stabilire una relazione tra l'azione sismica ed il danno, in funzione di un parametro di vulnerabilità della chiesa.

La metodologia considera 28 meccanismi di danno, associati ai diversi macroelementi che possono essere presenti in una chiesa; è dunque necessario rilevare quei particolari tipologici e costruttivi che giocano un ruolo fondamentale nella risposta sismica del manufatto, in particolare vengono considerati indicatori di vulnerabilità e di presidio antisismico.

I 28 meccanismi, unitamente alla lista dei presidi e degli indicatori di vulnerabilità, sono elencati nell'*Allegato C alle Linee Guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale*.

#### 7.8.1 VALUTAZIONE DEL PUNTEGGIO DI VULNERABILITÀ PER OGNI MECCANISMO DI DANNO<sup>4</sup>

Il comportamento sismico dell'intero edificio è rappresentato, su base statistica, da un indice di vulnerabilità, variabile tra 0 e 1, che è definito come media pesata del comportamento delle diverse parti della chiesa:

$$i_v = \frac{1}{6} \frac{\sum_{k=1}^{28} (v_{ki} - v_{kp})}{\sum_{k=1}^{28} \rho_k} + \frac{1}{2}$$

dove, per il k-esimo meccanismo:  $v_{ki}$  e  $v_{kp}$  sono, rispettivamente, il punteggio ottenuto dal rilievo degli indicatori di vulnerabilità e dei presidi antisismici facendo riferimento alla **Tabella 11**:

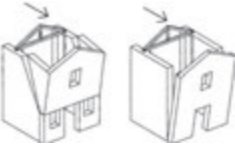
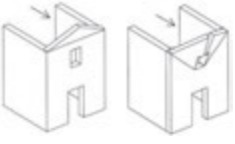
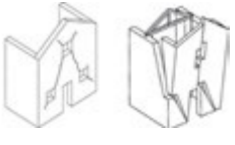
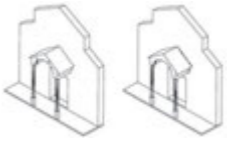


Numero degli indicatori di vulnerabilità o dei presidi antisismici	Giudizio dell'efficacia	$V_k$
almeno 1	3	3
almeno 2	2	3
1	2	2
almeno 2	1	2
1	1	1
nessuno	0	0


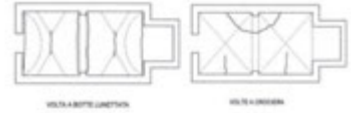
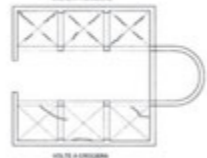


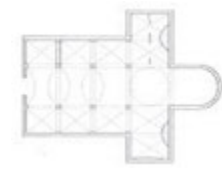
mentre  $\rho_k$  è il peso attribuito al meccanismo (vale 0 per i meccanismi che non si sarebbero potuti attivare nella chiesa, per la mancanza del macroelemento, mentre è compreso tra 0,5 e 1 negli altri casi).


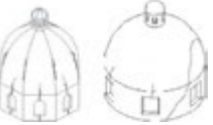
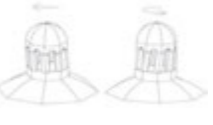



Si riporta di seguito la tabella di sintesi sulla valutazione della vulnerabilità sismica della Chiesa oggetto di studio.

<sup>4</sup> Allegato C, modello per la valutazione della vulnerabilità sismica delle chiese






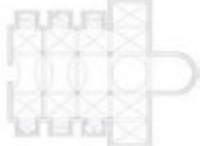




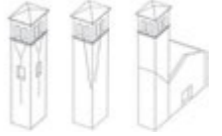

	<b>Meccanismo di danno</b>	<b>presente</b>	$\rho_k$ (peso attribuito al meccanismo)	$v_{ki}$ (vulnerabilità)	$v_{kp}$ (presidi antisismici)	$\rho_k (v_{ki} - v_{kp})$	<b>riferimento grafico</b>
1	<b>RIBALTAMENTO DELLA FACCIATA</b> (distacco della facciata dalle pareti o evidenti fuori piombo)	Sì	1	Elemento spingente 1	Nessun presidio 0	1	
2	<b>MECCANISMI NELLA SOMMITÀ DELLA FACCIATA</b> (ribaltamento del timpano con lesione orizzontale o a V - disgregazione della muratura o scorrimento del cordolo - rotazione delle capriate)	No	0				
3	<b>MECCANISMI NEL PIANO DELLA FACCIATA</b> (lesioni inclinate (taglio) - lesioni verticali o arcuate (rotazione) - altre fessurazioni o spanciamento)	Sì	1	Elevata snellezza (rapporto altezza/larghezza) 2	Nessun presidio 0	2	
4	<b>PROTIRO - NARTECE</b> (lesioni negli archi o nella trabeazione per rotazione delle colonne - distacco della facciata - martellamento)	No	0				
5	<b>RISPOSTA TRASVERSALE DELL'AULA</b> (lesione negli archi, con eventuale prosecuzione nella volta - lesioni a taglio nelle volte)	Sì	1	Presenza di archi e volte 1	Presenza di corpi annessi adiacenti 1	1	
6	<b>MECCANISMI DI TAGLIO NELLE PARETI LATERALI ( RISPOSTA LONGITUDINALE)</b> (lesioni inclinate (singole o incrociate) - lesioni in corrispondenza di discontinuità nella muratura)	Sì	1	Materiali di scarsa qualità 2	Nessun presidio 0	2	

	<b>Meccanismo di danno</b>	<b>presente</b>	$\rho_k$ (peso attribuito al meccanismo)	$v_{ki}$ (vulnerabilità)	$v_{kp}$ (presidi antisismici)	$\rho_k (v_{ki} - v_{kp})$	<b>referimento grafico</b>
7	RISPOSTA LONGITUDINALE DEL COLONNATO NELLE CHIESE A PIÙ NAVATE	No	0	Volte in foglio 1	Nervature e frenelli 1	0	
8	VOLTE DELLA NAVATA CENTRALE (lesioni nelle volte dell'aula centrale)	Sì	1				
9	VOLTE DELLE NAVATE LATERALI	No	0				
10	RIBALTAMENTO DELLE PARETI DI ESTREMITÀ DEL TRANSETTO	No	0				
11	MECCANISMI DI TAGLIO NELLE PARETI DEL TRANSETTO	No	0				
12	VOLTE DEL TRANSETTO	No	0				

Meccanismo di danno	presente	$\rho_k$ (peso attribuito al meccanismo)	$v_{ki}$ (vulnerabilità)	$v_{kp}$ (presidi antisismici)	$\rho_k (v_{ki} - v_{kp})$	riferimento grafico
13 ARCHI TRIONFALI	No	0				
14 CUPOLA - TAMBURO	No	0				
15 LANTERNA	No	0				
16 RIBALTAMENTO DELL'ABSIDE	No	0				
17 MECCANISMI DI TAGLIO DEL PRESBITERIO O DELL'ABSIDE	No	0				
18 VOLTE DEL PRESBITERIO O DELL'ABSIDE	No	0				



	<b>Meccanismo di danno</b>	<b>presente</b>	$\rho_k$ (peso attribuito al meccanismo)	$v_{ki}$ (vulnerabilità)	$v_{kp}$ (presidi antisismici)	$\rho_k (v_{ki} - v_{kp})$	<b>riferimento grafico</b>
19	MECCANISMI NEGLI ELEMENTI DI COPERTURA - PARETI LATERALI DELL'AULA	Sì	1	Copertura poco spingente 1	Nessun presidio 0	1	
20	MECCANISMI NEGLI ELEMENTI DI COPERTURA - TRANSETTO	No	0				
21	MECCANISMI NEGLI ELEMENTI DI COPERTURA - ABSIDE E PRESBITERIO	No	0				
22	RIBALTAMENTO DELLE CAPPELLE	No	0				
23	MECCANISMI DI TAGLIO NELLE PARETI DELLE CAPPELLE	No	0				
24	VOLTE DELLE CAPPELLE	No	0				

	<b>Meccanismo di danno</b>	<b>presente</b>	$\rho_k$ (peso attribuito al meccanismo)	$v_{ki}$ (vulnerabilità)	$v_{kp}$ (presidi antisismici)	$\rho_k (v_{ki} - v_{kp})$	<b>riferimento grafico</b>
25	INTERAZIONI IN PROSSIMITÀ DI IRREGOLARITÀ PLANO - ALTIMETRICHE	No	0				
26	AGGETTI (VELA, GUGLIE, PINNACOLI, STATUE)	Sì	1	Guglie sommitali 2	Nessun presidio 0	2	
27	TORRE CAMPANARIA	No	0				
28	CELLA CAMPANARIA	No	0				
		<b>Totale</b>	7		<b>Totale</b>	9	

Dalla valutazione effettuata si ricava l'indice di vulnerabilità:

$$i_v = 0,714$$

Seguendo quanto prescritto al paragrafo 5.4.3 dal *D.M. 14 gennaio 2008 (NTC)*, dall'analisi statistica dei danni subiti possono essere valutate, al variare dell'indice di vulnerabilità, le distribuzioni probabilistiche associate a diverse intensità sismiche; tale distribuzioni prendono il nome di matrici di probabilità di danno. Attraverso un'opportuna correlazione tra l'intensità e l'accelerazione di picco al suolo, è possibile definire una correlazione diretta tra l'input sismico associato ai diversi stati limite e la vulnerabilità rilevata. Ciò consente di calcolare, per ogni chiesa, i valori dell'accelerazione al suolo, corrispondenti allo stato limite di danno (SLD) ed allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV):

$$a_{SLD} S = 0,025 \times 1,8^{2,75 - 3,44 i_v}$$

$$a_{SLV} S = 0,025 \times 1,8^{5,1 - 3,44 i_v}$$

ovvero

$$a_{SLD} S = 0,029 \text{ m/s}^2$$

$$a_{SLV} S = 0,118 \text{ m/s}^2$$

Per il calcolo dell'indice di sicurezza attraverso la formula:

$$I_{S,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}}$$

è necessario valutare il periodo di ritorno corrispondente al raggiungimento dello stato limite considerato (SLV) interpolando tra i valori noti relativi ai periodi di ritorno predefiniti:

$$T_{SLV} = T_{R1} \cdot 10^{\frac{\log(T_{R2}/T_{R1}) \cdot \log(a_{SLV} S / F_c \cdot a_1 S_1) / \log(a_2 S_2 / a_1 S_1)}{1}}$$

dove:

$T_{R1}$  e  $T_{R2}$  sono i periodi di ritorno per i quali è fornita la pericolosità sismica, all'interno dei quali è compreso  $T_{SLV}$ ;  $a_1 S_1$  e  $a_2 S_2$  sono i corrispondenti valori dell'accelerazione di picco su suolo rigido e del coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche. La formula tiene conto anche del fattore di confidenza  $F_c$ , precedentemente calcolato e definito in funzione del livello di approfondimento della conoscenza.

Conoscendo:

$$T_{R1} = T_R(SLV) = 712 \text{ anni}$$

$$T_{R2} = T_R(SLD) = 75 \text{ anni}$$

$$a_1 S_1 = 0,188 \text{ m/s}^2$$

$$a_2 S_2 = 0,071 \text{ m/s}^2$$

$$T_{R,SLV} = 712 \text{ anni}$$

$$T_{SLV} = 176 \text{ anni}$$

è possibile calcolare l'indice di sicurezza  $I_{S,SLV}$  come il rapporto tra il periodo di ritorno  $T_{SLV}$  dell'azione sismica che conduce allo stato limite di salvaguardia (SLV) e il periodo di ritorno di riferimento  $T_{R,SLV}$ :

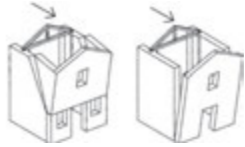
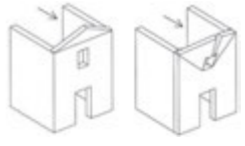
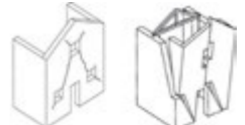
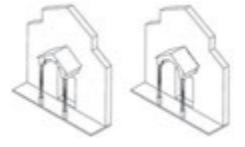


$$I_{S,SLV} = 0,247$$


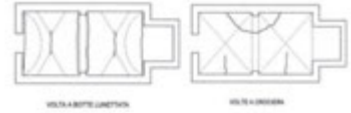
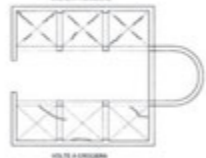


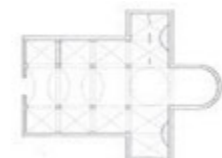
Il valore dell'indice di sicurezza  $I_{S,SLV}$  minore di uno significa che il manufatto non è in condizioni di sicurezza rispetto ai valori assunti come riferimento per la vita nominale e per il suo specifico uso.


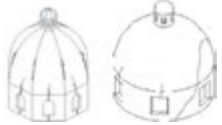
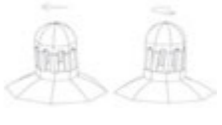



## 7.9 VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ POST-INTERVENTO

Sulla base della valutazione di vulnerabilità appena effettuata, si procede a delineare una prima strategia di intervento volta proprio ad aumentare il livello di sicurezza della chiesa, e quindi il valore dell'indice di sicurezza  $I_{S,SLV}$  in modo da delineare quelle che saranno poi le principali linee di intervento da seguire nel progetto. In generale verrà perseguito lo scopo di assicurare il corretto comportamento d'insieme della struttura tramite l'inserimento di tiranti metallici disposti nelle due direzioni principali, longitudinalmente e trasversalmente, ancorati alle murature mediante capochiave (a paletto o a piastra) in modo da costituire un vincolo contro il ribaltamento delle facciate e contro la formazione di lesioni nel piano per quanto riguarda le pareti laterali. Inoltre si prevede il consolidamento della copertura lignea vincolando tra loro i vari elementi che le compongono (capriate, terzere, arcarecci, morale...) in modo da evitare lo sfilamento delle travi dalla muratura o la perdita di appoggio degli stessi elementi lignei. Si effettua quindi la valutazione della vulnerabilità post-intervento per verificare il livello di miglioramento che gli interventi sopra citati sono in grado di apportare.






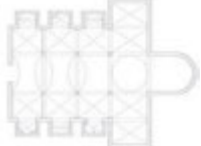



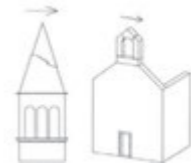
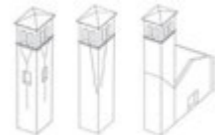

	<b>Meccanismo di danno</b>	<b>presente</b>	$\rho_k$ (peso attribuito al meccanismo)	$v_{ki}$ (vulnerabilità)	$v_{kp}$ (presidi antisismici)	$\rho_k (v_{ki} - v_{kp})$	<b>riferimento grafico</b>
1	<b>RIBALTAMENTO DELLA FACCIATA</b> (distacco della facciata dalle pareti o evidenti fuori piombo)	Sì	1	Elemento spingente 1	Inserimento catene longitudinali 1	0	
2	<b>MECCANISMI NELLA SOMMITÀ DELLA FACCIATA</b> (ribaltamento del timpano con lesione orizzontale o a V - disgregazione della muratura o scorrimento del cordolo - rotazione delle capriate)	No	0				
3	<b>MECCANISMI NEL PIANO DELLA FACCIATA</b> (lesioni inclinate (taglio) - lesioni verticali o arcuate (rotazione) - altre fessurazioni o spanciamento)	Sì	1	Elevata snellezza (rapporto altezza/larghezza) 2	Inserimento catene longitudinali 1	1	
4	<b>PROTIRO - NARTECE</b> (lesioni negli archi o nella trabeazione per rotazione delle colonne - distacco della facciata - martellamento)	No	0				
5	<b>RISPOSTA TRASVERSALE DELL'AULA</b> (lesione negli archi, con eventuale prosecuzione nella volta - lesioni a taglio nelle volte)	Sì	1	Presenza di archi e volte 1	Presenza di corpi annessi adiacenti 1 Inserimento catene trasversali 1	0	
6	<b>MECCANISMI DI TAGLIO NELLE PARETI LATERALI ( RISPOSTA LONGITUDINALE)</b> (lesioni inclinate (singole o incrociate) - lesioni in corrispondenza di discontinuità nella muratura)	Sì	1	Materiali di scarsa qualità 2	Realizzazione "scuci e cuci" 1	1	

	<b>Meccanismo di danno</b>	<b>presente</b>	$\rho_k$ (peso attribuito al meccanismo)	$v_{ki}$ (vulnerabilità)	$v_{kp}$ (presidi antisismici)	$\rho_k (v_{ki} - v_{kp})$	<b>referimento grafico</b>
7	RISPOSTA LONGITUDINALE DEL COLONNATO NELLE CHIESE A PIÙ NAVATE	No	0	Volte in foglio 1	Nervature e frenelli 1	0	
8	VOLTE DELLA NAVATA CENTRALE (lesioni nelle volte dell'aula centrale)	Sì	1				
9	VOLTE DELLE NAVATE LATERALI	No	0				
10	RIBALTAMENTO DELLE PARETI DI ESTREMITÀ DEL TRANSETTO	No	0				
11	MECCANISMI DI TAGLIO NELLE PARETI DEL TRANSETTO	No	0				
12	VOLTE DEL TRANSETTO	No	0				

Meccanismo di danno	presente	$\rho_k$ (peso attribuito al meccanismo)	$v_{ki}$ (vulnerabilità)	$v_{kp}$ (presidi antisismici)	$\rho_k (v_{ki} - v_{kp})$	riferimento grafico
13 ARCHI TRIONFALI	No	0				
14 CUPOLA - TAMBURO	No	0				
15 LANTERNA	No	0				
16 RIBALTAMENTO DELL'ABSIDE	No	0				
17 MECCANISMI DI TAGLIO DEL PRESBITERIO O DELL'ABSIDE	No	0				
18 VOLTE DEL PRESBITERIO O DELL'ABSIDE	No	0				



	<b>Meccanismo di danno</b>	<b>presente</b>	$\rho_k$ (peso attribuito al meccanismo)	$v_{ki}$ (vulnerabilità)	$v_{kp}$ (presidi antisismici)	$\rho_k (v_{ki} - v_{kp})$	<b>riferimento grafico</b>
19	MECCANISMI NEGLI ELEMENTI DI COPERTURA - PARETI LATERALI DELL'AULA	Sì	1	Copertura poco spingente 1	Solidarizzazione elementi per eliminare la spinta 1	0	
20	MECCANISMI NEGLI ELEMENTI DI COPERTURA - TRANSETTO	No	0				
21	MECCANISMI NEGLI ELEMENTI DI COPERTURA - ABSIDE E PRESBITERIO	No	0				
22	RIBALTAMENTO DELLE CAPPELLE	No	0				
23	MECCANISMI DI TAGLIO NELLE PARETI DELLE CAPPELLE	No	0				
24	VOLTE DELLE CAPPELLE	No	0				

	<b>Meccanismo di danno</b>	<b>presente</b>	$\rho_k$ (peso attribuito al meccanismo)	$v_{ki}$ (vulnerabilità)	$v_{kp}$ (presidi antisismici)	$\rho_k (v_{ki} - v_{kp})$	<b>riferimento grafico</b>
25	INTERAZIONI IN PROSSIMITÀ DI IRREGOLARITÀ PLANO - ALTIMETRICHE	No	0				
26	AGGETTI (VELA, GUGLIE, PINNACOLI, STATUE)	Sì	1	Guglie sommitali 2	Ancoraggio delle guglie alla struttura del coperto 1	1	
27	TORRE CAMPANARIA	No	0				
28	CELLA CAMPANARIA	No	0				
		<b>Totale</b>	<b>7</b>		<b>Totale</b>	<b>3</b>	

L'indice di vulnerabilità post-intervento risulta pari a:

$$i_v = 0,571$$

Il valore dell'accelerazione al suolo post intervento, corrispondente allo stato limite di danno (SLD) e allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), risulta pari a:

$$a_{SLD} = 0,039 \text{ m/s}^2$$

$$a_{SLV} = 0,157 \text{ m/s}^2$$

Il periodo di ritorno post intervento, corrispondente al raggiungimento dello stato limite considerato (SLV), risulta:

$$T_{SLV} = 343$$

a cui corrisponde un indice di sicurezza pari a:

$$I_{S,SLV} = 0,482$$

Il valore dell'indice di sicurezza, a seguito degli interventi ipotizzati è aumentato significativamente tendendo sempre più ad uno e riducendo, di conseguenza, la vulnerabilità dell'edificio.



## 8. PROGETTO DI RECUPERO E CONSERVAZIONE

### 8.1 INTERVENTI APPROVATI

Gli interventi di progetto approvati sono volti a ripristinare l'agibilità complessiva dell'edificio che, in seguito agli eventi sismici del 2012, era stato dichiarato inizialmente inagibile sia per quanto riguarda il volume della chiesa sia per quello dell'oratorio. In seguito all'inserimento di una serie di opere provvisorie è stato possibile ripristinare l'agibilità della chiesa mentre rimane tutt'ora inagibile il retrostante oratorio. Come già detto ed analizzati precedentemente, la Chiesa della Beata Vergine della Cintura ha riportato in seguito al sisma lesioni che hanno interessato prevalentemente l'apparato murario dell'edificio e, in misura minore, altri elementi strutturali e non strutturali, come per esempio le volte. Gli interventi hanno dunque lo scopo principale di eliminare le condizioni di pericolo e ripristinare la sicurezza dell'edificio tramite la riparazione e il reintegro degli elementi strutturali e non.

La normativa di riferimento per gli interventi di consolidamento di edifici in muratura è l'Allegato A della Circolare esplicativa del 2009 al capitolo C8E, dove vengono forniti i criteri generali di guida agli interventi di consolidamento degli edifici in muratura, con riferimento ad alcune tecniche di utilizzo corrente. La Circolare specifica che tali interventi devono essere applicati, per quanto possibile, in modo regolare ed uniforme alle strutture. L'esecuzione di interventi su porzioni limitate dell'edificio va opportunamente valutata e giustificata calcolando l'effetto in termini di variazione nella distribuzione delle rigidità. Particolare attenzione deve essere posta anche nella fase di esecuzione degli interventi, onde assicurare l'efficacia degli stessi, in quanto l'eventuale cattiva esecuzione può comportare il peggioramento delle caratteristiche della muratura o del comportamento globale dell'edificio.

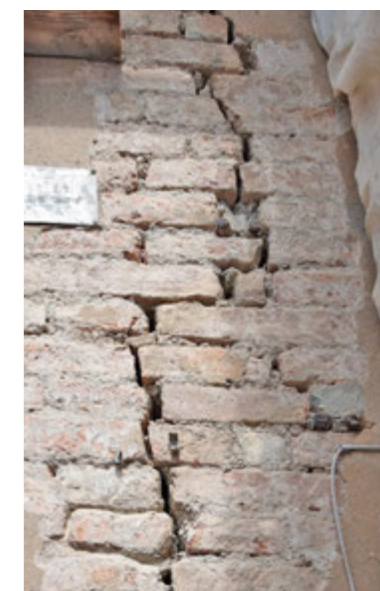
Dal momento che gli interventi progettati riguardano soprattutto i paramenti murari ed il loro rinforzo, occorre far riferimento al *paragrafo C8E.6 della Circolare*, in cui si fa riferimento agli interventi volti ad incrementare la resistenza nei maschi murari. Queste operazioni hanno lo scopo di risanare e riparare le murature deteriorate e danneggiate fino a raggiungere il miglioramento delle proprietà meccaniche della muratura stessa. Il tipo di intervento da applicare deve, in ogni caso, essere valutato anche in base alla tipologia e alla qualità della muratura. Devono essere utilizzati materiali con caratteristiche fisico-chimiche e meccaniche analoghe e, comunque, il più possibile compatibili con quelle dei materiali in opera. L'intervento deve mirare al recupero di una resistenza sostanzialmente uniforme della parete e una

continuità nella rigidità, anche realizzando opportuni ammorsamenti, qualora mancanti. A seconda dei casi specifici si deve procedere:

- a riparazioni localizzate di parti lesionate o degradate
- a ricostituire la compagine muraria in corrispondenza di manomissioni quali cavità, vani di varia natura
- a migliorare le caratteristiche di murature particolarmente scadenti per tipo di apparecchiatura e/o di composto legante.

#### 8.1.1 SCUCI E CUCI DELLA PARETE ESTERNA NORD - OVEST

Sulla parete nord - ovest, affacciata su via Foro Boario e appartenente al volume dell'oratorio, è osservabile la lesione di maggiore entità dell'intero edificio. La lesione, già precedentemente analizzata nel dettaglio, ha andamento verticale ed interessa, per quasi tutta l'altezza della parete, lo spigolo nord dell'edificio. La lesione non si presenta in questo caso lungo i giunti di malta, sono i mattoni stessi ad essere rotti e talvolta ad essersi distaccati dalla parete dando origine alla presenza di piccole cavità sulla superficie muraria. Questa entità del danno ha reso necessario l'utilizzo di un'operazione di scuci e cucì per la risarcitura di tale lesione ( **TAV. 20** ). L'intervento di scuci e cucì<sup>1</sup> è finalizzato al ripristino della continuità muraria lungo le linee di fessurazione ed al risanamento di porzioni di muratura gravemente deteriorate. Per la sua realizzazione vengono impiegati materiali simili a quelli originali per forma, dimensione, rigidità e resistenza, collegando i nuovi elementi alla muratura esistente con adeguate ammorsature nel piano del paramento murario in modo da conseguire la



**Fig. 73** Porzione della lesione verticale dopo la preparazione del supporto e pronta per l'intervento di scuci e cucì.

<sup>1</sup> Allegato A alla Circolare esplicativa 2009 delle NTC, paragrafo C8E.6

massima omogeneità e monoliticità della parete riparata.

L'operazione di scuci e cuci deve essere eseguita dal basso verso l'alto ed è suddivisa nelle seguenti fasi:

- Fase 1** rimozione dello strato di intonaco superficiale o di eventuali residui al fine di mettere a nudo la muratura sottostante
- Fase 2** rimozione (scucitura) della porzione di muratura localmente lesionata tramite l'ausilio di mezzi esclusivamente manuali.
- Fase 3** ricostruzione (cucitura) dei conci murari precedentemente rimossi in modo da ricreare l'ammorsamento su entrambi i lati della lesione.



**Fig. 74** Porzione di muratura della parete nord - ovest dopo l'intervento di scuci e cuci della lesione.

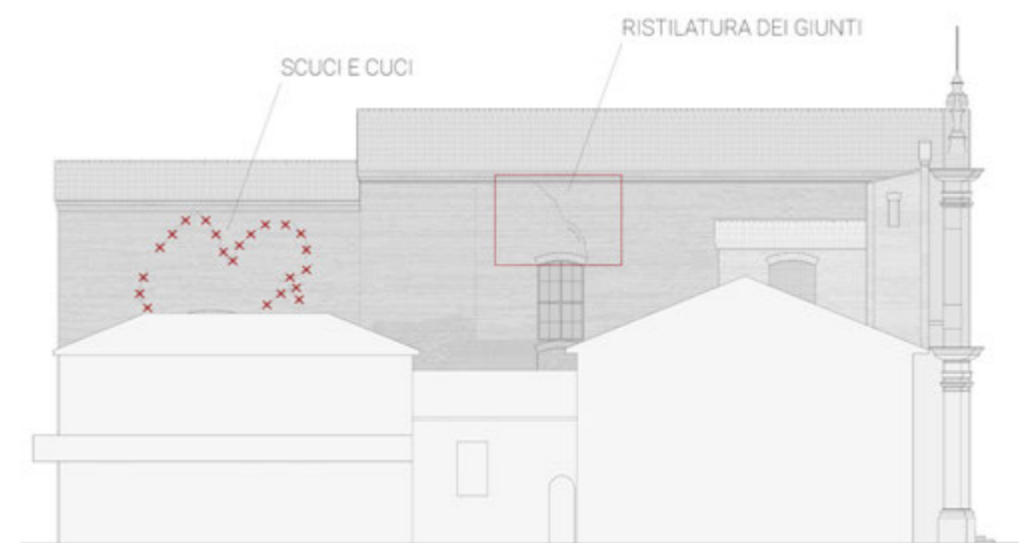
Per facilitare l'operazione di rimozione dei residui presenti sulla parete, viene precedentemente eseguito un intervento di pulizia ad acqua a bassa pressione, 2 - 3 atmosfere, in modo da garantire l'incolumità del supporto eliminando tutto il materiale incoerente depositato sulla sua superficie. Questa operazione preliminare è di fondamentale importanza anche per l'operazione di ristilatura dei giunti di malta che interessa altre porzioni della parete nord - ovest ma anche i lati nord - est e sud - ovest. Infatti, il criterio generale di progetto che è stato seguito per gli interventi sulle murature esterne lesionate è stato il seguente: esecuzione di operazioni di scuci e cuci sui paramenti recanti lesioni di entità maggiore con rottura e distacco

dei mattoni stessi, mentre si procede con semplice ristilatura dei giunti di malta nel caso di lesioni minori, che non interessano il mattone ma il giunto. Anche in questo caso è necessario rimuovere preliminarmente il materiale incoerente presente sulla superficie in modo da garantire una corretta esecuzione dell'intervento di ristilatura.

### 8.1.2 PROSPETTI NORD - EST E SUD - OVEST

Per quanto riguarda gli interventi sulle murature faccia a vista dei due prospetti lunghi dell'edificio si rimanda al criterio generale di progetto appena descritto. I due prospetti non hanno manifestato, in seguito al sisma del 2012, lesioni di grave entità che interessassero il loro paramento murario ma lesioni di minore rilievo rispetto a quella del fronte nord - ovest dell'oratorio. Si interviene dunque con una semplice ristilatura dei giunti di malta e, soltanto in un caso, sul prospetto nord - est si opera attraverso lo scuci e cuci dei mattoni lungo le fessure. Si tratta delle lesioni che interessano il fronte superiore nord - est dell'oratorio causate, probabilmente, dalla non corretta esecuzione nel passato di interventi di risarcitura di lesioni da sisma antecedenti a quello del 2012. L'esecuzione di queste operazioni non a regola d'arte e tramite l'impiego di materiali scadenti ha determinato l'insorgere di lesioni esclusivamente lungo i giunti di malta. Pur non trattandosi direttamente da danni causati dall'ultimo sisma, si decide di intervenire ricostituendo il corretto ammorsamento della murature di questa porzione muraria al fine di evitare in un futuro il verificarsi della medesima situazione, se non amplificata.

Per la ristilatura dei giunti si utilizza una malta a base di calce idraulica naturale, compatibile con il supporto ed applicata manualmente tramite l'ausilio di una cazzuola.



**Fig. 75** Schematizzazione degli interventi sulle murature della parete nord - est.

### 8.1.3 INSERIMENTO DI CATENE

Al fine di assicurare un buon comportamento d'insieme dell'edificio è previsto l'inserimento di catene, longitudinali e trasversali, sia nel volume della chiesa sia in quello dell'oratorio retrostante. Per la progettazione di questo tipo di intervento si fa riferimento al paragrafo C8E.1 della *Circolare esplicativa del 2009* all'interno del quale si analizzano gli interventi volti a ridurre le carenze dei collegamenti. In particolar modo sono state progettate e dimensionate:

N° 2 catene longitudinali per il volume della chiesa

le catene sono ancorate alla facciata principale della chiesa, su piazza Garibaldi, e al muro interno del sottotetto in corrispondenza dell'inizio della zona dell'abside sottostante. Hanno lo scopo di impedire il ribaltamento della facciata verso l'esterno e di garantire un comportamento scatolare e monolitico della struttura.

N° 4 catene trasversali per il volume della chiesa

le catene sono ancorate ai muri perimetrali esterni in corrispondenza delle capriate interne. Sono inserite per ovviare alla mancanza di cordoli perimetrali sommitali e per assicurare la scatolarità dell'edificio.

N° 3 catene longitudinali per il volume dell'oratorio

le catene sono ancorate alla facciata retrostante, su via Foro Bario, e alla parete di controvento interna che divide la navata dall'oratorio. Evitano il ribaltamento della parete.

N° 2 catene trasversali per il volume dell'oratorio

le catene sono ancorate ai muri perimetrali esterni dell'oratorio e sono inserite per ovviare alla mancanza di cordoli perimetrali sommitali ed assicurare, nel contempo, la scatolarità dell'edificio.

Le catene, che di seguito verranno dimensionate e verificate, hanno tutte un diametro di 30 mm a parte le due trasversali dell'oratorio, per le quali risulta sufficiente un diametro di 22 mm. Per quanto riguarda i capochiave, sono stati progettati capochiave esterni a piastra della dimensione di 500 x 500 x 20 mm per tutte le catene trasversali dell'edificio, tre capochiave esterni della dimensione di 500 x 700 x 20 mm per le catene longitudinali dell'oratorio e due capochiave esterni a paletto della lunghezza di 1 metro per le due catene longitudinali della chiesa (**TAV. 19.1 e TAV. 19.2**).



**Fig. 76** Capochiave a paletto della facciata principale della chiesa, su piazza Garibaldi.



#### 8.1.4 CALCOLO DELLE CATENE

##### CATENE LONGITUDINALI DELLA CHIESA (7 E 8)

La verifica è composta da due parti:

- verifica a trazione dei tiranti e calcolo del loro allungamento massimo
- verifica a trazione e taglio della muratura

##### TIRANTI

###### Verifica a trazione

Si considera la forza a cui devono far fronte le catene in caso di sisma:

$$F = m \cdot a$$

Dove la massa totale è quella della parete verticale, del solaio a volte e della copertura. Dal momento che:

$$m = \delta \cdot V$$

dove:

**m** massa  
 **$\delta$**  densità  
**V** volume

è possibile determinare le masse che interessano per il calcolo:

$$m_{muratura} = 1800 \frac{kg}{m^3} \cdot 162m^2 \cdot 0,4m = 116\,640\,kg$$

$$m_{volte} = 240 \frac{kg}{m^2} \cdot 30m^2 = 7\,200\,kg$$

$$m_{copertura} = 145 \frac{kg}{m^2} \cdot 30m^2 = 4\,350\,kg$$

Mentre l'accelerazione è quella che la normativa fornisce come riferimento per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

$$a_g = 0,188\,g$$

dunque:

$$F = (m_{muratura} + m_{volte} + m_{copertura}) \cdot (0,188 \cdot g) = 128\,190 \cdot (0,188 \cdot 9,81 \frac{N}{kg}) = 236\,418\,N$$

Essendo due le catene in esame:

$$F = \frac{236\,418}{2} = 118\,209\,N$$

La verifica a trazione del tirante alle tensioni ammissibili sarà:

$$\sigma = \frac{F_{catena}}{A_{catena}} = \sigma_{amm} = 275 \frac{N}{mm^2}$$

Ipotizzando una catena di diametro 30 mm:

$$A_{catena} = \left(\frac{30\,mm}{2}\right)^2 \cdot \pi = 706,5\,mm^2$$

dunque:

$$\sigma = \frac{118\,209\,N}{706,5\,mm^2} = 167,31 \frac{N}{mm^2} < 275 \frac{N}{mm^2}$$

condizione verificata.

###### Allungamento massimo

$$\Delta L = \epsilon \cdot L = \frac{\sigma}{\epsilon} \cdot L$$

Con

$L = 18 \text{ m}$  lunghezza totale del tirante  
 $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$  modulo elastico dell'acciaio

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

Con

$N = 118\,209 \text{ N}$  sforzo massimo di trazione  
 $A = 706,5 \text{ mm}^2$  area del tirante ( $\Phi 30 \text{ mm}$ )

$$\sigma = \frac{118\,209 \text{ N}}{706,5 \text{ mm}^2} = 167,31 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

dunque:

$$\Delta L = \epsilon \cdot L = \frac{\sigma}{E} \cdot L = \frac{167,31 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{2,1 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \cdot 18000 \text{ mm} = 14,3 \text{ mm}$$

Quindi ognuna delle due pareti alla quale è fissata la catena può subire un momentaneo "fuori-piombo" massimo di circa 1,4 cm.

MURATURA

Verifica a trazione

Occorre prima di tutto stimare la resistenza a trazione della malta:

$$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{cm} = 0,7 \cdot 0,34 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0,24 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

la verifica consiste:

$$\frac{N}{A_{laterale}} \leq f_{ctk}$$

dove la superficie laterale è l'area del solido di distacco della muratura in caso di rottura completa. Per le catene longitudinali della chiesa è previsto un capochiave esterno a paletto della dimensione 1m x 2 cm, perciò si ha:

$$\frac{N}{\sqrt{2} \cdot 2(L_1 + L_2) \cdot t \cdot 1,34} = \frac{118\,209 \text{ N}}{\sqrt{2} \cdot 2(20 \text{ mm} + 1000 \text{ mm}) \cdot 400 \text{ mm} \cdot 1,34} = 0,07 \leq 0,24 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

condizione verificata.

Verifica a taglio

Per effettuare la verifica a taglio della muratura è necessario determinare la resistenza di progetto:

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M}$$

dove

$f_{vk}$  è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in presenza delle effettive tensioni di compressione, valutata con:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_n$$

dove

$f_{vk0}$  è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in assenza di azione assiale; tale caratteristica viene valutata sperimentalmente su campioni di muro o in funzione delle proprietà dei componenti.

$$f_{vk0} = 0,7 f_{vm}$$

$\sigma_n$  tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti sulla sezione di verifica  
 $\gamma_M$  coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura

$$f_{vk} = 0,1 + 0,4 \cdot 0,11 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0,15 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_n = \frac{\text{peso muratura} + \text{peso solaio} + \text{peso copertura}}{\text{area su cui insistono}}$$

$$\text{peso muratura} = 1,0 \text{ m} \cdot 1,5 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m} \cdot 18000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3} = 13\,500 \text{ N}$$

$$\text{peso solaio a volta} = 240 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9,5 \text{ m}^2 \cdot 9,81 = 22\,367 \text{ N}$$

$$\text{peso copertura} = 9,5 \text{ m}^2 \cdot 145 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9,81 = 13\,513 \text{ N}$$

dunque:

$$\sigma_n = \frac{13\,500 \text{ N} + 22\,367 \text{ N} + 13\,513 \text{ N}}{1000 \text{ mm} \cdot \cos 30^\circ \cdot 400 \text{ mm}} = 0,14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

La verifica consiste in:

$$\frac{N}{A_{\text{laterale}}} \leq f_{\text{ctd}}$$

andando a sostituire i valori sopra riportati si ottiene:

$$\frac{N}{2(L_1 + L_2) \cdot t \cdot 1,34} = \frac{118\,209 \text{ N}}{2 \cdot (20 \text{ mm} + 1000 \text{ mm}) \cdot 400 \text{ mm} \cdot 1,34} = 0,10 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0,15 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

condizione verificata.

Per le catene longitudinali della chiesa, 7 e 8, si sceglie dunque di utilizzare delle barre in acciaio del diametro di 30 mm per una lunghezza complessiva di 18 m.

#### VERIFICA DEL CAPOCHIAVE ESTERNO A PALETTO

Per le catene longitudinali della chiesa, 7 e 8, si è scelto di utilizzare un capochiave esterno a paletto della lunghezza di 1 m ed una piastra intera 60 x 60 cm con foro centrale di 34 mm. La barra filettata di 30 mm di diametro, costituente la catena stessa, verrà fissata, internamente ed esternamente, tramite un dado esagonale M33.

Prima di eseguire la verifica del capochiave si procede a verificare a compressione la porzione di muratura sulla quale insiste il paletto.

#### Verifica a compressione della muratura

$$\sigma_{\text{muratura}} = \frac{F_{\text{catena}}}{A_c} < \sigma_r$$

dove

- $F_{\text{catena}}$  forza di trazione esercitata dalla catena
- $A_c$  area di muratura soggetta a compressione
- $\sigma_r$  resistenza a compressione di calcolo della muratura (=  $f_d$ )

La resistenza a compressione di calcolo della muratura si determina con:

$$\sigma_r = \frac{f_m}{F_c \cdot \gamma_s}$$

dove

- $f_m$  resistenza media a compressione della muratura
- $F_c$  fattore di confidenza, vale 1,15
- $\gamma_s$  coefficiente parziale di sicurezza, vale 2 in condizioni sismiche

Per la determinazione delle resistenza media a compressione della muratura, si fa riferimento ai valori dei parametri meccanici (minimi e massimi) riportati al paragrafo 8 della *Circolare esplicativa 2 febbraio 2009 delle NTC 2008*.

Tipologia muraria	$f_m$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/cm <sup>2</sup> )	$E$ (N/mm <sup>2</sup> )	$G$ (N/mm <sup>2</sup> )	$W$ (kN/m <sup>3</sup> )
	Min-max	Min-max	Min-max	Min-max	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18

**Tabella 12** Valori di riferimento dei parametri meccanici per la tipologia muraria considerata.



Dunque, considerando in maniera cautelativa il valore più basso della resistenza media a compressione per la tipologia muraria scelta:

$$f_m = 240 \text{ N/mm}^2$$

risulta:

$$\sigma_r = \frac{2,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,15 \cdot 2} = 1,043 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

di conseguenza:

$$\sigma_m = \frac{118\,209 \text{ N}}{1000 \text{ mm} \cdot 500 \text{ mm}} = 0,2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 1,043 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

condizione verificata.

#### Verifica a flessione del capochiave

Si procede determinando il massimo momento flettente a cui può essere soggetto il capochiave esterno a paletto:

$$M_{\max} = \sigma_m \frac{L_2 \cdot L_1^2}{8} = 0,2 \cdot \frac{20 \cdot (1000)^2}{8} = 500\,000 \text{ Nmm}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{M_{\max}}{\frac{L_2 \cdot s^2}{6}} \leq \bar{\sigma}_s$$

è quindi possibile ricavare lo spessore minimo  $s$  del capochiave a paletto:

$$s \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{\sigma_s \cdot L_2}}$$

$$f_d = 250 \text{ N/mm}^2 \text{ per } s \geq 40 \text{ mm (stati limite)}$$

dunque:

$$s \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 500\,000}{20 \cdot 250}} \approx 25 \text{ mm} \approx 2,5 \text{ cm}$$

In via cautelativa si assume uno spessore del paletto pari ad 8 cm.

$$\sigma_s = \frac{500\,000 \text{ Nmm}}{20 \text{ mm} \cdot (80 \text{ mm})^2} = 23,43 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \approx 24 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \bar{\sigma}_s = 250 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

condizione verificata.

#### **CATENE LONGITUDINALI DELLA CHIESA (12 E 13) (paragrafo 8.3.2)**

La verifica è composta da due parti:

- verifica a trazione dei tiranti e calcolo del loro allungamento massimo
- verifica a trazione e taglio della muratura

#### TIRANTI

##### Verifica a trazione

Si considera la forza a cui devono far fronte le catene in caso di sisma:

$$F = m \cdot a$$

Dove la massa totale è quella della parete verticale, del solaio a volte e della copertura. Dal momento che:

$$m = \delta \cdot V$$

dove:

$m$	massa
$\delta$	densità
$V$	volume

è possibile determinare le masse che interessano per il calcolo:

$$m_{\text{muratura}} = 1800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 115 \text{ m}^2 \cdot 0,3 \text{ m} = 62\,100 \text{ kg}$$

$$m_{volte} = 240 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 15 \text{m}^2 = 3600 \text{ kg}$$

$$m_{copertura} = 145 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 15 \text{m}^2 = 2175 \text{ kg}$$

Mentre l'accelerazione è quella che la normativa fornisce come riferimento per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

$$a_g = 0,188 \text{ g}$$

dunque:

$$F = (m_{muratura} + m_{volte} + m_{copertura}) \cdot (0,188 \cdot g) = 67875 \cdot (0,188 \cdot 9,81 \frac{\text{N}}{\text{kg}}) = 125180 \text{ N}$$

Essendo due le catene in esame:

$$F = \frac{125180}{2} = 65590 \text{ N}$$

La verifica a trazione del tirante alle tensioni ammissibili sarà:

$$\sigma = \frac{F_{catena}}{A_{catena}} = \sigma_{amm} = 275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ipotizzando una catena di diametro 22 mm:

$$A_{catena} = \left(\frac{22 \text{ mm}}{2}\right)^2 \cdot \pi = 379,9 \text{ mm}^2$$

dunque:

$$\sigma = \frac{65590 \text{ N}}{379,9 \text{ mm}^2} = 172,60 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

condizione verificata.

Allungamento massimo

$$\Delta L = \epsilon \cdot L = \frac{\sigma}{\epsilon} \cdot L$$

Con

$$\begin{aligned} L &= 5 \text{ m} && \text{lunghezza totale del tirante} \\ E &= 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2 && \text{modulo elastico dell'acciaio} \end{aligned}$$

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

Con

$$\begin{aligned} N &= 65590 \text{ N} && \text{sforzo massimo di trazione} \\ A &= 379,9 \text{ mm}^2 && \text{area del tirante } (\Phi 22 \text{ mm}) \end{aligned}$$

$$\sigma = \frac{65590 \text{ N}}{379,9 \text{ mm}^2} = 172,60 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

dunque:

$$\Delta L = \epsilon \cdot L = \frac{\sigma}{\epsilon} \cdot L = \frac{172,60 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{2,1 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \cdot 5000 \text{ mm} = 4,1 \text{ mm}$$

Quindi ognuna delle due pareti alla quale è fissata la catena può subire un momentaneo "fuori-piombo" massimo di circa 0,4 cm.

MURATURA

Verifica a trazione

Occorre prima di tutto stimare la resistenza a trazione della malta:

$$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 0,34 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0,24 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

la verifica consiste:

$$\frac{N}{A_{laterale}} \leq f_{ctk}$$

dove la superficie laterale è l'area del solido di distacco della muratura in caso di rottura completa. Per le catene longitudinali della chiesa è previsto un capochiave a piastra della dimensione 50 x 50 cm, perciò si ha:

$$\frac{N}{\sqrt{2} \cdot 2(L_1 + L_2) \cdot t \cdot 1,34} = \frac{65\,590\,N}{\sqrt{2} \cdot 2(500\,mm + 500\,mm) \cdot 300\,mm \cdot 1,34} = 0,05 \leq 0,24 \frac{N}{mm^2}$$

condizione verificata.

#### Verifica a taglio

Per effettuare la verifica a taglio della muratura è necessario determinare la resistenza di progetto:

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M}$$

dove

$f_{vk}$  è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in presenza delle effettive tensioni di compressione, valutata con:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_n$$

dove

$f_{vk0}$  è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in assenza di azione assiale; tale caratteristica viene valutata sperimentalmente su campioni di muro o in funzione delle proprietà dei componenti.

$$f_{vk0} = 0,7 f_{vm}$$

$\sigma_n$  tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti sulla sezione di verifica  
 $\gamma_M$  coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura

$$f_{vk} = 0,1 + 0,4 \cdot 0,11 \frac{N}{mm^2} = 0,15 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_n = \frac{\text{peso muratura} + \text{peso solaio} + \text{peso copertura}}{\text{area su cui insistono}}$$

$$\text{peso muratura} = 0,5\,m \cdot 0,5\,m \cdot 0,3\,m \cdot 18000 \frac{N}{m^3} = 1350\,N$$

$$\text{peso solaio a volta} = 240 \frac{kg}{m^2} \cdot 9,5\,m^2 \cdot 9,81 = 22\,367\,N$$

$$\text{peso copertura} = 9,5\,m^2 \cdot 145 \frac{kg}{m^2} \cdot 9,81 = 13\,513\,N$$

dunque:

$$\sigma_n = \frac{1350\,N + 22\,367\,N + 13\,513\,N}{500\,mm \cdot 500\,mm} = 0,14 \frac{N}{mm^2}$$

La verifica consiste in:

$$\frac{N}{A_{laterale}} \leq f_{ctd}$$

andando a sostituire i valori sopra riportati si ottiene:

$$\frac{N}{2(L_1 + L_2) \cdot t \cdot 1,34} = \frac{65\,590\,N}{2 \cdot (500\,mm + 500\,mm) \cdot 300\,mm \cdot 1,34} = 0,08 \frac{N}{mm^2} < 0,15 \frac{N}{mm^2}$$

condizione verificata.

Per le catene longitudinali della chiesa, 12 e 13, si sceglie dunque di utilizzare delle barre in acciaio del diametro di 22 mm per una lunghezza complessiva di 5 m.

#### VERIFICA DEL CAPOCHIAVE A PIASTRA

Per le catene longitudinali della chiesa, 12 e 13, si è scelto di utilizzare un capochiave esterno a piastra di dimensione 50 x 50 cm ed una piastra intera della stessa dimensione con foro centrale di 26 mm. La barra filettata di 22 mm di diametro, costituente la catena stessa, verrà fissata, internamente ed esternamente, tramite un dado esagonale M24.

Prima di eseguire la verifica del capochiave si procede a verificare a compressione la porzione di muratura sulla quale insiste la piastra.



Verifica a compressione della muratura

$$\sigma_{muratura} = \frac{F_{catena}}{A_c} < \sigma_r$$

dove

- $F_{catena}$  forza di trazione esercitata dalla catena
- $A_c$  area di muratura soggetta a compressione
- $\sigma_r$  resistenza a compressione di calcolo della muratura (=  $f_d$ )

La resistenza a compressione di calcolo della muratura si determina con:

$$\sigma_r = \frac{f_m}{F_c \cdot \gamma_s}$$

dove

- $f_m$  resistenza media a compressione della muratura
- $F_c$  fattore di confidenza, vale 1,15
- $\gamma_s$  coefficiente parziale di sicurezza, vale 2 in condizioni sismiche

Per la determinazione delle resistenza media a compressione della muratura, si fa riferimento ai valori dei parametri meccanici (minimi e massimi) riportati al paragrafo 8 della *Circolare esplicativa 2 febbraio 2009 delle NTC 2008*.

Tipologia muraria	$f_m$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/cm <sup>2</sup> )	$E$ (N/mm <sup>2</sup> )	$G$ (N/mm <sup>2</sup> )	$W$ (kN/m <sup>3</sup> )
	Min-max	Min-max	Min-max	Min-max	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	

**Tabella 12** Valori di riferimento dei parametri meccanici per la tipologia muraria considerata.

Dunque, considerando in maniera cautelativa il valore più basso della resistenza media a compressione per la tipologia muraria scelta:

$$f_m = 240 \text{ N/cm}^2$$

risulta:

$$\sigma_r = \frac{2,4 \frac{N}{mm^2}}{1,15 \cdot 2} = 1,043 \frac{N}{mm^2}$$

di conseguenza:

$$\sigma_m = \frac{65\,590 \text{ N}}{500 \text{ mm} \cdot 500 \text{ mm}} = 0,3 \frac{N}{mm^2} < 1,043 \frac{N}{mm^2}$$

condizione verificata.

Verifica a flessione del capochiave

Si procede determinando il massimo momento flettente a cui può essere soggetto il capochiave esterno a paletto:

$$M_{max} = \sigma_m \frac{L_2 \cdot L_1^2}{8} = 0,3 \cdot \frac{500 \cdot (500)^2}{8} = 4\,687\,500 \text{ Nmm}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{max}}{W} = \frac{M_{max}}{\frac{L_2 \cdot s^2}{6}} \leq \bar{\sigma}_s$$

è quindi possibile ricavare lo spessore minimo  $s$  del capochiave a paletto:

$$s \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M_{max}}{\bar{\sigma}_s \cdot L_2}}$$

$$f_d = 275 \text{ N/mm}^2 \text{ per } s \leq 40 \text{ mm (stati limite)}$$

dunque:

$$s \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 4\,687\,500}{500 \cdot 275}} \approx 14,3 \text{ mm} \approx 1,4 \text{ cm}$$

In via cautelativa si assume uno spessore della piastra pari ad 2 cm.

$$\sigma_s = \frac{6.562.500 \text{ Nmm}}{700 \text{ mm} \cdot (20 \text{ mm})^2} = 23,43 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \simeq 24 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \bar{\sigma}_s = 250 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

condizione verificata.

### CATENE LONGITUDINALI DELL'ORATORIO (9,10 E 11)

La verifica è composta da due parti:

- verifica a trazione dei tiranti e calcolo del loro allungamento massimo
- verifica a trazione e taglio della muratura

#### TIRANTI

##### Verifica a trazione

Si considera la forza a cui devono far fronte le catene in caso di sisma:

$$F = m \cdot a$$

Dove la massa totale è quella della verticale, del solaio a volte e della copertura. Dal momento che:

$$m = \delta \cdot V$$

dove:

**m** massa  
**δ** densità  
**V** volume

è possibile determinare le masse che interessano per il calcolo:

$$m_{muratura} = 1800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 115 \text{ m}^2 \cdot 0,3 \text{ m} = 103.500 \text{ kg}$$

$$m_{volte} = 240 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 30 \text{ m}^2 = 7.200 \text{ kg}$$

$$m_{copertura} = 145 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 30 \text{ m}^2 = 4.350 \text{ kg}$$

Mentre l'accelerazione è quella che la normativa fornisce come riferimento per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

$$a_g = 0,188 \text{ g}$$

dunque:

$$F = (m_{muratura} + m_{volte} + m_{copertura}) \cdot (0,188 \cdot g) = 115.050 \cdot (0,188 \cdot 9,81 \frac{\text{N}}{\text{kg}}) = 212.184 \text{ N}$$

Essendo tre le catene in esame:

$$F_{catena} = \frac{212.184}{3} = 70.728 \text{ N}$$

La verifica a trazione del tirante alle tensioni ammissibili sarà:

$$\sigma = \frac{F_{catena}}{A_{catena}} = \sigma_{amm} = 275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ipotizzando una catena di diametro 30 mm:

$$A_{catena} = \left( \frac{30 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 706,5 \text{ mm}^2$$

dunque:

$$\sigma = \frac{70.728 \text{ N}}{706,5 \text{ mm}^2} = 100,11 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

condizione verificata.

##### Allungamento massimo

$$\Delta L = \epsilon \cdot L = \frac{\sigma}{E} \cdot L$$

Con

$L = 11 \text{ m}$  lunghezza totale del tirante  
 $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$  modulo elastico dell'acciaio

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

Con

$N = 70\,728 \text{ N}$  sforzo massimo di trazione  
 $A = 706,5 \text{ mm}^2$  area del tirante ( $\Phi 30 \text{ mm}$ )

$$\sigma = \frac{70\,728 \text{ N}}{706,5 \text{ mm}^2} = 100,11 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

dunque:

$$\Delta L = \varepsilon \cdot L = \frac{\sigma}{E} \cdot L = \frac{100,11 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{2,1 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \cdot 11000 \text{ mm} = 5,24 \text{ mm}$$

Quindi ognuna delle due pareti alla quale è fissata la catena può subire un momentaneo "fuori-piombo" massimo di circa 0,5 cm.

MURATURA

Verifica a trazione

Occorre prima di tutto stimare la resistenza a trazione della malta:

$$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{cm} = 0,7 \cdot 0,34 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0,24 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

la verifica consiste:

$$\frac{N}{A_{laterale}} \leq f_{ctk}$$

dove la superficie laterale è l'area del solido di distacco della muratura in caso di rottura completa. Per le catene longitudinali della chiesa è previsto un capochiave a piastra della dimensione 50 x 70 cm, perciò si ha:

$$\frac{N}{\sqrt{2} \cdot 2(L_1 + L_2) \cdot t \cdot 1,34} = \frac{70\,728 \text{ N}}{\sqrt{2} \cdot 2(500 \text{ mm} + 700 \text{ mm}) \cdot 300 \text{ mm} \cdot 1,34} = 0,05 \leq 0,24 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

condizione verificata.

Verifica a taglio

Per effettuare la verifica a taglio della muratura è necessario determinare la resistenza di progetto:

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M}$$

dove

$f_{vk}$  è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in presenza delle effettive tensioni di compressione, valutata con:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_n$$

dove

$f_{vk0}$  è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in assenza di azione assiale; tale caratteristica viene valutata sperimentalmente su campioni di muro o in funzione delle proprietà dei componenti.

$$f_{vk0} = 0,7 f_{vm}$$

$\sigma_n$  tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti sulla sezione di verifica  
 $\gamma_M$  coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura

$$f_{vd} = 0,1 + 0,4 \cdot 0,11 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0,15 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$



$$\sigma_n = \frac{\text{peso muratura} + \text{peso solaio} + \text{peso copertura}}{\text{area su cui insistono}}$$

$$\text{peso muratura} = 0,8 \text{ m} \cdot 0,7 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 180\,000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3} = 3\,024 \text{ N}$$

$$\text{peso solaio a volta} = 240 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 11,8 \text{ m}^2 \cdot 9,81 = 27\,800 \text{ N}$$

$$\text{peso copertura} = 11,8 \text{ m}^2 \cdot 145 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9,81 = 16\,800 \text{ N}$$

dunque:

$$\sigma_n = \frac{3\,024 \text{ N} + 27\,800 \text{ N} + 16\,800 \text{ N}}{700 \text{ mm} \cdot 500 \text{ mm}} = 0,14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

La verifica consiste in:

$$\frac{N}{A_{\text{laterale}}} \leq f_{ctd}$$

andando a sostituire i valori sopra riportati si ottiene:

$$\frac{N}{2(L_1 + L_2) \cdot t \cdot 1,34} = \frac{70\,728 \text{ N}}{2 \cdot (500 \text{ mm} + 700 \text{ mm}) \cdot 300 \text{ mm} \cdot 1,34} = 0,07 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0,15 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

condizione verificata.

Per le catene longitudinali dell'oratorio: 9,10 e 11, si sceglie dunque di utilizzare delle barre in acciaio del diametro di 30 mm per una lunghezza complessiva di 11 m.

#### VERIFICA DEL CAPOCHIAVE A PIASTRA

Per le catene longitudinali dell'oratorio si è scelto di utilizzare un capochiave esterno a piastra di dimensione 50 x 70 cm ed una piastra intera 60 x 60 cm con foro centrale di 34 mm. La barra filettata di 30 mm di diametro, costituente la catena stessa, verrà fissata, internamente ed esternamente, tramite un dado esagonale M33.

Prima di eseguire la verifica del capochiave si procede a verificare a compressione la porzione di muratura sulla quale insiste la piastra.

#### Verifica a compressione della muratura

$$\sigma_{\text{muratura}} = \frac{F_{\text{catena}}}{A_c} < \sigma_r$$

dove

- $F_{\text{catena}}$  forza di trazione esercitata dalla catena
- $A_c$  area di muratura soggetta a compressione
- $\sigma_r$  resistenza a compressione di calcolo della muratura (=  $f_d$ )

La resistenza a compressione di calcolo della muratura si determina con:

$$\sigma_r = \frac{f_m}{F_c \cdot \gamma_s}$$

dove

- $f_m$  resistenza media a compressione della muratura
- $F_c$  fattore di confidenza, vale 1,15
- $\gamma_s$  coefficiente parziale di sicurezza, vale 2 in condizioni sismiche

Per la determinazione delle resistenza media a compressione della muratura, si fa riferimento ai valori dei parametri meccanici (minimi e massimi) riportati al paragrafo 8 della *Circolare esplicativa 2 febbraio 2009 delle NTC 2008*.

Tipologia muraria	$f_m$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/cm <sup>2</sup> )	$E$ (N/mm <sup>2</sup> )	$G$ (N/mm <sup>2</sup> )	$W$ (kN/m <sup>3</sup> )
	Min-max	Min-max	Min-max	Min-max	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18

**Tabella 12** Valori di riferimento dei parametri meccanici per la tipologia muraria considerata.

Dunque, considerando in maniera cautelativa il valore più basso della resistenza media a compressione per la tipologia muraria scelta:

$$f_m = 240 \text{ N/cm}^2$$

risulta:

$$\sigma_r = \frac{2,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,15 \cdot 2} = 1,043 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

di conseguenza:

$$\sigma_m = \frac{70728 \text{ N}}{500 \text{ mm} \cdot 700 \text{ mm}} = 0,2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 1,043 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

condizione verificata.

#### Verifica a flessione del capochiave

Si procede determinando il massimo momento flettente a cui può essere soggetto il capochiave esterno a paletto:

$$M_{\max} = \sigma_m \frac{L_2 \cdot L_1^2}{8} = 0,2 \cdot \frac{700 \cdot (500)^2}{8} = 4\,375\,000 \text{ Nmm}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{M_{\max}}{\frac{L_2 \cdot s^2}{6}} \leq \bar{\sigma}_s$$

è quindi possibile ricavare lo spessore minimo  $s$  del capochiave a paletto:

$$s \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{\sigma_s \cdot L_2}}$$

$$f_d = 275 \text{ N/mm}^2 \text{ per } s \leq 40 \text{ mm (stati limite)}$$

dunque:

$$s \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 4\,375\,000}{700 \cdot 275}} \approx 12,2 \text{ mm} \approx 1,2 \text{ cm}$$

In via cautelativa si assume uno spessore della piastra pari a 2 cm.

$$\sigma_s = \frac{4\,375\,000 \text{ Nmm}}{700 \text{ mm} \cdot (20 \text{ mm})^2} = 15,62 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \approx 16 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \bar{\sigma}_s = 250 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

condizione verificata.

#### CATENE TRASVERSALI DELLA CHIESA (3,4,5 E 6)

La verifica è composta da due parti:

- verifica a trazione dei tiranti e calcolo del loro allungamento massimo
- verifica a trazione e taglio della muratura

#### TIRANTI

##### Verifica a trazione

Si considera la forza a cui devono far fronte le catene in caso di sisma:

$$F = m \cdot a$$

Dove la massa totale è quella della verticale, del solaio a volte e della copertura. Dal momento che:

$$m = \delta \cdot V$$

dove:

$m$	massa
$\delta$	densità
$V$	volume

è possibile determinare le masse che interessano per il calcolo:

$$m_{\text{muratura}} = 1800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 160 \text{ m}^2 \cdot 0,4 \text{ m} = 115\,200 \text{ kg}$$

$$m_{volte} = 240 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 100\text{m}^2 = 24\,000 \text{ kg}$$

$$m_{copertura} = \frac{145 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 30\text{m}^2}{\cos 30^\circ} = 16\,743 \text{ kg}$$

Mentre l'accelerazione è quella che la normativa fornisce come riferimento per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

$$a_g = 0,188 \text{ g}$$

dunque:

$$F = (m_{muratura} + m_{volte} + m_{copertura}) \cdot (0,188 \cdot g) = 155\,943 \cdot (0,188 \cdot 9,81 \frac{\text{N}}{\text{kg}}) = 287\,556 \text{ N}$$

Essendo tre le catene in esame:

$$F_{catena} = \frac{287\,556}{4} = 71\,900 \text{ N}$$

La verifica a trazione del tirante alle tensioni ammissibili sarà:

$$\sigma = \frac{F_{catena}}{A_{catena}} = \sigma_{amm} = 275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ipotizzando una catena di diametro 30 mm:

$$A_{catena} = \left(\frac{30\text{mm}}{2}\right)^2 \cdot \pi = 706,5 \text{ mm}^2$$

dunque:

$$\sigma = \frac{71\,900 \text{ N}}{706,5 \text{ mm}^2} = 101,77 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

condizione verificata.

Allungamento massimo

$$\Delta L = \epsilon \cdot L = \frac{\sigma}{E} \cdot L$$

Con

$$\begin{array}{ll} L = 9 \text{ m} & \text{lunghezza totale del tirante} \\ E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2 & \text{modulo elastico dell'acciaio} \end{array}$$

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

Con

$$\begin{array}{ll} N = 71\,900 \text{ N} & \text{sforzo massimo di trazione} \\ A = 706,5 \text{ mm}^2 & \text{area del tirante } (\Phi 30 \text{ mm}) \end{array}$$

$$\sigma = \frac{71\,900 \text{ N}}{706,5 \text{ mm}^2} = 101,77 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

dunque:

$$\Delta L = \epsilon \cdot L = \frac{\sigma}{E} \cdot L = \frac{101,77 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{2,1 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \cdot 9\,000 \text{ mm} = 4,36 \text{ mm}$$

Quindi ognuna delle due pareti alla quale è fissata la catena può subire un momentaneo "fuori-piombo" massimo di circa 0,4 cm.

MURATURA

Verifica a trazione

Occorre prima di tutto stimare la resistenza a trazione della malta:

$$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 0,34 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0,24 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

la verifica consiste:

$$\frac{N}{A_{laterale}} \leq f_{ctk}$$



dove la superficie laterale è l'area del solido di distacco della muratura in caso di rottura completa. Per le catene longitudinali della chiesa è previsto un capochiave a piastra della dimensione 50 x 50 cm, perciò si ha:

$$\frac{N}{\sqrt{2} \cdot 2(L_1 + L_2) \cdot t \cdot 1,34} = \frac{71900 \text{ N}}{\sqrt{2} \cdot 2(500 \text{ mm} + 500 \text{ mm}) \cdot 400 \text{ mm} \cdot 1,34} = 0,04 \leq 0,24 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

condizione verificata.

#### Verifica a taglio

Per effettuare la verifica a taglio della muratura è necessario determinare la resistenza di progetto:

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M}$$

dove

$f_{vk}$  è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in presenza delle effettive tensioni di compressione, valutata con:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_n$$

dove

$f_{vk0}$  è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in assenza di azione assiale; tale caratteristica viene valutata sperimentalmente su campioni di muro o in funzione delle proprietà dei componenti.

$$f_{vk0} = 0,7 f_{vm}$$

$\sigma_n$  tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti sulla sezione di verifica  
 $\gamma_M$  coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura

$$f_{vk} = 0,1 + 0,4 \cdot 0,61 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0,74 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_n = \frac{\text{peso muratura} + \text{peso solaio} + \text{peso copertura}}{\text{area su cui insistono}}$$

$$\text{peso muratura} = 0,3 \text{ m} \cdot 0,8 \text{ m} \cdot 0,4 \text{ m} \cdot 180 \,000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3} = 1728 \text{ N}$$

$$\text{peso solaio a volta} = 240 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 100 \text{ m}^2 \cdot 9,81 = 235 \,440 \text{ N}$$

$$\text{peso copertura} = \frac{110}{\cos 30^\circ} \text{ m}^2 \cdot 145 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9,81 = 164 \,250 \text{ N}$$

dunque:

$$\sigma_n = \frac{1728 \text{ N} + 235 \,440 \text{ N} + 164 \,250 \text{ N}}{500 \text{ mm} \cdot 500 \text{ mm}} = 1,60 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

La verifica consiste in:

$$\frac{N}{A_{laterale}} \leq f_{ctd}$$

andando a sostituire i valori sopra riportati si ottiene:

$$\frac{N}{2(L_1 + L_2) \cdot t \cdot 1,34} = \frac{71900 \text{ N}}{2 \cdot (500 \text{ mm} + 500 \text{ mm}) \cdot 400 \text{ mm} \cdot 1,34} = 0,06 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0,15 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

condizione verificata.

Per le catene trasversali della chiesa: 3,4,5 e 6, si sceglie dunque di utilizzare delle barre in acciaio del diametro di 30 mm per una lunghezza complessiva di circa 9 m.

#### VERIFICA DEL CAPOCHIAVE A PIASTRA

Per le catene trasversali della chiesa si è scelto di utilizzare un capochiave esterno a piastra di dimensione 50 x 50 cm ed una piastra intera della stessa dimensione con foro centrale di 34 mm. La barra filettata di 30 mm di diametro, costituente la catena stessa, verrà fissata, internamente ed esternamente, tramite un dado esagonale M33.

Prima di eseguire la verifica del capochiave si procede a verificare a compressione la porzione di muratura sulla quale insiste la piastra.

Verifica a compressione della muratura

$$\sigma_{muratura} = \frac{F_{catena}}{A_c} < \sigma_r$$

dove

- $F_{catena}$  forza di trazione esercitata dalla catena
- $A_c$  area di muratura soggetta a compressione
- $\sigma_r$  resistenza a compressione di calcolo della muratura (=  $f_d$ )

La resistenza a compressione di calcolo della muratura si determina con:

$$\sigma_r = \frac{f_m}{F_c \cdot \gamma_s}$$

dove

- $f_m$  resistenza media a compressione della muratura
- $F_c$  fattore di confidenza, vale 1,15
- $\gamma_s$  coefficiente parziale di sicurezza, vale 2 in condizioni sismiche

Per la determinazione delle resistenza media a compressione della muratura, si fa riferimento ai valori dei parametri meccanici (minimi e massimi) riportati al paragrafo 8 della *Circolare esplicativa 2 febbraio 2009 delle NTC 2008*.

Tipologia muraria	$f_m$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/cm <sup>2</sup> )	$E$ (N/mm <sup>2</sup> )	$G$ (N/mm <sup>2</sup> )	$W$ (kN/m <sup>3</sup> )
	Min-max	Min-max	Min-max	Min-max	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	

**Tabella 12** Valori di riferimento dei parametri meccanici per la tipologia muraria considerata.

Dunque, considerando in maniera cautelativa il valore più basso della resistenza media a compressione per la tipologia muraria scelta:

$$f_m = 240 \text{ N/cm}^2$$

risulta:

$$\sigma_r = \frac{2,4 \frac{N}{mm^2}}{1,15 \cdot 2} = 1,043 \frac{N}{mm^2}$$

di conseguenza:

$$\sigma_m = \frac{71900 \text{ N}}{500 \text{ mm} \cdot 500 \text{ mm}} = 0,3 \frac{N}{mm^2} < 1,043 \frac{N}{mm^2}$$

condizione verificata.

Verifica a flessione del capochiave

Si procede determinando il massimo momento flettente a cui può essere soggetto il capochiave esterno a paletto:

$$M_{max} = \sigma_m \frac{L_2 \cdot L_1^2}{8} = 0,3 \cdot \frac{500 \cdot (500)^2}{8} = 4\,687\,500 \text{ Nmm}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{max}}{W} = \frac{M_{max}}{\frac{L_2 \cdot s^2}{6}} \leq \bar{\sigma}_s$$

è quindi possibile ricavare lo spessore minimo  $s$  del capochiave a paletto:

$$s \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M_{max}}{\bar{\sigma}_s \cdot L_2}}$$

$$f_d = 275 \text{ N/mm}^2 \text{ per } s \leq 40 \text{ mm (stati limite)}$$

dunque:

$$s \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 4\,687\,500}{500 \cdot 275}} \approx 14,3 \text{ mm} \approx 1,4 \text{ cm}$$

In via cautelativa si assume uno spessore della piastra pari a 2 cm.

$$\sigma_s = \frac{4\,687\,500\text{ Nmm}}{500\text{ mm} \cdot (20\text{ mm})^2} = 23,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \approx 24 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \bar{\sigma}_s = 250 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

condizione verificata.

### CATENE TRASVERSALI DELL' ORATORIO (1 E 2)

La verifica è composta da due parti:

- verifica a trazione dei tiranti e calcolo del loro allungamento massimo
- verifica a trazione e taglio della muratura

#### TIRANTI

##### Verifica a trazione

Si considera la forza a cui devono far fronte le catene in caso di sisma:

$$F = m \cdot a$$

Dove la massa totale è quella della verticale, del solaio a volte e della copertura. Dal momento che:

$$m = \delta \cdot V$$

dove:

**m** massa  
**δ** densità  
**V** volume

è possibile determinare le masse che interessano per il calcolo:

$$m_{muratura} = 1800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 70\text{ m}^2 \cdot 0,4\text{ m} = 50\,400\text{ kg}$$

$$m_{volte} = 240 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 50\text{ m}^2 = 12\,000\text{ kg}$$

$$m_{copertura} = \frac{145 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 50\text{ m}^2}{\cos 30^\circ} = 8\,372\text{ kg}$$

Mentre l'accelerazione è quella che la normativa fornisce come riferimento per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

$$a_g = 0,188\text{ g}$$

dunque:

$$F = (m_{muratura} + m_{volte} + m_{copertura}) \cdot (0,188 \cdot g) = 70\,772 \cdot (0,188 \cdot 9,81 \frac{\text{N}}{\text{kg}}) = 130\,523\text{ N}$$

Essendo due le catene in esame:

$$F_{catena} = \frac{130\,523}{2} = 65\,261\text{ N}$$

La verifica a trazione del tirante alle tensioni ammissibili sarà:

$$\sigma = \frac{F_{catena}}{A_{catena}} = \sigma_{amm} = 275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ipotizzando una catena di diametro 22 mm:

$$A_{catena} = \left(\frac{22\text{ mm}}{2}\right)^2 \cdot \pi = 379,9\text{ mm}^2$$

dunque:

$$\sigma = \frac{65\,261\text{ N}}{379,9\text{ mm}^2} = 171,76 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

condizione verificata.

##### Allungamento massimo

$$\Delta L = \epsilon \cdot L = \frac{\sigma}{\epsilon} \cdot L$$



Con

$L = 9 \text{ m}$  lunghezza totale del tirante  
 $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$  modulo elastico dell'acciaio

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

Con

$N = 65\,261 \text{ N}$  sforzo massimo di trazione  
 $A = 379,9 \text{ mm}^2$  area del tirante ( $\Phi 22 \text{ mm}$ )

$$\sigma = \frac{65\,261 \text{ N}}{379,9 \text{ mm}^2} = 171,76 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

dunque:

$$\Delta L = \epsilon \cdot L = \frac{\sigma}{E} \cdot L = \frac{171,76 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{2,1 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \cdot 9\,000 \text{ mm} = 7,36 \text{ mm}$$

Quindi ognuna delle due pareti alla quale è fissata la catena può subire un momentaneo "fuori-piombo" massimo di circa 0,7 cm.

MURATURA

Verifica a trazione

Occorre prima di tutto stimare la resistenza a trazione della malta:

$$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{cm} = 0,7 \cdot 0,34 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0,24 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

la verifica consiste:

$$\frac{N}{A_{laterale}} \leq f_{ctk}$$

dove la superficie laterale è l'area del solido di distacco della muratura in caso di rottura completa. Per le catene longitudinali della chiesa è previsto un capochiave a piastra della dimensione 50 x 50 cm, perciò si ha:

$$\frac{N}{\sqrt{2} \cdot 2(L_1 + L_2) \cdot t \cdot 1,34} = \frac{65\,261 \text{ N}}{\sqrt{2} \cdot 2(500 \text{ mm} + 500 \text{ mm}) \cdot 400 \text{ mm} \cdot 1,34} = 0,04 \leq 0,24 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

condizione verificata.

Verifica a taglio

Per effettuare la verifica a taglio della muratura è necessario determinare la resistenza di progetto:

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M}$$

dove

$f_{vk}$  è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in presenza delle effettive tensioni di compressione, valutata con:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_n$$

dove

$f_{vk0}$  è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in assenza di azione assiale; tale caratteristica viene valutata sperimentalmente su campioni di muro o in funzione delle proprietà dei componenti.

$$f_{vk0} = 0,7 f_{vm}$$

$\sigma_n$  tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti sulla sezione di verifica  
 $\gamma_M$  coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura

$$f_{vd} = 0,1 + 0,4 \cdot 0,81 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0,42 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_n = \frac{\text{peso muratura} + \text{peso solaio} + \text{peso copertura}}{\text{area su cui insistono}}$$

$$\text{peso muratura} = 0,3 \text{ m} \cdot 0,8 \text{ m} \cdot 0,4 \text{ m} \cdot 180\,000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3} = 1728 \text{ N}$$

$$\text{peso solaio a volta} = 240 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 50 \text{ m}^2 \cdot 9,81 = 117\,720 \text{ N}$$

$$\text{peso copertura} = \frac{50}{\cos 30^\circ} \text{ m}^2 \cdot 145 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9,81 = 82\,125 \text{ N}$$

dunque:

$$\sigma_n = \frac{1728 \text{ N} + 117\,720 \text{ N} + 82\,125 \text{ N}}{500 \text{ mm} \cdot 500 \text{ mm}} = 3,76 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

La verifica consiste in:

$$\frac{N}{A_{laterale}} \leq f_{ctd}$$

andando a sostituire i valori sopra riportati si ottiene:

$$\frac{N}{2(L_1 + L_2) \cdot t \cdot 1,34} = \frac{65\,261 \text{ N}}{2 \cdot (500 \text{ mm} + 500 \text{ mm}) \cdot 400 \text{ mm} \cdot 1,34} = 0,06 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0,15 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

condizione verificata.

Per le catene trasversali della chiesa, 1 e 2, si sceglie dunque di utilizzare delle barre in acciaio del diametro di 22 mm per una lunghezza complessiva di circa 9 m.

#### VERIFICA DEL CAPOCHIAVE A PIASTRA

Per le catene trasversali dell'oratorio si è scelto di utilizzare un capochiave esterno a piastra di dimensione 50 x 50 cm ed una piastra intera della stessa dimensione con foro centrale di 26 mm. La barra filettata di 22 mm di diametro, costituente la catena stessa, verrà fissata, internamente ed esternamente, tramite un dado esagonale M24.

Prima di eseguire la verifica del capochiave si procede a verificare a compressione la porzione di muratura sulla quale insiste la piastra.

#### Verifica a compressione della muratura

$$\sigma_{muratura} = \frac{F_{catena}}{A_c} < \sigma_r$$

dove

- $F_{catena}$  forza di trazione esercitata dalla catena
- $A_c$  area di muratura soggetta a compressione
- $\sigma_r$  resistenza a compressione di calcolo della muratura (=  $f_d$ )

La resistenza a compressione di calcolo della muratura si determina con:

$$\sigma_r = \frac{f_m}{F_c \cdot \gamma_s}$$

dove

- $f_m$  resistenza media a compressione della muratura
- $F_c$  fattore di confidenza, vale 1,15
- $\gamma_s$  coefficiente parziale di sicurezza, vale 2 in condizioni sismiche

Per la determinazione delle resistenza media a compressione della muratura, si fa riferimento ai valori dei parametri meccanici (minimi e massimi) riportati al paragrafo 8 della *Circolare esplicativa 2 febbraio 2009 delle NTC 2008*.

Tipologia muraria	$f_m$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/cm <sup>2</sup> )	$E$ (N/mm <sup>2</sup> )	$G$ (N/mm <sup>2</sup> )	$W$ (kN/m <sup>3</sup> )
	Min-max	Min-max	Min-max	Min-max	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18

**Tabella 12** Valori di riferimento dei parametri meccanici per la tipologia muraria considerata.

Dunque, considerando in maniera cautelativa il valore più basso della resistenza media a compressione per la tipologia muraria scelta:

$$f_m = 240 \text{ N/cm}^2$$

risulta:

$$\sigma_r = \frac{2,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,15 \cdot 2} = 1,043 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

di conseguenza:

$$\sigma_m = \frac{65\,261 \text{ N}}{500 \text{ mm} \cdot 500 \text{ mm}} = 0,2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 1,043 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

condizione verificata.

#### Verifica a flessione del capochiave

Si procede determinando il massimo momento flettente a cui può essere soggetto il capochiave esterno a paletto:

$$M_{max} = \sigma_m \frac{L_2 \cdot L_1^2}{8} = 0,2 \cdot \frac{500 \cdot (500)^2}{8} = 3\,125\,000 \text{ Nmm}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{max}}{W} = \frac{M_{max}}{\frac{L_2 \cdot s^2}{6}} \leq \bar{\sigma}_s$$

è quindi possibile ricavare lo spessore minimo  $s$  del capochiave a paletto:

$$s \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M_{max}}{\bar{\sigma}_s \cdot L_2}}$$

$$f_d = 275 \text{ N/mm}^2 \text{ per } s \leq 40 \text{ mm (stati limite)}$$

dunque:

$$s \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 3\,125\,000}{500 \cdot 275}} \simeq 11,7 \text{ mm} \simeq 1,2 \text{ cm}$$

In via cautelativa si assume uno spessore della piastra pari a 2 cm.

$$\sigma_s = \frac{3\,125\,000 \text{ Nmm}}{500 \text{ mm} \cdot (20 \text{ mm})^2} = 15,6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \simeq 16 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \bar{\sigma}_s = 250 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

condizione verificata.

### 8.1.5 INTERVENTI SULLE VOLTE



Fig. 77 Cupola della navata centrale durante la fase di apertura delle lesioni.

turali o meno, tra gli elementi architettonici maggiormente soggetti a fenomeni di degrado e a sollecitazioni dovute ad eventi sismici, a modificazioni dei carichi agenti e cedimenti delle fondazioni che portano la struttura a perdere le caratteristiche meccaniche originarie. Si tratta inoltre di manufatti significativi dal punto di vista storico e architettonico che richiedono interventi di consolidamento strutturale poco invasivi, compatibili e rispettosi delle specifiche proprie dell'elemento. Si sceglie quindi di intervenire tramite la tecnica dell' "intonaco armato", utilizzando rete e connettori *a fiocco* in GFRP affogati in uno spessore di malta a base di calce realizzando una cappe collaboranti, sia all'intradosso che all'estradosso dell'elemento voltato, a basso spessore, armate e collaboranti, in grado di fornire un miglioramento delle resistenze meccaniche in modo diffuso ed omogeneo senza aggravare di molto il carico esercitato sulla volta.

Le fasi di cui si compone l'intervento sono le seguenti:

Gli interventi sono hanno lo scopo di ristabilire l'integrità di tali elementi e garantirne la futura stabilità in caso di azioni sismiche. Le lesione che interessano gli archi e volte in foglio del controsoffitto della navata centrale, non sono di grave entità e soltanto in un caso, nella cupola centrale della navata, una lesione risulta passante. L'estradosso delle volte risulta già rinforzato dalla presenza di nervature e frenelli che connettono la struttura volta con la muratura adiacente. Gli archi e le volte in laterizio, strut-



Fig. 78 Applicazione della rete in GFRP all'estradosso della cupola.

- Fase 1 rimozione dell'intonaco sulla volta in prossimità della lesione
- Fase 2 ristilatura dei giunti di malta della zona lesionata e applicazione di una strato di rinzaffo cementizio
- Fase 3 esecuzione di fori passanti per permettere l'inserimento dei connettori per rinforzo struttura *a fiocco* in GFRP
- Fase 4 inserimento del connettore *a fiocco* in fibra di vetro all'interno del foro tramite l'ausilio di una stanghetta metallica e l'iniezione di resina epossidica.
- Fase 5 posizionamento della rete in GFRP all'intradosso e all'estradosso della volta
- Fase 6 apertura delle fibre del connettore all'intradosso e all'estradosso della volta in modo da permettere un lavoro congiunto del connettore e della rete
- Fase 7 stesura di un nuovo intonaco di malta di calce.

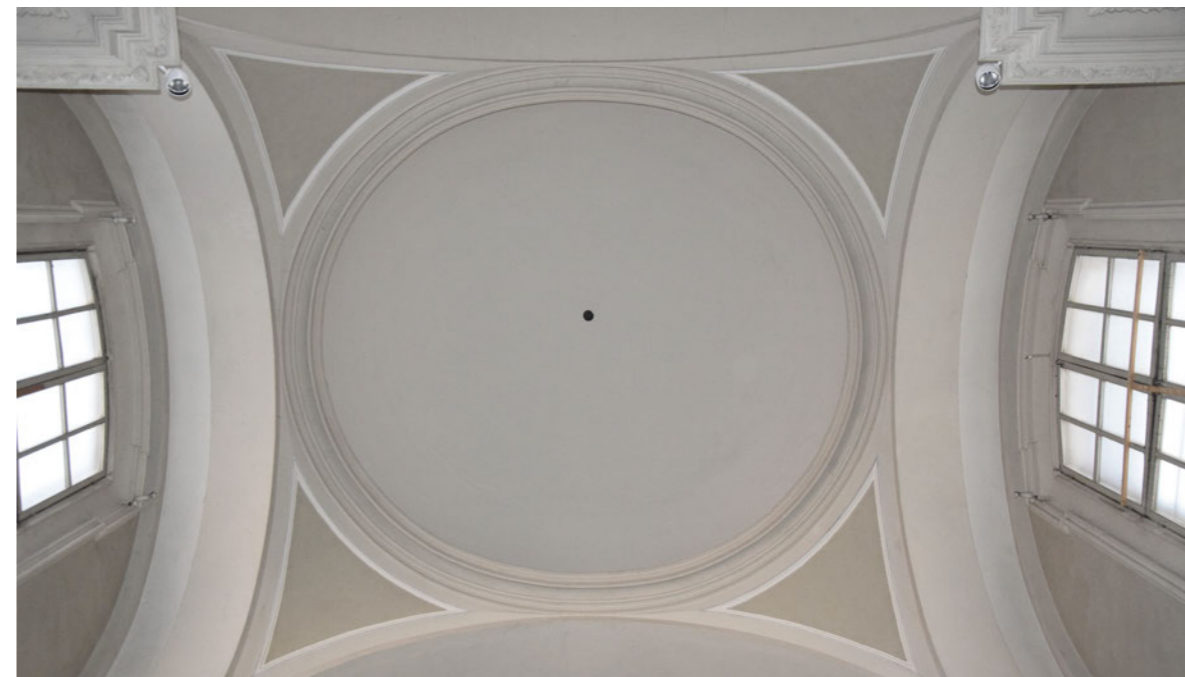


Fig. 79 Cupola della navata centrale al termine dei lavori di consolidamento.



### 8.1.6 INTERVENTI SULLA COPERTURA LIGNEA

La coperture lignee del volume principale della chiesa e del retrostante oratorio non hanno, come si è già visto, carattere non spingente. Gli interventi progettati hanno dunque lo scopo di ripristinare le condizioni statiche del coperto, in quanto la riduzione dell'eventuale spinta residua e il confinamento delle pareti laterali sono imputate alle catene previste nel progetto. La maggiore vulnerabilità delle strutture portanti del coperto, le capriate, riguarda la scarsa connessione dei vari elementi che le compongono e quindi la stabilità all'appoggio degli stessi. Lo scopo dell'intervento è dunque quello di ristabilire la connessione tra i vari elementi delle capriate e garantirne la stabilità dell'appoggio anche in caso di azione sismica. Per la progettazione di questo tipo di intervento si fa riferimento al paragrafo C8E.4 dell'allegato A alla *Circolare esplicativa del 2009*, dove si affronta il problema degli interventi in copertura. In generale, il corretto collegamento dei nodi delle capriate è necessario ad evitare scorrimenti e distacchi in presenza di azioni orizzontali; questo può essere migliorato con elementi metallici o in altri materiali idonei resistenti a trazione, ma tale collegamento non deve comunque contrastare il movimento reciproco, rotazione, delle membrature, condizione essenziale per il corretto funzionamento della capriata. L'inserimento di piastre metalliche in corrispondenza delle connessioni e di sistemi di tirantaggio della catena lignea ha dunque permesso di ripristinare la sicurezza di questi elementi (**TAV 23**).



Fig. 80 Intervento di ripristino delle connessioni degli elementi della capriata.

### 8.1.7 RIPRISTINO DEGLI INTONACI E RISANAMENTO DELLE PARETI DALL'UMIDITÀ

Ogni intervento inerente le superfici intonacate ha lo scopo di agevolare la conservazione del carattere e della finitura originari, gli intonaci tradizionali a base di malta di calce, anche se non contemporanei ai diversi impianti del fabbricato. In generale, gli intonaci risalenti fino ai primi anni del XX secolo saranno conservati.

E' dunque esclusa categoricamente l'asportazione, "scalcinatura" o "scrostatura", di ampie zone di intonaco meritevoli di essere conservate poiché fonte di una testimonianza storica, cromatica e tecnologica. Tutte le stratificazioni che nel tempo sono state realizzate sulle superfici dell'edificio sono per noi un'importante parte della sua storia costruttiva e decorativa e, in quanto tali, devono essere preservate e ripristinate al fine di una loro conservazione nel tempo. Asportare o modificare deliberatamente parti dell'apparato decorativo o comunque stratificazioni di valore storico e testimoniale, significa cancellare una parte dell'evoluzione storico - costruttiva della fabbrica e privare i posteri della loro visione. La storia dell'edificio è anche la storia delle sue stratificazioni che rappresentano una testimonianza visibile delle sue vicende passate.

Le eventuali integrazioni rese necessarie a causa di determinati stati di degrado, in particolare dovuti all'azione dell'acqua, sono compiute con materiali, granulometrie e tecniche similari a quelle del rivestimento originario da mantenere. Viene dunque perseguito il criterio del *minimo intervento* orientato alla realizzazione dei soli interventi che si rendono necessari per mantenere in salute e conservare l'edificio da un punto di vista statico e del degrado dei suoi materiali, escludendo le operazioni non strettamente necessarie alla salvaguardia del manufatto. In linea di massima i rappezzi d'intonaco, pur distinguendosi dai lacerti di intonaco storico, sono indirizzati, congiuntamente alla successiva fase di pittura, all'ottenimento di



Fig. 81 I decori in stucco a scagliola dell'altare maggiore al di là della struttura del ponteggio. In primo piano l'effetto pittorico delle scanalature di una colonna. Dietro, la statua in gesso di Mosè, opera di Giacomo De Maria.



**Fig. 82** Statua in gesso a lato dell'altare maggiore raffigurante Davide, opera dello scultore Giacomo De Maria.

una superficie matericamente e cromaticamente unitaria, cercando di eludere il cosiddetto effetto a "pelle di leopardo". Nel caso in cui sia necessario realizzare il totale rifacimento del rivestimento in intonaco, previa documentata irrecuperabilità, questo sarà ricostituito utilizzando esclusivamente malte realizzate con materiali, granulometrie e tecniche di posa in opera riconducibili alla tradizione o, quantomeno, compatibili con i materiali del supporto murario sottostante. I materiali da utilizzare, pertanto, devono presentare sufficiente traspirabilità in modo da garantire l'evaporazione dell'umidità accumulata nella muratura. In linea generale viene utilizzata malta costituita da leganti tradizionali quali: grassello di calce aerea o calce idraulica naturale, sabbia a grana media e fine a dello strato di intonaco da stendere, cocchio pesto, pozzolana, polvere di marmo e altri inerti comunque naturali.

Oggetto di intervento è stato anche il degrado dovuto alla presenza di umidità di risalita nelle murature interne, soprattutto sul fronte nord - est.

L'umidità di risalita nella murature è un problema

che deve sempre essere risolto prima di ogni intervento di restauro. La risalita dell'acqua all'interno della muratura è generata dal raggiungimento dell'equilibrio tra l'assorbimento, dal basso, e l'evaporazione, dalla superficie della muratura. E' dunque immediato comprendere l'errore derivante dall'utilizzo di soluzioni anti-risalita di umidità basate sull'impermeabilizzazione della zona umida: in questo modo si impedisce all'acqua nella muratura di evaporare favorendo ancora di più il fenomeno della risalita capillare. Per l'intervento sulle murature umide all'interno della chiesa si è scelto di utilizzare un intonaco di tipo macroporoso a base di calce idraulica naturale (**TAV. 28**). L'efficacia di questa soluzione si basa sul fatto che il fenomeno della risalita dell'umidità nella muratura è favorito dalla presenza di pori di piccole dimensioni; è noto infatti che minori sono le dimensioni dei pori e maggiore è la l'altezza di risalita del liquido. Questo metodo di intervento sfrutta infatti la macroporosità, pori di grandi dimensioni, ed un elevato grado di porosità per contrastare la risalita capillare dell'acqua. Un intonaco di questo tipo si ottiene aggiungendo dei tensioattivi alla miscela dell'intonaco in

modo che venga favorita formazione di bolle d'aria al suo interno; le bolle d'aria infatti non permettono la penetrazione al loro interno dell'acqua. L'intonaco macroporoso ha dunque un comportamento di tipo anticapillare. Inoltre i macropori bloccano la risalita in superficie dei sali, fungendo da serbatoi per la cristallizzazione degli stessi, evitando l'insorgere di efflorescenze saline sulla muratura.

Le principali fasi dell'intervento possono essere così sintetizzate:

- |        |  |
|--------|--|
| Fase 1 | preparazione del fondo. La muratura deve essere libera da polvere, sporco, efflorescenze saline ecc. Eventuali tracce di oli, grassi e cere, anche tutte le parti sfarinanti devono essere preventivamente rimosse. I sali, eventualmente presenti sul supporto, devono essere preventivamente eliminati mediante pulizia a secco per evitarne la diffusione. La muratura deve essere preparata rimuovendo totalmente l'intonaco esistente per un'altezza di almeno un metro superiore alla fascia in cui è visibile l'umidità |
| Fase 2 | stesura del rinzaffo   |
| Fase 3 | applicazione dell'intonaco macroporoso   |

L'intervento deve essere realizzato per un'altezza di almeno un metro superiore alla linea di risalita dell'umidità.



#### 8.1.8 RECUPERO DELLA NICCHIA INTERNA ALLA CHIESA, LATO NORD - EST

Il progetto di recupero e conservazione della Chiesa prevede anche il ripristino di una nicchia interna, posta sul fronte nord - est precisamente al di sotto del volume del campanile. La nicchia, esattamente speculare a quella posta sul lato sud - ovest della navata, è attualmente adibita a servizio igienico per il Centro di Accoglienza Caritas, ospitato all'interno dell'edificio posto in aderenza al fronte nord - est della chiesa. L'intervento prevede il recupero di tale nicchia, riaprendo il vano della porta originariamente speculare a quello del-



**Fig. 84** Aspetto del locale in seguito alla demolizione del pavimento.



**Fig. 83** Lacerto degli affreschi rinvenuti al di sotto dell'intonaco sulle pareti del vano originariamente ospitante una nicchia.

la nicchia residua, per adibirlo a nuovo confessionale della chiesa. Oltre all'apertura dell'originaria porta d'accesso alla nicchia, si prevede anche la riapertura della lunetta semicircolare che affaccia sulla navata; su questa verrà poi montato un vetro satinato in modo da preservare la privacy all'interno del confessionale. Durante il sopralluogo sono emersi, all'interno del locale da recuperare, lacerti di affresco dei quali non è stato possibile conoscere né il periodo di realizzazione né il loro effettivo pregio. La scelta è stata comunque orientata verso la loro conservazione. In seguito alla demolizione dei servizi igienici presenti nel locale, è stato possibile procedere con la rimozione dell'intonaco per poter riportare alla luce quanto più possibile degli affreschi presenti sulle pareti. Si è scelto dunque di ripristinare l'intonaco solo della porzione inferiore delle pareti e di lasciare

in vista la zona superiore occupata dagli affreschi.

Oltre alla demolizione dell'intonaco, è stata operata anche la demolizione della pavimentazione aggiunta su quella originaria della chiesa e che aveva portato ad un dislivello di circa due gradini rispetto al piano di calpestio interno. In generale la linea di intervento che si intende seguire è quella di rispettare il carattere naturale del locale, mantenendo uno stile piuttosto "grezzo", evitando l'inserimento di inutili finiture che andrebbero a modificare l'aspetto a scapito di quella che è la sua leggibilità dal punto di vista storico e artistico. A protezione della pavimentazione originaria è previsto l'inserimento di una struttura leggera in legno al di sopra in modo da realizzare un intervento: non invasivo, reversibile, leggero e rispettoso del carattere e dello stile del luogo.



**Fig. 85** Aspetto esterno del nuovo confessionale in seguito all'apertura dell'originaria porta della lunetta semicircolare.

## 8.2 VARIANTI DI PROGETTO

### 8.2.1 PARETE ARMATA CON RETE GFRP

La parete oggetto dell'intervento è quella interna all'oratorio, sul fronte nord -est. I primissimi sopralluoghi avevano evidenziato una lesione, di non grave entità, al di sotto della finestra posizionata in questa parete. In seguito alla rimozione dell'intonaco, in un primo momento in prossimità della lesione e successivamente su tutta la parete, è stato possibile osservare il reale aspetto della muratura sottostante (*paragrafo 6.1 3*). Dall'iniziale ipotesi di paramento murario in mattoni bolognesi sul quale andare ad eseguire un'operazione di scuci e cucì della lesione, la strategia di intervento è stata modificata sulla base della varietà dei materiali e delle tecniche costruttive presenti sulla parete. Una volta osservata la variegata situazione al di sotto dello strato di intonaco, è stata effettuata una nuova analisi della lesione, ora imputabile, con tutta certezza, alla disomogeneità della struttura muraria e, in particolar modo, alla presenza di una precedente apertura poi tamponata. Lungo il perimetro della zona tamponata, infatti, i mattoni non risultano ben ammorsati con quelli costituenti la parete.

Il nuovo intervento ha la necessità di far fronte ad una vulnerabilità muraria dovuta alla mancanza di un comportamento d'insieme del paramento; la presenza, infatti, di tamponature di antiche finestre e di rimaneggiamenti successivi operati con tecniche e materiali sempre differenti (mattoni di varia forma e dimensione, forati etc) è causa del debole collegamento esistente tra le diverse porzioni murarie che costituiscono la parete nel suo complesso. Per questo motivo si è scelto di intervenire armando l'intera superficie interna della parete con rete GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer), fibra di vetro con rinforzo polimerico, annegata in uno strato di intonaco di malta bastarda e fissata tramite l'ausilio di connettori ad L (**TAV. 22**). Essendo la parete in comune all'edificio privato addossato sul lato nord - est dell'oratorio, verso via Foro Boario, è stato impossibile prevedere un intervento che coinvolgesse entrambe le facce della parete e con l'utilizzo di connettori passanti. La rete verrà dunque applicata soltanto sulla superficie del paramento interna all'oratorio e si prevede l'utilizzo di connettori ad L non passanti (GFRP).

L'intervento viene suddiviso in due principali fasi:

- Fase 1 scuci e cucì dei mattoni perimetrali dell'apertura tamponata al fine di andare a ricostituire l'ammorsamento di questa porzione di parete con la restante parte
- Fase 2 armatura della parete con rete GFRP, fibra di vetro con rinforzo polimerico

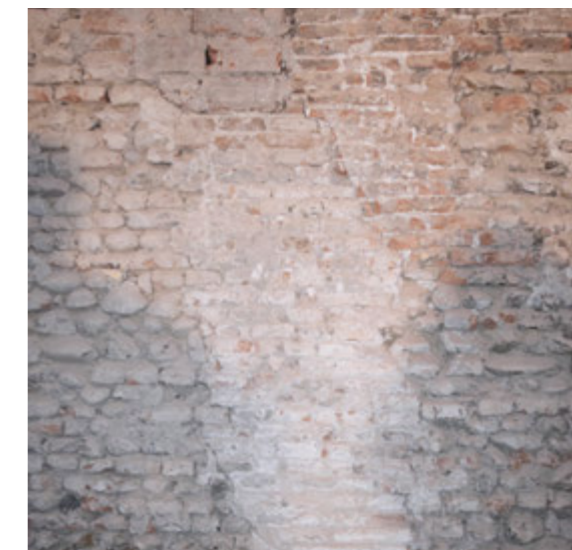
La messa in opera della rete GFRP può essere così sintetizzata:

- rimozione dell'intonaco esistente e della malta nei giunti della muratura
- applicazione di uno strato di rinzafo cementizio
- esecuzione di fori non passanti per permettere l'inserimento di connettori ad L in fibra di vetro
- applicazione della rete GFRP sulla superficie della parete
- inserimento dei connettori ad L non passanti
- iniezione di resina epossidica nei fori per ancorare i connettori
- stesura di un nuovo intonaco in malta bastarda.

Di seguito viene effettuata la verifica per il dimensionamento delle maglie della rete in GFRP e per la determinazione del numero di connettori al mq.



**Fig. 86** Parete nord - est interna all'oratorio dopo la rimozione dell'intonaco.



**Fig. 87** Particolare delle disomogeneità di materiali e tipologie costruttive all'interno della parete.



### 8.2.2 VERIFICA DELLA PARETE ARMATA CON RETE GFRP

La verifica della parete armata con rete GFRP, fibra di vetro con rinforzo polimerico, viene effettuata tramite apposito foglio di calcolo fornito direttamente dal produttore. Il calcolo viene fatto per una parete verticale in muratura mista, costituita in maniera disordinata da ciottoli e mattoni di varie epoche e dimensioni. Si assume uno spessore murario di 500 mm e un livello di conoscenza intermedio LC2 dal momento che la geometria della parete risulta essere nota.

Per la determinazione dei parametri di resistenza di progetto si fa uso di alcuni coefficienti correttivi di seguito elencati ed indicati dalla *Circolare esplicativa NTC 2008 n°617 del 2 febbraio 2009*:

*Tipologia muraria: muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)*

Malta buona	No
Giunti sottili (< 10 mm)	No
Ricorsi o stilature	No
Nucleo scadente e/o ampio	No
Iniezione di miscele leganti	No
Connessioni trasversali	No

**Tabella 13** Coefficienti correttivi dei parametri meccanici assunti nella verifica della parete armata con GFRP.

Di seguito vengono riportati i parametri di resistenza di progetto assunti nel calcolo:

Resistenza a compressione della muratura non rinforzata	1,167 MPa
Resistenza a taglio della muratura non rinforzata	0,022 MPa
Modulo di elasticità normale di progetto	870 MPa
Modulo di elasticità trasversale di progetto	290 MPa

**Tabella 14** Parametri di resistenza di progetto assunti nella verifica della soletta armata con GFRP.

I parametri di resistenza assunti per il calcolo derivano direttamente dai valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) riportati dalla *Circolare esplicativa NTC 2008 n°617 del 2 febbraio 2009* per le diverse tipologie murarie, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi, paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata. I parametri meccanici di riferimento sono:

Tipologia muraria	$f_m$	$\tau_0$	E	G	w
	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )
	Min-max	Min-max	Min-max	Min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	

Dove:

$f_m$	resistenza media a compressione della muratura
$\tau_0$	resistenza media a taglio della muratura
E	valore medio del modulo di elasticità normale
G	valore medio del modulo di elasticità tangenziale
w	peso specifico medio della muratura

Dopo aver determinato i parametri di progetto si passa alla scelta e alla verifica del tipo di rinforzo strutturale: rete in GFRP annegata in uno strato di intonaco di malta bastarda.

Di seguito vengono elencate le caratteristiche della malta da intonaco:

Resistenza a compressione	13 MPa
Resistenza a trazione	1 MPa
Modulo elastico	10 000 MPa
Spessore intonaco	30 mm

**Tabella 15** Caratteristiche della malta da intonaco in cui verrà annegata la rete GFRP.

Si passa ora alla scelta del tipo di rete e dei suoi connettori. Si ipotizza una dimensione della maglia di 66 x 66 mm e si riportano di seguito le sue caratteristiche:

Dimensione della maglia	66 mm
Resistenza a trazione	3,5 kN
Rigidezza assiale	230 kN

**Tabella 16** Caratteristiche della rete GFRP.

Per quanto riguarda la connessione tra la rete in fibra di vetro e la muratura si sceglie un tipo di connessione non passante in quanto, la parete muraria oggetto di intervento, risulta essere in comune con un edificio privato attiguo all'oratorio della chiesa. Si prevedono 9 connettori ad L per ogni m<sup>2</sup> di superficie muraria.

Numero di connettori trasversali	9/m <sup>2</sup>
Tipo di connettore	ad L
Tipo di connessione	non passante

**Tabella 17** Caratteristiche della connessione.

Di seguito vengo infine elencate le caratteristiche della muratura rinforzata, mettendo in evidenza gli incrementi di resistenza a compressione e a taglio che l'intervento è stato in grado di apportare.

Resistenze meccaniche	
Resistenza a compressione della muratura rinforzata	1,167 MPa
Incremento di resistenza a compressione	1
Resistenza a taglio della muratura rinforzata	0,062 MPa
Incremento di resistenza a taglio	2,868

**Tabella 18** Resistenze meccaniche della muratura rinforzata.

Moduli elastici	
Modulo di elasticità normale della muratura rinforzata	1325 MPa
Modulo di elasticità tangenziale della muratura rinforzata	530 MPa

**Tabella 19** Moduli elastici della muratura rinforzata.

Nelle precedenti tabelle si evidenzia che non c'è stato incremento di resistenza a compressione della muratura dopo l'intervento mentre la resistenza a taglio è aumentata di 2,8 volte rispetto a quella di partenza. Si sceglie quindi di utilizzare una rete in GFRP, fibra di vetro a rinforzo polimerico, avente una maglia di dimensioni 66 x 66 mm, ancorata alla parete muraria tramite connettori ad L posizionati 9 ogni m<sup>2</sup> di superficie d'intervento ed annegata in uno strato di 30 mm di intonaco di malta bastarda.

### 8.2.3 RIPRISTINO DELL'AMMORSAMENTO DELLA PARETE NORD - OVEST

La parete oggetto dell'intervento è quella posta a nord - ovest, su via Foro Boario, ed appartenente al volume dell'oratorio retrostante la chiesa. In particolare, in seguito agli eventi sismici del 2012, si è venuta a formare una lesione in prossimità dello spigolo nord dell'oratorio, lungo metà del perimetro della parete in questione. E' bene ricordare che la parete nord - ovest è la parete che presenta, esternamente, la lesione più significativa dell'intero edificio e che tale lesione risulta localizzata proprio in prossimità dello spigolo nord.

In seguito ai primi sopralluoghi era stato ipotizzato che la parete potesse essere costituita da due paramenti murari affiancati ma non collegati tra loro. Questo aveva portato ad una prima idea progettuale basata sull'inserimento di diaconi di collegamento in grado di ristabilire la connessione tra i due paramenti separati. Durante le attività di cantiere, e in seguito all'esecuzione di alcuni carotaggi sulla parete, è stato invece possibile stabilire con certezza la reale conferma del paramento, ovvero un muratura a due teste in mattoni bolognesi dello spessore di 30 cm. In seguito ad una più mirata analisi delle lesioni, effettuata grazie al montaggio dei ponteggi esterni, è stato possibile ipotizzare un meccanismo di danno del prospetto nord - ovest che fosse ancora più aderente alla situazione reale. Le lesioni sulla facciata su via Foro Boario sono infatti imputabili al meccanismo di ribaltamento di tale facciata verso l'esterno dove i due vincoli con le pareti ad essa ortogonali hanno risposto in maniera differente l'una dall'altra. L'ammorsamento con la parete nord - est, corrispondente con lo spigolo nord appunto, è risultato essere il più debole tra i due portando alla formazione di una cerniera verticale in pros-



**Fig. 88** Parete nord - ovest dell'oratorio in seguito alla parziale rimozione dell'intonaco in prossimità dello spigolo nord. A fianco, il coro smontato in e protetto per permettere l'esecuzione dei lavori.

simità di tale spigolo. L'ammorsamento con la parete ortogonale sud - ovest è invece risultato il più solido e proprio per questo motivo il tentativo di ribaltamento della facciata è stato accompagnato dal trascinarsi di una porzione muraria del fronte sud - ovest. Dunque, anche la lesione interna all'oratorio, lungo metà del perimetro della sua parete è da imputarsi allo scarso ammorsamento di questa parete con quella nord - est.

Lo scopo dell'intervento è dunque quello di ripristinare la connessione delle due pareti ortogonali, nord - ovest e nord - est, in modo da migliorare il comportamento scatolare dell'edificio. L'intervento è basato sull'inserimento di connettori a *fiocco* in fibra di vetro, per rinforzo strutturale, lungo la metà del perimetro della parete di fondo dell'oratorio. I connettori verranno inseriti nella muratura in obliquo per permettere di ristabilire la connessione con il paramento murario ortogonale e verranno accoppiati alla rete in GFRP esterna in modo da garantire la solidità del collegamento. L'intervento non sarà visibile all'esterno dell'edificio in quanto i connettori non saranno di tipo passante, tutto ciò al fine di non modificare l'aspetto esterno della facciata in mattoni a vista. Internamente l'intervento sarà invece occultato al di sotto di un nuovo strato di intonaco allo scopo di risultare il meno invasivo possibile, anche da un punto di vista estetico. Le principali fasi dell'intervento con i connettori a *fiocco* possono essere così sintetizzate:

- Fase 1 rimozione dell'intonaco esistente lungo metà del perimetro della parete nord-ovest
- Fase 2 realizzazione dei fori, a distanza di 40 cm uno dall'altro, in prossimità dello spigolo del muro. I fori vengono realizzati leggermente in obliquo in modo da ristabilire la connessione con la parete nord - est



**Fig. 89** Operazione di smontaggio del coro ligneo del XVIII secolo da parte delle restauratrici. Il coro si trova all'interno dell'oratorio.

- Fase 3 iniezione della resina epossidica all'interno del foro
- Fase 4 inserimento del connettore a fiocco in fibra di vetro all'interno del foro tramite l'ausilio di una stanghetta in metallo
- Fase 5 il connettore resta chiuso all'interno del foro e viene aperto solamente sulla parete interna in modo che possa essere collegato alla rete in fibra di vetro
- Fase 6 posizionamento della rete in fibra di vetro in modo da garantire un lavoro congiunto di questa con i connettori
- Fase 6 stesura di un nuovo strato di intonaco di malta bastarda.

Per permettere la realizzazione di tutti gli interventi, e tutte le attività di analisi preliminari ad essi, previsti all'interno dell'oratorio, si è reso necessario lo smontaggio del coro ligneo del XVIII secolo ospitato al suo interno. L'operazione è avvenuta per mano di un team di restauratori e restauratrici che ha rimosso, catalogato e messo in sicurezza ogni parte che lo componeva.

#### 8.2.4 MODIFICA DEL POSIZIONAMENTO DELLE CATENE

Durante le attività di cantiere si è proceduto alla pulizia e alla messa in sicurezza dell'ambiente del sottotetto all'interno del quale sono posizionate le catene di progetto. Queste operazioni hanno consentito di accedere al locale in condizioni di maggiore sicurezza, al fine di completare e dettagliare le informazioni ottenute dal precedente sopralluogo. Grazie ad una migliore osservabilità dell'ambiente ripulito è stato possibile determinare con precisione la posizione delle varie catene, adattandola volta per volta alle caratteristiche architettoniche dello spazio.



**Fig. 90** Ambiente del sottotetto in seguito alle operazioni di pulizia e messa in sicurezza.



### 8.2.5 CERCHIATURA DEI PILASTRI DEL SOTTOTETTO

Come già accennato nel paragrafo precedente, il rilievo dettagliato dell'ambiente del sottotetto è stato possibile da realizzare soltanto in seguito alla pulizia e alla messa in sicurezza del locale, prima difficilmente accessibile e non sicuro. Tale sopralluogo ha evidenziato delle differenze per quanto riguarda la forma delle capriate, per le quali è stato necessario progettare nuove piastre in acciaio per il fissaggio degli elementi, e per quanto riguarda la presenza di tre pilastri in muratura che si vanno a sostituire ad una delle capriate nell'azione di sorreggere le travi lignee della copertura. I tre pilastri in muratura sono collegati tra loro da elementi orizzontali lignei e metallici incastrati all'interno della muratura stessa, su questi elementi orizzontali si poggiano poi le due terzere della copertura, mentre la trave di colmo grava sull'elemento in muratura centrale. Il vincolo di semplice appoggio tra le travi e la struttura a pilastri è una possibile fonte di vulnerabilità in caso di azione sismica orizzontale. Inoltre, il comportamento degli stessi pilastri in muratura in presenza di azioni orizzontali può essere considerato fonte di pericolosità, pur non essendo noti a priori i reali effetti del sisma su questi elementi. In via del tutto precauzionale si è dunque scelto di realizzare un collegamento stabile tra le travi del coperto e gli elementi orizzontali sulle quali poggiano e, inoltre, si prevede la cerchiatura dei tre pilastri rettangolari in muratura tramite l'utilizzo di profili angolari e calastrelli saldati in opera (TAV. 25).

Si riporta qui di seguito la sezione del pilastro centrale, di dimensioni maggiori, con la rappresentazione della relativa cerchiatura e la sezione dei due pilastri laterali ed i relativi elementi.



Fig. 91 Dettaglio del fissaggio delle travi del coperto agli elementi orizzontali della struttura a pilastri.

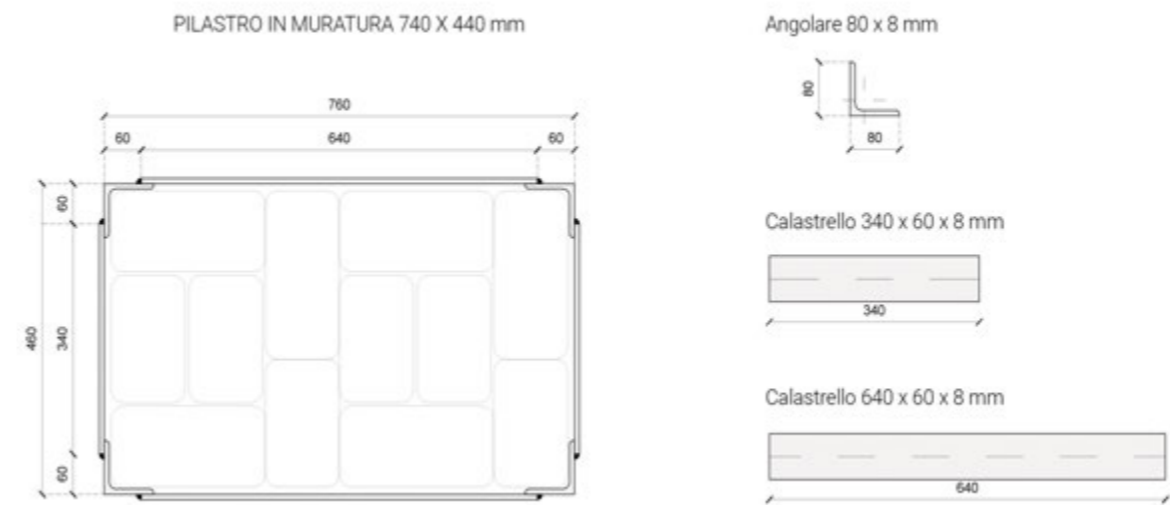


Fig. 92 Sezione del pilastro centrale in muratura, di dimensioni maggiori, e indicazione dei relativi elementi della cerchiatura.

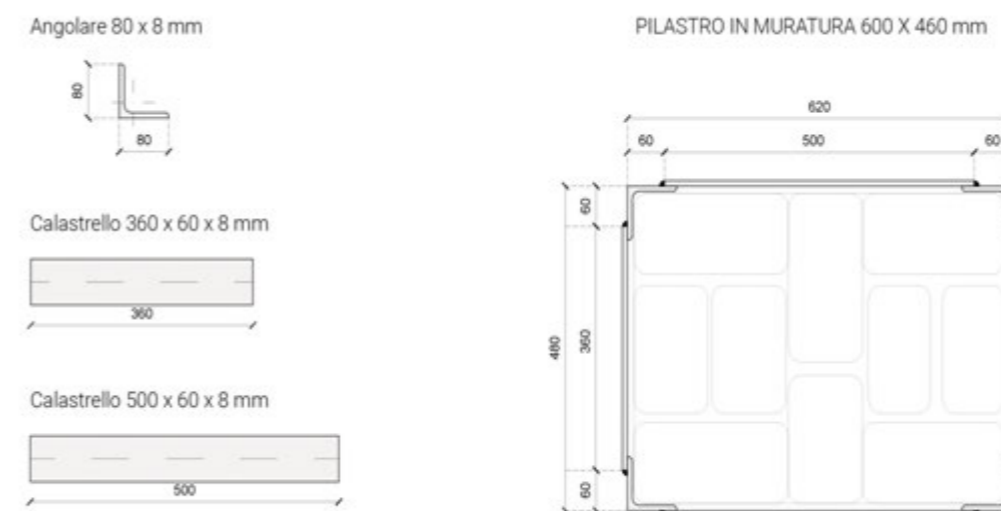


Fig. 93 Sezione dei due pilastri laterali in muratura e indicazione dei relativi elementi della cerchiatura.



### 8.2.6 CALCOLO DELLA CERCHIATURA DI CONFINAMENTO DEI PILASTRI IN MURATURA DEL SOTTOTETTO

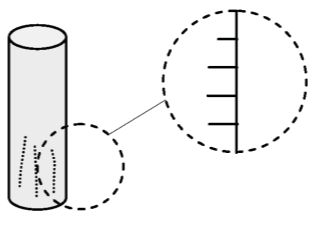
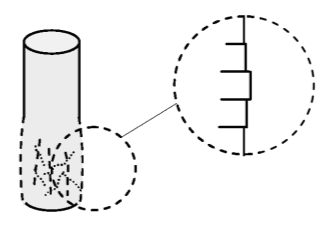
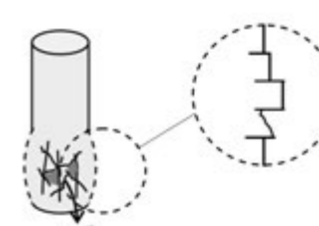
La cerchiatura di confinamento di pilastri e colonne consiste nella fasciatura di tali elementi tramite l'inserimento di profili angolari negli spigoli degli elementi stessi, ai quali vengono saldati profili in acciaio piatti che esercitano appunto l'azione di confinamento. Scopo dell'opera è ripristinare la capacità portante dell'elemento sfruttando lo stato di coazione impresso dalla cerchiatura, in grado di conferire un apprezzabile incremento di resistenza al pilastro. Nel caso oggetto di studio l'intervento ha come prima finalità quella di garantire il comportamento d'insieme dei tre pilastri in muratura del sottotetto della chiesa sui quali poggiano gli elementi lignei della struttura di copertura: trave di colmo e terzere. Esiste infatti la possibilità che, in caso di sisma, tali elementi in muratura, sotto effetto di una spinta orizzontale e sotto il peso degli elementi lignei soprastanti, perdano la loro coesione con il grave rischio che la struttura di copertura perda il suo appoggio. L'entità del beneficio offerto dall'intervento è funzione, come si vedrà in seguito, sia dello stato di danneggiamento dell'elemento strutturale, sia del passo scelto per i profili piatti.

Per effettuare il calcolo della cerchiatura di confinamento si farà riferimento a tre fasi principali, così riassunte:

- Fase 1** Valutazione qualitativa del grado di danno dell'elemento strutturale e misura delle dimensioni geometriche dell'elemento
- Fase 2** Scelta dei profili per la realizzazione dell'intervento di cerchiatura (angolari e piatti)
- Fase 3** Verifica del reale beneficio apportato dalla cerchiatura e determinazione del passo dei calastrelli (profili piatti)

#### Fase 1

Per la determinazione del grado di danno subita dall'elemento oggetto d'intervento, è possibile descrivere in maniera qualitativa il dissesto facendo riferimento a tre livelli di danno che vengono qui di seguito schematizzati graficamente:

Grado di danno		
I grado	II grado	III grado
		
<p>Evidenze di fessurazioni verticali. Passando con la mano sulla faccia laterale non si riscontrano gradini percepibili al tatto.</p>	<p>Evidenze di fessurazioni verticali e orizzontali e/o dislocazione laterale di conci. Passando con la mano sulla faccia laterale si riscontrano gradini dell'ordine di alcuni millimetri.</p>	<p>Evidenze di fessurazioni verticali e orizzontali e/o significative dislocazioni laterali di conci con rottura e caduta di parti superficiali dei conci. Sulla faccia laterale sono evidenti, anche a vista, espulsioni che formano gradini dell'ordine dei centimetri e/o presenza di frammenti lapidei a terra.</p>

**Tabella 20** Esempificazione del grado di danno delle colonne murarie.

Il grado di danno che assume per il calcolo della cerchiatura dei pilastri in muratura è quello minimo, I grado, in quanto l'intervento, nello specifico caso di progetto, assume uno scopo più preventivo che di risanamento di un già manifestato dissesto.

Per quanto riguarda le dimensioni geometriche degli elementi oggetto di intervento, a seguito di un rilievo geometrico in loco si è determinato che: il pilastro centrale, di dimensioni maggiori, risulta essere 740 x 440 mm, mentre i due laterali, di dimensioni minori, risultano essere 600 x 460 mm. Si sceglie di effettuare la verifica per il pilastro in muratura di dimensioni maggiori, di conseguenza la verifica risulterà soddisfatta anche per i due pilastri di dimensioni minori.

## Fase 2

Per l'intervento di cerchiatura di confinamento dei tre pilastri in muratura del sottotetto si sceglie di utilizzare i seguenti profili:

Angolare 80 x 8 mm Acciaio tipo S275JR  
Piatto 60 x 8 mm Acciaio tipo S275JR

Di seguito vengono elencate le caratteristiche dei materiali (muratura e acciaio):

$\nu = 0,7$  modulo di Poisson per materiale fessurato  
 $E_m = 2000 \text{ Mpa}$  modulo di Young della muratura  
 $E_a = 210\,000 \text{ Mpa}$  modulo di Young dell'acciaio  
 $n = 0,95$  rapporto di omogenizzazione tra il modulo di Young dell'acciaio e quello della muratura ( $n = E_a / E_m$ )

## Fase 3

Il modello di calcolo si basa sull'ipotesi di progettare un sistema di confinamento tale da ripristinare, per quanto possibile, la resistenza originaria della colonna ( $N_{R,0}$ ), supponendo inoltre che la rottura avvenga per crisi dell'elemento murario e non delle fasciature in acciaio.

La relazione fondamentale che esprime il beneficio della cerchiatura è la seguente:

$$N_u = N + \Delta N = A (f_{m,d,0} + k_1 \cdot f'_1)$$

dove:

$N = A \cdot f_{m,d,0}$  resistenza a compressione della sezione non cerchiata  
 $\Delta N = A \cdot k_1 \cdot f'_1$  l'incremento di resistenza dovuto alla cerchiatura

In seguito alla cerchiatura della colonna deve risultare:

$$N_u = N_{R,0}$$

Per procedere con la verifica è necessario, innanzitutto, valutare il grado di danneggiamento del pilastro murario con la metodologia semplificata di **Tabella 20**.

A ciascun grado di danno è associata una stima della perdita di capacità portante così quantificata:

- al I grado di danno si attribuisce una riduzione della resistenza tale che  $N_{R,0} / N = 1,10$

- al II grado di danno si attribuisce una riduzione della resistenza tale che  $N_{R,0} / N = 1,15$

- al III grado di danno si attribuisce una riduzione della resistenza tale che  $N_{R,0} / N = 1,25$

Stabilita la geometria dell'elemento sul quale intervenire, il grado di danneggiamento e la tipologia dei profili impiegati per la cerchiatura, se ne determina il passo a partire dall'espressione seguente di cui risulta noto il primo membro:

$$N_u = N + \Delta N = A (f_{m,d,0} + k_1 \cdot f'_1)$$

I parametri da determinare per la progettazione dell'intervento compaiono in forma esplicita nell'espressione generale e sono:

$A$  area della sezione trasversale della colonna  
 $f_{m,d,0}$  resistenza a compressione del materiale non cerchiato  
 $k_1$  coefficiente di incremento della resistenza a compressione per effetto della cerchiatura:  $k_1 = 2,4 \cdot (f'_1 / f_{m,d,0})^{0,17}$   
 $f'_1$  pressione efficace di confinamento:  $f'_1 = k_h \cdot k_v \cdot f_1$

Per calcolare  $k_1$  e  $f'_1$  è necessario determinare i seguenti fattori:

$k_h$  coefficiente di efficienza orizzontale. Esprime il rapporto tra l'area efficacemente confinata e l'area geometrica della sezione. Come è possibile vedere nella **Tabella 22**, il valore del coefficiente  $k_h$  è legato alla forma della sezione ed al rapporto tra i lati: a sezioni compatte ed a spigoli smussati corrispondono le efficienze maggiori. Le figure nella tabella evidenziano con una campitura la porzione di sezione trasversale che risente dell'effetto della cerchiatura; la sezione circolare fornisce la risposta ottimale.

$r_f$			
1	0,687		0,476
1,2	0,673		0,467
1,4	0,653		0,446
1,6	0,629		0,417
1,8	0,602		0,383
2	0,574		0,345
2,2	0,544		0,305
2,4	0,533		0,262
2,6	0,480		0,218
2,8	0,448		0,173
3	0,414		0,12

**Tabella 21** Coefficiente di efficienza in funzione del rapporto tra i lati  $r_f$

Rapporto tra i lati dell'elemento in muratura di dimensione 740 x 440 mm:

$$r_f = 1,6$$

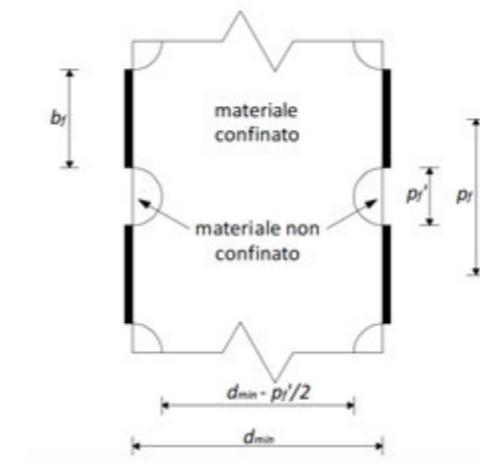
trattandosi poi di elemento compatto non a spigoli smussati si utilizza come coefficiente di efficienza: 0,417.

Il secondo fattore da determinare è invece:

$k_v$  coefficiente di efficienza verticale (pari ad 1,0 per fasciatura continua).  
Il valore di  $k_v$  si calcola come:

$$k_v = \left(1 - \frac{p_f - b_f}{2 \cdot d_{min}}\right)^2$$

dove  $d_{min}$  è la minima dimensione trasversale nel caso di sezione rettangolare.



**Fig. 94** Effetto della cerchiatura in direzione verticale; sono individuati i parametri che concorrono a definire il coefficiente di efficienza verticale.

Nel caso oggetto di studio tali parametri risultano essere:

$d_{min}$  440 mm  
 $p_f$  500 mm  
 $b_f$  60 mm

Gli altri fattori da determinare sono:

$f_1$  pressione di confinamento. Rappresenta la pressione esercitata dalla cerchiatura sulla zona confinata. L'espressione della pressione di confinamento è la seguente:  
 $f_1 = 2 \cdot u \cdot \rho_r \cdot n \cdot f_{m,d,0}$

$\rho_r$  rapporto tra lo spessore dell'elemento confinante ( $t$ ) e la minima dimensione trasversale:  $\rho_r = t / d_{min}$

Lo spessore dell'elemento confinato è 8 mm e la minima dimensione trasversale del pilastro è 440 mm, dunque:

$$\rho_r = 0,018$$

Per dimensionare il sistema di confinamento in funzione del grado di danno stimato, si semplifica l'espressione fondamentale dell'incremento di resistenza dei pilastri compressi nel modo seguente:

$$N_u = A \cdot (f_{m,d,0} + k_1 \cdot f_1) = A \cdot \left[ f_{m,d,0} + 2,4 \cdot \left( \frac{f_1}{f_{m,d,0}} \right)^{0,17} \cdot f_1 \right] =$$

$$= A \cdot f_{m,d,0} \cdot [1 + 2,4 \cdot (k_h \cdot k_v \cdot 2 \cdot \nu \cdot \rho_r \cdot n)^{0,83}]$$

quindi:

$$\frac{N_u}{N} = \frac{N_u}{A \cdot f_{m,d,0}} = [1 + 2,4 \cdot (k_h \cdot k_v \cdot 2 \cdot \nu \cdot \rho_r \cdot n)^{0,83}]$$

Il vantaggio di aver messo al primo membro il rapporto  $N_u / N$  consiste nel fatto che, per ciascun grado di danno ipotizzabile, se ne conosce a priori il valore. Ciò consente di poter ragionare in termini relativi, prescindendo dalla resistenza a compressione della muratura.

Nel caso di colonne rettangolari si utilizza il medesimo ragionamento sviluppato per quelle circolari, salvo porre  $k_h$ , coefficiente di efficienza orizzontale, pari a 0,574 (valore valido per sezioni a spigolo smussato con rapporto tra i lati pari a 2. La presenza di angolari in corrispondenza degli spigoli consente di ampliare la zona cerchiata e di ricondurre la trattazione al caso di spigoli arrotondati.

Sulla base di queste considerazioni si evidenzia in **Tabella 22** il nuovo valore di  $k_h$ :

$r_f$		
1	0,687	0,476
1,2	0,673	0,467
1,4	0,653	0,446
1,6	0,629	0,417
1,8	0,602	0,383
2	0,574	0,345

1

2,2	0,544	0,305
2,4	0,533	0,262
2,6	0,480	0,218
2,8	0,448	0,173
3	0,414	0,12

1

Si procede dunque con la verifica della cerchiatura.

Si determina il valore della pressione efficace di confinamento:

$$f_1 = k_h \cdot k_v \cdot f_1$$

dove

$k_h = 0,574$  coefficiente di efficienza orizzontale sopra determinato tramite tabella.

Il coefficiente di efficienza orizzontale,  $k_v$ , viene determinato tramite la formula:

$$\frac{N_u}{N} = \frac{N_u}{A \cdot f_{m,d,0}} = [1 + 2,4 \cdot (k_h \cdot k_v \cdot 2 \cdot \nu \cdot \rho_r \cdot n)^{0,83}]$$

da cui si ricava la formula inversa:

$$k_v = \frac{\sqrt[0,83]{\frac{N_u}{N} - 1}}{\frac{2,4}{2 \cdot \nu \cdot n \cdot \rho_r}}$$

andando a sostituire i valori precedentemente determinati:

$$k_v = \frac{\sqrt[0,83]{\frac{1,10 - 1}{2,4}}}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,95 \cdot 0,018} = 2,6$$

La pressione di confinamento  $f_1$  si determina invece tramite l'espressione:

$$f_1 = 2 \cdot \nu \cdot \rho_r \cdot n \cdot f_{m,d,0}$$

dove la resistenza a compressione di calcolo della muratura,  $f_{m,d,0}$ , vale:



$$f_{m,d,0} = \sigma_r = \frac{f_m}{F_c \cdot \gamma_s}$$

dove:

$f_m = 2,4 \text{ N/mm}^2$  resistenza media a compressione della muratura (paragrafo 8 della Circolare esplicativa 2 febbraio 2009 delle NTC 2008)

$F_c = 1,15$  fattore di confidenza

$\gamma_s = 2$  coefficiente parziale di sicurezza in condizioni sismiche

Dunque:

$$f_{m,d,0} = 1,043 \text{ N/mm}^2$$

Di conseguenza il valore della pressione di confinamento  $f_1$  risulta essere:

$$f_1 = 2 \cdot 0,7 \cdot 0,018 \cdot 0,95 \cdot 1,043 = 0,024 \text{ N/mm}^2$$

E' quindi possibile determinare il valore della pressione efficace di confinamento:

$$f'_1 = 0,574 \cdot 2,6 \cdot 0,024 = 0,035 \text{ N/mm}^2$$

Si determina ora la resistenza a compressione della sezione non cerchiata:

$$N = A \cdot f_{m,d,0}$$

dove l'area trasversale della sezione del pilastro vale:

$$A = 740 \times 440 = 325\,600 \text{ mm}^2$$

Dunque:

$$N = 325\,600 \cdot 1,043 = 339\,600,8 \text{ N}$$

L'incremento di resistenza dovuto alla cerchiatura vale:

$$\Delta N = A \cdot k_1 \cdot f'_1$$

dove il coefficiente di incremento della resistenza a compressione,  $k_1$ , si determina tramite:

$$k_1 = 2,4 \cdot (f'_1 / f_{m,d,0})^{-0,17}$$

dunque

$$k_1 = 2,4 \cdot (0,035 / 1,043)^{-0,17} = 2,88$$

L'incremento di resistenza quindi vale:

$$\Delta N = 325\,600 \cdot 2,88 \cdot 0,035 = 32\,820,5 \text{ N}$$

E' possibile determinare il valore di  $N_u$ :

$$N_u = N + \Delta N = 339\,600,8 + 32\,820,5 = 374\,421 \text{ N}$$

La verifica risulta soddisfatta se:

$$N_u \geq N_{R,0}$$

con  $N_{R,0}$  resistenza originaria della colonna.

Dal momento che, al I grado di danno è associata una riduzione della resistenza tale che:

$$N_{R,0} / N = 1,10$$

$$N_{R,0} = N \cdot 1,10 = 339\,600,8 \cdot 1,10 = 373\,560,88 \text{ N}$$

risulta quindi che:

$$N_u = 374\,421 \text{ N} > N_{R,0} = 373\,560,88 \text{ N}$$

condizione verificata.

Si procede ora con la determinazione del passo dei calastrelli.

Facendo riferimento alla formula generale:

$$\frac{N_u}{N} = \frac{N_u}{A \cdot f_{m,d,0}} = [1 + 2,4 \cdot (k_k \cdot k_v \cdot 2 \cdot \nu \cdot \rho_r \cdot n)^{0,83}]$$

è possibile determinare il valore del coefficiente di efficienza verticale  $k_v$  tramite la formula inversa:

$$k_v = \frac{\sqrt[0,83]{\frac{N_u}{N} - 1}}{2 \cdot \nu \cdot n \cdot \rho_r}$$

andando a sostituire i valori precedentemente determinati, si ottiene:

$$k_v = \frac{\sqrt[0,83]{\frac{1,10}{2,4} - 1}}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,95 \cdot 0,018} = 2,6$$

Una volta noto il valore del coefficiente di efficienza verticale  $k_v$  è possibile determinare il passo massimo dei calastrelli  $p_f$

Per farlo occorre far riferimento alla formula del coefficiente di efficienza verticale  $k_v$ :

$$k_v = \left(1 - \frac{p_f - b_f}{2 \cdot d_{min}}\right)^2$$

da cui si ricava poi il valore del passo massimo dei calastrelli tramite la formula inversa:

$$p_f = 12 \cdot d_{min} \cdot (1 - k_v^{1/2}) + b_f$$

dove

$d_{min}$  = 440 mm minima dimensione trasversale del pilastro in muratura

$b_f$  = 60 mm altezza del calastrello

$k_v$  = 2,6 coefficiente di efficienza verticale

Andando a sostituire i valori nella formula si ottiene che il passo massimo tra i calastrelli deve essere pari a:

$$p_f = 12 \cdot 440 \cdot [1 - (2,6)^{1/2}] + 60 = 480 \text{ mm}$$

Si sceglie di utilizzare, a favore di sicurezza, un passo pari a 450 mm.

In conclusione, si sceglie di cerchiare i tre pilastri in muratura del sottotetto tramite l'utilizzo di profili angolari 80 x 8 mm e piatti in acciaio di dimensione 60 x 8 mm. Come tipo di connessione per collegare i due profili si sceglie la saldatura degli elementi.

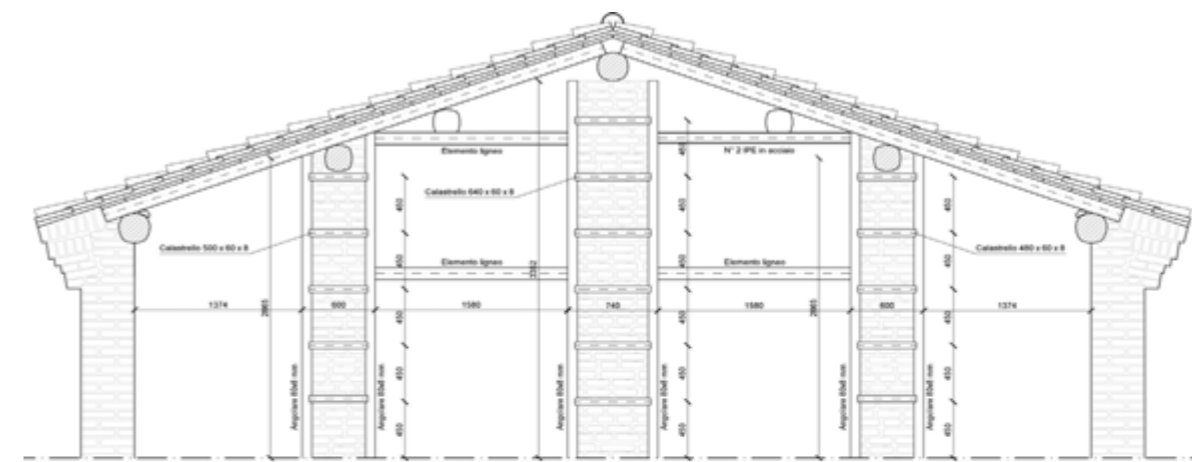


Fig. 95 I tre pilastri in muratura del sottotetto in seguito all'intervento di cerchiatura di confinamento.

### 8.2.7 CONSOLIDAMENTO DELLE GUGLIE SOMMITALI

L'intervento ha come oggetto i tre elementi lapidei posizionati sulla copertura della chiesa, in prossimità della facciata principale su piazza Garibaldi. La guglia centrale, sulla quale è posizionata la croce, e le due laterali, di dimensioni minori, necessitano di un'operazione di consolidamento strutturale volta alla messa in sicurezza della loro stabilità nei confronti delle azioni sismiche orizzontali. I numerosi sopralluoghi sulla copertura della chiesa, hanno infatti rivelato una situazione generalizzata di degrado di tali elementi continuamente esposti agli agenti atmosferici esterni. Le guglie poggiano su di un basamento in laterizio e sono costituite da diversi elementi lapidei collegati al loro interno con un perno centrale metallico. Con il tempo questo collegamento ha in parte perso la sua efficacia in quanto, grazie al sopralluogo, si è visto che è possibile rimuovere manualmente alcune di queste parti lapidee non più connesse alle altre. Questa mancanza di collegamento tra le parti risulta essere pericolosa qualora si verificano azioni sismiche orizzontali che possono portare allo sfilamento delle porzioni lapidee più in alto con il successivo pericolo di una loro caduta dall'alto. L'intervento è dunque stato progettato per scongiurare questo tipo danno ridando unitarietà alle singole guglie ripristinando il collegamento tra i loro elementi. Si è scelto dunque di realizzare delle cerchiature metalliche, una per ogni elemento lapideo

componetene la singola guglia, e di collegarle l'un l'altra tramite una lamina metallica continua e sagomata, dello spessore di 1 cm, posta dietro all'elemento sommitale e quindi non visibile sul prospetto principale. Il collegamento tra la lamina e le cerchiature avviene tramite viti posizionate negli occhielli metallici delle varie cerchiature e nei fori realizzati sulla



**Fig. 96** Le tre guglie sommitali, su piazza Garibaldi, fotografate dalla copertura della chiesa.

lamina (**TAV. 26**). Si prevede inoltre la sostituzione delle cerchiature già esistenti su alcuni elementi lapidei con quelle di nuova realizzazione. L'intervento progettato è dunque reversibile in quanto non vengono praticati fori sulle guglie e le varie parti metalliche, cerchiature e lamina, possono essere sempre smontate. Per quanto possibile si è cercato inoltre di non realizzare un intervento troppo invasivo, anche dal punto di vista estetico, occultando, ove possibile, alcune parti metalliche che lo compongono.

### 8.2.8 CONSOLIDAMENTO DEL CORNICIONE D'ANGOLO

L'oggetto dell'intervento è il cornicione della canonica della chiesa posto sul fronte nord - est dell'edificio. La presenza della lesione su questo elemento è stata osservata soltanto in seguito al montaggio dei ponteggi che ha permesso l'avvicinamento a questa zona, altrimenti inaccessibile. Il cornicione d'angolo del volume aggettante della canonica è interessato da una lesione causata dallo scivolamento dei laterizi che lo compongono. Lo scivolamento, probabilmente dovuto alle scosse sismiche del 2012, è stato inoltre favorito dalla presenza di malta e laterizi di non ottima qualità. Questo, unito al parere sfavorevole della Soprintendenza<sup>1</sup> nei confronti delle cuciture armate, ha portato alla progettazione di un intervento ad hoc che non prevedesse l'inserimento con resina epossidica di barre metalliche all'interno della muratura ma che garantisse, allo stesso modo, la tenuta dell'angolo in questione (**TAV. 27**). L'intervento è quindi di tipo esterno, cercando in ogni caso di limitarne l'impatto visivo sul manufatto, e prevede l'utilizzo di barre filettate lungo i due lati dello spigolo, che verranno ancorate a profili angolari singoli e saldati a farfalla in prossimità dello spigolo. In questo modo si garantisce la stabilità dell'angolo del cornicione senza realizzare un intervento che preveda la realizzazione di fori nella muratura.



**Fig. 97** Lesione sul cornicione d'angolo della canonica. La lesione è dovuta allo scivolamento dei laterizi che lo compongono.

<sup>1</sup> Soprintendenza Archeologica, Belle Arti e Paesaggio per la città metropolitana di Bologna e le province di Modena, Ferrara e Reggio Emilia.

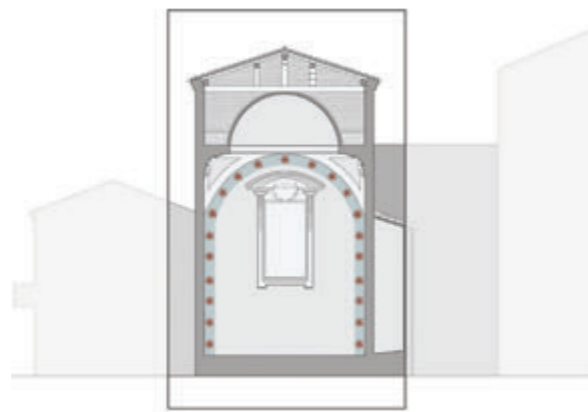
### 8.3 PROGETTO DEGLI INTERVENTI DI COMPLETAMENTO

Gli interventi descritti in questo paragrafo costituiscono una serie di proposte aggiuntive, modifiche, soluzioni alternative agli interventi di progetto precedentemente descritti.

#### 8.3.1 RIPRISTINO DELL'AMMORSAMENTO DELLA PARETE NORD - OVEST

L'intervento originale volto a ripristinare l'ammorsamento della parete nord - ovest e la parete ad essa ortogonale, nord - est, prevede l'impiego su metà del perimetro della parete di connettori in fibra di vetro per rinforzo strutturale congiuntamente all'applicazione di rete in GFRP.

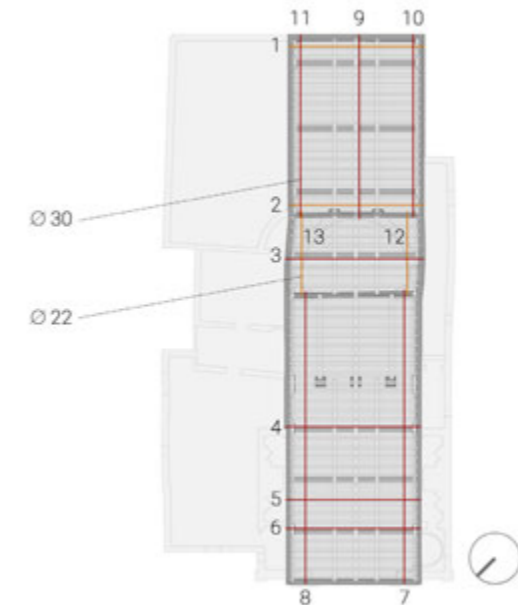
Questa scelta, dettata da motivi pratici ed economici dovuti alle tempistiche di cantiere, è di per sé sufficiente a soddisfare lo scopo di consolidamento sopra descritto; tuttavia, al fine di progettare un intervento completo, anche da un punto di vista concettuale e teorico, si prevede l'estensione di tale intervento lungo tutto il perimetro della parete (**TAV. 21**). L'intervento, del tutto speculare all'altra metà di parete, consiste nell'inserimento dei connettori a *fiocco* in fori praticati nella muratura, in prossimità dello spigolo, a distanza di 40 cm l'uno dall'altro e annegati esternamente, insieme alla rete in GFRP, in uno strato di malta bastarda. La realizzazione dell'intervento su tutto il perimetro della parete, anziché solo su metà, permette di garantire, ovviamente, una migliore connessione del paramento con i due ad esso ortogonali e, nel contempo, di avere uno stesso comportamento del solido murario, consolidato tutto alla stessa maniera, nei confronti delle azioni sismiche orizzontali.



**Fig. 98** Sezione B-B, trasversale dell'oratorio. In azzurro è individuata l'area di intervento lungo tutto il perimetro della parete nord - ovest e, in rosso, l'intervento con i connettori a fiocco.

#### 8.3.2 INSERIMENTO DI CATENE

La catene previste, calcolate e realizzate del progetto originale vengono mantenute nella loro posizione, determinata in seguito al sopralluogo in fase di cantiere ed oggetto dell variante di progetto, e della dimensione già verificata mediante appositi calcoli. In aggiunta alle suddette catene si prevede l'inserimento di altre due catene longitudinali posizionate nella zona al di sopra dell'abside della chiesa, le catene 12 e 13. Tali catene verrebbero ancorate al muro in laterizi dello spessore di 30 cm presente nel sottotetto e situato in corrispondenza del sottostante arco posto al limitare dell'abside e, dall'altro lato, al muro di controventamento che separa la navata centrale della chiesa dall'oratorio retrostante. In questa zona, secondo il progetto originale, non sono previste catene; tuttavia, si decide di posizionarne altre due al fine di aumentare il comportamento di scolarità dell'edificio collegando tra loro tutte le pareti. Il diametro della catene previste in aggiunta alle esistenti è di 22 mm e per l'ancoraggio alle murature si è progettato un capochiave a piastra di dimensioni 500 x 500 x 20 mm. Per le verifiche delle catene, delle murature e dei capochiave a piastra di rimanda al **paragrafo 8.1.4**.



**Fig. 99** Pianta del sottotetto con l'indicazione della posizione e del diametro di tutte le catene, quelle previste nel progetto originale e le due in aggiunta, la 12 e la 13.



### 8.3.3 CONSOLIDAMENTO DELLE GUGLIE SOMMITALI

L'intervento sulle guglie previsto dal progetto originale, per motivi economici e di tempistiche di cantiere, prevede un consolidamento di tali elementi unicamente di tipo strutturale, di messa in sicurezza nei confronti delle azioni sismiche. E' però altrettanto evidente che le guglie della copertura versano in condizioni di degrado dovute alla loro posizione ed esposizione agli agenti atmosferici esterni (*paragrafo 6.2.9*). Prima di eseguire un consolidamento di tipo strutturale si ritiene quindi opportuno intervenire sulla pietra stessa, andando a ricostituire la sua integrità. Volendo dunque progettare più accuratamente tale intervento è possibile prevedere un duplice consolidamento degli elementi lapidei:

- 1 consolidamento di tipo materico
- 2 consolidamento di tipo strutturale

Il consolidamento di tipo strutturale coincide con l'intervento previsto nel progetto originale e descritto al *paragrafo 8.2.7*; tale intervento dovrà essere realizzato in seguito alla realizzazione del primo, quello di materico. La linea di intervento che si intende seguire è quella di ripristino dell'integrità materica degli elementi lapidei spesso oggetto di condizioni di degrado della pietra dovute alla continua esposizione degli stessi agli agenti atmosferici e, solo in seguito, intervenire su di essi da un punto di vista strutturale.

Il consolidamento di tipo materico realizzato sul materiale lapideo ha lo scopo di ridare coesione al materiale stesso, attualmente degradato e sgretolato. L'intervento consiste nell'impregnazione del materiale deteriorato in una sostanza liquida atta a restituirgli la perdita coesione. Si tratta di un intervento di tipo irreversibile, in quanto il consolidante penetra all'interno del materiale e da questo non è più removibile, ma ha la caratteristica di essere ritrattabile, ciò significa che sarà sempre possibile realizzare interventi futuri con lo stesso o altri tipi di consolidanti. In generale, le caratteristiche che un buon consolidante deve presentare possono essere così riassunte:

- deve essere compatibile con il supporto sul quale viene applicato
- non deve dar luogo ad alterazioni cromatiche inaccettabili
- deve possedere la caratteristica di durabilità nel tempo

- deve essere permeabile
- deve essere in grado di penetrare fino al supporto sano (minimo 1 cm)
- non deve dar luogo a sottoprodotti dannosi in grado di danneggiare il supporto
- deve possedere una buona capacità adesiva

L'applicazione del consolidante può essere realizzata con differenti modalità, le più comuni sono:

- a pennello. Operazione che viene ripetuta più volte fino a *rifiuto*, cioè fino a quando il materiale smette di assorbire il consolidante
- spray. Viene utilizzato per superfici molto ampie e prevede diverse applicazioni
- tramite impacco. Tecnica meno utilizzata che prevede di mettere in diretto contatto il consolidante e il materiale
- tecnica del sottovuoto. La porzione di superficie che deve essere impregnata viene confinata e portata sottovuoto prima dell'impregnazione con il consolidante. La sua efficacia è determinata dal fatto che i pori, privi di aria al loro interno, sono in grado di assorbire meglio il consolidante.

Le due grandi famiglie di consolidanti alle quali far riferimento sono:

- A consolidanti inorganici (a base di calce, idrossido di bario, alluminato di potassio, fluosilicati, silicato di sodio e il silicato di etile )
- B consolidanti organici (resine)

Per l'intervento di consolidamento materico della pietra delle guglie si decide di utilizzare un consolidante inorganico: il silicato di etile.

Il silicato di etile è il consolidante più utilizzato nel campo del restauro architettonico. La sua applicazione è sotto forma di solvente organico o puro, non in forma liquida. Il silicato di etile

reagisce con l'acqua presente nell'umidità atmosferica una volta applicato sulla pietra da consolidare. Nel giro di circa 1 mese di tempo, il solvente evapora completamente mentre la reazione con l'acqua dell'umidità atmosferica prosegue. Anche se il trattamento con silicato di etile è irreversibile, le incompatibilità con il supporto sono inesistenti in quanto il sottoprodotto originato dalla reazione chimica è la silice. Altro vantaggio di questo consolidante è la sua ottima capacità di penetrare in profondità nel materiale, proprio perché applicato in forma di soluzione. E' necessario però che il supporto sul quale viene applicato sia il più possibile asciutto altrimenti la reazione tra silicato di etile avviene immediatamente, prima che il consolidante abbia il tempo di penetrare nel materiale. Prevedendo quindi un'azione preliminare di pulitura ad acqua, atta a rimuovere le efflorescenze presenti sulla superficie della pietra, occorre che venne realizzata a debita distanza temporale dall'applicazione del consolidante, in modo da permettere una completa asciugatura del supporto. Data la delicata condizione di alcune porzioni lapidee delle guglie, si decide di operare una pulitura ad acqua nebulizzata seguita, se necessario, da spazzolature manuali con apposite spazzole in nylon o saggina. Riassumendo, l'intervento completo di consolidamento delle guglie sommitali si compone delle seguenti macro-fasi:

- 1 pulitura ad acqua nebulizzata per la rimozione delle efflorescenze superficiali
- 2 consolidamento materico della pietra mediante silicato di etile
- 3 consolidamento strutturale delle guglie tramite cerchiature e lamina in acciaio.

#### 8.3.4 PULITURA DELLE SUPERFICI ESTERNE

Per quanto riguarda il trattamento delle superfici esterne dell'edificio, in mattoni faccia a vista, si decide di realizzare un intervento di pulitura generale volto ad eliminare i residui di materiale dovuti al tempo e ad interventi passati. Sulle superfici murarie della chiesa e dell'oratorio è possibile osservare la presenza di residui dovuti ad interventi di intonacatura realizzati nel passato ma non sempre documentati dalle fonti storiche reperite in merito. Questi segni rappresentano per noi oggi parte dell'evoluzione storica della fabbrica e, come tali, risultano meritevoli di essere conservati. Occorre dunque prestare attenzione alla scelta della tecnica di pulitura da adottare, analizzando attentamente il supporto e scegliendo una modalità ad esso compatibile, in grado di eliminare gli elementi di degrado estetico e materico presenti sulla superficie ma, al contempo, capace di preservare la cosiddetta *patina nobile*, i segni che il tempo ha lasciato sull'edificio e che gli conferiscono l'aspetto odierno. Occorre infatti precisare che l'intervento di pulitura è un intervento dal carattere irreversibile e, come tale, necessita di un'accurata progettazione. Lo scopo della pulitura è quello di eliminare dalla superficie gli eventuali materiali incongrui; questa incongruità può essere di duplice natura:

- *filologica*: per esempio l'accostamento di materiali appartenenti ad epoche costruttive differenti come la malta cementizia e la pietra tenera (arenaria)
- *fisico-meccanica*: come l'accostamento di due materiali con caratteristiche meccaniche molto differenti, per esempio la malta cementizia è estremamente rigida e resistente, fin troppo per essere accostata a materiali come la pietra tenera.

Dunque, a meno che non vi siano depositi evidenti sulla superficie dovuti allo smog e all'inquinamento atmosferico, le cosiddette *croste nere*, la pulitura è un'operazione che potrebbe andare ad eliminare tutte le eventuali patine che con il tempo si sono depositate sulle superfici esterne dell'edificio, andando a conferire al manufatto l'aspetto odierno. La storia dell'edificio è osservabile anche grazie ai depositi del tempo, più o meno pregiati, alle porzioni di intonaco sopravvissute agli agenti atmosferici e agli interventi umani. Andare ad eliminare in maniera irreversibile questi segni del tempo è un po' come cancellare le tracce del passato del manufatto, riportandolo forzatamente ad un suo presunto stato originario, del tutto fuori tempo. Gli attuali sviluppi concettuali e di metodo della disciplina del restauro privilegiano un approccio al monumento di tipo conservativo che trova la sua essenza nell'interpretazione del monumento quale documento di storia, testo architettonico sulle cui pagine sono memorizzati i segni del tempo e le tracce delle sue trasformazioni. Un approccio

conservativo è del tutto positivo e rispettoso nei confronti del fabbricato e di tutta la sua materia. Il problema anche nella conservazione è sempre quello del minimo intervento indispensabile, perché pur sempre di intervento si tratta, anche se teso nella direzione del nulla sottrarre e del nulla aggiungere<sup>1</sup>.

Sulla base di queste osservazioni si è deciso di intervenire sulle superfici esterne in muratura attraverso una pulitura ad acqua a bassa pressione. A differenza dell'idropulitura che utilizza getti d'acqua a elevata pressione, 60 - 100 atmosfere, la pulitura ad acqua a bassa pressione utilizza acqua alla pressione di acquedotto, 2 - 3 atmosfere, in modo da non esercitare un'eccessiva azione meccanica sul supporto, preservando la sua integrità. Una volta termina la pulitura ad acqua è possibile completare con una pulitura meccanica per rimuovere il materiale disciolto, per esempio le spazzolature prevedono l'utilizzo di spazzole morbide in nylon o saggina per eliminare i residui solubilizzati precedentemente. Il risultato dell'operazione è comunque nelle mani dell'operatore che la esegue. Come già accennato in precedenza, la pulitura ad acqua dovrebbe precedere tutte le attività che interessano la superficie muraria come: la ristilatura dei giunti di malta e le operazioni di repointing, il reinserimento di elementi mancanti nel paramento. In questo modo è possibile operare su una superficie priva di materiale incoerente, facilitando l'adesione della malta nei giunti.



**Fig. 100** Prospetto nord - ovest dell'oratorio, su via Foro Boario. Sulla superficie muraria sono visibili le porzioni recanti le tracce di un'intonacatura passata e, in basso, il degrado dovuto alla presenza di croste nere ed umidità.

Sulla porzione inferiore della parete nord - ovest dell'oratorio, su via Foro Boario, è invece previsto un'ulteriore intervento volto all'eliminazione delle *croste nere*, il tipo di degrado dovuto allo smog e agli agenti inquinanti presenti nell'atmosfera (**TAV. 28**). A differenza dei depositi sulla superficie di materiale estraneo ad essa, soprattutto polveri di vario genere e natura, che provocano al manufatto un danno esclusivamente di tipo estetico, le *croste nere* costituiscono invece un attacco di tipo chimico - solfatico al materiale, provocando col tempo un danno, non solo estetico, ma anche meccanico. Gli ossidi di zolfo,  $SO_x$ , sono agenti inquinanti presenti nell'atmosfera e costituiscono la principale causa di formazione delle *croste nere*. Il carbonato di calcio,  $CaCO_3$ , presente nel supporto reagisce con gli ossidi di zolfo presenti nell'atmosfera dando origine, nel corso del tempo, a gesso. Durante la sua fase di formazione, il gesso ingloba al suo interno tutte le polveri presenti nell'atmosfera, caratterizzate da un colore scuro. Man a mano che la reazione prosegue, si ha un consumo sempre maggiore di carbonato di calcio e un aumento di spessore della *crosta nera* che si va così a sostituire al materiale originale. Più il materiale del supporto è poroso e più è in grado di assorbire le piogge acide contenenti gli ossidi di zolfo.

L'operazione di pulitura volta all'eliminazione delle *croste nere* vede l'impiego di impacchi a base di polpa di cellulosa. L'agente pulente all'interno dell'impacco, nel caso più semplice, può essere costituito anche solo da acqua in quanto le *croste nere*, costituite da gesso, sono solubili in acqua. La tecnica prevede l'interposizione tra l'impacco e il materiale della superficie da pulire di uno speciale tipo di carta, la carta giapponese, che funge da filtro poiché molto porosa e consente di rimuovere successivamente l'impacco senza lasciare residui. L'impacco viene poi sigillato con una pellicola polimerica per evitarne l'evaporazione e lo si lascia agire sulla superficie per 12 - 24 ore. Successivamente viene rimossa la pellicola e si lascia asciugare l'impacco nella sua posizione poiché, se la acqua è stata in grado di solubilizzare la crosta nera, la parte solubilizzata viene trasferita all'impacco. Al termine di queste operazioni, una volta asciutto, si rimuove l'impacco dalla superficie. E' una tecnica piuttosto lenta ma con il grande vantaggio di non essere dannosa per il supporto, di semplice applicazione e poco costosa. In seguito alla rimozione dell'impacco, anche in questo caso, è possibile procedere con un spazzolatura manuale per rimuovere eventuali residui della pulitura.

<sup>1</sup> C. Galli, *Indicazioni ed elaborati grafici per il progetto di restauro architettonico*, Napoli, Liguori Editore, 2009

## 9. CONCLUSIONI

L'obiettivo principale del presente lavoro di tesi è stato quello di elaborare strategie di intervento, di recupero e conservazione della Chiesa della Beata Vergine della Cintura, mirate a risolvere le specifiche e singolari situazioni, delle quali, soltanto le attività di cantiere hanno permesso di avere piena visione.

Lo studio dell'evoluzione di un progetto, dalle sue ipotesi preliminari alle varianti in corso d'opera, ha permesso di sottolineare l'importanza dell'attività di cantiere anche dal punto di vista del progettista. Soltanto una visione completa e un'analisi attenta del bene oggetto di intervento può portare alla nascita di un progetto consapevole e adatto alle specificità del caso. Essendo l'oggetto del presente lavoro un edificio sacro, una chiesa, queste singolarità (materiche, costruttive, temporali) sono emerse maggiormente, rendendo tale analisi particolarmente significativa. Per arrivare ad avere una conoscenza quanto più completa possibile del manufatto, è indispensabile lo studio della sua evoluzione storica e di quella del contesto nel quale si va ad inserire. Ripercorrendo le fasi di realizzazione della fabbrica, dalla nascita ad oggi, tutte le particolari situazioni costruttive possono essere lette con maggiore consapevolezza. Anche l'analisi del quadro fessurativo trova giovamento da questo studio del passato costruttivo del bene consentendo una più mirata lettura delle lesioni che interessano la fabbrica. Confrontando ed intrecciando le informazioni storiche con quelle visive provenienti dall'analisi dello stato di fatto dell'edificio è stato possibile creare un quadro conoscitivo sufficientemente esaustivo per l'elaborazione degli interventi di variante al progetto iniziale.

Tali interventi hanno riguardato in misura maggiore l'apparato murario, con le sue forti disomogeneità costruttive e materiche, e le strutture del coperto, capriate lignee composte e strutture a pilastri in muratura. Preliminarmente alla progettazione degli interventi è stata eseguita una valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio, passando prima per la stima qualitativa dell'azione sismica allo stato limite di salvaguardia per della vita umana e di quella attesa nel sito con una prefissata probabilità di superamento su un determinato periodo di riferimento, per arrivare a definire l'indice di sicurezza sismica. Per la definizione del livello di rischio sismico del manufatto si è svolta la valutazione secondo il modello di valutazione LV1, una stima qualitativa basata su modelli meccanici semplificati. Nel caso in esame è stato applicato il modello semplificato proposto dalle *Linee Guida* per la tipologia "*Chiese, luoghi di culto ed altre strutture con grandi aule, senza orizzontamenti intermedi*", il quale ha lo scopo di fornire un valore numerico associabile all'indice di sicurezza sismica. L'edificio può essere

ritenuto sicuro nei confronti del sisma quando il valore dell'indice di sicurezza risulta maggiore o uguale ad uno; nel caso in esame il valore dell'indice, in seguito alla valutazione LV1, è risultato pari a 0,247, quindi significativamente al di sotto della soglia minima di sicurezza. Tale valutazione è stata poi ripetuta in seguito alla delineazione di una prima strategia di intervento, mantenuta inalterata nel corso dell'evoluzione del progetto nei suoi caratteri principali, la quale ha fornito un nuovo valore dell'indice di sicurezza pari a 0,482. È immediato notare come, a seguito dell'inserimento degli interventi inizialmente solo ipotizzati, il valore dell'indice di sicurezza sia aumentato notevolmente, tendendo sempre più ad uno e riducendo, di conseguenza, la vulnerabilità dell'edificio.

Gli interventi progettati e realizzati hanno come scopo quello di mettere in sicurezza nei confronti del sisma la chiesa e gli altri edifici di pertinenza e riguardano soprattutto: l'inserimento di catene longitudinali e trasversali al fine di contrastare il meccanismo di ribaltamento delle facciate, operazioni di scuci e cucì per ristabilire le connessioni tra gli elementi nelle lesioni maggiori e semplice ristilatura dei giunti nelle lesioni di minore entità, l'inserimento di reti in GFRP (rete in fibra di vetro con rinforzo polimerico) su porzioni di superfici murarie caratterizzate da forte disomogeneità, realizzazione di connessioni tra due murature ortogonali tramite connettori in fibra di vetro per rinforzo strutturale (*flocchi*) per ristabilire situazioni di mancato ammorsamento, interventi di solidarizzazione degli elementi del coperto (lignee e murari) e una serie di interventi minori.

Tutti gli interventi sono stati progettati e realizzati nel rispetto delle caratteristiche costruttive dell'organismo edilizio.



## 10. FONTI BIBLIOGRAFICHE

E. Boschi, E. Guidoboni, *I terremoti a Bologna e nel suo territorio dal XII al XX secolo*, Bologna, Editrice Compositori, 2003.

G. Cangi, *Il manuale del recupero strutturale e antisismico*, Roma, DEI tipografia del genio civile, 2012.

G. Forni, *Persiceto e San Giovanni in Persiceto: storia monografica delle chiese, conventi, edifici, istituzioni civili e religiose, arti e mestieri, industrie ecc. dalle origini a tutto il secolo XIX*, ristampa anastatica, L. Cappelli editore, 1927.

G. Forni, *Persiceto e San Giovanni in Persiceto dalle origini a tutto il secolo XIX: storia di un comune rurale*, Forni editore, ristampa anastatica 1968.

G. Forni, *Appunti per la storia dell'edilizia e delle vicende urbanistiche della città di San Giovanni in Persiceto*, in *Strada Maestra 1* (p. 43 - 51 ), 1968.

C. Galli, *Indicazioni ed elaborati grafici per il progetto di restauro architettonico*, Napoli, Liguori Editore, 2009.

R. Gulli, *Recupero sostenibile del patrimonio costruito in ambito sismico*, EdicomEdizioni, 2014.

V. Maccaferri, *Il territorio persicetano, analisi storica dalla centuria al nostro tempo: un'altra storia di Persiceto e San Giovanni in Persiceto*, Strada Maestra, 1984.

G. Strappa, *Edilizia per il culto: chiese, moschee, sinagoghe, strutture cimiteriali*, Torino, UTET, 2005.

## 11. DIARIO DELLE ATTIVITÀ DI CANTIERE

GIORNO 1					2 marzo 2017
ATTIVITÀ	DESCRIZIONE	IPOTESI PROGETTUALI INIZIALI	VARIANTE	Note	
Attività 1	apertura della lesione interna sulla parete nord - est dell'oratorio	intervento di scuci e cucì ipotizzando un paramento murario in mattoni bolognesi	l'apertura della lesione ha rivelato un muro misto sasso - ciottoli. Si ritiene probabile che nella realizzazione dell'oratorio, nel 1712, fosse stata inglobata una parte di un preesistente edificio in sasso situato sul lato nord - est della chiesa. L'intervento di scuci e cucì risulta quindi inutile, il nuovo intervento sarà basato sull'utilizzo di malta e rete in fibra di vetro per ridare coesione alla muratura		
Attività 2	accesso al sottotetto e parziale visione delle capriate di copertura	solidarizzazione degli elementi della capriata tramite piastre in acciaio e viti passanti. La capriata era stata ipotizzata semplice con un monaco	la possibilità di accedere in parte al locale del sottotetto ha permesso di constatare che si tratta di capriate composte con sottocatena. Gli interventi di solidarizzazione vengono mantenuti ma modificati sulla base della nuova tipologia strutturale	per la completa visione delle capriate occorre attendere la messa in sicurezza dei camminamenti del sottotetto	
Attività 3	analisi delle lesioni esterne sulla parete esterna nord - est	intervento di scuci e cucì ipotizzando un paramento murario in mattoni bolognesi	viene mantenuto l'intervento di scuci e cucì anche se l'analisi visiva e la misurazione dei mattoni ha evidenziato la varietà degli elementi presenti, non tutti riconducibili quindi alle dimensioni del mattone bolognese	nei giorni seguenti verrà aperta la lesione per constatarne la profondità nel muro. L'apertura verrà effettuata rimuovendo un mattone a destra ed uno a sinistra della lesione, per tutta la sua lunghezza	
Attività 4	discussione con il fabbro dei dettagli costruttivi riguardanti: solidarizzazione travi - travetti, solidarizzazione morale - muratura ma anche il capochiave esterno a paletto, posto in facciata e le dimensioni delle catene 9 e 11 previste longitudinalmente nel volume dell'oratorio	le ipotesi progettuali sono quelle riportate nella tavola del progetto strutturale e dei particolari	il particolare costruttivo per la solidarizzazione travi-travetti è stato semplificato. Per le catene 9 e 11 si prevede un diametro inferiore del tondino di ferro (< 32 mm), viene fatta la verifica.	svolgere la verifica della catena con diametro < 32 mm e la verifica della piastra interna della catena tipo 2 (con sp. 15 mm invece che 20 mm)	

GIORNO 1					2 marzo 2017
----------	--	--	--	--	--------------

ATTIVITÀ	DESCRIZIONE	IPOTESI PROGETTUALI INIZIALI	VARIANTE	Note
Attività 5	comunicazione della chiusura della stanza adibita a bagno della casa famiglia adiacente la chiesa per ripristinare l'antico confessionale presente un tempo. Al confessionale è possibile accendere dall'interno della chiesa riaprendo una porta che era stata chiusa	recupero del locale attualmente adibito a servizio igienico della casa famiglia al fine di realizzare il nuovo confessionale della chiesa		nella stanza attualmente adibita a bagno della casa famiglia sono state rinvenute tracce di pitture sulle pareti che erano state poi coperte da piastrelle ed intonaco. Non è ancora chiaro il valore di tali pitture e se sia possibile recuperarle

GIORNO 2					9 marzo 2017
----------	--	--	--	--	--------------

ATTIVITÀ	DESCRIZIONE	IPOTESI PROGETTUALI INIZIALI	VARIANTE	Note
Attività 1	ulteriore apertura della lesioni interna della parete nord-est dell'oratorio	intervento di scuci e cucì ipotizzando un paramento murario in mattoni bolognesi	probabilmente l'ipotesi di intervento basata sull'inserimento di una rete GFRP, fibra di vetro con rinforzo polimerico, per apportare un reale miglioramento e irrobustimento della parete deve essere esteso ad una superficie più ampia, e non solo limitatamente alla zona in cui è presente la lesione	l'ulteriore apertura della parete ha dimostrato la veridicità dell'ipotesi di parete mista sasso-mattoni.
Attività 2	apertura della lesione interna sulla parete nord-ovest dell'oratorio (in corrispondenza dell'angolo tra la parete nord-ovest e quella nord-est)	rete in GFRP	se l'ipotesi della parete nord ovest costituita da due pareti affiancate e scollegate tra loro si dimostra vera, allora l'ipotesi di intervento è quella basata sulla realizzazione di diaconi di collegamento	l'apertura della lesione ha dimostrato la veridicità dell'ipotesi iniziale di mancanza di ammorsamento tra le due pareti ortogonali. Vista l'ipotesi iniziale riguardante la parete nord-ovest, ovvero la presenza di due pareti affiancate ma non collegate tra loro (rischio ribaltamento delle pareti fuori da piano), è prevista la realizzazione di fori passanti nella suddetta parete per dimostrare la veridicità di tale ipotesi

GIORNO 2					9 marzo 2017
ATTIVITÀ	DESCRIZIONE	IPOTESI PROGETTUALI INIZIALI	VARIANTE	Note	

Attività 3	analisi lesioni della cupola centrale della navata tramite una piattaforma a ragno con cestello	riparazione delle lesioni tramite rete in fibra di vetro e fiocchi	l'intervento previsto inizialmente non cambia: applicazione della rete in fibra di vetro all'intradosso e all'estradosso della cupola collegate tramite fiocchi	
Attività 4	sopralluogo alla stanza attualmente adibita a bagno della casa famiglia e parziale rimozione dell'intonaco per analizzare le pitture al disotto	l'accesso alla stanza adibita a bagno della casa famiglia viene chiuso mentre viene riaperto l'antico passaggio dalla chiesa per ripristinare lo spazio e poterlo utilizzare per la sua nuova funzione: confessionale	l'ipotesi progettuale iniziale non cambia	il valore storico/artistico di tali disegni è ancora incerto. Occorre contattare la soprintendenza per ulteriori analisi
Attività 5	accesso al sottotetto e visione delle capriate di copertura, del morale in appoggio al muro perimetrale e dell'estradosso delle cupole			le capriate appaiono una diversa dall'altra. Occorre un'ulteriore analisi per poter decidere il tipo di intervento.

GIORNO 3					17 marzo 2017
ATTIVITÀ	DESCRIZIONE	IPOTESI PROGETTUALI INIZIALI	VARIANTE	Note	

Attività 1	realizzazione della rete in fibra di vetro all'intradosso e all'estradosso della cupola e rifacimento dell'intonaco. Visione dell'intervento sia all'intradosso della cupola, dall'interno della chiesa, sia all'estradosso della cupola, dal sottotetto	riparazione delle lesioni tramite rete in fibra di vetro e fiocchi	l'intervento previsto inizialmente non cambia: applicazione della rete in fibra di vetro all'intradosso e all'estradosso della cupola collegate tramite fiocchi	l'intervento si può considerare concluso
Attività 2	realizzazione del saggio nella parete nord-ovest dell'oratorio per verificare la veridicità dell'ipotesi di parete realizzata da due pareti affiancate e non collegate tra loro. Il saggio ha però mostrato che si tratta di un unico paramento murario dello spessore di 30 cm	se si fosse dimostrata vera l'ipotesi di due pareti affiancate e non collegate, l'ipotesi di progetto era quella di realizzare diafani di collegamento	non è dunque necessario intervenire in questo senso, è necessario invece intervenire per far fronte alla mancanza di ammorsamento della parete con quella nord-est, ortogonale. Si interviene soltanto su metà parete (quella di sinistra, dove all'esterno è presente la lesione più significativa) lavorando lungo il perimetro della parete. L'intervento consiste nell'inserimento di FIOCCHI ogni 40 cm nello spessore del "pilastro" d'angolo che fuoriesce rispetto al filo della parete	il fiocco viene poi collegato alla rete in fibra di vetro che viene posizionata invece nel piano della parete; in questo modo, in caso di sisma, fiocchi e rete lavorano insieme consentendo di mantenere ammorsata la parete a quella ad essa ortogonale garantendo un movimento sincrono delle pareti



GIORNO 3					17 marzo 2017
----------	--	--	--	--	---------------

ATTIVITÀ	DESCRIZIONE	IPOTESI PROGETTUALI INIZIALI	VARIANTE	Note
Attività 3	apertura del locale prima adibito a bagno della casa famiglia. E' stata aperta la porta, esattamente uguale a quella che si trova sull'altro lato della navata della chiesa, e apertura verso la navata dello lunetta semicircolare	l'ipotesi progettuale iniziale non cambia ma ci sono degli interventi aggiuntivi	lo lunetta semicircolare che è stato riaperto e che da sulla navata della chiesa verrà chiuso da un vetro satinato (che non permette di vedere all'interno del confessionale). Demolizione del pavimento che era stato realizzato per far fronte alla funzione di bagno. Si è inoltre deciso di mantenere i disegni che sono stati rinvenuti in seguito alla demolizione dell'intonaco. In generale, la volontà progettuale è quella di mantenere il locale abbastanza grezzo allo scopo di mostrare quelle che sono le stratificazioni del tempo	
Attività 4	sopralluogo dei falegnami per la realizzazione dei nuovi infissi delle finestre dell'oratorio	il progetto iniziale prevede la sostituzione delle sole due finestre dell'oratorio	probabilmente in aggiunta alle due dell'oratorio dovranno essere sostituite anche le tre della navata centrale	durante il sopralluogo si è notato come in realtà siano più bisognose di intervento le due finestre della navata centrale
Attività 5	sopralluogo del sottotetto, ripulito e messo in sicurezza. Rilievo delle capriate e della loro reale posizione. E' stata poi effettuata una prova della correttezza e della funzionalità della piastra in acciaio atta alla solidarizzazione di trave perimetrale e travetti	le ipotesi progettuali iniziali probabilmente cambieranno in seguito a questa ispezione. Il numero e la posizione delle capriate, in seguito ai successi sopralluoghi, si è rilevato differente da quello inizialmente ipotizzato	le capriate sono in tutto 4: 3 nella parte della navata della chiesa e la quarta invece sulla zona dell'abside. Per quanto riguarda quelle sulla navata, la prima si trova sull'arco della navata della chiesa (3.20m) le altre due ad una distanza di 3.40 m l'una dall'altra.	

**GIORNO 4** 23 marzo 2017

ATTIVITÀ	DESCRIZIONE	IPOTESI PROGETTUALI INIZIALI	VARIANTE	Note
Attività 1	estensione dell'apertura in prossimità della lesione sulla parete lunga dell'oratorio. Ora la porzione di intonaco che è stata rimossa si estende intorno alla lesione per un'area rettangolare che va da sotto la finestra fino a terra.	l'ipotesi secondo la quale la parete è costituita per una metà in sasso e per una metà in mattoni non è corretta. La struttura che si presenta è di tipo misto mattoni-ciottoli; si può ipotizzare che la parte in mattoni sia stata inserita come intervento strutturale (una sorta di cucì-scucì) a seguito di un altro terremoto del passato	intervento realizzato mediante rete in GFRP	
Attività 2	valutazione degli interventi da effettuare sulla parete retrostante dell'oratorio: fiocchi in corrispondenza dello spigolo nord est e intervento di cucì e scucì sulla lesione verticale esterna della parete	sono confermati entrambi gli interventi	visto che i due interventi interessano più o meno la stessa porzione di muratura si sceglie di realizzare prima quello di scucì e cucì esterno e poi i fiocchi interni in modo che le due lavorazioni non vadano ad interferire. Intervento di realizzazione dei fiocchi: i fori nella muratura sono realizzati a 40 cm di distanza uno dall'altro in prossimità dello spigolo nord. I fori sono eseguiti leggermente in obliquo in modo da interessare con un unico foro sia la parete nord - ovest che quella nord -est.	Nel foro andrà poi inserita la resina epossidica, e inserito il fiocco con l'ausilio di una stanghetta di metallo. All'interno del foro il fiocco resta chiuso, viene aperto solo esternamente per andarlo a collegare con la rete che verrà posizionata sulla parete in modo che lavorino assieme.
Attività 3	demolizione del pavimento del locale prima adibito a bagno e ripristinato a confessionale	ripristino della funzione religiosa del locale	l'ipotesi progettuale iniziale non cambia	per l'ingresso al confessionale è ad una quota superiore a quella della chiesa, si realizza un gradino interno

GIORNO 5					3 maggio 2017
----------	--	--	--	--	---------------

ATTIVITÀ	DESCRIZIONE	IPOTESI PROGETTUALI INIZIALI	VARIANTE	Note
Attività 1	sopralluogo alle guglie sommitali della copertura	nessuna ipotesi progettuale	le guglie in pietra della copertura appaiono in alcuni punti degradate, il materiale tende a sgretolarsi, e alcuni delle parti lapidee che le compongono risultano facilmente removibili dal perno in acciaio centrale che le mantiene unite	occorre pensare ad una soluzione per consolidarle staticamente
Attività 2	osservazione della lesione sul cornicione d'angolo nord - est della canonica	nessuna ipotesi progettuale	deve essere ipotizzata una soluzione che garantisca la "tenuta" dell'angolo	la lesione del cornicione è probabilmente dovuta allo scivolamento verso il basso degli elementi che lo compongono
Attività 3	demolizione del pavimento del locale prima adibito a bagno e visione dell'originale pavimento della chiesa al di sotto	nessuna ipotesi progettuale era stata prevista in quanto soltanto la demolizione del pavimento aggiunto superiormente ha reso possibile l'osservazione di ciò che c'è sotto	recupero e valorizzazione del pavimento originale	al di sotto del pavimento demolito è visibile il pavimento originale della chiesa. Occorre pensare ad una soluzione per recuperarlo
Attività 4	visione dell'operazione di scuci e cucì che è in corso di realizzazione sul prospetto nord - ovest	l'ipotesi progettuale iniziale non è cambiata		l'operazione di scuci e cucì procede dal basso verso l'alto e viene eseguita su una porzione di lesione per volta

GIORNO 6					4 maggio 2017
----------	--	--	--	--	---------------

ATTIVITÀ	DESCRIZIONE	IPOTESI PROGETTUALI INIZIALI	VARIANTE	Note
Attività 1	considerazioni in merito alla rampa in acciaio che verrà posizionata all'uscita della sagrestia per eliminare le attuali barriere architettoniche ( 2 gradini e mezzo)	realizzazione di una rampa in acciaio per disabili	le ipotesi progettuali iniziali restano invariate	la porta della sagrestia deve essere alzata per eliminare i gradini interni e posizionare esternamente la rampa
Attività 2	visione dell'intervento di scuci e cucì sulla parete sud-est dell'oratorio	scuci e cucì delle lesioni	le ipotesi progettuali iniziali restano invariate	scuci e cucì: estrazione dei mattoni in prossimità della lesione e reinserimento per ricreare l'andamento della parete a giunti sfalsati

GIORNO 6					4 maggio 2017
----------	--	--	--	--	---------------

ATTIVITÀ	DESCRIZIONE	IPOTESI PROGETTUALI INIZIALI	VARIANTE	Note
Attività 3	visione dei lavori all'interno del confessionale e in particolare della pavimentazione che è stata messa in luce in seguito alla demolizione della sovrastante pavimentazione	nessuna ipotesi progettuale era stata prevista in quanto soltanto la demolizione del pavimento aggiunto superiormente ha reso possibile l'osservazione di ciò che c'è sotto	recupero e valorizzazione del pavimento originale	si ipotizza di lasciare "scoperta" la pavimentazione antica, di stilare i giunti dove manca la malta e aggiungere sopra una pedana in legno per rendere l'ambiente utilizzabile senza andare ad intaccare la pavimentazione originale
Attività 4	visione dell'operazione di scuci e cucì che è in corso di realizzazione sul prospetto nord - ovest	l'ipotesi progettuale iniziale non è cambiata		l'operazione di scuci e cucì procede dal basso verso l'alto e viene eseguita su una porzione di lesione per volta
Attività 5	corridoio sud-est di collegamento tra la chiesa e l'oratorio	riparazione della porzione di soffitto in canticciato crollata in seguito al sisma e rintonacatura dell'ambiente	le ipotesi progettuali iniziali non cambiano ma si aggiunge l'idea di eliminare le barriere architettoniche (gradini) e creare una rampa così come è stato fatto per l'accesso dalla sagrestia	nel corridoio è presente la botola di un ossario recante la data 1678 o 1658

GIORNO 7					12 maggio 2017
----------	--	--	--	--	----------------

ATTIVITÀ	DESCRIZIONE	IPOTESI PROGETTUALI INIZIALI	VARIANTE	Note
Attività 1	visione dell'intervento terminato del corridoio di collegamento tra la navata della chiesa e il retrostante oratorio	riparazione della porzione di soffitto in canticciato crollata in seguito al sisma e rintonacatura dell'ambiente	le ipotesi progettuali iniziali non cambiano	una porzione di muratura risulta completamente scoperta in seguito al distacco dell'intonaco. Si richiede il parere della soprintendenza per sapere come agire
Attività 2	visione dell'intervento con i connettori a fiocco nella parete interna nord - ovest	l'ipotesi progettuale iniziale è stata cambiata	inserimento di connettori a fiocco lungo metà del perimetro della parete ( a distanza di 40 cm l'uno dall'altro) e applicazione di una rete in GFRP sulla superficie della parete in modo da garantire un lavoro congiunto di quest'ultima con i fiocchi	l'operazione procede man a mano che avanza quella esterna di scuci e cucì



GIORNO 7					12 maggio 2017
----------	--	--	--	--	----------------

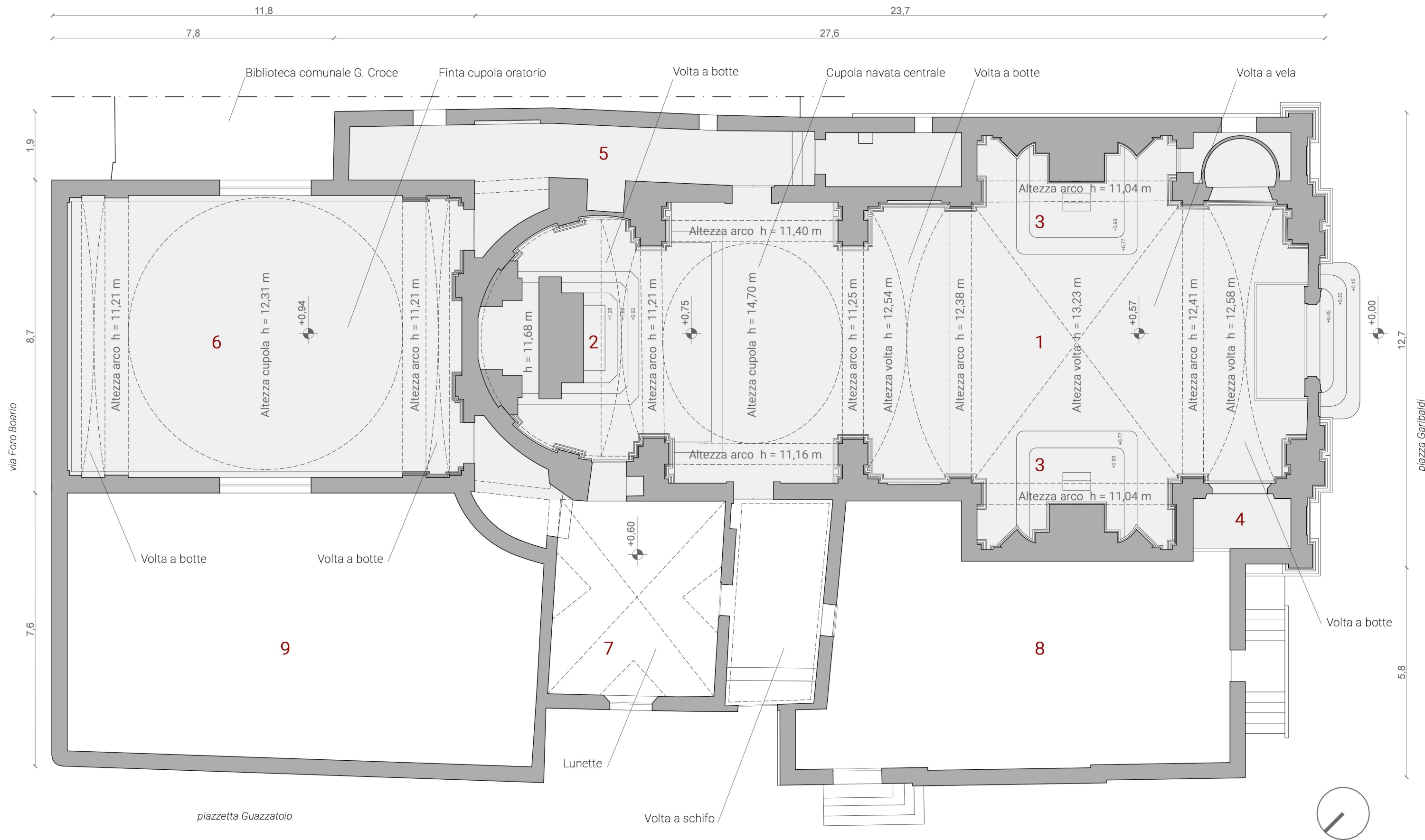
ATTIVITÀ	DESCRIZIONE	IPOTESI PROGETTUALI INIZIALI	VARIANTE	Note
Attività 3	sopralluogo nel sottotetto e visione dell'intervento di solidarizzazione degli elementi delle capriate tramite piastre in acciaio e tirantini metallici	solidarizzazione degli elementi lignei della capriata con piastre in acciaio e contenimento della spinta tramite inserimento di tirantini metallici nella catena lignea	le ipotesi progettuali iniziali non cambiano, sono variate le dimensioni e le tipologie delle piastre in seguito alla possibilità di ispezionare in sicurezza il sottotetto e realizzare un rilievo completo degli elementi	le capriate che sorreggono la copertura dell'oratorio sono due e di forma e dimensioni diverse da quelle della chiesa

GIORNO 8					1 giugno 2017
----------	--	--	--	--	---------------

ATTIVITÀ	DESCRIZIONE	IPOTESI PROGETTUALI INIZIALI	VARIANTE	Note
Attività 1	visione dell'intervento di inserimento delle catene interne e dei capochiave esterni: quello a paletto sulla facciata principale e quelli a piastra sugli altri prospetti	inserimento di catene longitudinali e trasversali sia nel volume dell'oratorio, sia in quello della chiesa	le ipotesi progettuali iniziali non cambiano	
Attività 2	Sopralluogo nel sottotetto per discutere la posizione di alcune catene e per dimensionare in maniera ulteriormente accurata la dimensione e l'interasse dei tre pilastri del sottotetto	la posizione delle catene nel locale del sottotetto è stata basata su un rilievo del locale. La pratica ha però rivelato alcune situazioni dissimili da quelle rilevate. I tre pilastri del sottotetto sono stati dimensionati in seguito alla messa in sicurezza del locale, non era presente per questi elementi nessuna ipotesi progettuale iniziale	la posizione delle catene viene leggermente variata sulla base della reale situazione del sottotetto. Si dimensionano i tre pilastri del sottotetto in previsione del progetto di intervento di stabilizzazione degli stessi	si ipotizza una cerchiatura dei tre pilastri tramite calastrelli e profili angolari. Inoltre si prevede la solidarizzazione delle travi del coperto agli elementi orizzontali di collegamento dei pilastrini, sui quali poggiano le travi

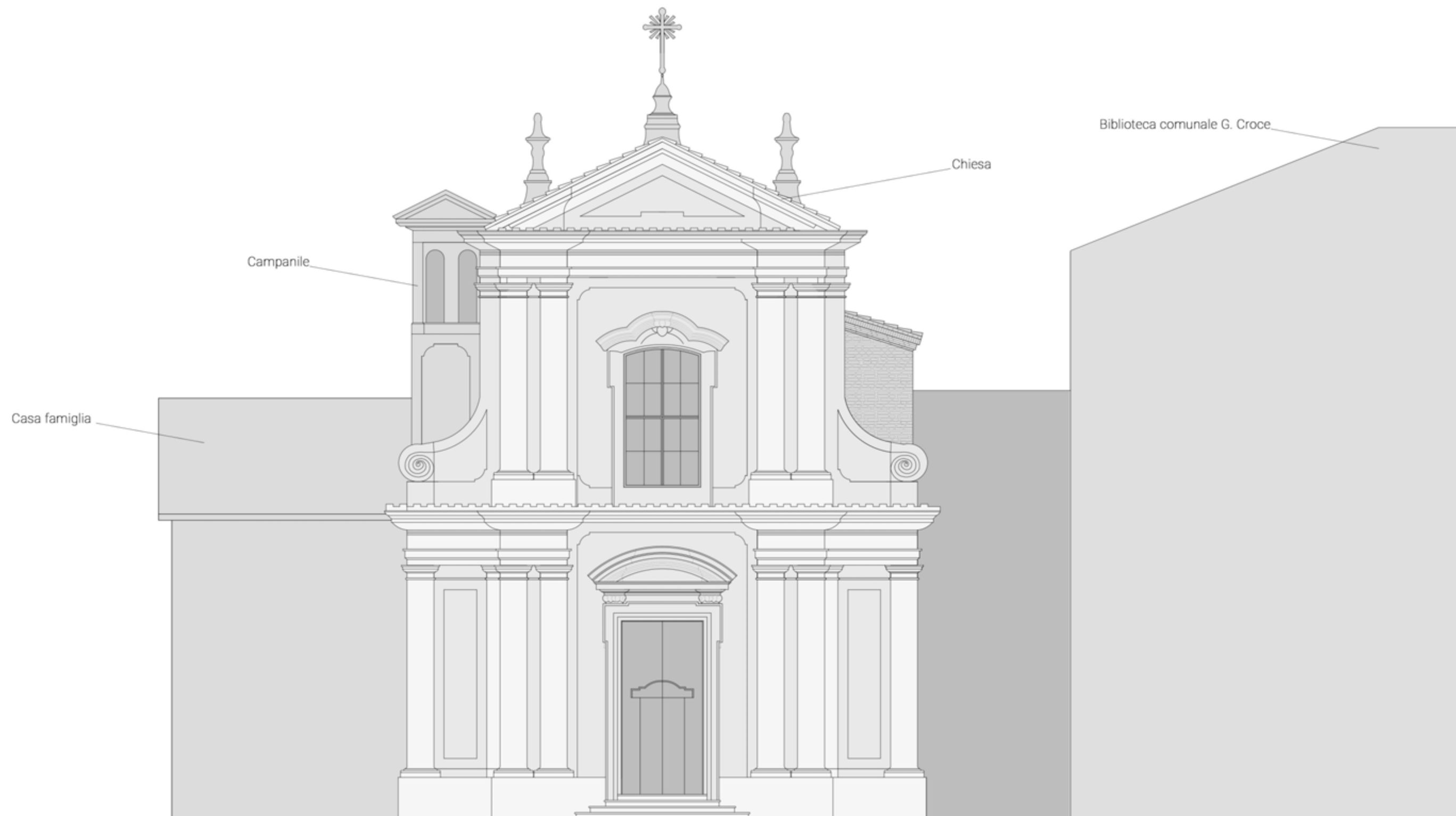
GIORNO 9					26 giugno 2017
ATTIVITÀ	DESCRIZIONE	IPOTESI PROGETTUALI INIZIALI	VARIANTE	Note	
Attività 1	montaggio del ponteggio nel locale dell'oratorio per la sostituzione degli infissi delle finestre e per intervenire sulla "finta" cupola lesionata.	la cupola di controsoffitto dell'oratorio è una cupola non strutturale, in cannicciato, è le lesioni che la interessano non sono di grave entità. Si procede dunque ad una stuccatura delle stesse per ripristinare il suo aspetto originario	nessuna variante		
Attività 2	montaggio dei ponteggi all'interno della chiesa per la sostituzione degli infissi delle finestre	non era inizialmente prevista la sostituzione di tutti gli infissi ma un'ulteriore analisi sulla loro condizione ha evidenziato la necessità di intervenire	sostituzione di tutti gli infissi		
Attività 3	visione dell'intervento sulla porta della sagrestia	la porta viene sollevata per eliminare i due gradini interni e permettere l'inserimento all'esterno della rampa in acciaio per disabili	l'intervento viene mantenuto nella sua idea iniziale	discussione riguardante la scelta del materiale della pavimentazione della sagrestia	

## 12. ELABORATI GRAFICI

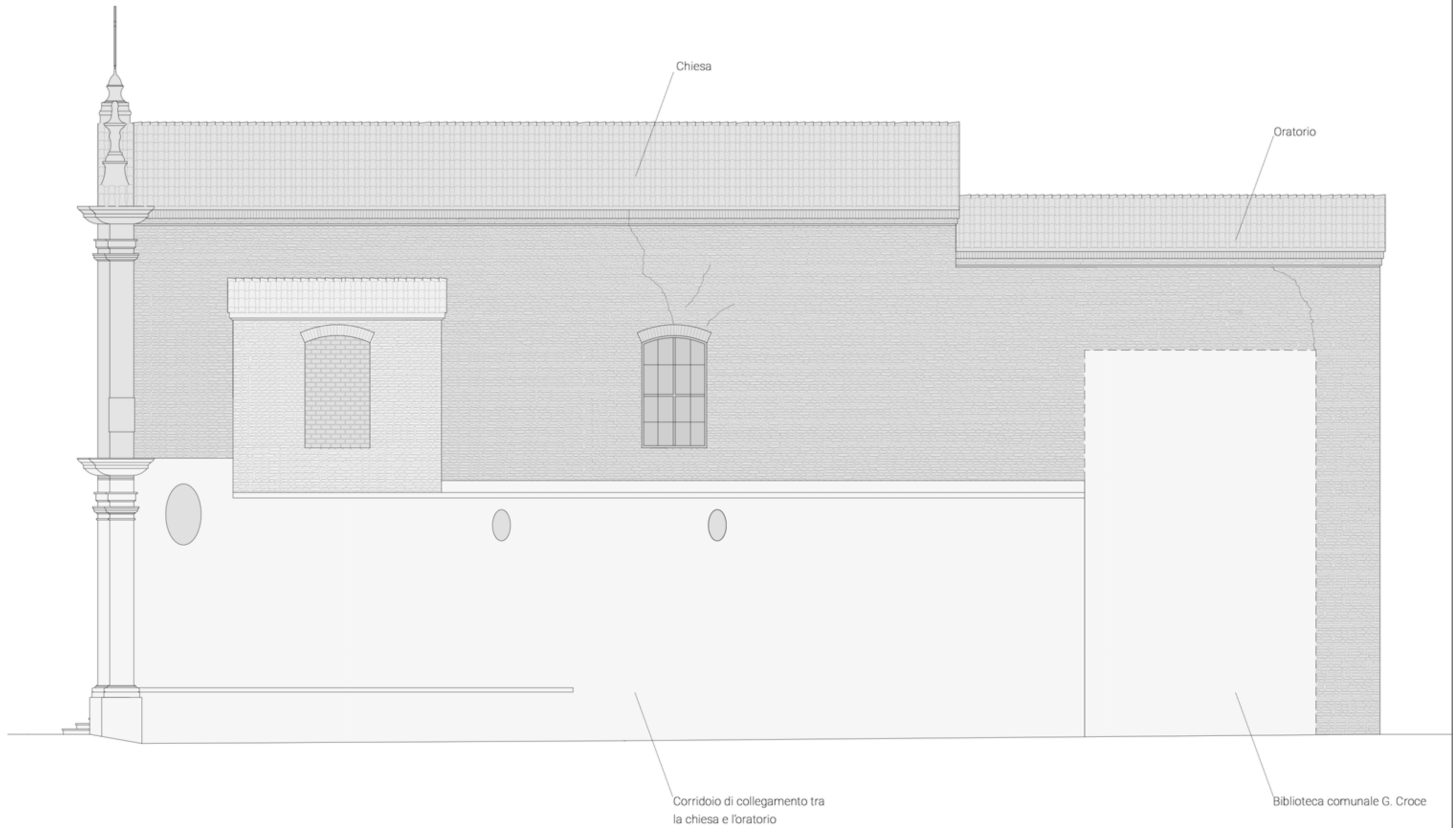


- 1 Navata centrale    2 Altare maggiore    3 Altari laterali    4 Antico confessionale    5 Corridoio di collegamento con l'oratorio    6 Oratorio    7 Sagrestia    8 Casa famiglia    9 Edificio privato





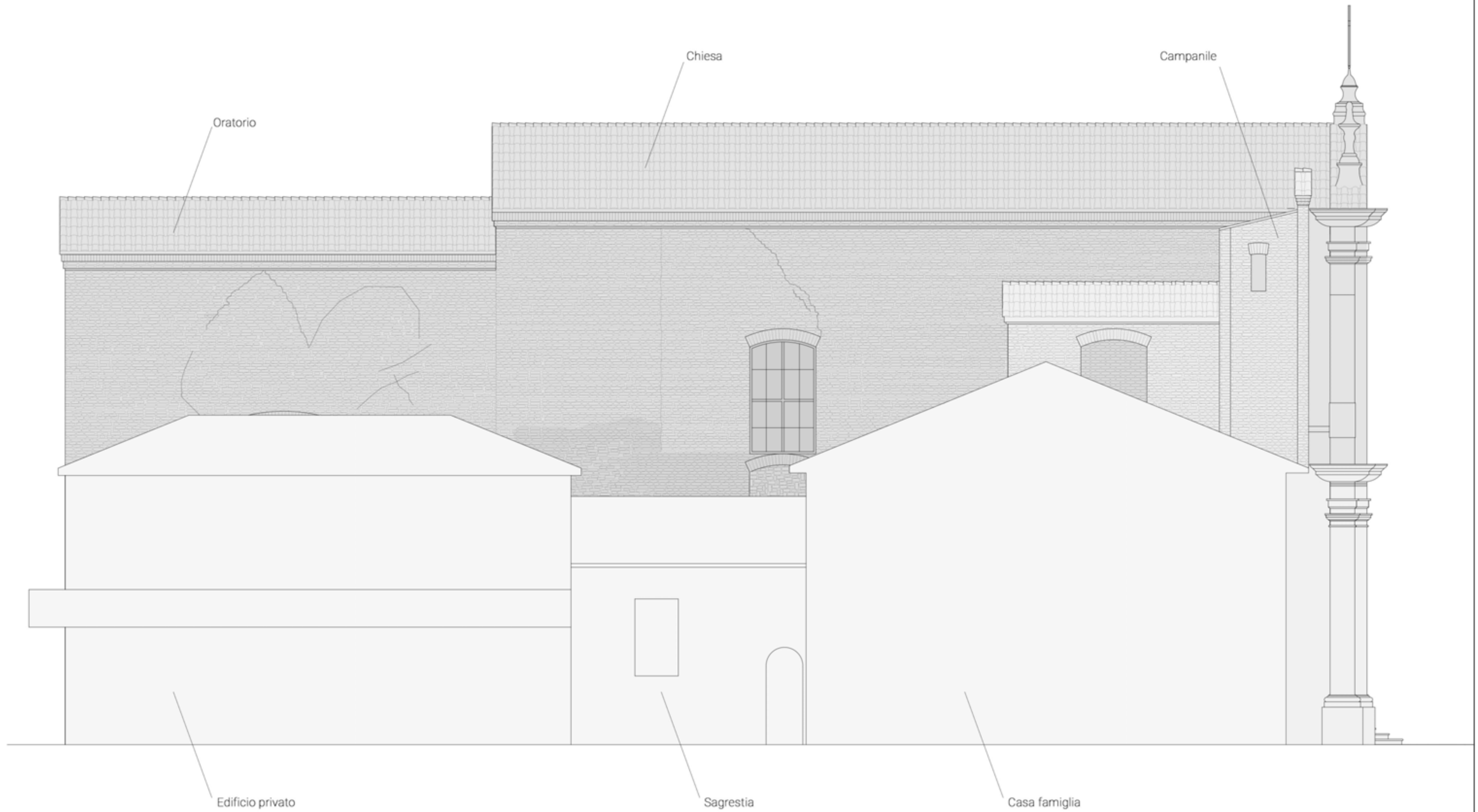
SCALA 1: 100

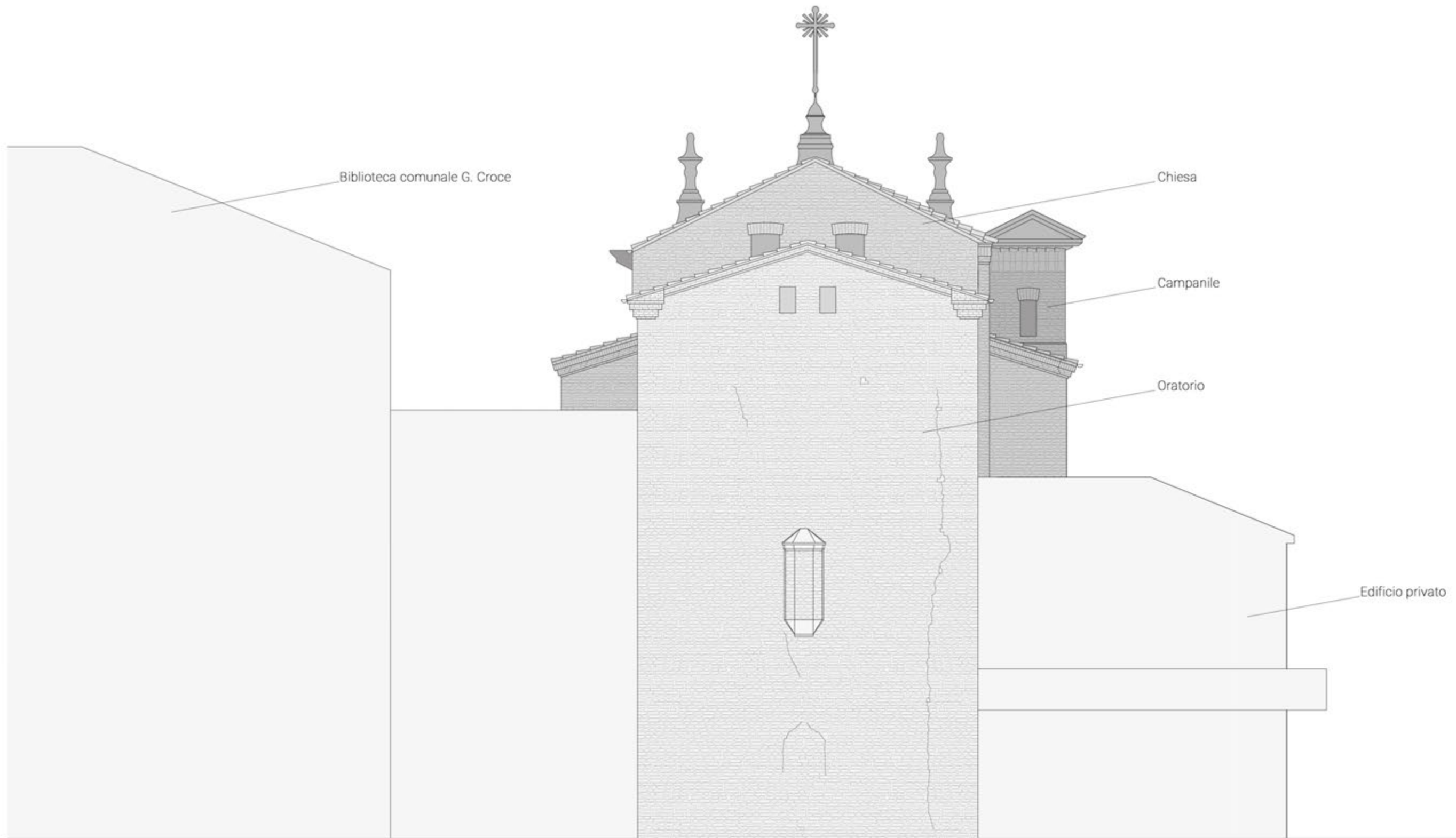


TAV. 3

PROSPETTO SUD OVEST

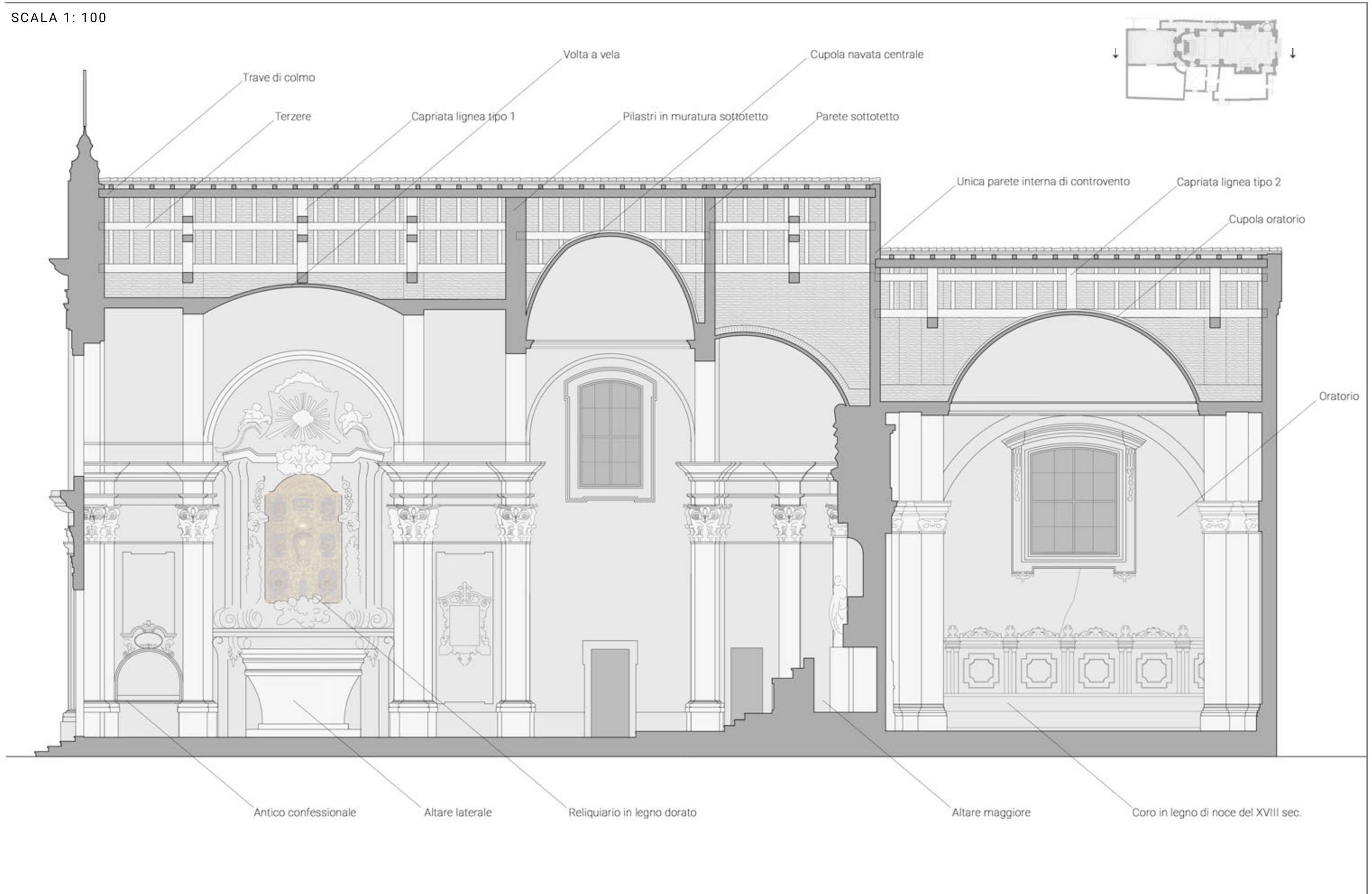
STATO DI FATTO







SCALA 1: 100



Antico confessionale

Altare laterale

Reliquiario in legno dorato

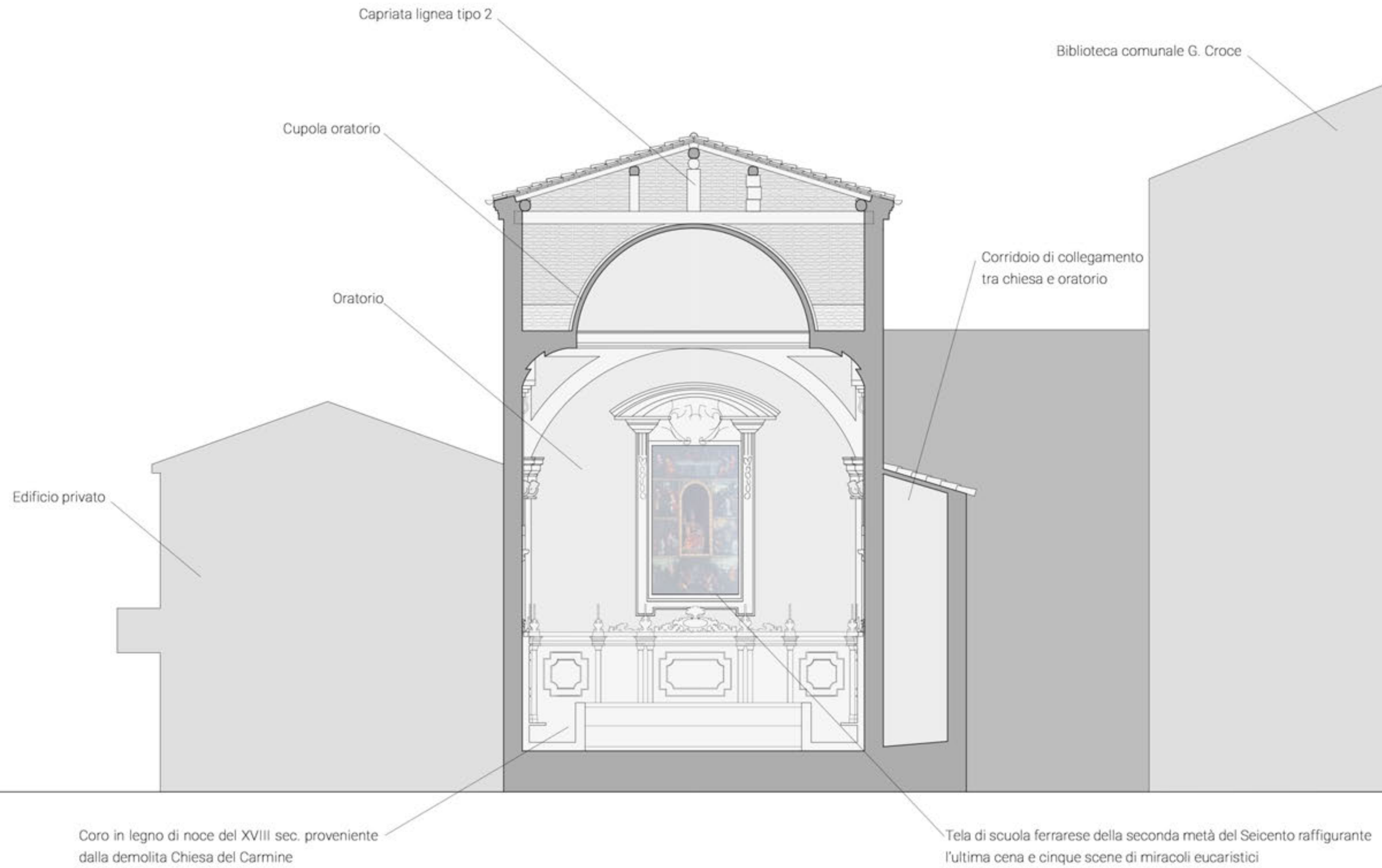
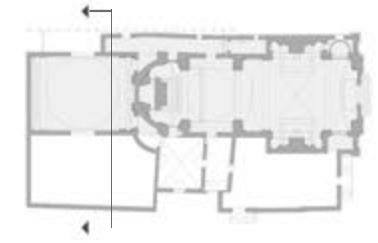
Altare maggiore

Coro in legno di noce del XVIII sec.

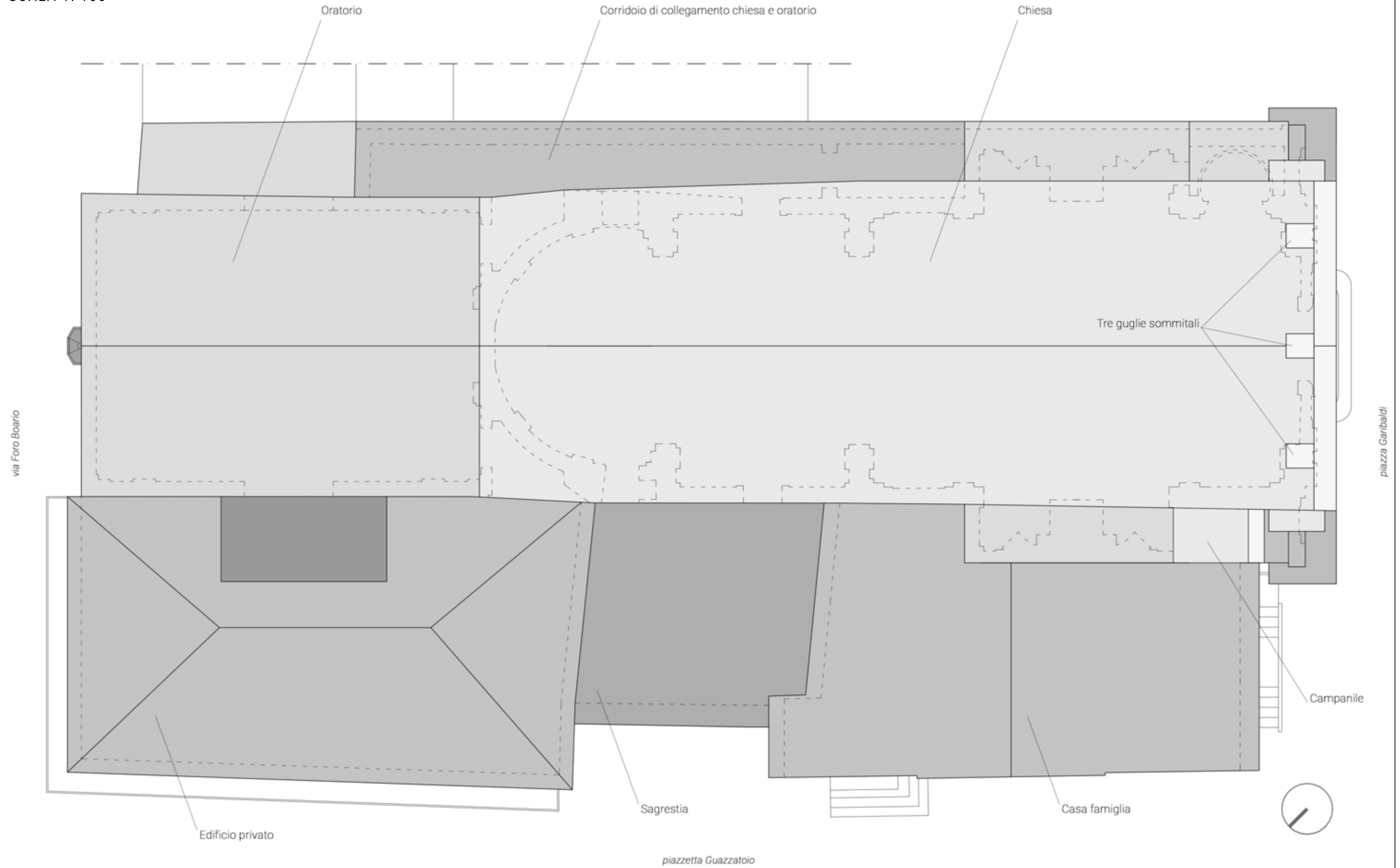
TAV. 6

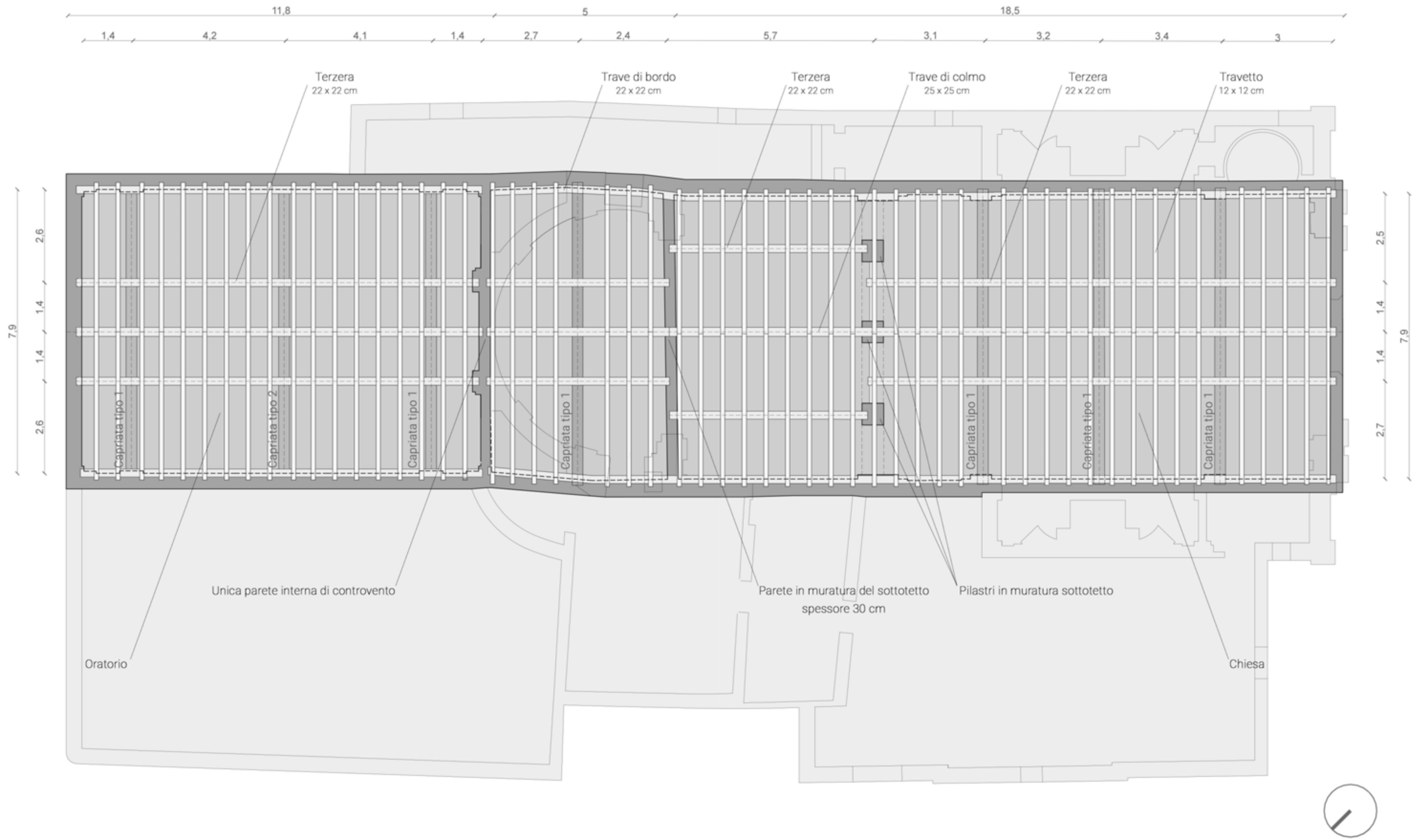
SEZIONE A-A

STATO DI FATTO

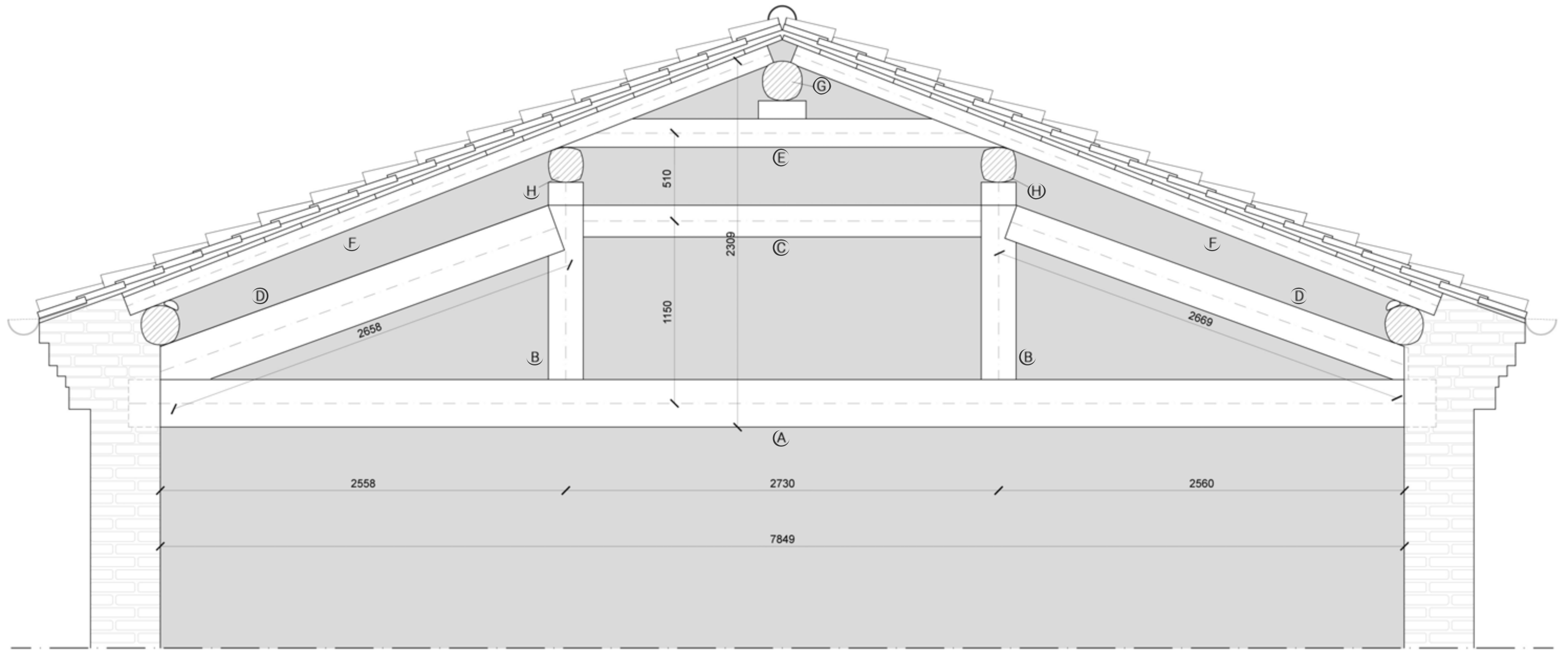


SCALA 1: 100

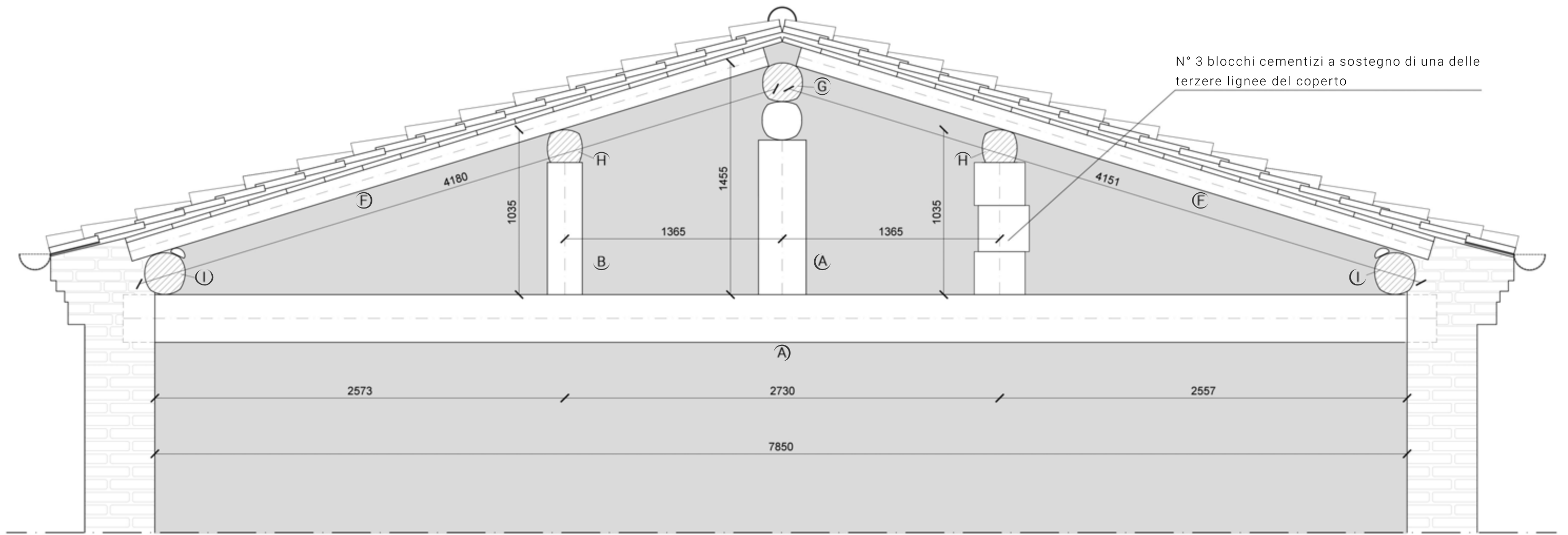






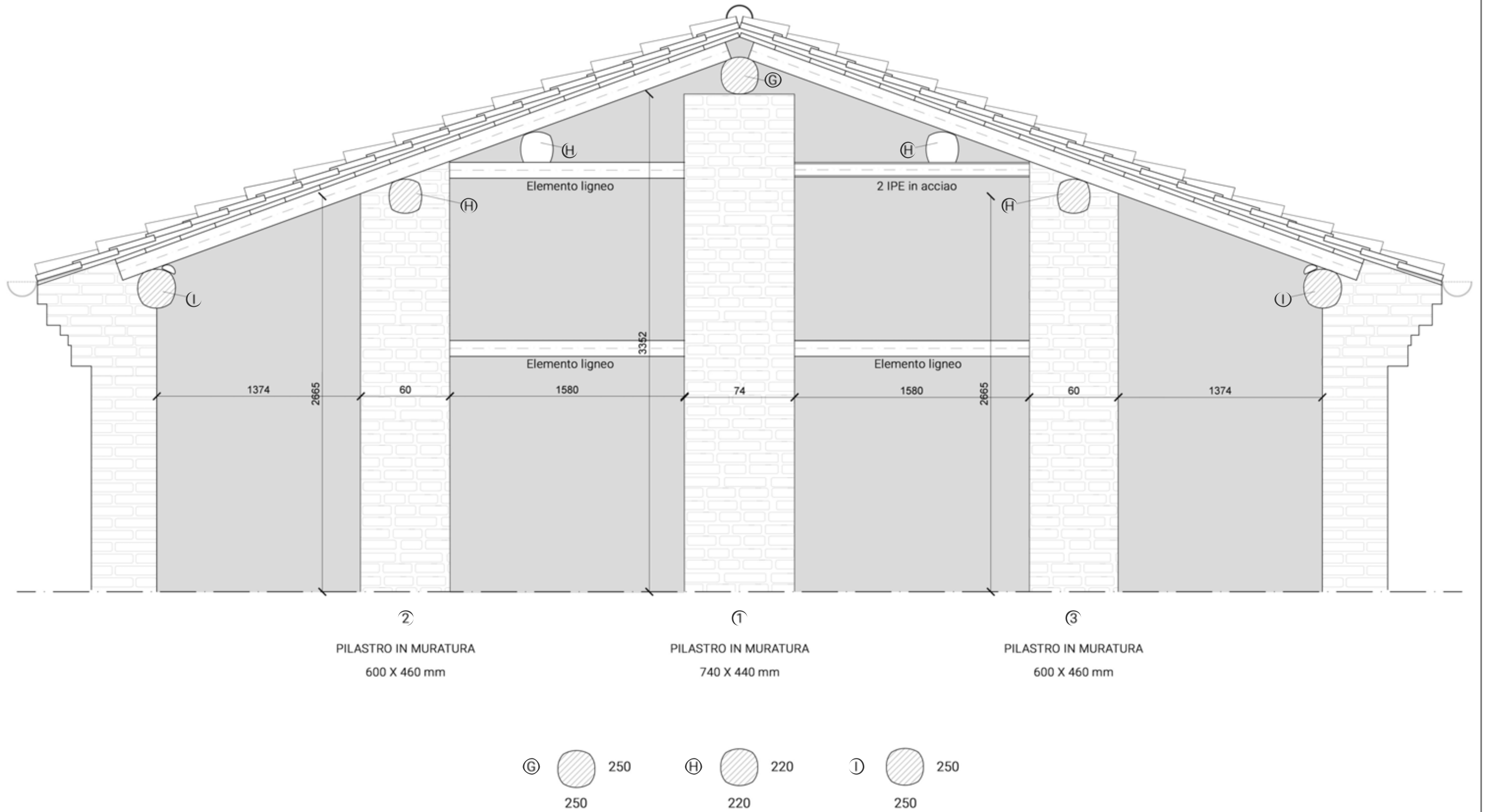


(A)  300	(B)  220	(C)  200	(D)  220	(E)  200	(F)  120	(G)  250	(H)  220	(I)  250	(J)  250
300	220	180	200	160	120	250	220	250	250



N° 3 blocchi cementizi a sostegno di una delle terzere lignee del coperto





Lesioni minori, ad andamento circolare, sulla cupola della navata centrale

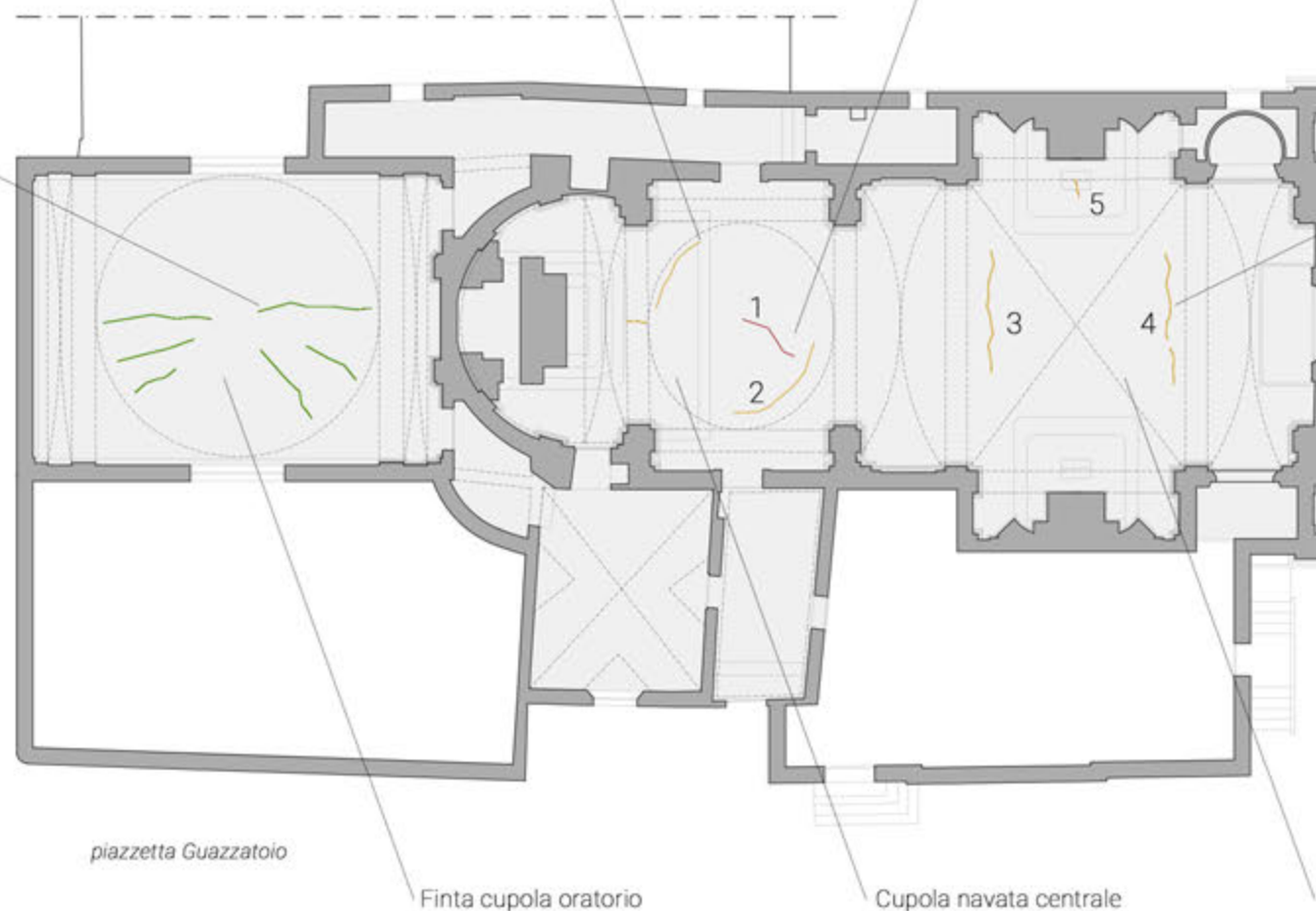
Lesione maggiore, passante, sulla cupola della navata centrale

Lesioni minori, ad andamento radiale, su un elemento non strutturale, la finta cupola dell'oratorio

Lesioni minori sulla volta a vela della navata centrale

via Foro Boario

piazza Garibaldi



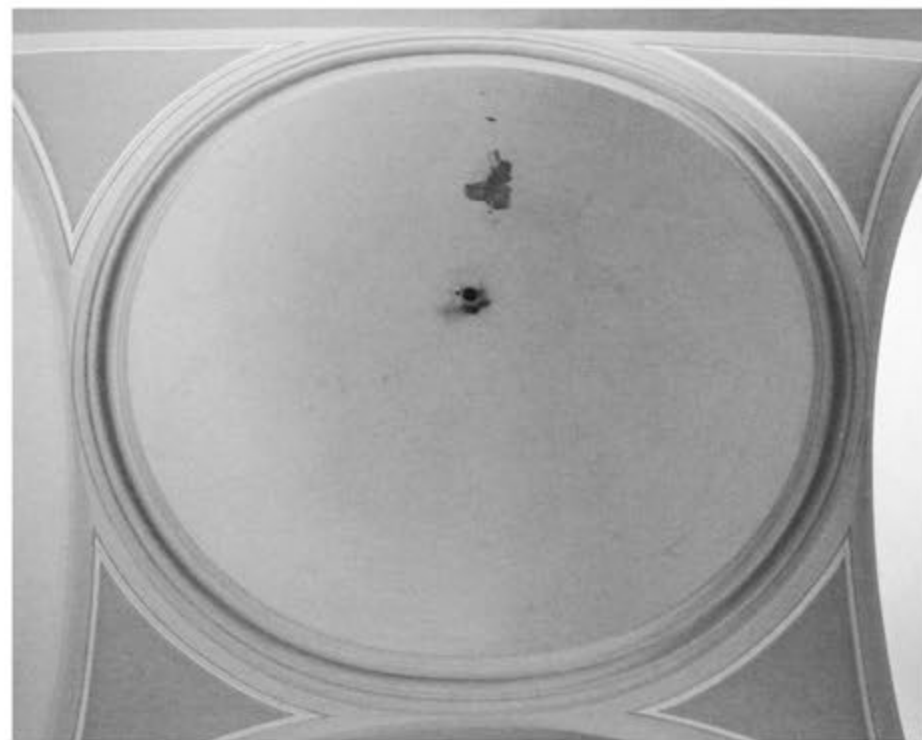
piazzetta Guazzatoio

Finta cupola oratorio

Cupola navata centrale

Volta a vela

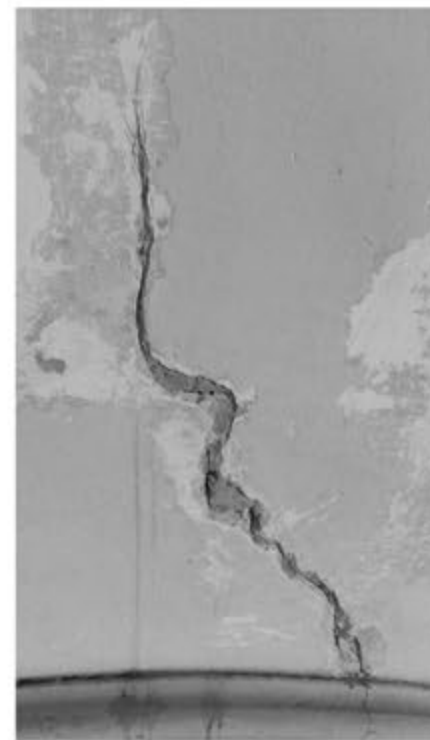
Lesione maggiore 1



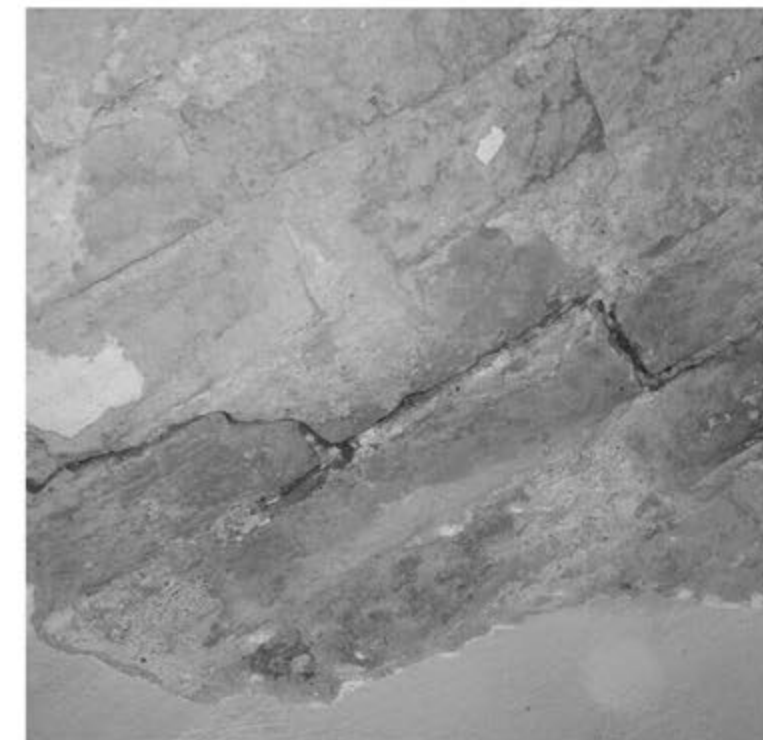
Lesioni 3, 4 e 5



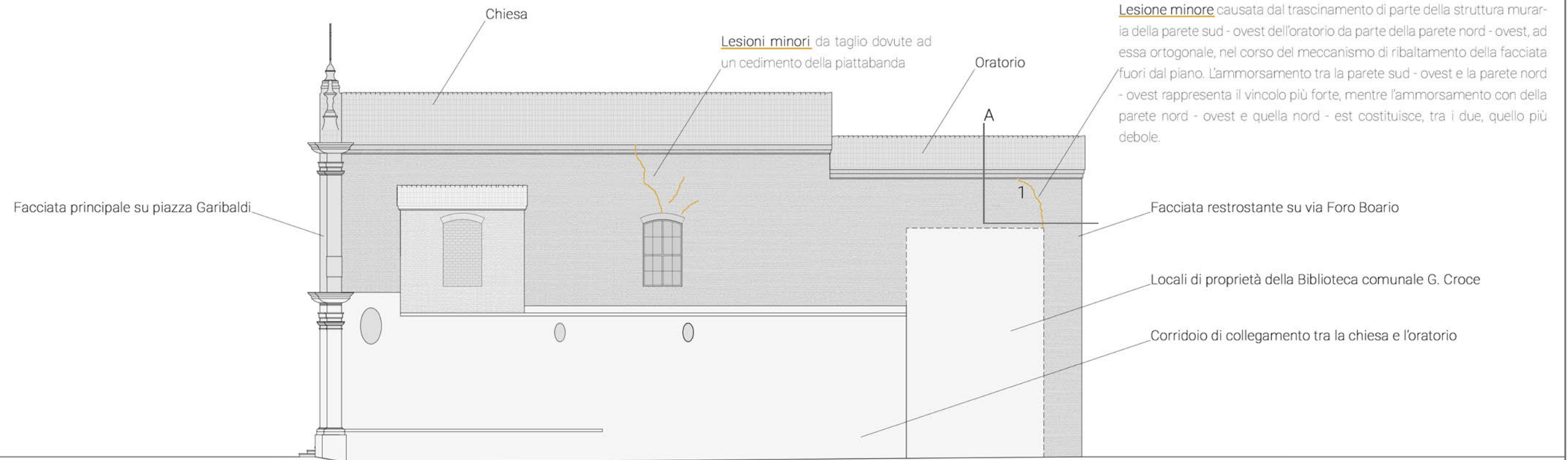
Lesione 5



Lesione 2



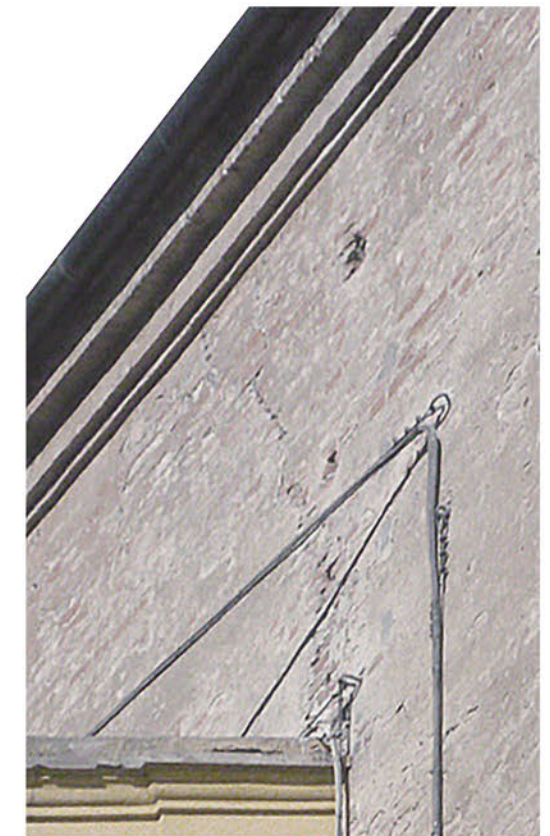




Riquadro A



Lesione 1





Lesioni maggiori da taglio dovute ai non corretti interventi di scuci e cucii realizzati in occasione di terremoti passati, antecedenti al 2012. La lesione non interessa il mattone ma il giunto di malta.

Traccia dell'ampliamento della chiesa del 1797

Lesioni minori da taglio dovute ad un cedimento della piattabanda

Chiesa

Facciata retrostante su via Foro Boario

Facciata principale su piazza Garibaldi

Traccia di un'apertura tamponata

Campanile

Edificio privato

Sagrestia

Casa famiglia

Lesione 1



Lesione 2



Lesione 3



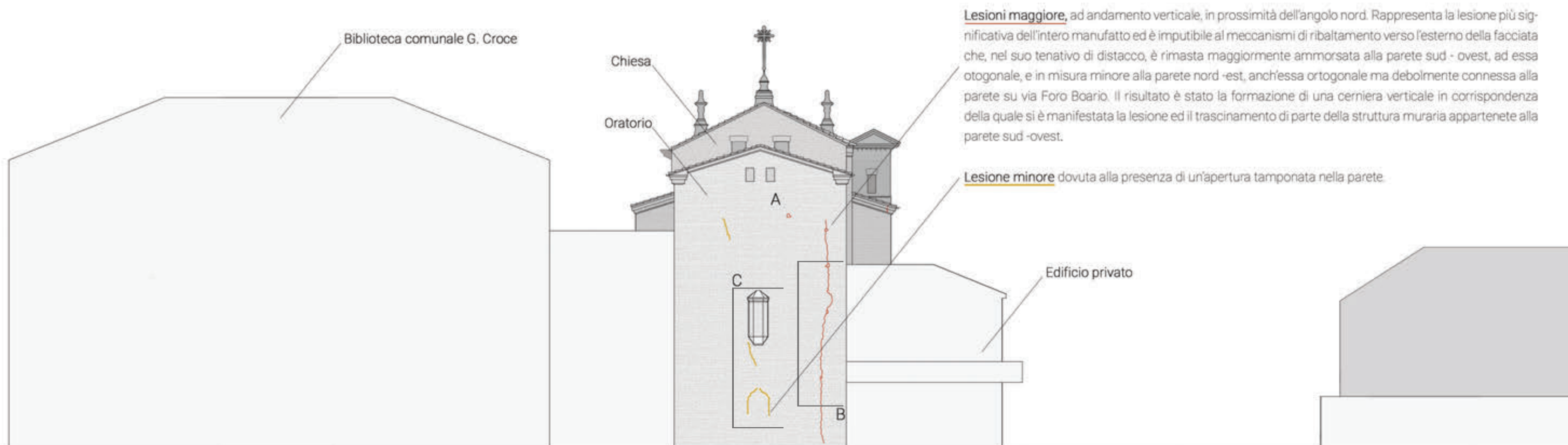
Riquadro B



Riquadro A







Lesioni sul prospetto nord - est



Riquadro A



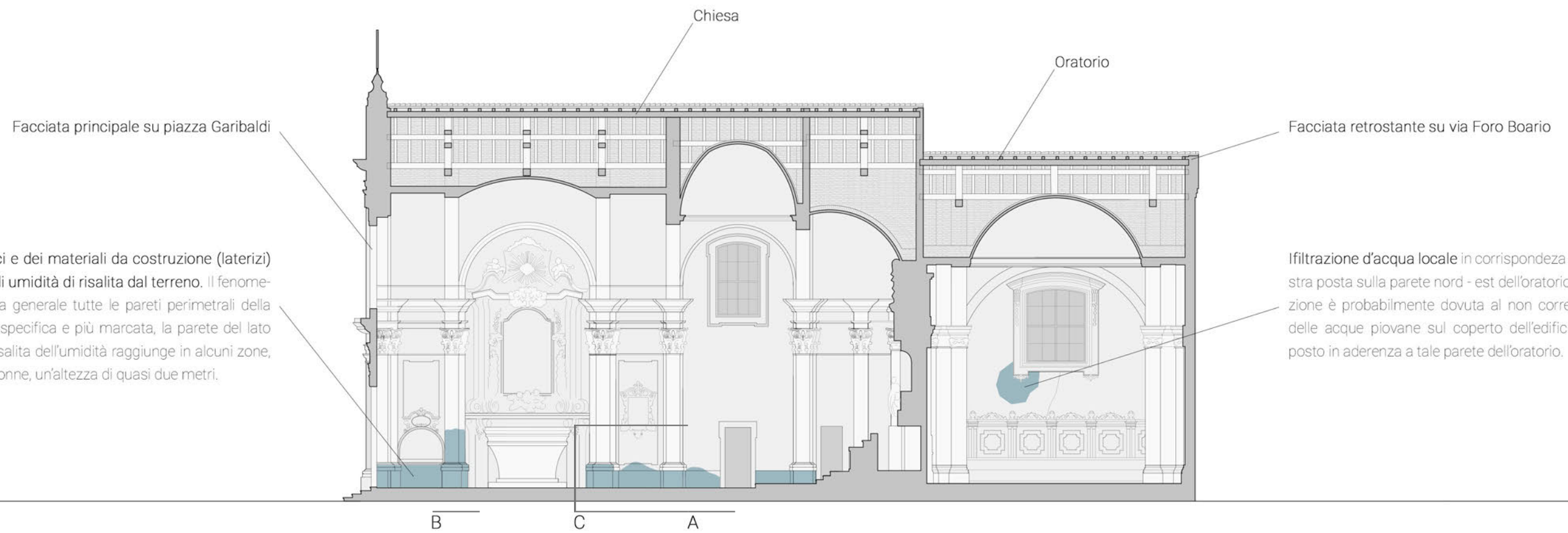
Riquadro B



Riquadro C







Degrado delle superfici e dei materiali da costruzione (laterizi) dovuto alla presenza di umidità di risalita dal terreno. Il fenomeno interessa in maniera generale tutte le pareti perimetrali della chiesa ma, in maniera specifica e più marcata, la parete del lato nord - est. Il fronte di risalita dell'umidità raggiunge in alcuni zone, soprattutto lungo le colonne, un'altezza di quasi due metri.

Ifiltrazione d'acqua locale in corrispondenza della finestra posta sulla parete nord - est dell'oratorio. L'infiltrazione è probabilmente dovuta al non corretto scolo delle acque piovane sul coperto dell'edificio privato posto in aderenza a tale parete dell'oratorio.

SEZIONE A - A

Riquadro A



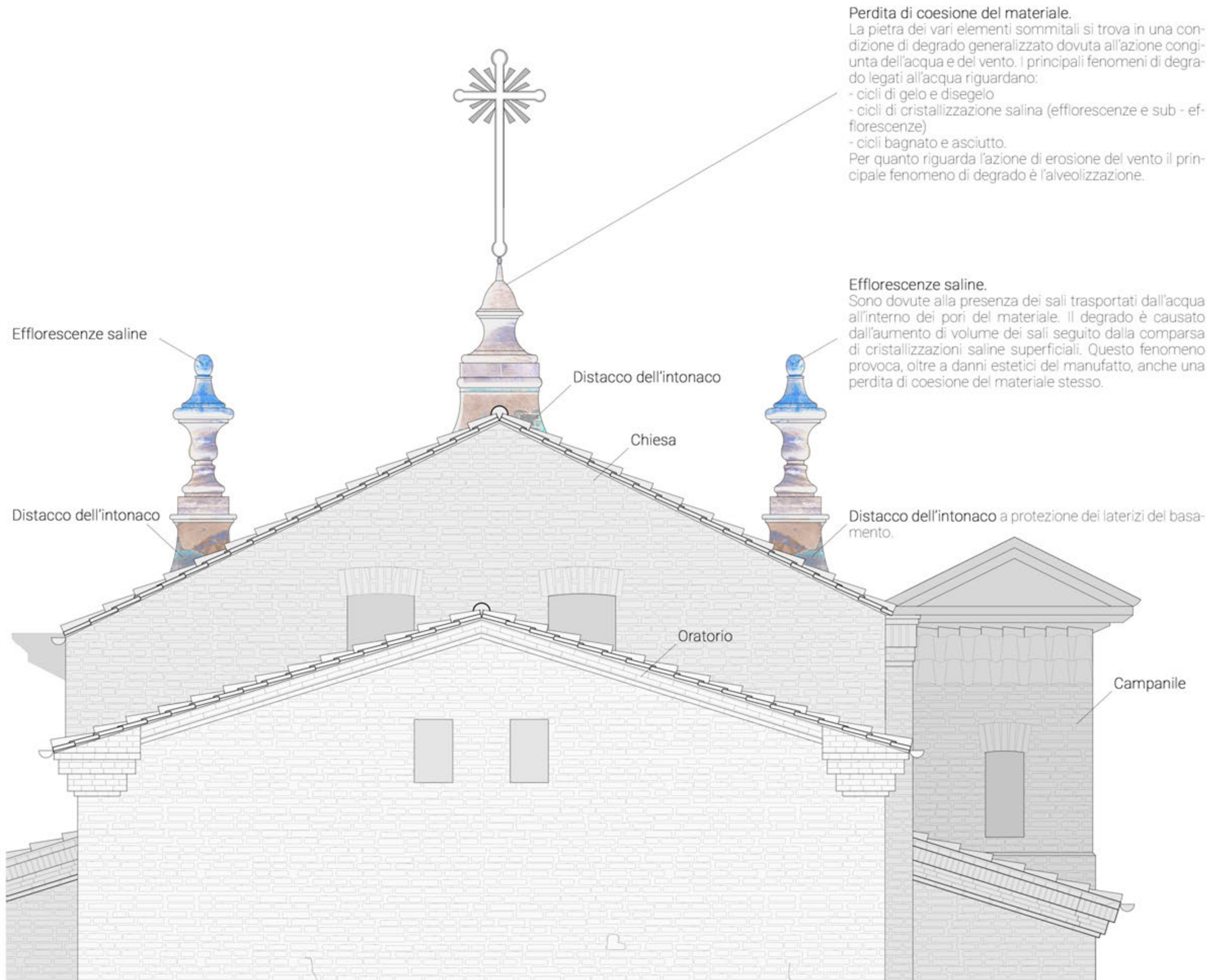
Riquadro B



Riquadro C







Guglia sommitale centrale e laterale

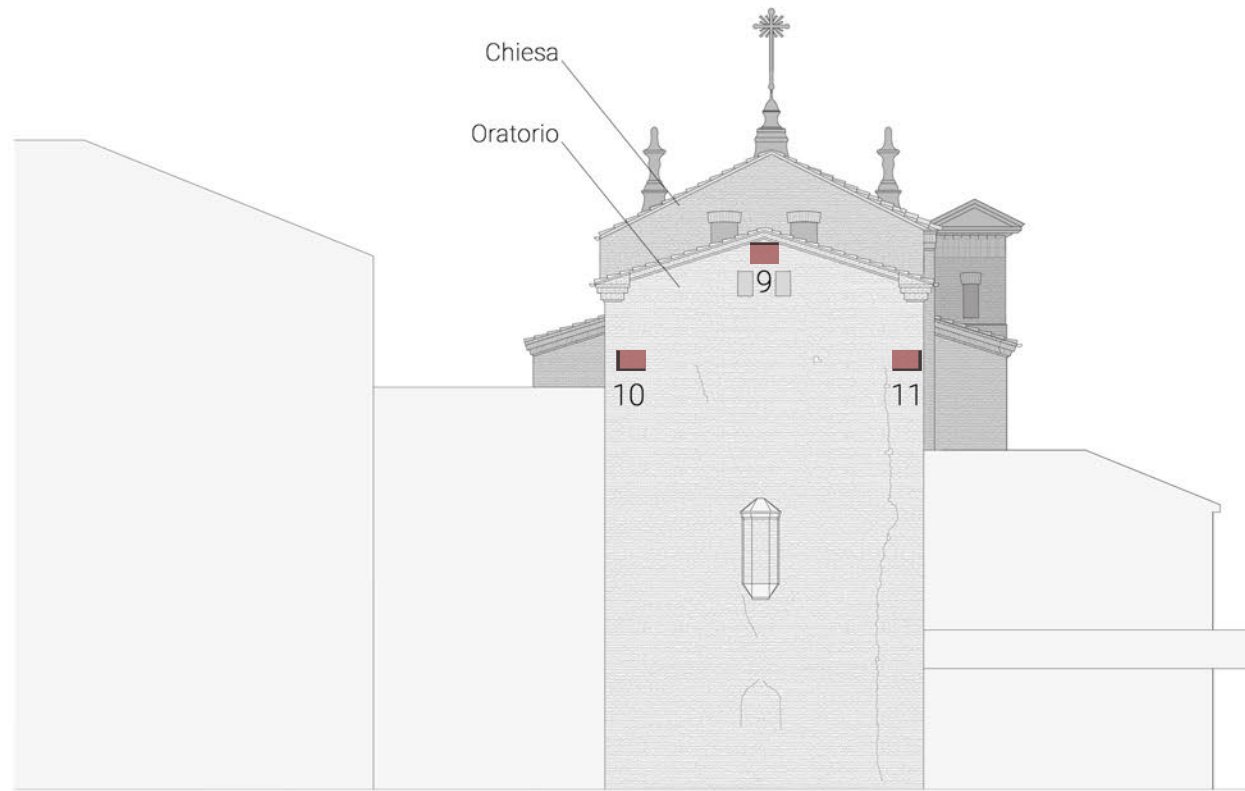


Guglia sommitale centrale

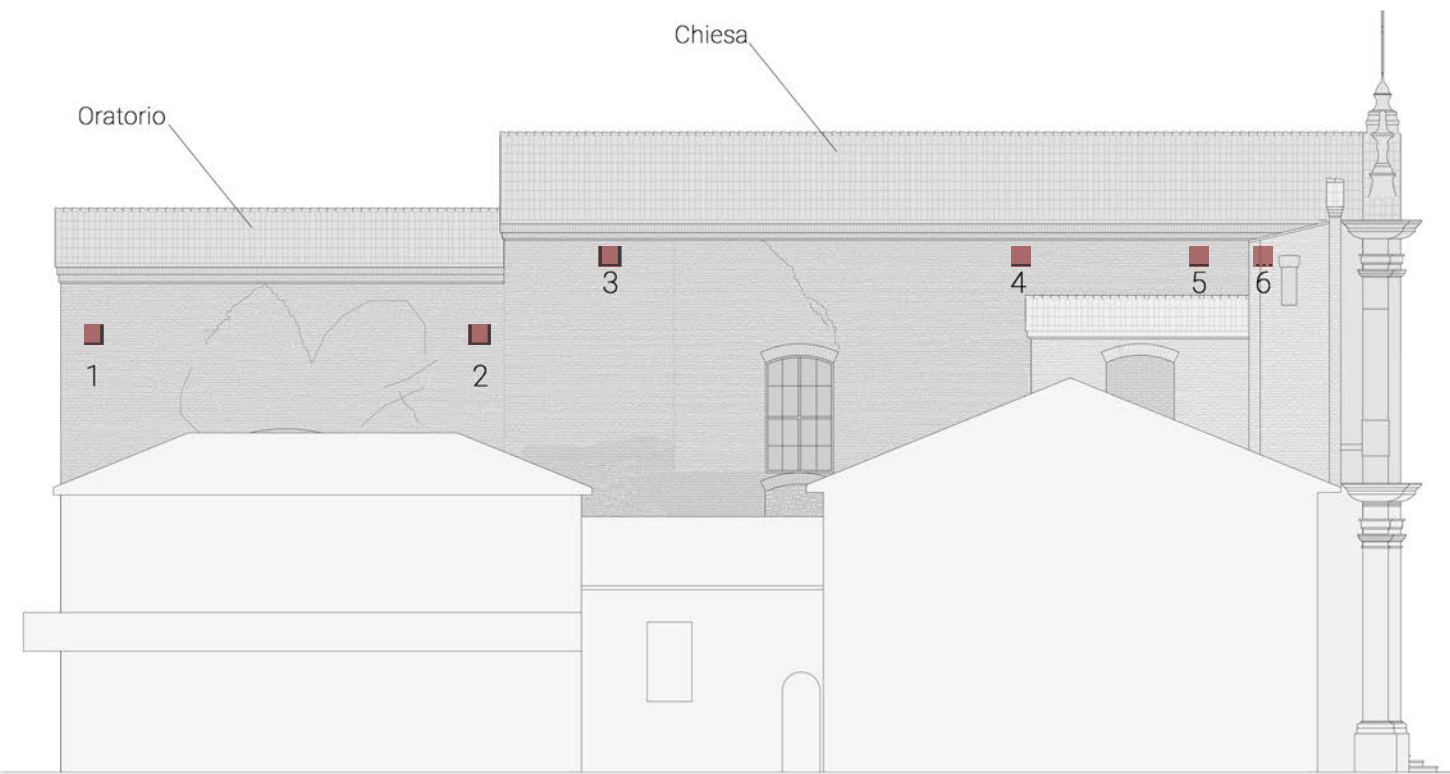


Guglia sommitale laterale





PROSPETTO NORD - OVEST



PROSPETTO NORD - EST

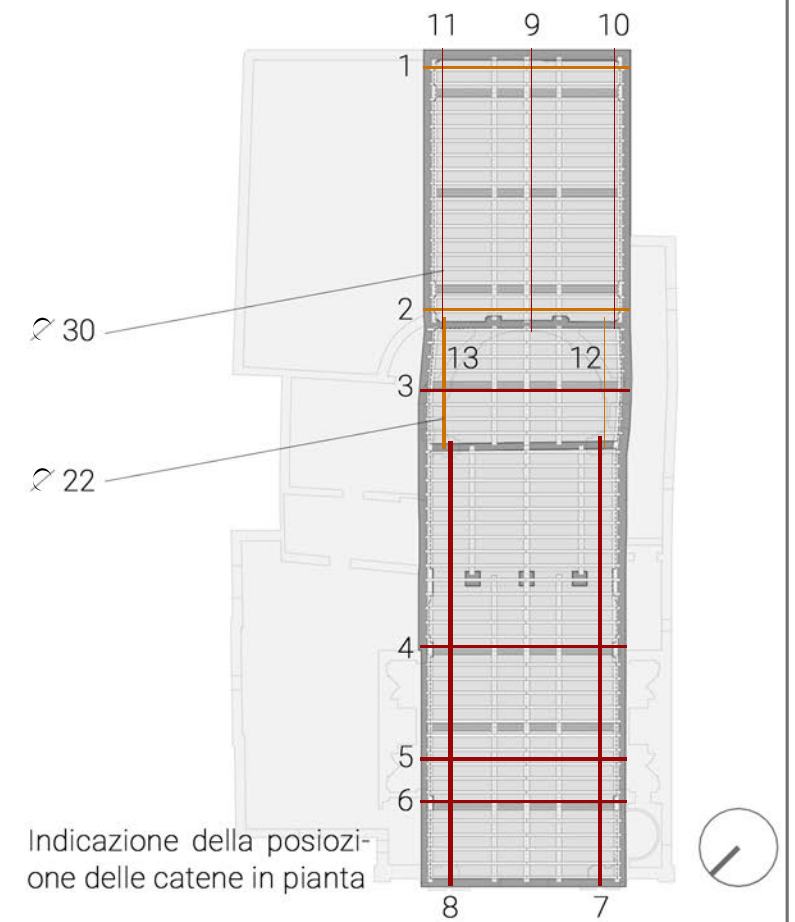
Capochiave a piastra prospetto nord - est  
( 500 x 500 x 20 mm)



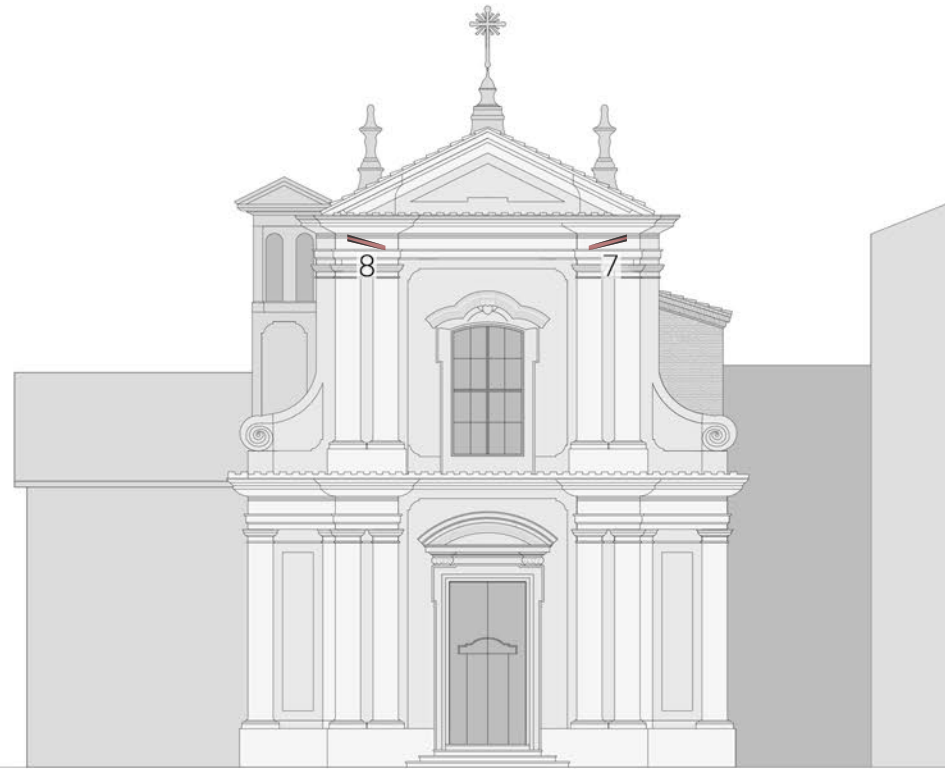
Capochiave a piastra 9 prospetto nord - ovest  
( 500 x 700 x 20 mm)



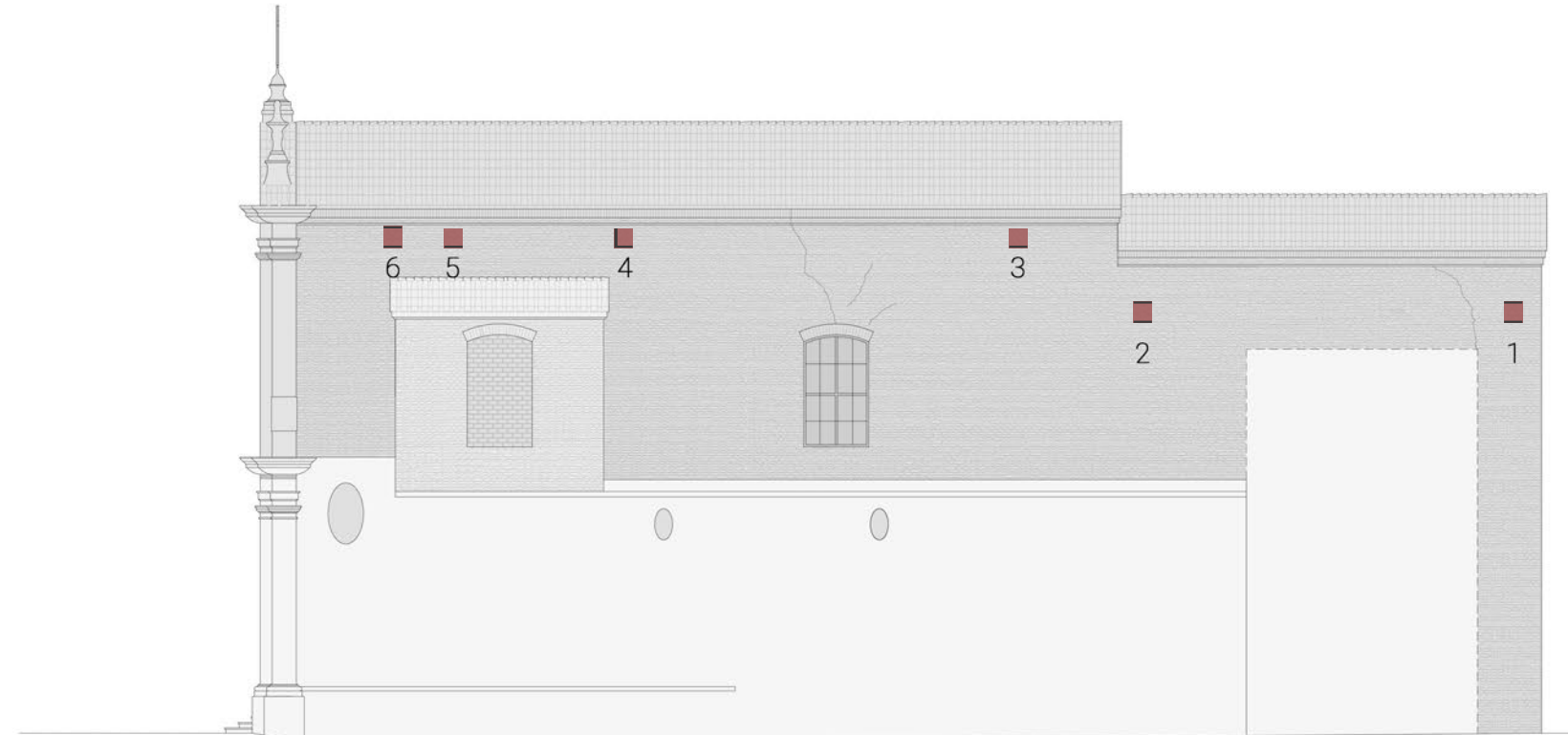
Capochiave a piastra interno  
( 500 x 500 x 20 mm)







PROSPETTO SUD - EST

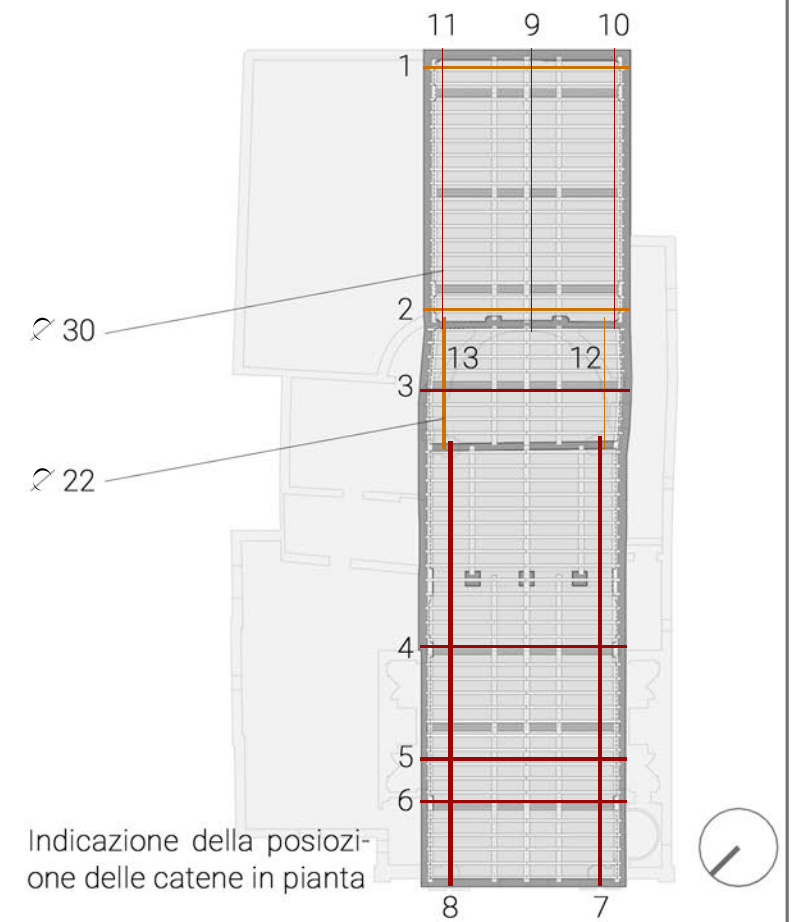
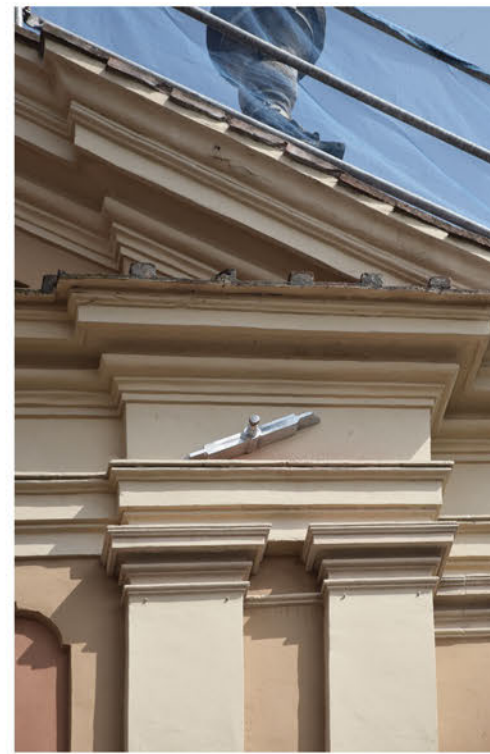


PROSPETTO SUD - OVEST

Capochiave a paletto del prospetto sud - est

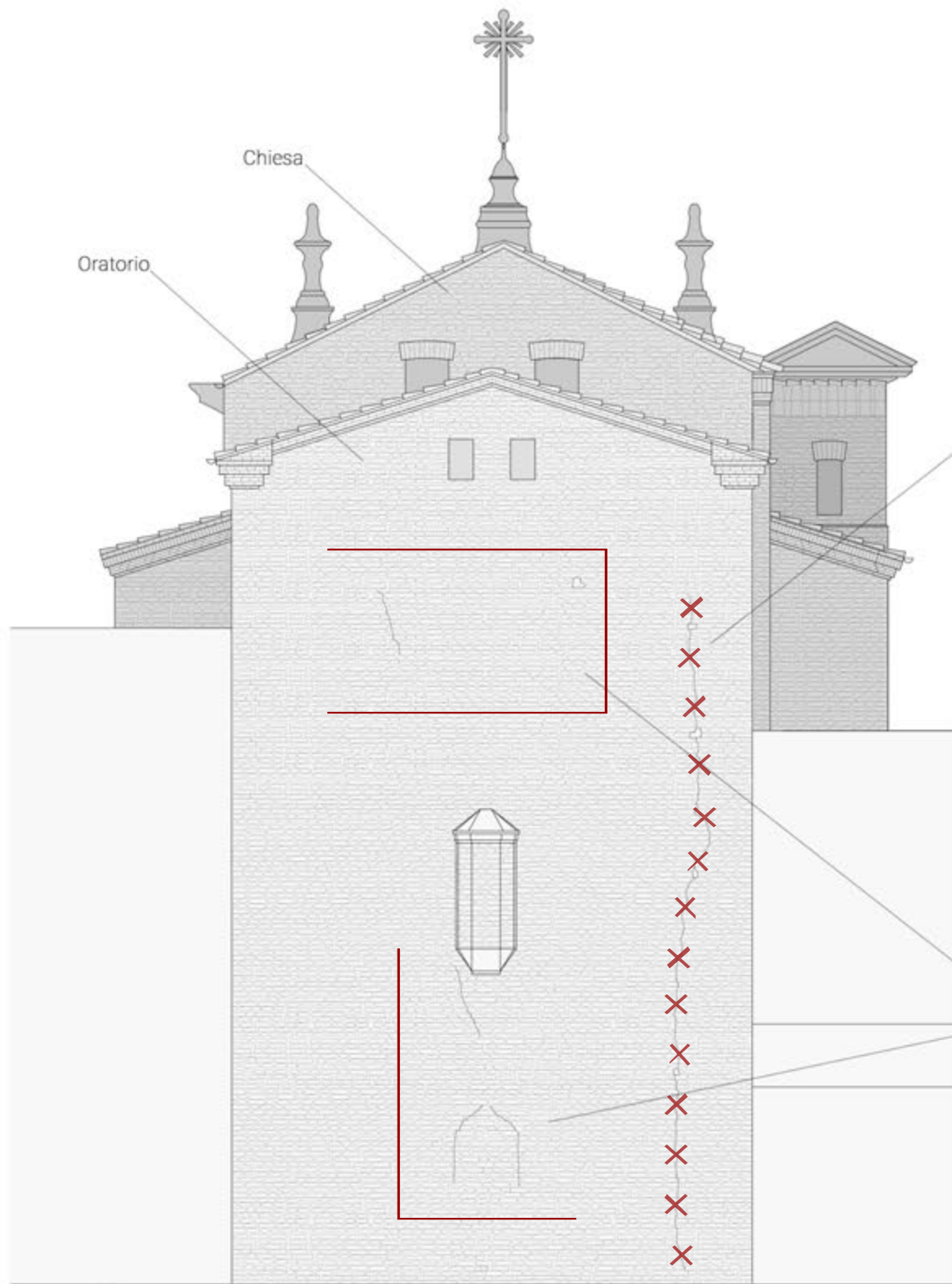


Dettaglio del capochiave a paletto



Indicazione della posizione delle catene in pianta





**Scuci e cuci** della lesione verticale sul prospetto nord-ovest. Lo scopo dell'intervento è quello di ripristinare la continuità muraria dei tratti lesionati e prevede un'esecuzione dell'operazione dal basso verso l'alto.

Fasi dell'intervento:

Fase 1: rimozione dello strato di intonaco superficiale o di eventuali residui al fine di mettere a nudo la muratura sottostante

Fase 2: rimozione (scucitura) della porzione di muratura localmente lesionata tramite l'utilizzo di mezzi esclusivamente manuali.

Fase 3: ricostruzione (cucitura) dei conci murari precedentemente rimossi in modo da ricreare l'ammorsamento su entrambi i lati della lesione.

**Ristilatura dei giunti di malta.**

La malta utilizzata per l'intervento è a base di calce idraulica naturale, compatibile con il supporto, ed è applicata manualmente tramite l'ausilio di una cazzuola. Prima di eseguire l'operazione è necessaria un'adeguata preparazione del supporto; è stata infatti prevista una pulitura ad acqua a bassa pressione sull'intera superficie per eliminare l'eventuale presenza di efflorescenze e sali solubili e, successivamente, una scarnitura dei giunti di malta, da effettuarsi manualmente o con attrezzi meccanici, al fine di ottenere un supporto sano e compatto, privo di parti friabili e incoerenti, polvere e muffe, senza compromettere il paramento murario.



Foto della lesione verticale dopo la preparazione del supporto.



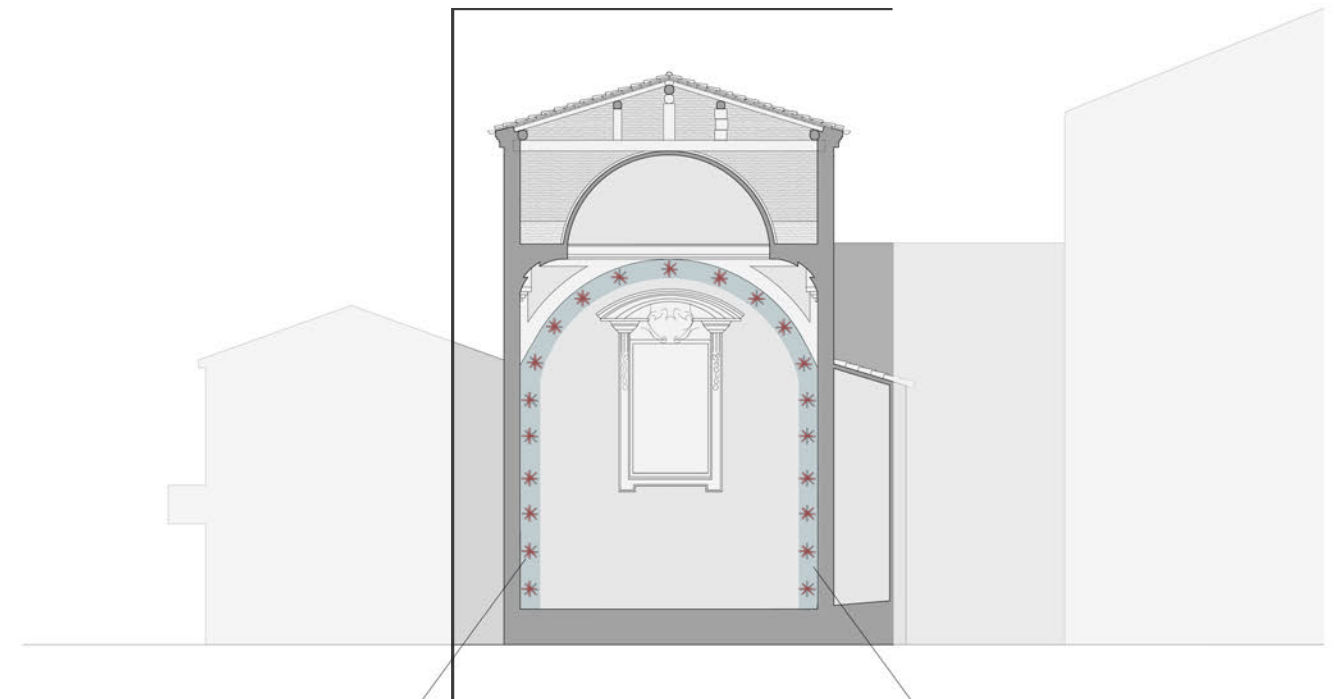
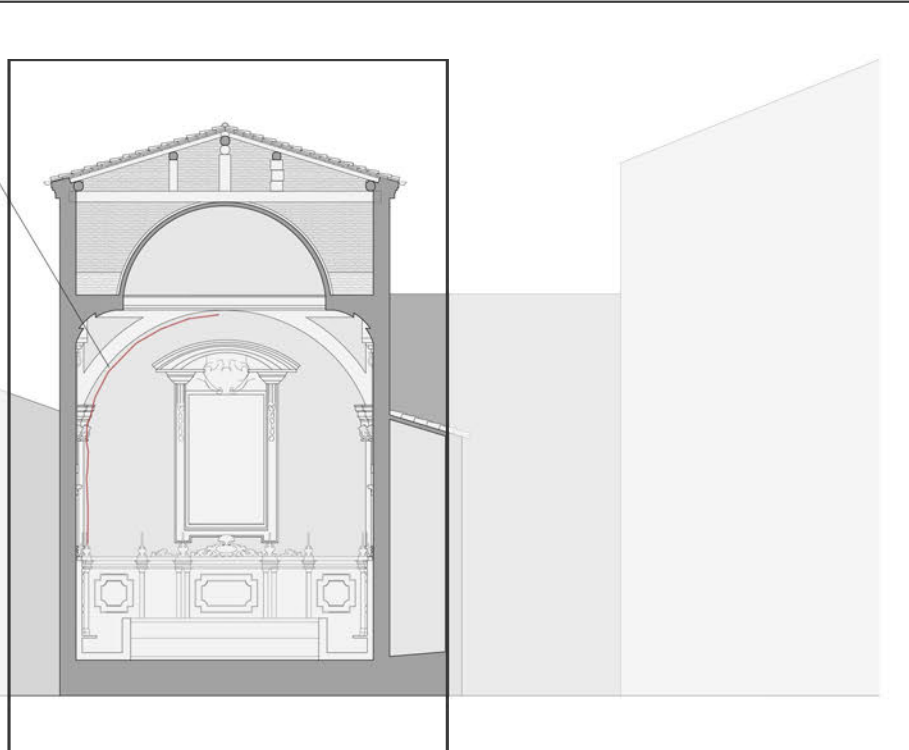
Foto dell'avanzamento dell'operazione di scuci e cuci, dal basso verso l'alto.



Foto della porzione di muratura lesionata dopo la realizzazione dello scuci e cuci.



Lesione lungo metà del perimetro della parete nord - ovest. E' collegata al meccanismo di ribaltamento del prospetto su via Foro Boario e al debole ammorramento esistente tra questa parete e quella nord - est, ad asse ortogonale.



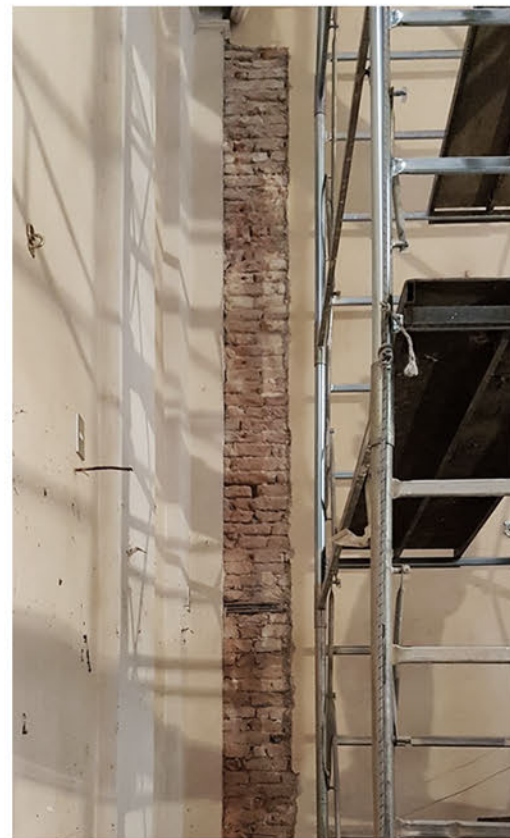
Connettori a fiocco in fibra di vetro per rinforzo strutturale

Area di intervento

Fasi dell'intervento:

- Fase 1: rimozione dell'intonaco esistente lungo tutto il perimetro della parete nord-ovest
- Fase 2: realizzazione dei fori, a distanza di 40 cm uno dall'altro, in prossimità dello spigolo del muro. I fori vengono realizzati leggermente in obliquo in modo da ristabilire la connessione con la parete nord - est.
- Fase 3: iniezione della resina epossidica all'interno del foro
- Fase 4: inserimento del connettore a fiocco in fibra di vetro all'interno del foro tramite l'ausilio di una stanghetta in metallo
- Fase 5: il connettore resta chiuso all'interno del foro e viene aperto solamente sulla parete interna in modo che possa essere collegato alla rete in fibra di vetro
- Fase 6: posizionamento della rete in fibra di vetro in modo da garantire un lavoro congiunto di questa con i connettori.

Fase 1



Fase 2



Fase 4

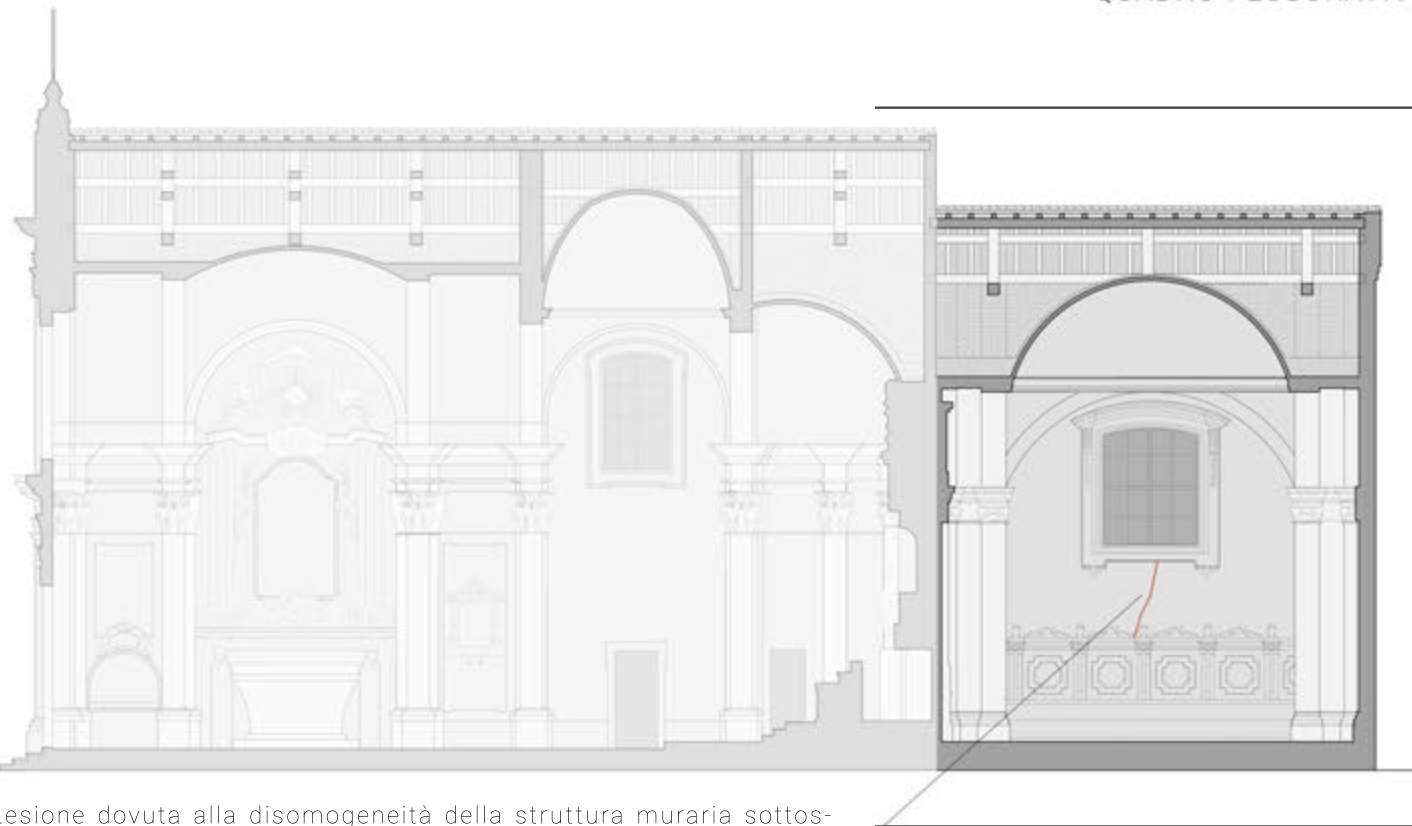


Particolare del connettore a fiocco





QUADRO FESSURATIVO



Lesione dovuta alla disomogeneità della struttura muraria sottostante e, in particolar modo, alla presenza di una precedente apertura tamponata. Lungo il perimetro della zona tamponata i mattoni non risultano ben ammassanti con quelli costituenti la parete.

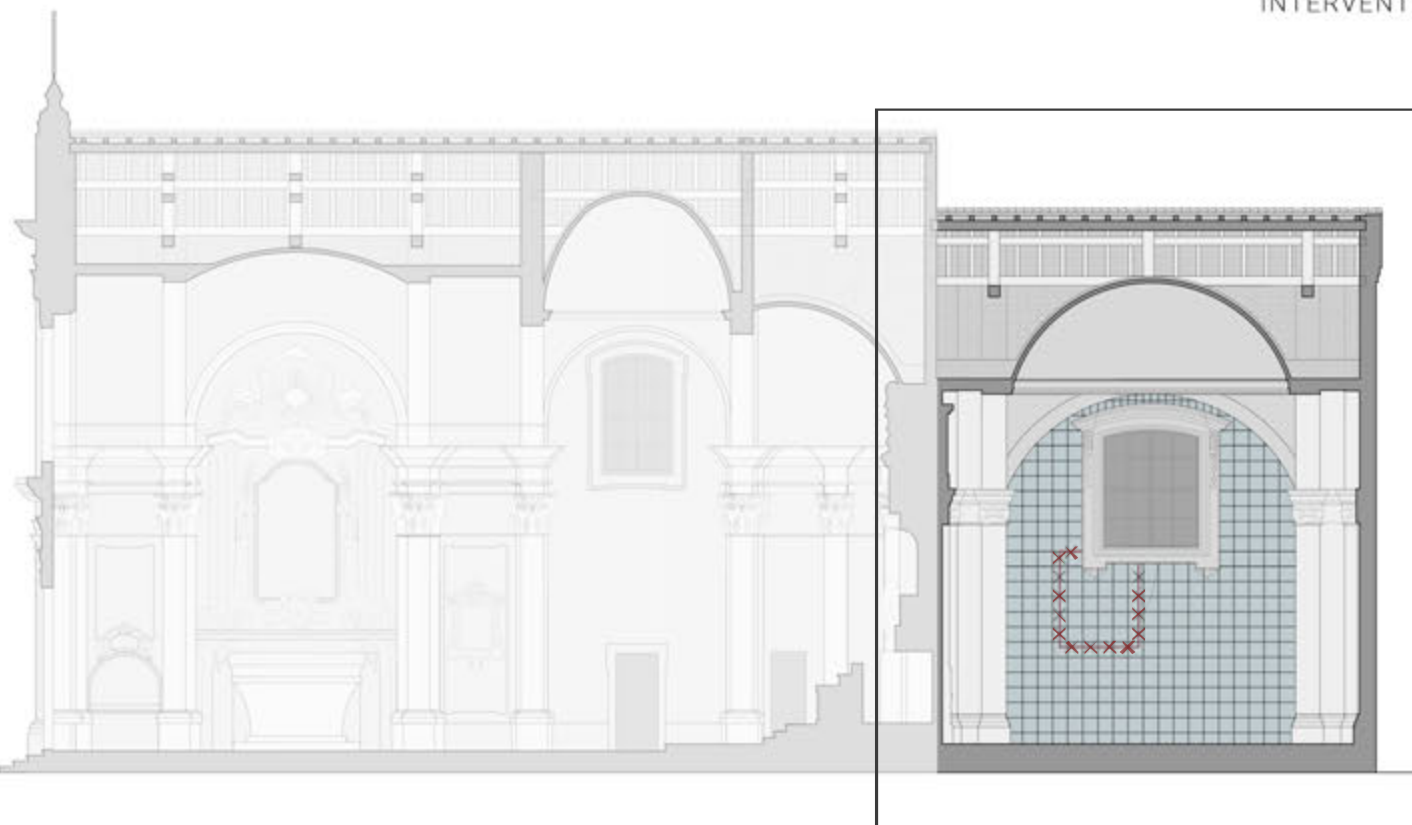
La rimozione dell'intonaco sulla parete interna dell'oratorio, lato nord - est, ha evidenziato una situazione di forte disomogeneità della tessitura muraria sottostante. Le differenze che si evidenziano sono sia in termini di materiali costruttivi, sia in termini di tecniche costruttive e sia per quanto riguarda i periodi di realizzazione delle varie sottoporzioni murarie che compongono la parete. Tramite un'analisi stratigrafica del paramento, confrontata con le fonti storiche reperite, è stato possibile individuare le **unità stratigrafiche**: zone omogenee caratterizzate da identità di materiale, tecnica costruttiva, tessitura, composizione petrografica ecc. Specificando i rapporti temporali che intercorrono tra le varie unità stratigrafiche si vengono a determinare le relazioni stratigrafiche di contemporaneità, anteriorità e posteriorità. Le principali unità stratigrafiche individuate sono le seguenti:

- Parete in ciottoli appartenente alla rocca trecentesca di San Giovanni in Persiceto
- Successiva sopraelevazione in laterizio
- Tamponatura di una precedente apertura e risarcitura di una lesione da sisma
- Interventi novecenteschi in mattoni e forati.



Foto della parete interna all'oratorio, lato nord - est, dopo la rimozione dell'intonaco.

INTERVENTO



Fasi dell'intervento:

- 1) Scuci e cuci dei mattoni perimetrali dell'apertura tamponata al fine di andare a ricostituire l'ammorsamento di questa porzione di parete con la restante parte.
- 2) Armatura della parete con rete GFRP, fibra di vetro con rinforzo polimerico.

Messa in opera della rete GFRP:

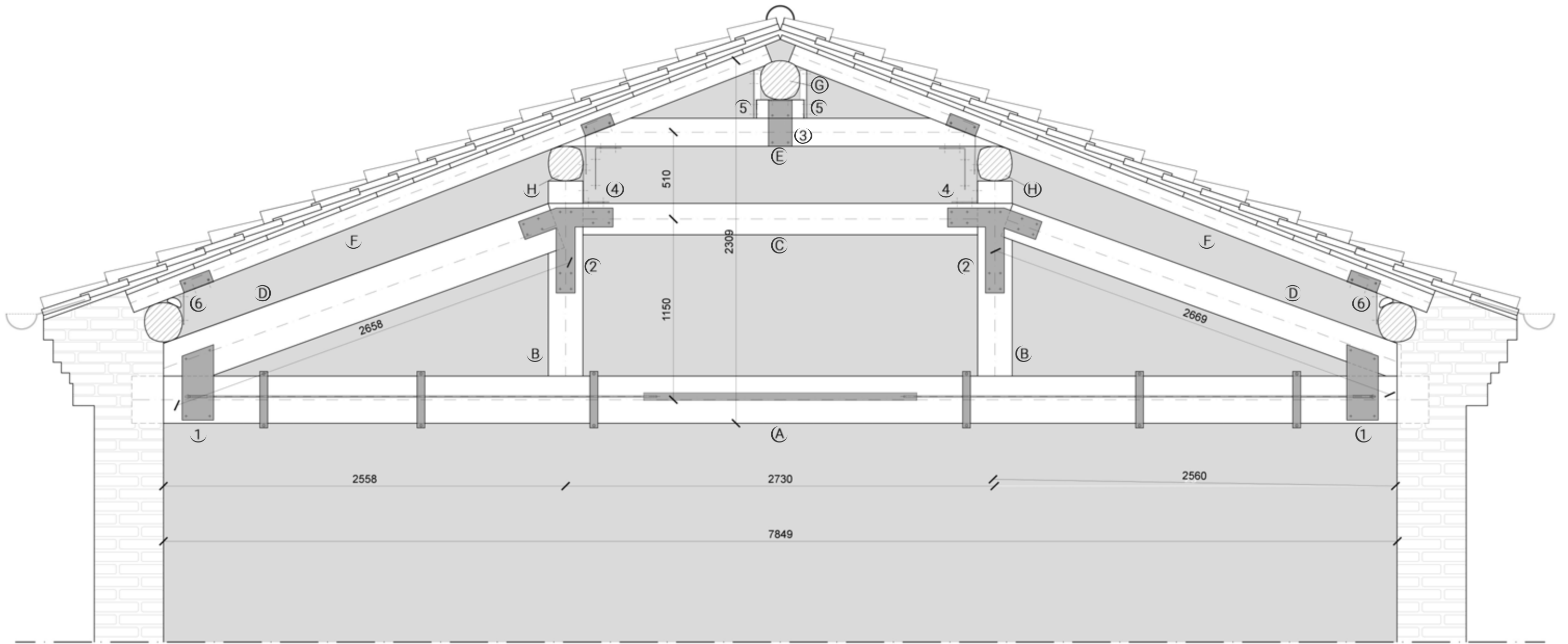
- Rimozione dell'intonaco esistente e della malta nei giunti della muratura
- Applicazione di uno strato di rinzaffo cementizio
- Esecuzione di fori non passanti per permettere l'inserimento di connettori ad L in fibra di vetro
- Applicazione della rete GFRP sulla superficie della parete
- Inserimento dei connettori ad L non passanti
- Iniezione di resina epossidica nei fori per ancorare i connettori
- Stesura di un nuovo intonaco in malta bastarda.



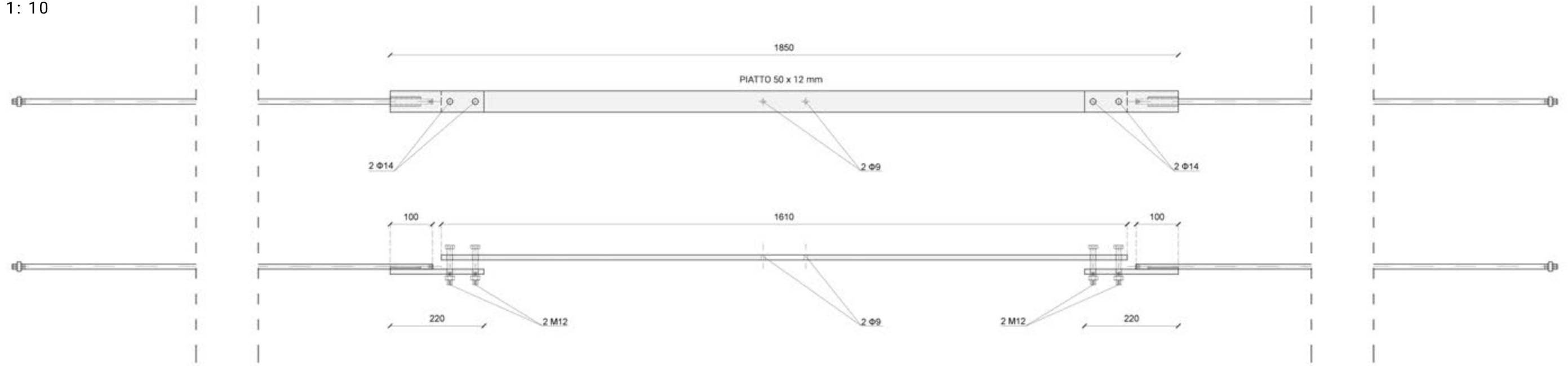
Immagine esemplificativa dell'intervento con rete GFRP.

Legenda dei simboli utilizzati

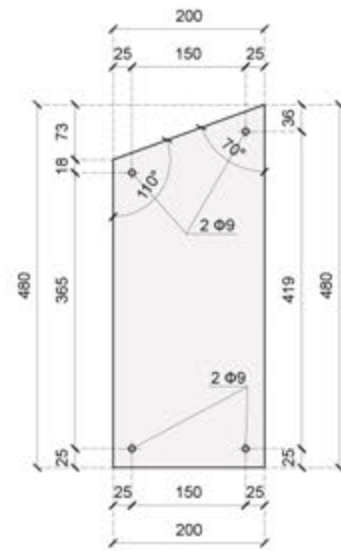
-  Area d'intervento
-  Scuci e cuci
-  Rete GFRP



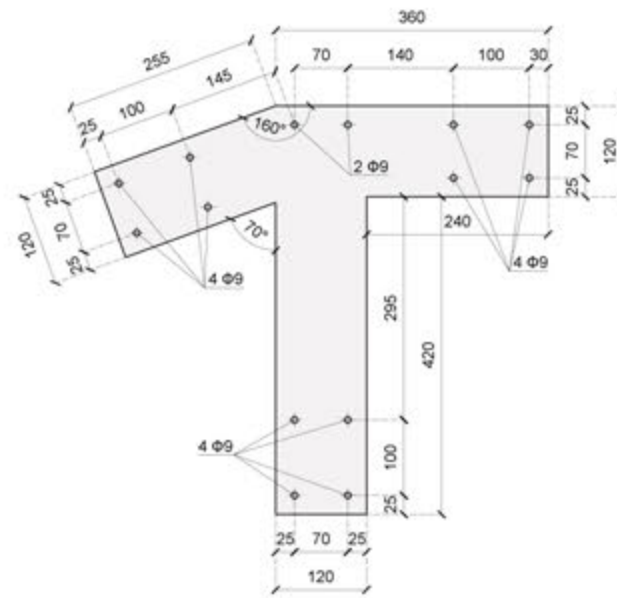




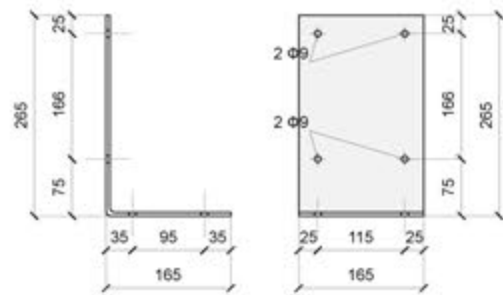
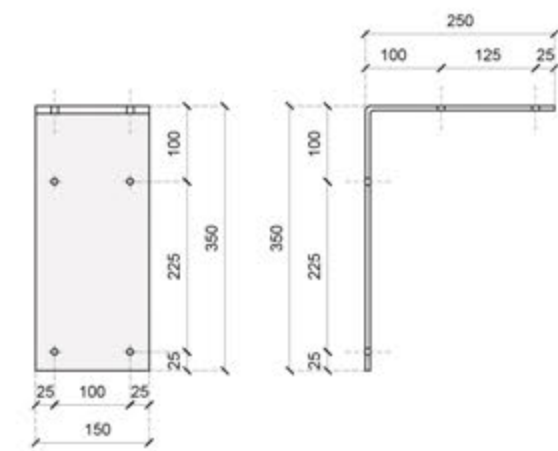
PIASTRA 1 \_ SPESSORE 6 mm



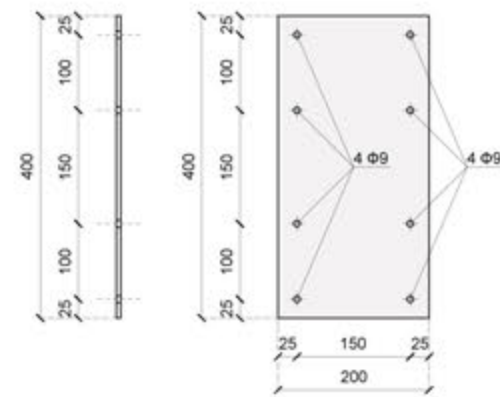
PIASTRA 2 \_ SPESSORE 6 mm



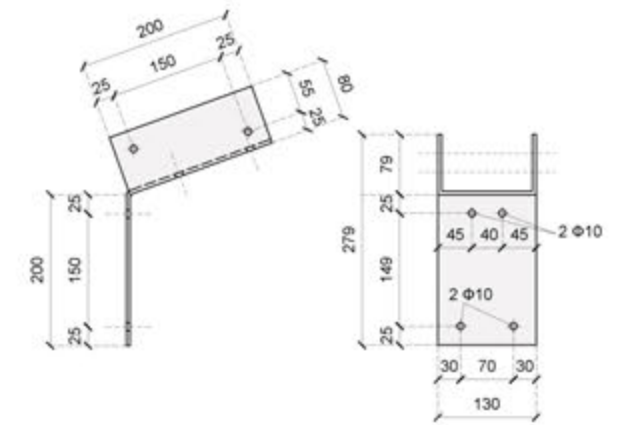
PIASTRA 4 \_ SPESSORE 6 mm



PIASTRA 3 \_ SPESSORE 6 mm

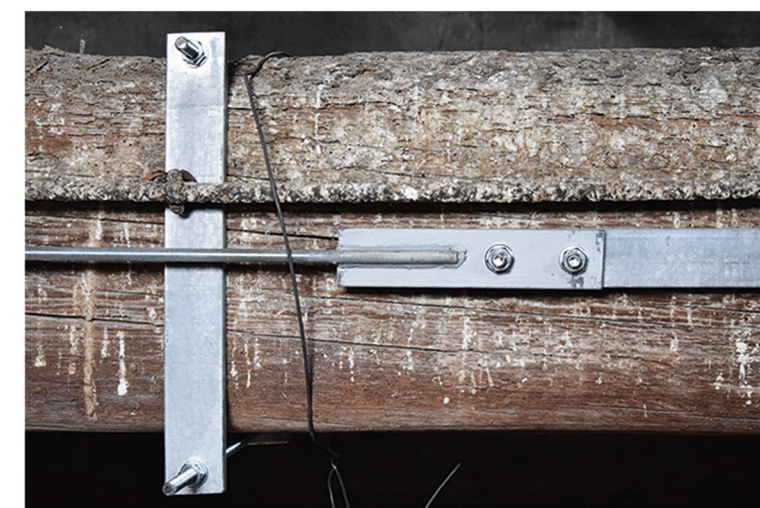


PIASTRA 5 \_ SPESSORE 6 mm

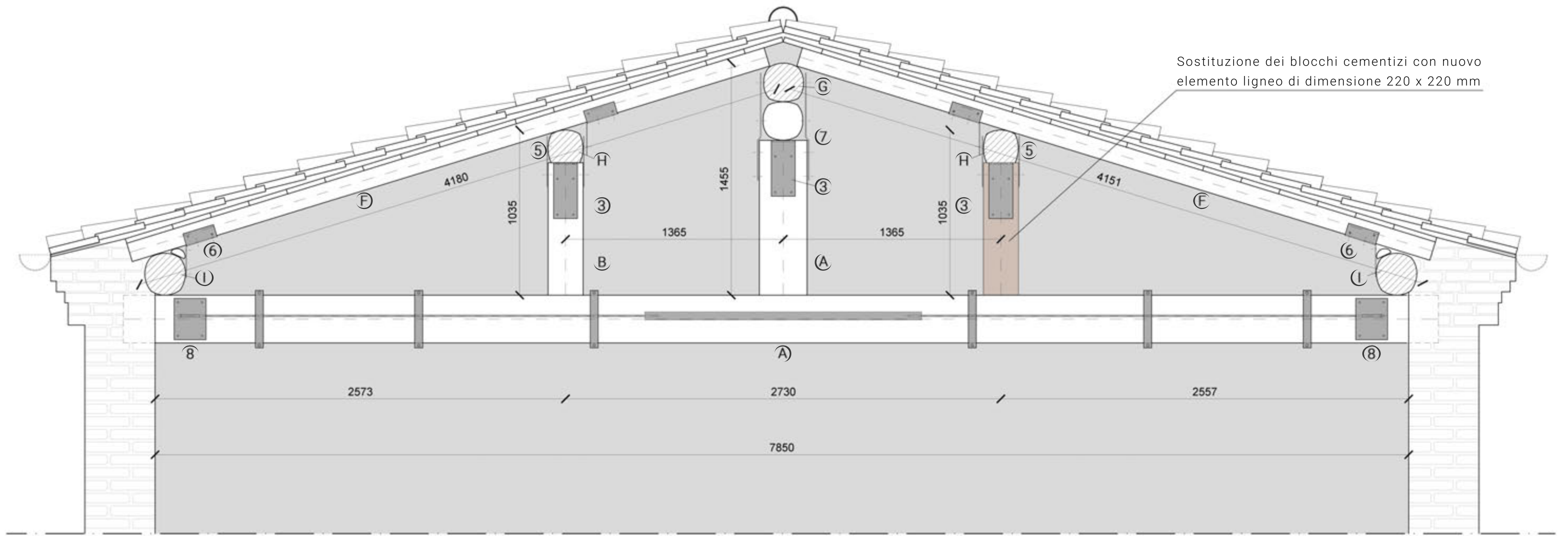


PIASTRA 6 \_ SPESSORE 6 mm

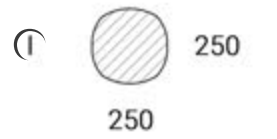
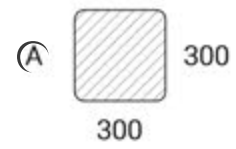






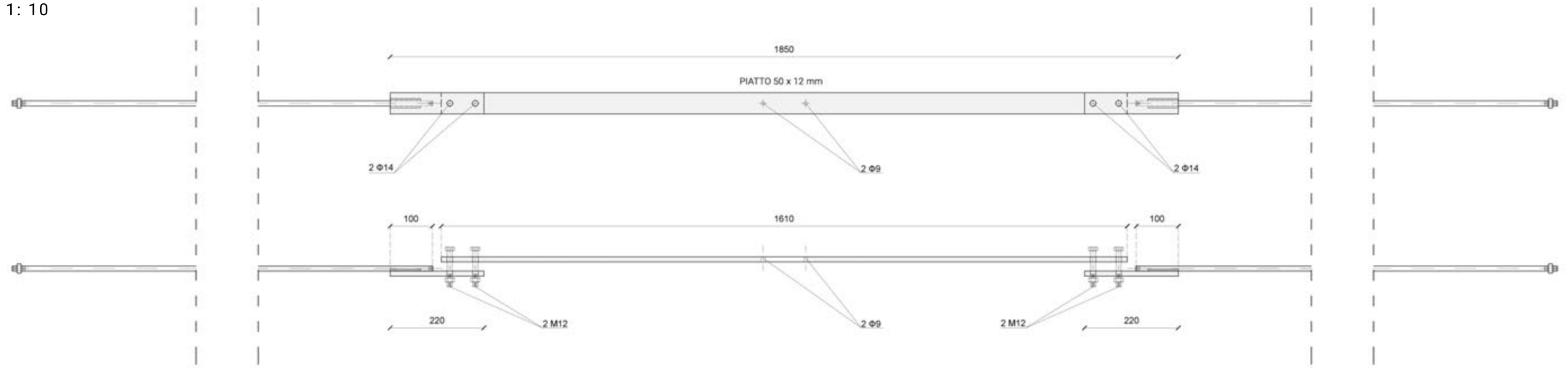


Sostituzione dei blocchi cementizi con nuovo elemento ligneo di dimensione 220 x 220 mm

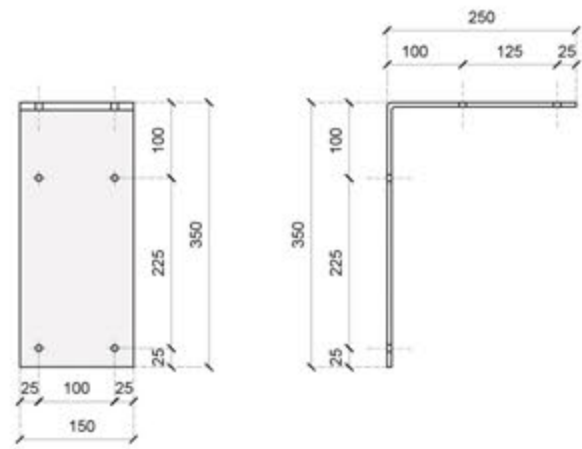




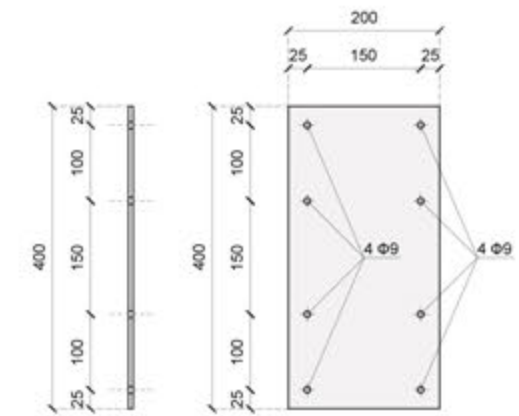
SCALA 1: 10



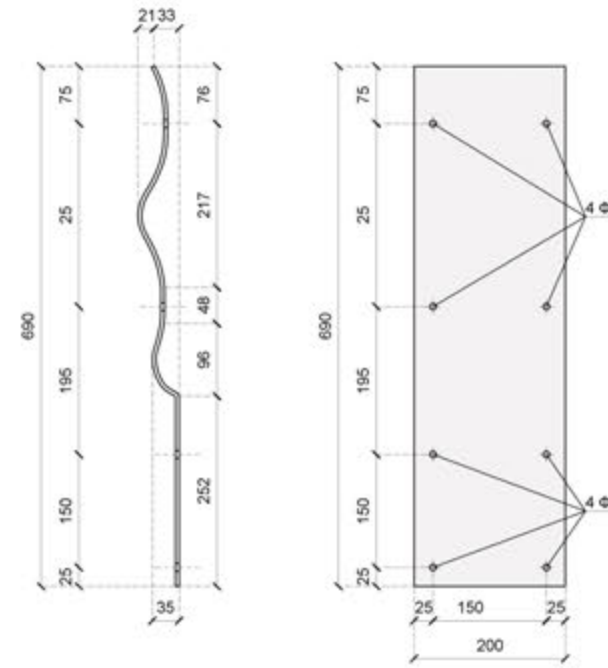
PIASTRA 3 \_ SPESSORE 6 mm



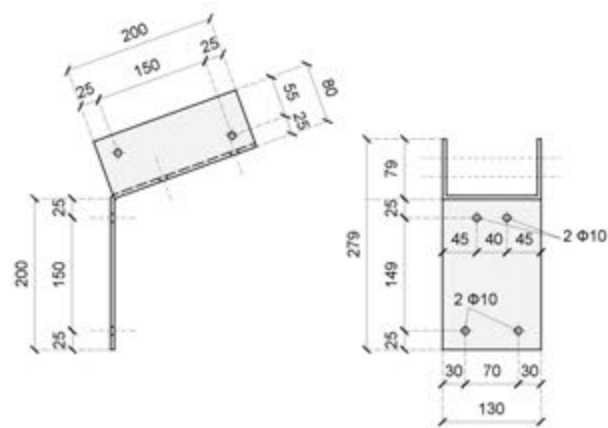
PIASTRA 5 \_ SPESSORE 6 mm



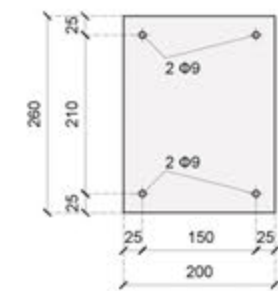
PIASTRA 7 \_ SPESSORE 6 mm

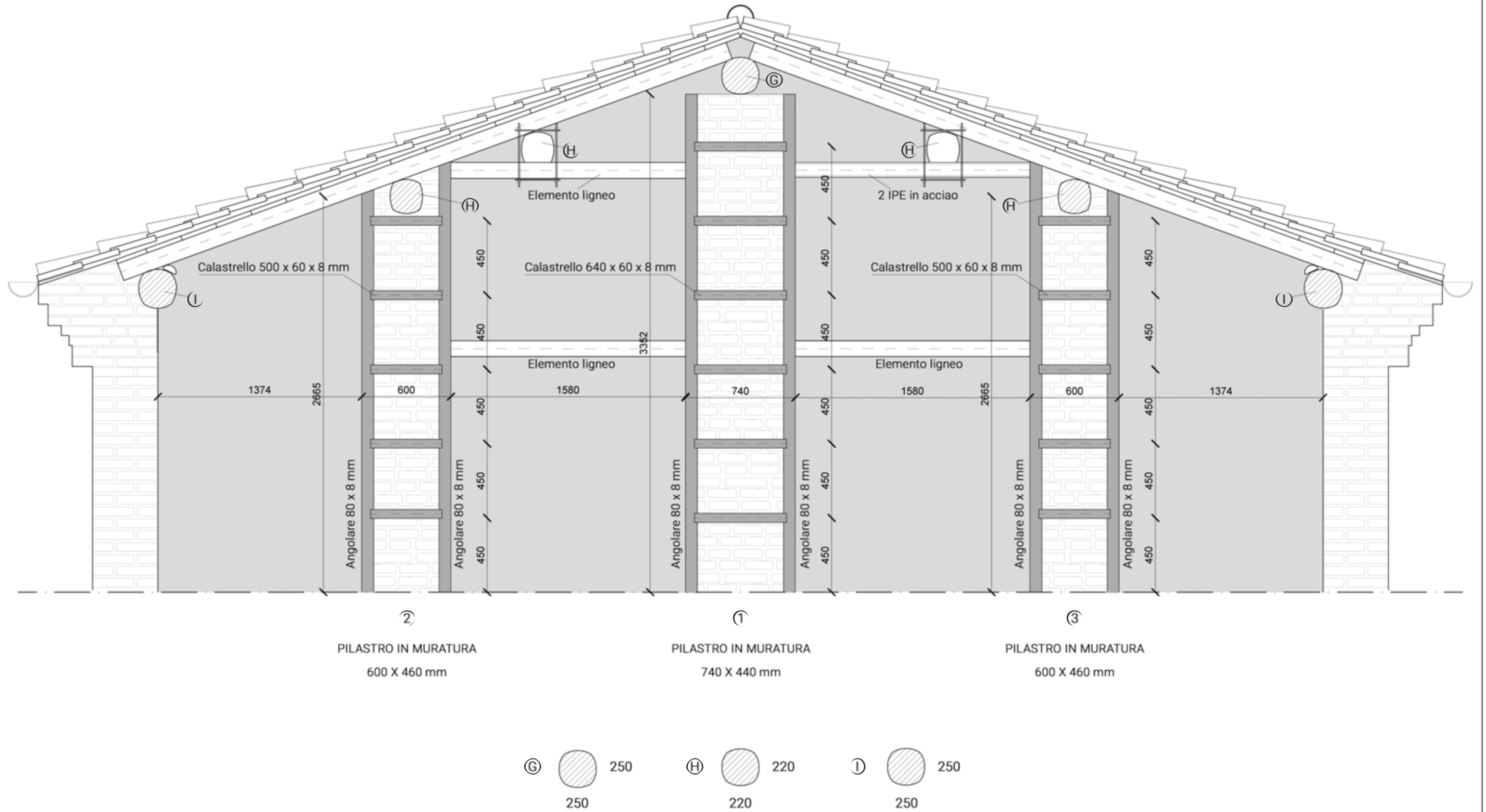


PIASTRA 6 \_ SPESSORE 6 mm

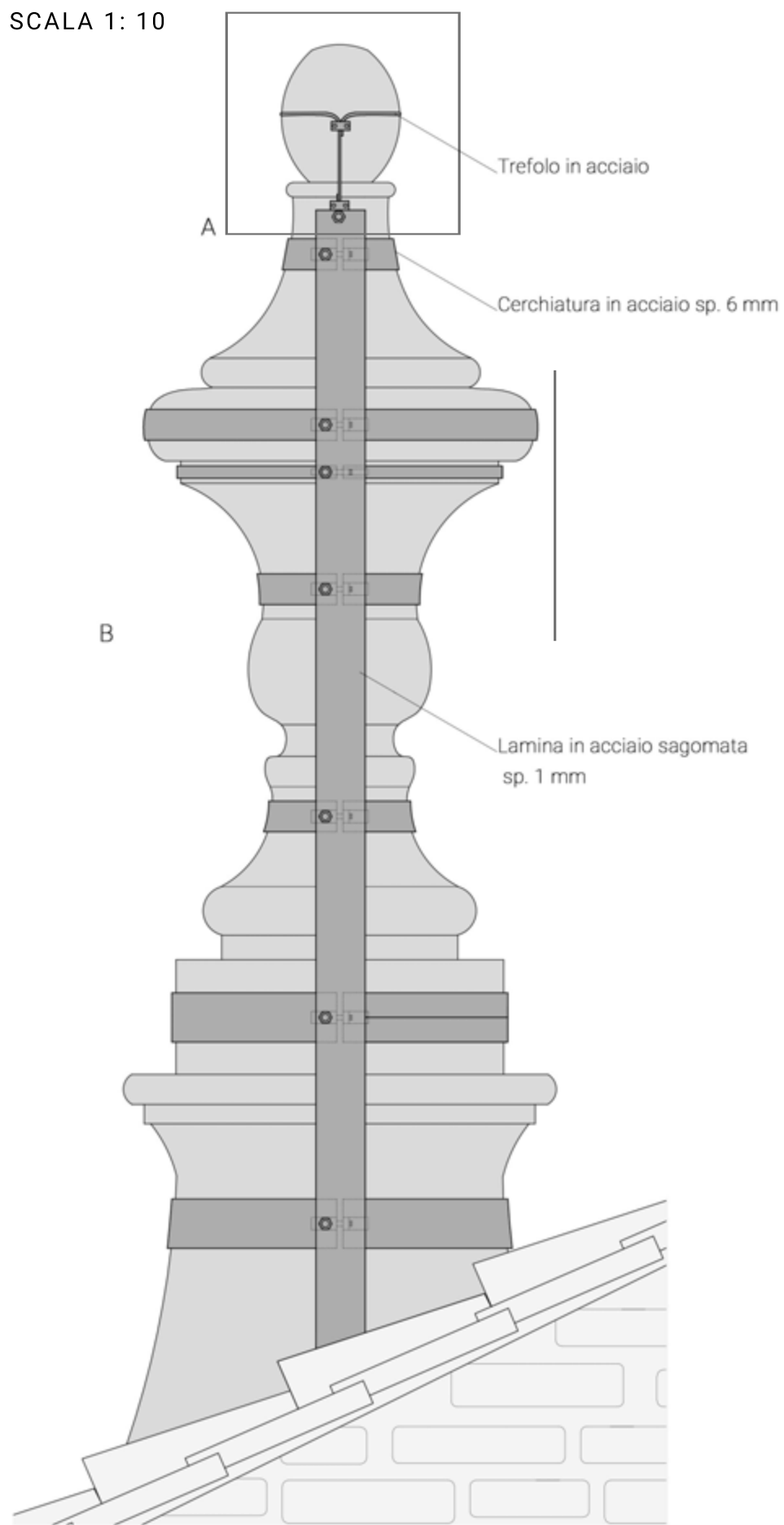


PIASTRA 8 \_ SPESSORE 6 mm

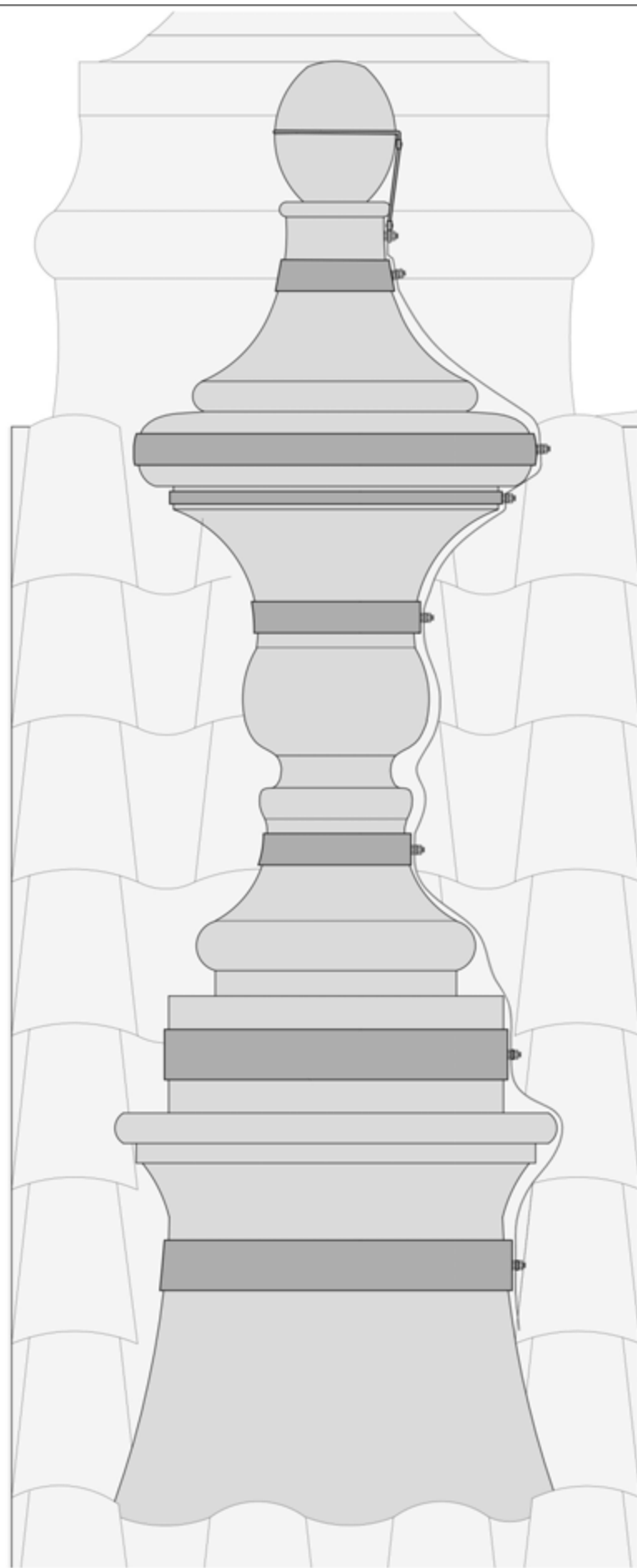




SCALA 1: 10



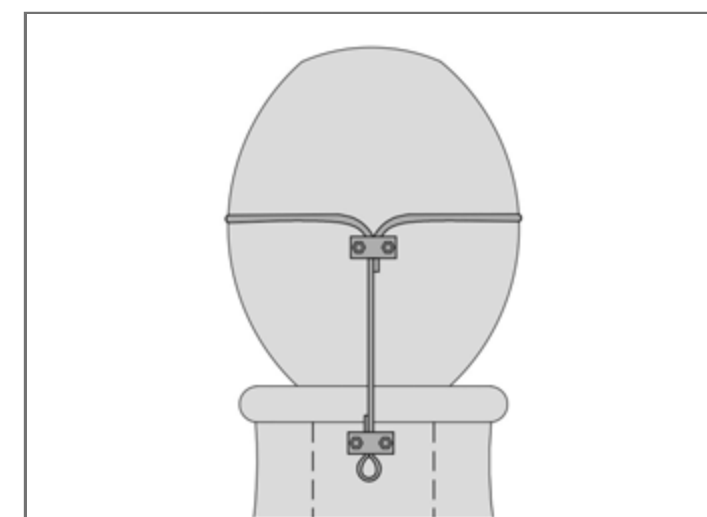
VISTA FRONTALE \_ LATO NORD - OVEST



VISTA LATERALE \_ LATO SUD - OVEST

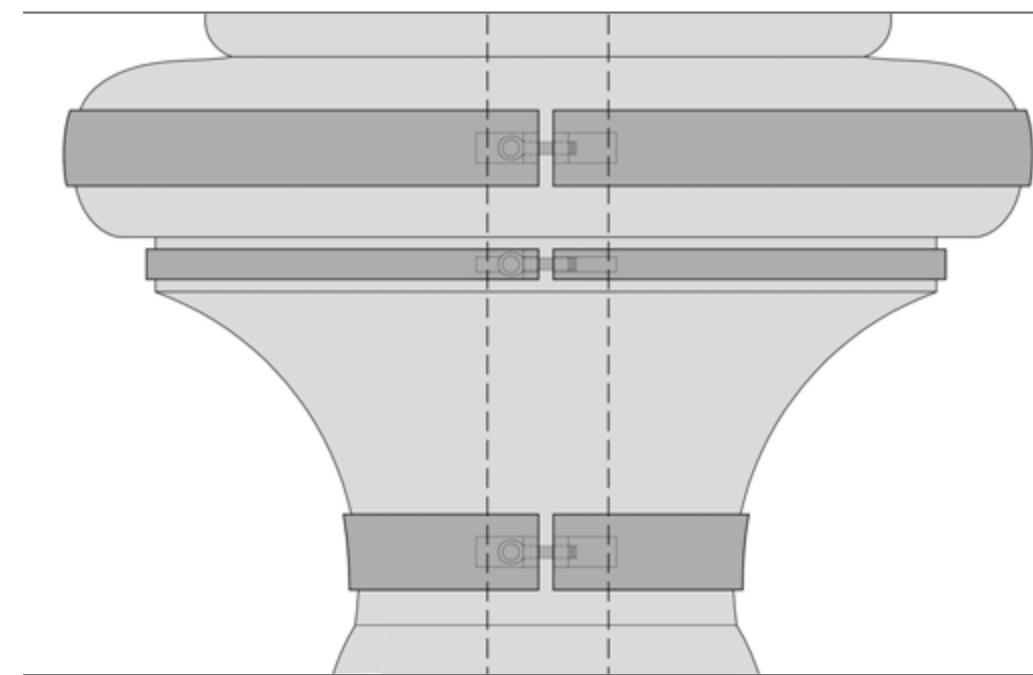


LATO NORD - OVEST



RIQUADRO A

SCALA 1:5

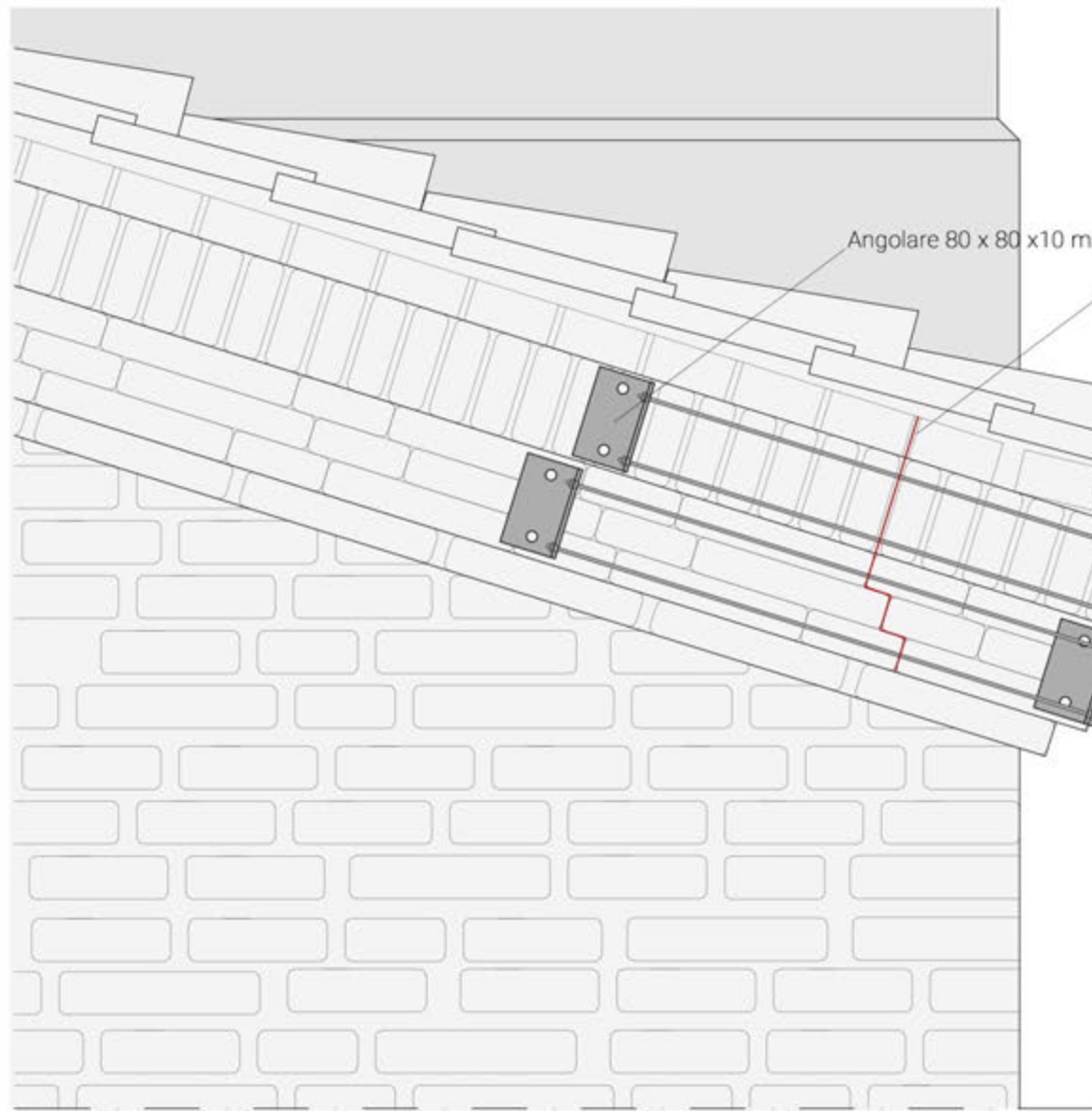


RIQUADRO B

SCALA 1:5



SCALA 1: 10



VISTA BIDIMENSIONALE DELL'INTERVENTO



FOTO DELLA LESIONE SUL CORNICIONE

Lesione del cornicione della canonica, lato nord - est, dovuta allo scivolamento degli elementi che lo compongono

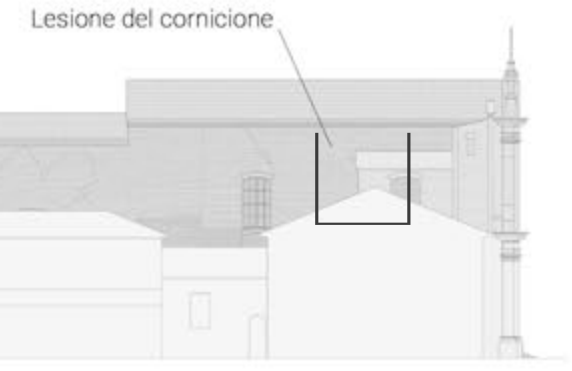
Riposizionamento dei mattoni fuori posto e stilatura dei giunti dei malta

Coppia di angolari 80 x 80 x 10 mm saldati a farfalla

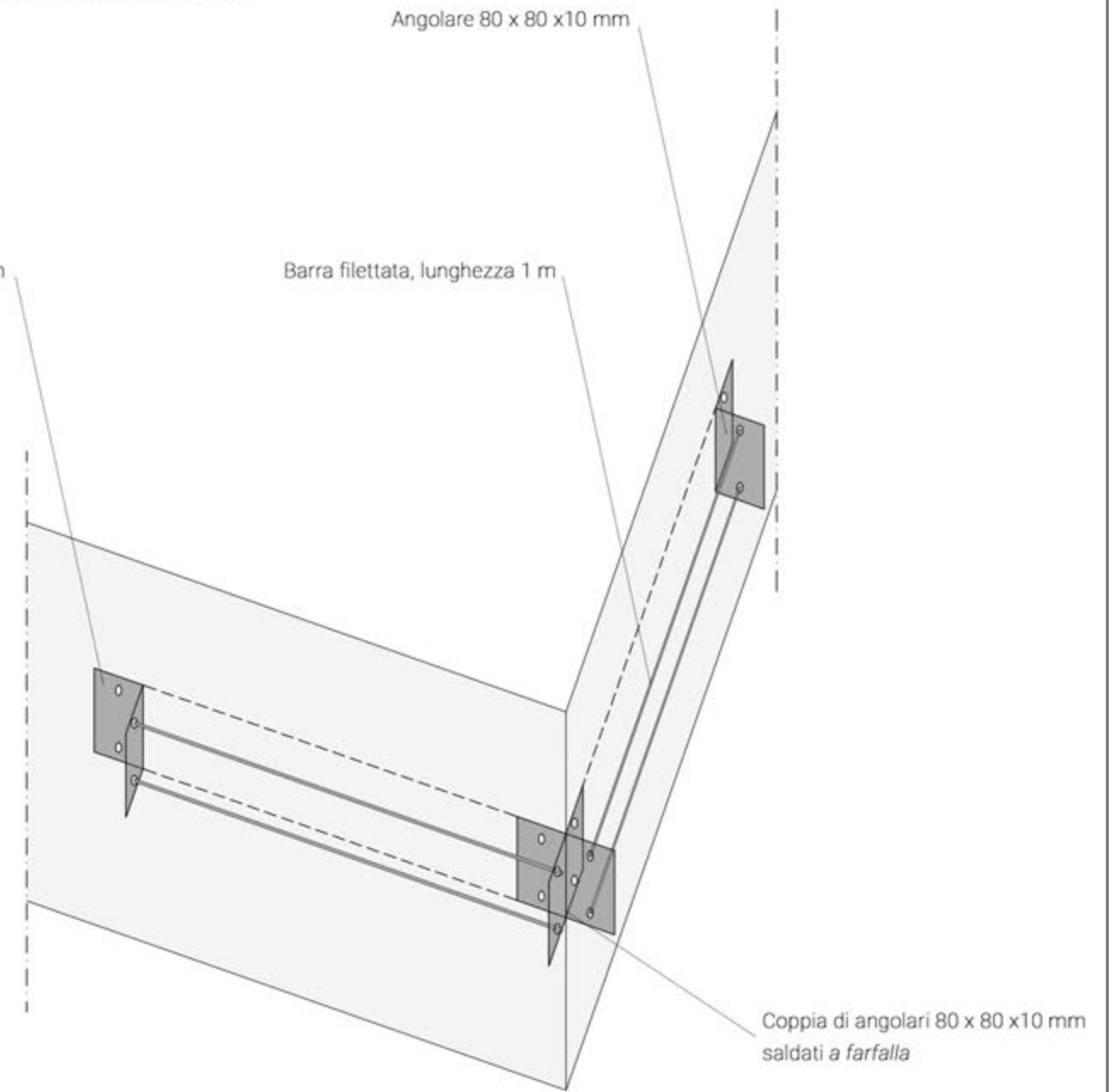
Angolare 80 x 80 x 10 mm

Barra filettata, lunghezza 1 m

Coppia di angolari 80 x 80 x 10 mm saldati a farfalla



LATO NORD - EST



VISTA TRIDIMENSIONALE DELL'INTERVENTO

PROSPETTO NORD - OVEST

Presenza sulla superficie di materiale incoerente e di residui forse dovuti ad un'antica intonacatura della parete. Le fonti storiche reperite non forniscono informazioni esaustive riguardo la finitura ed il trattamento delle superfici esterne nel passato.



Foto di una porzione di muratura nella zona superiore.



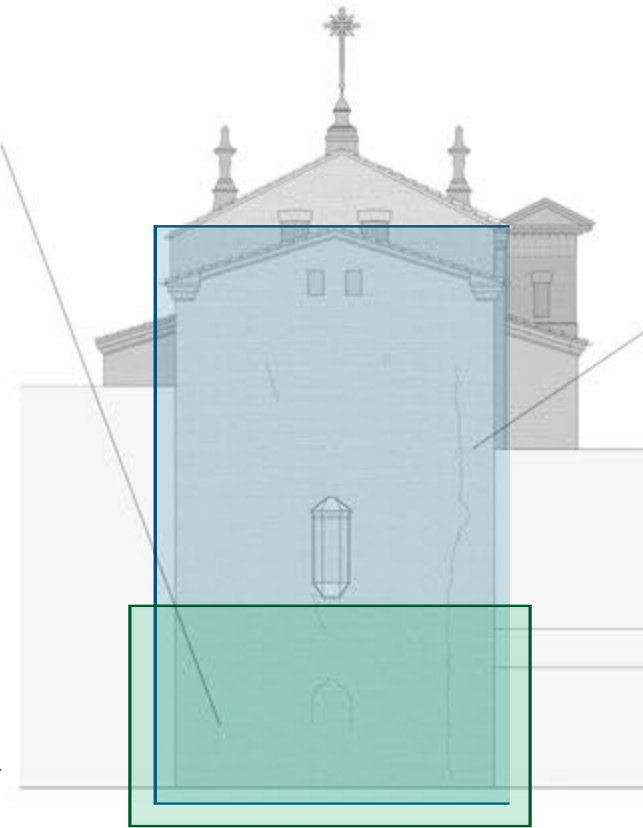
Degrado della zona inferiore della parete nord - ovest dovuto all'azione congiunta dell'acqua presente nell'umidità di risalita dal terreno e dell'inquinamento atmosferico; quest'ultimo ha determinato la comparsa di croste nere sulla superficie.



Foto di una porzione di muratura nella zona inferiore.

ANALISI DEL DEGRADO

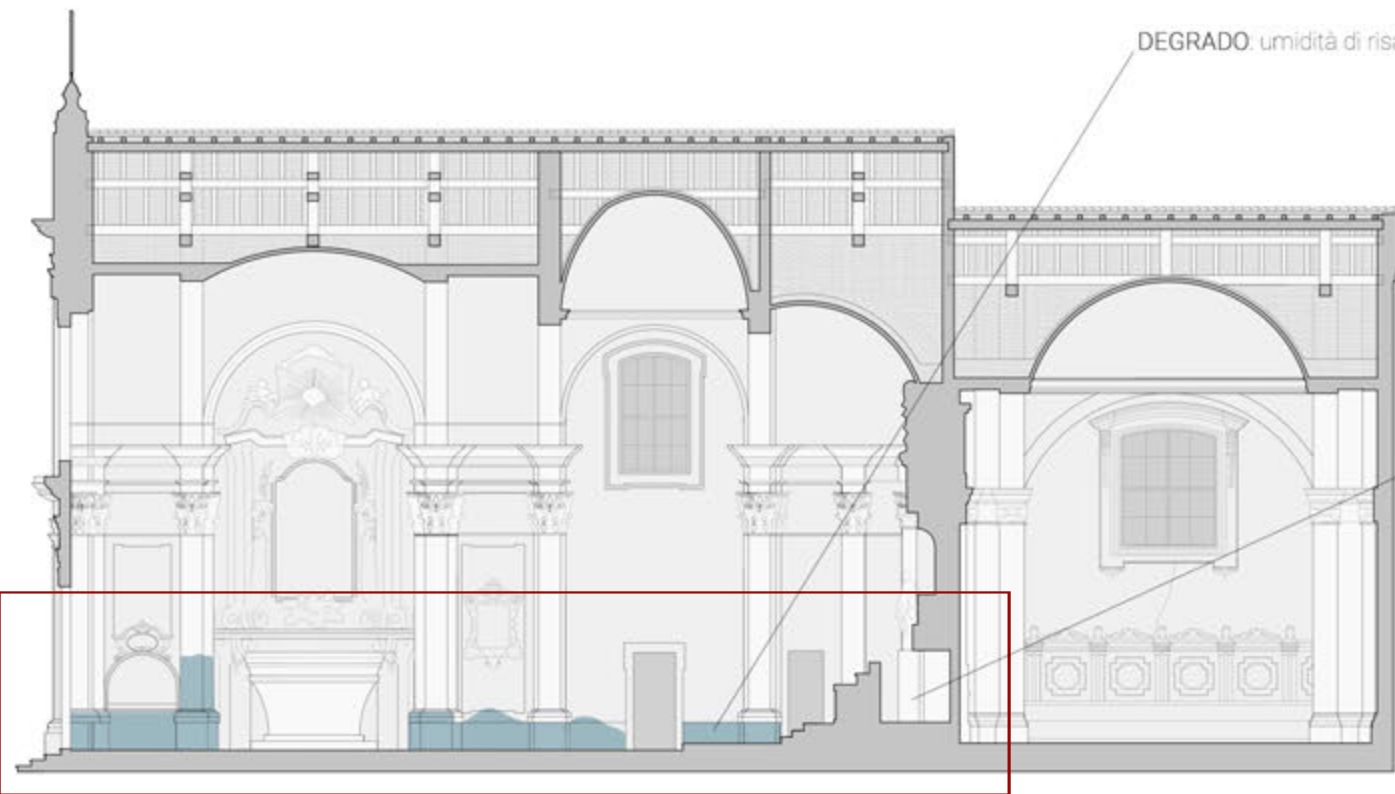
**Impacchi a base di polpa di cellulosa.** Questo tipo di intervento viene utilizzato per rimuovere le croste nere sulla superficie del materiale; essendo costituite quasi esclusivamente da gesso, le croste sono solubili in acqua che rappresenta, infatti, l'agente pulente dell'impacco. Viene interposto tra materiale ed impacco, la carta giapponese che funge da filtro e consente di rimuovere l'impacco senza lasciare residui. L'impacco, sigillato con pellicola polimerica, viene lasciato agire per 12 - 24 ore, trascorse le quali si rimuove la pellicola e si lascia asciugare. L'incrostazione solubilizzata viene trasferita all'impacco che viene rimosso.



**Pulitura ad acqua a bassa pressione.** Si utilizza acqua alla pressione di acquedotto, 2 - 3 atmosfere, in modo da garantire l'integrità della superficie sulla quale si sta intervenendo. La tecnica utilizzata è quella spray e ciò consente una sua applicazione anche sulle superfici di edifici storici o di pregio, in quanto non viene esercitata alcun tipo di azione meccanica sul supporto. Terminata la pulitura ad acqua si può procedere con una di tipo meccanico per rimuovere il materiale disciolto dalla superficie. Le spazzole di nylon o saggina, non fortemente abrasive, sono l'ideale per questo tipo di operazione.

INTERVENTO

SEZIONE A - A



DEGRADO: umidità di risalita della zona inferiore della muratura

**INTERVENTO: intonaco macroporoso.** Intervento di risanamento dell'umidità di risalita nelle murature basato sull'utilizzo di intonaco macroporoso a base di calce idraulica naturale.

Fasi dell'intervento:

Fase 1: Preparazione del fondo. La muratura deve essere libera da polvere, sporco, efflorescenze saline ecc. Eventuali tracce di oli, grassi e cere, anche tutte le parti sfarinanti devono essere preventivamente rimosse. I sali eventualmente presenti sul supporto devono essere preventivamente eliminati mediante pulizia a secco per evitarne la diffusione. La muratura deve essere preparata rimuovendo totalmente l'intonaco esistente per un'altezza di almeno un metro superiore alla fascia in cui è visibile l'umidità.

Fase 2: Stesura del rinforzo.

Fase 3: Applicazione dell'intonaco macroporoso.

L'intervento deve essere realizzato per un'altezza di almeno un metro superiore alla linea di risalita dell'umidità.





## RINGRAZIAMENTI

Ringrazio il mio relatore, Prof. Riccardo Gulli, per avermi fatto avvicinare alla materia del recupero in ambito sismico e tutti i docenti che hanno stimolato in me l'interesse verso questo campo. Ringrazio in particolar modo i miei correlatori, Ing. Giorgi Predari e Ing. Marco Pasquini per avermi accompagnata in questo percorso di tesi con i loro consigli e la loro disponibilità.

Ringrazio col cuore la mia famiglia per aver reso possibile il raggiungimento di questo traguardo e per avermi appoggiata e sostenuta nel mio percorso, sempre e comunque.

Grazie alle amiche di sempre: si è più lontane, ma non per questo meno unite.

Grazie alle mie compagne di università, nonché splendide amiche, per aver reso belli questi anni.

Grazie Giuseppe di essere al mio fianco.

