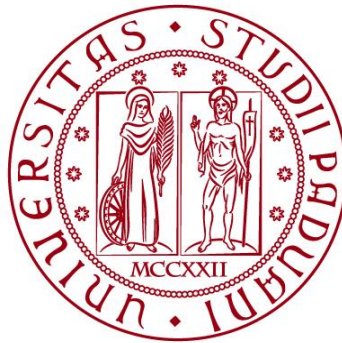


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE
Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering

Corso di Laurea Magistrale a Ciclo Unico in
Ingegneria Edile - Architettura



TESI DI LAUREA

**AGGIORNAMENTO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA E
MODELLAZIONE STRUTTURALE DELLA CHIESA DELL'EREMO
CAMALDOLESE DI SAN GIORGIO A BARDOLINO (VR)**

Relatore:

Chiar.ma Prof.ssa Ing. MARIA ROSA VALLUZZI

Correlatori:

Chiar.mo Prof. Ing. CLAUDIO MODENA

Ing. ELVIS CESCATTI

Laureanda:

ANNA ALBERTINI
594098

ANNO ACCADEMICO 2016-2017

Alla mia famiglia

INDICE

Introduzione	1
Capitolo 1 Analisi storico - critica	1
1.1 Inquadramento Geografico	1
1.2 Inquadramento Cartografico.....	2
1.3 Inquadramento Sismico	4
1.3.1 Storia Sismica	4
1.3.2 Mappe di Pericolosità Sismica.....	5
1.4 Storia del Complesso	8
1.4.1 L'Ordine Camaldolese	8
1.4.2 L'Eremo Di Monte San Giorgio A Bardolino	16
Capitolo 2 Indagini conoscitive	25
2.1 Rilievo Fotografico.....	25
2.1.1 Il rilievo	25
2.2 Rilievo Geometrico.....	28
2.2.1 La Chiesa.....	30
2.2.2 Le Volte.....	31
2.2.3 Le Coperture.....	33
2.2.4 Il Campanile.....	34
2.2.5 Unità Strutturali e di Minimo intervento	35
2.2.6 Destinazione d'uso	36
Capitolo 3 Analisi Stato di Fatto e Comportamento Strutturale	37
3.1 Rilievo Critico.....	37
3.1.1 Stato dei danni	37
3.1.2 Degrado e dissesto	40
3.2 Rilievo Strutturale	46

3.2.1	Analisi storica degli eventi e degli interventi subiti	46
3.2.2	Morfologia degli Elementi Strutturali	47
3.2.3	Presidi Antisismici	49
3.2.4	Valutazione della Qualità Muraria	49
3.3	Impatto degli impianti tecnologici sugli elementi strutturali	50
3.4	Vulnerabilità.....	51
3.4.1	Presenza di Pareti Accostate.....	51
3.4.2	Presenza di Nicchie e Cavedi.....	52
3.4.3	Muratura Portante In Falso.....	53
3.4.4	Presenza di Tiranti.....	54
3.4.5	Elementi non strutturali.....	55
Capitolo 4	Diagnosi sul campo.....	57
4.1	Piano d'indagine.....	57
4.2	Prove non Distruttive	57
4.2.1	Prove Soniche.....	58
4.2.2	Termografie.....	59
4.2.3	Georadar	59
4.2.4	Prova Dinamica Su Tirante	60
4.2.5	Resistograph	60
4.2.6	Igrometro Elettrico.....	60
4.3	Prove debolmente distruttive	61
4.3.1	Endoscopie.....	61
4.3.2	Martinetto Piatto	61
4.4	Monitoraggio meccanico	62
4.5	Pozzetti d'ispezione	62
4.6	Prove proposte.....	63
4.6.1	Piano terra	63
4.6.2	Coperture	64
4.6.3	Campanile	65

Capitolo 5	Valutazione delle azioni	67
5.1	Valutazione dei Carichi Sismici	67
5.1.1	Normativa di Riferimento	67
5.1.2	Sicurezza e prestazioni attese	67
5.1.3	Vita nominale	68
5.1.4	Classe d'Uso	68
5.1.5	Azione Sismica	68
5.2	Caratteristiche dei Materiali	72
5.3	Analisi dei Carichi	73
5.3.1	Pesi Propri permanenti e Portati	73
5.3.2	Carichi Accidentali	76
5.4	Combinazione Sismica delle Azioni	79
5.5	Spinta delle Volte	80
5.5.1	Arco navata centrale	81
5.5.2	Arco Navate Nord-Est e Nord-Ovest	82
5.5.3	Arco navata sud-est e Sud-Ovest della Sacrestia	83
5.5.4	Spinta dell'Arco della Cappellina nell'angolo Sud-Ovest	84
5.5.5	Spinta dell'Arco del Campanile	85
Capitolo 6	Analisi limite	87
6.1	Meccanismi Locali	87
6.1.1	Macroelementi	87
6.2	Approccio Cinematico	88
6.2.1	Curva di Capacità	89
6.2.2	Calcolo del Coefficiente di Attivazione del Meccanismo	90
6.2.3	Riduzione del Braccio delle Forze Stabilizzanti	91
6.2.4	Analisi Cinematica Lineare: Verifica semplificata con fattore di struttura	92
6.2.5	Analisi Cinematica Non Lineare: Verifica mediante spettro di capacità	93
6.3	Meccanismi di Collasso locali	94
6.4	Ribaltamenti Fuori Piano: Meccanismi di Primo Modo	96
6.4.1	M1.1 Meccanismo di Ribaltamento Semplice di Parete Monolitica	96

6.4.2	M1.2 Meccanismo di Ribaltamento Semplice di Parete a Doppia Cortina	107
6.4.3	M2.1 Meccanismo di Ribaltamento Composto di Cuneo Diagonale	115
6.4.4	M2.2 Meccanismo di Ribaltamento del Cantonale.....	121
6.4.5	M3.1 Meccanismo di Flessione Verticale di Parete Monolitica.....	126
6.4.6	M3.2_Meccanismo di Flessione Verticale di Parete a Doppia Cortina	129
6.5	Ribaltamenti nel Piano: Meccanismi di Secondo Modo	130
6.5.1	M4.1 Meccanismo di Rottura a Taglio	130
6.6	Riepilogo dei risultati ottenuti	136
6.7	Analisi e comparazione dei dati	143
6.7.1	Analisi lineare.....	143
6.7.2	Analisi non lineare.....	145
Capitolo 7	Modellazione strutturale	147
7.1	Costruzione del modello	147
7.1.1	Modellazione iniziale	147
7.1.2	Modellazione in Straus7.....	147
7.1.3	Proprietà dei materiali	148
7.2	Analisi dinamica modale globale	149
7.3	Controllo del modello	151
7.3.1	Tensione verticale	151
7.3.2	Taglio alla base	151
7.3.3	Distribuzione dello sforzo	152
7.4	Analisi dei modi di Vibrare	153
7.5	Verifiche sismiche agli Stati Limite Ultimi	155
7.5.1	Verifica a Pressoflessione nel piano della parete	157
7.5.2	Verifica a taglio nel piano della parete	159
7.5.3	Riassunto verifiche	161

Capitolo 8	Analisi di sensitività	163
8.1	Analisi limite	163
8.1.1	Analisi in LC2.....	163
8.1.2	Coefficiente di attivazione e confronti tra LC1 e LC2	171
8.1.3	Considerazioni finali	176
8.2	Modellazione globale	177
8.2.1	Variazione del livello di conoscenza.....	177
8.2.2	Variazione dello spettro di risposta	179
8.2.3	Variazione della resistenza a taglio della muratura	182
8.2.4	Considerazioni finali	191
Capitolo 9	Interventi per la riduzione della vulnerabilità sismica	193
9.1	Criteri e tipi di intervento.....	193
9.1.1	Interventi volti a ridurre le carenze dei collegamenti.....	194
9.1.2	Interventi volti ad incrementare la resistenza degli elementi murari	194
9.2	Interventi locali.....	195
9.2.1	Inserimento di Tiranti.....	195
9.2.2	Calcolo dei Tiranti.....	198
9.3	Interventi globali	200
9.3.1	Iniezioni di miscela leganti	200
9.3.2	Intonaco armato.....	202
9.3.3	Diatoni	203
9.3.4	Combinazioni di interventi	204
9.3.5	Riassunto degli interventi.....	205
	Conclusioni	207
	Bibliografia	213
	Allegati	219
1	Tabella dei modi di vibrare della struttura.....	221
2	Tabelle riportanti le verifiche a pressoflessione allo SLU.....	224
3	Tabelle riportanti le verifiche a taglio allo SLU	240

4 Scheda di 1° livello per il rilievo della tipologia e della qualità della muratura..... 256

Tavole allegate

- 0. Planivolumetrico
- 1. Rilievo geometrico
- 2. Rilievo fotografico
- 3. Rilievo strutturale
- 4. Degrado
- 5. Quadro fessurativo
- 6. Piano d'indagine

INTRODUZIONE

Il caso oggetto di studio della presente tesi è la chiesa presso l'eremo di San Giorgio situato sulla rocca di Bardolino in provincia di Verona.

A seguito dei recenti eventi sismici si è potuto notare come gli edifici storici presenti sul territorio italiano, in particolare le chiese, risultino essere i più vulnerabili a tali azioni.

In tale ottica si è deciso di procedere ad un'analisi della vulnerabilità sismica al fine di poter osservare i punti critici della struttura ed individuare possibili interventi volti a garantirne la sicurezza.

Per fare ciò si è proceduto ad un'analisi storico-critica della zona in cui è inserito l'eremo camaldolese e della sua storia. Si è iniziato raccogliendo informazioni circa l'inquadramento geografico e cartografico, osservando la conformazione del territorio, le normative vigenti e le tavole geolitologiche che riportano le tipologie di sottosuolo presenti. Successivamente, si è proseguito con un'analisi mirata alla conoscenza degli eventi sismici che hanno interessato la zona dalla costruzione dell'eremo ad oggi ma anche al suo inquadramento nella mappa di pericolosità sismica nazionale.

Parallelamente è stata svolta un'analisi storica del complesso, indagando l'origine dell'ordine camaldolese volta ad una migliore conoscenza dell'eremo. Tale analisi ha permesso di ipotizzare che l'edificio attuale sia stato edificato sulle fondazioni di una chiesa precedentemente esistente e di dimensioni minori.

Si è quindi potuto osservare come la pianta dell'intero complesso rispecchi quella utilizzata per l'Eremo di Camaldoli e come la struttura della chiesa segua i dettami dell'ordine camaldolese, non solo per posizione e pianta, ma anche nella scelta dei materiali utilizzati.

Proseguendo nello studio si è passati mediante indagini conoscitive al rilievo geometrico e fotografico del manufatto con sopralluoghi e misurazioni condotte in sito al fine di delineare il quadro di partenza. Tale rilievo è stato poi integrato con lo stato di danno e del degrado presenti; particolare attenzione è stata rivolta all'analisi del quadro fessurativo in modo da poter individuare eventuali meccanismi in atto e vulnerabilità esistenti. Tuttavia, non potendo effettuare indagini in sito, si è proceduto stilando un'ipotesi di un possibile piano di indagine in cui sono riportate le tipologie di prove e i punti in cui queste risultano essere più utili al fine di ottenere un miglior quadro conoscitivo della struttura e dei materiali.

Per il presente lavoro di tesi si è quindi proceduto utilizzando il solo rilievo visivo mediante una serie di ipotesi, appoggiandosi alla normativa di riferimento per i valori da utilizzare.

A partire dai dati forniti dalle Norme Tecniche³⁵ quindi, per le tipologie di materiali individuati, sono stati valutati i carichi e le azioni agenti, dai singoli paramenti murari alle volte.

Fatto ciò si è passati alle analisi locali e globali della struttura.

Individuati i meccanismi di collasso tipici delle chiese, sono stati svolti i calcoli per ogni macroelemento indagato sia con riferimento ad un livello di conoscenza LC1 che, successivamente, ad un livello di conoscenza maggiore, LC2. Questo è stato fatto al fine di valutare quale miglioramento si potrebbe ottenere mediante un'analisi più approfondita dell'edificio tramite prove svolte in sito.

Effettuata quindi un'analisi locale della struttura si è passati alla modellazione FEM dell'edificio mediante l'uso del software *Straus7* al fine di indagare il suo comportamento globale. Tale modello di calcolo è stato quindi utilizzato per un'analisi dinamica modale, analizzandone inizialmente i modi di vibrare e le rispettive forme modali; si sono poi svolte le verifiche sismiche allo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita, o SLV.

Tali calcoli prevedono, su più combinazioni sismiche, le verifiche a pressoflessione e a taglio nel piano della parete che sono state eseguite sia nel livello di conoscenza LC1 che in LC2.

Successivamente si è provato ad indagare l'influenza dello spettro di risposta utilizzato ipotizzando una riduzione dell'azione sismica utilizzata ed è stata svolta un'analisi di sensibilità per gli elementi che risultavano essere maggiormente problematici.

Al termine di tale lavoro di analisi si è rivelato necessario lo studio di possibili interventi atti al miglioramento sismico della struttura e sono stati studiati sia interventi di tipo locale, per evitare l'attivazione dei meccanismi di collasso studiati, che globale, per migliorarne i parametri considerati.

Tali analisi sono state proposte nell'ottica di valutare le casistiche migliori in caso di effettivi lavori futuri. Questo lavoro è stato eseguito, nella prima parte di rilievo, in collaborazione con Giulia Micheletto che ha sviluppato i calcoli e le proposte di intervento mediante il software di calcolo 3muri in modo da poter aver una visione più completa del comportamento della struttura.

³⁵ Cap.2, Decreto Ministeriale del 14/01/08, Norme Tecniche per le Costruzioni (G.U. n.29) del 4/2/08 suppl. ord. n.3

Organizzazione del Lavoro di Tesi

Il primo capitolo si propone di indagare l'inquadramento geografico e cartografico dell'eremo di San Giorgio con particolare attenzione anche alla storia sismica del luogo. Viene inoltre studiata la storia del complesso analizzando la sua evoluzione nei secoli e, passando anche per l'origine dell'ordine, si vogliono individuare i tratti fondamentali dell'architettura camaldolese.

Successivamente si passa al capitolo delle indagini conoscitive effettuato mediante il rilievo fotografico e geometrico della struttura. Vengono così definiti gli elementi principali quali il sistema voltato, le coperture ed il campanile; sono altresì individuate le unità strutturali e di minimo intervento oltre alla destinazione d'uso.

Nel terzo capitolo si inserisce il rilievo critico effettuato mediante lo studio dello stato dei danni, del degrado e del dissesto. Parallelamente viene condotto anche il rilievo strutturale attraverso l'analisi storica degli interventi subiti. Vi è lo studio della morfologia degli elementi strutturali ma anche dell'impatto degli impianti tecnologici presenti. Particolare attenzione viene data anche alla valutazione della qualità muraria, la cui scheda è presente in allegato 4, e vengono studiate le vulnerabilità dell'edificio.

A seguito di ciò viene proposto nel capitolo successivo un piano d'indagine localizzando gli interventi in base alle vulnerabilità maggiori dell'edificio. Tale piano prevede l'uso di prove non distruttive e debolmente distruttive al fine di ottenere più dati possibili evitando un approccio troppo invasivo.

Non essendo però stato possibile eseguire tali prove, nel quinto capitolo, vengono identificati i carichi sismici e le caratteristiche dei materiali basandosi sulla normativa vigente. Si vuole così giungere all'analisi dei carichi agenti e alla determinazione della spinta delle volte.

All'analisi dei carichi segue il capitolo dell'analisi limite. Vengono elencati i meccanismi locali che interessano i vari macroelementi spiegando in cosa consiste l'approccio cinematico, illustrando le curve di capacità e il coefficiente di attivazione. Vengono inoltre illustrati i passaggi dell'analisi cinematica lineare e non lineare.

Successivamente si passa all'identificazione dei macroelementi e di tutti i meccanismi di collasso locali che li interessano, dai ribaltamenti fuori piano a quelli nel piano. Al termine dell'analisi segue un riepilogo di tutti i risultati ottenuti.

Nel capitolo 7 viene illustrata la modellazione strutturale dell'edificio eseguita mediante il programma di calcolo *Straus7* al fine di ottenere un'analisi dinamica modale globale. Vengono controllate le forme modali della struttura ed effettuate le verifiche sismiche agli stati limite ultimi utilizzando lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Sono presenti le verifiche a pressoflessione e taglio nel piano della parete nelle varie combinazioni sismiche.

Nel capitolo 8 viene effettuata un'analisi di sensitività sui dati precedentemente ottenuti svolgendo i medesimi calcoli ma ponendosi in un livello di conoscenza superiore. Si è inoltre provato a variare specifiche caratteristiche dell'edificio e dell'azione sismica al fine di poter ottenere una valutazione sulla sensitività della muratura.

L'ultimo capitolo prevede lo studio di interventi allo scopo di ridurre la vulnerabilità sismica della struttura. Vengono valutate le tipologie ed i criteri dei tipi di intervento attuabili in conformità alla normativa vigente. Sono proposti interventi a livello locale e globale. Nel primo attraverso l'uso di tiranti, nel secondo caso con l'uso di iniezioni, intonaco armato e diatoni. Viene inoltre valutato il comportamento della struttura in caso di combinazione di interventi differenti tra loro.

Al termine della tesi sono presenti le conclusioni del lavoro svolto.

Capitolo 1

ANALISI STORICO-CRITICA

1.1 Inquadramento Geografico

La Chiesa di San Giorgio fa parte del complesso dell'eremo camaldolese che sorge sul Monte San Giorgio o Monte Sairo, il promontorio che domina il tratto di costa orientale del lago di Garda in territorio di Bardolino, tra Lazise e Garda, in provincia di Verona.

Il toponimo del luogo è dovuto alla chiesetta che vi si trovava fino al 1532 dedicata appunto a San Giorgio.

Completamente isolato da abitazioni circostanti e cinto da mura, il complesso, disposto in direzione est, è inserito all'interno del "Parco della Rocca" ed è raggiungibile solamente da una strada sterrata di notevole pendenza.

In particolare, la chiesa è rivolta ad est ed è in leggera pendenza, inoltre è l'unico edificio ad essere, almeno in parte, aperto ai visitatori.

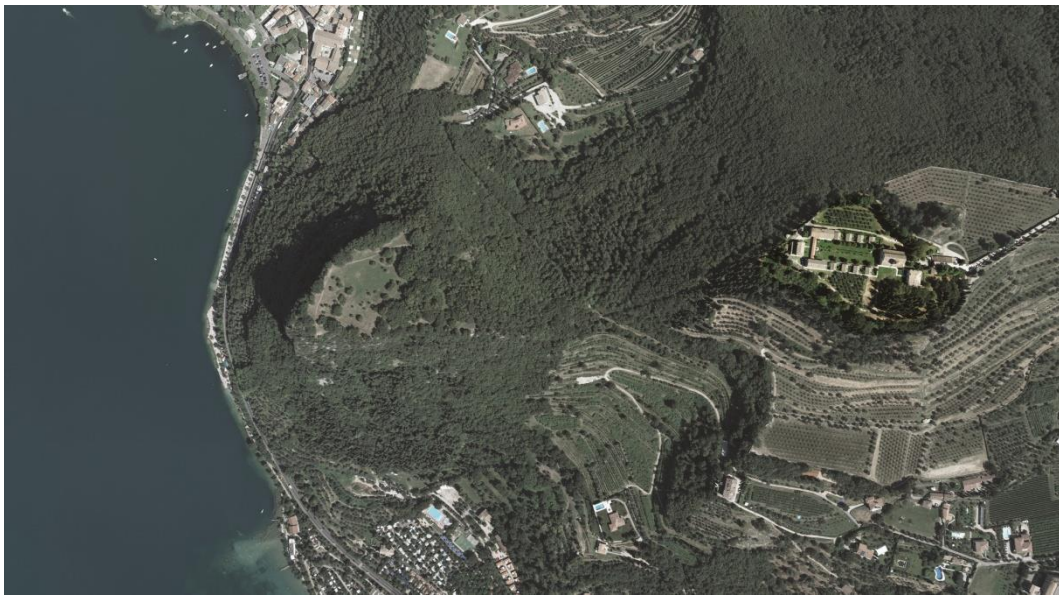


Figura 1.1: Ortofoto, Geoportale Nazionale

1.2 Inquadramento Cartografico

Tramite lo studio della cartografia e dei documenti dell'area in esame si è potuto raggiungere una più approfondita conoscenza del complesso dell'eremo dei Camaldolesi ma anche del contesto ambientale e urbano in cui si colloca.

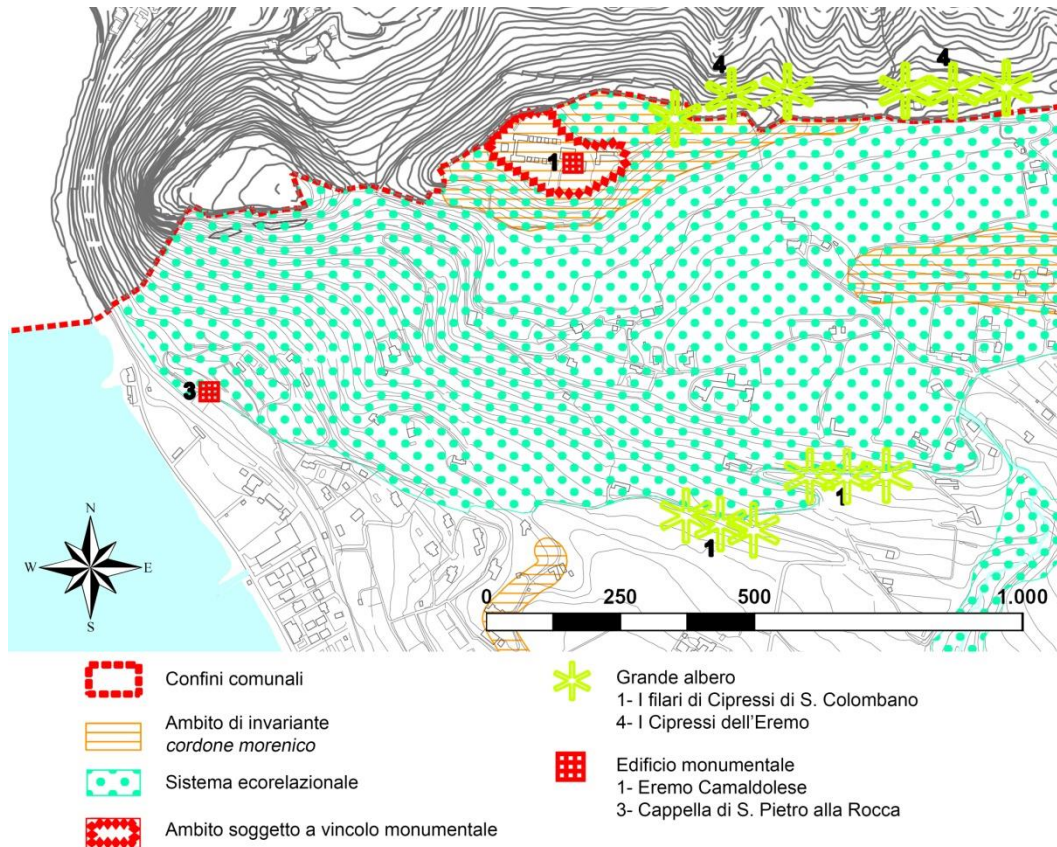


Figura 1.2: Tavola Invarianti, P.I. del Comune di Bardolino

Dallo studio del Piano di Assetto del Territorio del comune di Bardolino si è potuto infatti constatare che tutto l'eremo fa parte della A.T.O. 2, "Rocca del Garda e Anfiteatro morenico".

Tale area si connota per i suoi valori paesistici di campagna aperta e non vi sono previste ulteriori edificazioni né l'inserimento di standard urbanistici o servizi.

Inoltre, il P.A.T., riporta l'area oggetto di studio come ambito individuato nell'ex Piano di Area "Garda-Baldo" in quanto Iconema di paesaggio¹, l'eremo è infatti soggetto a vincolo monumentale e

¹ Iconema di paesaggio dell'Eremo della Rocca, ex Art.21 delle Norme di Attuazione del Piano di Area del "Garda-Baldo": "La rocca è un rilievo isolato che s'innalza quasi a picco sul lago, anch'esso ha origine nelle ere glaciali ed è ricoperto per la maggior parte da vegetazione mediterranea fra cui, in sommità, querce, castagni e cipressi pluricentenari. Fu sempre un luogo fortificato e la presenza dell'uomo viene fatta risalire all'età del Bronzo come attestano i resti archeologici di un castelliere. Rappresenta un belvedere, unico nel suo genere, per la vista straordinaria del paesaggio benacense".

paesaggistico². Inoltre fa parte di un sito di interesse archeologico e gli stessi Cipressi dei viali d'accesso vengono annoverati tra le invarianti.

Tutta l'area risulta far parte di un ambito per la formazione dei Parchi e delle Riserve Naturali (PTRC) oltre che essere un sito di importanza comunitaria facente parte della rete ecologia³.

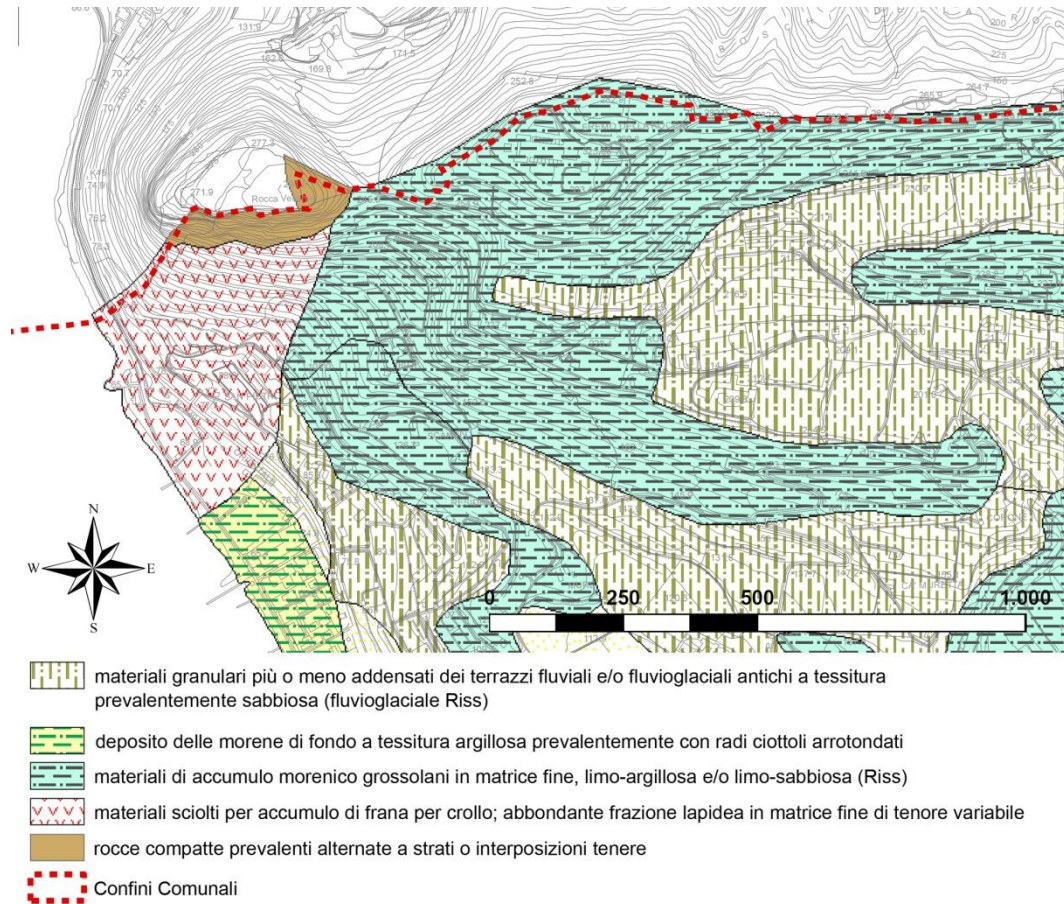


Figura 1.3: Tavola Geolitologica, P.A.T. del Comune di Bardolino

Dal punto di vista geologico, all'interno delle tavole del P.A.T. e della V.A.S., viene messo in evidenza la tipologia di terreno che interessa la zona dove sorge il complesso dell'eremo ossia materiali di accumulo morenico grossolani in matrice fine, limo-argillosa e/o limo-sabbiosa. Inoltre, viene segnalata la presenza del cordone morenico che interessa tutta l'area della Rocca e vengono individuati alcuni orli di scarpate di erosione fluviale e terrazzamenti aventi altezza maggiore di 10 metri. Da segnalare come la rocca adiacente presenti tutt'ora un'area di frana attiva lungo la costa del Lago di Garda.

² D.lgs. 42/2004

³ Rete Natura 2000, SIC IT 3210007 – “Monte Baldo: Val dei Mulini, Senge di Marciaga, Rocca del Garda”

1.3 Inquadramento Sismico

1.3.1 STORIA SISMICA

Risulta importante la conoscenza degli eventi sismici che hanno interessato il territorio in quanto ciò incide notevolmente sul patrimonio edilizio storico presente.

In totale Bardolino dal 1866 al 2004 è stata coinvolta in 23 eventi sismici di differenti intensità e i cui epicentri sono stati registrati principalmente nella zona circostante il Lago di Garda, come riportato nel Database Macrosismico Italiano del 2011 (DBMI11), contenuto nel sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia.

Di seguito, nel grafico di figura 1.4, vengono riportati gli eventi sismici con intensità epicentrale superiore a 4-5 che hanno coinvolto Bardolino. In ascissa sono indicati gli anni mentre in ordinata l'intensità sismica MCS⁴.

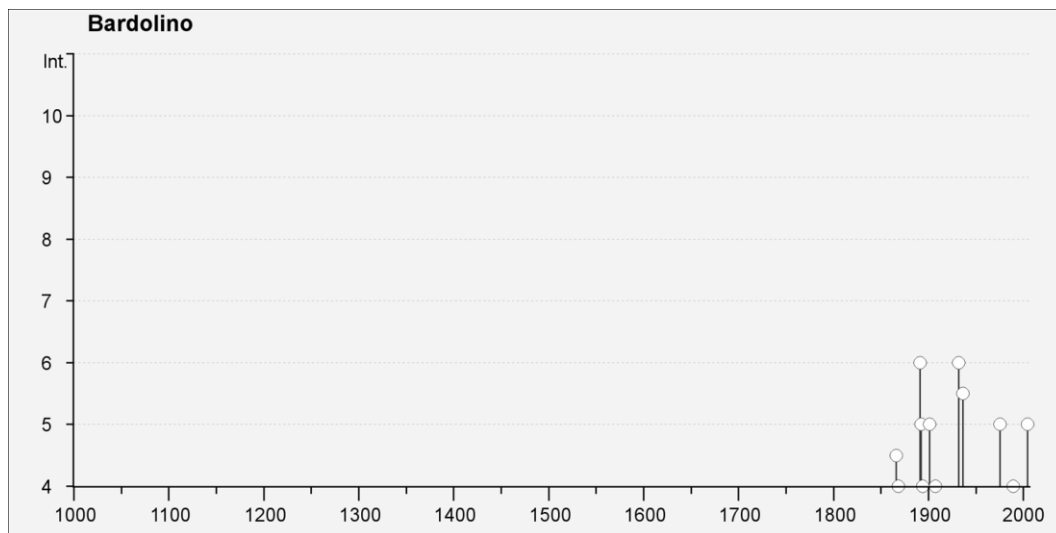


Figura 1.4: Diagramma della storia sismica di Bardolino (http://emidius.mi.ingv.it/DBMI11/query_place/).

Non si hanno testimonianze scritte riguardo gli eventi sismici che hanno coinvolto l'edificio negli anni e secoli passati, ma dalle notizie ottenute dal priore dell'eremo si è potuto appurare che i fessurimetri presenti nella navata centrale della chiesa sono stati collocati in seguito al terremoto del 2004.

⁴ Scala macrosismica Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS 1930), composta da 12 gradi, che descrivono i danni percepiti, al fine di caratterizzare l'intensità relativa delle scosse sismiche.

Storia sismica di Bardolino
[45.542, 10.726]

Numero di eventi: 23

Effetti

In occasione del terremoto del:

I [MCS]	Data	Ax	Np	Io Mw
4-5	1866 08 11 23:00	Monte Baldo	33	7 4.92 ±0.42
4	1868 02 20 19:45	Monte Baldo	5	6-7 4.67 ±0.68
6	1891 06 07 01:06	Valle d'Illasi	403	8-9 5.86 ±0.06
F	1891 06 15	PESCHIERA	35	6 4.60 ±0.26
5	1892 01 05	GARDA OCC.	100	6-7 5.02 ±0.15
F	1892 08 09 07:58	Valle d'Alpone	160	6-7 4.91 ±0.11
F	1894 02 09 12:48	Valle d'Illasi	116	6 4.77 ±0.15
4	1894 11 27 05:07	FRANCIACORTA	183	6 5.07 ±0.10
3-4	1898 03 04 21:05	Valle del Parma	313	7-8 5.41 ±0.09
2	1900 03 04 16:55	VALDOBBIADENE	98	6-7 5.13 ±0.14
5	1901 10 30 14:49	Salò	190	8 5.70 ±0.10
4	1907 04 25 04:52	Veronese	122	6 4.91 ±0.15
3	1908 02 03 13:36	Valle d'Illasi	34	5-6 4.43 ±0.47
2-3	1920 09 07 05:55	Garfagnana	756	10 6.48 ±0.09
3-4	1931 04 14 22:13	GIUDICARIE	160	6 4.92 ±0.10
6	1932 02 19 12:57	Monte Baldo	21	7-8 5.02 ±0.28
5-6	1936 06 22 03:44	Garda veronese	20	5-6 4.66 ±0.27
5-6	1936 07 31 14:46	Bresciano	15	5 4.38 ±0.43
5	1975 01 11 15:54	GARDA OR.	13	5-6 4.45 ±0.25
4	1989 09 13 21:54	PASUBIO	779	6-7 4.88 ±0.09
2-3	2001 07 17 15:06	Merano	663	6 4.84 ±0.09
NF	2002 11 13 10:48	Franciacorta	770	5-6 4.29 ±0.09
5	2004 11 24 22:59	Lago di Garda	176	7-8 5.06 ±0.09

Figura 1.1.5: Storia sismica di Bardolino (http://emidius.mi.ingv.it/DBMI11/query_place/).

1.3.2 MAPPE DI PERICOLOSITÀ SISMICA

La **pericolosità sismica**, intesa in senso probabilistico, è lo scuotimento del suolo atteso in un dato sito con una certa probabilità di eccedenza in un dato intervallo di tempo, ovvero la probabilità che un certo valore di scuotimento si verifichi in un dato intervallo di tempo, ed è indipendente da ciò che l'uomo ha costruito.

Questo tipo di stima si basa sulla definizione di una serie di elementi di input (quali catalogo dei terremoti, zone sorgente, relazione di attenuazione del moto del suolo, ecc.) e dei parametri di riferimento (per esempio: scuotimento in accelerazione o spostamento, tipo di suolo, finestra temporale, ecc.).

Con l'Ordinanza PCM 3274/2003 (GU n.108 dell'8 maggio 2003) si è avviato in Italia un processo per la stima della pericolosità sismica secondo dati, metodi, approcci aggiornati e condivisi e utilizzati

a livello internazionale. L'INGV⁵ si è fatto promotore di un'iniziativa scientifica che ha portato alla realizzazione della Mappa di Pericolosità Sismica 2004 (MPS04) che descrive la pericolosità sismica attraverso il parametro dell'accelerazione massima attesa con una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni su suolo rigido e pianeggiante.⁶

In particolare Il territorio di Bardolino è stato definito come zona sismica 3, ossia come zona con pericolosità sismica bassa e che può essere soggetta a scuotimenti modesti, soggetta ad accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni a_g compresa tra 0,05g e 0,15g.

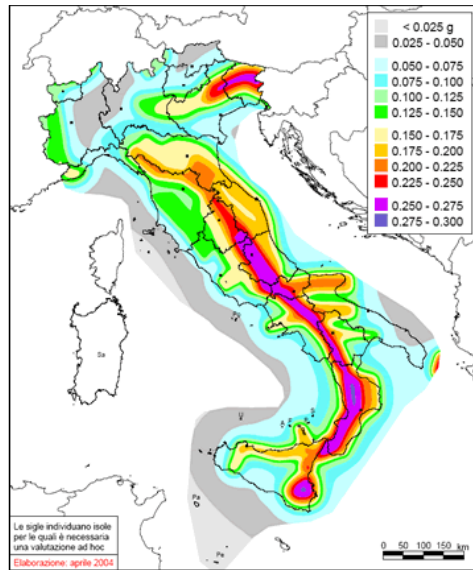


Figura 1.6: Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale -16° percentile

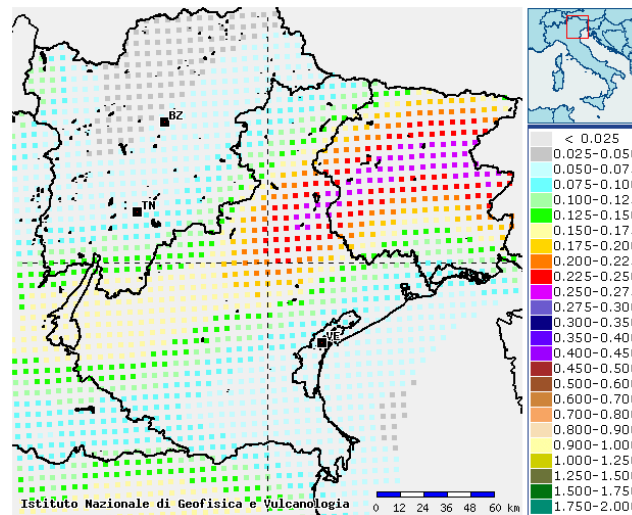


Figura 1.7: Mappa di pericolosità sismica della Regione Veneto

⁵ Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia

⁶ <http://www.mi.ingv.it/pericolosita-sismica/>

Le conseguenze di un terremoto dipendono però anche da altri fattori oltre alla pericolosità sismica, ossia dalla vulnerabilità e dall'esposizione.

La predisposizione di una costruzione ad essere danneggiata si definisce **vulnerabilità**: quanto più un edificio è vulnerabile (per tipologia, progettazione inadeguata, scadente qualità dei materiali e modalità di costruzione, scarsa manutenzione), tanto maggiori saranno le conseguenze.

La maggiore o minore presenza di beni esposti al rischio, la possibilità cioè di subire un danno economico, ai beni culturali o in termini di vite umane, è invece definita **esposizione**.

Il **rischio sismico**, determinato dalla combinazione della pericolosità, della vulnerabilità e dell'esposizione, è la misura dei danni attesi in un dato intervallo di tempo, in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni e di antropizzazione (natura, qualità e quantità dei beni esposti).⁷

Si può dunque stabilire il rischio sismico della chiesa oggetto di studio basandosi su queste definizioni: la pericolosità sismica risulta limitata, data una frequenza e un'intensità dei fenomeni registrati ridotte, la vulnerabilità è elevata per la qualità dei materiali e la presenza del campanile, infine l'esposizione è limitata poiché l'edificio è isolato e poco frequentato.

L'analisi sulla vulnerabilità sismica che si vuole condurre sull'edificio è appunto mirata a ridurre tale rischio.

⁷ http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/descrizione_sismico.wp

1.4 Storia del Complesso

La Chiesa di San Giorgio si colloca all'interno di un eremo camaldolese e per questo motivo si è ritenuto opportuno introdurre chi siano i frati camaldolesi e come si caratterizzino le loro architetture.

1.4.1 L'ORDINE CAMALDOLESE

1.4.1.1 Origine dell'Ordine⁸

Per cogliere le peculiarità dell'esperienza camaldolese è opportuno ripercorrere le varie fasi e le differenti forme del fenomeno monastico. Il monachesimo nasce in società articolate, caratterizzate da una crisi di asocialità come reazione a rapporti sentiti come oppressivi; malessere che si traspone su un piano religioso di rapporto privilegiato.⁹

Le più significative manifestazioni del fenomeno monastico seguono la pace di Costantino (Editto di Milano, 313): il gran numero di conversioni al cristianesimo ne minacciano l'originaria purezza e questo porta ad un timore di perdere la fede e la speranza di salvezza che spinge alcuni all'abbandono della comunità sociale.

Le prime esperienze di natura eremitica avevano cominciato a manifestarsi tra il III e il IV secolo nei deserti dell'Egitto; si trattava di individui solitari che cercavano luoghi adatti alla meditazione ma col passare del tempo alcuni di questi monaci decisero di riunirsi in comunità. Essi pregavano e lavoravano per la maggior parte della giornata isolati, ma a scadenze prefissate si trovavano per celebrare assieme la liturgia e farsi guidare dai più saggi.¹⁰

Anche in occidente vi furono individui che sceglievano la vita eremitica ma i primi insediamenti monastici sorsero oltre la metà del IV secolo nella Francia occidentale e fu soltanto col V e VI secolo che i monasteri iniziarono a diffondersi e a circondarsi di casette abitate dai monaci autorizzati alla vita eremitica.

Verso l'inizio dell'XI secolo si diffonde nella cristianità occidentale una **spiritualità alternativa** che riprende gli **ideali eremitici e ascetici** dei Padri del deserto egiziani.

⁸ P. Bossi, A. Ceratti, *Eremiti camaldolesi in Italia: luoghi, architettura, spiritualità*, Milano, Messinisa Libri, 1993

⁹ G. Tabacco, G.G. Merlo, *Medioevo. La civiltà europea nella storia mondiale*, Bologna, 1901, p.71

¹⁰ Cfr. Tabacco, Merlo, *Medioevo...*, p.73



Figura .1.8: San Romualdo e l'eremo di Camaldoli, incisione tratta dal "Volume di 175 carte..."Biblioteca Classense di Ravenna.

Fra gli eremiti che seguirono questa influenza vi è **Romualdo di Ravenna**, considerato fondatore dell'ordine camaldolese in quanto promotore della realizzazione di un piccolo eremo a Camaldoli¹¹ in provincia di Arezzo, eremo a partire dal quale si sviluppò e prese poi nome l'ordine Camaldolese.

Romualdo impose a tale eremo i precetti di permanenza nella cella, digiuno e silenzio: i primi discepoli vivevano quindi al tempo stesso secondo istanze **eremitiche**, caratterizzate da solitudine, contemplazione ascetismo, e **cenobitiche**, protese cioè alla vita comunitaria (κοινός βίος) sotto la guida di un'autorità spirituale e secondo una disciplina fissata da una regola.

Un altro eremo camaldolese di notevole importanza per l'ordine è quello di Monte Corona a Perugia e gli eremiti camaldolesi che vi fanno riferimento sono detti coronesi.

1.4.1.2 L'origine dell'Architettura Eremitica

Nella struttura generale degli eremi camaldolesi è riconoscibile un'uniformità di soluzioni, fin dall'origine infatti si è affermato un **unico modello di sede eremitica che ha sempre fatto riferimento alla casa centrale dell'ordine**, cioè all'eremo di Camaldoli.

Le notizie relative a questo periodo sono lacunose, infatti dalle prime *Constitutiones* dell'ordine e dai più antichi testi sulla vita del fondatore non è possibile trarre riferimenti o indicazione esplicita circa la forma architettonica che gli eremi avrebbero dovuto assumere: non si riteneva necessario legiferare su ciò che appariva scontato e ciò indica che il modello, il tipo dell'eremo, doveva essersi affermato subito nelle stesse forme che si possono osservare attualmente. L'eremo quindi nasce non come un'istituzione che trova la sua base in una struttura architettonica definita ma come una **semplice aggregazione in comunità** degli eremiti che fino ad allora avevano vissuto isolati.

Si può ipotizzare **l'evoluzione del complesso eremitico** come un'evoluzione da una situazione di vita disordinata e selvatica ad un'organizzazione più istituzionalizzata.

Ciò è riassumibile in quattro fasi che, sebbene siano successive da un punto di vista logico, coesistono in una stessa epoca storica:

¹¹ Secondo la tradizione tale località apparteneva al Conte Maldolo. Da qui prendeva quindi il nome di Casa Maldolo o Campo Maldolo, sebbene altre fonti affermino che veniva chiamato Campo Amabile. Così probabilmente nacque il nome di Camaldoli: Ca' (campo) Malduli (dal nome del casato). In seguito il nome di Camaldoli fu esteso a tutti gli altri monasteri appartenenti della Congregazione.

- l'eremo consisteva in una capanna rudimentale, isolata e senza collegamenti con altre costruzioni eremitiche;
- con l'istituzionalizzazione dell'esperienza eremitica e con la sua correlazione alla vita monastica le celle vengono a trovarsi nei dintorni di un monastero, non raccolte assieme ma disperse nei possedimenti fondiari;
- con la diffusione della spiritualità romualdina si venne a formare l'eremo vero e proprio, distinto dal monastero cenobitico; l'eremo nasce in forma semplice e di modeste dimensioni;
- inizia la realizzazione di veri e propri eremi, con struttura articolata non paragonabile a quelli più primitivi della fase precedente; la loro origine è doppia: sviluppo di un preesistente complesso eremitico o fondazione *ex novo*.

1.4.1.3 Il Luogo

La località di fondazione dell'eremo assume importanza primaria e deve soddisfare vari requisiti alcuni dei quali si possono leggere nelle descrizioni fatte degli eremi di Camaldoli e del Monte Conero da Andreas Muñoz nel primo capitolo di *Eremi Camaldulensis descriptio*¹² e da Lucas Hispanus nell'*Historia Romualdina*¹³ che si presentano quasi contraddittori:

- *'ad Eremiticam vitam aptum locum'* e quindi **isolato, difficilmente accessibile, impervio, selvaggio**, fuori dal consorzio umano e lontano dalla città, situato sul **pendio di un monte**: il carattere eremitico dell'ordine camaldolese induce a ricercare località selvagge e inospitali;
- luogo **lussureggiante, ameno, fertile, ricco d'acqua**, circondato da abeti verdeggianti: l'eremo come cittadella di Dio viene visto come la Gerusalemme terrestre e dev'essere figura del Paradiso, di conseguenza anche l'ambiente naturale circostante deve avere caratteri positivi.

Si capisce l'importanza della localizzazione anche dalle immagini dell'epoca: le illustrazioni coinvolgevano anche il contesto facendo intendere come **l'ambiente** naturale venisse percepito come **parte della sede monastica**.

Forte è la dualità della scelta di un luogo montano, dovuta anche ad una lettura simbolica del Vangelo che vede l'eremo come città di Dio:

- isolamento dalla comunità laica;
- massima visibilità, eremo come un faro per la pianura sottostante.

¹² Andreas Mugnotius, *Eremi Camaldulensis descriptio*, Roma 1570, pp.5,6

¹³ Lucas Hispanus, *Romualdina seu Eremitica Montis Coronae Camaldulensis Ordinis historia, in quinque libris partita*, tr.it. di G. Premuda, *La historia romualdina ovvero eremitica dell'ordine Camaldolense di Monte Corona*, Venezia 1590, pp.22,23,103,145



Figura 1.9: Eremo di Monte Corona, Incisione acquaforte di Salmon Thomas, Camaldoli, "Il romitorio di Camaldoli nella diocesi di Perugia dello stato della chiesa", 1757

1.4.1.4 La Cinta Muraria

Le Costituzioni Coronesi del 1670 danno precise disposizioni riguardo il perimetro esterno degli eremi: *Siano gli Edifici degli Eremi nostri con tutto il loro giro chiusi di siepe, e fosso, o di mura in modo che non si possa entrare, se non per la porta, donde nessuno può uscire senza licenza del superiore.*¹⁴

La soluzione più adottata è la costruzione di una **cinta muraria di altezza e spessore modesti e senza funzione difensiva**, il suo compito è di creare una delimitazione fisica fra lo spazio sacro interno e il mondo esterno. Spesso a questo primo muro si aggiunge una cinta più vasta che racchiude i fondi agricoli di proprietà dei religiosi.

Sulla cinta muraria si apre un **portale con cui termina la strada** che risalendo dalla valle conduce all'eremo. Con la chiesa, questo è l'elemento architettonicamente senz'altro più elaborato, dove l'estrema semplicità delle costruzioni viene almeno in parte abbandonata.

Nei casi in cui esiste una doppia cinta il portale si trova all'interno del territorio dell'eremo: il muro esterno ripiega per consentire alla strada di condurre all'eremo e di conseguenza l'ultimo tratto, affiancato sui due lati dai muri che racchiudono i campi, diventa un vero e proprio viale che si conclude con un piccolo arco trionfale.

¹⁴ *Regola di San Benedetto e Costituzioni della Congregazione degli Eremiti Camaldolesi di Monte Corona, Riviste ed approvate dal Sacro Pontefice Clemente IX, Roma, 1670, p.14*

1.4.1.5 L'Eremo e le Celle

La struttura essenziale dell'eremo è individuabile in due zone:

- **zona pubblica** aperta ai visitatori: vi si trovano gli edifici di grande dimensione cioè chiesa, locali di servizio e parti comuni spesso riunite in un unico edificio articolato;
- **zona della clausura** in cui vi sono le celle dei monaci.

Le celle sono in numero variabile ma generalmente un eremo è composto da una dozzina di celle. Una caratteristica della **tipologia dell'eremo** è la sua **capacità di espansione, non è una tipologia chiusa ma può svilupparsi a seconda delle esigenze** in quanto vi può essere un'aggiunta di celle se necessitano ampliamenti o la demolizione o cambiamento della destinazione d'uso delle stesse se risultano inutilizzate, senza che la conformazione generale risulti variata. Questo tipo di operazione, che appare semplice per la tipologia architettonica dell'eremo, non è invece possibile per gli edifici claustrali.

Nei testi antichi mancano accenni alle forme architettoniche che l'eremo doveva assumere ma nei testi del XVI e XVII secolo vi sono descrizioni dettagliate che fanno intendere come gli eremi dovessero essere eretti a somiglianza di quello di Camaldoli. Tuttavia vi è differenza tra la concezione camaldolese e quella coronese dell'eremo per quanto riguarda i rapporti tra la zona di clausura e quella occupata dalla chiesa e dagli altri edifici comunitari:

- negli eremi camaldolesi le due zone sono distinte ma non c'è una reale barriera fra le due;
- negli eremi coronesi la chiesa e gli edifici comuni sono utilizzati per creare una seconda barriera oltre a quella della cinta muraria: il visitatore non solo non può entrare ma non può nemmeno vedere la zona della clausura in quanto gli edifici comuni, posti subito oltre l'ingresso all'eremo, fungono da ulteriore schermo di protezione alla tranquillità degli eremiti.

1.4.1.6 La Chiesa

Negli eremi camaldolesi la chiesa sembra rivestire un **ruolo secondario**: all'interno dell'area del complesso eremitico non occupa mai una posizione privilegiata ma è un elemento tra i tanti che va ad aggiungersi agli altri senza assumere una valenza particolare. La **posizione** occupata dalla chiesa non è tuttavia casuale:

- determina in maniera funzionale la creazione della zona isolata destinata alla clausura;
- non occupa mai la cima del colle su cui sorge l'eremo;
- non assume mai una posizione centrale attorno alla quale si organizza la struttura dell'eremo.



Figura 1.10: Incisione acquaforte di Pierre Mortier, ricavata dal rame originale del 1663 di Johannes Bleau di Amsterdam, Eremo di Camaldoli a Frascati, 1705

Anche le caratteristiche architettoniche sono particolari:

- nonostante sia l'edificio più imponente dell'eremo è sempre di **modeste dimensioni** (anche se più grande della necessità legata all'uso quotidiano: non deve risultare inadeguata alle celebrazioni), dimensioni che non devono discostarsi troppo da quelle della chiesa di Monte Corona;
- gli **esterni sono severi, privi di cromatismi e di materiali preziosi**, erano vietati ornamenti costosi quali capitelli, cornici o pilastri;
- la **decorazione è modesta** e gli ordini architettonici sono a volte appena accennati;
- prevalgono **intonaco e mattoni**, la pietra è rara e i marmi assenti.

Si può parlare di 'architettura eloquente' in quanto dalla chiesa traspare il desiderio di apparire come un ordine religioso austero e modesto, non vi sono caratteristiche peculiari dell'ordine camaldolese. La chiesa è di impianto semplice ad aula unica e non accoglie nessuna innovazione architettonica.

1.4.1.7 La Cella

Gli edifici di servizio non sono considerati parte integrante dell'eremo: la vita degli eremiti è per definizione solitaria e prevede raramente momenti comunitari, per questo sono **le celle l'elemento principale dell'eremo**, il nucleo che ne costituisce il vero significato.

Le celle degli eremiti hanno subito un'evoluzione nel corso dei secoli che è riscontrabile anche nelle illustrazioni sulla vita di San Romualdo:

- inizialmente erano **grotte**, capanne di frasche e fango;
- superata la fase primitiva si passa a **capanne di legno**: celle isolate costituite da una sola stanza, di dimensioni all'incirca di 5m per 3, con l'ingresso sul lato corto affiancato talvolta da una finestrella e sul lato lungo le aperture principali di dimensioni ridotte, tetto a due falde di paglia, **distribuzione casuale** in un'area vasta, realizzate dai monaci;
- con il succedersi degli anni la struttura dell'eremo acquista maggior regolarità, le celle si trovano **allineate in file** secondo un orientamento costante e vengono realizzate in **muratura** da degli operai e non più dai monaci.



Figura 1.11: Le celle di Camaldoli, foto di inizi '900

Nella fase finale la tipologia si ingrandisce, la cella non è più composta da una sola stanza ed ha **ampliato il suo ambito di influenza all'esterno** dotandosi di un giardino racchiuso da mura, una sorta di *hortus conclusus* che funge da **ulteriore barriera** da superare per raggiungere la cella dell'eremita. Questa disposizione corrisponde a delle precise indicazioni presenti sia nelle *Constitutiones Camaldolesi*¹⁵ che in quelle *Coronesi*¹⁶.

¹⁵ *Regola della vita Eremitica stata data dal beato Romualdo a i suoi Camaldolesi eremiti, o verso le Costituzioni tradotte nuovamente dalla lingua latina nella Toscana*, Firenze, 1575, p.24

¹⁶ *Regola di San Benedetto...*, 1670, p.14

Le Costituzioni non forniscono però indicazioni circa la dimensione e la disposizione interna della cella, sottolineano solo che dev'essere **umile e modesta**. In generale è possibile individuare un doppio modello tipologico a seconda della congregazione: la cella camaldolese è di dimensioni maggiori, incentrata sulla camera da letto attorno alla quale si dispongono tutti gli altri locali, formano una pianta articolata, mentre la cella coronese ha una struttura più semplice con un corridoio centrale che distribuisce gli ingressi alle quattro stanze poste simmetricamente sui due lati.

La cella eremitica, sebbene appaia come una costruzione modesta, risulta il frutto di un'elaborazione architettonica basata su parametri ambientali volti al benessere e della ricerca di una soluzione al problema di legare le istanze teologiche e spirituali alla necessità di un alloggio autosufficiente.¹⁷

1.4.1.8 Tipologie Eremitiche A Confronto

Fra le varie famiglie monastiche quelle più vicine all'esperienza camaldolese furono l'ordine dei Certosini, i cui eremi prendono il nome di certose, e quello dei Carmelitani Scalzi, i cui eremi sono detti deserti, entrambi posteriori alla nascita della famiglia romualdina, fatto che porta notevoli differenze nella natura dei rispettivi insediamenti:

- Gli eremi camaldolesi non partono da un progetto unitario e per quanto riguarda Camaldoli è possibile individuare solo l'istanza principale che guidò i monaci nella realizzazione dell'eremo (la ricerca di solitudine). Gli **eremi si adattano alla conformazione del luogo** modificandola il meno possibile;
- gli insediamenti certosini e carmelitani hanno uno schema studiato e curato nell'organizzazione delle parti: per i carmelitani è anche individuabile il progettista del primo 'deserto' e la data del progetto. Le certose e i deserti sono organismi rigidi che modificano la natura del sito;
- sia nel caso degli eremi camaldolesi che in quello di deserti e certose il fulcro è la chiesa, sempre di dimensioni notevolmente maggiori rispetto a qualsiasi altro edificio, tuttavia nei deserti essa è al centro esatto dell'insediamento e le cellule sono disposte tutt'attorno;
- in tutti e tre i casi il monaco ha una piccola cella isolata, dotata di giardino, come dimora personale ma, mentre negli eremi camaldolesi non c'è aggregazione fra le varie celle, nei deserti e nelle certose le celle sono disposte attorno ad un grande chiostro centrale su cui si affacciano ponendosi in relazione tra loro;
- la struttura delle celle appare sempre semplice ma nel caso di certose e deserti in alcuni casi ci sono due piani.

¹⁷ Citazione Bossi Ceratti

1.4.1.9 *L'eremo Camaldolese Come Allegoria Del Paradiso*

Tra le concezioni di Paradiso con carattere più concreto e quindi trasponibili sul piano architettonico quella che è stata perseguita dagli eremiti camaldolesi è quella di Paradiso terrestre, un giardino edenico in cui non sussiste alcun contrasto tra uomo e realtà naturale. Del paradiso terrestre ci sono poi due tipologie: giardino concepito come immerso totalmente nella natura circostante oppure circondato da una recinzione. Sebbene sembra che gli eremi camaldolesi, con la loro cinta muraria, appartengano alla seconda tipologia, il modello che perseguivano era il primo ed è infatti riscontrabile nelle prime rappresentazioni di eremi.

La cella eremitica con il giardino racchiuso al suo interno diventa l'equivalente del chiostro cenobitico: il carattere paradisiaco del territorio circostante viene concentrato nel solo ambito della cella in quanto nucleo reale della vita quotidiana del monaco, il Paradiso diventa così individuale.

1.4.2 L'EREMO DI MONTE SAN GIORGIO A BARDOLINO

1.4.2.1 *L'eremo Non Nato: San Dionisio Di Verona*

Gli *Annales Camaldulenses*¹⁸ riportano che Marco Cornaro, vescovo di Padova ed abate commendatario dell'abbazia benedettina di San Zenone maggiore di Verona, si era impegnato a donare agli eremiti camaldolesi di Riva la chiesa di San Dionisio, tre miglia fuori Verona, e i campi annessi, affinché vi fondassero un eremo. Il vescovo aveva anche assunto l'impegno di costruire a sue spese sei celle e a contribuire con un'ulteriore donazione in denaro.

Gli eremiti di Monte Riva disponevano di un valente architetto, padre Alessandro, che iniziò immediatamente a redigere i progetti delle costruzioni necessarie, predisponendo inoltre il riutilizzo delle case esistenti sul posto. Redasse delle tavole a colori del progetto del nuovo eremo (partendo da una planimetria del luogo che si era fatto preparare) proponendo tre soluzioni distinte¹⁹ ma con una stessa **struttura eremitica di base** che sarà poi quella **adottata nell'eremo di San Giorgio**.

Nel 1620 si era pronti per intraprendere i lavori di realizzazione ma a causa delle Guerre d'Italia e della peste non si proseguì più in tal senso, tuttavia tale progetto per la fondazione di un eremo camaldolese in territorio veronese si può considerare **l'antecedente storico e ideale dell'eremo di San Giorgio**.

Un secondo tentativo di realizzare un eremo camaldolese nel veronese si ebbe nel 1661, quando i frati camaldolesi trattarono coi padri benedettini di San Zenone per avere il sito ed il monastero di Sant'Andrea ad Affi, adatto a loro in quanto luogo più solitario e più lontano dalla città rispetto a San Dionigi, ma anche questo tentativo andò a vuoto.

¹⁸ *Annales*, VIII, P.371

¹⁹ A.S.V., Camaldolesi, busta 21, fondo "Eremo di monte S.Giorgio sopra Garda-Eremiti camaldolesi", Archivio di stato di Verona

1.4.2.2 Storia del Complesso

Nel 1662 **Giambattista Dotto** prese i voti all'eremo di Monte Rua, lasciando da testamento ai camaldolesi quindici campi assieme ad una **casetta nella Rocca a Bardolino** affinché vi edificassero l'Eremo.

La casetta sorgeva a circa metà del monte di San Giorgio, detto anche Monte Sairo, nel comune di Bardolino ma ai confini di quello di Garda. Sembra che in antichità su questo colle sorgessero le tre antiche torri della Rocca di Garda, ma non vi sono testimonianze certe del fatto.

Furono deputati per la costruzione dell'Eremo sulla Rocca Padre Basilio Schio di Vicenza e padre Giuseppe di Venezia; pervenuti al sito del lascito trovarono la casetta diroccata: la demolirono e edificarono al suo posto quattro celle, una cappella per celebrare la messa e altri pochi edifici tecnici.

La sommità del Monte era posseduta da Antonio Picini detto Bassolo e vi erano le vestigia di tre antiche torri o rocche, reliquie forse della Città di Garda. **Sulla sommità vi era anche una cappella risalente al XVI secolo**, senza nessun ornamento, dedicata a San Giorgio. Attorno alla chiesetta

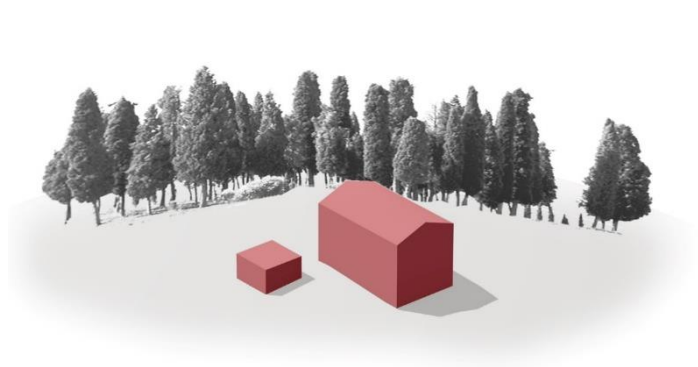


Figura 1.12: Evoluzione del costruito prima del 1660.

sorgevano un'infermeria e una cantina, il tutto gestito inizialmente da chierici regolari Teatini, successivamente da monaci di altri ordini religiosi per divenire infine proprietà di Picini.

Sempre nel 1662 **Picini vendette i suoi possedimenti agli eremiti**: l'affare venne condotto dal nobile Alvise Becelli e da Padre Basilio che il 19 Aprile dello stesso anno venne eletto primo Priore del nuovo Eremo. In memoria di Alvise Becelli venne posta un'iscrizione sopra la porta della foresteria.

Il **30 Maggio**, giorno in cui ottennero licenza da Roma per l'edificazione, viene considerata la **data ufficiale di fondazione dell'eremo**.



Figura 1.13: Vista dell'Eremo di San Giorgio, olio su tela, autore ignoto, 1666.



Figura 1.14: Scalinata di accesso alla chiesa, olio su tela di Pimazzoni, primi del '900

L'inizio effettivo dei lavori fu però nel 1664 quando gli Eremiti si adoperarono a spianare il monte e a costruire una nuova chiesa al posto di quella di San Giorgio con le celle annesse. Chiesa e celle si rivelarono tuttavia troppo ridotte nelle dimensioni e si decise quindi di edificarne di sufficienti e conformi all'istituto eremitico, motivo per cui i monaci provenienti da Monte Rua al seguito dei padri Basilio e Giuseppe vi si trasferirono solo nel 1665.

Nel corso dei dieci anni successivi vennero quindi costruiti: la chiesa, le celle, l'infermeria, la cantina, il refettorio ed altre strutture di servizio.

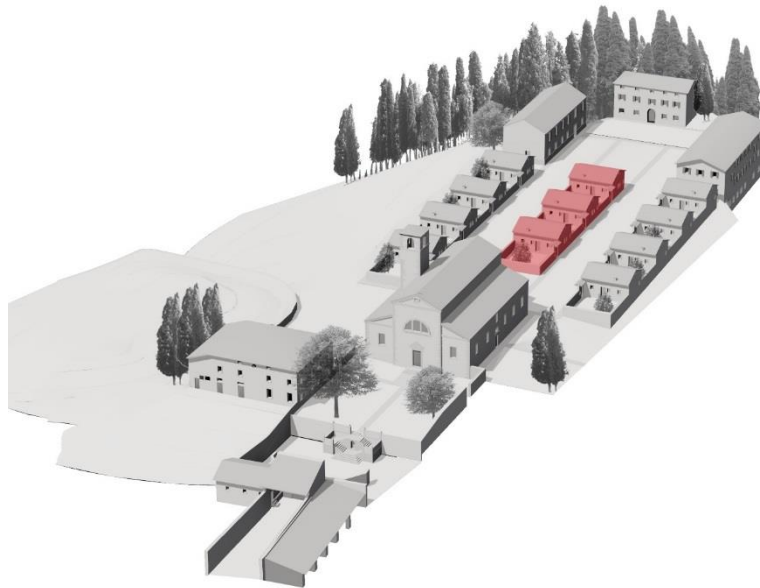


Figura 1.15: Aspetto del complesso eremitico all'epoca della costruzione con l'evidenziazione delle celle in seguito demolite.

Il 19 Aprile 1672 nel Capitolo Generale di Monte Corona l'Eremo venne fatto Priorato e il 30 Marzo 1710 il Vescovo Gianfrancesco Barbarigo consacrò la chiesa di San Giorgio, evento commemorato da un'iscrizione posta sopra la porta d'ingresso.

Il **29 giugno 1789** venne redatta la legge repubblicana (per **decreto Napoleonico**) che **sopprimeva i monasteri**, i conventi e gli eremi presenti nel Regno d'Italia: anche la comunità monastica di Monte San Giorgio fu dispersa.

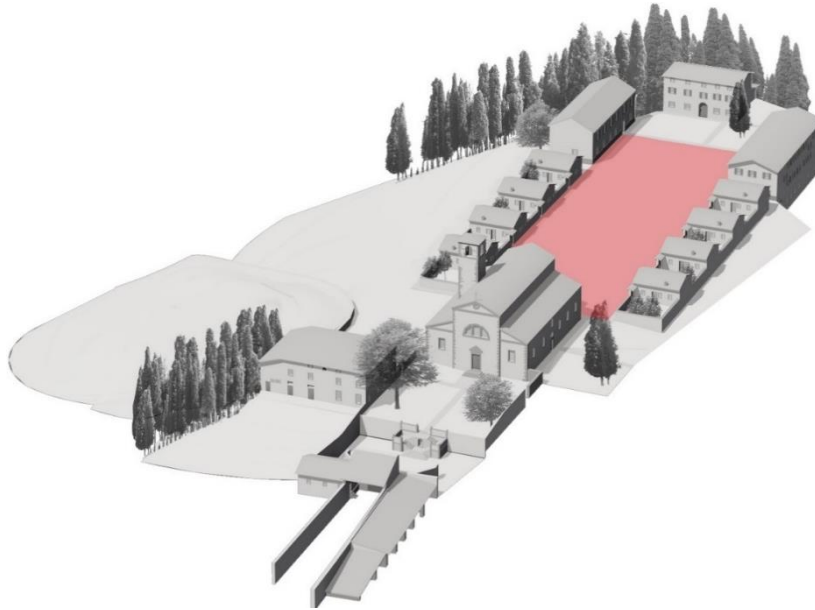


Figura 1.17: Aspetto del complesso in seguito alla soppressione napoleonica con evidenziata l'area dedicata alla coltivazione.

Sin dal 1879 il Cardinale Luigi di Canossa, Vescovo di Verona, tentò di riacquistare l'Eremo di Garda ma vi riuscì solo nel 1884, dopo la morte del Conte Buri. Il 30 Maggio 1885 si firmò l'atto di compravendita. Vi era però un fittavolo che, non essendo terminato il periodo di fittanza stabilito, non intendeva liberare la zona; se ne andò solo nel Novembre 1886. Nel **1888 venne rimessa la clausura**. Vi è una lapide posta di fronte alla cappella del Capitolo in memoria di questi fatti.

Tra il 1962 e il 1972 il complesso fu affidato alla diocesi di Verona a causa dell'impossibilità per la comunità camaldolese di sopportarne le spese e, in seguito alla riacquisizione da parte degli eremiti, gli unici interventi subiti dall'eremo sono stati la creazione di un corridoio di collegamento tra due degli edifici di servizio, il rifacimento del tetto della chiesa e il restauro della foresteria.

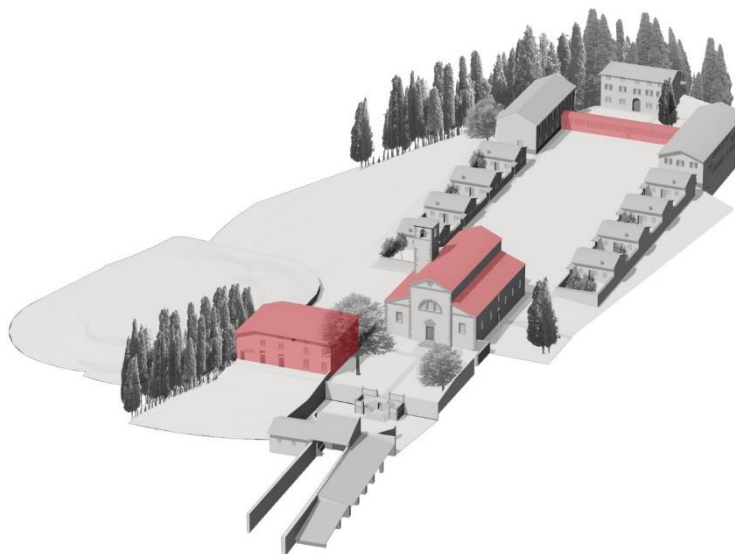


Figura 1.18: Aspetto odierno del complesso di Monte San Giorgio con indicazione degli interventi più recenti.

1.4.2.3 L'Architettura dell'Eremo

L'eremo di Bardolino, che sorge su un pianoro in parte ottenuto artificialmente con lo sbancamento della sommità del colle, **riprende fedelmente lo schema dei complessi eremitici camaldolesi caratterizzati da un criterio di progettazione unitario e consolidato:**

- l'avvicinamento al portone d'ingresso avviene lungo una ripida salita fiancheggiata da muri;
- la chiesa, quasi sulla sommità del promontorio, è posta su un alto basamento valorizzato dalla coppia simmetrica di rampe di scale;
- la zona della chiusura è nascosta dalla sagoma della chiesa e degli edifici di servizio annessi;
- le celle sono disposte su file simmetriche;
- fascia verde attorno alle celle che funge da barriera di isolamento.

L'architettura della chiesa è sobria, caratterizzata da uno **schema planimetrico ad aula unica senza abside con affiancate quattro cappelle più piccole** (dedicate alla Madonna, a San Romualdo, a San Benedetto e a Sant'Antonio) e il locale della sagrestia, secondo le regole stabilite per la costruzione dell'edificio di culto nel Capitolo generale del 1610:

“Vedendo i padri che poco a poco andiamo noi perdendo la semplicità, che deve nello stato nostro eremitico mantenersi anche circa le fabbriche [...] hanno essi ora dichiarato in ordine alle chiese [...] con due cappelle serrate²⁰, vicino alla porta grande, ed il capitolo e la sacrestia, rispettivamente, dell'una e dell'altra banda superiore del santuario o presbiterio, con i loro vestiboli, con l'abitazione del sacrestano e la cappelletta sempre pur in sacrestia. Nella chiesa grande, un solo altare. La quale chiesa, nelle dimensioni di sua grandezza o piccolezza, non debba scostarsi molto da quella di Monte Corona²¹, nella quale totalmente si proibiscono le risalite o risalti dei pilastri, capitelli, cornici ed altri ornamenti simili di molta spesa ed al tutto contrari alla semplicità dell'eremitico nostro istituto.”²²

A Bardolino, come nell'eremo di Frascati, la chiesa che normalmente non assume una posizione dominante all'interno dell'eremo, si presenta invece al visitatore dall'alto di un imponente terrazzo.

Anche l'architettura delle celle risulta sobria, con un corridoio centrale che serve la camera da letto, la cappellina, il deposito e i servizi, ed è conforme alle norme stabilite nel Capitolo generale del 1607, che si rifacevano all'insegnamento di San Romualdo: *“Le mura [delle celle] si facciano della grossezza proporzionata alla qualità dei cementi; intonacate pel di dentro, e quanto al di fuori, semplicemente arricciate. [...] Alla porta di tutta la cella vi siano due gradini e poi dentro siavi tutto ad un istesso piano; e non possa farvisi piucchè quattro vani [...] Non vi siano finestre o foro alcuno, che ne corrisponda nell'orto della cella vicina.”²³*

²⁰ nota Fra Filippo (trascrittore del Capitolo) “una per parte inerenti al muro e nave della chiesa”

²¹ nota Fra Filippo (trascrittore del Capitolo) “che presentemente è larga 32 palmi e lunga 109”

²² G.L. Radicchia, *Il sacro eremo di Monte Corona*, Perugia, 1997, cit. pp. 55-56

²³ G.L. Radicchia, *Il sacro eremo di Monte Corona*, Perugia, 1997, cit. pp. 51-53

Nonostante l'essenzialità le celle risultano in grado di soddisfare tutte le primarie esigenze dell'eremita.



Figura 1.19: Rilievo del complesso eseguito dall'ing. Trezza, 1810.

L'intero eremo, come l'esempio di Camaldoli, è circondato da una cinta muraria che rappresenta il limite della clausura: quella attuale non coincide con quella originaria che si estendeva fino al cimitero della comunità, come ricordato da una piccola cappella e una croce posti in quel punto.

Infine come tutti gli eremi camaldolesi la posizione è di notevole valore paesaggistico: dall'eremo si domina l'insenatura del lago su cui sorge Garda.

1.4.2.4 Altari

La navata centrale è completamente ricoperta da spalliere e panche in legno e sull'altare maggiore, in stile tardo barocco, vi era una pala con *S. Giorgio in gloria davanti al drago abbattuto*, ora rimossa, comunemente assegnata a Giovanni Tedeschi ma sulla cui attribuzione non si è totalmente certi. Ai lati dell'altare sono presenti le statue di S. Benedetto e S. Romualdo in prossimità di due piccole porte da cui si accede al coro, ove si trovano 24 stalli.

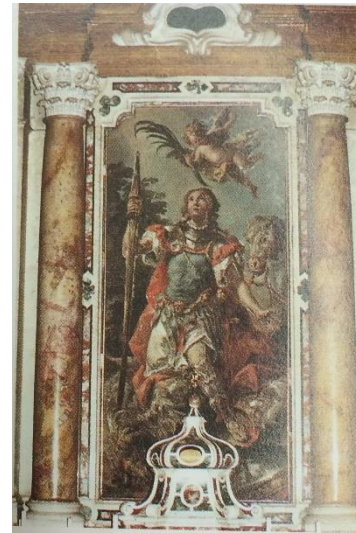


Figura 1.20: Altare maggiore come appare attualmente.

Figura 1.21: Pala di San Giorgio un tempo collocata nell'altare maggiore.

La cappella nord-est è quella di S. Giuseppe con una statua del Santo mentre quella sud-est, immediatamente a sinistra dell'ingresso, è dedicata all'Immacolata dove è possibile trovare una tela firmata Angelus Paleta del 1715 rappresentante *L'Immacolata, S. Anna e S. Gioacchino*.



Figura 1.22: Altare della cappella nord-est.

Figura 1.23: Tela della cappella nord-ovest raffigurante *L'Immacolata, S. Anna e S. Gioacchino*.

La cappella nord-ovest è quella che svolge la funzione del Capitolo ed è dedicata a S.Romualdo, fondatore dell'ordine, che viene anche raffigurato nella pala d'altare di Giacomo Palma il Giovane.

In questa cappella sono presenti anche una tela rappresentante S.Giorgio e una con *S. Antonio da Padova* di Francesco Paglia Bresciano che sembrava essere originariamente sull'altare della prima cappella quando questa era dedicata a S. Antonio e non a S. Giuseppe.

L'ultima cappella è quella di S. Benedetto, adibita a sacrestia, sul cui altare è ritratto il *Santo in meditazione*.



Figura 1.24: San Romualdo nella pala di Palma il Giovane.

Figura 1.25: Tela della cappella sud-ovest con San Benedetto in meditazione.

Adiacente alla sacrestia vi è un'ulteriore cappella che contiene probabilmente una copia di un'altra opera che riproduce *Le nozze di Cana*. Inoltre, alle pareti, sono posti due medaglioni raffiguranti *Cristo sottoposto alla Flagellazione* e *S. Giovanni Battista*.

Capitolo 2

INDAGINI CONOSCITIVE

2.1 Rilievo Fotografico

La fotografia si inserisce come un supporto fondamentale per tutte quelle operazioni di rilievo che hanno accompagnato la fase di acquisizione dei dati e di studio dell'edificio stesso. In particolare il rilievo fotografico ha permesso di confrontare i dati ottenuti mediante lo stesso rilievo geometrico e verificarne la correttezza, risultando un valido supporto per tutte quelle misurazioni fatte in maniera indiretta a causa dell'impossibilità nel raggiungere fisicamente i punti da misurare. Si è rivelato molto utile anche per lo studio dello stato di danno dell'edificio, in particolare nella valutazione del quadro fessurativo poiché molte lesioni, soprattutto quelle minori, non erano visibili ad occhio nudo in quanto localizzate a notevole altezza o in parti dell'edificio difficilmente raggiungibili. Gli strumenti utilizzati sono stati una macchina fotografica con eventuale flash e l'ausilio di un treppiede. Successivamente si è proceduto ad una sintesi della documentazione fotografica reperita che è stata inserita nelle tavole di rilievo fotografico che permettono di localizzare facilmente ogni fotografia mediante l'utilizzo di coni ottici.

2.1.1 IL RILIEVO



Figura 2.1: Ingresso.

Per accedere alla chiesa, subito dopo il portone d'accesso all'Eremo vi è una doppia scalinata dalla quale, attraverso le fronde di alcuni alberi, si intravede la facciata principale dell'edificio che è rivolta ad Est. Attualmente è in parte nascosta dalla presenza di alcune impalcature che sono state poste per impedire il distacco e quindi la caduta di alcune parti del cornicione, in attesa di futuri lavori.

La chiesa si sviluppa in altezza su due livelli diversi, le due ali laterali, contenenti diverse cappelle minori, sono infatti di altezza inferiore. Va detto inoltre che solo la facciata principale è raggiungibile dai visitatori in quanto tutti gli altri accessi all'edificio fanno parte dei luoghi dedicati all'eremo e pertanto ne è vietato l'accesso.



Figura 2.2: Prospetto est.



Figura 2.3: Prospetto ovest.

I prospetti appaiono praticamente come quelli originali della struttura, in alcuni è possibile però vedere alcuni interventi di entità minore come ad esempio nel prospetto ovest in cui si deduce la chiusura di una finestra nel sottotetto di una cappella minore e sono visibili in parte alcuni piccoli fori dovuti alla presenza di una tettoia agganciata alla muratura e successivamente rimossa. Inoltre, è possibile notare alcune riparazioni apportate alla stessa muratura mediante l'uso di mattoni o di semplice malta.



Figura 2.4 - Prospetto Sud



Figura 2.5 - Prospetto Nord

Tutte queste considerazioni vengono però approfondite in occasione del rilievo del danno nei capitoli successivi.

Successivamente si è proceduto al rilievo fotografico degli interni che si è rivelato molto utile, non solo per confrontare quanto ottenuto dallo stesso rilievo geometrico ma anche per mappare al meglio il quadro fessurativo. Grazie all'utilizzo di uno zoom si è infatti potuto controllare dei fessurimetri presenti sulle lesioni principali dell'aula in modo da verificarne eventuali spostamenti. Per quanto riguarda gli spazi interni questi risultano sostanzialmente inalterati; sono infatti ancora presenti tutti gli scranni in ogni cappella, nell'aula e nel coro.



Figura 2.6 - Aula



Figura 2.7 - Sottotetto

Tuttavia i punti in cui il rilievo fotografico si è rivelato più utile si trovano salendo nella struttura e quindi raggiungendo il sottotetto, il quale però è solamente in parte praticabile. Per motivi di sicurezza infatti, non è possibile raggiungere alcuni muri senza dover camminare sulle volte. Il rilievo fotografico quindi ha permesso di controllare non solo la muratura esistente ma anche le travi poste a sostegno del tetto, verificandone lo stato ed i lavori eventualmente eseguiti.

Si è inoltre potuto verificare i punti in cui sono stati eseguiti dei lavori sulla copertura stessa controllando le tavelle ed anche il tetto da cui si ha un'ottima visuale raggiungendo la cella campanaria.

2.2 Rilievo Geometrico

Per rilievo si intende l'insieme delle osservazioni che hanno lo scopo di rappresentare un fenomeno; rilevare un manufatto o un edificio significa quindi prenderne in considerazione ogni aspetto dimensionale, costruttivo, formale e culturale, attraverso l'osservazione e l'analisi scientifica dei suoi elementi significativi. In particolare il rilievo architettonico, oltre ad esigere strumenti specifici, si sviluppa attraverso varie fasi di lavoro le quali si articolano dal generale al particolare.

Conoscere e comprendere il valore storico di un sito può talvolta risultare un'operazione complessa ed il primo passo per cogliere le relazioni tra le parti, gli elementi caratteristici, la morfologia tipologica e strutturale in modo da giungere ad una lettura critica dell'edificio, è sicuramente il rilievo geometrico.

Il rilievo geometrico è stato condotto utilizzando come base di riferimento per il piano terra una pianta dell'edificio fornita dal priore dell'eremo. Gli strumenti utilizzati per il rilievo geometrico dell'edificio sono stati distanziometri laser, metri e cordella metrica.

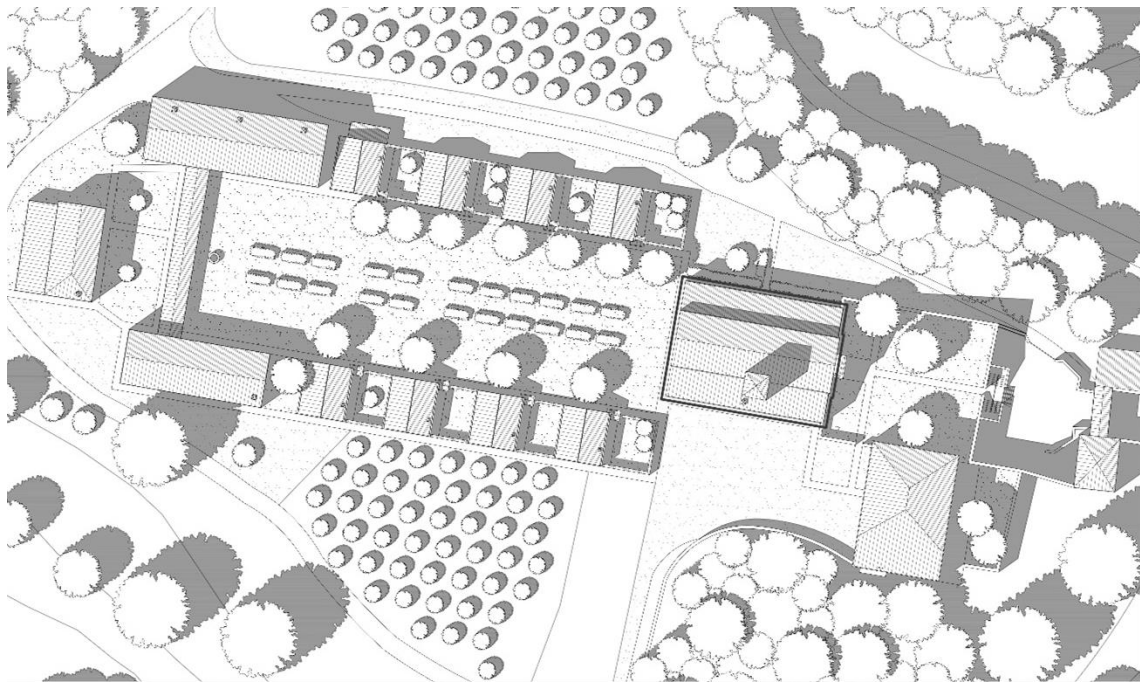


Figura 2.8: Planivolumetrico con identificazione dell'edificio in analisi

Dopo aver controllato alcune misure si è notato che in diverse parti il rilievo dello stato di fatto del piano terra fornito non corrispondeva con la misure effettive, per cui si è proceduto con un aggiornamento dello stesso, adattandolo e modificando qualora si mostrasse necessario.

Il rilievo di alcune zone, impossibili da raggiungere se non a discapito della sicurezza, non è stato effettuato in maniera diretta, bensì in modo indiretto in base alle altre misure conosciute.

Poiché non si disponeva di alcun elaborato rappresentante l'alzato dell'edificio e le piante di sottotetti e campanile, si è proceduto con degli schizzi preliminari e successivi rilievi basati su questi

ultimi. Lo spessore dei solai è stato desunto confrontando l'altezza di gronda con le altezze dei vani e convalidato ipotizzando pacchetti verosimili.

Il rilievo geometrico è riportato in scala 1:100 nelle tavole di dettaglio.

Al fine di uno studio più approfondito, sono stati rilevati i prospetti di tutta la zona, riportati qui sotto.

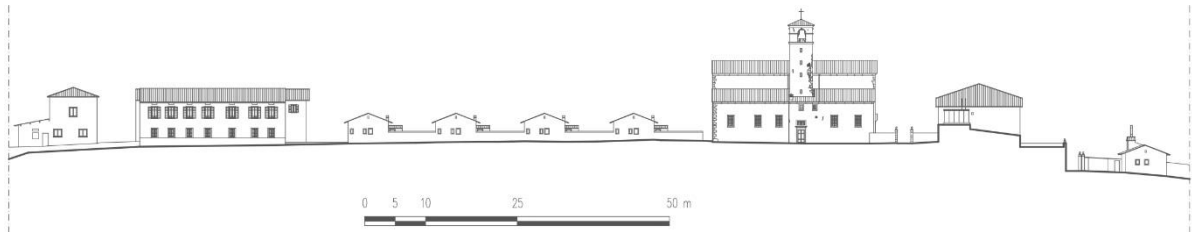


Figura 2.9: Prospetto sud dell'eremo.

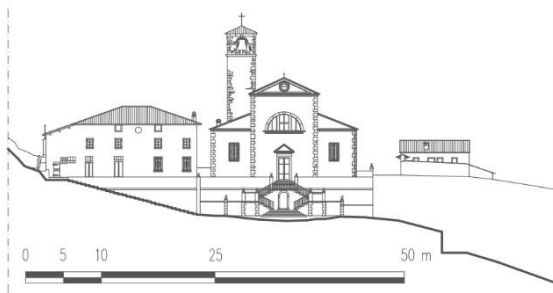


Figura 2.11: Prospetto est dell'eremo

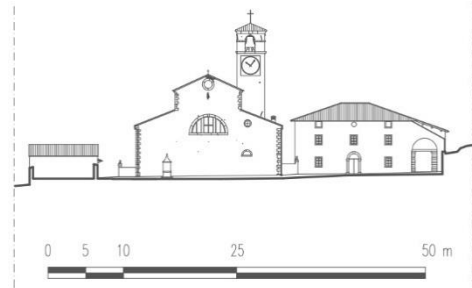


Figura 2.10: Prospetto ovest dell'eremo.

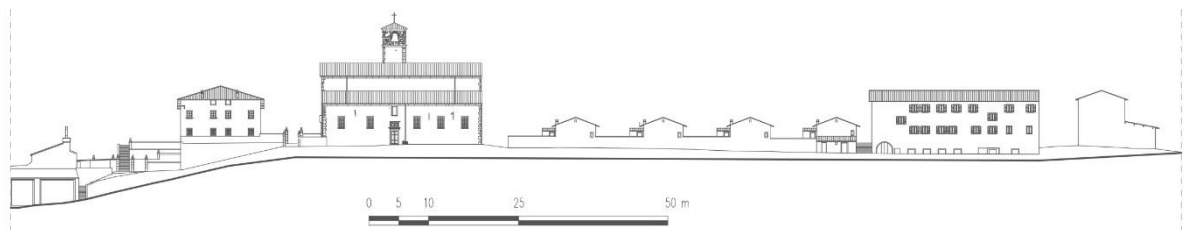


Figura 2.12: Prospetto nord dell'eremo.

2.2.1 LA CHIESA

La facciata della chiesa, rivolta a est, è a salienti con il corpo centrale leggermente sporgente rispetto ai due laterali e presenta un frontone neoclassico con cornice contenente una lunetta. L'ingresso principale è centrale e sormontato da un piccolo frontone al di sopra di cui è possibile notare un'ampia lunetta trifora che illumina la navata centrale.

La Chiesa si trova collocata in leggero pendio e ciò si traduce in una differenza di altezza tra le facciate, infatti mentre la facciata est necessita di quattro gradini per giungere al livello di calpestio, la facciata ovest parte invece da quella quota: tra le due vi è una differenza di circa 70 cm.

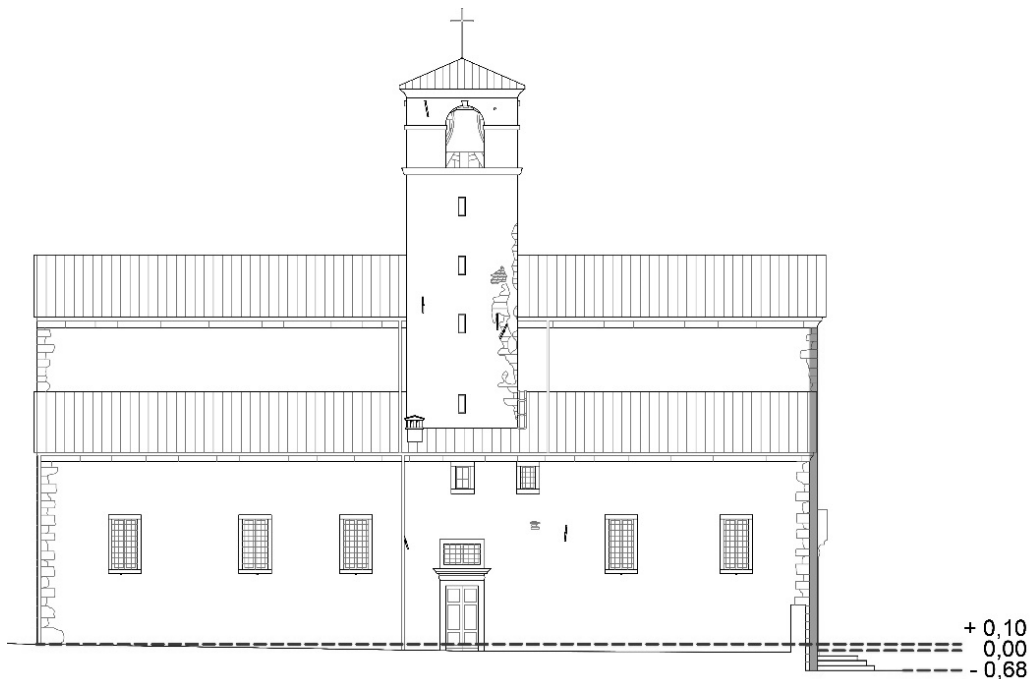


Figura 2.13: Indicazione delle differenze di quota e sporgenza della facciata.

Per questo motivo le facciate nord e sud presentano un'altezza ai cantonali differente dai due lati. La collocazione in pendio comporta inoltre che l'edificio non sia perfettamente in bolla a livello delle coperture ma l'angolo di inclinazione è talmente basso da risultare ininfluenza: si ha un abbassamento di 0,20 cm su 27 m.

La pianta della chiesa e conseguentemente anche l'aspetto in facciata risultano simmetrici, con dimensioni lungo l'asse maggiore all'incirca di 27m e lungo l'asse minore di 19m, si rimanda tuttavia alle tavole di dettaglio per le misure effettive. La conformazione risulta a tre navate, con quella centrale separata dalle laterali mediante pareti portanti e di dimensioni maggiori sia in pianta che in alzato.

La navata principale appare come un unico grande spazio dove la separazione tra navata vera e propria e presbiterio è data da una leggera differenza di quota data dalla presenza di due scalini; il

presbiterio è invece separato dal coro da un grande altare che chiude lo spazio con due ali dotate di aperture per il passaggio.

Le navate laterali sono simmetriche anche lungo l'asse minore, vi è infatti un corridoio centrale che separa due cappelle e funge da ingresso secondario alla chiesa. Oltre a questi due ingressi, uno per ogni navata laterale, ve ne è uno principale dalla facciata est, che introduce direttamente al cuore della chiesa; da qui è possibile accedere a due delle cappelle, una per lato.

Alle altre cappelle si accede solo dai corridoi delle navate secondarie: quella a nord è uno spazio unitario mentre quella a sud è divisa in sagrestia e due cappelle più piccole.

Dal corridoio a sud è possibile accedere anche al campanile e ai sottotetti.

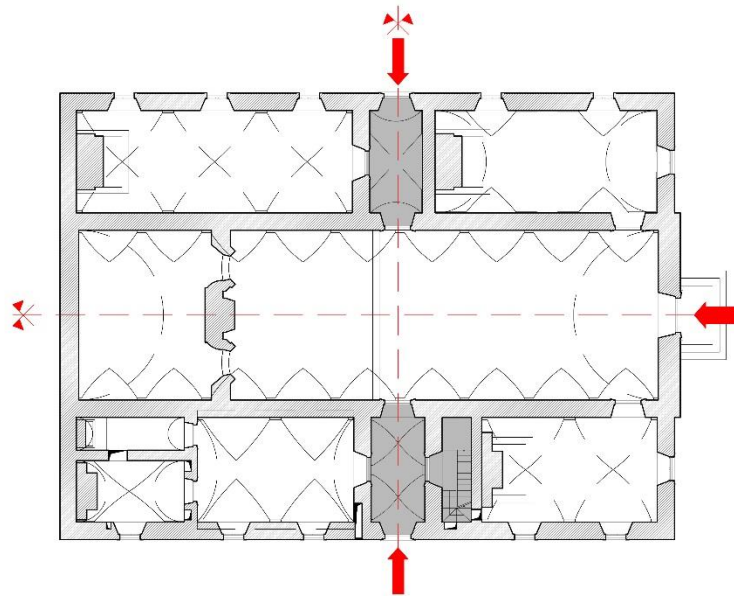


Figura 2.14: Assi di simmetria, indicazione degli accessi e degli spazi accessori.

2.2.2 LE VOLTE

Tutti gli ambienti dell'edificio sono voltati: la navata centrale presenta una volta a botte unghiate, così come la cappella nord-est e la sagrestia.



Figura 2.15: Volta a crociera, cappella nord-ovest.

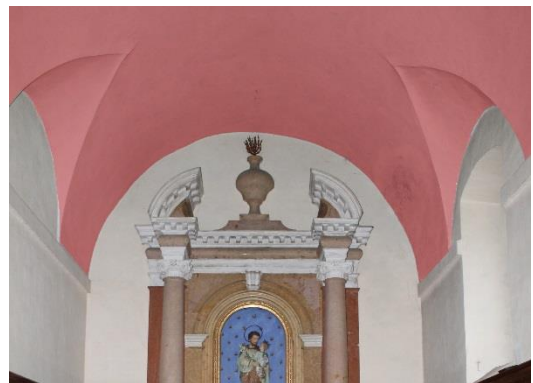


Figura 2.16: Volta a botte lunettata, cappella nord-est.

I corridoi, le cappelle nord-ovest e sud-est e una delle cappelline annesse alla sagrestia sono coperte da volte a crociera.

L'unica volta a botte semplice è quella della cappellina più piccola della sagrestia, uno spazio troppo ristretto per adattarsi ad una volta più elaborata.

Tutte gli estradossi delle volte del lato sud sono accessibili anche se non praticabili per motivi legati alla sicurezza, quelli del lato nord invece non hanno nessun punto di accesso.

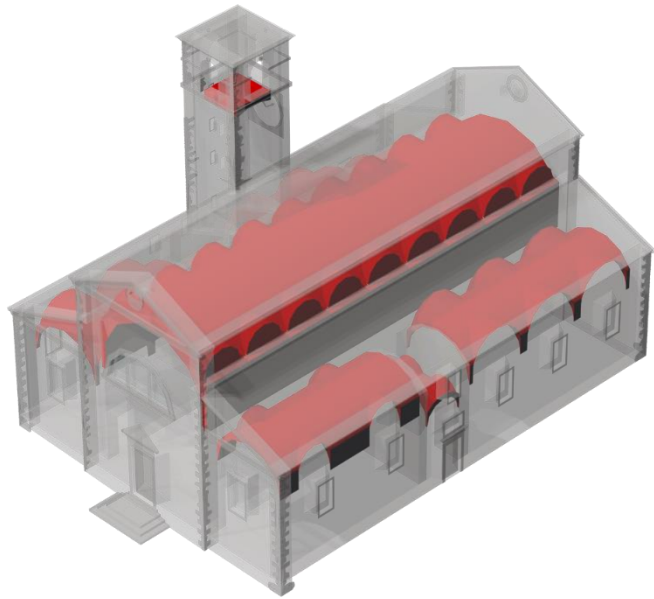


Figura 2.17: Sistemi di volte interni alla chiesa, lato nord.

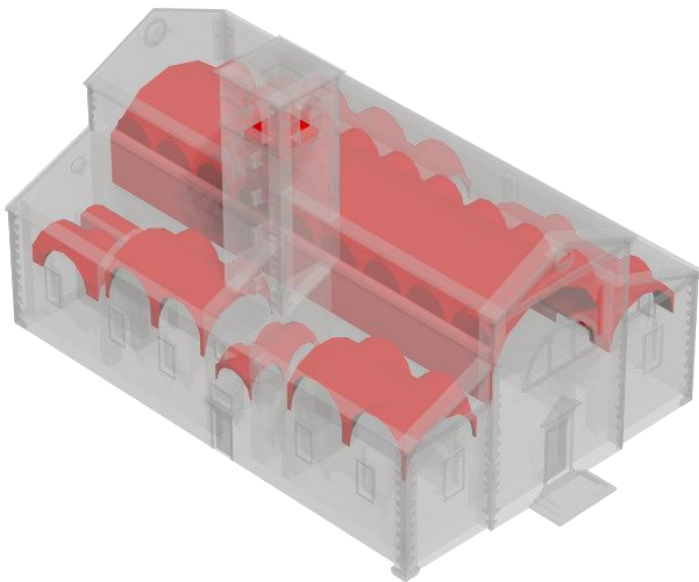


Figura 2.18: Sistemi di volte interni alla chiesa, lato sud.

A livello dei sottotetti inoltre vi sono due stanze, sempre poste a nord e sud in maniera speculare: ad una è possibile accedere grazie alle scale che servono il campanile mentre alla seconda si può accedere solo dalla finestra presente sulla facciata.



Figura 2.19: Estradosso cappelle nord.



Figura 2.20: Estradosso cappelle sud-ovest.

2.2.3 LE COPERTURE

Le coperture della chiesa sono in legno e laterizio. La navata principale presenta una copertura a doppia falda con capriate lignee. Le capriate in totale sono undici, due delle quali dotate di saette e tutte tra loro costituite da travi di spessori differenti ma con interasse all'incirca costante di 2m, e sostengono i morali, le tavelle e una copertura a coppi doppi.

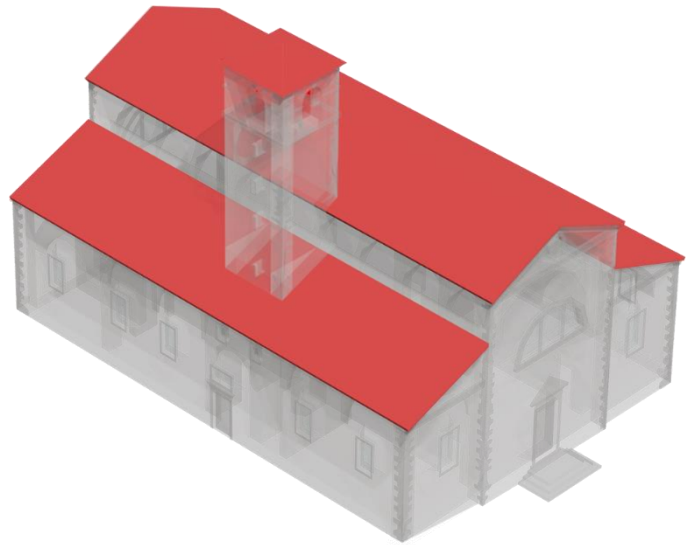


Figura 2.21: Sistema delle coperture.

Le navate laterali presentano invece una copertura a falda singola con orditura costituita da travi principali nella direzione perpendicolare al colmo, con interasse sempre pressappoco di 2m, travi secondarie parallele al colmo con interasse di circa 1m e poi, come nel caso della navata principale, morali, tavelle e copertura a coppi doppi.



Figura 2.22: Capriate della navata principale.



Figura 2.23: Copertura della navata nord.

Le tavelle presenti sono quasi sempre in laterizio ma in alcuni punti, probabilmente nelle zone dove queste si erano deteriorate, sono state sostituite con assi di legno.



Figura 2.24: Presenza alternata di assi di legno e tavelle nella copertura della navata centrale.

2.2.4 IL CAMPANILE

Il campanile raggiunge l'altezza di circa 20 metri e appare pressoché privo di fuori piombo. Si innesta nella navata laterale del lato sud, sfruttando la parete in comune tra la navata centrale e la laterale e le due pareti del corridoio di accesso come base delle proprie facciate che divengono rispettivamente la nord, la est e la ovest.

La facciata sul lato sud invece non presenta nessuna base di sostegno al livello del piano terra.

Ad eccezione delle quattro grandi aperture ad arco della cella campanaria, le uniche finestre sono sul lato sud e consistono in quattro feritoie di ridotte dimensioni.

La copertura è costituita da un tetto a padiglione sostenuto da una singola capriata lignea posta lungo una diagonale e da travi lungo l'altra diagonale, l'orditura si sviluppa poi secondo un sistema di morali, tavelle e copertura a coppi doppi. La pianta è all'incirca quadrata, con lato di 3,80m.

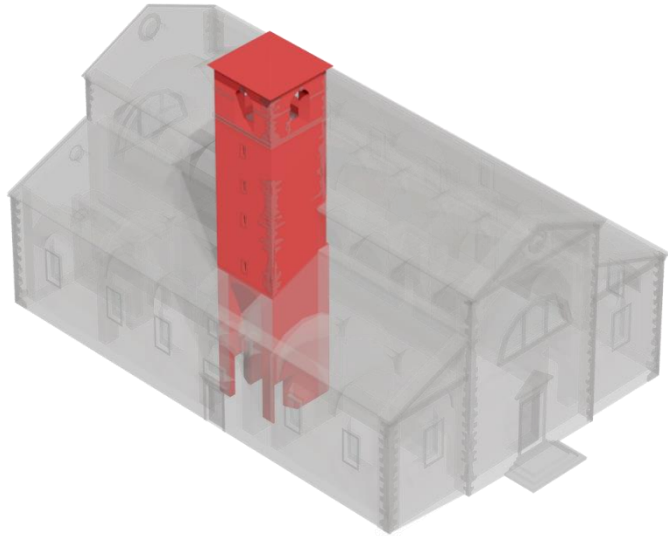


Figura 2.25: Il campanile.



Figura 2.26: Copertura della cella campanaria.



Figura 2.27: Volta a botte di accesso alla cella campanaria.

L'ingresso è consentito solo dal lato sud, dove una scala in acciaio posta a lato del campanile conduce alla porta di accesso che si trova alla quota dei sottotetti delle navate laterali. Una volta all'interno del campanile è possibile accedere alla cella campanaria in sommità mediante una scala in legno. Lungo l'ascesa si trovano due aperture che consentono l'accesso ai sottotetti della navata laterale e, ad un livello differente, di quella principale. L'unico solaio all'interno del campanile è quello di separazione tra la cella campanaria e la parte sottostante, esso è a volta a botte ribassata e vi si apre una botola per il passaggio.

2.2.5 UNITÀ STRUTTURALI E DI MINIMO INTERVENTO

Il caso studio risulta come unità strutturale unitaria composta da due unità di minimo intervento: il campanile e la chiesa vera e propria.

L'unità strutturale è l'insieme delle cellule collegate tra loro in pianta e in elevazione da un comune processo costruttivo, caratterizzate da un comportamento strutturale unitario nei confronti dei carichi (statici e dinamici).

L'Unità Minima di Intervento si configura come una porzione di aggregato che sarà oggetto di intervento unitario, nel rispetto di una corretta modellazione degli aspetti di interazione strutturale tra la parte stralciata e quella posta in adiacenza, esterna alla UMI. La scelta ottimale delle UMI sarà tale da minimizzare le reciproche interazioni sotto l'effetto dell'azione sismica²⁴.

²⁴ *Linee guida per il rilievo, l'analisi ed il progetto di interventi di riparazione e consolidamento sismico di edifici in muratura in aggregato*. ReLUIS Bozza – Ottobre 2010, p.8

2.2.6 DESTINAZIONE D'USO

L'edificio oggetto di studio è la Chiesa, nonostante ciò appare utile indicare quali siano le funzioni degli altri fabbricati presenti nel complesso.

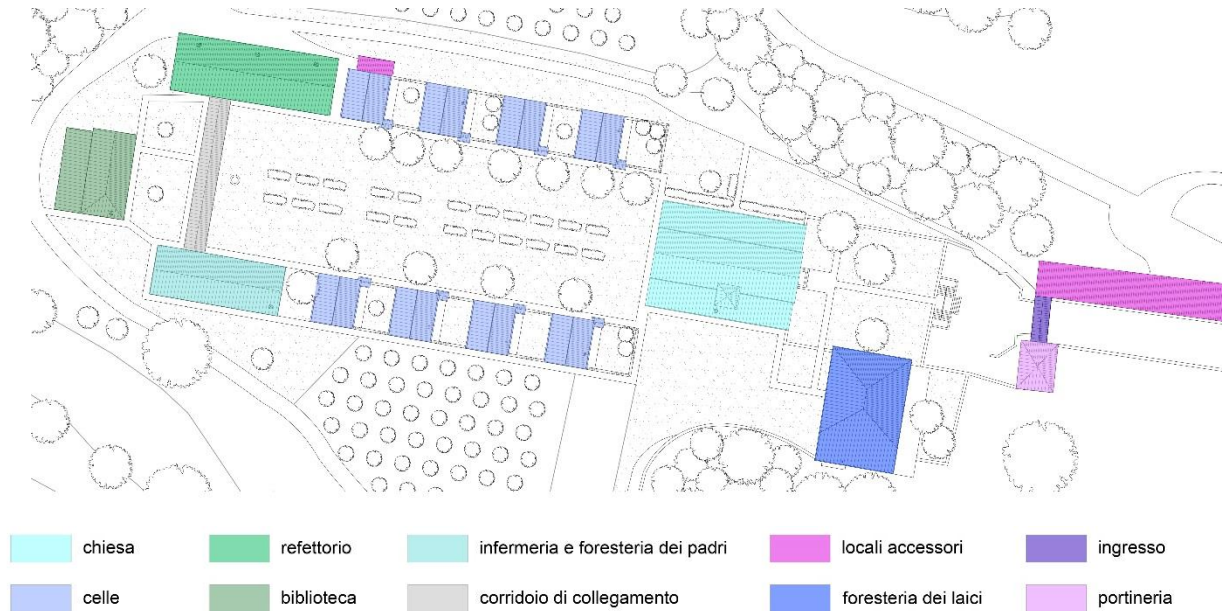


Figura 2.28: Inquadramento generale con destinazione d'uso dei vari edifici del complesso.

Al piano terra i locali interni alla chiesa sono tutti dedicati a funzioni religiose: chiesa vera e propria, ossia la navata centrale costituita da navata, presbiterio e coro, e le cappelle delle navate laterali.

Gli unici locali funzionali presenti sono i due corridoi di accesso alle navate laterali, la sacrestia e il locale di accesso al campanile che funge anche da vano tecnico.

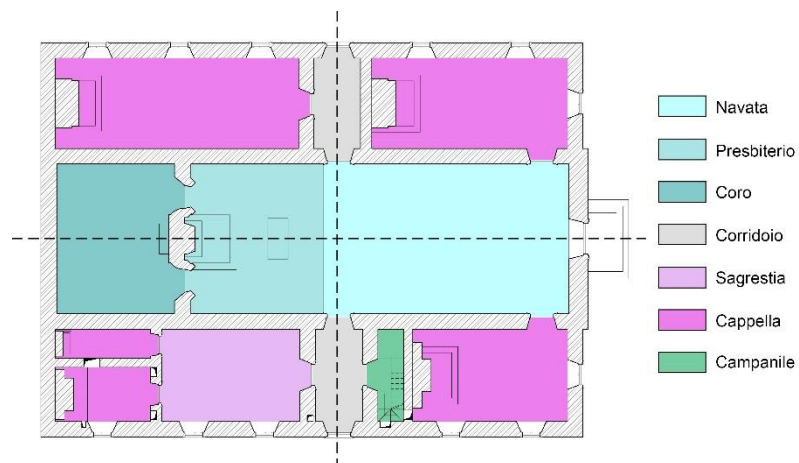


Figura 2.29: Destinazione d'uso degli spazi interni della chiesa al piano terra.

Al piano primo, ossia al livello delle coperture gli unici due locali utilizzabili sono quelli posti sopra gli ingressi ed hanno funzione di deposito. Vi è poi il campanile.

Capitolo 3

ANALISI STATO DI FATTO E COMPORTAMENTO STRUTTURALE

Il percorso della conoscenza dell'edificio, che inizia attraverso la definizione delle criticità e vulnerabilità identificabili tramite indagine visiva e storica, per risultare completo ed esaustivo non si dovrebbe limitare a ciò ma dovrebbe essere supportato e affiancato da prove oggettive, effettuate in situ o in laboratorio, che consentano la definizione delle caratteristiche dei materiali, del loro stato di degrado e delle loro proprietà meccaniche.

Nel caso in esame non è stato possibile procedere in questo senso e vi sono dunque delle lacune nella conoscenza dell'edificio: non è stato possibile analizzare la struttura della muratura per capire se sia ad uno o più paramenti e, se a più paramenti, se questi siano ammorsati.

Non si sono potute svolgere prove che determinassero le caratteristiche meccaniche dei materiali, per le quali dunque si adotteranno valori da normativa.

Lo sviluppo dell'analisi dello stato di fatto, del comportamento strutturale e la valutazione della vulnerabilità sismica si sono perciò basati sulle limitate informazioni a disposizione e su alcune supposizioni che andrebbero verificate. Nonostante le incertezze questo procedimento ha comunque validità in quanto si sono utilizzate ipotesi il più possibile aderenti a ciò che dovrebbe essere la realtà effettiva, mantenendo un consono margine di sicurezza; risulta pertanto utile per definire gli elementi che influiscono maggiormente nel comportamento strutturale dell'edificio e che dovranno essere indagati con particolare attenzione.

3.1 Rilievo Critico

3.1.1 STATO DEI DANNI

Per poter proseguire con un'adeguata analisi dell'edificio è stato rilevato lo stato di danno della chiesa, partendo da quanto raccolto nel rilievo fotografico e trascrivendolo in piante, prospetti e sezioni. In tal modo è stato possibile non solo verificare le diverse tipologie di danno ma anche avere una visione d'insieme dei possibili meccanismi in atto nell'edificio stesso.

All'interno delle tavole rappresentanti il quadro fessurativo sono state differenziate il tipo fessure in base alla loro diversa ampiezza, suddividendole tra lesioni e cavillature. Si è poi preceduto studiando i meccanismi in corso suddividendo tali lesioni in base alle strutture che coinvolgono: volte, pareti o entrambe. Si è inoltre fatta attenzione alle fessure orizzontali e a quelle dovute a discontinuità di materiale, evidenziando inoltre eventuali fori presenti nelle volte. All'interno di tali tavole è stata inoltre segnata la presenza dei fessurimetri posizionati a seguito degli ultimi eventi sismici al fine di monitorare gli spostamenti delle lesioni maggiori.



Figura 3.1: Alcuni dei fessurimetri presenti a cavallo delle lesioni della navata centrale.

A seguito dell'identificazione delle lesioni si è analizzato il quadro fessurativo cercando di individuare i meccanismi di rottura in atto nell'edificio, si è cercato quindi di unire le tavole segnando l'andamento delle lesioni verticali della struttura in pianta.

In questo modo è stato possibile confrontare le numerose lesioni verticali, sviluppatesi principalmente a seguito degli ultimi eventi sismici, con quelle che interessano le volte, notando inoltre come alcune di queste si sviluppino parallelamente ai tiranti.

Sono inoltre presenti numerose lesioni che si sono create nel punto di unione tra volte e parete ortogonali, dovute presumibilmente alla discontinuità dei materiali.

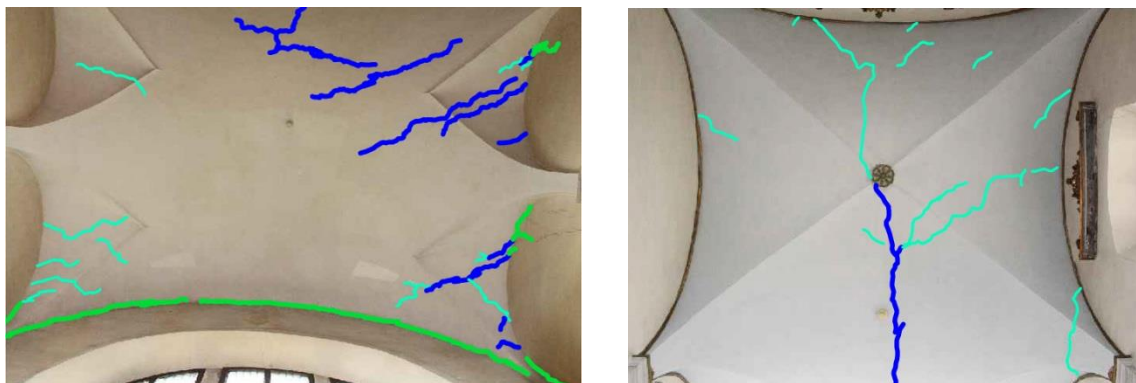


Figura 3.2: Suddivisione delle lesioni delle volte in base allo spessore (blu e azzurre) e indicazione delle lesioni causate dalla discontinuità volta-parete (in verde).



Figura 3.3: Lesioni di interfaccia volta-parete e nelle vele di una volta a crociera.

Per quanto riguarda i prospetti nord e sud è possibile individuare delle lesioni oblique che interessano gli spigoli sia al livello del piano terra che al livello della parte sporgente di navata centrale. Queste lesioni possono suggerire meccanismi di ribaltamento dell'angolata.

Le lesioni dei prospetti est ed ovest invece non consentono di ipotizzare particolari meccanismi incipienti.

Il campanile presenta delle lesioni pressoché verticali che congiungono gli spigoli delle aperture del prospetto sud.



Figura 3.4: Lesioni, nell'ordine, sul prospetto nord, ovest, est della chiesa e sud del campanile.

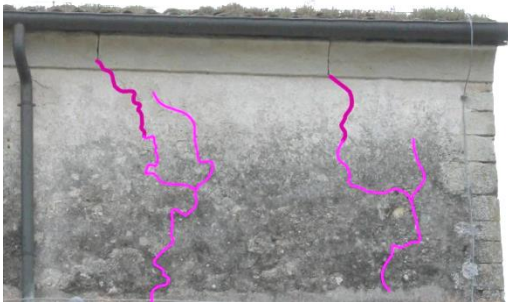


Figura 3.5: Lesioni in corrispondenza dei blocchi di cornicione.

Va inoltre segnalato come in corrispondenza delle giunzioni dei blocchi del cornicione siano presenti numerose lesioni dovute probabilmente al carico di copertura.

Per l'individuazione di tutte le lesioni presenti nella chiesa si rimanda alle tavole di dettaglio.

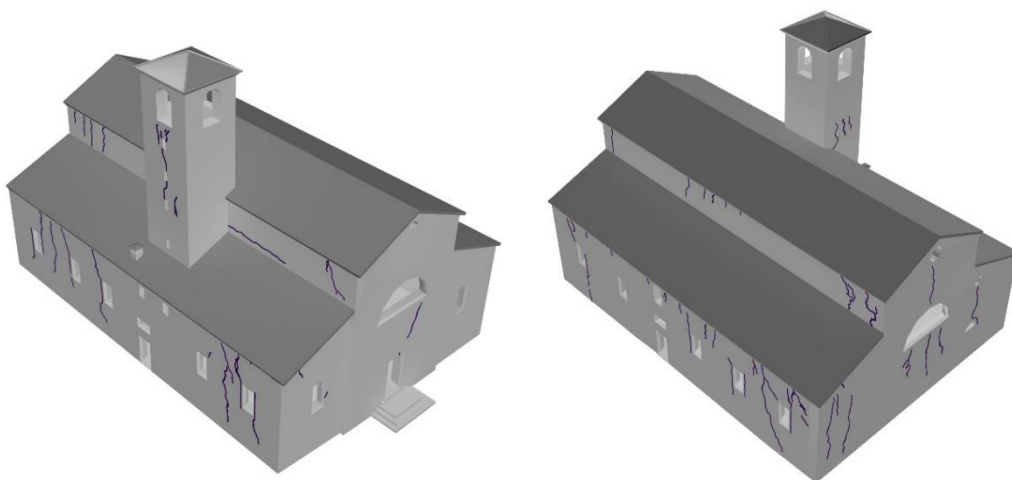


Figura 3.6: Lesioni esterne

3.1.2 DEGRADO E DISSESTO

Nel valutare lo stato di manutenzione dell'edificio, grazie all'osservazione visiva e all'utilizzo del rilievo fotografico, si è potuto valutare lo stato di degrado presente; va tuttavia sottolineato che non tutte le problematiche possono essere rilevabili con un esame visivo e talora molte possono essere compresenti.

Lo studio è stato effettuato in base alla normativa vigente²⁵ e si è rivolto principalmente ai prospetti in quanto nei locali interni non vi sono particolari segni di degrado.

Riferendosi quindi a tale normativa sono stati identificati principalmente i seguenti fenomeni:

- *Alterazione cromatica*



Alterazione che si manifesta attraverso la variazione di uno o più parametri che definiscono il colore quali saturazione, tinta e chiarezza. Tale alterazione è presente in maniera consistente su tutte le facciate della chiesa ed è causata da infiltrazioni d'acqua nell'intonaco di facciata, dovute probabilmente

Figura 3.7: Alterazione delle facciate sud e nord. anche alla presenza di pluviali posti all'interno dello spessore murario, dal dilavamento del colore e, nel caso della facciata a nord, dall'esposizione poco favorevole che rende la facciata maggiormente attaccabile dall'umidità. All'interno ve n'è traccia anche se in misura decisamente più contenuta che non all'esterno e in posizione localizzata principalmente nelle connessioni volta-parete, più soggette al ristagno dell'umidità.

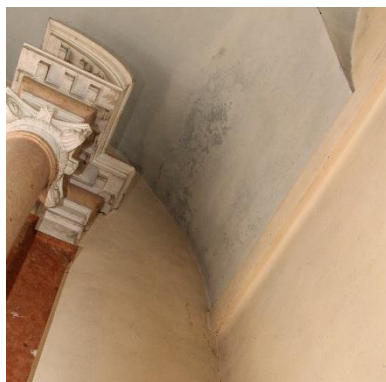


Figura 3.8: Dettagli di alterazioni cromatiche negli intonaci interni.

²⁵ Raccomandazioni Normal 1/88 - *Alterazioni macroscopiche dei materiali lapidei: Lessico*, CNR Centri di studio di Milano e Roma sulle cause di deperimento e sui metodi di conservazione delle opere d'arte - ICR Istituto Centrale per il restauro.

- *Alveolizzazione*

Degradazione che si manifesta con la formazione di cavità di dimensioni e forme variabili, tali alveoli hanno distribuzione non uniforme e sono spesso interconnessi tra loro.



Figura 3.9: Dettagli lapidei delle facciate con tracce di alveolizzazione.

Per quanto riguarda la chiesa tracce di alveolizzazione si possono riscontrare negli elementi lapidei delle facciate esposti alle intemperie, in particolare nelle angolate, nelle cornici delle finestre e negli elementi di cornice.

- *Colatura*

Traccia ad andamento verticale causata dal ruscellamento delle acque meteoritiche che si manifesta con una patina grigia. La colatura è presente a partire dalla mensola di ogni finestra e porta di ogni prospetto ed anche a partire dai cornicioni del tetto. Ciò è dovuto ai residui trasportati dall'acqua piovana.



Figura 3.10: Colatura su una finestra del prospetto nord.

- *Crosta*

Strato superficiale di alterazione del materiale lapideo, di spessore variabile è dura, fragile e distinguibile dalle parti sottostanti sia per la morfologia che per il colore. Può anche distaccarsi dal substrato che generalmente si mostra disgregato e/o pulverulento. Questo tipo di degrado è presente in alcuni cornicioni e in alcuni marmi delle finestre.

- *Distacco*

Soluzione di continuità tra strati superficiali del materiale, sia rispetto al substrato che tra di loro; generalmente prelude la caduta degli strati stessi.

Il distacco dell'intonaco interessa tutte le facciate dell'edificio anche a causa della scarsa manutenzione che viene prestata allo stesso.



Figura 3.11: Distacco dell'intonaco.

Tale degrado tuttavia interessa in maniera estesa e diffusa solo gli esterni della chiesa, maggiormente soggetti alle intemperie, mentre l'interno non ne presenta traccia se non in poche zone isolate per lo più in corrispondenza degli angoli di attacco volta-parete e nelle zone meno soggette a manutenzione.



Figura 3.12: Distacco dell'intonaco all'interno della chiesa.

- *Efflorescenza*

Formazione di sostanze di aspetto cristallino, pulverulento o filamentoso sulla superficie del manufatto, generalmente di colore biancastro. Presente in minima parte su alcuni cornicioni.

- *Fronte di risalita*

Limite di migrazione dell'acqua, generalmente accompagnato da variazioni della saturazione del colore nella zona sottostante. Tale alterazione è presente all'esterno solamente nel lato sud-est, probabilmente a causa della pendenza del terreno adiacente la cui pendenza convoglia l'acqua verso la base della facciata stessa. Si può notare poi, anche se in forma poco invasiva, alla base delle pareti delle aperture degli ingressi laterali.



Figura 3.13: Dettaglio della facciata est.



Figura 3.14: Dettaglio dello stipite della porta d'ingresso a sud.

- *Macchia*

Alterazione che si manifesta con pigmentazione accidentale e localizzata della superficie, è correlata alla presenza di materiale estraneo al substrato. Tale alterazione è visibile su quasi tutte le facciate e, dal lato ovest, in corrispondenza delle connessioni alla parete di un pergolato metallico, ora rimosso.



Figura 3.15: Macchia causata da sostanza rugginosa sulla facciata ovest e macchia causata dalla presenza dell'impalcatura sulla facciata est.

- *Mancanza*

Caduta e perdita di parti. Tale degrado è presente in particolar modo lungo i cornicioni e nelle cornici delle porte. All'interno dell'edificio non si sono riscontrate mancanze.



Figura 3.16: Dettagli di mancanze nei cornicioni.

- *Patina*

Alterazione limitata a quelle modificazioni naturali della superficie dei materiali non collegabili a manifesti e fenomeni di degradazione percepibili come una variazione del colore originario del materiale. Presente principalmente sui cornicioni.

- *Patina biologica*

Sottile strato, omogeneo e morbido, aderente alla superficie e di evidente natura biologica, di colore generalmente verde. Tale patina è costituita prevalentemente da microrganismi cui possono aderire polveri, terriccio ecc.

Nell'edificio in esame è presente principalmente alla base delle facciate, dove si ha un maggior accumulo di detriti e umidità. Ve ne è traccia anche in alcuni punti delle facciate e dei cornicioni del campanile e della chiesa.



Figura 3.17: Presenza di patina su campanile e prospetto sud.

- *Pellicola*

Strato superficiale di sostanze coerenti fra loro ed estranee al materiale lapideo. Ha spessore molto ridotto e può distaccarsi dal substrato che in genere si presenta integro.

L'edificio presenta questo genere di degrado principalmente sui dettagli lapidei di facciata.

- *Pitting*

Degradazione puntiforme che si manifesta attraverso la formazione di fori ciechi, numerosi e ravvicinati. I fori hanno forma tendenzialmente cilindrica con diametro massimo di pochi millimetri.

In quanto simile all'alveolizzazione lo si può riscontrare sugli elementi lapidei della chiesa esposti alle intemperie.

- *Presenza di vegetazione*

Presenza di licheni muschi e piante sulla superficie.

Si rileva questo tipo di degrado sia alla base dell'edificio, in particolare a nord, sia sulle coperture in quanto punti maggiormente esposti all'umidità.



Figura 3.18: Dettaglio del prospetto nord e della copertura dal lato sud.

- *Rigonfiamento*

Sollevamento superficiale e localizzato del materiale che assume forma e consistenza variabili. Nei prospetti nella maggior parte dei casi i rigonfiamenti si sono evoluti in fenomeni di distacco dell'intonaco anche se in alcuni punti, in particolare sul prospetto sud, è possibile riscontrarne.



Figura 3.19: Rigonfiamento dell'intonaco

Nelle tavole del degrado è stato inoltre utilizzato un altro termine ossia *“ripristino dell'intonaco”*. Questo non è da ritenersi un degrado vero e proprio ma ne è stato tenuto conto poiché tale operazione potrebbe essere stata effettuata a causa di un precedente degrado della struttura che, a seguito di tale intervento, si rivela impossibile da determinare.



Figura 3.20: Dettagli delle facciate sud, nord e ovest.

In alcuni punti, sia nel campanile che nella chiesa, sono stati eseguite delle tamponature in mattoni di fori dovuti alla disgregazione del materiale lapideo.



Figura 3.21: Dettagli facciata nord chiesa e sud campanile.

L'interno della chiesa risulta pressoché privo di degrado, a parte i pochi elencati, in quanto è oggetto di una manutenzione più frequente e accurata.

3.2 Rilievo Strutturale

La conoscenza della costruzione è un presupposto fondamentale sia ai fini di un'attendibile valutazione della sicurezza sismica attuale sia per la scelta di un eventuale intervento di miglioramento: appare necessario conoscere le caratteristiche originarie della fabbrica, le modifiche intercorse nel tempo dovute a fenomeni di danneggiamento derivanti dalle trasformazioni antropiche, dall'invecchiamento dei materiali e dagli eventi calamitosi.

Il percorso di conoscenza indicato nelle Linee guida prevede *«l'individuazione degli elementi costituenti l'organismo resistente, nell'accezione materica e costruttiva, con una particolare attenzione rivolta alle tecniche di realizzazione, ai dettagli costruttivi ed alla connessioni tra gli elementi²⁶»*.

Grazie al rilievo geometrico, unito a sopralluoghi mirati, è stato possibile ottenere un livello di conoscenza adeguato a definire la struttura dell'edificio, per descrivere la quale si approfondiscono di seguito i materiali e le tecniche costruttive impiegati.

3.2.1 ANALISI STORICA DEGLI EVENTI E DEGLI INTERVENTI SUBITI

Come prescritto dalle Linee Guida, ai fini di una corretta individuazione del sistema resistente e del suo stato di sollecitazione è importante la ricostruzione dell'intera storia dell'edificio, ossia del processo di costruzione e delle successive modificazioni nel tempo del manufatto.

La storia dell'edificio può anche essere utilizzata come strumento di controllo e verifica della risposta dell'edificio a particolari eventi naturali o antropici e delle eventuali conseguenti trasformazioni. Devono pertanto essere identificati gli eventi subiti ed i corrispettivi effetti.

La chiesa oggetto di studio negli anni non ha subito numerosi interventi, tuttavia risultano degni di nota la realizzazione di un impianto di trattamento dell'aria, il rifacimento del tetto e il rinnovo della scala interna del campanile; interventi questi legati ad esigenze di comfort e di benessere, ma dovuti anche all'adeguamento alle normative vigenti.

Per quanto riguarda i traumi subiti, l'edificio ha risentito del terremoto del 2004 riportando estese lesioni tutt'ora monitorate che tuttavia non appaiono preoccupanti dal punto di vista della sicurezza.

²⁶ *Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme Tecniche per le costruzioni* (D.M. 14 gennaio 2008), Circolare 26 Segretario Generale MiBAC, Prot. 10953 del 2 dicembre 2010; p 14.

3.2.2 MORFOLOGIA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Per poter classificare le tipologie strutturali presenti si è fatto riferimento all' "ALLEGATO A – Programma per il monitoraggio dello stato di conservazione dei beni architettonici tutelati"²⁷, in particolare al "MODULO C – Morfologia degli Elementi". Sebbene l'edificio in esame non sia un bene tutelato il modulo schedografico risulta adatto ad individuare e descrivere gli elementi strutturali attraverso il riconoscimento della morfologia, della tipologia, delle tecniche costruttive e dei materiali. La collocazione delle tipologie strutturali in pianta è esaminabile nelle tavole.

3.2.2.1 Elementi verticali: setti murari

L'edificio è in muratura portante, costituita da conci sbozzati e malta di calce. Dato il notevole spessore delle pareti si è ipotizzato che vi possa essere un doppio paramento con nucleo interno.

La presenza di cantonali a vista negli spigoli esterni dell'edificio suggerisce che le pareti perimetrali



Figura 3.22: Dettaglio del cantonale sud-est del campanile

siano ammorsate e, poiché la costruzione della chiesa non è stata dilazionata nel corso del tempo, è lecito supporre che anche le pareti interne risultino ammorsate, ad eccezione delle pareti est e ovest del campanile con la parete sud della navata centrale e della parete che suddivide la sagrestia dalle due cappelline adiacenti, come approfondito nel paragrafo riguardante le vulnerabilità.

In alcuni punti la muratura appare *rattoppata* con mattoni in laterizio, soprattutto per quanto riguarda il campanile; la localizzazione specifica di tali zone è esaminabile nelle tavole allegate.

3.2.2.2 Orizzontamenti: solai e coperture

Gli unici solai propriamente detti sono quelli sopra gli ingressi e quelli interni al campanile. I solai sopra le volte di ingresso, così come quello di accesso al campanile, appaiono in muratura e rivestiti sul piano di calpestio da mattoni in cotto. Il solaio invece che separa la cella campanaria dal campanile sottostante è in muratura rivestita di una malta cementizia.

²⁷ Tale allegato è inserito all'interno delle *Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme Tecniche per le costruzioni* (D.M. 14 gennaio 2008), Circolare 26 Segretario Generale MiBAC, Prot. 10953 del 2 dicembre 2010.



Figura 3.23: Estradosso della volta nord-ovest



Figura 3.24: Copertura a capriate della navata centrale.



Figura 3.25: Copertura della navata laterale sud



Figura 3.26: Copertura del campanile.

Per il resto all'interno della chiesa invece non vi sono veri e propri solai in quanto i vani voltati non sono praticabili al livello superiore. Le volte, nonostante siano di differenti tipologie come osservabile nelle tavole allegate, risultano tutte in muratura, osservazione questa resa possibile dal fatto che, mentre all'intradosso risultano intonacate, l'estradosso appare al grezzo.

Per quanto riguarda le coperture se ne possono osservare differenti tipologie:

- la navata centrale ha una copertura a capriate lignee costituite da travi di sezione variabile dai 21cm ai 28cm e passo in media di 190 cm, sulle quali posa un'orditura di arcarecci disposti a passo di 25 cm e di sezione (bxh) 5x6 cm. Sopra gli arcarecci sono poste delle tavole in cotto sulle quali molto probabilmente è stesa una guaina impermeabilizzante;

- le navate laterali presentano una semplice copertura a spiovente costituita da una prima orditura di travi principali, con sezione di circa 20cm e passo 230cm, un'orditura di travi secondarie, in alcuni punti raddoppiate e con passo di circa 80 cm, e infine degli arcarecci che sostengono tavole in cotto, sostituite in alcuni punti da assi di legno;

- il campanile ha una copertura lignea a quattro falde sostenuta da un'unica capriata posta diagonalmente e un'orditura di arcarecci a sostegno di tavole che, anche in questo caso, si alternano a ad assi di legno.

Tutte le coperture presenti sono rivestite da coppi doppi.

3.2.2.3 Collegamenti verticali: scale

I collegamenti verticali presenti sono solo quelli relativi al campanile. Vi è una prima scala in acciaio che collega il piano terra della chiesa al solaio della campanile; questa scala è moderna e probabilmente ne sostituisce una precedente in legno. All'interno vi è invece una scalinata in legno, anch'essa recente, che consente di raggiungere la cella campanaria.

3.2.3 PRESIDI ANTISISMICI

All'interno della navata centrale e nelle delle cappelle laterali sono presenti dei tiranti collocati presumibilmente con l'intento di trattenere la spinta esercitata dalle volte. Altri tiranti sono presenti nel campanile.

3.2.4 VALUTAZIONE DELLA QUALITÀ MURARIA

Poiché in vari punti le pareti risultano non intonacate, in particolar modo sopra le volte e all'interno del campanile, è stato possibile esaminare paramenti di muratura di dimensioni pari ad 1,00x1,00 m. Da tale osservazione si è ricavata una descrizione, seppur sommaria, della qualità muraria e si è compilata la 'Scheda della qualità muraria' presente in allegato 4 facendo riferimento ai parametri indicati da ReLUIS in '*Valutazione e riduzione della vulnerabilità di edifici in muratura*²⁸':

- *Qualità della malta*: non sono state condotte prove di laboratorio quindi non è possibile dare giudizi sulla resistenza meccanica della malta, da un'osservazione diretta tuttavia appare in buone condizioni anche se in alcune zone sembra sia stata effettuata una ristilatura dei giunti.
- *Presenza di diatoni*: dalla disposizione dei conci si suppone la presenza di diatoni ma lo spessore della muratura è troppo perché questi siano totalmente passanti ed è probabile quindi che interessino solo parte dello spessore garantendo comunque alla parete un certo grado di ammorsamento.
- *Forma degli elementi resistenti*: gli elementi appaiono di forma irregolare, sbazzati in modo grossolano, di forme e dimensioni anche molto diverse fra loro.
- *Dimensione degli elementi resistenti*: i blocchi sono di dimensione molto variabile ma anche i più grandi non sono tali da interessare la maggior parte dello spessore della parete.
- *Resistenza degli elementi*: data la mancanza di prove di laboratorio non è possibile determinare la resistenza dei blocchi ma dall'osservazione diretta essi appaiono ben conservati e perciò, trattandosi di pietra, si può affermare che questo parametro è rispettato.
- *Sfalsamento giunti verticali*: poiché la tessitura non è regolare risulta non rispettato lo sfalsamento dei giunti.

²⁸ *Valutazione e riduzione della vulnerabilità di edifici in muratura. Scheda qualità muraria: relazione finale e linee guida per la compilazione della scheda di valutazione della qualità muraria*, ReLUIS, Marzo 2009

- *Orizzontalità dei filari*: la tessitura muraria è caotica ed irregolare e dunque non è riscontrabile orizzontalità dei filari.
- *Presenza di zeppe*: vi sono varie zeppe interposte tra i blocchi per ridurre al minimo la malta necessaria.

3.3 Impatto degli impianti tecnologici sugli elementi strutturali

Al fine di una corretta analisi conoscitiva è necessario studiare la disposizione impiantistica in modo da poter giungere ad un quadro completo delle azioni che interessano la struttura.

Attualmente nella chiesa sono presenti gli impianti audio, elettrico e di riscaldamento.

L'impianto audio è situato in un foro passante presente tra le due cappelle minori della canonica e consta in varie canaline di piccola entità che non inficiano la capacità portante della muratura. Medesimo discorso vale per l'impianto elettrico, il cui quadro principale è situato nel vano di accesso al campanile, non accessibile ai visitatori.



Figura 3.27: Impianto audio nella cappella sud-ovest.



Figura 3.28: Impianto trattamento aria nella stanza di accesso al campanile.

Nella stessa stanza è installato anche l'impianto di riscaldamento dell'aria, al piano terra, in modo tale da non gravare sulla struttura. Il riscaldamento delle cappelle avviene mediante tre bocchettoni, due di dimensione inferiore che collegano l'impianto alla cappella sud-est e uno maggiore che lo collega alla navata centrale.



Figura 3.29: Griglia di ventilazione navata centrale.

Per quanto riguarda la cappella minore, tali fori, seppur passanti, sono posizionati sulla parete ortogonale alla volta ed è possibile ipotizzare che queste aperture non influiscano sulla portanza della parete.

Un diverso discorso va fatto per il riscaldamento della navata principale; in questo caso si è scelto di forare parte della parete a poca distanza dal muro del campanile che presenta di per sé notevoli problematiche. Inoltre, poco sopra la griglia del condotto vi è la presenza di un tirante la cui efficacia risulta in tal modo ridotta.

3.4 Vulnerabilità

Successivamente al rilievo critico e strutturale è necessario individuare le vulnerabilità intrinseche della struttura, non solo dal punto di vista sismico ma anche statico. L'analisi delle vulnerabilità è quindi un utile strumento per definire o ipotizzare, in base alle informazioni possedute, la risposta del manufatto di fronte all'azione sismica e definire il piano d'indagine da svolgere con maggiore precisione e dettaglio.

Possiamo definire la vulnerabilità degli elementi verticali e orizzontali indagando la presenza di incatenamenti e la qualità muraria mentre le vulnerabilità localizzate possono essere esplicitate mediante lo studio della disposizione delle aperture e la presenza di singoli elementi giustapposti al manufatto.

Lo studio condotto ha quindi rilevato una quantità notevole di vulnerabilità molte delle quali dovute alla natura intrinseca della struttura stessa.

3.4.1 PRESENZA DI PARETI ACCOSTATE

Dal rilievo geometrico e dalle indagini visive si è notato come alcune delle pareti e delle volte interne non siano totalmente ammorsate alle pareti adiacenti. Le volte nel loro lato trasversale mancano nella totalità dei casi di ammorsamento con la parete, come riscontrabile dalle lesioni di interfaccia evidenziate nelle tavole in allegato relative allo stato fessurativo. Vi è inoltre mancanza di ammorsamento tra le pareti interne alla sagrestia e tra le pareti est e ovest del campanile e la parete sud della navata centrale, fatto anche in questo caso sottolineato dalla presenza di lesioni all'interfaccia come evidenziato nelle figure successive.



Figura 3.30: mancanza di ammorsamento pareti interne sagrestia



Figura 3.31: accostamento della parete est del campanile alla parete della navata centrale

3.4.2 PRESENZA DI NICCHIE E CAVEDI

La nicchia è una cavità o alveolo ottenuta nello spessore murario che comporta una sensibile riduzione della sezione resistente.

Le nicchie di entità maggiore presenti nella chiesa sono nelle pareti nord e sud della sagrestia: arrivano a dimezzare lo spessore della muratura portante fino ad una quota di 2,15m, depauperando il paramento di buona parte della sua portanza.

Questo scanso tuttavia è contestuale alla realizzazione della parete in quanto è possibile notare come, nonostante non vi sia un cordolo di sostegno, vi è una sorta di mensola costituita da blocchi di pietra aggettanti.



Figura 3.32: Sezione della sacrestia con evidenziazione delle riduzioni di sezione delle pareti e rispettivi dettagli.

Nelle cappelline adiacenti la sacrestia vi sono poi altre nicchie ma di entità ridotta.

I cavedi sono aperture effettuate allo scopo del passaggio impiantistico, nell'edificio in esame ve ne è solo uno fra la cappella sud-est e la stanza di accesso al campanile.

3.4.3 MURATURA PORTANTE IN FALSO

I muri in falso sono così definiti perché poggiano su solai o volte senza continuità cielo - terra. All'interno della chiesa l'elemento che presenta questo tipo di problematica è il campanile, infatti la parete sud della torre campanaria cade totalmente in falso e le altre tre pareti sono forate da un'apertura alla base:

- dall'innesto con il tetto fino a terra la parete sud è totalmente forata da un'apertura ad arco ribassato che scarica il peso lateralmente;
- lateralmente la parete termina sull'architrave delle due aperture delle porte.



Figura 3.33: schematizzazione delle vulnerabilità del campanile

Sono inoltre presenti numerosi fori posti a diverse altezze che vanno ad inficiare ulteriormente la stabilità del campanile il quale, proprio per la sua conformazione geometrica, va ricordato che assume comportamenti differenti dal resto della struttura in caso di sisma.

3.4.4 PRESENZA DI TIRANTI



Figura 3.34: Evidenziazione dei tiranti presenti nella navata centrale.

La schematizzazione dei tiranti presenti è stata fatta basandosi sul rilievo fotografico: sono posti tutti in direzione perpendicolare a quella lungo cui si sviluppa l'edificio ed hanno prevalentemente la funzione di contenere la spinta statica delle volte interne.

Ve ne sono sia all'interno della navata centrale sia nelle navate laterali; dei primi il capochiave è nascosto, probabilmente nell'intercapedine interna della parete a doppia cortina, dei secondi i capochiave sono invece visibili in facciata anche se, per quanto riguarda il prospetto sud, sono parzialmente nascosti dall'intonaco. I tiranti presenti nella chiesa sono tutti metallici eccetto quello ligneo che si trova nella stanza sopra l'ingresso nord, indicato in blu nella figura successiva.

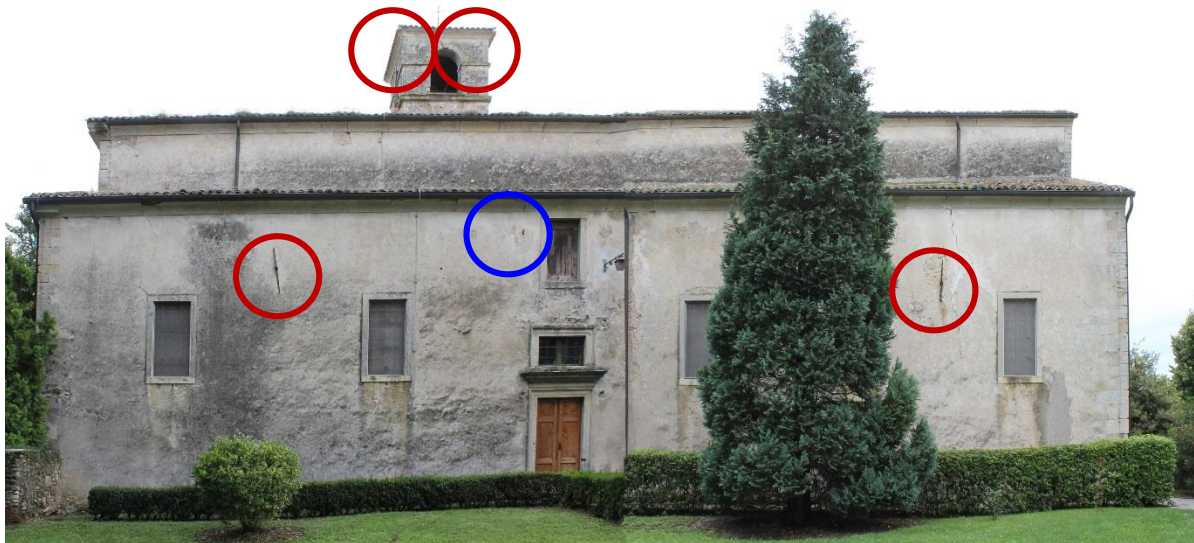


Figura 3.35: Prospetto nord con individuazione dei tiranti.

All'interno del campanile, oltre ai due tiranti metallici tutt'oggi presenti, ve ne erano altri due lignei, indicati in arancione nella figura. Questi sono stati tagliati per consentire la realizzazione della nuova scala di accesso, tuttavia in facciata sono visibili i capochiave a paletto corrispondenti. Vi sono poi quattro tiranti in legno misto a metallo in corrispondenza di ogni apertura della cella campanaria.

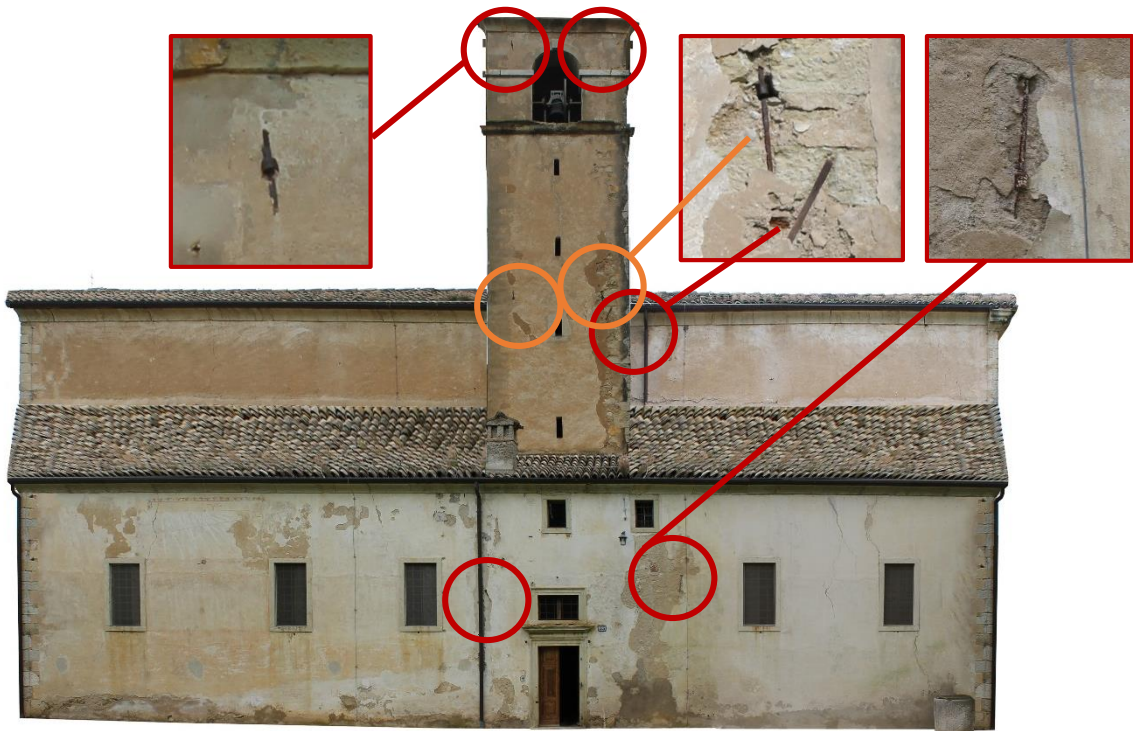


Figura 3.36: Facciata sud con individuazione dei capochiave dei tiranti presenti (in rosso) e di quelli tagliati (in arancio).

Nelle immagini sottostanti si vedono le estremità dei tiranti tagliati all'interno della torre, rispettivamente di quello est e di quello ovest.



Figura 3.37: Dettagli dei tiranti tagliati nel campanile, nell'ordine lato nord-est, sud-est, sud-ovest.

3.4.5 ELEMENTI NON STRUTTURALI

Un discorso a parte va fatto per tutti quegli elementi non strutturali che presentano però un'elevata vulnerabilità sismica, propri della tipologia dell'edificio. Questo vale principalmente per tutti gli altari, in particolar modo per quello della navata centrale, che risulta completamente libero. Infatti è ipotizzabile che tali elementi verticali, in quanto svincolati dalla struttura, possano in caso di sisma assumere comportamenti differenti da tutto il resto dell'edificio.

Capitolo 4

DIAGNOSI SUL CAMPO

4.1 Piano d'indagine

Il percorso della conoscenza dell'edificio, iniziato attraverso la definizione delle criticità e vulnerabilità identificate tramite indagine visiva e storica, non si può limitare a ciò ma dev'essere supportato e affiancato da prove oggettive, effettuate in situ o in laboratorio, che consentano la definizione delle caratteristiche dei materiali, del loro stato di degrado e delle loro proprietà meccaniche. Anche le informazioni rilevabili, da un punto di vista teorico, mediante sola indagine visiva non sono sempre accessibili, ci si trova infatti spesso di fronte all'impossibilità di accedere a determinate zone, come sotto l'intonaco o all'interno delle murature.

Per mantenere quanto più possibile integra e in buone condizioni la struttura ci si dovrebbe avvalere, per ottenere le informazioni sopracitate, di tecniche di indagine non distruttive di tipo indiretto o ispezioni debolmente distruttive mirate e ridotte in termini di numero.

Per una conoscenza completa e approfondita dell'edificio le prove andrebbero adottate in modo diffuso ma, per motivi economici e di impatto sulla chiesa, il numero delle prove proposte è limitato. Oltre a ciò si è prestato attenzione anche alla localizzazione, i luoghi infatti devono essere per quanto possibile di facile accesso in modo da permettere l'eseguibilità della prova senza eccessivi disagi e non devono intralciare per lungo tempo le attività svolte all'interno dell'edificio.

Finalità di tali prove è quello di determinare le caratteristiche della muratura fornendo dati necessari alla successiva fase di modellazione. Tra le prove visive vi è anche la valutazione della qualità muraria, disponibile in allegato, resa possibile dal fatto che in alcuni punti l'intonaco è assente o talmente deteriorato da scoprire la tessitura muraria sottostante.

4.2 Prove non Distruttive

Le Prove non Distruttive sono il complesso di esami, prove e rilievi condotti impiegando metodi che non alterano il materiale e non richiedono la distruzione o l'asportazione di campioni dalla struttura in esame²⁹, e sono finalizzate alla ricerca e identificazione di difetti della struttura stessa.

Spesso vengono identificate dall'acronimo NDT, Non Destructive Test, o PnD, Prove non Distruttive. Queste prove si distinguono in prove attive (soniche, endoscopiche, termografiche, sclerometriche) e passive (magnetometriche, rilievi, misure degli spostamenti, riprese fotografiche). Le prime presuppongono un'azione, le seconde studiano i fenomeni nelle condizioni ambientali.

²⁹ <http://www.aipnd.it/> Associazione Italiana Prove Non Distruttive

4.2.1 PROVE SONICHE

Le prove soniche si basano sullo studio delle caratteristiche di propagazione delle onde elastiche, o soniche, all'interno dei materiali oggetto d'indagine. Tali prove consistono nella generazione di onde nella muratura mediante un piccolo martello contenente un accelerometro: colpendo la muratura, o il corpo solido interessato, il segnale si trasmette al suo interno e viene recepito da un secondo accelerometro situato ad una determinata distanza. I dati, che constano in frequenze comprese tra i 20Hz e 2kHz, vengono amplificati, digitalizzati e trasmessi ad un computer. Tra i dati ricavati troviamo il "tempo di volo" ovvero l'intervallo di tempo che trascorre tra l'emissione dell'impulso e la sua registrazione, a partire da cui è possibile ricavare la velocità media con cui l'onda si è propagata all'interno del corpo solido. Dalla velocità di propagazione dell'onda si ricavano quindi le proprietà meccaniche e fisiche del mezzo, va detto però che essendo la muratura un materiale non omogeneo e isotropo le informazioni ricavate sono da studiare attentamente. Tale prova serve infatti a fare una valutazione qualitativa della sezione, evidenziandone la presenza di eventuali vuoti e comparando, ad esempio, il miglioramento della muratura ottenuto in seguito a interventi di consolidamento.

Al fine di una corretta esecuzione della prova va inoltre individuato il metodo più consono in relazione alla morfologia della struttura e al risultato cercato; esistono infatti diverse varianti della prova che si differenziano in base alla posizione tra sorgente e ricevitore dell'onda:

- Prova diretta o in trasparenza: l'onda sonora viene emessa dal trasmettitore posto su un lato del materiale e viene captata da un ricevitore situato specularmente al primo;
- Prova semidiretta o radiale: utilizzata principalmente nel caso di spigoli è caratterizzata da trasmettitore e ricevitore posti ortogonalmente tra loro;
- Prova indiretta o superficiale: eseguita solo nel caso in cui non sia fisicamente possibile raggiungere il lato opposto del pannello murario interessato. Tale prova si esegue con trasmettitore e ricevitore posti sullo stesso lato del paramento, questo implica che i risultati così ottenuti riguardino solamente la porzione più esterna della muratura;
- Tomografia: tipo di prova diretta in cui vengono raccolti e combinati dati ottenuti da varie misurazioni eseguite lungo direzioni e punti diversi.



Figura 4.1: Strumentazione per prova sonica. Centralina, martello strumentato e ricevitori.

4.2.2 TERMOGRAFIE

La termografia è una tecnica diagnostica non distruttiva che si basa sul principio fisico secondo cui qualsiasi corpo emette energia sotto forma di radiazione infrarossa, per questo motivo è tra i metodi maggiormente usati nel campo dell'edilizia e del restauro. L'energia emessa dai corpi, o energia radiante, è funzione della temperatura superficiale dei materiali e tale energia viene influenzata dalle caratteristiche proprie del materiale, quali conducibilità termica e calore specifico. Tali parametri dipendono unicamente dal materiale e perciò ad ogni componente dell'edificio corrispondono diverse temperature. Questi principi vengono sfruttati nella termografia che viene effettuata mediante "termocamere" ed utilizzano un sensore simile a quello delle normali macchine fotografiche restituendo però una visualizzazione bidimensionale della misura dell'irraggiamento. In tal modo sarà possibile evidenziare ponti termici e dispersioni termiche, oltre che eventuale umidità della muratura, altrimenti non visibili mediante altri tipi di indagini. La termografia è inoltre utile per evidenziare strutture portanti e non, in particolar modo per osservare quanto è celato al di sotto del pannello murario senza dover procedere a scarifica o indagini invasive.



Figura 4.2: Termocamera.

Tale prova però è influenzata dalle condizioni climatiche ed ambientali del luogo e, al fine di evitare interferenze o risultati inesatti, bisogna operare in assenza di pioggia, vento e irraggiamento solare.

4.2.3 GEORADAR

Il georadar si basa sull'applicazione del principio secondo cui un flusso di energia elettromagnetica viene alterato dagli oggetti che incontra lungo il percorso e tale alterazione possa essere rilevata grazie agli echi di ritorno. La strumentazione impiegata quindi consiste in un'antenna formata da due dipoli, uno che trasmette e l'altro che riceve. I dati raccolti possono essere successivamente riportati come sezioni bidimensionali che rappresentano quindi uno spaccato verticale dell'elemento oggetto di indagine. Grazie a tale tecnica è possibile rilevare le anomalie in murature di consistente spessore ma anche la presenza di umidità. Inoltre, risulta particolarmente efficace per la ricerca di quegli elementi strutturali nascosti in orizzontamenti e murature, ma anche per il controllo di difetti o l'efficacia delle iniezioni. A differenza della termografia, che interessa zone superficiali della muratura, il georadar fornisce informazioni sulla presenza dell'umidità a profondità maggiore.



Figura 4.3: Georadar

4.2.4 PROVA DINAMICA SU TIRANTE

La determinazione del tiro dei tiranti attualmente presenti nell'edificio rappresenta una problematica di notevole interesse soprattutto in casi come quello in esame, ossia di edilizia storica e monumentale. Vi sono attualmente svariati metodi di tipo dinamico e statico, tuttavia nel caso in esame vengono ipotizzate prove di tipo dinamiche da effettuarsi su alcuni dei tiranti già posti in opera. Tali prove consistono in una sola acquisizione dinamica che viene eseguita con l'ausilio di un semplice accelerometro che viene posizionato sulla catena, risulta quindi possibile ricavare i valori delle prime frequenze proprie, oltre che dello spettro di risposta in frequenza. Da questi valori, si ricavano quindi parametri ricercati: il tiro dei tiranti e le rigidità degli stessi vincoli.

4.2.5 RESISTOGRAPH

Il resistograph è un trapano strumentato capace di registrare la resistenza alla perforazione posta dal legno oggetto d'indagine. In tal modo si ottiene una misura della resistenza alla penetrazione in funzione della profondità della struttura e, in maniera indiretta, è possibile ricavare le variazioni di densità nella sezione dell'elemento.



Figura 4.4: Resistograph.

Tali variazioni a loro volta restituiscono indicazioni sulle caratteristiche del legno, dal suo stato di conservazione all'eventuale presenza di vuoti.

4.2.6 IGROMETRO ELETTRICO

L'igrometro elettrico viene utilizzato per stimare l'umidità del legno, ciò è possibile poiché la resistenza elettrica del legno e le sue proprietà variano in relazione al contenuto d'acqua.

Tuttavia, vi sono molti fattori che possono influenzare i valori ottenuti, quali la temperatura, la specie legnosa e la distribuzione dell'umidità; inoltre è possibile ottenere risultati affidabili solamente se l'umidità del legno risulta inferiore al 30%.



Figura 4.5: Igrometro elettrico.

4.3 Prove debolmente distruttive

Le prove diagnostiche realizzate sui componenti costruttivi e sui singoli materiali classificate come debolmente distruttive e distruttive si differenziano dalle indagini di tipo non distruttivo in base al livello di disturbo alla stabilità della struttura nonché all'integrità dei materiali stessi. Inoltre tali tipi di prove risultano particolarmente importanti poiché, a differenza delle indagini di tipo non distruttive, forniscono informazioni locali e quantitative che si basano su misure dirette di parametri fisici, chimici e meccanici, altrimenti non ricavabili mediante altre prove di tipo non invasivo.

4.3.1 ENDOSCOPIE

L'indagine realizzata mediante endoscopio permette di osservare direttamente quei punti altresì inaccessibili o non raggiungibili, ricavandone così informazioni riguardanti tipologia e morfologia. Nel caso particolare dell'edilizia consente di rilevare la composizione interna, i cambiamenti di strutture, le caratteristiche dei materiali e tutto quanto sia rilevabile mediante l'utilizzo di fori di piccolo diametro.



Figura 4.6: Attrezzatura per endoscopia

Tale prova permette quindi di effettuare valutazioni sulla qualità della muratura indagata sfruttando anche la presenza di fori e cavetti preesistenti. Tra i principali problemi riscontrati vi sono però quelli legati alla dimensione della zona d'indagine, troppo piccola per poter studiare l'effettiva composizione dei materiali, e alla dimensione del foro praticato, in cui si possono riscontrare problemi di illuminazione e omogeneizzazione delle pareti.

4.3.2 MARTINETTO PIATTO

La prova con martinetto piatto è una tecnica di indagine debolmente distruttiva utilizzata al fine di determinare le caratteristiche meccaniche della muratura.

Tale prova può essere effettuata in due modi:

- Martinetto singolo: per determinare lo stato tensionale agente in un preciso punto della muratura a seguito di un taglio eseguito in maniera perpendicolare rispetto alla superficie indagata;
- Martinetto doppio: al fine di misurare le caratteristiche di deformabilità della muratura e per ricavarne la tensione di rottura;

Va ricordato che per la natura eterogenea della muratura, che quindi può presentare differenti variazioni anche all'interno del singolo edificio, tali prove assumono generalmente un carattere qualitativo e vengono effettuate ai fini del calcolo e della verifica strutturale. I dati estrapolati vanno quindi osservati considerando anche le variabili che possono o meno caratterizzare la singola prova quali ad esempio concentrazioni anelastiche nella struttura o la presenza di basse tensioni di compressione. Inoltre, bisogna tener conto della natura stessa del martinetto che presenta, ad esempio, una maggior rigidità nei punti di saldatura che si traduce in distribuzione di tensioni in maniera non uniforme.

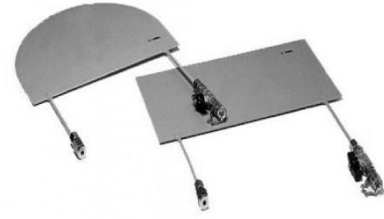


Figura 4.7: Martinetti piatti con valvole.

4.4 Monitoraggio meccanico

Sono attualmente presenti nella sola navata centrale 10 fessurimetri posizionati a seguito dell'ultimo terremoto del 2004 in cui si sono aperte alcune lesioni già presenti. Tale monitoraggio è di tipo meccanico, o manuale, in quanto il controllo del quadro fessurativo avviene in sito direttamente dall'operatore.

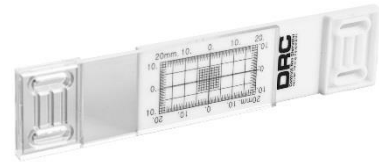


Figura 4.8: Fessurimetro manuale.

Questa tipologia di monitoraggio pur essendo permanente presenta una precisione non elevata in quanto vi è una forte percentuale di errore legato all'operatore e alla posizione verso cui si osserva il reticolo di riferimento.

4.5 Pozzetti d'ispezione

La realizzazione di pozzetti o trincee per ispezione visiva diretta consente di mettere a luce le fondazioni ed evidenziarne i piani d'imposta. Generalmente sono da effettuarsi per ogni parete principale e per la loro collocazione si preferisce i vani tecnici o pozzetti già esistenti lungo il perimetro esterno; per ottimizzarne l'utilità, dove possibile, si eseguono negli spigoli.

Il foro dei pozzetti può essere sfruttato per l'esecuzione di carotaggi volti a valutare il differente grado di compattazione del terreno.

4.6 Prove proposte

4.6.1 PIANO TERRA

Al piano terra le indagini proposte si incentrano sulle problematiche legate al campanile ed, in particolare, a come questo trasmetta i carichi al suolo. Vengono previste una tomografia, una prova sonica e un georadar in corrispondenza dello spigolo sud-est della torre campanaria, in questo modo è possibile indagare la presenza di rinforzi in fondazione e di muratura di qualità maggiore. Il georadar inoltre renderebbe possibile confermare le notizie storiche che riportano l'esistenza di una piccola chiesa demolita per costruire l'attuale, a tale scopo andrebbe esteso anche ad altre zone della chiesa.

Vengono inoltre ipotizzate sulla parete est del campanile prove mediante martinetto piatto singolo e doppio.

Sono poi proposte prove mirate ad indagare più in generale le caratteristiche della muratura, in particolare delle soniche sulle pareti perimetrali e lungo le pareti interne della navata centrale, oltre ad un martinetto piatto sulla parete ovest. Tali prove sono state collocate in posizioni tali da consentirne l'esecuzione nonostante la presenza delle spalliere lungo il perimetro di tutte le cappelle.

Vengono poi ipotizzate due termografie, una sul lato ovest che vuole dissipare i dubbi riguardanti l'ipotesi di un'eventuale tamponamento di apertura posta sopra la cappella nord e il grado di umidità legato alla presenza di precedenti pergolati in metallo innestati alla parete. La seconda, sul lato sud, per indagare al meglio la struttura del campanile e la collocazione della canna fumaria visibile solo grazie al comignolo. Inoltre vengono previste delle prove dinamiche sulle catene presenti per valutarne il tiro, indagini che possono risultare di difficile esecuzione a causa della quota.

Sono già presenti dei fessurimetri per il monitoraggio delle maggiori lesioni.

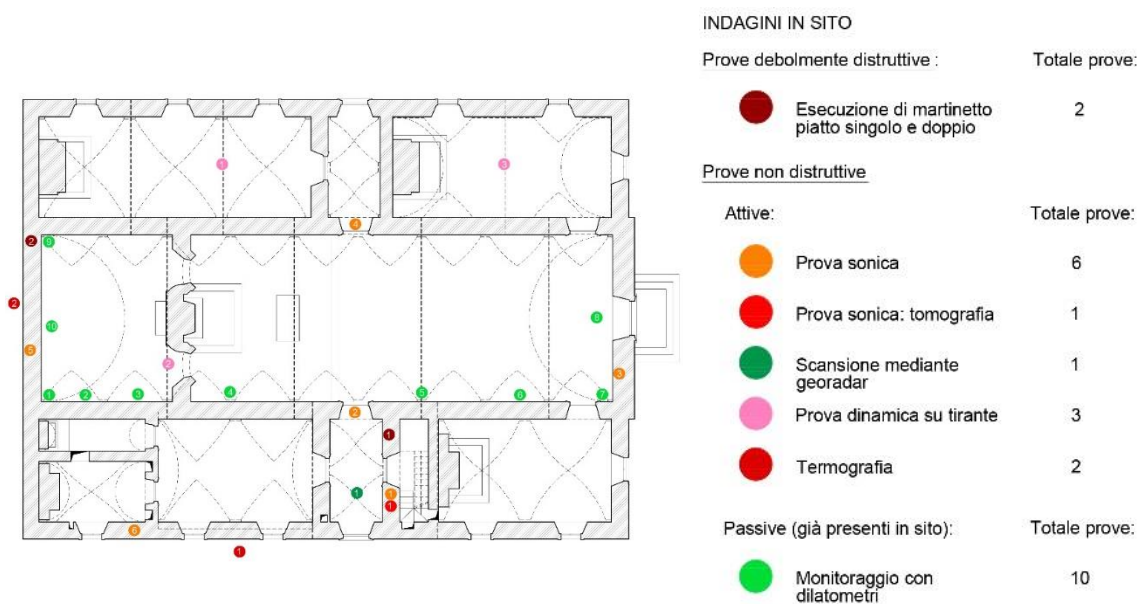


Figura 4.9: Piano d'indagine, piano terra con legenda.

4.6.2 COPERTURE

Per valutare l'integrità del legno impiegato nelle coperture sono previste prove con igrometro e con resistograph nei punti raggiungibili e, nel sottotetto della navata centrale, sulle capriate che appaiono più degradate.

Per determinare se le pareti siano effettivamente a doppio paramento vengono proposte delle endoscopie sia sui muri perimetrali che sulla parete est del campanile; a questo scopo si è prevista anche una sonica in corrispondenza della parete in comune tra campanile e navata centrale.

Viene inoltre proposta una prova dinamica sul tirante metallico posto all'interno del campanile mentre, su quello ligneo presente nel sottotetto della porzione nord, un resistograph e un igrometro.

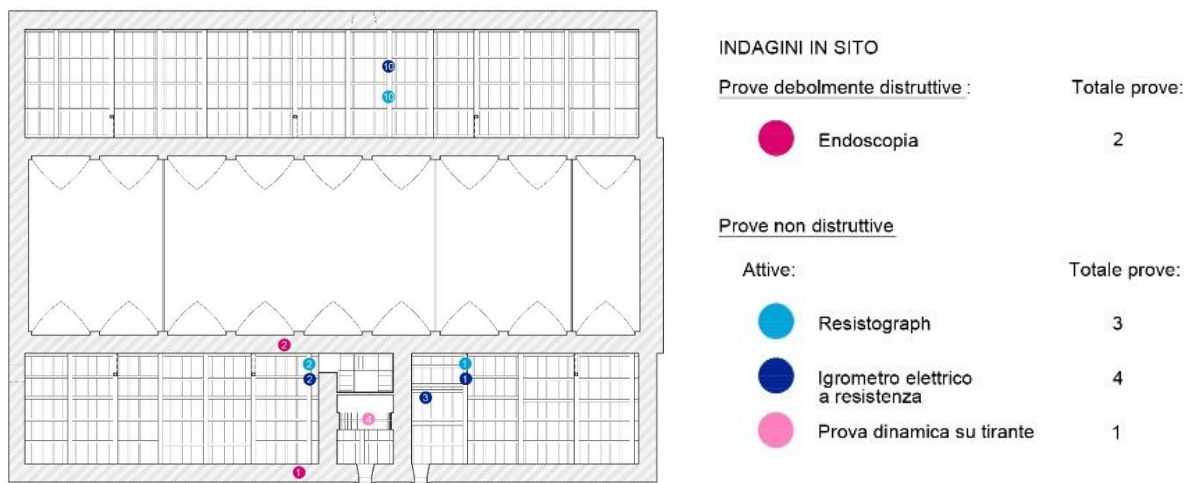


Figura 4.10: Piano d'indagine, copertura a +6,90 metri con legenda.

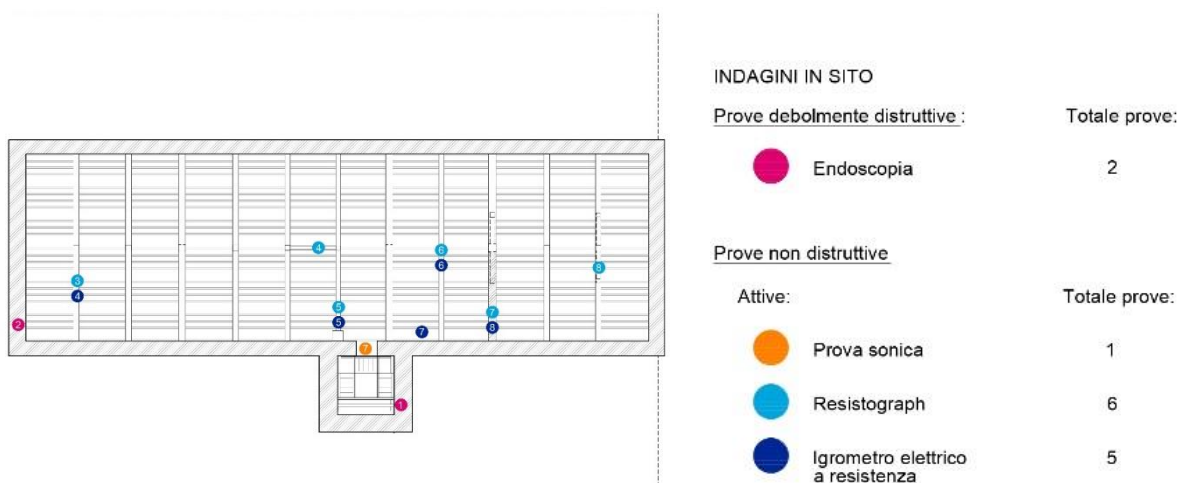


Figura 4.11: Piano d'indagine, coperture a +11,00 metri con legenda.

4.6.3 CAMPANILE

Vengono riportate in sezione le prove proposte precedentemente; a queste si aggiungono un resistograph e un igrometro per determinare le caratteristiche meccaniche del legno di copertura.

Nonostante vi siano tiranti sia lignei che metallici non è stato possibile prevedere delle prove dinamiche in quanto risultano tutti addossati alle pareti.

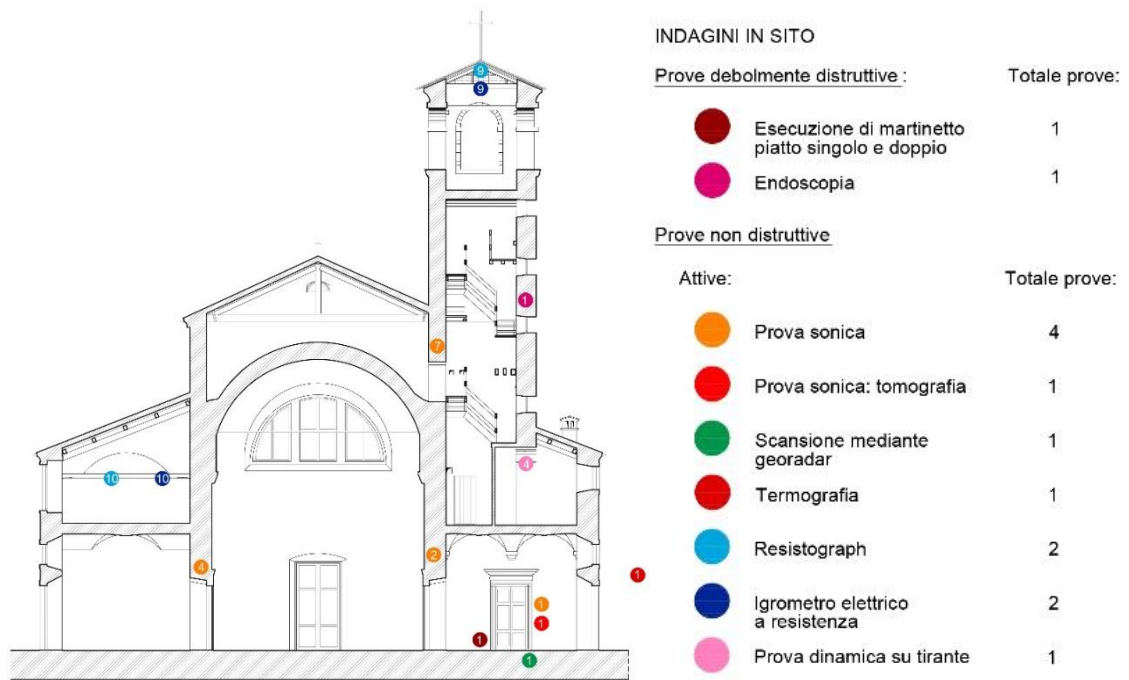


Figura 4.12: Piano d'indagine, sezione sul campanile con legenda.

Capitolo 5

VALUTAZIONE DELLE AZIONI

Negli ultimi anni il tema della sicurezza sismica degli edifici è divenuto attuale rendendo necessaria l'individuazione di una metodologia appropriata per l'analisi delle strutture soggette ad azione del sisma. Questa esigenza è conseguita all'osservazione dei gravi danni subiti dal patrimonio edilizio esistente, avvenuti in alcuni casi per interventi di consolidamento errati nella concezione e nell'attuazione.

Tuttavia per la muratura, in particolar modo quella storica in quanto materiale eterogeneo e anisotropo, l'analisi del comportamento strutturale e la valutazione della sicurezza risultano inevitabilmente condizionate da rilevanti incertezze nella definizione delle condizioni di vincolo tra gli elementi e delle proprietà meccaniche dei materiali.

5.1 Valutazione dei Carichi Sismici

5.1.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Ai fini della verifica sismica le norme a cui si è fatto riferimento sono:

- Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 – Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale del febbraio 2011, con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti.

5.1.2 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.³⁰

In generale le opere devono possedere i requisiti di sicurezza nei confronti degli *stati limite ultimi* (SLU), sicurezza nei confronti degli *stati limite di esercizio* (SLE) e *robustezza nei confronti di azioni eccezionali*. Per le opere esistenti è possibile fare riferimento a livelli di sicurezza diversi da quelli delle nuove opere ed è anche possibile considerare solo gli stati limite ultimi con verifiche eseguite

³⁰ Cap.2, Decreto Ministeriale del 14/01/08, Norme Tecniche per le Costruzioni (G.U. n.29) del 4/2/08 suppl. ord. n.3

rispetto alla sola condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC).

Per valutare tali requisiti si devono adottare criteri probabilistici, in particolare le NTC adottano il metodo semiprobabilistico agli stati limite, basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza e sul confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.

5.1.3 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale assunta per la Chiesa di San Giorgio è $V_N \geq 50$ anni, relativa a "Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica", tab.2.4.1

5.1.4 CLASSE D'USO

Le strutture, alla presenza di azioni sismiche, sono suddivise secondo il § 2.4.2 delle NTC2008 in classi d'uso. La Chiesa di San Giorgio è considerata di **classe III**: "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso."

5.1.5 AZIONE SISMICA

I dati sismici a cui si fa riferimento di seguito sono stati elaborati con il programma Excel "Spettri NTC" fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Questo foglio di calcolo fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale. La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in tre fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta di alcuni parametri da parte dell'utente.³¹

Nel caso dell'azione sismica, stato limite d'esercizio e stato limite ultimo si suddividono, rispettivamente in ulteriori sottocategorie:

Stato Limite di Esercizio (SLE):

- Stato Limite di Operatività (SLO);
- Stato Limite di Danno (SLD).

Stato Limite Ultimo (SLU):

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV);
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC).

³¹ Spettri di risposta NTC ver. 1.0.3

I quattro stati limite consentono di visualizzare quattro situazioni differenti al crescere dell'azione sismica; il superamento progressivo di ciascun stato limite (SLO; SLD; SLV; SLC) rappresenta il graduale danneggiamento della struttura (comprendente elementi strutturali e non). Ogni stato limite, inoltre, è definito da una probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R :

Tabella 5.1: Probabilità di superamento dello stato limite considerato (Tab. 3.2.I-NTC2008)

Stati limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vanno poi valutate in relazione ad un **periodo di riferimento V_R** che si ricava, per ciascun tipo di costruzione dall'espressione:

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (1)$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito al variare della classe d'uso e si può ricavare dalla tabella 2.4.II delle NTC2008. Per l'edificio in esame $C_U = 1,50$ il periodo di riferimento è quindi pari a **$V_R = 75$ anni.**

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di **categorie di sottosuolo** di riferimento. Il **suolo** è di tipo **B**, ossia da tabella 3.2.II delle NTC "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)."

Per **condizioni topografiche** complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale ma per configurazioni superficiali semplici si può adottare la classificazione della tab. 3.2.IV delle NTC2008. Secondo tale classificazione l'edificio in esame si trova in **categoria T1** "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ " e il relativo **coefficiente topografico** è **$S_T = 1,00$** (tab. 3.2.VI).

Il **coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S** varia a seconda della categoria di sottosuolo e dipende da F_0 pari 2,453 fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, e da a_g accelerazione orizzontale massima pari a 0,189 g. Per la Chiesa di San Giorgio **$S_S = 1,2$** .

Dai valori di S_T e S_S si ottiene il coefficiente **$S = 1,2$** che influisce sull'accelerazione spettrale massima.

Il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_c , invece, è funzione della **categoria di sottosuolo $C_c=1,421$** a sua volta funzione di $T_c^*=0,278$ s, periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Applicando le definizioni al caso studio (situato in prossimità delle coordinate: latitudine di 45,5443 e longitudine di 10,7269) si ottiene:

Tabella 5.2: Valori dei parametri per i periodi di ritorno associati a ciascuno SL, Spettri NTC versione 1.0.3.

Stato Limite	T_R	a_g	F_0	T_c
SLO	45	0,055	2,530	0,239
SLD	75	0,073	2,504	0,248
SLV	712	0,189	2,453	0,278
SLC	1462	0,245	2,434	0,284

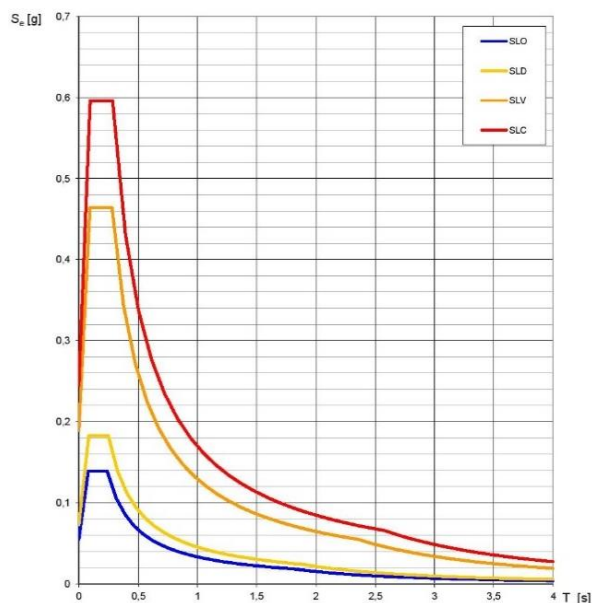


Figura 5.2: Spettri di risposta elastici per i quattro stati limite, Spettri NTC versione 1.0.3.

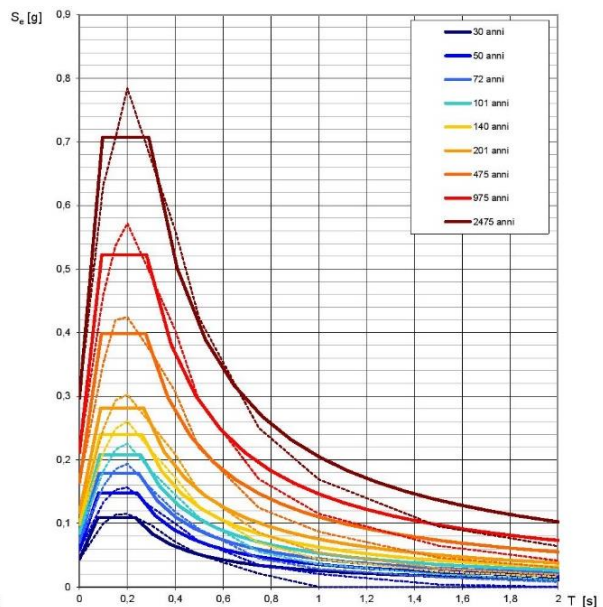


Figura 5.1: Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno (con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri di progetto), Spettri NTC versione 1.0.3.

Per effettuare un'analisi di tipo lineare con forze statiche equivalenti, la modellazione dell'azione sismica è condotta quindi tramite l'individuazione degli spettri di risposta. Nel caso in esame di riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita SLV.

Il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro è $T_c = C_c \cdot T_c^*$, che vale 0,395 s, il periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro è $T_B = T_c/3$, che vale 0,132 s, ed il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro è $T_D = 4(a_g/g) + 1,6$, che vale 2,357 s (§3.2.3.2.1, NTC2008).

Il **periodo di vibrazione della struttura** T_1 per costruzioni civili o industriali con $H \leq 40$ m e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza, può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0,05 \cdot 13,48^{\frac{3}{4}} = 0,35 \text{ s} \quad (2)$$

dove H altezza della costruzione (m) dal piano di fondazione e C_1 è un fattore pari a 0,050 per costruzioni diverse da telai di c.a. o acciaio.

È possibile scomporre nelle tre direzioni (due orizzontali ortogonali tra loro e una verticale) il moto sismico di ciascuno dei punti del suolo al di sotto della fondazione. Ogni componente dell'azione sismica può essere rappresentata tramite l'accelerazione massima attesa in superficie, mediante lo spettro di risposta oppure tramite gli accelerogrammi (storie temporali dell'accelerazione).

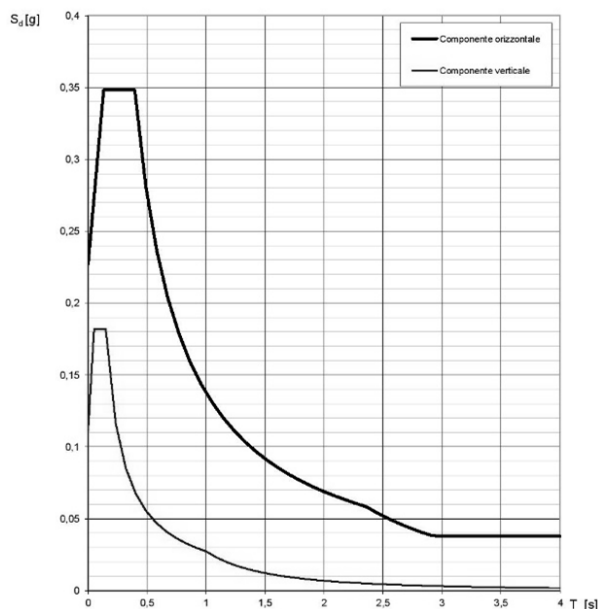


Figura 5.3: Spettro di risposta per lo stato limite SLV, Spettri NTC versione 1.0.3.

Nell'analisi lineare di un edificio si deve valutare anche il **fattore di struttura q** che dipende dalla tipologia strutturale, dal grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene in conto le non linearità del materiale. Esso può essere calcolato tramite l'espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R \quad (3)$$

Dove:

q_0 valore massimo del fattore di struttura;

K_R fattore riduttivo che dipende dalla regolarità in altezza della costruzione e vale 1 nel caso di strutture regolari e 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Per gli edifici esistenti in muratura ordinaria (§7.8.1.3 NTC2008), valutati con analisi di tipo lineare si ha:

$$q_0 = 2,0 \alpha_u / \alpha_{u1} \quad (4)$$

dove α_u / α_{u1} andrebbe calcolato tramite analisi statica non lineare ma, in assenza di valutazioni dettagliate, può essere assunto pari a 1,5. Risulta $q_0 = 2,25$ e il fattore di struttura q quindi, trattandosi di un edificio irregolare in altezza, sarebbe 1,8 ma a favore di sicurezza si assume $q = 2,00$. Il **fattore di smorzamento viscoso** η è assunto unitario per ξ coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale pari al 5%. Il coefficiente di smorzamento viscoso viene valutato sulla base dei materiali, della tipologia strutturale e del terreno di fondazione.

5.2 Caratteristiche dei Materiali

Sebbene non siano state effettuate analisi di laboratorio sui materiali le informazioni acquisite in seguito all'osservazione diretta hanno condotto ad assumere quale tipologia muraria una *muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno*. I valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio sono riferiti a malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte. Per determinare il peso da dare a tali parametri si è eseguita la Scheda IQM di valutazione dell'indice della qualità muraria.³²

Tabella 5.3: Valori di riferimento dei parametri meccanici e peso specifico medio per tipologia di muratura (tab. C8A.2.1 Circolare n. 617 del 2/02/2009).

Tipologia muraria	f_m	τ_o	E	G	w
	[N/cm ²]	[N/cm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN/m ³]
	min-max	min-max	min-max	min-max	min-max
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	

- f_m resistenza media a compressione della muratura;
- τ_o 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.

Sulla base delle informazioni complessive acquisite sul fabbricato si assume un **livello di conoscenza LC1** che porta all'adozione dei valori minimi degli intervalli riportati in tabella per le resistenze e di valori medi per i moduli elastici come indicato nel capitolo C8A.1.A della Circolare n°617 del 2/2/09. Si intende raggiunto il livello LC1 quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali. Il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1,35** e viene utilizzato per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi. Il coefficiente parziale di sicurezza da utilizzare per il progetto sismico di strutture in muratura è pari a $\gamma_m = 2$ (§7.8.1.1 del D.M. 14/1/08).

I valori di calcolo delle resistenze sono pertanto i seguenti:

- Resistenza a compressione di calcolo: $f_{m,d} = 0,74 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a taglio di calcolo in assenza di compressione: $\tau_0 = 1,29 \text{ N/cm}^2$

³² Scheda di 1° livello per il rilievo della tipologia della qualità della muratura, Progetto RELUIS, Presidenza del Consiglio dei Ministri- Dipartimento della protezione civile,2006.

5.3 Analisi dei Carichi

5.3.1 PESI PROPRI PERMANENTI E PORTATI

Per i materiali strutturali presenti nella chiesa si sono assunti i pesi per unità di volume indicati nella Tab. 3.1.I delle NTC2008. Poiché però riguardo al legno impiegato nelle coperture non si hanno informazioni specifiche si ipotizza, basandosi su ciò che è la prassi in edifici di epoca pari a quella dell'edificio in esame, un legno di conifera C22 secondo la classificazione della norma UNI 11035:2010. Per il C22 si ha una massa volumica $\rho_k=340 \text{ Kg/m}^3$ che moltiplicata per l'accelerazione di gravità corrisponde a $\gamma=3,35 \text{ kN/m}^3$.

Tabella 5.4: Pesi per unità di volume dei materiali presenti nell'edificio.

<i>Materiale</i>	<i>Peso per unità di volume</i> <i>[kN/m³]</i>
Muratura a conci sbozzati	20,0
Intonaco	20,0
Massetto	15,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legno di conifera C22	3,35

Mentre le pareti sono tutte costituite da muratura a conci sbozzati, gli orizzontamenti e le coperture possono essere ricondotte a tipologie differenti, essendo costituiti da materiali e, di conseguenza, pesi diversi.

5.3.1.1 Orizzontamenti

All'interno della chiesa non vi sono solai interpiano praticabili in quanto l'estradosso delle volte è sempre al grezzo. Uniche eccezioni sono le stanze a nord e sud sopra gli ingressi, dotate di solai rivestiti di mattoni in laterizio pieno, e il solaio di accesso alla cella campanaria, rivestito di cemento spatolato.

Lo spessore dei solai sopra gli ingressi è di 40 cm, di cui 30 cm sono relativi allo spessore della volta, 5 cm al massetto e 5 cm al rivestimento in mattoni di laterizio. Lo spessore del solaio di accesso alla cella campanaria invece è di 35 cm, di cui 30 cm sono relativi allo spessore della volta, 4 cm al massetto e 1 cm al rivestimento in cemento spatolato.

Nella tabella vengono riportati il peso proprio delle componenti strutturali e il rispettivo carico permanente con il quale verranno calcolati i carichi e le spinte trasmesse dagli orizzontamenti alle pareti.

La volta della navata centrale è di 60 cm ma si considerano 50 cm come altezza utile, le volte delle navate laterali sono di 40 cm e se ne considerano 35 cm come altezza utile.

Tabella 5.5: Pesi propri e carico permanente dei solai e delle volte.

Struttura/materiale	Peso proprio strutturale [kN/m ²]	Carichi permanenti G ₁ [kN/m ²]
Solaio ingressi		
Volta	6,00	7,90
Intonaco intradosso	0,30	
Massetto	0,75	
Pavimento in laterizio	0,85	
Solaio cella campanaria		
Volta	6,00	6,74
Massetto	0,60	
Rivestimento in cemento	0,14	
Volta navata principale		
Volta	10,00	10,30
Intonaco intradosso	0,30	
Volta navate laterali		
Volta	7,00	7,30
Intonaco intradosso	0,30	

5.3.1.2 Coperture

Poiché le coperture dell'edificio in esame risultano articolate e di differenti tipologie è stato necessario valutare sezione e interasse degli elementi delle varie orditure per stabilire i carichi permanenti strutturali G₁, a questi si sono poi sommati i carichi permanenti non strutturali G₂.

Per la valutazione dei carichi permanenti strutturali della copertura della navata dotata di capriate si è adottata la formula:

$$G_1 = \left[\frac{\sum(b \cdot h \cdot l)}{L} \right] \cdot \frac{\gamma_{legno}}{I} \quad (5)$$

Dove L è la larghezza della copertura pari a 7,67 m e I è l'interasse dato dalla lunghezza della copertura, pari a 25,30 m, divisa per il numero di capriate che sono in totale 11.

Anche il campanile ha una copertura in cui è presente una capriata ma data la sua conformazione a capanna invece di utilizzare I e L nella formula si impiega l'area di copertura pari a 8 m².

Nelle navate laterali la parte strutturale della copertura è costituita da un'orditura di travi e non da capriate, i carichi permanenti G₁ risultano dunque da:

$$G_1 = \left[\frac{\sum(b \cdot h)}{I} \right] \cdot \gamma_{legno} \quad (6)$$

Tabella 5.6: Peso proprio strutturale delle coperture.

Elemento	Spessore bxh [cm]	Lunghezza l [m]	Interasse l [m]	Peso proprio strutturale G ₁ [kN/m ²]
Singola capriata navata centrale				
Catena	30 x 28	7,67	2,30	0,25
Puntoni	28 x 24	3,79 x 2 puntoni		
Monaco	22 x 22	1,80		
Capriata campanile				
Catena	20 x 15	3,50	-	0,10
Puntoni	15 x 15	1,30 x 4 puntoni		
Monaco	14 x 14	0,60		
Copertura navate laterali				
Trave principale	19 x 16	-	1,93	0,10
Trave secondaria	14 x 12	-	0,90	

Tabella 5.7: Pesi propri e carichi permanenti delle coperture.

Struttura/materiale	Peso proprio strutturale [kN/m ²]	Carichi permanenti [kN/m ²]	Carichi permanenti totali [kN/m ²]
Copertura navata centrale			
Coppi doppi	0,80	G₂=1,65	1,90
Listelli porta tegole	0,10		
Barriera al vapore	0,10		
Tavelle in cotto	0,55		
Morali	0,10		
Travi	0,25	G₁=0,25	
Copertura navate laterali			
Coppi doppi	0,80	G₂=1,65	1,75
Listelli porta tegole	0,10		
Tavelle in cotto	0,55		
Morali	0,10		
Travi	0,10	G₁=0,10	
Copertura campanile			
Coppi doppi	0,80	G₂=1,65	1,75
Listelli porta tegole	0,10		
Barriera al vapore	0,10		
Tavelle in cotto	0,55		
Morali	0,10		
Travi	0,10	G₁=0,10	

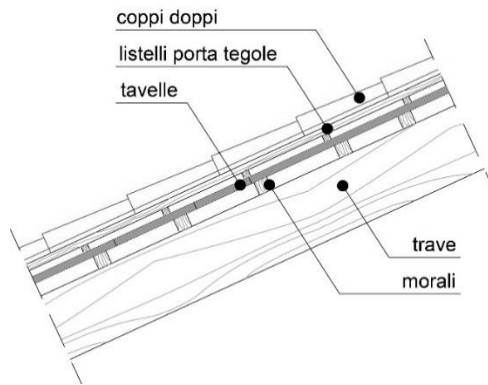


Figura 5.4: Dettaglio della copertura.

5.3.2 CARICHI ACCIDENTALI

I valori dei carichi variabili sono stati determinati con riferimento ad una vita nominale della costruzione assunta pari a 50 anni, conformemente a quanto indicato nella Tabella 2.1.4.I – NTC08

5.3.2.1 Azione della neve

L'edificio è situato nel comune di Bardolino (VR) con altitudine di riferimento sul livello del mare $a_s = 325,68$ m e zona II di carico neve.

Il carico provocato dalla caduta della neve sulle coperture sarà quindi valutato mediante la seguente espressione (§3.4.1 NTC2008):

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot c_e \cdot C_T \quad (7)$$

μ_i : coefficiente di forma, per $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$

q_{sk} : valore caratteristico del carico di neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni.

c_e : coefficiente di esposizione della struttura rispetto al contesto: classe di topografia normale

C_T : coefficiente termico, tiene conto della possibilità di scioglimento della neve per dispersioni termiche dell'edificio.

Essendo in zona II il valore caratteristico del carico di neve al suolo con $a_s > 200$ m è

$$q_{sk} = 0,85 \cdot \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right] = 1,24 \text{ kN/m}^2 \quad (8)$$

Il coefficiente di forma per un angolo inclinazione della falda $\alpha = 25^\circ$ è $\mu_1 = 0,8$. I valori c_e e C_T risultano invece pari a 1.

Il carico accidentale provocato dalla neve sulle coperture sarà quindi $q_s = 0,99 \text{ KN/m}^2$

5.3.2.2 Azione del vento

L'edificio è situato in zona 1 e i valori dei parametri risultano essere da Tab.3.3.I NTC2008:

$$v_{b0} = 25 \text{ m/s}; a_0 = 1000 \text{ m}; k_a = 0.010 \text{ Hz}$$

Essendo $a_s < a_0$ ($a_s = 325,68 \text{ m s.l.m.}$), la velocità di riferimento v_b vale: $v_b = v_{b0} = 25 \text{ m/s}$

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d \quad (9)$$

Dove

q_b : pressione cinetica di riferimento

c_e : coefficiente di esposizione della struttura rispetto al contesto intorno all'edificio.

c_p : coefficiente di forma funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente

c_d : coefficiente dinamico, assunto di valore unitario nelle costruzioni di tipologia ricorrente.

Si analizzano dunque i singoli valori utili ai fini del calcolo:

- Pressione cinetica di riferimento (con densità dell'aria $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$):

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = 0,39 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (10)$$

- Classe di rugosità del terreno:

Classe C, ossia da tabella 3.3.III delle NTC, "Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A,B,D.

- Categoria di esposizione:

La distanza dalla costa risulta di circa 140 km ed essendo l'area a quota inferiore ai 500 m.s.l.m., ricade in classe III.

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa mare			500m	750m	
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

Figura 5.5: Definizione delle categorie di esposizione, figura 3.3.2 NTC2008.

Dalla categoria di esposizione è possibile ricavare i parametri per il calcolo del coefficiente di esposizione: $k_r = 0,20$; $z_0 = 0,10 \text{ m}$; $z_{min} = 5 \text{ m}$.

Tabella 5.8: Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione, tab.3.3.II NTC2008

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

- Coefficiente di esposizione: (con coefficiente di topografia $c_t = 1$)

Sia $z=13,55$ m è l'altezza sul suolo del punto considerato al colmo della copertura, per $z > z_{min}$:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] = 0,20^2 \cdot 1 \cdot \ln\left(\frac{13,55}{0,10}\right) \left[7 + 1 \cdot \ln\left(\frac{13,55}{0,10}\right)\right] = 2,34 \quad (11)$$

- Coefficiente dinamico: $c_d = 1$ per edifici regolari non eccedenti gli 80 m di altezza.
- Coefficiente di forma (o aerodinamico):

Con inclinazione sull'orizzontale della falda pari ad $\alpha = 21^\circ$ si avrà:

$$c_{pe} = +0,03 \alpha - 1 = -0,37 \quad \text{per elementi sopravvento}$$

$$c_{pe} = -0,40 \quad \text{per elementi sottovento}$$

$$c_{pe} = +0,80 \quad \text{per elementi sopravvento con } \alpha \geq 60^\circ$$

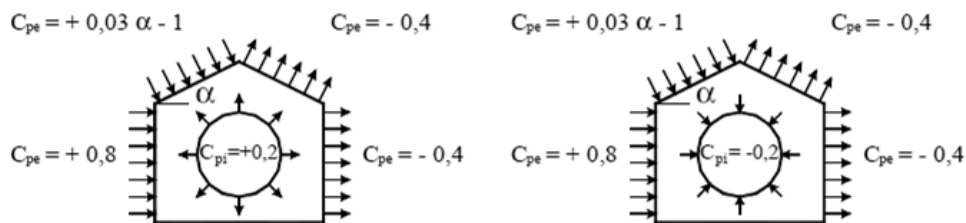


Figura 5.6: Coefficiente di forma per gli edifici, figura 3.3.3 "Istruzioni per l'applicazione delle NTC2008".

Per costruzioni che hanno (o possono anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale: $c_{pi} = \pm 0,20$.

Il coefficiente di forma c_p sarà quindi per elementi sopravvento:

$$C_p = C_{pe} + C_{pi} = 0,57 \quad (12)$$

La pressione del vento, di cui all'equazione (9), risulta $p = 0,39 \cdot 2,34 \cdot 0,57 \cdot 1 = 0,52 \text{ kN/m}^2$.

5.3.2.3 Carichi variabili per destinazione d'uso

I carichi variabili comprendono anche i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera (§ 3.1.4 NTC08). Nel caso dell'edificio in esame si hanno i seguenti sovraccarichi:

- Solai per edificio di ad uso residenziale $q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$
- Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione $q_k = 0,50 \text{ kN/m}^2$

5.4 Combinazione Sismica delle Azioni

La verifica allo stato limite ultimo (SLU) deve essere effettuata per la seguente combinazione della azione sismica con le altre azioni:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj} \quad (13)$$

Dove:

- E azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_1 carichi permanenti (peso proprio elementi strutturali) e spinte del terreno;
- G_2 carichi permanenti (peso proprio elementi non strutturali);
- P pretensione o precompressione;
- Ψ_{2j} coeff di combinazione che fornisce il valore quasi-permanente della azione variabile Q_j ;
- Q_{kj} valore caratteristico della azione variabile Q_j .

I valori dei coefficienti di combinazione sono dati in tabella:

Tabella 5.9: Valori dei coefficienti di combinazione (Tab. 2.5.1 - NTC2008)

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota < 1000 m.s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m.s.l.m.)	0,7	0,5	0,3
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Sono considerati carichi permanenti le azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare, con sufficiente approssimazione, costanti nel tempo. I carichi variabili invece riguardano azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo e possono essere di lunga durata o di breve durata.

5.5 Spinta delle Volte

Per poter calcolare la spinta delle volte è necessario ricondurle ad un arco di geometria equivalente e moltiplicare poi i valori di spinta ottenuti alla lunghezza effettiva della volta considerata.

Per la valutazione dei carichi ci si riferisce alle condizioni non sismiche in quanto si vuole valutare la spinta della volta in condizioni statiche; si fa quindi riferimento alle NTC § 2.5.3:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_1 + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_2 + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_3 + \dots \quad (14)$$

Dove:

Carichi permanenti γ_{G1}	{ favorevoli	1,0
	{ sfavorevoli	1,3
Carichi permanenti non strutturali γ_{G2}	{ favorevoli	0,0
	{ sfavorevoli	1,5
Carichi variabili γ_{Qi}	{ favorevoli	0,0
	{ sfavorevoli	1,5

Per le coperture accessibili per sola manutenzione, e quindi tutte le volte tranne quella della cella campanaria, il carico variabile è $0,50 \text{ kN/m}^2$ e il coefficiente parziale sfavorevole agli SLU è 1,5:

$$q = 0,5 \cdot 1,5 = 0,75 \text{ kN/m}^2$$

Tuttavia viste le incertezze legate alla geometria dell'arco e per avere un più ampio margine di sicurezza si è deciso di utilizzare come carico variabile $q = 1 \text{ kN/m}^2$ applicandolo sia all'intera luce dell'arco che a metà della luce, per valutare quale delle due condizioni risulti più gravosa.

Utilizzando il programma *Arco* del professor Gelfi, una volta inseriti i parametri necessari, si ottengono i valori delle spinte al metro: H è la spinta orizzontale e V quella verticale. Il punto B di applicazione di tali valori è in corrispondenza del riempimento e non dell'attacco della volta: per ricondurli al punto di applicazione P di attacco della volta occorre applicare il metodo dell'equilibrio delle forze anche se a causa delle approssimazioni i valori risultano leggermente discostati.

I valori considerati sono quelli riferiti al punto P.

5.5.1 ARCO NAVATA CENTRALE

Tabella 5.10: Caratteristiche geometriche e dei carichi.

Y_m [kN/m ³]	20	$L/2$ [m]	3,65	n° conci	190
Y_1 [kN/m ³]	19	d_w [m]	0,32	d_1 [m]	2,11
q_k [kN/m ²]	1	h_w [m]	2,20	A_1 [m ²]	2,34
f [m]	3,65	h_1 [m]	0,10	d_2 [m]	2,20
L [m]	7,30	t [m]	0,50	A_2 [m ²]	0,51

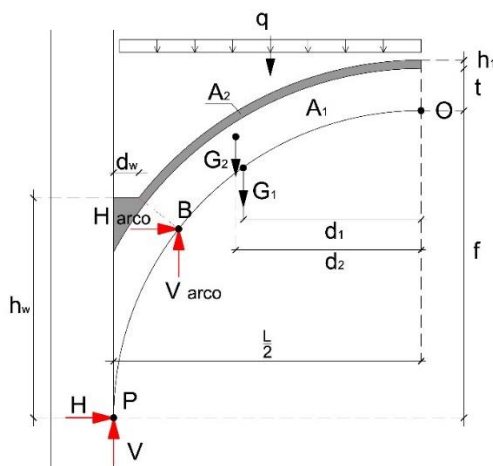


Figura 5.7: Forze applicate all'arco della navata centrale.

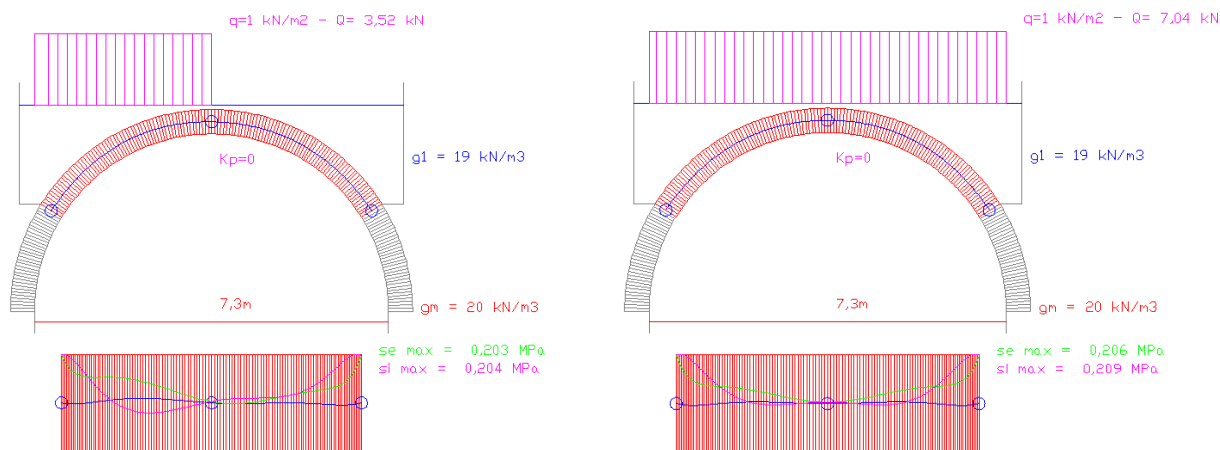


Figura 5.8: Applicazione del programma Arco del professor Gelfi.

Tabella 5.11: Spinte dell'arco della navata centrale.

Intera Luce				Metà Luce			
H [kN/m]		V [kN/m]		H [kN/m]		V [kN/m]	
Punto B	Punto P	Punto B	Punto P	Punto B	Punto P	Punto B	Punto P
52,30	25,42	73,17	60,14	52,30	25,42	72,25	59,22

5.5.2 ARCO NAVATE NORD-EST E NORD-OVEST

Tabella 5.12: Caratteristiche geometriche e dei carichi.

Y_m [kN/m ³]	20	$L/2$ [m]	2,20	n° conci	115
Y_1 [kN/m ³]	19	d_w [m]	0,30	d_1 [m]	1,27
q_k [kN/m ²]	1	h_w [m]	1,70	A_1 [m ²]	0,87
f [m]	2,20	h_1 [m]	0,05	d_2 [m]	1,72
L [m]	4,40	t [m]	0,35	A_2 [m ²]	0,47

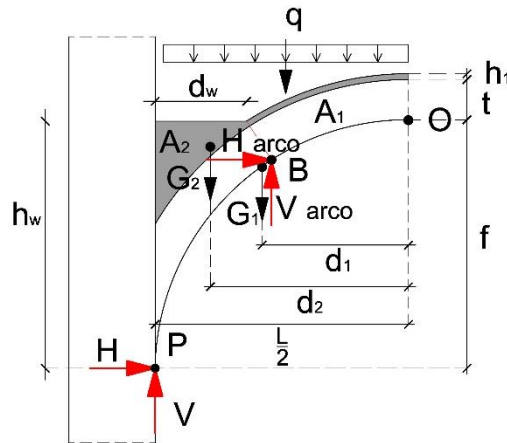


Figura 5.9: Forze applicate all'arco della navata nord.

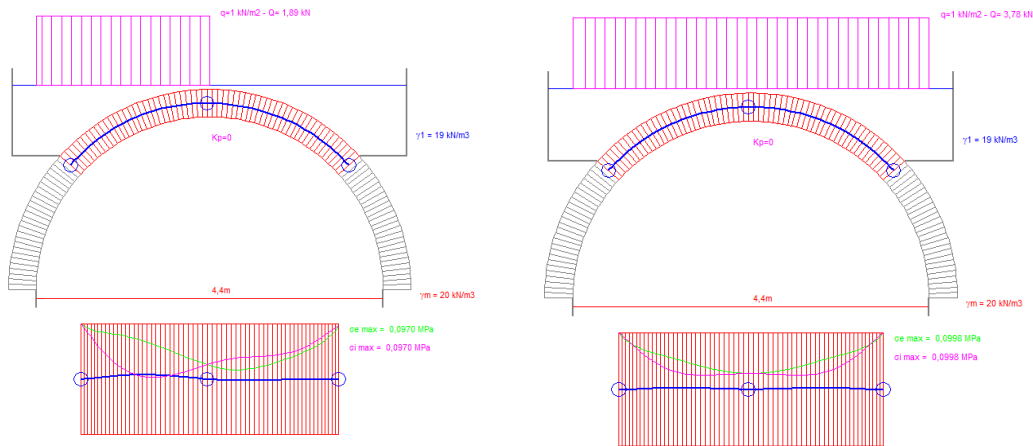


Figura 5.10: Applicazione del programma Arco del professor Gelfi.

Tabella 5.13: Spinte dell'arco della navata nord-est e nord-ovest.

Intera Luce				Metà Luce			
H [kN/m]		V [kN/m]		H [kN/m]		V [kN/m]	
Punto B	Punto P	Punto B	Punto P	Punto B	Punto P	Punto B	Punto P
22,35	10,40	26,87	28,53	21,39	22,18	26,43	13,21

5.5.3 ARCO NAVATA SUD-EST E SUD-OVEST DELLA SACRESTIA

Tabella 5.14: Caratteristiche geometriche e dei carichi.

γ_m [kN/m ³]	20	$L/2$ [m]	2,25	n° conci	118
γ_1 [kN/m ³]	19	d_w [m]	0,30	d_1 [m]	1,29
q_k [kN/m ²]	1	h_w [m]	1,70	A_1 [m ²]	1,02
f [m]	2,25	h_1 [m]	0,05	d_2 [m]	1,74
L [m]	4,50	t [m]	0,35	A_2 [m ²]	0,68

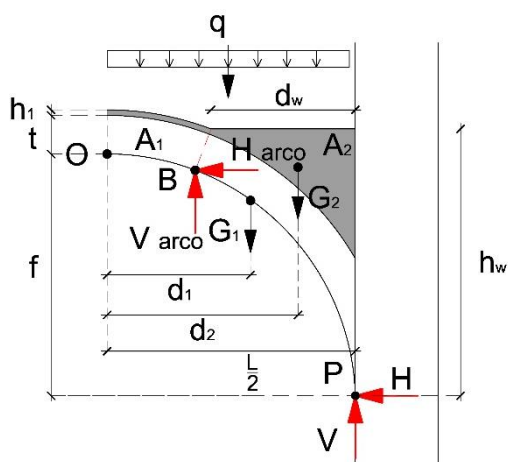


Figura 5.11: Forze applicate all'arco della navata sud.

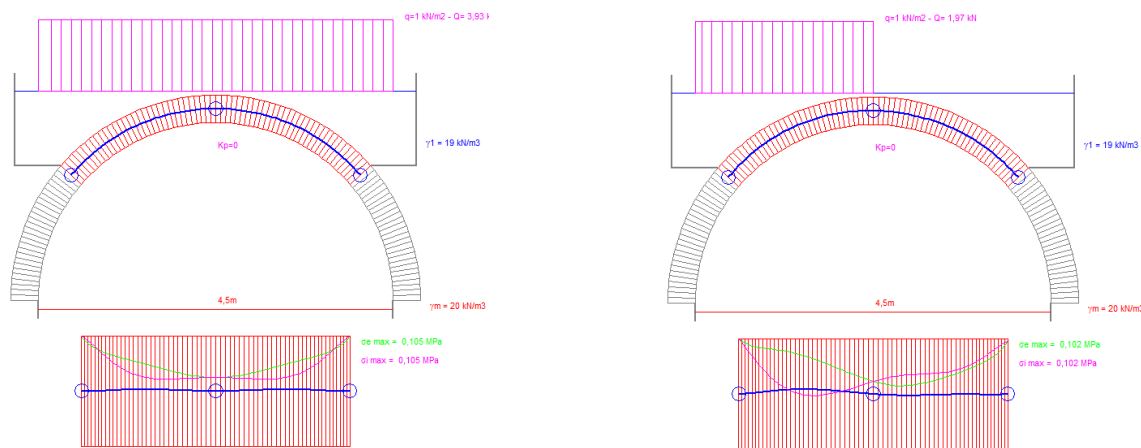


Figura 5.12: Applicazione del programma Arco del professor Gelfi.

Tabella 5.15: Spinte dell'arco della navata sud-est e sud-ovest.

Intera Luce				Metà Luce			
H [kN/m]		V [kN/m]		H [kN/m]		V [kN/m]	
Punto B	Punto P	Punto B	Punto P	Punto B	Punto P	Punto B	Punto P
22,91	12,76	28,71	35,57	21,92	24,87	28,25	14,13

5.5.4 SPINTA DELL'ARCO DELLA CAPPELLINA NELL'ANGOLO SUD-OVEST

Tabella 5.16: Caratteristiche geometriche e dei carichi.

Y_m [kN/m ³]	20	$L/2$ [m]	1,32	n° conci	70
Y_1 [kN/m ³]	19	d_w [m]	0,30	d_1 [m]	0,74
q_k [kN/m ²]	1	h_w [m]	1,38	A_1 [m ²]	0,58
f [m]	1,32	h_1 [m]	0,10	d_2 [m]	0,97
L [m]	2,64	t [m]	0,35	A_2 [m ²]	0,19

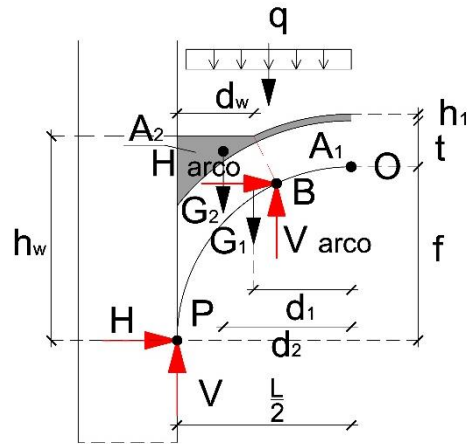


Figura 5.13: Forze applicate all'arco della cappellina a sud-ovest.

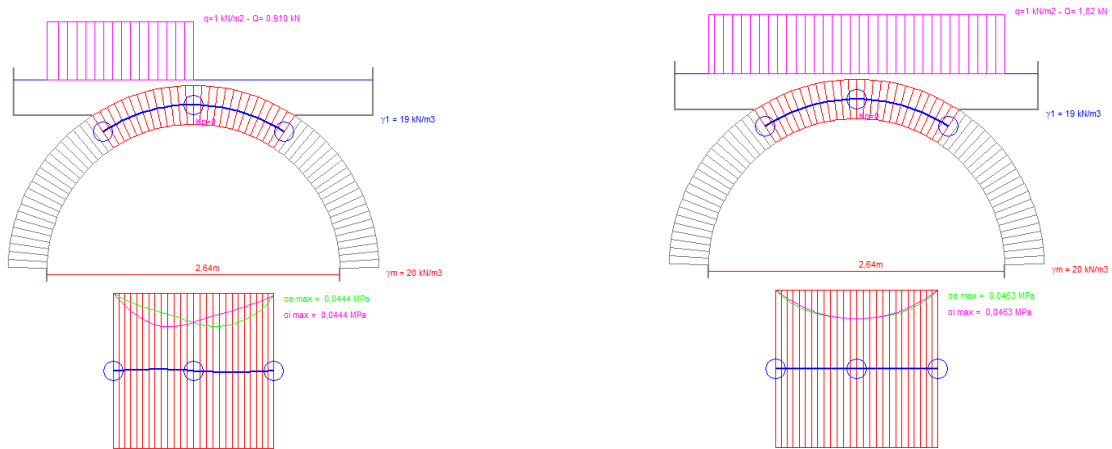


Figura 5.14: Applicazione del programma Arco del professor Gelfi.

Tabella 5.17: Spinte dell'arco della cappellina sud-ovest.

Intera Luce				Metà Luce			
H [kN/m]		V [kN/m]		H [kN/m]		V [kN/m]	
Punto B	Punto P	Punto B	Punto P	Punto B	Punto P	Punto B	Punto P
13,28	6,71	9,32	16,53	12,60	15,13	9,12	4,63

5.5.5 SPINTA DELL'ARCO DEL CAMPANILE

La volta del campanile è ribassata e a differenza delle altre è praticabile ma, poiché non è suscettibile di affollamento, per quanto riguarda i carichi di esercizio si è deciso di farla ricadere in categoria A, quindi con $q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$ (§ 3.1.4).

Considerando il coefficiente parziale sfavorevole agli SLU pari 1,5 si ottiene $q = 3,00 \text{ kN/m}^2$.

In questo caso il polo P coincide con il polo B anche se i valori ottenuti con il programma Arco e con il metodo dell'equilibrio delle forze risultano leggermente differenti.

Tabella 5.18: Caratteristiche geometriche e dei carichi.

$Y_m \text{ [kN/m}^3\text{]}$	20	$L/2 \text{ [m]}$	1,20	$n^\circ \text{ conci}$	40
$Y_1 \text{ [kN/m}^3\text{]}$	21	$d_w \text{ [m]}$	0,00	$d_1 \text{ [m]}$	0,63
$q_k \text{ [kN/m}^2\text{]}$	3	$h_w \text{ [m]}$	0,58	$A_1 \text{ [m}^2\text{]}$	0,38
$f \text{ [m]}$	0,26	$h_1 \text{ [m]}$	0,05	$d_2 \text{ [m]}$	0,81
$L \text{ [m]}$	2,40	$t \text{ [m]}$	0,30	$A_2 \text{ [m}^2\text{]}$	0,16

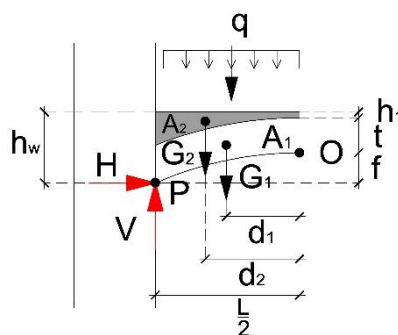


Figura 5.15: Forze applicate all'arco del campanile.

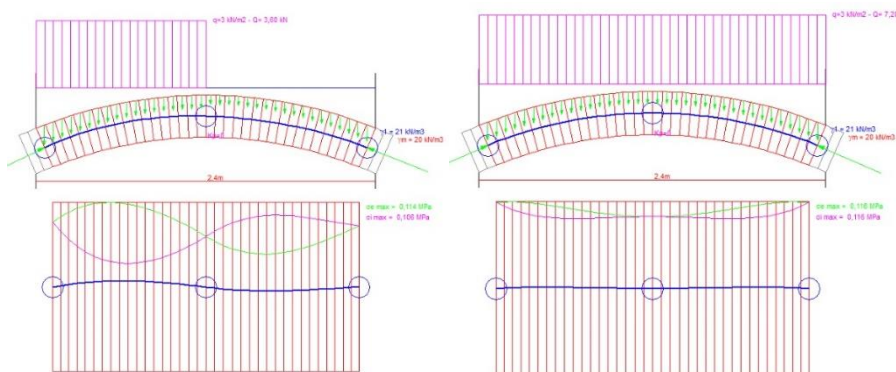


Figura 5.16: Applicazione del programma Arco del professor Gelfi.

Tabella 5.19: Spinte dell'arco del campanile.

Intera Luce				Metà Luce			
H [kN/m]		V [kN/m]		H [kN/m]		V [kN/m]	
Punto B	Punto P	Punto B	Punto P	Punto B	Punto P	Punto B	Punto P
31,80	30,01	13,83	14,56	27,41	26,30	12,97	13,71

Capitolo 6

ANALISI LIMITE

Lo studio di un edificio esistente deve riferirsi a modelli di calcolo che siano il più possibile rispondenti alle caratteristiche costruttive storiche e non basarsi su approssimazioni eccessive o su ipotesi non rispondenti all'effettiva natura della struttura.

Un approccio possibile a questo problema viene proposto nel capitolo 8 del *Decreto Ministeriale del 14/01/08, Norme Tecniche per le Costruzioni (G.U. n.29) del 4/2/08 suppl. ord. n.3* e nei capitoli C8 e C8A della relativa *Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 2/2/2009. Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008. G.U. n. 47 del 26/2/09 suppl. ord. n. 27*. Ulteriori indicazioni per l'analisi sono fornite nella pubblicazione di Michielon E., Munari M., Valluzzi M. R. (2011), *"Metodi di analisi locale di edifici esistenti in muratura"*.

6.1 Meccanismi Locali

Nelle costruzioni esistenti in muratura soggette ad azioni sismiche si possono manifestare meccanismi locali e meccanismi d'insieme e la sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi i tipi di meccanismo.

In questo tipo di edifici sono spesso assenti sistematici elementi di collegamento tra le pareti a livello degli orizzontamenti; ciò comporta una possibile vulnerabilità nei riguardi di **meccanismi locali**, che possono interessare non solo il collasso fuori dal piano di singoli pannelli murari, ma anche più ampie porzioni dell'edificio per perdita dell'equilibrio.

Per l'analisi sismica di questi meccanismi si può far ricorso ai metodi **dell'analisi limite dell'equilibrio** delle strutture murarie, tenendo conto, anche se in forma approssimata, della resistenza a compressione, della tessitura muraria, della qualità della connessione tra le pareti murarie, della presenza di catene e tiranti.

6.1.1 MACROELEMENTI

I meccanismi locali non interessano l'edificio nella sua interezza ma singole parti di esso, queste parti vengono definite macroelementi.

Un macroelemento è una parte costruttivamente riconoscibile del manufatto, di caratteristiche omogenee in riferimento al comportamento strutturale; esso può coincidere con una porzione identificabile anche sotto l'aspetto architettonico e funzionale.

I macroelementi, nel caso di murature di adeguata qualità, si comportano monoliticamente, ovvero possono seguire rigidamente un cinematismo senza sconnettersi internamente; essi inoltre interagiscono fra loro **evidenziando lesioni in corrispondenza della zona di contatto** detta fascia di influenza che si crea dove vi siano connessioni carenti o mancanti o effetti di danneggiamento.

A partire dalle informazioni ricavate dal quadro fessurativo dell'edificio, unitamente a quelle derivanti dal processo di conoscenza dello stesso, si arriva dunque all'analisi dei meccanismi di danno. Il rilievo del quadro fessurativo ha infatti lo scopo fondamentale, soprattutto a seguito di un terremoto, di individuare quali siano stati i meccanismi più probabili che hanno provocato tali danni e quindi arrivare ad un'ipotesi plausibile su quelli che potrebbero causare futuri collassi della struttura.

6.2 Approccio Cinematico

Il metodo dell'analisi limite dell'equilibrio considera le strutture murarie come corpi rigidi non resistenti a trazione: la debole resistenza a trazione della muratura porta infatti, in questi casi, ad un collasso per perdita di equilibrio, la cui valutazione non dipende in modo significativo dalla deformabilità della struttura, ma dalla sua geometria e dai vincoli.

Questo metodo si vale di approccio di tipo cinematico basato sulla scelta di un **meccanismo di collasso** e la conseguente valutazione dell'azione orizzontale che attiva il cinematismo.

Applicando il principio dei lavori virtuali ad ogni meccanismo prescelto, è possibile valutare la capacità sismica in termini di **resistenza** (analisi cinematica lineare) o di spostamento, attraverso una valutazione in **spostamenti finiti** (analisi cinematica non lineare). Per fare ciò è necessario trasformare una parte della costruzione in un sistema labile, ossia in una **catena cinematica**, attraverso l'individuazione di corpi rigidi in grado di ruotare o scorrere tra loro.

La verifica nei riguardi di questi meccanismi assume significato se è garantita una certa **monoliticità della parete** muraria tale da impedire collassi puntuali per disgregazione della muratura.

Ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica si applicano le seguenti forze:

- pesi propri dei blocchi applicati nel loro baricentro
- carichi verticali portati dagli stessi
- un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati se queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio
- eventuali forze esterne (ad esempio quelle trasmesse da catene metalliche)
- eventuali forze interne (ad esempio le azioni legate all'ingranamento dei conci)

6.2.1 CURVA DI CAPACITÀ

L'approccio cinematico permette di determinare l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo fino all'annullamento della stessa forza orizzontale. Tale curva è espressa attraverso un **moltiplicatore α** , detto coefficiente di attivazione, che è rapporto fra le forze orizzontali applicate ed i corrispondenti pesi delle masse presenti, rappresentato in funzione dello **spostamento d_k** di un punto di riferimento del sistema.

Tale curva può essere trasformata nella **curva di capacità** di un sistema equivalente ad un grado di libertà nella quale può essere definita la capacità di spostamento ultimo del meccanismo locale da confrontare con la domanda di spostamento richiesta dall'azione sismica.

Se le diverse azioni vengono mantenute costanti all'evolversi del cinematismo la curva è pressoché lineare ed in tal caso, in via semplificata, è richiesta la sola valutazione dello spostamento $d_{k,0}$ per cui si ha l'annullamento del moltiplicatore e la curva assume l'espressione:

$$\alpha = \alpha_0(1 - d_k/d_{k,0}) \quad (15)$$



Figura 6.1: Curva di capacità e curva di capacità dell'oscillatore equivalente.

Noto l'andamento del moltiplicatore orizzontale α dei carichi in funzione dello spostamento d_k del punto di controllo della struttura può essere definita la curva di capacità dell'oscillatore equivalente come relazione tra l'accelerazione a^* e lo spostamento d^* .

6.2.2 CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE DEL MECCANISMO

Per procedere con l'analisi cinematica lineare è necessario innanzitutto determinare il coefficiente α : esso è il moltiplicatore delle masse sismiche per il quale l'elemento considerato va in crisi e che viene espresso col rapporto "a/g" (accelerazione critica su accelerazione gravitazionale). Tale crisi è rappresentata da condizioni limite di equilibrio alla rotazione dell'elemento murario attorno a cerniere cilindriche oppure al raggiungimento delle tensioni ultime di resistenza a compressione o trazione della sezione muraria in questione.

A seconda che il meccanismo sia di primo o secondo modo avrò procedimenti differenti per la determinazione di α :

- *Modelli cinematici nel piano*

Imposta una rotazione rigida virtuale ϑ_i al generico blocco i attorno allo spigolo compresso, è possibile determinare, in funzione di questa e della geometria, gli spostamenti del baricentro virtuali δ_i delle diverse forze applicate nella rispettiva direzione.

Il moltiplicatore α si ottiene applicando il **Principio dei Lavori Virtuali**, uguagliando cioè il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne.

- *Modelli cinematici fuori piano*

Nel caso di meccanismi fuori piano è possibile ridurre il Principio dei Lavori Virtuali ad un **equilibrio del corpo alla rotazione** attorno alla cerniera. Per l'equilibrio avrò l'uguaglianza tra il **momento ribaltante** dovuto all'azione sismica e alla spinta di eventuali volte ed il **momento stabilizzante** dovuto al peso e ad eventuali tiranti:

$$M_{rib} = M_{stab} \quad (16)$$

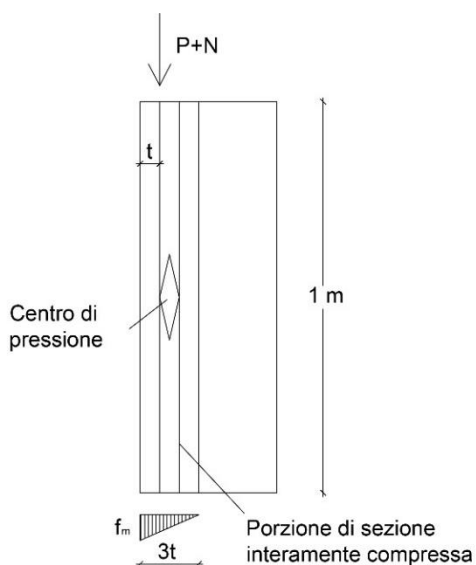
6.2.3 RIDUZIONE DEL BRACCIO DELLE FORZE STABILIZZANTI

I meccanismi di rotazione a cui si fa riferimento prevedono la schematizzazione della parete come corpo rigido che ruota attorno ad una cerniera posta alla base e posizionata a filo dello spigolo più esterno della sezione della parete ma, per tener conto della concentrazione di tensioni che si crea nei punti di contatto, la posizione delle cerniere cilindriche che definiscono la catena cinematica dovrà essere arretrata.³³

Questa situazione va considerata in particolare quando sulla superficie esterna del muro le pietre non sono ben a contatto e vi sarà dunque uno **spessore "t" di muratura inaffidabile** che andrà sottratta ai bracci dei momenti stabilizzanti.

Per determinare numericamente il valore della quantità "t" si considera che l'innescio del cinematismo si manifesti non appena la tensione massima al lembo compresso raggiunge il valore di resistenza a compressione del muro. Il valore della tensione massima viene calcolato considerando la muratura completamente non reagente a trazione ed ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni di compressione nel contatto.

Il polo di rotazione è assunto nel baricentro delle tensioni di compressione.



L'arretramento rispetto allo spigolo è quindi:

$$t = \frac{2 \cdot \sum_i P_i}{3 \cdot f_m \cdot l} \quad (17)$$

Con:

P_i forze peso applicate relative al peso proprio della parete e ai carichi gravanti su essa;

f_m resistenza a compressione della muratura;

l lunghezza della parete.

Figura 6.2: Schematizzazione della sezione del muro che viene parzializzata nel meccanismo di ribaltamento fuori piano della parete nel caso di risultante agente nel baricentro delle tensioni.

³³ De Felice, Terenzi, Tocci, *Criteri di progetto nel recupero strutturale*, in 'A. Giouffrè, C. Carrocci, *Codice di pratica per la sicurezza e la conservazione del centro storico di Palermo*', Laterza, Bari, 1999.

6.2.4 ANALISI CINEMATICA LINEARE: VERIFICA SEMPLIFICATA CON FATTORE DI STRUTTURA

L'analisi lineare risulta soddisfatta se è verificata la disequazione che confronta l'accelerazione spettrale a_0^* , corrispondente all'attivazione del meccanismo di danno, e lo spettro elastico valutato per $T=0$, opportunamente amplificato per considerare la quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo, ridotti di un fattore di struttura q pari a 2:

$$a_0^* \geq \max \left(\frac{a_{g(Pvr)} \cdot S}{q}; \frac{S_{e(T_1)} \cdot \psi \cdot \gamma}{q} \right) \quad (18)$$

Dove:

- a_g funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento;
- S fattore che tiene conto della stratigrafia del suolo di fondazione;
- $S_{e(T_1)}$ spettro elastico, funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e del periodo di riferimento V_R come calcolato per il periodo T_1 ;
- T_1 primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata;
- $\varphi(Z)$ primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio; in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\varphi(Z) = Z/H$, dove H è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione;
- Z altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura;
- γ coefficiente di partecipazione modale (in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\gamma = 3N/(2N+1)$, con N numero di piani dell'edificio).

Dove a_0^* si ottiene moltiplicando il coefficiente α per l'accelerazione di gravità e dividendolo per e^* , frazione di massa partecipante al cinematismo e, nel caso non sia stato considerato l'arretramento della cerniera, per il fattore FC di confidenza:

$$a_0^* = \frac{\alpha \cdot g}{e^* \cdot FC} \quad (19)$$

Con:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum P_i} \quad (20)$$

$$M^* = \frac{(\sum P_i \cdot \delta_{x,i})^2}{g \cdot \sum (P_i \cdot \delta_{x,i}^2)} \quad (21)$$

Dove:

- g accelerazione di gravità;
- P_i forze peso applicate, le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;
- M^* massa partecipante al cinematismo;
- $n+m$ numero delle forze peso applicate P_i ;
- $\delta_{x,i}$ spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i .

6.2.5 ANALISI CINEMATICA NON LINEARE: VERIFICA MEDIANTE SPETTRO DI CAPACITÀ

Se l'analisi lineare non risulta soddisfatta occorre procedere col confronto tra la capacità di spostamento ultimo d_u^* del meccanismo locale e la domanda di spostamento $\Delta_d(T_s)$ ottenuta dallo spettro di spostamento in corrispondenza del periodo secante T_s .

Definito lo spostamento $d_s^*=0,4 d_u^*$ ed individuata sulla curva di capacità l'accelerazione a_s^* , corrispondente allo spostamento d_s^* , il periodo secante è calcolato come:

$$T_s = 2\pi \left(\frac{d_s^*}{a_s^*} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (22)$$

La capacità di spostamento ultimo del sistema risulta:

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De(T_s)}; S_{De(T_1)} \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1} \right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1} \right)^2 + 0,02 \frac{T_s}{T_1}} \right) \quad (23)$$

Dove:

- T_s periodo secante;
- $S_{De(T_s)}$ spettro di risposta elastico in spostamento relativo al periodo secante.

Nel caso nemmeno l'analisi non lineare risulti verificata ci si trova in una condizione complessiva carente relativamente al rischio sismico per la struttura analizzata.

Al fine di inibire il meccanismo evidenziato si deve quindi ipotizzare l'inserimento di tiranti.

6.3 Meccanismi di Collasso locali

Si procede ora con l'applicazione del metodo dell'analisi limite dell'equilibrio, nel suo approccio cinematico, alla Chiesa di San Giorgio individuando alcuni dei meccanismi locali di collasso ritenuti maggiormente significativi. I meccanismi di collasso sono descritti seguendo quanto riportato nelle "Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi cinematismi di analisi"³⁴.

Gli elementi che contribuiscono maggiormente alla determinazione della risposta strutturale sono naturalmente legati alle dimensioni degli elementi, ai carichi applicati e alle caratteristiche della muratura.

Vengono riportati i simboli utilizzati nell'analisi dei macroelementi, unitamente all'indicazione del loro significato:

- α è moltiplicatore orizzontale dei carichi agenti sui macroelementi;
- W_i è il peso proprio della parete al piano i-esimo o del macroelemento i-esimo;
- F_{vi} è la componente verticale della spinta di archi o volte sul piano i-esimo;
- F_{Hi} è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete i-esima;
- P_{Hi} è la componente orizzontale della spinta della copertura sul piano i-esimo;
- T_i è lo sforzo del tirante al piano i-esimo;
- P_{si} è il peso del solaio agente sulla parete al piano i-esimo;
- s_i è lo spessore della parete al piano i-esimo;
- h_i è il braccio verticale dell'azione trasmessa dal solaio e/o dal tirante dalla parete al piano i-esimo oppure è l'altezza del macroelemento i-esimo;
- d_i è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio sulla parete al piano i-esimo;
- d_{vi} è il braccio orizzontale delle azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo;
- h_{vi} è il braccio verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo;
- x_{gi} è la componente in x del baricentro della i-esima parete;
- y_{gi} è la componente in y del baricentro della i-esima parete;
- L_i è la lunghezza del macroelemento i-esimo;
- T_i è lo sforzo del tirante al piano i-esimo.

L'individuazione dei meccanismi strutturali di danneggiamento e di collasso è il primo passo per la corretta definizione degli interventi di consolidamento più opportuni e più economici, che non comportino inutili alterazioni di strutture che nel tempo hanno fornito prestazioni nel complesso

³⁴ L. Milano, A. Mannella, C. Morisi, A. Martinelli (a cura di), *Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi*. Allegato alle Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni.

positive. Per l'identificazione dei meccanismi è necessario che siano accuratamente studiate le lesioni presenti rilevandone: la posizione e la forma, le differenze di ampiezza, la determinazione del moto reciproco dei bordi, la direzione delle tensioni di trazione che le hanno prodotte e la loro evoluzione storica.

Nello studio del comportamento della Chiesa di San Giorgio si è scelto di valutare sia meccanismi che considerano la muratura come monolitica, sia meccanismi che presuppongono la presenza di un doppio paramento murario, in quanto non vi sono dati certi sulla natura della sezione della parete. Viene inoltre tenuta in considerazione la presenza di presidi sismici, nel caso in esame costituiti da tiranti. I macroelementi principali sono rappresentati schematicamente in Figura 8.1 e 8.2, ed in seguito verranno analizzati e verificati singolarmente.

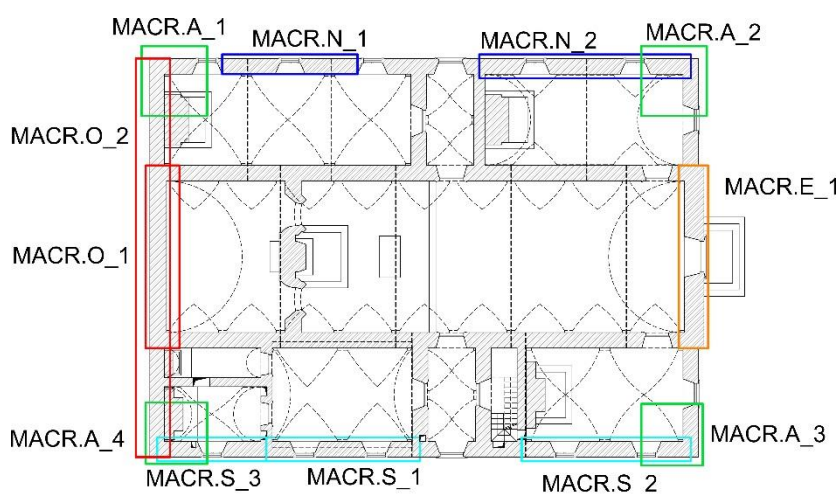


Figura 6.3: Individuazione nella pianta del piano terra dei macroelementi.

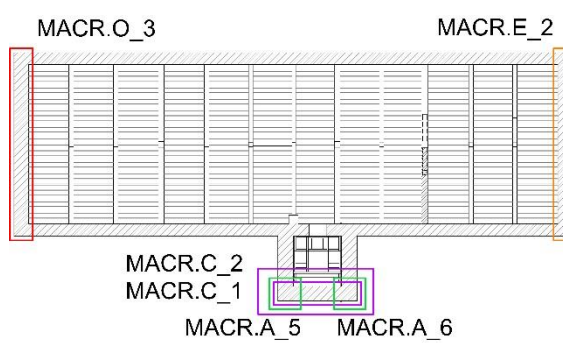


Figura 6.4: Individuazione nella pianta delle coperture dei macroelementi.

I parametri comuni relativi alla vulnerabilità sismica del sito e alle caratteristiche dei materiali sono quelli riportati nel capitolo precedente, il livello di conoscenza a cui si fa riferimento è LC1.

Si indicheranno con ✓ le analisi che risulteranno verificate e con X le analisi non verificate.

6.4 Ribaltamenti Fuori Piano: Meccanismi di Primo Modo

Sono i meccanismi che si innescano nelle pareti murarie investite da **azioni sismiche ortogonali** e che tendono a produrne il ribaltamento. Vengono detti di primo modo in quanto sono i primi a manifestarsi, hanno infatti valori del moltiplicatore di collasso di molto inferiori rispetto a quelli dei meccanismi nel piano e sono dunque **più gravosi** per la struttura.

Nel caso in cui non ci sia ammorsamento tra il muro di facciata e i muri ortogonali, e in particolar modo quando anche l'ancoraggio dei solai risulti inefficiente, la resistenza della parete alle azioni ortogonali al proprio piano dipende essenzialmente dalla sua snellezza. Sotto queste ipotesi il muro non è in grado di opporre una resistenza adeguata e può essere spinto al ribaltamento anche da forze di modesta entità.

6.4.1 M1.1 MECCANISMO DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano.

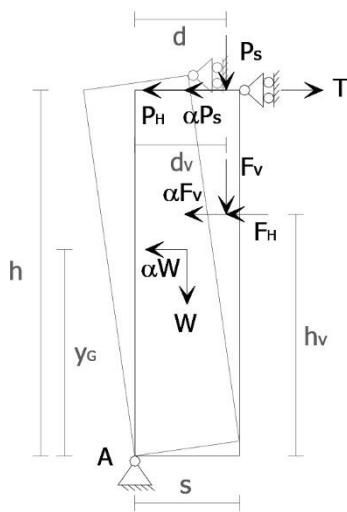


Figura 6.5: Schematizzazione di ribaltamento di semplice parete monolitica.

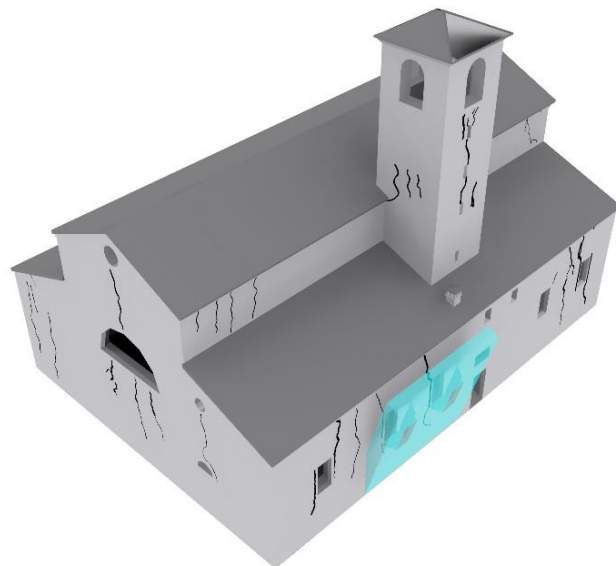


Figura 6.6: Individuazione tridimensionale del M1.1 nel Macr.S_1.

6.4.1.1 M1.1, Macr.S_1, Parete Sud

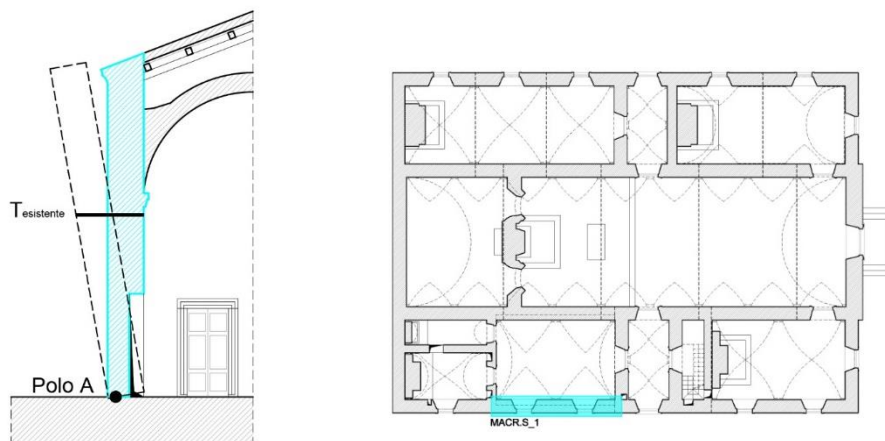


Figura 6.7: Individuazione in pianta e schematizzazione del meccanismo M1.1 nel macroelemento S_1.

Il macroelemento considerato è composto da un blocco monolitico che comprende in altezza tutta la facciata. L'attivazione di questo meccanismo è legata all'assenza di cordoli in sommità, alla scarsa connessione della parete con i solai e con le murature ad essa ortogonali e alla spinta della volta. Lo studio sullo stato fessurativo non ha però evidenziato lesioni che ne suggeriscano l'attivazione.

Si indicano con:

- h altezza interpiano
- s spessore parete
- h_G quota del punto di applicazione delle azioni dovute al peso proprio
- h_v quota del punto di applicazione delle azioni dovute a spinta della volta
- h_T quota del punto di applicazione del tirante
- d_v braccio orizzontale dell'azione delle volte rispetto alla cerniera cilindrica
- d_N braccio orizzontale del carico di solaio rispetto alla cerniera cilindrica
- L lunghezza della parete
- V volume della parete
- P peso proprio della parete
- N carico trasmesso dal solaio
- F_v componente verticale della spinta della volta
- F_H componente orizzontale della spinta della volta
- T azione del tirante

h	s	h_G	d_v	h_v	d_N	h_T	L	V	P	N	F_v	F_H	T
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m ³]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
6,70	0,75	3,59	0,75	5,0	0,50	3,72	7,40	29,35	587,0	79,0	263,2	94,4	37,0

La parete si considera investita dall'azione sismica con direzione ortogonale al proprio piano: essa è quindi soggetta ad un sistema di forze verticali e orizzontali, comprendente i pesi e le forze orizzontali instabilizzanti ad essi proporzionali. La rotazione monolitica della parete avviene attorno alla cerniera A, arretrata rispetto al filo esterno del muro in seguito a parzializzazione della sezione e concentrazione degli sforzi. La cerniera cilindrica attorno a cui ruota la parete si forma quindi lungo una linea più interna rispetto allo spigolo della parete.

La muratura è considerata completamente non reagente a trazione e si ipotizza una distribuzione lineare delle tensioni di compressione, il polo di rotazione è assunto nel baricentro delle tensioni di compressione. L'arretramento t rispetto allo spigolo, da formula (17) è quindi:

$$t = \frac{2 \cdot \sum_i P_i}{3 \cdot f_m \cdot l} = 0,11m$$

Il valore t andrà sottratto al braccio orizzontale delle forze d_i .

Per individuare il coefficiente di collasso che attiva il meccanismo si ricorre al principio dei lavori virtuali che uguaglia il momento stabilizzante dovuto alla sommatoria dei carichi verticali a cui vanno sottratte le spinte orizzontali agenti sulla parete, e il momento ribaltante, ottenuto tenendo conto dell'azione sismica. Considerando però solo i tiranti effettivamente presenti si otterrebbe un coefficiente di attivazione negativo, situazione non ammissibile in quanto comporterebbe che la parete abbia già perso l'equilibrio: ciò avviene a causa delle approssimazioni effettuate nella determinazione dei dati iniziali.

Per superare il problema si ipotizza l'inserimento di tiranti con funzione di contenimento della spinta della volta e non di presidio antisismico: essi non dovranno quindi essere necessariamente collocati in corrispondenza di una parete trasversale.

Il tiro di questi elementi dovrà essere sufficiente a contrastare quasi totalmente la spinta esercitata dalla volta, si opta quindi per tiranti con diametro 18mm e capochiave a paletto di dimensioni 600mm x 50mm con $T_{agg} = 22,2$ kN.

Si ottiene quindi il seguente coefficiente di attivazione considerando con $T = 81,4$ kN la somma dei tiranti esistenti e di quelli contrastanti la spinta della volta:

$$\alpha = \frac{P \cdot (d_G - t) + N \cdot (d_N - t) + F_v \cdot (d_v - t) + T \cdot h_T - F_H \cdot h_v}{P \cdot h_G + N \cdot h + F_v \cdot h_v} = \frac{156,31}{3953,0} = 0,04 \quad (24)$$

Analisi cinematica lineare allo SLV

Il passaggio dal moltiplicatore che attiva il meccanismo α al valore dell'accelerazione spettrale corrispondente presuppone la valutazione della massa partecipante al cinematismo M^* . Considerando un atto di rotazione virtuale della parete attorno alla cerniera A, con rotazione Ψ e spostamento virtuale del baricentro della copertura come punto di spostamento di controllo unitario $\delta_{x,N}=1$, si possono ricavare le espressioni degli altri spostamenti orizzontali del peso proprio e della spinta verticale della volta:

$$\delta_{x,P} = 0,54$$

$$\delta_{x,Fv} = 0,75$$

Si può ora calcolare la massa partecipante al cinematismo, come da equazione (21):

$$M^* = \frac{(\sum P_i \cdot \delta_{x,i})^2}{g \cdot \sum P_i \cdot \delta_{x,i}^2} = \frac{(P \cdot \delta_{x,P} + N \cdot \delta_{x,N} + F_V \cdot \delta_{x,Fv})^2}{g \cdot (P \cdot \delta_{x,P}^2 + N \cdot \delta_{x,N}^2 + F_V \cdot \delta_{x,Fv}^2)} = 90,02 \text{ kN} \quad (25)$$

La frazione di massa partecipante, come da equazione (20) è pari a:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum P_i} = \frac{g \cdot M^*}{P+N+F_V} = 0,95 \quad (26)$$

Poiché considerando l'arretramento t della cerniera si è tenuto conto delle caratteristiche meccaniche della muratura, non occorre ridurre l'accelerazione sismica spettrale del fattore di confidenza FC (equazione 19):

$$a_0^* = \frac{\alpha \cdot g}{e^*} = 0,408$$

Affinché il cinematismo risulti verificato e necessario controllare che l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo soddisfi entrambe le disuguaglianze della disequazione (18):

$$a_0^* \geq \frac{a_{g(Pvr)} \cdot S}{q} = 1,11$$

$$a_0^* \geq \frac{S_{e(T_1)} \cdot \psi \cdot \gamma}{q} = 0$$

$$T_1 = C_1 \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0,05 \cdot 6,7^{\frac{3}{4}} = 0,208s \quad (27)$$

$$\psi_z = \frac{z}{H} = 0 \quad (28)$$

$$\gamma = \frac{3N}{2N+1} = 1 \quad (29)$$

La verifica risulta **NON soddisfatta**: la capacità del sistema analizzato è circa il 37% della domanda richiesta dalla normativa.

Analisi cinematica non lineare allo SLV

Tramite relazioni trigonometriche, supponendo che le azioni restino costanti ma tenendo conto della variazione della geometria, è possibile ricavare le espressioni per i bracci delle forze agenti in funzione della rotazione finita ϑ_k che si fa compiere alla struttura e seguire la variazione del coefficiente α fino al suo annullamento. Tale annullamento avverrà nella configurazione in cui è nullo il momento stabilizzante M_S :

$$M_S = \sum P_i \cdot R_i \cdot \cos(\beta_{P,i} + \vartheta_{k,0}) = 0 \quad (30)$$

$$M_S = PR_P \cos(\beta_P + \vartheta_k) + NR_N \cos(\beta_{N2} + \vartheta_k) + F_V R_{F_V} \cos(\beta_{F_V} + \vartheta_k) + TR_T \cos(\beta_T + \vartheta_k) - F_H R_{F_H} \cos(\beta_{F_H} + \vartheta_k) = 0$$

$$\beta_i = \arctg\left(\frac{h_i}{d_i - t}\right) \quad (31)$$

$$R_i = \sqrt{(d_i - t)^2 + h_i^2} \quad (32)$$

È possibile determinare l'angolo $\vartheta_{k,0}$, a cui corrisponde lo spostamento d_{k0} del punto di controllo considerato, che caratterizza la configurazione per cui si ha l'annullamento del moltiplicatore α e quindi del momento stabilizzante M_S mediante un procedimento iterativo.

Si ottiene dunque $\vartheta_{k,0}=0,09$.

A questo punto è possibile ricavare d_{k0} assumendo come punto di controllo il baricentro delle forze verticali, la cui altezza rispetto al polo di rotazione è:

$$h_{bar} = \frac{\sum(P_i \cdot h_i)}{\sum P_i} = \frac{h_G \cdot P + h_N \cdot N + h_{F_V} \cdot F_V}{P + N + F_V} = 4,25 \text{ m} \quad (33)$$

Lo spostamento d_{k0} del punto di controllo che si ha in corrispondenza dell'annullamento di ogni capacità del sistema di sopportare azioni orizzontali è quindi:

$$d_{k,0} = h_{bar} \cdot \text{sen}(\vartheta_{k,0}) = 0,381 \text{ m} \quad (34)$$

Lo spostamento spettrale d_0^* dell'oscillatore equivalente ad 1 g.d.l. è dato da:

$$d_0^* = d_{k,0} \cdot \frac{\sum P_i \delta_{x,i}^2}{\delta_{k,0} \sum P_i \delta_{x,i}} = 0,401 \text{ m} \quad (35)$$

con $\delta_{k,0} = h_{bar}/h_{tot} = 0,635$ spostamento virtuale orizzontale del punto assunto come riferimento per la determinazione di d_k . Lo spostamento ultimo risulta quindi:

$$d_u^* = 0,4 \cdot d_0^* = 0,16 \text{ m} \quad (36)$$

La domanda di spostamento viene valutata sullo spettro in corrispondenza del periodo secante T_s valutato secondo l'equazione (22):

$$d_s^* = 0,4 \cdot d_u^* = 0,064 \text{ m} \quad (37)$$

$$a_s^* = a_0^* \cdot \left(1 - \frac{d_s^*}{d_0^*}\right) = 0,343 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad (38)$$

$$T_S = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}} = 2,72 \text{ s}$$

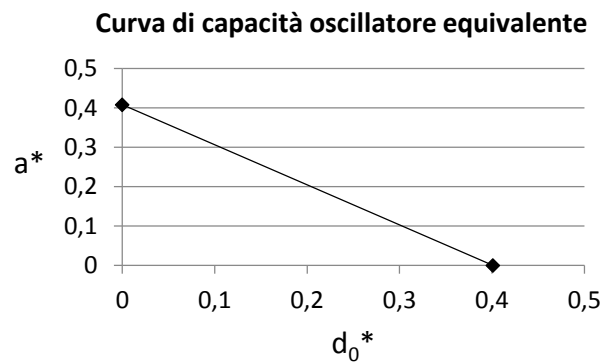
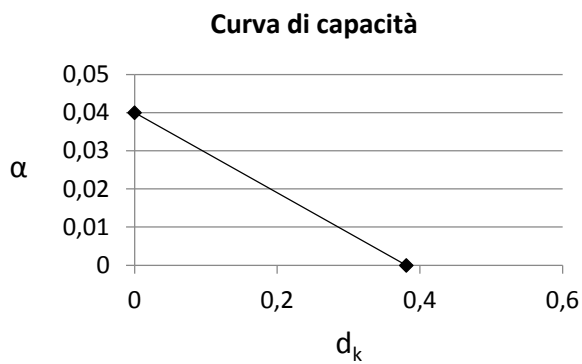
La verifica di sicurezza risulta soddisfatta se lo spostamento richiesto alla struttura in presenza di evento sismico risulta minore della capacità di spostamento ultimo per collasso del meccanismo d_u^* .

Si ha dalla disequazione (23):

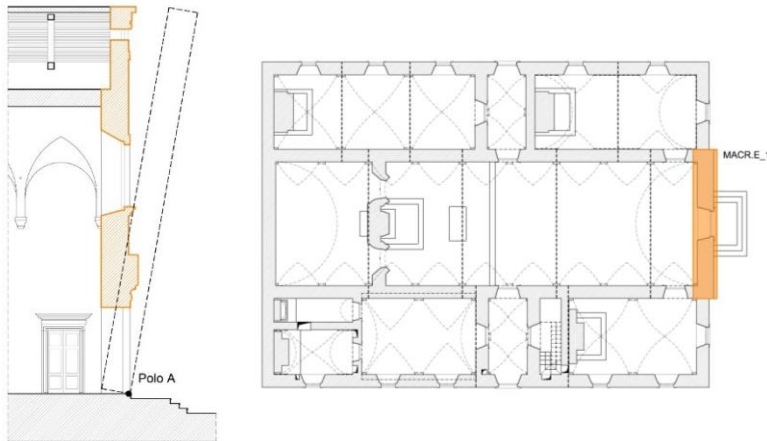
$$d_u^* \geq S_{De(T_s)} = 0,148 \text{ m}$$

$$d_u^* \geq S_{De(T_1)} \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \frac{T_s}{T_1}}} = 0$$

Per questo macroelemento l'analisi non lineare risulta **soddisfatta**: la capacità di spostamento del sistema analizzato è circa il 108% della richiesta di spostamento da Normativa.



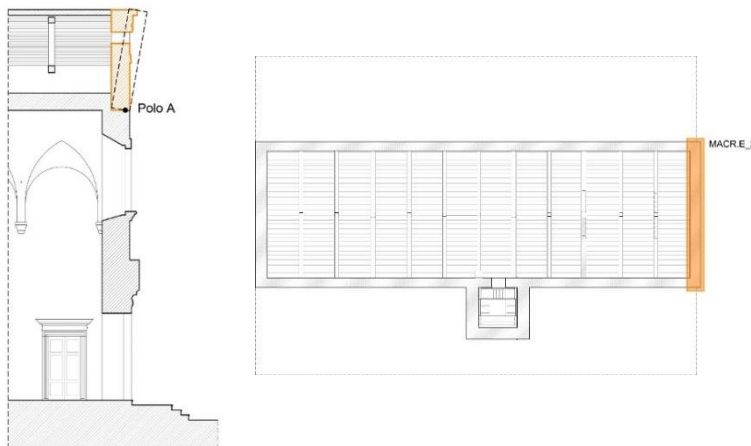
6.4.1.2 M1.1, Macr.E_1, Parete Est



Si è deciso di confrontare i coefficienti di attivazione dei possibili meccanismi di ribaltamento semplice in modo da comprendere quale si attivi per primo.

h	s	y_G	L	P	V	t	N	F_V	F_H	T
[m]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[m ³]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
13,36	0,95	5,74	8,80	1570,6	78,53	0,16	0	0	0	0
Analisi Lineare						Analisi non lineare				
M_{stab}	M_{rib}	α	M^*	e^*	a^*_0	Esito verifica	d^*_0	d^*_U	d^*_s	Esito verifica
[kNm]	[kNm]						[m]	[m]	[m]	
493,75	9015,2	0,055	160,10	1	0,537	x	0,314	0,126	0,050	✓

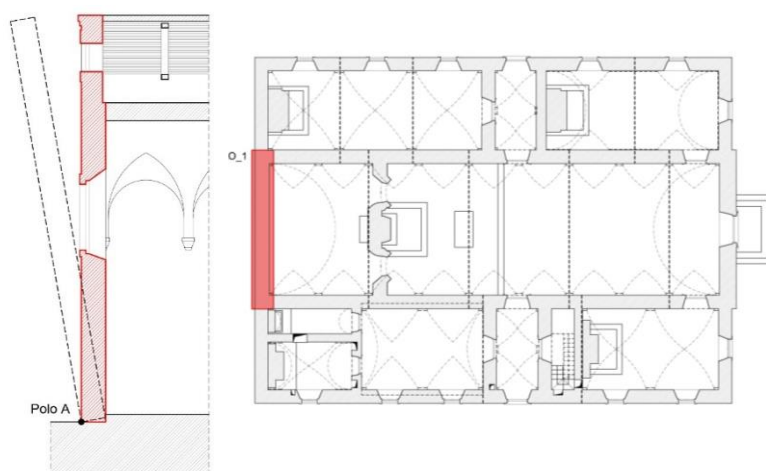
6.4.1.3 M1.1, Macr.E_2, Parete Est



Nel caso di ribaltamento della sola porzione superiore di parete si ha un α più che raddoppiato rispetto al caso precedente: si attiverà quindi il primo meccanismo.

h	s	y_G	L	P	V	t	N	F_V	F_H	T
[m]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[m ³]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
4,68	0,66	1,88	8,80	402,8	20,14	0,04	0	0	0	0
Analisi Lineare						Analisi non lineare				
M_{stab}	M_{rib}	α	M^*	e^*	a^*_0	Esito verifica	d^*_0	d^*_U	d^*_s	Esito verifica
[kNm]	[kNm]						[m]	[m]	[m]	
111,16	757,1	0,147	41,06	1	1,44	x	0,273	0,109	0,044	✓

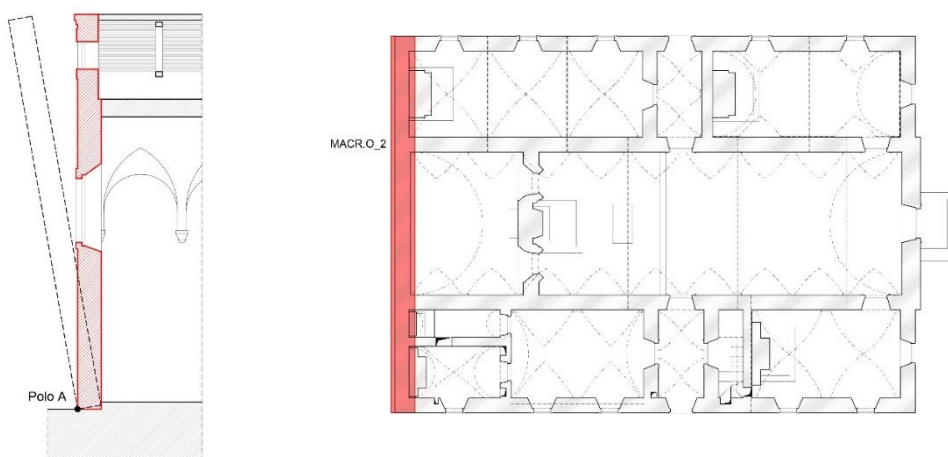
6.4.1.4 M1.1, Macr.O_1, Parete Ovest



Si considerano i meccanismi della parte sommitale della facciata, la parete relativa alla navata centrale e l'intera facciata, confrontandone i coefficienti di attivazione. Il minore è il relativo a questo macroelemento.

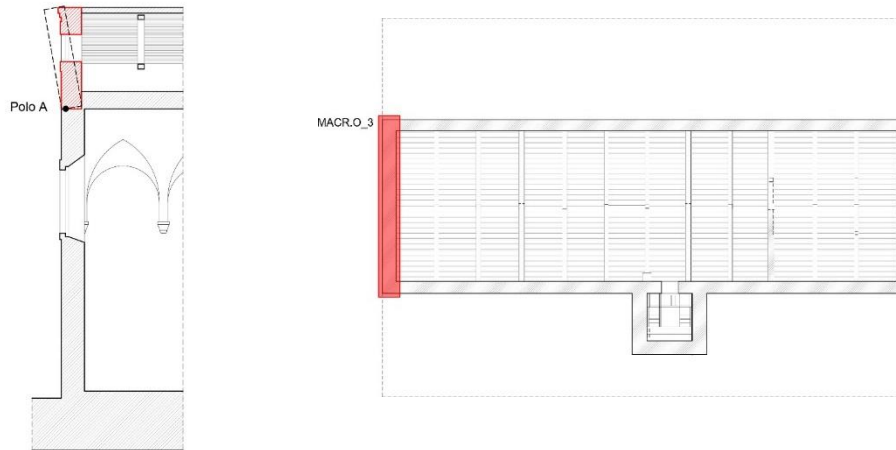
h [m]	s [m]	y_G [m]	L [m]	P [kN]	V [m ³]	t [m]	N [kN]	F_V [kN]	F_H [kN]	T [kN]
13,36	0,80	5,90	8,80	1490,2	74,51	0,15	0	0	0	0
Analisi Lineare						Analisi non lineare				
M_{stab} [kNm]	M_{rib} [kNm]	α	M^*	e^*	a^*_{o}	Esito verifica	d^*_{o} [m]	d^*_{u} [m]	d^*_{s} [m]	Esito verifica
368,96	8792,20	0,042	151,91	1	0,412	x	0,247	0,099	0,040	x

6.4.1.5 M1.1, Macr.O_2, Parete Ovest



h [m]	s [m]	y_G [m]	L [m]	P [kN]	V [m ³]	t [m]	N [kN]	F_V [kN]	F_H [kN]	T [kN]
13,36	0,80	5,11	19,20	2643,6	132,1	0,12	0	0	0	0
Analisi Lineare						Analisi non lineare				
M_{stab} [kNm]	M_{rib} [kNm]	α	M^*	e^*	a^*_{o}	Esito verifica	d^*_{o} [m]	d^*_{u} [m]	d^*_{s} [m]	Esito verifica
669,05	13508,8	0,05	269,48	1	0,486	x	0,065	0,026	0,01	✓

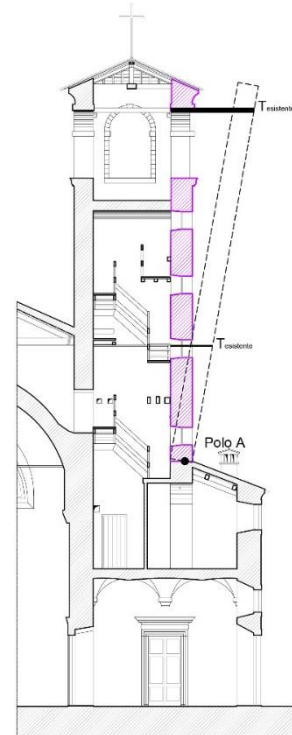
6.4.1.6 M1.1, Macr.O_3, Parete Ovest



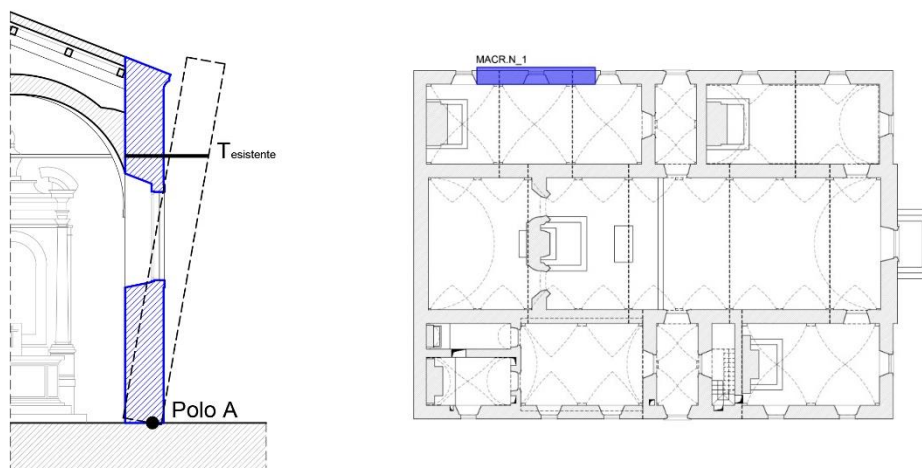
h [m]	s [m]	y_G [m]	L [m]	P [kN]	V [m ³]	t [m]	N [kN]	F_V [kN]	F_H [kN]	T [kN]
4,68	0,70	1,84	8,80	441,0	22,05	0,05	0	0	0	0
Analisi Lineare						Analisi non lineare				
M_{stab} [kNm]	M_{rib} [kNm]	α	M^*	e^*	a^*_0	Esito verifica	d^*_0 [m]	d^*_U [m]	d^*_S [m]	Esito verifica
134,46	811,40	0,166	44,95	1	1,626	x	0,301	0,12	0,048	✓

6.4.1.7 M1.1, Macr.C_1, Parete Sud Campanile

h [m]	y_G [m]	P [kN]	A [m ²]	N [kN]	F_V [kN]	F_H [kN]	T [kN]
3,65	1,83	204,1	13,61	0,00	0,00	0,00	0,00
0,55	0,28	28,42	2,03	0,00	0,00	0,00	59,2
4,00	2,00	208,3	14,88	0,00	14,56	30,01	0,00
2,70	1,24	100,3	7,72	0,00	0,00	0,00	59,2
0,70	0,37	34,45	2,65	10,43	0,00	0,00	0,00
Analisi Lineare							
M_{stab} [kNm]	M_{rib} [kNm]	α	M^*	e^*	a^*_0	Esito verifica	
778,3	3352,	0,232	46,14	0,75	3,022	✓	

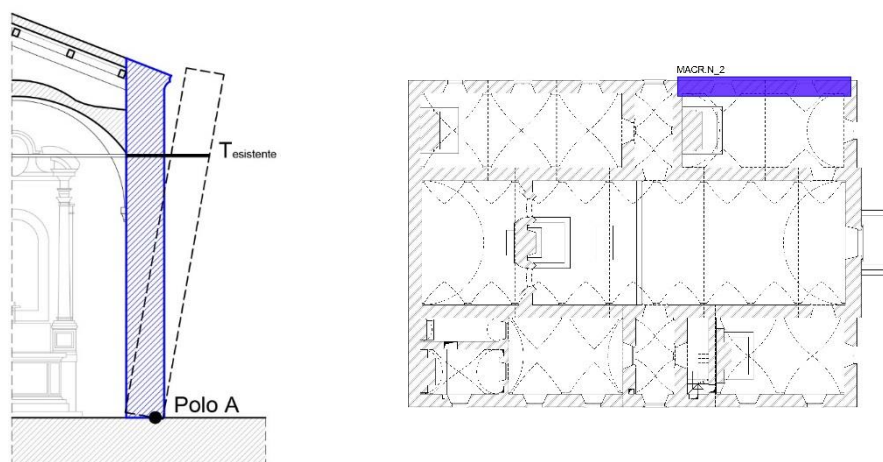


6.4.1.8 M1.1, Macr.N_1, Parete Nord



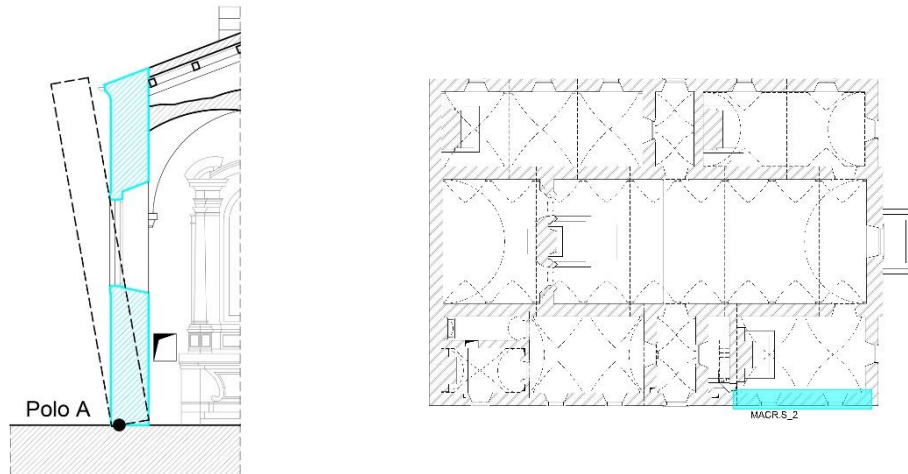
h [m]	s [m]	y_G [m]	L [m]	P [kN]	A [m ²]	t [m]	N [kN]	F_V [kN]	F_H [kN]	T [kN]
6,62	0,75	3,27	6,52	600,8	40,05	0,12	66,50	186,0	67,80	37,0
Analisi Lineare						Analisi non lineare				
M_{stab} [kNm]	M_{rib} [kNm]	α	M^*	e^*	a^*_{0}	Esito verifica	d^*_{0} [m]	d^*_{U} [m]	d^*_{s} [m]	Esito verifica
314,33	3309,0	0,095	81,27	0,93	0,997	x	0,368	0,147	0,059	✓

6.4.1.9 M1.1, Macr.N_2, Parete Nord



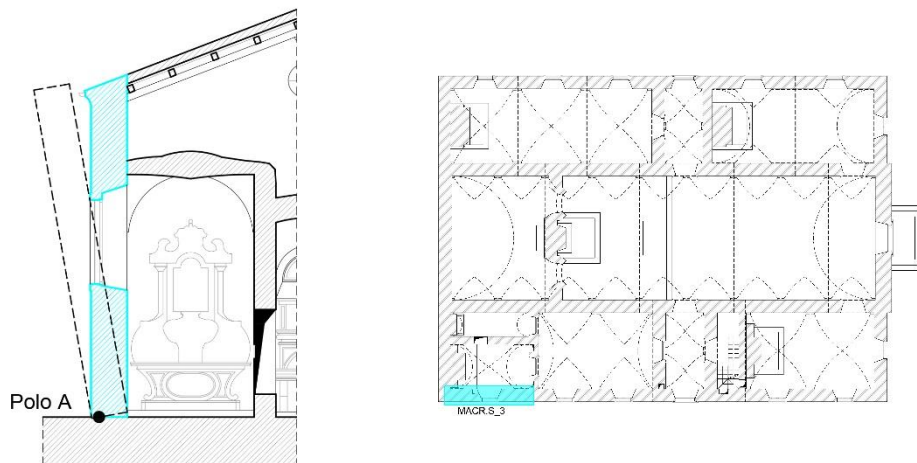
h [m]	s [m]	y_G [m]	L [m]	P [kN]	V [m ³]	t [m]	N [kN]	F_V [kN]	F_H [kN]	T [kN]
6,70	0,75	3,50	10,20	1010,6	40,05	0,12	104,1	291,0	106,1	37,0
Analisi Lineare						Analisi non lineare				
M_{stab} [kNm]	M_{rib} [kNm]	α	M^*	e^*	a^*_{0}	Esito verifica	d^*_{0} [m]	d^*_{U} [m]	d^*_{s} [m]	Esito verifica
225,29	5443,1	0,041	136,81	0,95	0,425	x	0,340	0,136	0,054	✓

6.4.1.10 M1.1, Macr.S_2, Parete Sud



h [m]	s [m]	y_G [m]	L [m]	P [kN]	V [m ³]	t [m]	N [kN]	F_V [kN]	F_H [kN]	T [kN]
8,15	0,75	3,37	8,15	764,8	38,24	0,13	84,8	289,9	104,0	37,0
Analisi Lineare						Analisi non lineare				
M_{stab} [kNm]	M_{rib} [kNm]	α	M^*	e^*	a^*_{0}	Esito verifica	d^*_{0} [m]	d^*_{u} [m]	d^*_{s} [m]	Esito verifica
60,39	4594,2	0,013	109,03	0,94	0,137	x	0,366	0,146	0,059	x

6.4.1.11 M1.1, Macr.S_3, Parete Sud



h [m]	s [m]	y_G [m]	L [m]	P [kN]	V [m ³]	t [m]	N [kN]	F_V [kN]	F_H [kN]	T [kN]
6,52	0,75	3,27	5,26	487,2	24,36	0,11	54,7	86,9	35,3	0
Analisi Lineare						Analisi non lineare				
M_{stab} [kNm]	M_{rib} [kNm]	α	M^*	e^*	a^*_{0}	Esito verifica	d^*_{0} [m]	d^*_{u} [m]	d^*_{s} [m]	Esito verifica
43,30	2349,8	0,018	60,04	0,94	0,193	x	0,333	0,133	0,053	x

6.4.2 M1.2 MECCANISMO DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE A DOPPIA CORTINA

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida della cortina esterna di pareti a paramenti scollegati, o anche a sacco. I paramenti interagiscono e dunque in fase sismica è possibile che il paramento interno trasferisca parte della propria inerzia su quello esterno. Essendo problematica la valutazione della deformabilità che consente il trasferimento di azioni orizzontali attraverso la superficie di contatto tra i due paramenti, che comporterebbe tra l'altro la rimozione dell'ipotesi di blocco rigido, è opportuno ipotizzare l'interazione tra essi limitata alla sola sommità della parete e considerare un cinematismo che interessa entrambe i paramenti.

Per determinare se il paramento interno abbia influenza su quello esterno, ossia se i due paramenti ribaltino assieme o se ribalti solo l'esterno, è necessario valutare i coefficienti di attivazione delle singole cortine.

Se il coefficiente di attivazione della cortina esterna α_{est} è minore di quello del paramento interno α_{int} si attiverà prima il cinematismo di ribaltamento della cortina esterna che non subirà dunque l'influenza dell'interna. Se al contrario $\alpha_{int} < \alpha_{est}$ si attiva per primo il ribaltamento della cortina interna, questa spingerà su quella esterna portando a ribaltare entrambe.

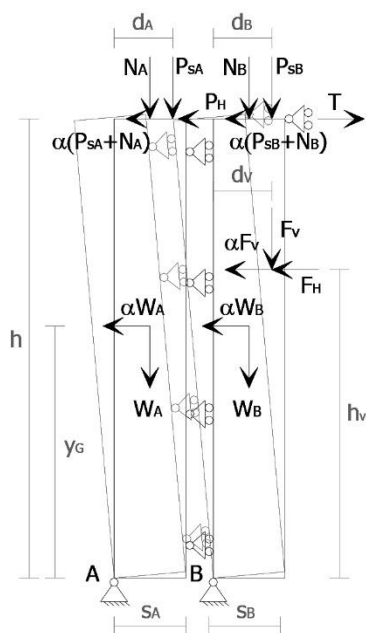


Figura 6.8: Schematizzazione di ribaltamento di semplice parete a doppia cortina.

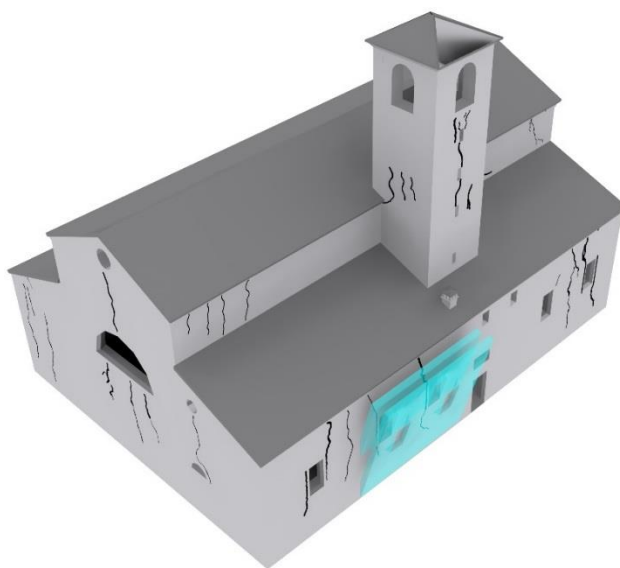


Figura 6.9: Individuazione tridimensionale del M1.2 nel Macr.S_1.

6.4.2.1 M1.2, Macr.S_1, Parete Sud

Dall'analisi del meccanismo di ribaltamento semplice dei singoli paramenti risulta un α inferiore per il paramento interno: si avrà dunque il ribaltamento di entrambe le cortine.



Figura 6.10: Individuazione in pianta e schematizzazione del meccanismo M1.2 nel macroelemento S_1.

Anche in questo caso la spinta della volta va contrastata con l'inserimento di tiranti: si adottano gli stessi del meccanismo 1.1.

Il carico e la spinta delle volte vengono attribuite totalmente al paramento interno, il carico di copertura è invece per un terzo a quello esterno e due terzi all'interno.

Param.	h [m]	s [m]	y_G [m]	L [m]	P [kN]	V [m ³]	t [m]	N [kN]	F_v [kN]	F_H [kN]	T [kN]
esterno	6,70	0,30	3,33	7,40	278,20	13,91	0,037	26,33	0	0	103,6
interno		0,30	4,06		204,20	10,21	0,063	52,67	263,22	94,42	

L'arretramento t rispetto allo spigolo è quindi, da equazione (17):

$$t_{esterno} = \frac{2 \cdot \sum_i P_i}{3 \cdot f_m \cdot l} = 0,037 \text{ m} \quad t_{interno} = 0,063 \text{ m}$$

Il carico di solaio viene distribuito per un terzo al paramento esterno e per due terzi a quello interno. Il carico della volta viene invece attribuito totalmente al paramento interno.

Applicando poi il principio dei lavori virtuali si ottiene:

$$\alpha = \frac{P_1(d_{G1}-t_1)+N_1(d_{N1}-t_1)+P_2(d_{G2}-t_2)+N_2(d_{N2}-t_2)+F_v(d_{v2}-t_2)+Th_T-F_H h_v}{P_1 \cdot h_{G1}+P_2 \cdot h_{G2}+N_2 \cdot h+F_v \cdot h_v} = \frac{32,1}{3601,2} = 0,009 \quad (39)$$

Analisi cinematica lineare allo SLV

Considerando gli spostamenti orizzontali:

$$\delta_{x,N2}=1$$

$$\delta_{x,Fv}=0,75$$

$$\delta_{x,Pesterno}=0,50$$

$$\delta_{x,Pinterno}=0,61$$

Si ottiene la massa partecipante al cinematismo:

$$M^* = \frac{(P_1 \delta_{x,P1} + P_2 \delta_{x,P2} + N_2 \delta_{x,N2} + F_V \delta_{x,Fv})^2}{g \cdot (P_1 \delta_{x,P1}^2 + P_2 \delta_{x,P2}^2 + N_2 \delta_{x,N2}^2 + F_V \delta_{x,Fv}^2)} = 79,73$$

La frazione di massa partecipante è pari a:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum P_i} = \frac{g \cdot M^*}{P_1 + P_2 + N_2 + F_V} = 0,95$$

L'accelerazione sismica spettrale vale:

$$a_0^* = \frac{\alpha \cdot g}{e^*} = 0,092$$

Affinché il cinematismo risulti verificato e necessario controllare che l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo soddisfi entrambe le disuguaglianze:

$$a_0^* \geq \frac{a_{g(Pvr)} \cdot S}{q} = 1,11$$

$$a_0^* \geq \frac{S_{e(T_1)} \cdot \psi \cdot \gamma}{q} = 0$$

con $T_1=0,208$ $\psi(Z)=Z/H=0$ $\gamma=3N/(2N+1)=1$

La verifica risulta **NON soddisfatta**: la capacità del sistema analizzato è circa l'8% della domanda richiesta dalla normativa.

Analisi cinematica non lineare allo SLV

Per determinare il momento stabilizzante si faranno ruotare entrambi i paramenti attorno al loro centro di istantanea rotazione.

$$\begin{aligned} M_S &= P_1 R_{P1} \cos(\beta_{P1} + \vartheta_k) + P_2 R_{P2} \cos(\beta_{P2} + \varphi_k) + N_2 R_{N2} \cos(\beta_{N2} + \varphi_k) \\ &+ F_V R_F \cos(\beta_F + \varphi_k) + T R_T \cos(\beta_T + \varphi_k) + T R_T \cos(\beta_T + \vartheta_k) \\ &- F_H R_{FH} \cos(\beta_{FH} + \varphi_k) = 0 \end{aligned}$$

È possibile determinare gli angoli $\vartheta_{k,0}$ e $\varphi_{k,0}$ a cui corrisponde lo spostamento d_{k0} del punto di controllo considerato mediante relazioni geometriche. In questo caso poiché l'altezza dei paramenti è la stessa $\vartheta_{k,0} = \varphi_{k,0} = 0,03$

A questo punto è possibile ricavare d_{k0} :

$$h_{bar} = \frac{h_{G1} \cdot P_1 + h_{G2} \cdot P_2 + h_{N2} \cdot N_2 + h_{FV} \cdot F_V}{P_1 + P_1 + N + F_V} = 4,37 \text{ m}$$

$$d_{k,0} = h_{bar} \cdot \text{sen}(\vartheta_{k,0}) = 0,142 \text{ m}$$

Si ottengono quindi i seguenti spostamenti e il relativo periodo secante T_S :

$$d_0^* = d_{k,0} \cdot \frac{\sum P_i \delta_{x,i}^2}{\delta_{k,0} \sum P_i \delta_{x,i}} = 0,15 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,4 \cdot d_0^* = 0,06 \text{ m}$$

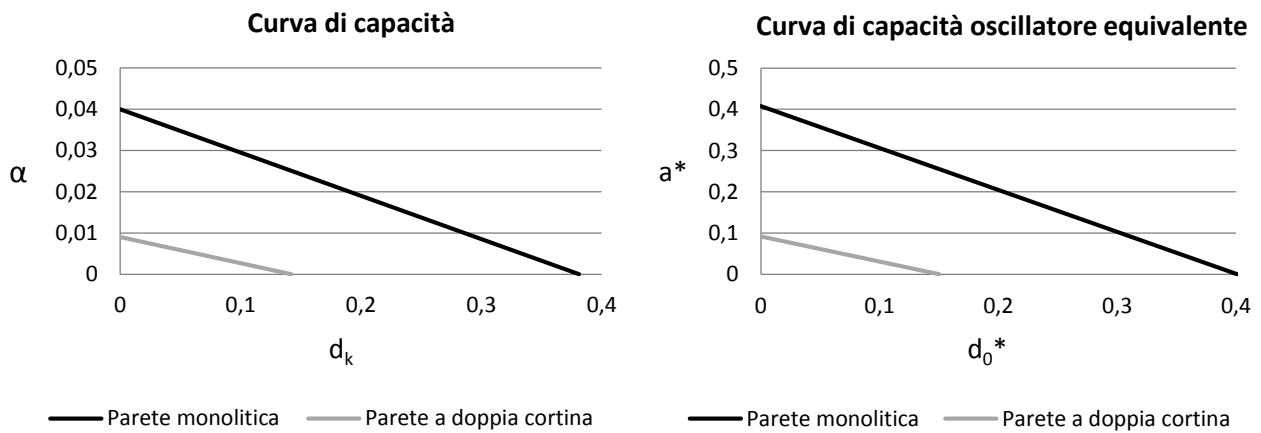
$$d_s^* = 0,4 \cdot d_u^* = 0,024 \text{ m}, \quad a_s^* = a_0^* \cdot \left(1 - \frac{d_s^*}{d_0^*}\right) = 0,078 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad \Rightarrow \quad T_S = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}} = 3,50 \text{ s}$$

Si ha:

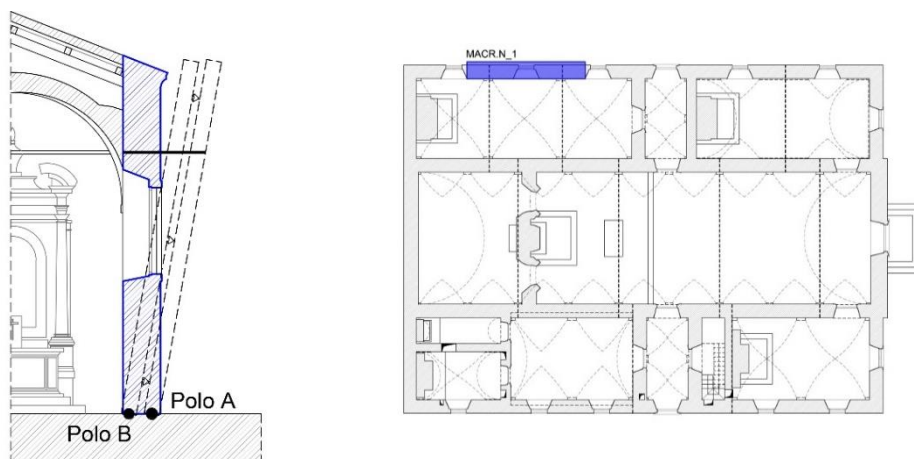
$$d_u^* \geq S_{De(T_S)} = 0,129$$

$$d_u^* \geq S_{De(T_1)} \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left(\frac{T_S}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_S}{T_1}\right)^2 + 0,02 \frac{T_S}{T_1}}} = 0$$

L'analisi non lineare risulta **non verificata**: la capacità di spostamento del sistema analizzato è circa il 46% della richiesta di spostamento. Vanno quindi previsti degli interventi.

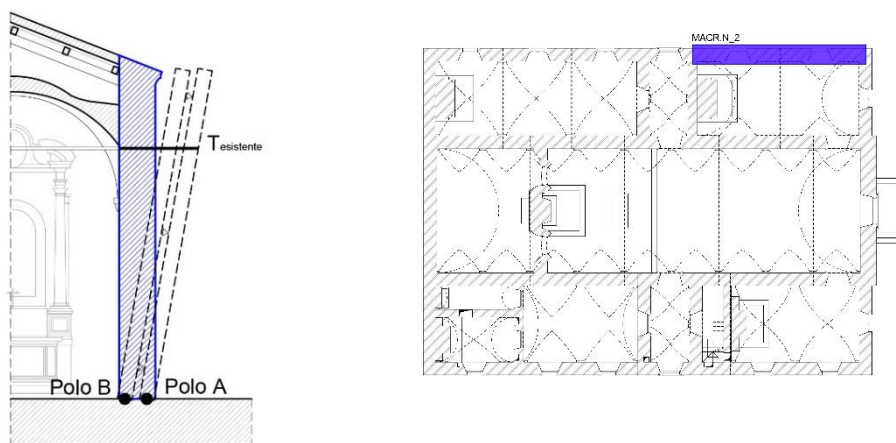


6.4.2.2 M1.2, Macr.N_1, Parete Nord



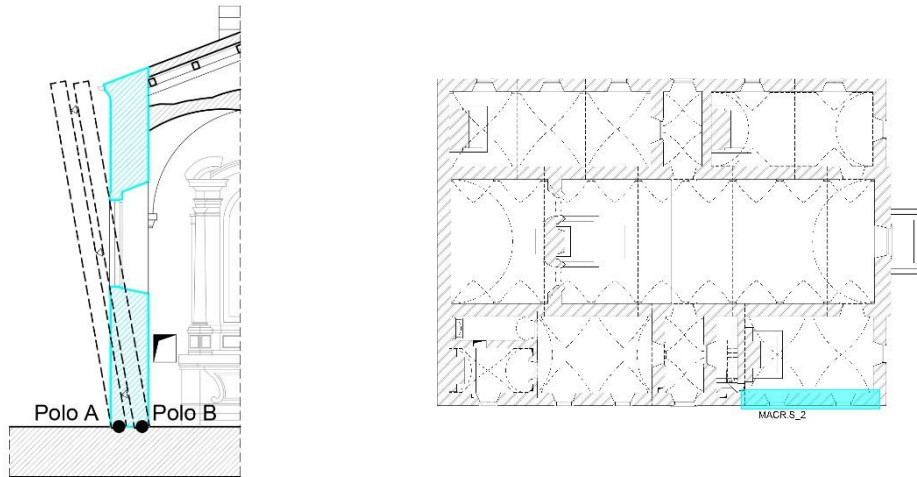
Param.	h [m]	s [m]	y_G [m]	L [m]	P [kN]	V [m ³]	t [m]	N [kN]	F_V [kN]	F_H [kN]	T [kN]
estern	6,70	0,30	3,36	6,5	254,8	12,74	0,03	23,2	0	0	74
interno		0,30	3,35	2	247,6	12,38	0,06	46,4	186,0	67,81	
Analisi Lineare							Analisi non lineare				
M_{stab} [kNm]	M_{rib} [kNm]	α	M^*	e^*	a^*_0	Esito verific	d^*_0 [m]	d^*_U [m]	d^*_s [m]	a^*_s [m/sec ²]	Esito verific
132,7	3056,	0,04	72,2	0,9	0,455	x	0,08	0,03	0,014	0,383	x

6.4.2.3 M1.2, Macr.N_2, Parete Nord



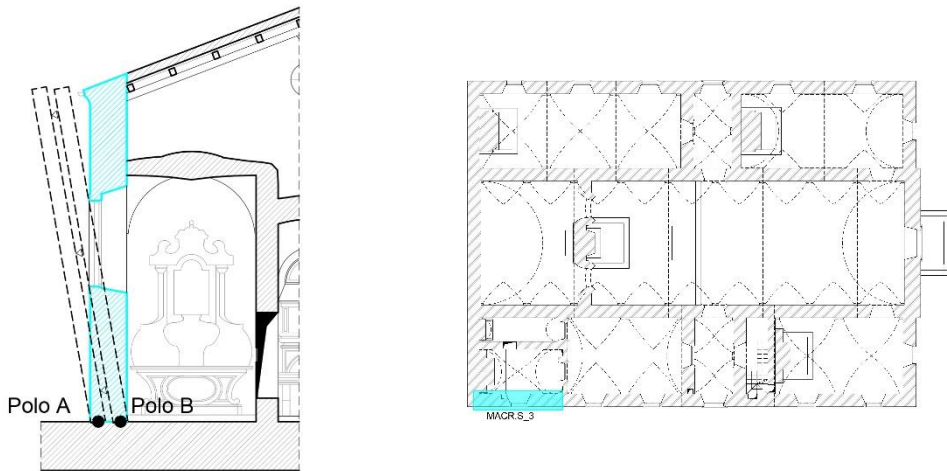
Param.	h [m]	s [m]	y_G [m]	L [m]	P [kN]	V [m ³]	t [m]	N [kN]	F_V [kN]	F_H [kN]	T [kN]
estern	6,70	0,30	3,48	10,2	408,6	20,43	0,03	34,7	0	0	59,02
interno		0,30	3,51	0	399,2	19,96	0,06	69,4	291,0	106,08	
Analisi Lineare							Analisi non lineare				
M_{stab} [kNm]	M_{rib} [kNm]	α	M^*	e^*	a^*_0	Esito verific	d^*_0 [m]	d^*_U [m]	d^*_s [m]	a^*_s [m/sec ²]	Esito verifi
26,4	4792,	0,00	116,5	0,95	0,058	x	0,10	0,04	0,016	0,048	x

6.4.2.4 M1.2, Macr. S_2, Parete Sud



Param.	h [m]	s [m]	y_G [m]	L [m]	P [kN]	V [m ³]	t [m]	N [kN]	F_V [kN]	F_H [kN]	T [kN]
estern	6,70	0,30	3,36	8,15	310,8	15,54	0,03	28,26	0	0	81,40
interno		0,30	3,38		300,6	15,03	0,07	56,53	289,9	103,99	
Analisi Lineare							Analisi non lineare				
M_{stab} [kNm]	M_{rib} [kNm]	α	M^*	e^*	a^*_{0}	Esito verific	d^*_{0} [m]	d^*_{u} [m]	d^*_{s} [m]	a^*_{s} [m/sec ²]	Esito verifi
13,20	4077,	0,00	94,19	0,94	0,034	x	0,12	0,050	0,020	0,028	x

6.4.2.5 M1.2, Macr. S_3, Parete Sud

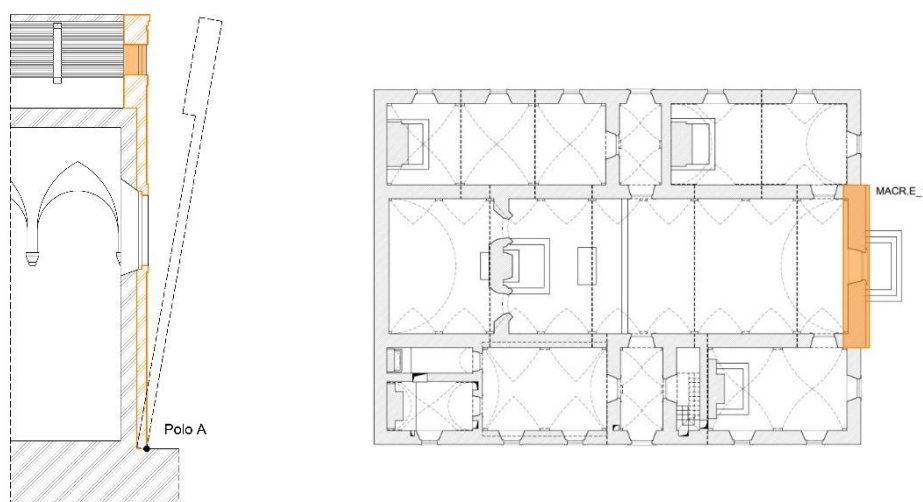


Param.	h [m]	s [m]	y_G [m]	L [m]	P [kN]	V [m ³]	t [m]	N [kN]	F_V [kN]	F_H [kN]	T [kN]
estern	6,52	0,30	3,26	5,26	196,8	9,84	0,03	18,23	0	0	22,2
interno		0,30	3,29		192,4	9,62	0,05	36,46	86,95	35,29	
Analisi Lineare							Analisi non lineare				
M_{stab} [kNm]	M_{rib} [kNm]	α	M^*	e^*	a^*_{0}	Esito verific	d^*_{0} [m]	d^*_{u} [m]	d^*_{s} [m]	a^*_{s} [m/sec ²]	Esito verifi
3,5	2030,	0,00	50,42	0,93	0,018	x	0,12	0,05	0,02	0,015	x

6.4.2.6 M1.2, Macr.E_1, Parete Est

Dal rilievo geometrico si può notare come la parte di parete al di sopra della volta della navata centrale si assottigli notevolmente. Ciò porta a supporre che, mentre la parte inferiore può essere a doppia cortina, la **parte superiore sia composta da un paramento unico**: si considera dunque il **carico** trasmesso da questa come **gravante sul paramento esterno inferiore P_{sup}** .

Viene valutato solo il ribaltamento della facciata relativa alla navata centrale in quanto dall'analisi dei meccanismi di ribaltamento di parete monolitica si è visto come sia quella con coefficiente di attivazione inferiore, inoltre dall'analisi del meccanismo di ribaltamento semplice dei singoli ribaltamenti risulta un α inferiore per il paramento esterno: si avrà dunque il ribaltamento della sola cortina esterna.



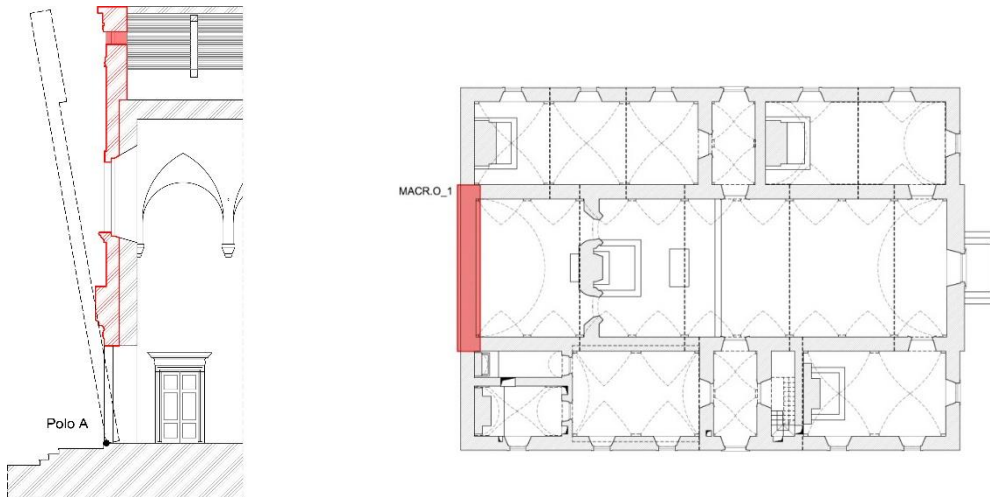
h [m]	s [m]	h_G [m]	d_G [m]	L [m]	P [kN]	V [m ³]	t [m]	N [kN]	F_V [kN]	F_H [kN]	P_{sup} [kN]
8,6	0,4	4,88	0,20	8,80	501,00	25,05	0,09	0	0	0	401,60
Analisi Lineare							Analisi non lineare				
M_{stab} [kNm]	M_{rib} [kNm]	α	M^*	e^*	a^*_0	Esito verifica	d^*_0 [m]	d^*_u [m]	d^*_s [m]	a^*_s [m/sec ²]	Esito verifica
141,4	5898,0	0,024	51,07	1,00	0,235	x	0,108	0,043	0,017	0,197	x

Poiché l'analisi lineare e non lineare risultano non verificate vanno previsti interventi per garantire la monoliticità della parete e successivamente si potranno considerare le soluzioni adottate per il ribaltamento di parete monolitica.

6.4.2.7 M1.2, Macr.O_1, Parete Ovest

Come per la parete est lo spessore della muratura si riduce al di sopra della volta e dunque il suo peso viene schematizzato come gravante sul paramento esterno inferiore.

Viene valutato il ribaltamento della sola parete relativa alla navata centrale in quanto ha α inferiore all'intera facciata e anche in questo caso dall'analisi del meccanismo di ribaltamento semplice dei singoli ribaltamenti risulta un α inferiore per il paramento esterno e si avrà dunque il ribaltamento della sola cortina esterna.



h	s	h_G	d_G	L	P	V	t	N	F_V	F_H	P_{sup}
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[m ³]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
8,60	0,30	4,04	0,15	8,80	371,40	18,57	0,08	0	0	0	440,20
Analisi Lineare						Analisi non lineare					
M_{stab}	M_{rib}	α	M^*	e^*	a^*_{o}	Esito verifica	d^*_{o}	d^*_{u}	d^*_{s}	a^*_{s}	Esito verifica
[kNm]	[kNm]						[m]	[m]	[m]	[m/sec ²]	
142,4	5286,2	0,027	37,86	1,00	0,264	x	0,067	0,027	0,011	0,222	x

Poiché nemmeno l'analisi non lineare è verificata vanno previsti interventi per garantire la monoliticità della parete e successivamente si potranno considerare le soluzioni adottate per il ribaltamento di parete monolitica.

6.4.3 M2.1 MECCANISMO DI RIBALTAMENTO COMPOSTO DI CUNEO DIAGONALE

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad assi in prevalenza orizzontali accompagnata dal trascinamento di parti delle strutture murarie appartenenti alle pareti di controvento.

In questo caso il ribaltamento interessa soltanto l'ultimo livello dell'edificio oppure porzioni di parete sottostanti la copertura.

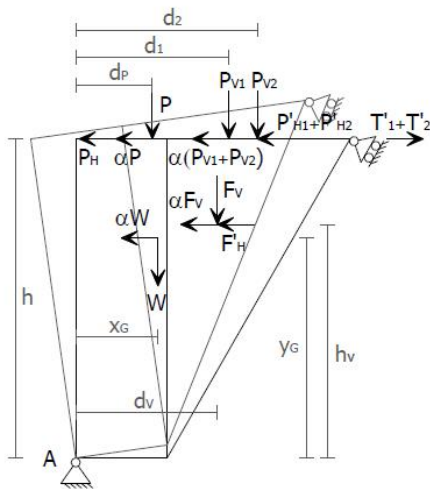


Figura 6.11: Schematizzazione di ribaltamento composto di cuneo diagonale.

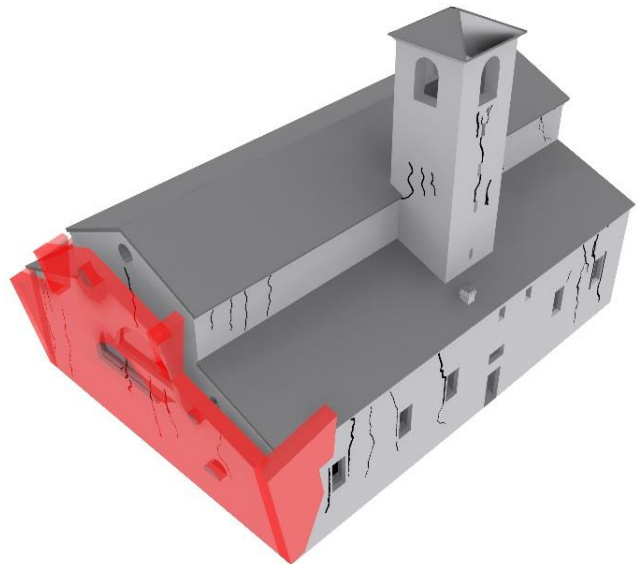


Figura 6.12: Individuazione tridimensionale del M2.1 nel Macro_0_2.

6.4.3.1 M2.1, Macro_0_2, Parete Ovest

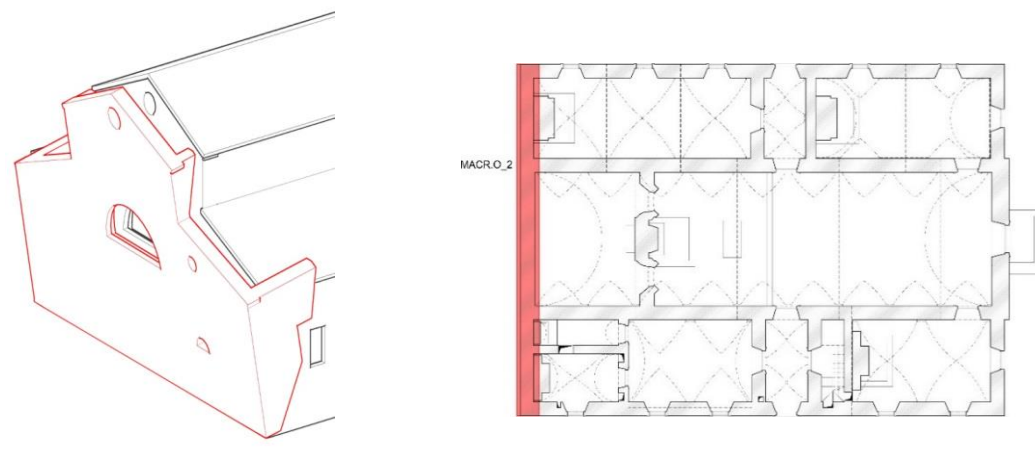


Figura 6.13: Individuazione in pianta e schematizzazione del meccanismo M2.1 nel macroelemento O_2.

Il meccanismo riguarda l'intera facciata che trascina con sé quattro cunei diagonali, due alla base in corrispondenza delle pareti delle navate laterali e due in sommità in corrispondenza delle pareti corrispondenti alla navata centrale. Questo meccanismo è favorito da un'efficace connessione con le murature ortogonali esterne e da una mancanza di ammorsamento con i muri interni di spina oltre che dalla cattiva coesione all'interno dei pannelli murari e dalla vicinanza delle aperture agli spigoli delle pareti nei muri ortogonali. Lo stato fessurativo suggerisce questo meccanismo come il più plausibile a verificarsi, si possono notare infatti lesioni diagonali che dagli spigoli della facciata ovest si allungano nelle facciate nord e sud a formare dei cunei.

Per l'analisi dei carichi è necessario quindi determinare i pesi agenti sulla facciata ovest ma anche quelli relativi ai cunei, sui quali agisce anche le spinte delle volte e della copertura.

Si indicano con:

V	volume della parete
L	larghezza dell'elemento
d_G	distanza orizzontale del baricentro della parete rispetto alla cerniera cilindrica
d_F	distanza orizz. della risultante delle forze della volta rispetto alla cerniera cilindrica
d_N	distanza orizz. della risultante del carico di copertura rispetto alla cerniera cilindrica
h_G	quota del baricentro della parete
h_V	quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte
h_N	quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da carichi di copertura
P	peso proprio della parete
N	carico trasmesso dalle coperture
F_V	componente verticale della spinta delle volte

Elem.	V [m ³]	L [m]	d_G [m]	d_F [m]	d_N [m]	h_G [m]	h_V [m]	h_N [m]	P [kN]	N [kN]	F_V [kN]
Parete	135,25	19,20	0,38	0,00	0,00	5,18	0,00	0,00	2705,0	0,0	0,00
cuneo a	0,62	1,54	0,98	1,12	0,61	10,44	0,00	11,33	12,4	17,2	0,00
cuneo b	9,21	4,06	1,88	2,38	1,87	4,29	4,40	6,65	184,2	44,4	55,5
cuneo c	0,63	1,54	0,98	1,12	0,61	10,44	0,00	11,33	12,6	17,2	0,00
cuneo d	9,46	5,10	2,04	2,90	2,39	4,55	5,00	6,65	189,2	54,5	125,5

$$\alpha = \frac{P_1 d_{G1} + P_a d_{Ga} + P_b d_{Gb} + P_c d_{Gc} + P_d d_{Gd} + F_{Vb} d_{Fb} + F_{Vd} d_{Fd} + N_a d_{Na} + N_b d_{Nb} + N_c d_{Nc} + N_d d_{Nd}}{P_1 h_{G1} + P_a h_{Ga} + P_b h_{Gb} + P_c h_{Gc} + P_d h_{Gd} + F_{Vb} d_{Vb} + F_{Vd} h_{Va} + N_a h_{Na} + N_b h_{Nb} + N_c h_{Nc} + N_d h_{Nd}}$$

$$= \frac{1988,97}{17843,4} = 0,111 \quad (40)$$

Analisi cinematica lineare allo SLV

$$M^* = \frac{(\sum P_i \cdot \delta_{x,i})^2}{g \cdot \sum P_i \cdot \delta_{x,i}^2} = 339,4$$

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum P_i} = 0,974$$

$$a_0^* = \frac{\alpha \cdot g}{e^* \cdot FC} = 1,12$$

Si verificano le disuguaglianze:

$$a_0^* \geq \frac{a_{g(Pvr)} \cdot S}{q} = 1,11$$

$$a_0^* \geq \frac{S_{e(T_1)} \cdot \psi \cdot \gamma}{q} = 0$$

con $T_1=0,349s$ $\psi(Z)=Z/H=0$ $\gamma=3N/(2N+1)=1,2$

La verifica risulta **soddisfatta**.

6.4.3.2 M2.1, Macr.O_3, Parete Ovest Alta

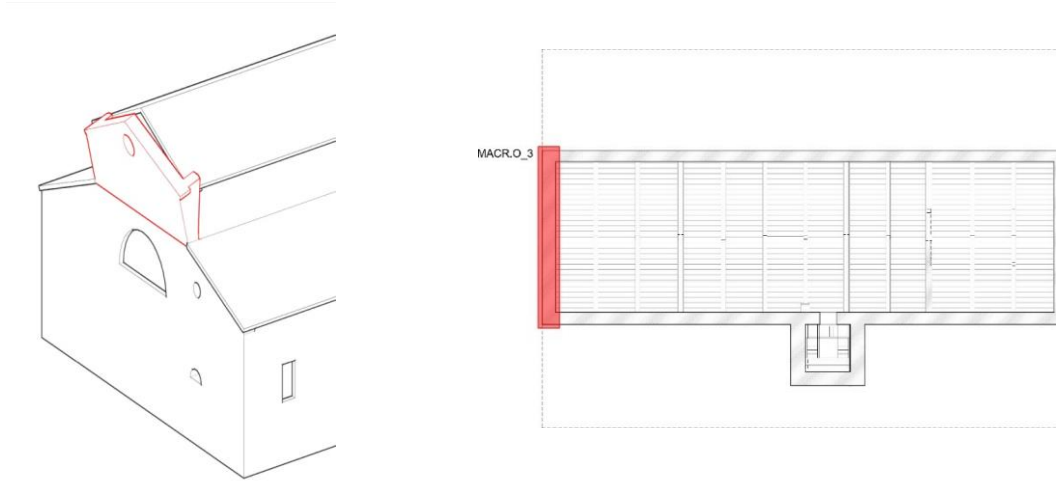


Figura 6.14: Individuazione in pianta e schematizzazione del meccanismo M2.1 nel macroelemento O_3.

In questo caso si considera che ribalti soltanto la porzione sommitale della facciata corrispondente alla navata centrale trascinando con sé i due cunei corrispondenti.

L'attivazione di questo meccanismo non è molto probabile in quanto non vi sono lesioni orizzontali in corrispondenza della quota a cui dovrebbe crearsi la cerniera.

Per la valutazione del coefficiente di attivazione e per l'analisi lineare si procede come nel caso precedente.

Elem.	V [m ³]	L [m]	d _G [m]	d _N [m]	h _G [m]	h _N [m]	P [kN]	N [kN]
Parete	19,81	7,67	0,35	0,00	1,89	0,00	396,2	0,00
cuneo a	1,46	1,40	0,52	0,64	1,51	2,65	29,2	14,68
cuneo b	1,46	1,40	0,52	0,64	1,51	2,65	29,2	14,68

$$\alpha = \frac{P_1 d_{G1} + P_a d_{Ga} + P_b d_{Gb} + N_a d_{Na} + N_b d_{Nb}}{P_1 h_{G1} + P_a h_{Ga} + P_b h_{Gb} + N_a h_{Na} + N_b h_{Nb}} = \frac{162,10}{914,8} = 0,177 \quad (41)$$

Analisi cinematica lineare allo SLV

$$M^* = \frac{(\sum P_i \cdot \delta_{x,i})^2}{g \cdot \sum P_i \cdot \delta_{x,i}^2} = 48,6$$

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum P_i} = 0,986$$

$$a_0^* = \frac{\alpha \cdot g}{e^*} = 1,76$$

Si verificano le disuguaglianze:

$$a_0^* \geq \frac{a_{g(Pvr)} \cdot S}{q} = 1,11$$

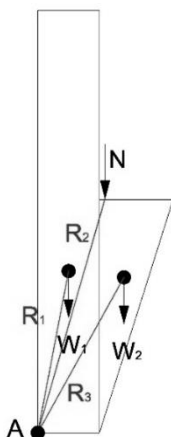
$$a_0^* \geq \frac{S_{e(T_1)} \cdot \psi \cdot \gamma}{q} = 2,096$$

con $T_1=0,349s$ $\psi(Z)=Z/H=0,64$ $\gamma=3N/(2N+1)=1,2$

La verifica risulta **NON soddisfatta**: la capacità del sistema analizzato è circa l'84% della domanda richiesta dalla normativa.

Analisi cinematica non lineare allo SLV

Sia i cunei che la parete ruotano attorno allo stesso polo A rispetto al quale si valutano i raggi e gli angoli β :



$$M_S = P_1 R_{P1} \cos(\beta_{P1} + \vartheta_k) + P_a R_{Pa} \cos(\beta_{Pa} + \vartheta_k) + P_b R_{Pb} \cos(\beta_{Pb} + \vartheta_k) + N_a R_{Na} \cos(\beta_{Na} + \vartheta_k) + N_b R_{Nb} \cos(\beta_{Nb} + \vartheta_k) = 0$$

con $\vartheta_{k,0}=0,17 \text{ rad}$ $d_{k,0} = h_{bar} \cdot \text{sen}(\vartheta_{k,0}) = 0,315 \text{ m}$

Si ottengono quindi gli spostamenti e il relativo periodo secante T_S :

$$d_0^* = d_{k,0} \cdot \frac{\sum P_i \delta_{x,i}^2}{\delta_{k,0} \sum P_i \delta_{x,i}} = 0,513 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,4 \cdot d_0^* = 0,205 \text{ m}$$

$$d_s^* = 0,4 \cdot d_u^* = 0,082 \text{ m}, \quad a_s^* = a_0^* \cdot \left(1 - \frac{d_s^*}{d_0^*}\right) = 1,482 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \Rightarrow$$

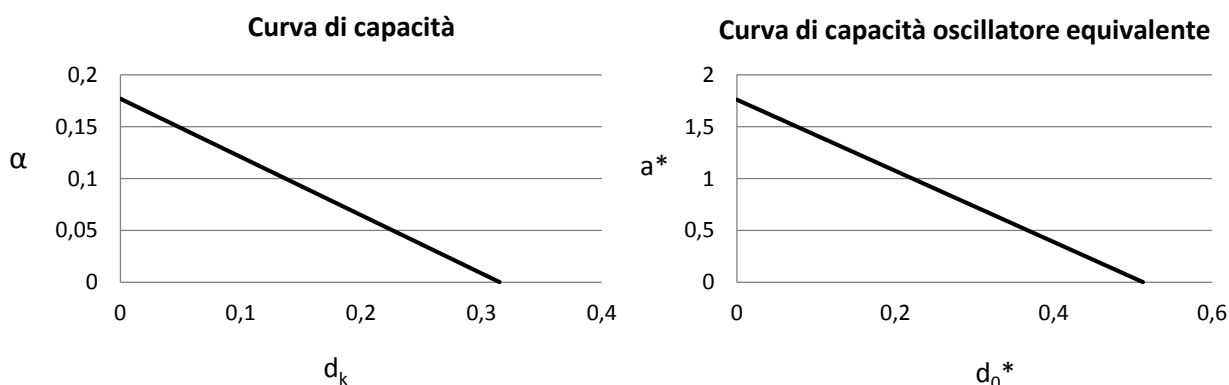
$$T_S = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}} = 1,48s$$

Si ha:

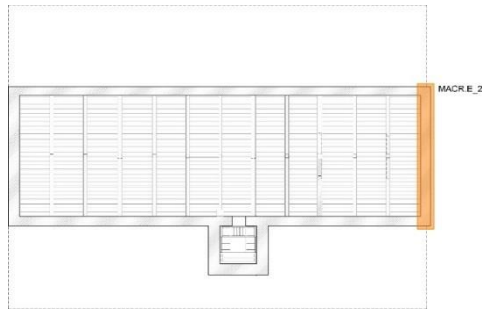
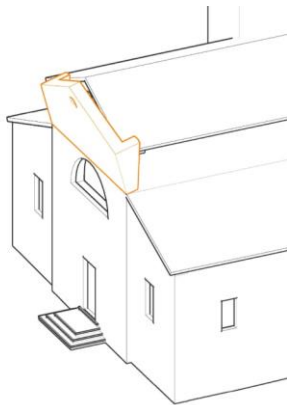
$$d_u^* \geq S_{De(T_s)} = 0,081$$

$$d_u^* \geq S_{De(T_1)} \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \frac{T_s}{T_1}}} = 0,072$$

L'analisi non lineare risulta **soddisfatta**: la capacità di spostamento del sistema analizzato è il 253% della richiesta di spostamento.

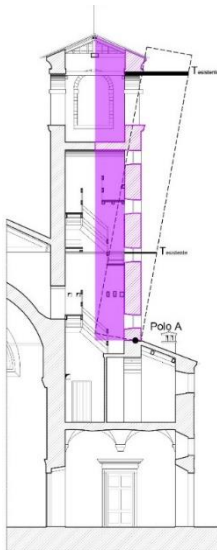


6.4.3.3 M2.1, Macr.E_2, Parete Est Alta

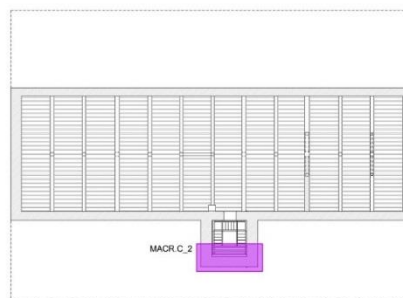


Elem.	V [m ³]	L [m]	d _G [m]	d _N [m]	h _G [m]	h _N [m]	P [kN]	N [kN]	t [m]
Parete	19,24	7,68	0,32	0,0	2,02	0	384,8	0	0,056
cuneo a	1,61	1,45	0,55	0,725	1,63	2,85	32,2	15,2	
cuneo b	1,61	1,45	0,55	0,725	1,63	2,85	32,2	15,2	
Analisi Lineare						Analisi non lineare			
M _{stab} [kNm]	M _{rib} [kNm]	α	M*	a* ₀	Esito verifica	d* ₀ [m]	d* _u [m]	d* _s [m]	Esito verifica
151,71	968,7	0,157	48,1	1,56	x	0,461	0,184	0,074	✓

6.4.3.4 M2.1, Macr.C_2, Metà Campanile Lato Sud



Poiché il campanile è una struttura più vulnerabile rispetto all'edificio vero e proprio si è eseguita un'analisi ulteriore rispetto a quelle indicate nelle Schede illustrative che prevede il ribaltamento della facciata sud con metà delle facciate ad essa perpendicolari.



h [m]	S _{sud} [m]	S _{lateral} [m]	y _G [m]	P [kN]	V [m ³]	N _{sud} [kN]	N _{laterale} [kN]	F _V [kN]	F _H [kN]	T [kN]
11,60	0,7	0,75	5,63	905,4	45,27	10,43	5,22	36,07	83,35	29,6
Analisi Lineare										
M _{stab} [kNm]	M _{rib} [kNm]	α	M*	e*	a* ₀	Esito verifica				
1079,43	5635,15α	0,192	95,49	0,97	1,44	✓				

6.4.4 M2.2 MECCANISMO DI RIBALTAMENTO DEL CANTONALE

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di un cuneo di distacco, delimitato da superfici di frattura ad andamento diagonale nelle pareti concorrenti nelle angolature libere, rispetto ad una cerniera posta alla base dello stesso.

Meccanismi di questo tipo sono frequenti in edifici che presentano spinte concentrate in testa ai cantonali dovute in particolar modo ai carichi trasmessi dai puntoni dei tetti a padiglione. Si suppone che il ribaltamento avvenga nella direzione di spinta del puntone e che il cinematismo sia definito dalla rotazione del macroelemento individuato intorno ad un asse perpendicolare al piano verticale che per il baricentro dell'angolata e per la cerniera suddetta (A).

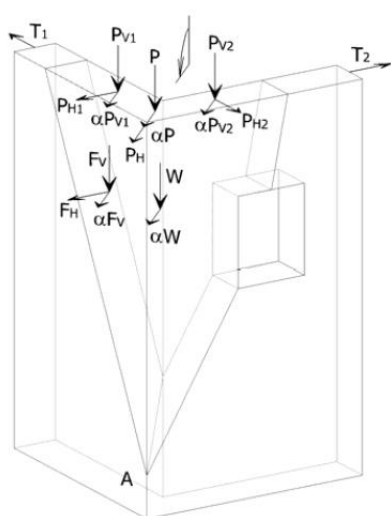


Figura 6.15: Schematizzazione di ribaltamento del cantonale.

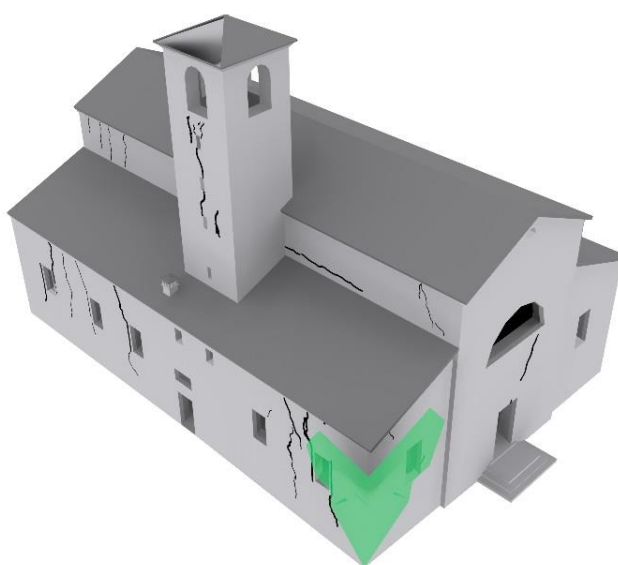


Figura 6.16: Individuazione tridimensionale del M2.2 nel Macr.A_3.

6.4.4.1 M2.2, Macr.A_3, Cantonale Sud-Est

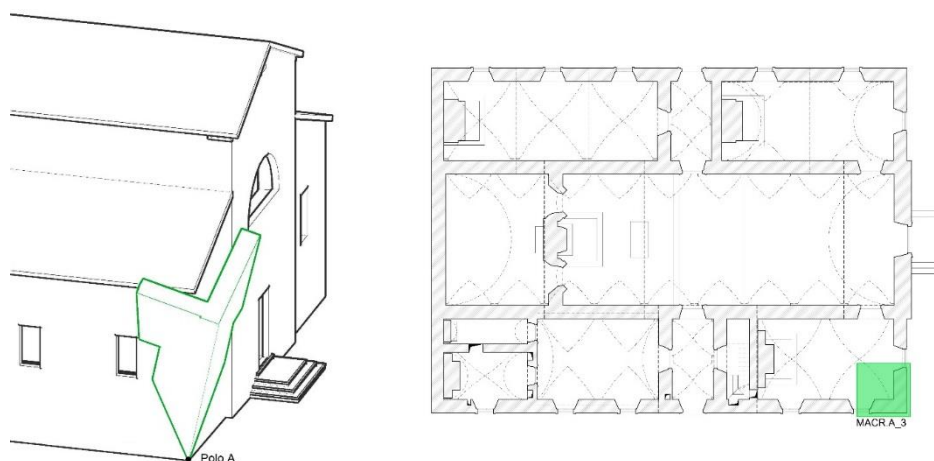


Figura 6.17: Individuazione in pianta e schematizzazione del meccanismo M2.2 nel macroelemento A_3.

L'effettivo realizzarsi di questo fenomeno è notevolmente favorito da una cattiva coesione all'interno dei pannelli murari e dalla vicinanza delle aperture agli spigoli delle pareti. Vi sono inoltre su uno dei due lati del cantonale la spinta della volta e della copertura. Lo stato fessurativo evidenziato nel Capitolo IV rende plausibile l'attivazione di questo meccanismo.

Si è supposto che il ribaltamento si manifesti lungo il piano jk che congiunge il baricentro dell'angolata e la cerniera A posta alla base dello spigolo, dove k rappresenta l'altezza. Tutte le forze orizzontali agenti andranno quindi scomposte per ottenere la risultante nel piano del ribaltamento. La spinta della volta F'_H sarà quindi pari a $F_H \cdot \sin\beta$ dove β è l'angolo che si crea fra il piano di ribaltamento e la parete interessata dalla forza orizzontale.

Lo sforzo normale agirà a metà della lunghezza della parete interessata ed allo stesso modo la spinta verticale della volta. Il peso proprio della parete sarà invece applicato al baricentro totale dell'angolata.

Le forze verticali avranno come braccio orizzontale quello relativo al piano di ribaltamento.

-	h [m]	s [m]	d_G [m]	h_G [m]	d_v [m]	d_N [m]	h_v [m]	L [m]	V [m ³]	P [kN]	β	N [kN]	F_V [kN]	F'_H [kN]
1	7,34	0,75	1,32	4,95	1,87	1,67	5,58	4,04	20,66	413,2	49°	46,0	87,1	23,6
2	8,92	0,75			0	0	0	4,03				0,0	0,0	0,0

Il momento stabilizzante è dato dalla sommatoria delle forze verticali agenti moltiplicate per il loro braccio valutato lungo j . Il momento instabilizzante è invece dato dalla sommatoria delle forze verticali agenti moltiplicate per il coefficiente di attivazione α e il loro braccio valutato lungo k , e dalla spinta orizzontale della volta moltiplicata per il braccio sempre lungo k .

Da ciò si ricava il coefficiente di attivazione:

$$\alpha = \frac{P \cdot d_G + N \cdot d_N + F_V \cdot d_v - F'_H \cdot h_v}{P \cdot h_G + N \cdot h + F_V \cdot h_v} = \frac{653,5}{2868,9} = 0,228 \quad (42)$$

Analisi cinematica lineare

Considerando un atto di rotazione virtuale della parete attorno alla cerniera A, con rotazione Ψ e spostamento virtuale del baricentro della copertura come punto di spostamento di controllo unitario $\delta_{j,N}=1$, si possono ricavare le espressioni degli altri spostamenti orizzontali:

Peso proprio $\delta_{j,P}=0,67$

Spinta verticale volta $\delta_{j,F_V}=0,76$

Si può ora calcolare la massa partecipante al cinematismo:

$$M^* = \frac{(\sum P_i \cdot \delta_{j,i})^2}{g \cdot \sum P_i \cdot \delta_{j,i}^2} = 54,79$$

La frazione di massa partecipante è pari a:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum P_i} = 1,30$$

L'accelerazione sismica spettrale tiene conto del fattore di confidenza FC

$$a_0^* = \frac{\alpha \cdot g}{e^* \cdot FC} = 1,272$$

Affinchè il cinematismo risulti verificato e necessario controllare che l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo soddisfi entrambe le disuguaglianze:

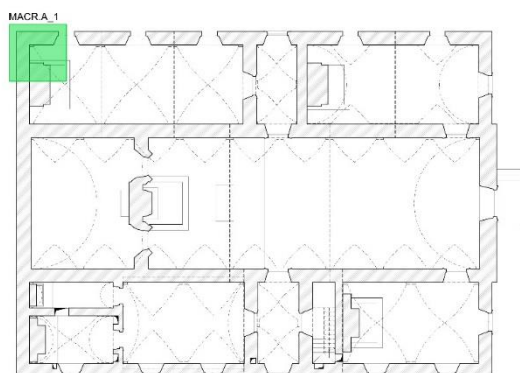
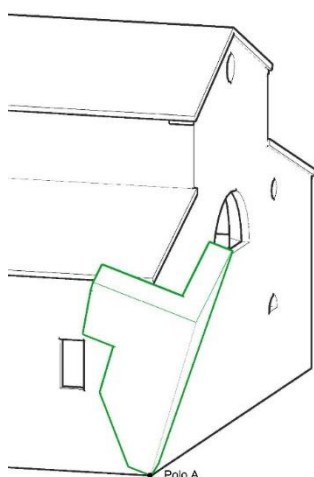
$$a_0^* \geq \frac{a_{g(Pvr)} \cdot S}{q} = 1,11$$

$$a_0^* \geq \frac{S_{e(T_1)} \cdot \psi \cdot \gamma}{q} = 0$$

con $T_1=0,235$ $\psi(Z)=Z/H=0$ $\gamma=3N/(2N+1)=1$

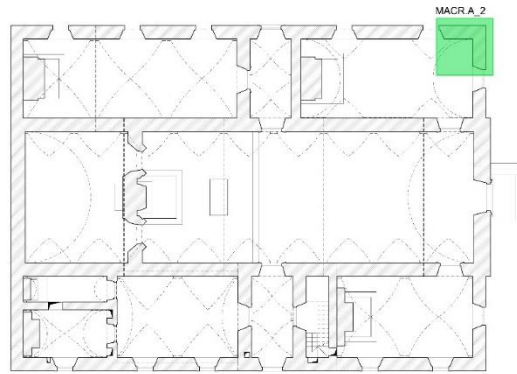
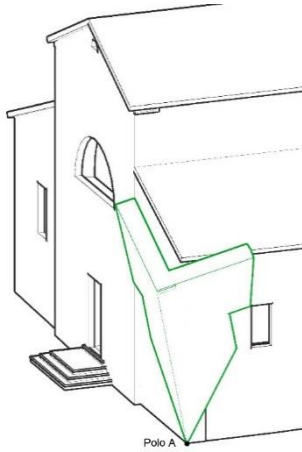
La verifica risulta soddisfatta.

6.4.4.2 M2.2, Macr.A_1, Cantonale Nord-Ovest



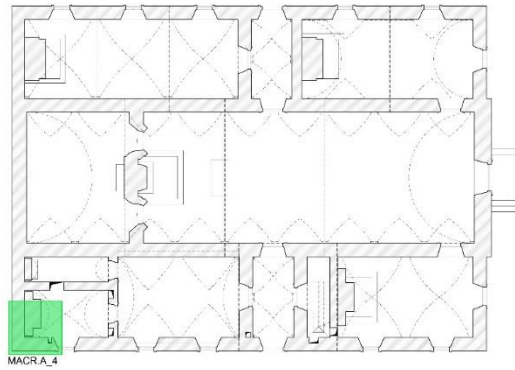
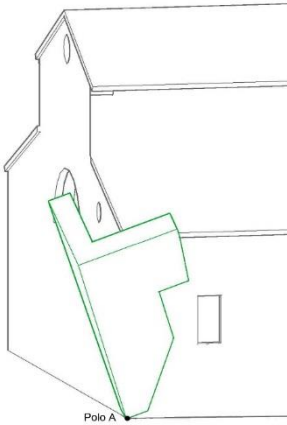
Cuneo.	h [m]	d_G [m]	y_G [m]	L_v [m]	P [kN]	V [m ³]	Angolo ribaltam.	N [kN]	F_v [kN]	F'_H [kN]	T [kN]
1	6,65	1,06	3,97	1,61	234,4	11,72	26°	30,5	45,9	7,3	0
2	7,21			0				0,00	0,00	0,00	0
Analisi Lineare											
M_{stab} [kNm]	M_{rib} [kNm]	α	M^*	e^*	a^*_{0}	Esito verifica					
331,5	1363,3	0,243	30,59	1,28	1,380	✓					

6.4.4.3 M2.2, Macr.A_2, Cantonale Nord-Est



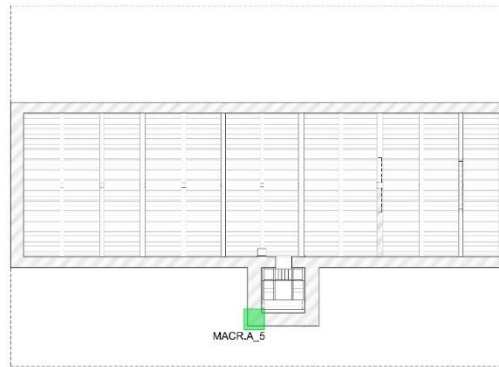
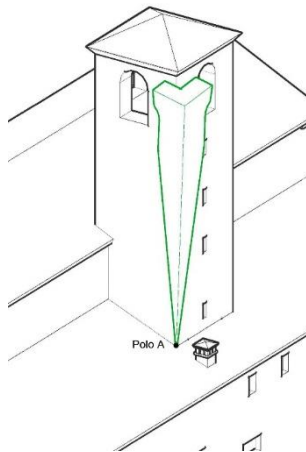
Cuneo.	h [m]	d_G [m]	y_G [m]	L_v [m]	P [kN]	V [m ³]	Angolo ribaltam.	N [kN]	F_v [kN]	F'_H [kN]	T [kN]
1	7,41	1,39	4,16	1,53	494,0	24,70	41°	19,7	43,7	10,4	0
2	8,95			0				0,00	0,00	0,00	0
Analisi Lineare											
M_{stab} [kNm]	M_{rib} [kNm]	α	M^*	e^*	a^*_0	Esito verifica					
713,4	2459,7	0,29	55,25	1,10	1,921	✓					

6.4.4.4 M2.2, Macr.A_4, Cantonale Sud-Ovest



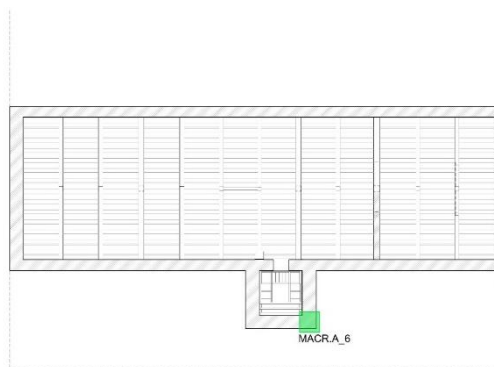
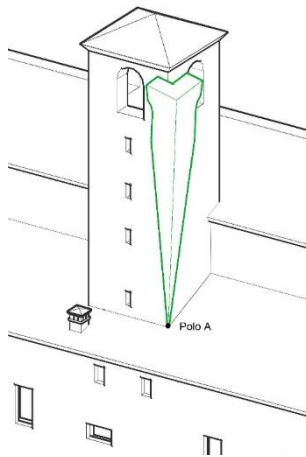
Cuneo.	h [m]	d_G [m]	y_G [m]	L_v [m]	P [kN]	V [m ³]	Angolo ribaltam.	N [kN]	F_v [kN]	F'_H [kN]	T [kN]
1	6,79	1,31	4,39	1,70	370,2	18,51	34°	41,0	28,1	6,4	0
2	7,87			0				0,00	0,00	0,00	0
Analisi Lineare											
M_{stab} [kNm]	M_{rib} [kNm]	α	M^*	e^*	a^*_0	Esito verifica					
586,9	2026,9	0,29	43,78	1,16	1,814	✓					

6.4.4.5 M2.2, Macr.A_5, Cantonale Campanile Sud-Ovest



Cuneo.	h [m]	d_G [m]	y_G [m]	L_v [m]	P [kN]	V [m ³]	Angolo ribaltam.	N [kN]	F_v [kN]	F'_H [kN]	T [kN]
1	11,60	0,76	7,0	0,60	251,2	12,56	44°	5,7	8,7	12,5	29,6
2	11,60			0				5,9	0,00	0,00	29,6
Analisi Lineare											
M_{stab} [kNm]	M_{rib} [kNm]	α	M^*	e^*	a^*_0	Esito verifica					
881,6	1964,6	0,449	27,21	0,98	3,317	✓					

6.4.4.6 M2.2, Macr.A_5, Cantonale Campanile Sud-Est



Cuneo.	h [m]	d_G [m]	y_G [m]	L_v [m]	P [kN]	V [m ³]	Angolo ribaltam.	N [kN]	F_v [kN]	F'_H [kN]	T [kN]
1	11,60	0,72	8,72	0,41	228,8	11,44	47°	5,3	6,0	9,0	29,6
2	11,60			0				6,1	0,00	0,00	29,6
Analisi Lineare											
M_{stab} [kNm]	M_{rib} [kNm]	α	M^*	e^*	a^*_0	Esito verifica					
863,6	2177,0	0,397	24,98	1	2,897	✓					

6.4.5 M3.1 MECCANISMO DI FLESSIONE VERTICALE DI PARETE MONOLITICA

Il meccanismo si manifesta con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano.

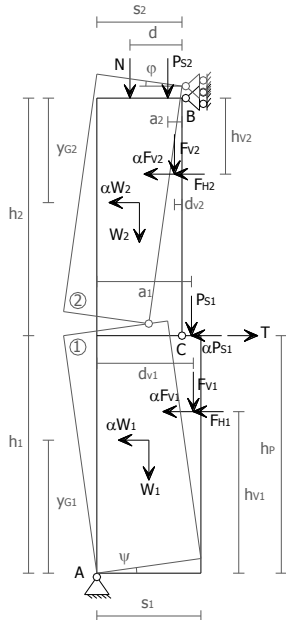


Figura 6.19: Schematizzazione di flessione verticale parete monolitica.

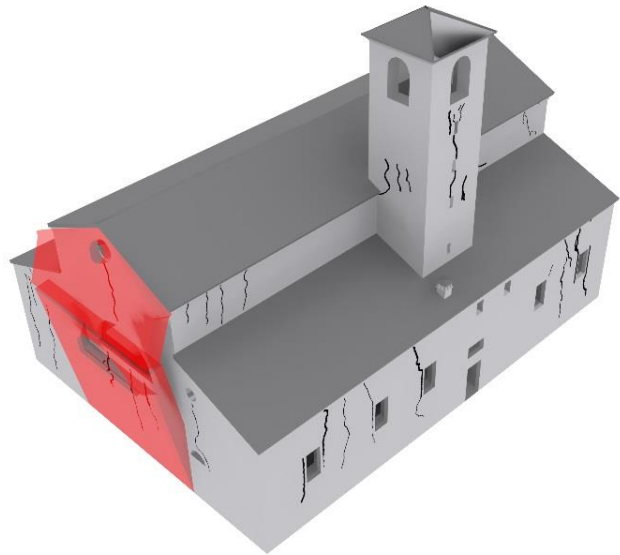


Figura 6.18: Individuazione tridimensionale del M3.1 nel Macr.O_1.

6.4.5.1 M3.1, Macr.O_1, Parete Ovest

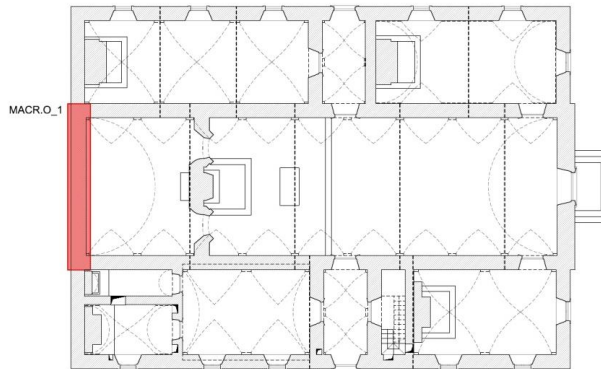
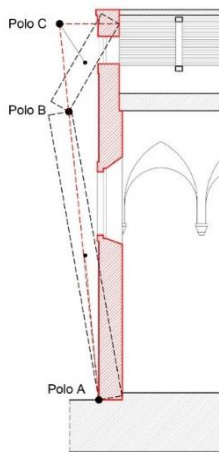


Figura 6.20: Individuazione in pianta e schematizzazione del meccanismo M3.1 nel macroelemento 0_1.

Il cinematiso potrebbe verificarsi in quanto la volta non è ammortata alla muratura, come indicato dalle lesioni.

Parete	h [m]	s [m]	h_G [m]	L [m]	P [kN]	V [m ³]	H_{tot} [m]	N [kN]	F_V [kN]	F_H [kN]	T [kN]
1	8,58	0,80	4,10	8,05	981,0	49,05	13,36	0	0	0	0
2	4,68	0,70	1,87		411,6	20,58		0	0	0	0

L'altezza di formazione della cerniera cilindrica si ipotizza in corrispondenza della discontinuità nello spessore della muratura, corrispondente anche al punto in cui si innesta la volta.

Per poter applicare il principio dei lavori virtuali occorre imporre uno spostamento η arbitrario al polo B e determinare di conseguenza l'angolo ϑ di rotazione della parte inferiore di parete e l'angolo φ , in funzione di ϑ , di rotazione della parte superiore di parete:

$$\eta = h_1 \cdot \vartheta = h_2 \cdot \varphi \quad (43)$$

$$\Leftrightarrow \varphi = \frac{h_1}{h_2} \vartheta \quad (44)$$

In questo modo si possono determinare gli spostamenti virtuali, $\delta_{x,i}$ in direzione x e $\delta_{y,i}$ in direzione y, dei baricentri delle murature dove è applicata la massa e dei punti di applicazione dei carichi. Gli spostamenti in direzione x si ottengono moltiplicando la componente in y del punto di applicazione della forza, rispetto alla cerniera, per la rotazione relativa; analogamente, gli spostamenti in direzione y si ottengono moltiplicando la componente in x del punto di applicazione della forza, sempre relativo alla cerniera, per la rotazione relativa.

$$\delta_{x,P1} = h_{G1}\vartheta \quad \delta_{x,P2} = h_{G1}\vartheta - h_{G2}\varphi \quad \delta_{y,P1} = d_{G1}\vartheta \quad \delta_{y,P2} = s_1\vartheta + d_{G2}\varphi$$

A questo punto si applica il principio dei lavori virtuali:

$$\sum F_i \cdot \delta_i = 0 \quad (45)$$

Convenzionalmente vengono considerati positivi i termini in cui la forza è concorde al verso di rotazione e negativi quelli in cui la forza è discorde.

Il coefficiente di collasso vale quindi:

$$\alpha = \frac{P_1\delta_{y1} + P_2\delta_{y2}}{P_1\delta_{x1} + P_2\delta_{x2}} = \frac{985,59}{6139,2} = 0,161 \quad (46)$$

Analisi cinematica lineare allo SLV

$$M^* = \frac{(P_1\delta_{x,P1} + P_2\delta_{x,P2})^2}{g \cdot (P_1\delta_{x,P1}^2 + P_2\delta_{x,P2}^2)} = 140,29$$

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{(P_1 + P_2)} = 0,99$$

$$a_0^* = \frac{\alpha \cdot g}{e^* \cdot FC} = 1,18$$

Si verificano le disuguaglianze:

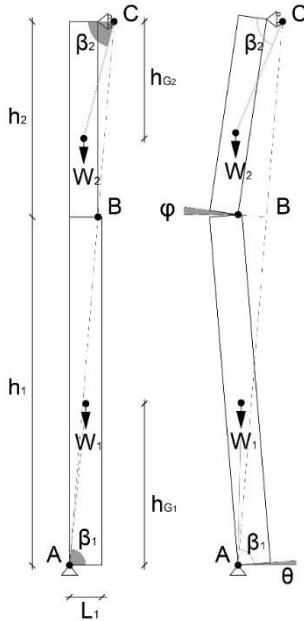
$$a_0^* \geq \frac{a_{g(Pvr)} \cdot S}{q} = 1,11$$

$$a_0^* \geq \frac{S_{e(T_1)} \cdot \psi \cdot \gamma}{q} = 1,625$$

con $T_1=0,349$ $\psi(Z)=Z/H=0,5$ $\gamma=3N/(2N+1)=1,2$

La verifica risulta **NON soddisfatta**: la capacità del sistema analizzato è circa il 73% della domanda richiesta dalla normativa.

Analisi cinematica non lineare allo SLV



Ognuna delle due parti di parete ruota attorno al suo centro di istantanea rotazione: la parete inferiore di un angolo $\beta_1 + \vartheta$ e la parte superiore di un angolo $\beta_2 + \varphi = \beta_2 + \frac{h_1}{h_2} \vartheta$.

Il raggio corrispondente sarà quello che congiunge il polo di applicazione della forza al CIR della parete corrispondente e i momenti risultanti avranno verso opposto.

$$\begin{aligned} M_S &= P_1 R_{P1} \cos(\beta_{P1} + \vartheta_k) - P_2 R_{P2} \cos(\beta_{P2} + \varphi_k) \\ &= P_1 R_{P1} \cos(\beta_{P1} + \vartheta_k) - P_2 R_{P2} \cos\left(\beta_{P2} + \frac{h_1}{h_2} \vartheta_k\right) = 0 \end{aligned}$$

con $\vartheta_{k,0} = 0,03 \text{ rad}$

Il punto di controllo per cui valutare lo spostamento viene nel baricentro riferito all'intero meccanismo, ossia parete inferiore e superiore valutate assieme:

$$d_{k,0} = h_{bar} \cdot \text{sen}(\vartheta_{k,0}) = 0,384 \text{ m}$$

Si ottengono quindi gli spostamenti e il relativo periodo secante T_S :

$$d_0^* = d_{k,0} \cdot \frac{\sum P_i \delta_{x,i}^2}{\delta_{k,0} \sum P_i \delta_{x,i}} = 0,448 \text{ m}$$

$$d_u^* = 0,4 \cdot d_0^* = 0,179 \text{ m}$$

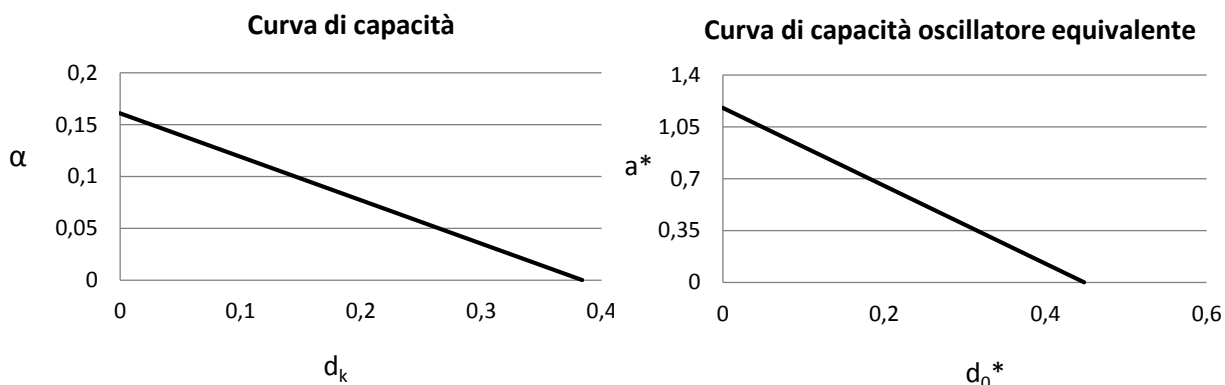
$$d_s^* = 0,4 \cdot d_u^* = 0,072 \text{ m}, \quad a_s^* = a_0^* \cdot \left(1 - \frac{d_s^*}{d_0^*}\right) = 0,992 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad \Leftrightarrow \quad T_S = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}} = 1,69 \text{ s}$$

Si ha:

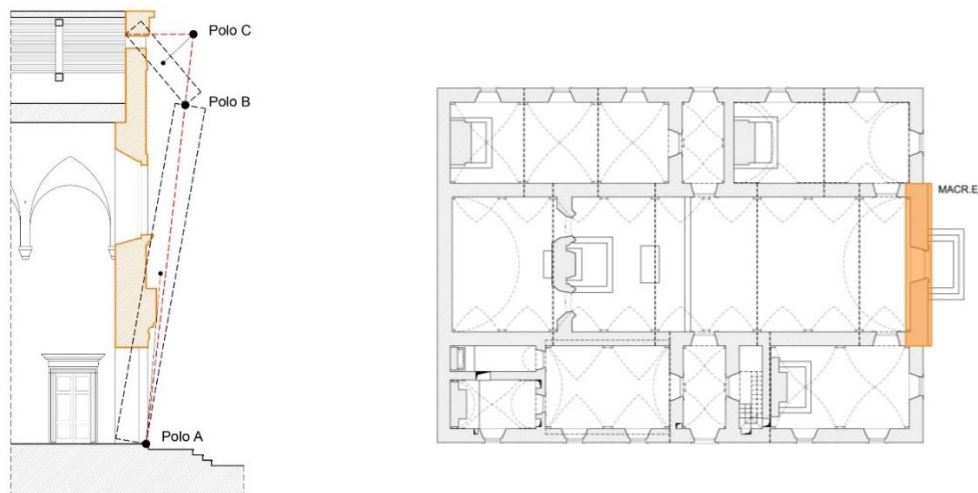
$$d_u^* \geq S_{De}(T_S) = 0,092$$

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left(\frac{T_S}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_S}{T_1}\right)^2 + 0,02 \frac{T_S}{T_1}}} = 0,061$$

L'analisi non lineare risulta **verificata**: la capacità di spostamento del sistema analizzato è circa il 194% della richiesta di spostamento.



6.4.5.2 M3.1, Macr.E_1, Parete Est



Param.	h [m]	s [m]	y_G [m]	L [m]	P [kN]	V [m ³]	H_{tot} [m]	N [kN]	F_V [kN]	F_H [kN]	T [kN]
1	9,28	0,95	4,41	8,05	1189,4	59,47	13,36	0	0	0	0
2	4,68	0,63	1,90		378,4	18,92		0	0	0	0
Analisi Lineare							Analisi non lineare				
α	M^*	e^*	a^*_0	Esito verifica	d^*_0 [m]	d^*_u [m]	d^*_s [m]	a^*_s [m/sec ²]	Esito verifica		
0,158	158,22	0,99	1,163	X	0,511	0,204	0,082	0,977	✓		

6.4.6 M3.2_MECCANISMO DI FLESSIONE VERTICALE DI PARETE A DOPPIA CORTINA

Come nel caso di ribaltamento semplice di parete a doppia cortina, il pezzo sommitale delle pareti est e ovest è da considerarsi a singolo paramento e dunque non potrà considerarsi un meccanismo di flessione a doppia cortina in quanto non è verosimile l'esistenza della cerniera cilindrica nella parte inferiore.

6.5 Ribaltamenti nel Piano: Meccanismi di Secondo Modo

I meccanismi di danno che interessano le pareti murarie sollecitate da **azioni sismiche complanari** si definiscono di secondo modo in quanto si possono innescare solo nel caso siano stati inibiti quelli di primo modo in quanto presentano valori del moltiplicatore di collasso più elevati.

La maggior parte delle lesioni dovute all'azione di taglio che si riscontrano dopo un evento sismico (caratterizzate dalla forma a X) non si dimostrano in realtà decisive per il collasso della muratura. Dall'esperienza in seguito agli eventi sismici di maggiore portata è stato riscontrato che il muro anche se lesionato dall'azione tagliante, se ben costruito, non perde la capacità portante. Fondamentale ai fini di evitare che i meccanismi di secondo modo siano rovinosi è l'attenta valutazione della tessitura muraria: se il muro soddisfa le regole dell'arte, le lesioni nelle pareti possono raggiungere larghezze di diversi centimetri prima raggiungere pericolose perdite di equilibrio.

6.5.1 M4.1 MECCANISMO DI ROTTURA A TAGLIO

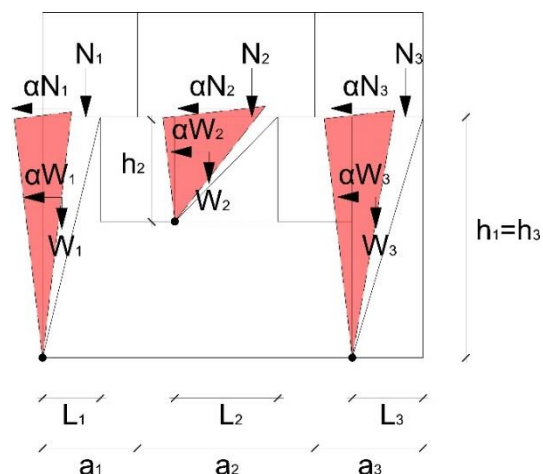


Figura 6.21: Schematizzazione di rottura a taglio.

Il pannello murario è parte di una più complessa parete muraria munita di aperture. Esso sopporta il peso e i carichi della muratura soprastante e la corrispondente azione orizzontale. Nei casi in esame il bordo superiore dei pannelli è allineato e dunque si può imporre l'uguaglianza degli spostamenti orizzontali in sommità; ne segue che i pannelli di minor altezza subiscono rotazioni maggiori dei pannelli più alti e quindi a parità di carico producono un maggior lavoro resistente.

6.5.1.1 M4.1, Macr.S_1, Parete Sud

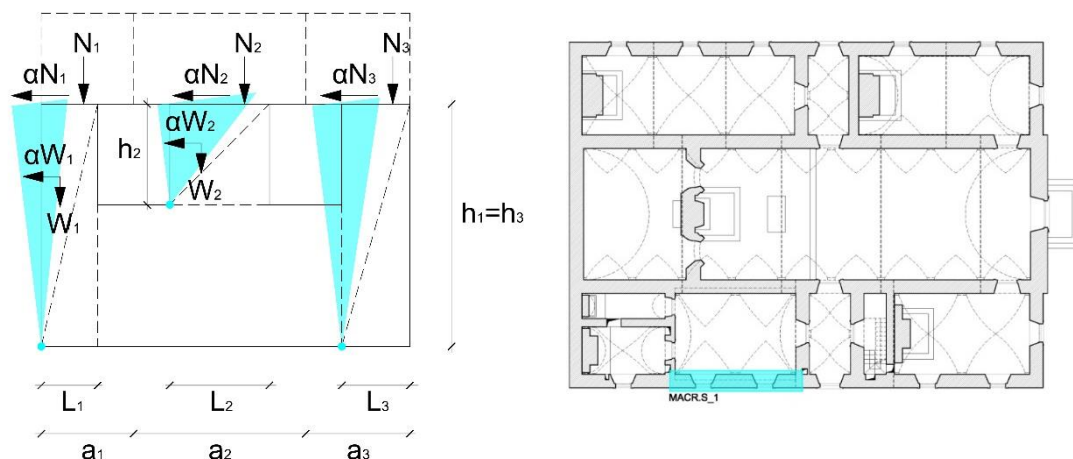


Figura 6.22: Individuazione in pianta e schematizzazione del meccanismo M4.1 nel macroelemento S_1.

Per il macroelemento considerato è più probabile avvenga un ribaltamento semplice fuori piano poiché i presidi antisismici sono assenti, tuttavia se ne studia il comportamento per il meccanismo di secondo modo nel caso resistesse a quello di primo.

Cuneo.	h [m]	s [m]	a [m]	L [m]	P [kN]	N_i [kN]	F_V [kN]
1	4,87	0,75	1,86	1,13	41,3	137,09	35,57
2	2,03		3,45	2,00	30,38	254,97	
3	4,87		2,09	1,37	50,00	154,46	

I carichi N_i applicati ai pannelli rappresentano il totale dei carichi gravanti sul cuneo dagli elementi ad esso superiori, data quindi:

- A_{cop} area della copertura in pianta divisa per il cos dell'angolo di inclinazione della falda
- G_{cop} peso proprio della copertura
- γ peso proprio della muratura
- V_i volume della muratura gravante sul pannello
- F_V componente verticale della spinta della volta

$$N_i = A_{cop}G_{cop} + \gamma V_i + F_V \quad (47)$$

Le lesioni a taglio sono diagonali e si verranno quindi a formare dei cunei triangolari che tendono a ruotare attorno allo spigolo di base, inoltre poiché le dimensioni di questi cunei sono differenti lo spostamento in sommità sarà lo stesso ma l'angolo di rotazione sarà funzione dell'altezza.

Per poter applicare il principio dei lavori virtuali occorre quindi imporre l'uguaglianza degli spostamenti orizzontali per i vari pannelli e determinare di conseguenza gli angoli: l'angolo di rotazione ϑ_1 del primo cuneo viene imposto unitario, per gli altri due pannelli si otterrà:

$$\vartheta_2 = \frac{h_1}{h_2} \vartheta_1 = \frac{h_1}{h_2} \quad \vartheta_3 = \frac{h_1}{h_3} \vartheta_1 = \frac{h_1}{h_3}$$

In questo modo si possono determinare gli spostamenti virtuali, δx_i in direzione x e δy_i in direzione y:

$$\begin{aligned} \delta_{x,P_1} &= \frac{2}{3} h_1 \vartheta_1 = \frac{2}{3} h_1 & \delta_{x,P_2} &= \frac{2}{3} h_2 \vartheta_2 = \frac{2}{3} h_1 & \delta_{x,P_3} &= \frac{2}{3} h_3 \vartheta_3 = \frac{2}{3} h_1 \\ \delta_{y,P_1} &= \frac{L_1}{3} \vartheta_1 = \frac{L_1}{3} & \delta_{y,P_2} &= \frac{L_2}{3} \vartheta_2 = \frac{L_2}{3} \cdot \frac{h_1}{h_2} & \delta_{y,P_3} &= \frac{L_3}{3} \vartheta_3 = \frac{L_3}{3} \cdot \frac{h_1}{h_3} \\ \delta_{x,N_1} &= h_1 \vartheta_1 = h_1 & \delta_{x,N_2} &= h_2 \vartheta_2 = h_2 \frac{h_1}{h_2} = h_1 & \delta_{x,N_3} &= h_3 \vartheta_3 = h_3 \frac{h_1}{h_3} = h_1 \\ \delta_{y,N_1} &= 0,75 L_1 \vartheta_1 & \delta_{y,N_2} &= 0,75 L_2 \vartheta_2 = 0,75 L_2 \frac{h_1}{h_2} & \delta_{y,N_3} &= 0,75 L_3 \frac{h_1}{h_3} \end{aligned}$$

A questo punto si applica il principio dei lavori virtuali:

$$\sum F_i \cdot \delta_i = 0$$

Convenzionalmente vengono considerati positivi i termini in cui la forza è concorde al verso di rotazione e negativi quelli in cui la forza è discorde.

Il coefficiente di collasso vale quindi:

$$\alpha = \frac{P_1 \delta_{yP_1} + P_2 \delta_{yP_2} + P_3 \delta_{yP_3} + N_1 \delta_{yN_1} + N_2 \delta_{yN_2} + N_3 \delta_{yN_3}}{P_1 \delta_{xP_1} + P_2 \delta_{xP_2} + P_3 \delta_{xP_3} + N_1 \delta_{xN_1} + N_2 \delta_{xN_2} + N_3 \delta_{xN_3}} = \frac{715,70}{3058,44} = 0,234 \quad (48)$$

Analisi cinematica lineare allo SLV

$$M^* = \frac{(P_1 \delta_{xP_1} + P_2 \delta_{xP_2} + P_3 \delta_{xP_3} + N_1 \delta_{xN_1} + N_2 \delta_{xN_2} + N_3 \delta_{xN_3})^2}{g \cdot (P_1 \delta_{xP_1}^2 + P_2 \delta_{xP_2}^2 + P_3 \delta_{xP_3}^2 + N_1 \delta_{xN_1}^2 + N_2 \delta_{xN_2}^2 + N_3 \delta_{xN_3}^2)} = 66,86 \quad (49)$$

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{(P_1 + P_2)} = 0,98$$

$$a_0^* = \frac{\alpha \cdot g}{e^* \cdot FC} = 1,732$$

Si verificano le disuguaglianze:

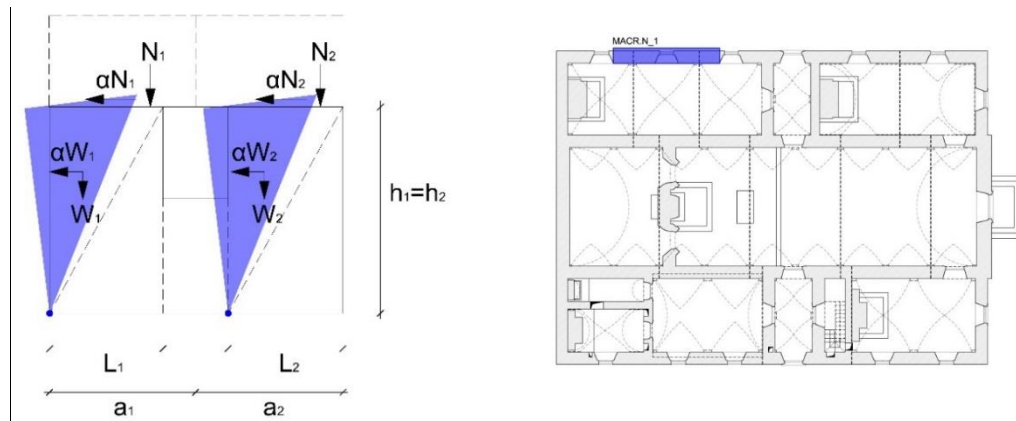
$$a_0^* \geq \frac{a_{g(Pvr)} \cdot S}{q} = 1,11$$

$$a_0^* \geq \frac{S_{e(T_1)} \cdot \psi \cdot \gamma}{q} = 0,74$$

con $T_1=0,164$ $\psi(Z)=Z/H=0,27$ $\gamma=3N/(2N+1)=1$

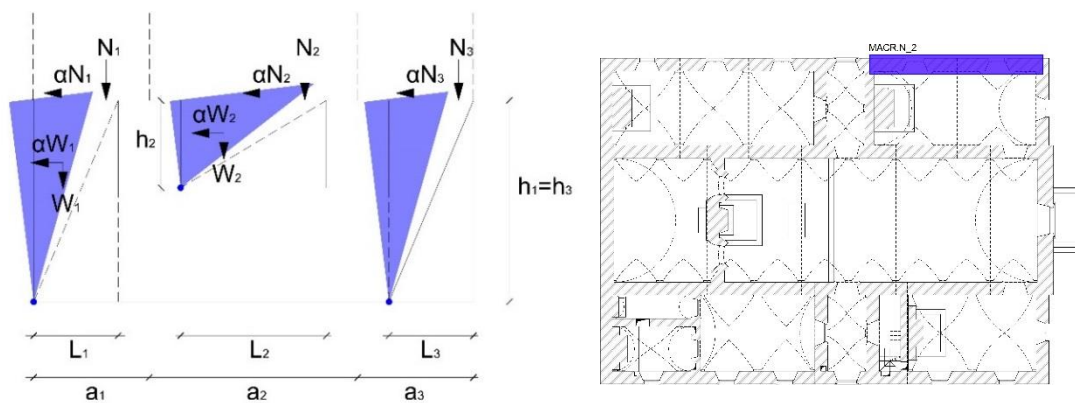
La verifica risulta **soddisfatta**: la capacità di spostamento del sistema analizzato è circa il 163% della richiesta di spostamento.

6.5.1.2 M4.1, Macr.N_1, Parete Nord



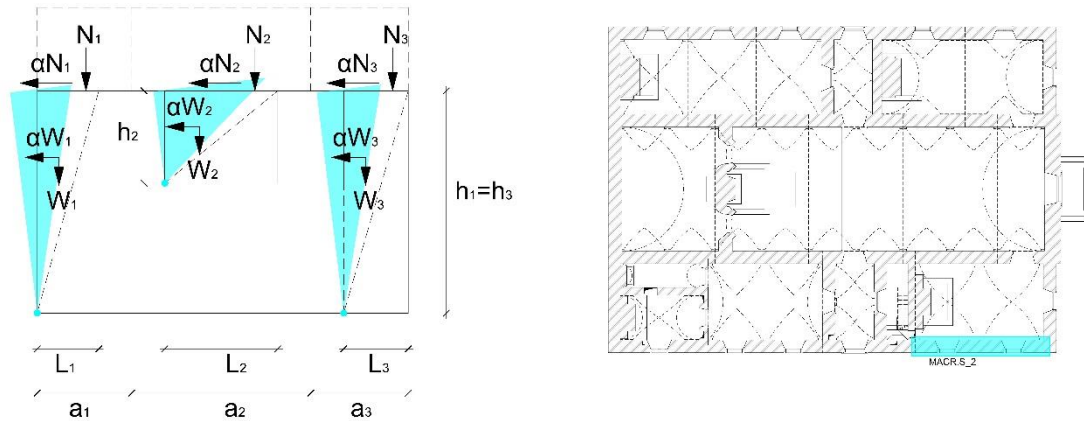
Cuneo.	h [m]	s [m]	a [m]	L [m]	P [kN]	N [kN]	F_v [kN]
1	4,67	0,75	2,68	1,96	68,59	185,54	28,53
2	2,03		4,83	3,38	51,33	334,02	
3	4,67		2,68	1,96	68,70	185,34	
Analisi Lineare							
M_{stab} [kNm]	M_{rib} [kNm]	α	M^*	e^*	a^*_0	Esito verifica	
1539,3	3879,97	0,397	89,17	0,98	2,945	✓	

6.5.1.3 M4.1, Macr.N_2, Parete Nord



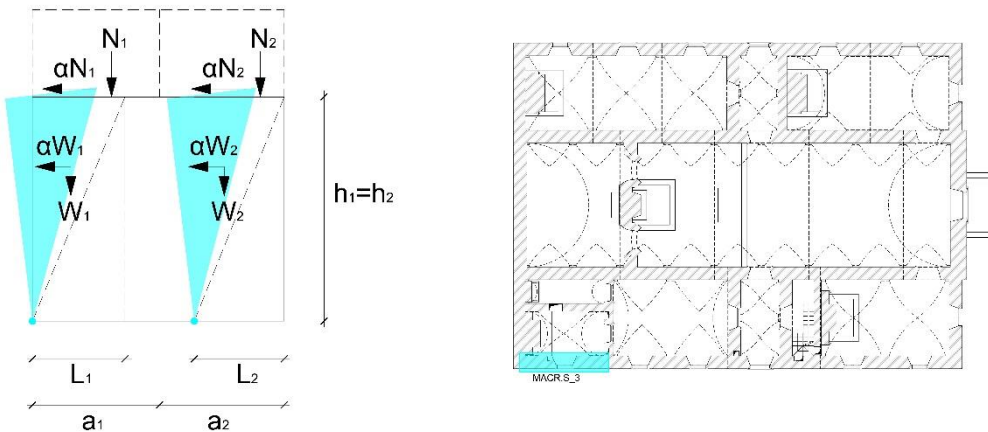
Cuneo.	h [m]	s [m]	a [m]	L [m]	P [kN]	N [kN]	F_v [kN]
1	4,67	0,75	2,68	1,96	68,59	185,54	28,53
2	2,03		4,83	3,38	51,33	334,02	
3	4,67		2,68	1,96	68,70	185,34	
Analisi Lineare							
M_{stab} [kNm]	M_{rib} [kNm]	α	M^*	e^*	a^*_0	Esito verifica	
1539,3	3879,97	0,397	89,17	0,98	2,945	✓	

6.5.1.4 M4.1, Macr.S_2, Parete Sud



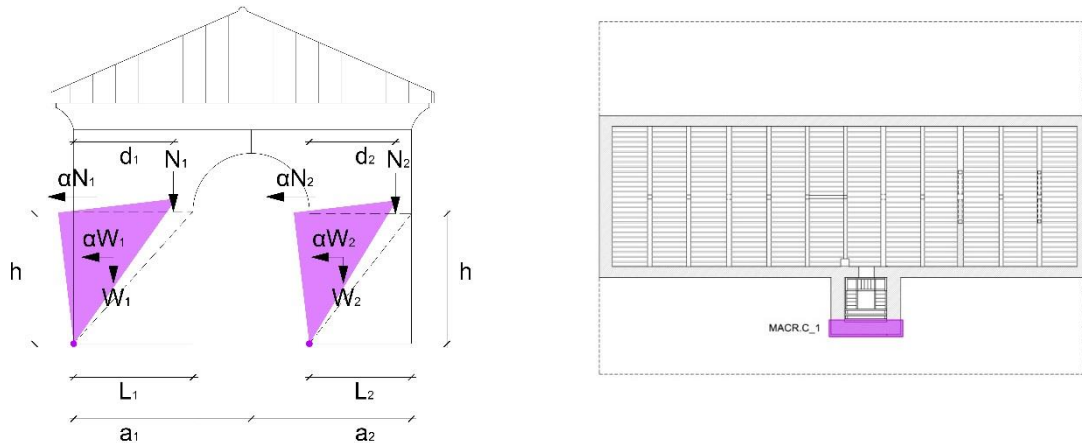
Cuneo.	h [m]	s [m]	a [m]	L [m]	P [kN]	N [kN]	F_v [kN]
1	4,87	0,75	2,08	1,35	49,34	152,30	35,57
2	2,03		3,93	2,48	37,67	288,32	
3	4,87		2,08	1,42	51,82	157,00	
Analisi Lineare							
M_{stab} [kNm]	M_{rib} [kNm]	α	M^*	e^*	a^*_o	Esito verifica	
935,30	3363,21	0,278	73,65	0,98	2,060	✓	

6.5.1.5 M4.1, Macr.S_3, Parete Sud



Cuneo.	h [m]	s [m]	a [m]	L [m]	P [kN]	N [kN]	F_v [kN]
1	4,69	0,75	2,66	1,94	68,11	144,50	16,53
2	4,69		2,61	1,88	66,17	141,51	
Analisi Lineare							
M_{stab} [kNm]	M_{rib} [kNm]	α	M^*	e^*	a^*_o	Esito verifica	
494,6	1762,37	0,281	41,58	0,97	2,101	✓	

6.5.1.6 M1.1, Macr.C_1, Parete Sud Cella Campanaria



Cuneo.	h [m]	s [m]	a [m]	L [m]	P [kN]	N [kN]	F_v [kN]
1	1,5	0,65	2,00	1,34	13,1	33,2	0
2			1,80	1,15	11,2	29,4	0
Analisi Lineare							
M_{stab} [kNm]	M_{rib} [kNm]	α	M^*	e^*	a^*_0	Esito verifica	
68,80 φ	118,15 $\varphi\alpha$	0,583	8,62	0,97	4,34	✓	

6.6 Riepilogo dei risultati ottenuti

Si è proceduto a riassumere i risultati ottenuti nelle seguenti tabelle suddivise per tipologia di meccanismo di collasso e riportante tutti i macroelementi indagati precedentemente.

Tali tabelle restituiscono, oltre al valore del coefficiente di attivazione α del meccanismo, la verifica o meno delle analisi lineari e non lineari effettuate.

Vengono evidenziati anche i rapporti tra a_0^*/a_{0max} e d_u^*/d_{umax} , che danno visione immediata della percentuale di verifica del ribaltamento, va infatti ricordato che i singoli macroelementi sono da considerarsi verificati se tale rapporto risulta essere uguale o maggiore ad 1.

I rapporti vengono evidenziati in una gamma di colori che va dal rosso, per evidenziare i macroelementi più vulnerabili, al verde per i valori maggiori di 1 che indicano minore vulnerabilità.

Tali colori vengono riportati sia nelle tabelle sia su un modello tridimensionale, riportato sotto quest'ultime, in modo da dare un quadro d'insieme dei singoli meccanismi che potrebbero attivarsi in caso di sisma evidenziando così i macroelementi che risultano più vulnerabili all'analisi cinematica lineare e all'analisi cinematica non lineare. Nei casi in cui la porzione di parete indagata risulti essere analizzata su più macroelementi, il colore riportato sarà quello che comporta la situazione più gravosa in modo da rendere subito visibile quali meccanismi sarebbero i primi ad innestarsi.

Tabella 6.1: Riepilogo M1.1 in LC1.

Ribaltamento semplice di parete monolitica M1.1					
Macroelemento	Coefficiente di attivazione α	Analisi cinematica lineare		Analisi cinematica non lineare	
E_1	0,055	$a_0^*/a_{0max} =$	0,483	$d_u^*/d_{umax} =$	1,105
		Non verificata		Verificata	
E_2	0,147	$a_0^*/a_{0max} =$	0,685	$d_u^*/d_{umax} =$	1,676
		Non verificata		Verificata	
N_1	0,095	$a_0^*/a_{0max} =$	0,898	$d_u^*/d_{umax} =$	1,626
		Non verificata		Verificata	
N_2	0,041	$a_0^*/a_{0max} =$	0,382	$d_u^*/d_{umax} =$	1,014
		Non verificata		Verificata	
O_1	0,042	$a_0^*/a_{0max} =$	0,371	$d_u^*/d_{umax} =$	0,853
		Non verificata		Non verificata	
O_2	0,050	$a_0^*/a_{0max} =$	0,437	$d_u^*/d_{umax} =$	0,472
		Non verificata		Non verificata	
O_3	0,166	$a_0^*/a_{0max} =$	0,774	$d_u^*/d_{umax} =$	1,875
		Non verificata		Verificata	
S_1	0,040	$a_0^*/a_{0max} =$	0,367	$d_u^*/d_{umax} =$	1,081
		Non verificata		Verificata	
S_2	0,013	$a_0^*/a_{0max} =$	0,123	$d_u^*/d_{umax} =$	0,598
		Non verificata		Non verificata	
S_3	0,018	$a_0^*/a_{0max} =$	0,173	$d_u^*/d_{umax} =$	0,675
		Non verificata		Non verificata	
C_1	0,297	$a_0^*/a_{0max} =$	3,22	/	
		Verificata			

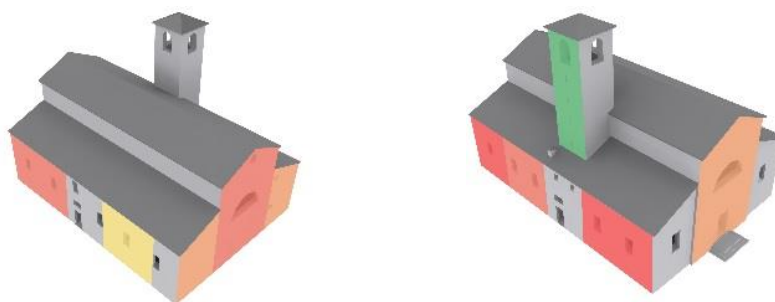


Figura 6.23: Meccanismo M1.1, Analisi lineare.

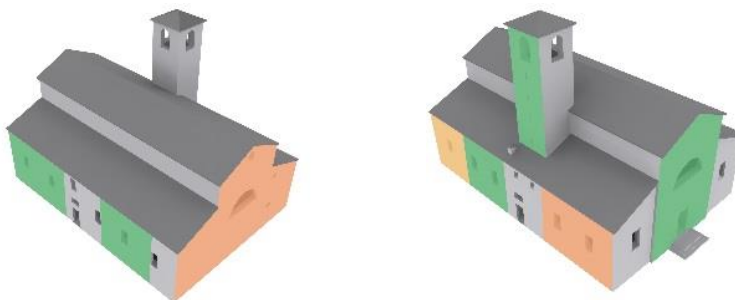


Figura 6.24: Meccanismo M1.1, Analisi non lineare.

Tabella 6.2: Riepilogo M1.2 in LC1.

Ribaltamento semplice di parete a doppia cortina M1.2					
Macroelemento	Coefficiente di attivazione α	Analisi cinematica lineare		Analisi cinematica non lineare	
E_1	0,024	$a_0^*/a_{0max} =$	0,211	$d_u^*/d_{umax} =$	0,425
		Non verificata		Non verificata	
N_1	0,043	$a_0^*/a_{0max} =$	0,409	$d_u^*/d_{umax} =$	0,530
		Non verificata		Non verificata	
N_2	0,006	$a_0^*/a_{0max} =$	0,052	$d_u^*/d_{umax} =$	0,310
		Non verificata		Non verificata	
O_1	0,027	$a_0^*/a_{0max} =$	0,237	$d_u^*/d_{umax} =$	0,360
		Non verificata		Non Verificata	
S_1	0,009	$a_0^*/a_{0max} =$	0,082	$d_u^*/d_{umax} =$	0,465
		Non verificata		Non verificata	
S_2	0,003	$a_0^*/a_{0max} =$	0,030	$d_u^*/d_{umax} =$	0,387
		Non verificata		Non verificata	
S_3	0,002	$a_0^*/a_{0max} =$	0,016	$d_u^*/d_{umax} =$	0,387
		Non verificata		Non verificata	

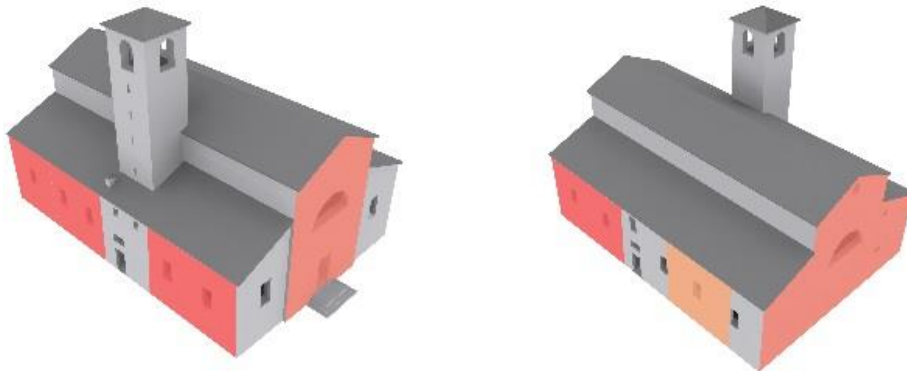


Figura 6.25: Meccanismo M1.2, Analisi lineare.

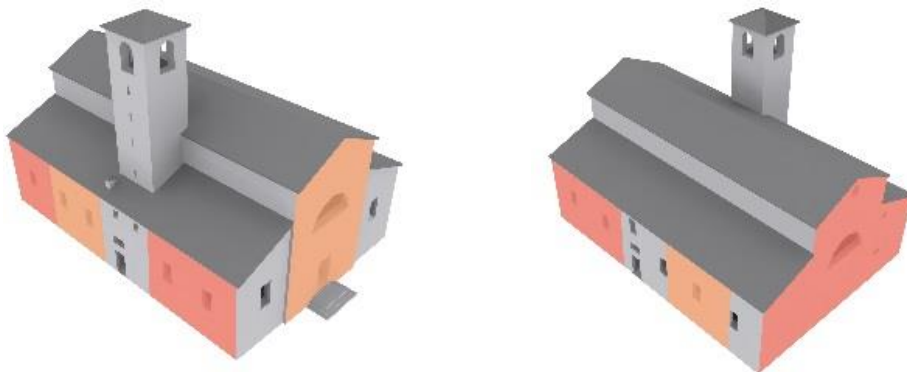


Figura 6.26: Meccanismo M1.2, Analisi non lineare.

Tabella 6.3: Riepilogo M2.1 in LC1.

Ribaltamento composto di cuneo diagonale M2.1					
Macroelemento	Coefficiente di attivazione α	Analisi cinematica lineare		Analisi cinematica non lineare	
E_2	0,157	$a_0^*/a_{0max} =$	0,744	$d_u^*/d_{umax} =$	2,271
		Non verificata		Verificata	
O_2	0,111	$a_0^*/a_{0max} =$	1,009	/	
		Verificata			
O_3	0,177	$a_0^*/a_{0max} =$	0,839	$d_u^*/d_{umax} =$	2,531
		Non verificata		Verificata	
C_2	0,192	$a_0^*/a_{0max} =$	1,298	/	
		Verificata			

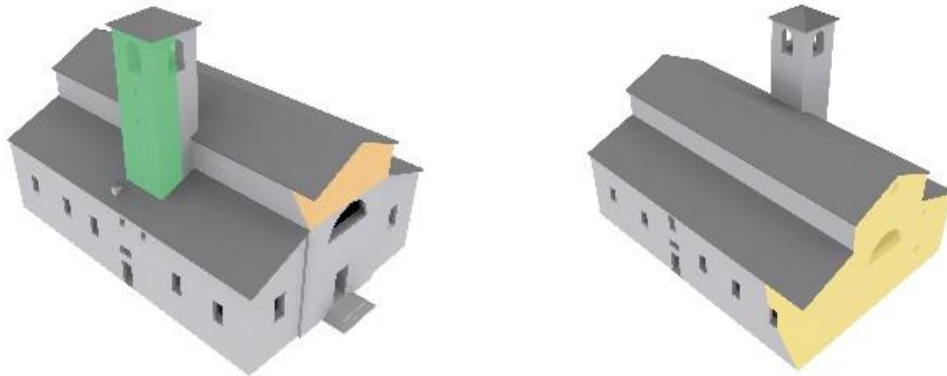


Figura 6.27: Meccanismo M2.1, Analisi lineare.

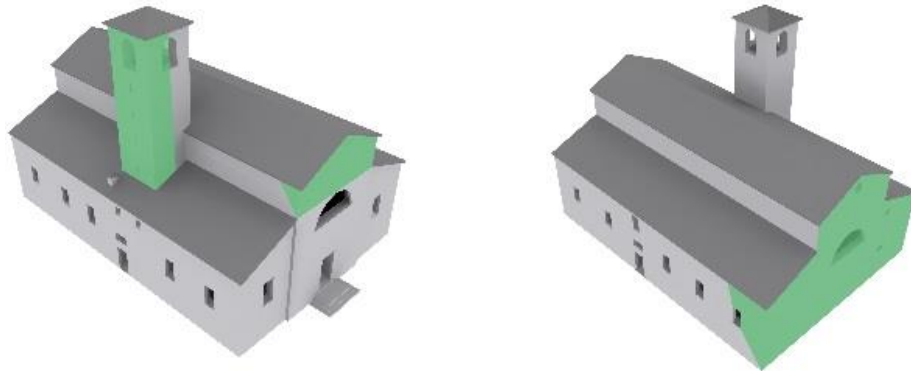


Figura 6.28: Meccanismo M2.1, Analisi non lineare.

Tabella 6.4: Riepilogo M2.2 in LC1.

Ribaltamento del cantonale M2.2				
Macroelemento	Coefficiente di attivazione α	Analisi cinematica lineare		Analisi cinematica non lineare
A_1	0,243	$a_0^*/a_{0max} =$	1,243	/
		Verificata		
A_2	0,290	$a_0^*/a_{0max} =$	1,730	/
		Verificata		
A_3	0,228	$a_0^*/a_{0max} =$	1,145	/
		Verificata		
A_4	0,290	$a_0^*/a_{0max} =$	1,634	/
		Verificata		
A_5	0,449	$a_0^*/a_{0max} =$	2,988	/
		Verificata		
A_6	0,397	$a_0^*/a_{0max} =$	2,609	/
		Verificata		

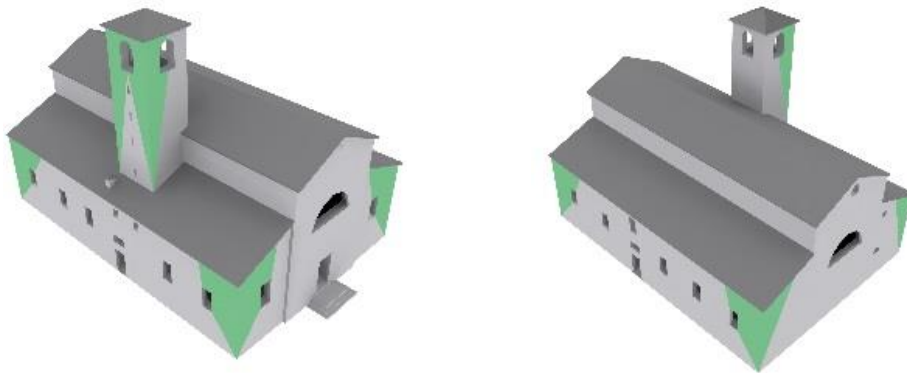


Figura 6.29: Meccanismo M2.2, Analisi lineare.

Tabella 6.5: Riepilogo M3.1 in LC1.

Flessione verticale di parete monolitica M3.1					
Macroelemento	Coefficiente di attivazione α	Analisi cinematica lineare		Analisi cinematica non lineare	
E_1	0,158	$a_0^*/a_{0max} =$	0,680	$d_u^*/d_{umax} =$	2,060
		Non verificata		Verificata	
O_1	0,161	$a_0^*/a_{0max} =$	0,726	$d_u^*/d_{umax} =$	1,945
		Non verificata		Verificata	

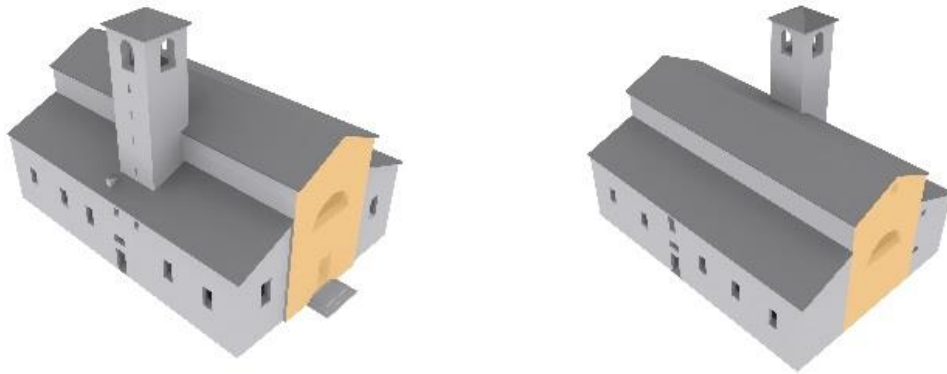


Figura 6.30: Meccanismo M3.1, Analisi lineare.

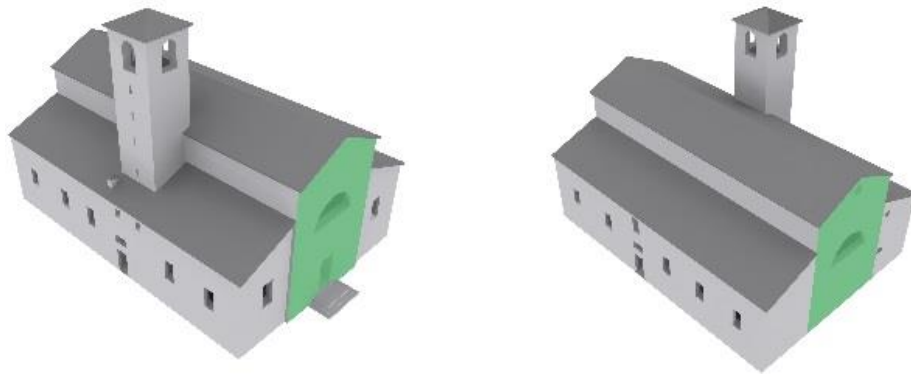


Figura 6.31: Meccanismo M3.1, Analisi non lineare.

Tabella 6.6: Riepilogo M4.1 in LC1.

Meccanismo di rottura a taglio M4.1				
Macroelemento	Coefficiente di attivazione α	Analisi cinematica lineare		Analisi cinematica non lineare
N_1	0,386	$a_0^*/a_{0max} =$	2,594	/
		Verificata		
N_2	0,397	$a_0^*/a_{0max} =$	2,653	/
		Verificata		
S_1	0,234	$a_0^*/a_{0max} =$	1,560	/
		Verificata		
S_2	0,278	$a_0^*/a_{0max} =$	1,855	/
		Verificata		
S_3	0,281	$a_0^*/a_{0max} =$	1,892	/
		Verificata		
C_1	0,583	$a_0^*/a_{0max} =$	1,494	/
		Verificata		

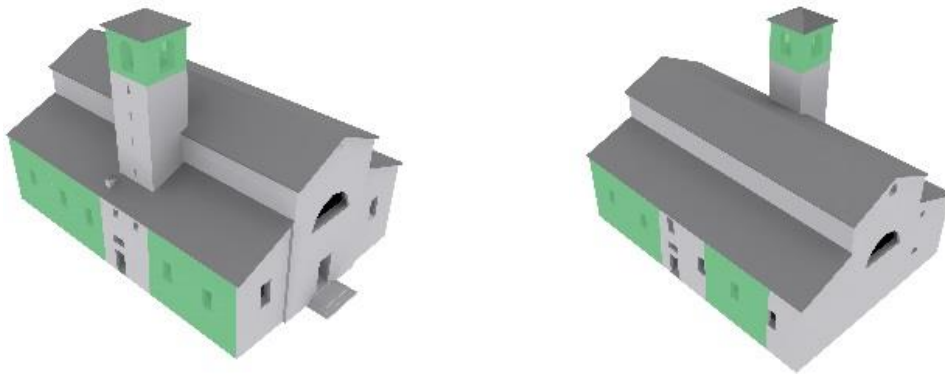


Figura 6.32: Meccanismo M4.1, Analisi lineare.

6.7 Analisi e comparazione dei dati

Riepilogando quanto ottenuto nelle analisi effettuate, valutando distintamente le diverse tipologie per meccanismi di attivazione, si è voluto andare ad indagare i singoli macroelementi.

In tal modo si vuole mostrare quale, tra i meccanismi che possono attivarsi nella porzioni di pareti considerate, sarebbero i primi ad attivarsi in caso di sisma.

6.7.1 ANALISI LINEARE

Al fine di ottenere un quadro d'insieme dei meccanismi che si verificano per ogni singolo paramento, sono stati raccolti i dati provenienti dall'analisi lineare cinematica confrontando i valori di a_0^*/a_{0max} . Sapendo che superato il valore 1 questi risultano verificati, si è evidenziato il valore minore per ogni macroelemento in modo da mostrare quale meccanismo sia il primo ad attivarsi in caso di sisma per il singolo paramento.

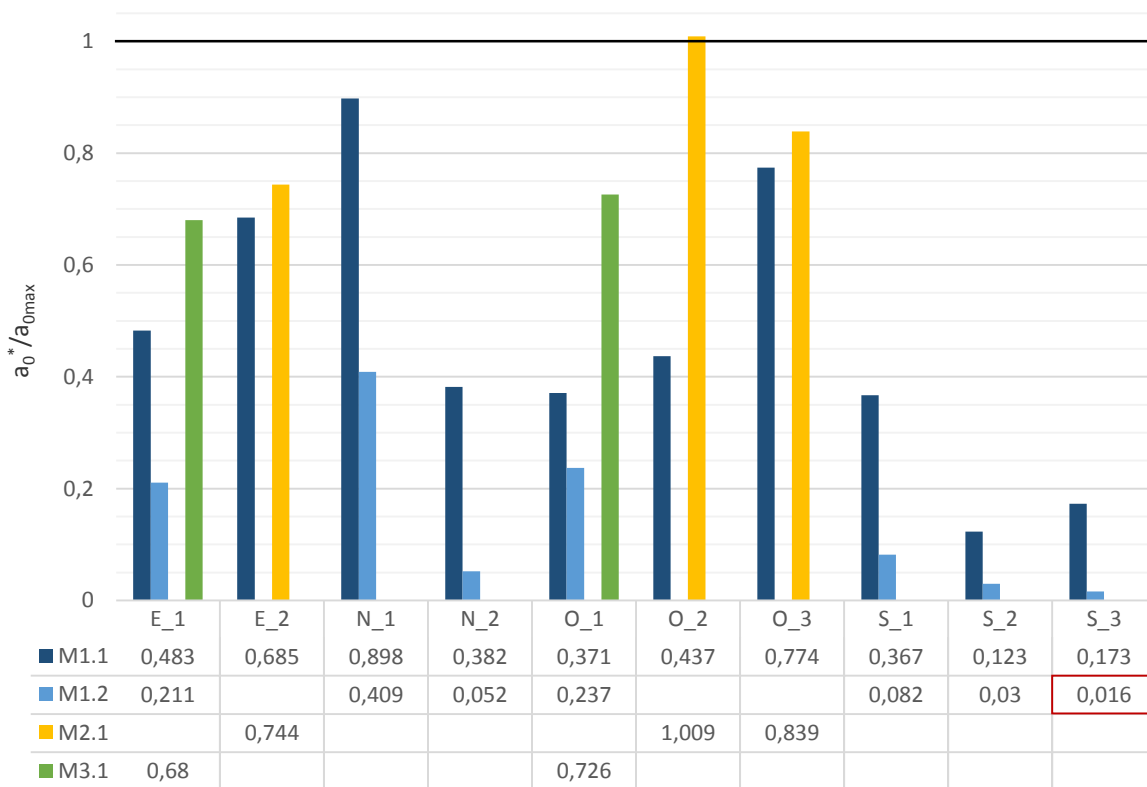


Grafico 6.1: Rapporto a_0^*/a_{0max} distinto per pareti.

Nel grafico 6.1 sono stati quindi raccolti i valori che interessano le pareti perimetrali della struttura. In tal modo è possibile osservare come i primi meccanismi a verificarsi siano quelli che di ribaltamento semplice delle pareti nord e sud, in particolare, quanto il valore a_0^*/a_{0max} sia inferiore per il caso di parete a doppia cortina (M1.2) rispetto alla parete monolitica (M1.1). Inoltre, si può evincere come i meccanismi di ribaltamento composto di cuneo diagonale (M2.1) e di flessione verticale di parete monolitica (M3.1) siano gli ultimi a verificarsi in caso di sisma.

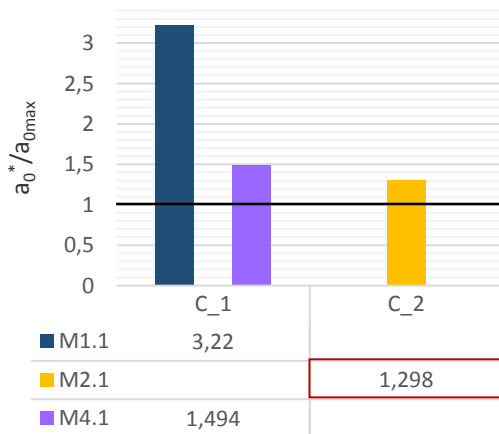


Grafico 6.2: Rapporto a_0^*/a_{0max} del campanile.

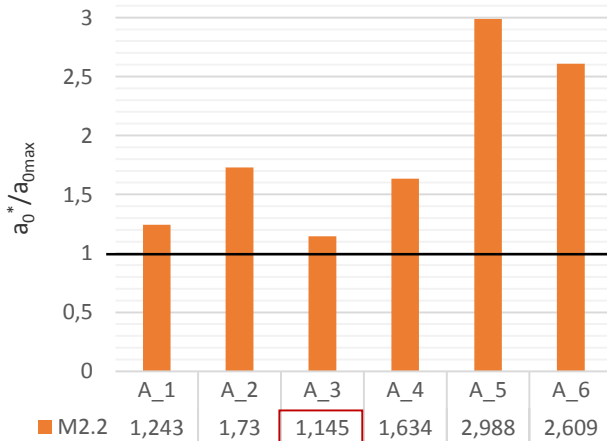


Grafico 6.3: Rapporto a_0^*/a_{0max} delle angolate.

Differente discorso va fatto per i meccanismi che interessano la struttura del campanile (grafico 6.3) e per tutti i ribaltamenti dei cantonali (grafico 6.2). Infatti, pur presentando notevoli lesioni che lasciano presupporre l'attivazione di tali meccanismi, questi risultano verificati all'analisi lineare.

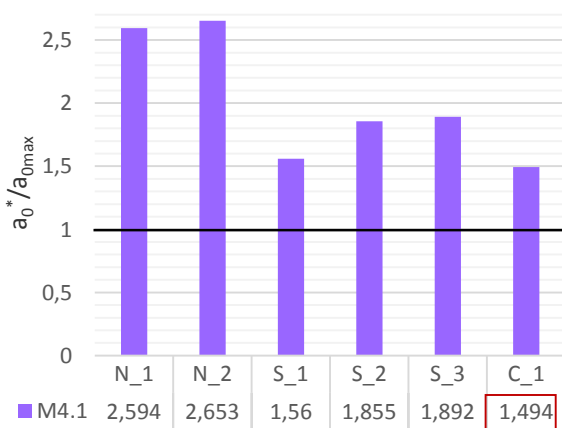


Grafico 6.4: Rapporto a_0^*/a_{0max} per i meccanismi di secondo modo.

Per i meccanismi di secondo modo, ossia per rottura a taglio, tutte le pareti che presentavano notevoli criticità per i meccanismi di primo modo, risultano ampiamente verificate all'analisi lineare (grafico 6.4).

Successivamente, nel grafico 6.5, vengono riportati tutti i cinematismi per i quali il valore dell'accelerazione sismica risulta minore.

In tal modo si vuole evidenziare quali, tra le differenti tipologie di meccanismo, hanno maggior probabilità di verificarsi rispetto alle altre.

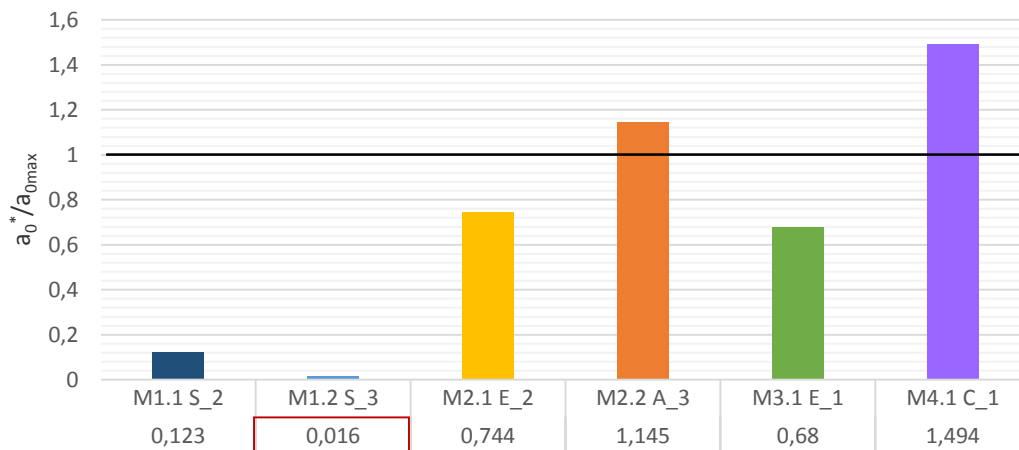


Grafico 6.5: Rapporto a_0^*/a_{0max} per le diverse tipologie di meccanismo.

6.7.2 ANALISI NON LINEARE

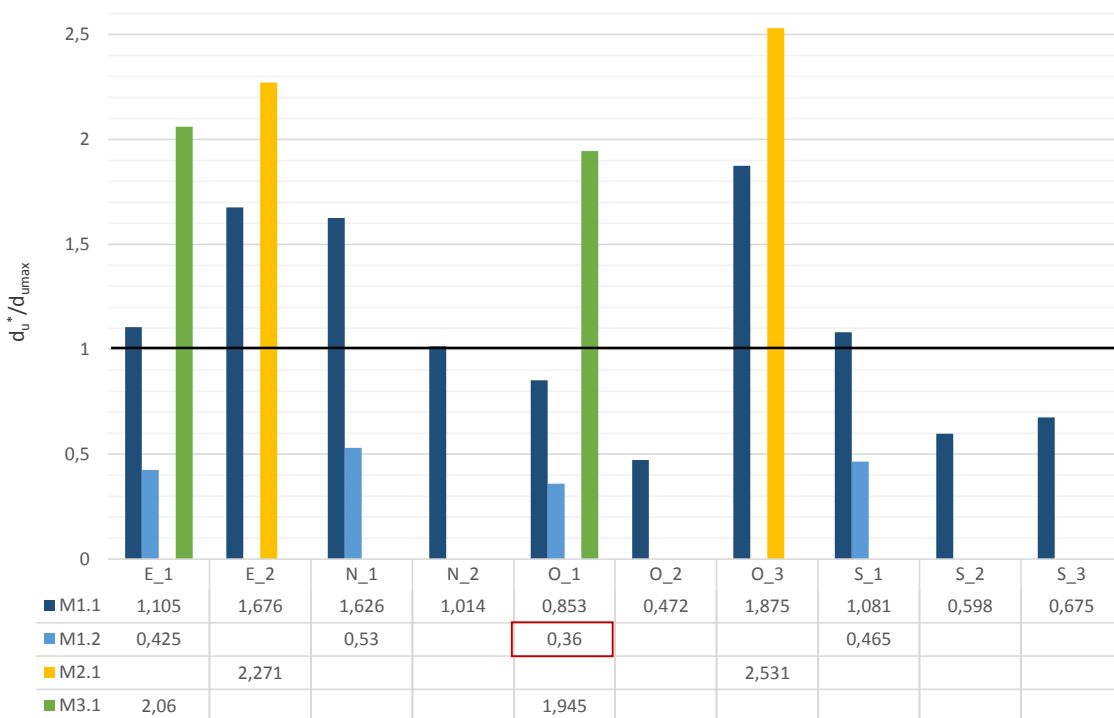


Grafico 6.6: Rapporto d_u^*/d_{umax} distinto per pareti.

Eseguito lo stesso studio per l'analisi non lineare (grafico 6.6), è possibile notare come risultino verificati tutti i meccanismi di ribaltamento composto di cuneo diagonale (M2.1) e quelli di flessione verticale di parete monolitica (M3.1) mentre la maggior parte dei meccanismi di ribaltamento semplice di parete monolitica (M1.1) e doppia cortina (M1.2) risultino ancora non verificati.

Si è quindi successivamente valutata anche la percentuale di spostamento ultimo d_{k0}/h_{bar} rappresentata nel grafico sottostante.

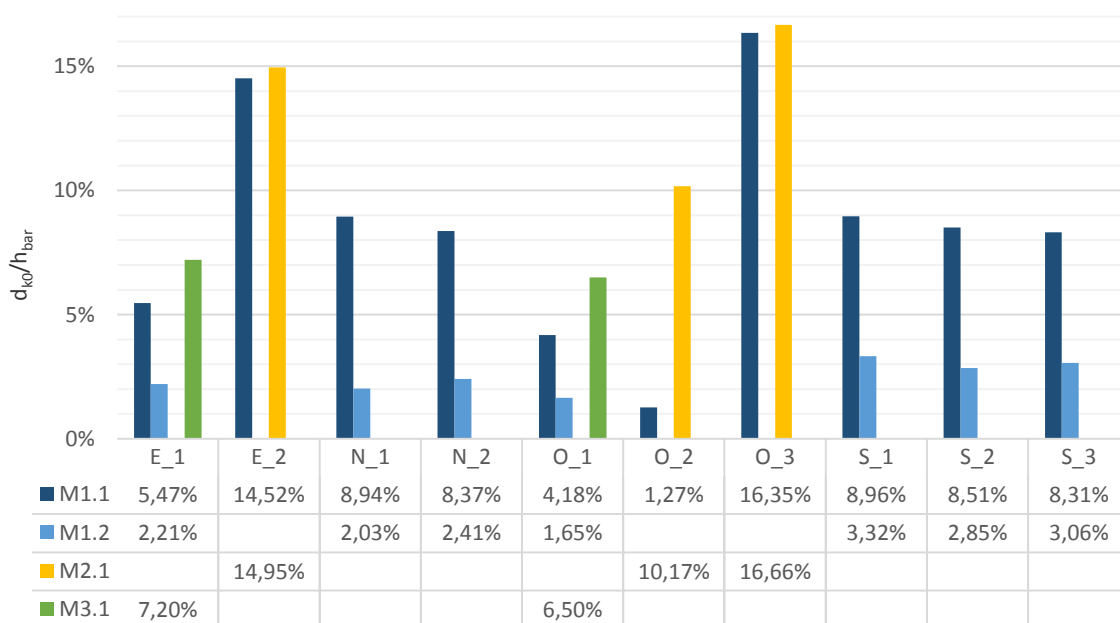


Grafico 6.7: Rapporto d_{k0}/h_{bar} distinto per pareti.

Capitolo 7

MODELLAZIONE STRUTTURALE

Nel seguente capitolo si descrive la modellazione numerica e l'analisi strutturale della chiesa dell'Eremo, il programma di calcolo strutturale ad elementi finiti scelto per realizzare tale analisi è Straus7.

7.1 Costruzione del modello

7.1.1 MODELLAZIONE INIZIALE

Al fine di realizzare una struttura il più corretta possibile si è iniziato costruendo un modello 3D mediante l'uso di *AutoCad2012* realizzato con elementi 2D quali le regioni chiuse. Tali regioni sono poi state suddivise su diversi layer al fine di catalogare le diverse caratteristiche dei materiali per impostare al meglio il modello finale.

Il modello ottenuto è stato poi importato nel programma ad elementi finiti *Straus7* esportandolo dall'ambiente CAD in formato *.iges*.

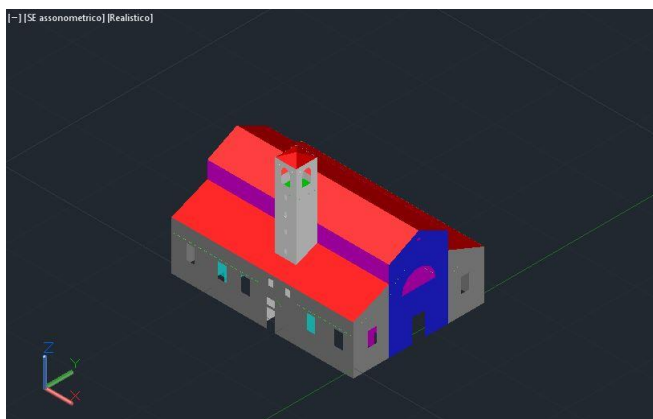


Figura 7.1: Modello realizzato mediante l'uso di Autocad 2012

7.1.2 MODELLAZIONE IN STRAUS7

Una volta importato il modello nel programma di calcolo in formato *.iges* si è proceduto eseguendo una pulizia della geometria generale in modo da poter procedere successivamente con l'utilizzo delle *mesh*. A tal scopo si è scelto di adottare una modellazione attraverso l'uso di elementi bidimensionali quali i *plate* per murature e coperture. Nel modello sono inoltre presenti elementi *beam* per riprodurre il comportamento delle travi lignee di copertura e dei tiranti esistenti.

Controllata la geometria finale si è proceduto applicando agli elementi le rispettive proprietà e definendo i vincoli al suolo dell'edificio.

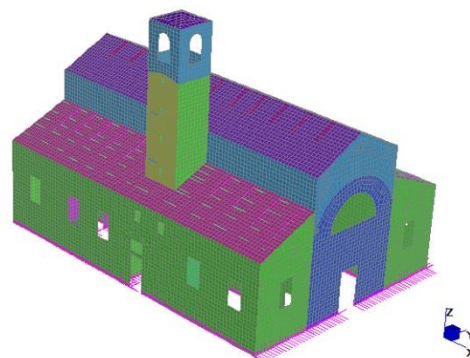


Figura 7.2: Modello importato in Straus7

Al fine di poter studiare l'edificio sono state fatte però alcune approssimazioni, gli elementi *plate* sono stati posizionati in corrispondenza dell'asse baricentrico della muratura e l'edificio è stato modellato in modo da poter migliorare la mesh finale.

Inoltre la muratura viene considerata dal programma come un materiale continuo, isotropo ed omogeneo, non tenendo conto di variazioni puntuali che sono riscontrabili nella muratura stessa dovute ad esempio al degrado e alla presenza di vuoti o fessurazioni.

Il modello generale è quindi costituito da 30282 nodi, 229 elementi *beam* e 30308 elementi *plate*.

La mesh è caratterizzata da elementi *plate* a 4 nodi di dimensione pari a 30cm per lato, tuttavia in prossimità delle volte e dei fori con andamento curvilineo tali *plate* perdono la caratteristica quadrata per assumere anche quella di *plate* a 3 nodi. Tale irregolarità non influisce nei calcoli svolti.

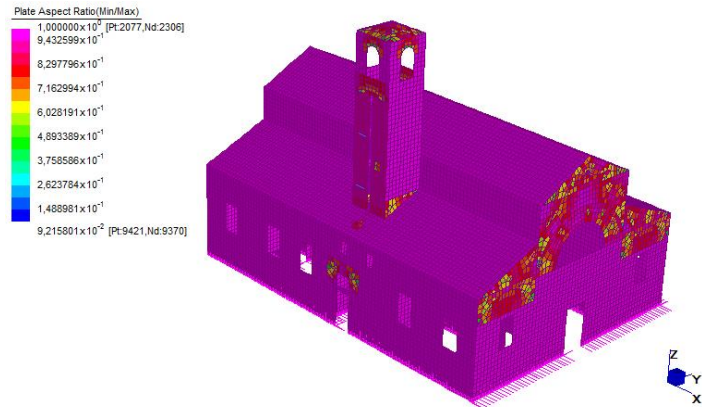


Figura 7.3: Regolarità della mesh.

7.1.3 PROPRIETÀ DEI MATERIALI

Vengono di seguito riportate le tabelle delle tipologie e delle proprietà dei materiali riportati nel modello.

Tabella 7.1: Caratteristiche dei materiali utilizzati nel modello in Straus7.

Struttura/materiale	Tipo di elemento	E [MPa]	Densità γ [kN/m ³]
Muratura	Plate/shell	1020	2038,73
Volta navata centrale	Plate/shell	3000	1049,94
Volte navate laterali	Plate/shell	3000	744,13
Volte corridoi	Plate/shell	3000	805,30
Volta campanile	Plate/shell	3000	687,05
Copertura chiesa	Plate/shell	11000	168,19
Copertura campanile	Plate/shell	11000	178,38
Travi lignee	Beam	5500	340
Tiranti in metallo	Truss	210000	7850
Tiranti in legno	Truss	5500	340

7.2 Analisi dinamica modale globale

Una volta completata la fase di modellazione strutturale si è proceduto eseguendo le verifiche strutturali globali previste dalle NTC 2008.

Infatti, tale normativa, prevede quattro differenti metodi di analisi sismica:

- Statica lineare
- Dinamica lineare
- Statica non lineare
- Dinamica non lineare

Al fine della valutazione della risposta sismica della chiesa è stata decisa l'analisi dinamica lineare mediante l'uso dello spettro di risposta, già visto nei capitoli precedenti. Le analisi sono state effettuate mediante il programma Straus7 eseguendo in fasi successive i seguenti solutori:

- Linear Static

Solutore più rapido che determina un sistema lineare di equazioni di equilibrio le cui incognite sono rappresentate dallo spostamento dei nodi.

$$[K] \{d\} = \{P\}$$

Tale calcolo viene effettuato a partire dal calcolo della matrice di rigidezza e delle forze nodali e alla base di tale metodo risolutivo vi è l'ipotesi che la struttura assuma un comportamento di tipo lineare per problemi normali e che l'applicazione di eventuali carichi sia di tipo statico. Questo metodo permette di calcolare tensioni, sforzi e parametri della sollecitazione di tutti gli elementi indagati.

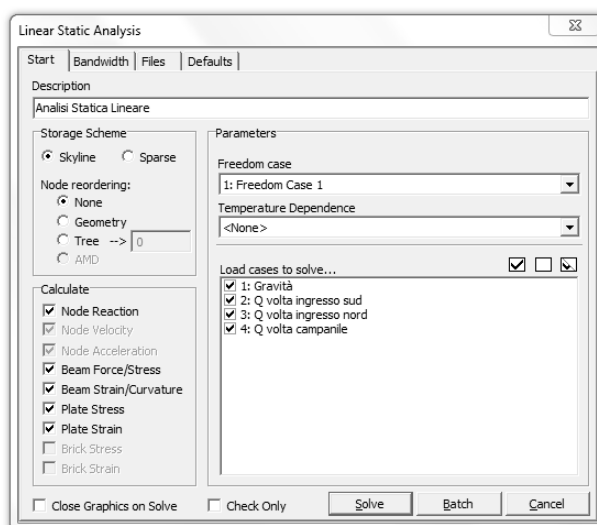


Figura 7.4: Schermata solutore Linear Static

- Natural Frequency

Viene utilizzato in seguito all'analisi statica lineare al fine di determinare le frequenze naturali di vibrazione della struttura abbinati ai modi di vibrare. Tali modi vengono determinati come autovettori del problema generalizzato sulla relazione fra matrice di massa e matrice di rigidità.

$$[K] \{x\} = \omega^2 [M] \{x\}$$

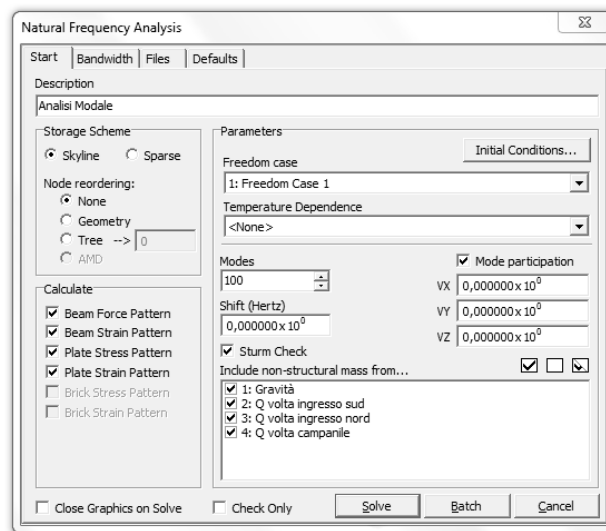


Figura 7.5: Schermata solutore Natural Frequency

- Spectral Response Analysis

Determina la risposta globale della struttura ad un carico dinamico qualsiasi:

$$[M]\{x\} + [C]\{x\} + [K]\{x\} = \{R(t)\}$$

Lo spettro di carico viene applicato mediante l'uso della funzione *Factor vs Frequency/Period*, utilizzando gli spettri di risposta ottenuti nei capitoli precedenti riguardanti l'azione sismica.

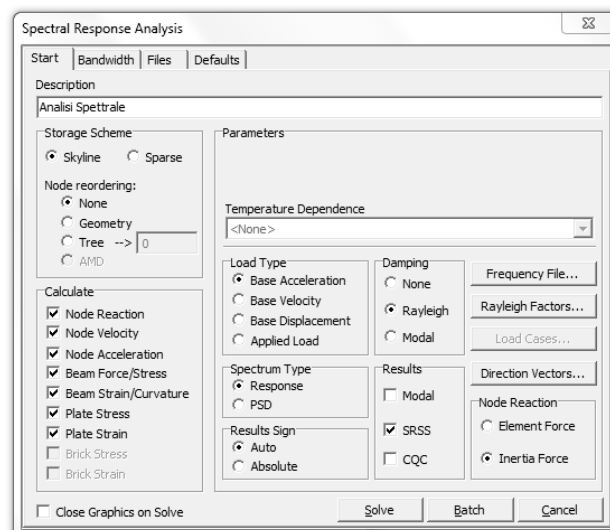


Figura 7.6: Schema solutore Spectral Response

7.3 Controllo del modello

Prima di poter proseguire nelle analisi e nelle verifiche dei valori ottenuti mediante i solutori precedenti si procede con dei controlli preliminari che servono per verificare la compatibilità dei risultati ottenuti secondo alcuni criteri

7.3.1 TENSIONE VERTICALE

Viene effettuato un controllo sulla tensione verticale σ_{zz} verificando che il valore massimo di compressione sia confrontabile con i valori caratteristici del materiale preso in considerazione.

Inoltre, le tensioni devono presentare un andamento crescente verso la base dell'edificio ed essere minori in corrispondenza di eventuali forometrie.

Tali caratteristiche sono visibili al termine dell'analisi statica lineare dei soli carichi verticali e il valore massimo della massima compressione raggiunta risulta essere 0,509 MPa.

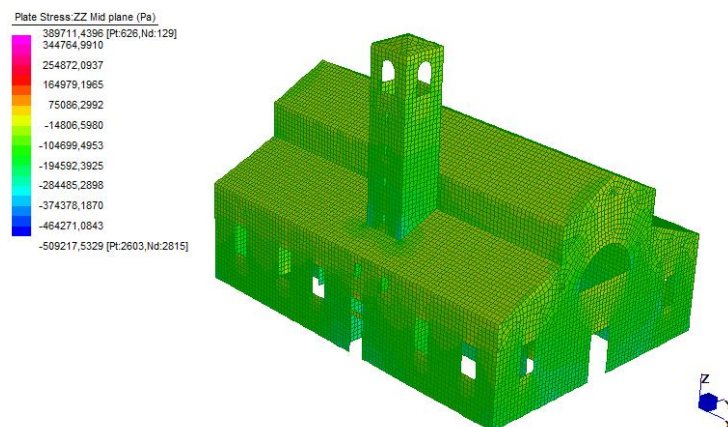


Figura 7.7: Andamento delle tensioni σ_{zz}

7.3.2 TAGLIO ALLA BASE

Il taglio alla base deve risultare confrontabile con la sollecitazione orizzontale nelle varie combinazioni sismiche. Tale sollecitazione risulta essere pari a:

$$S_d(T) \cdot g \cdot M_{tot} \cdot \alpha$$

Dove

- $S_d(T)$ è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{Vr} ,
- α è il fattore di partecipazione di massa per ognuna delle principali direzioni del sisma.

Tabella 7.2: Confronto tra la sollecitazione orizzontale e il taglio alla base nelle 8 combinazioni sismiche

Combinazione	$S_d(T) \cdot g \cdot M_{tot} \cdot \alpha$ [KN]	ΣR [KN]
+1,00 E_x + 0,30 E_y	$0,188 \cdot 9,81 \cdot 25024 \cdot 0,76 = 35261$	32369
+1,00 E_x - 0,30 E_y	$0,188 \cdot 9,81 \cdot 25024 \cdot 0,76 = 35261$	32081
-1,00 E_x + 0,30 E_y	$0,188 \cdot 9,81 \cdot 25024 \cdot 0,76 = 35261$	31961
-1,00 E_x - 0,30 E_y	$0,188 \cdot 9,81 \cdot 25024 \cdot 0,76 = 35261$	32309
+0,30 E_x + 1,00 E_y	$0,188 \cdot 9,81 \cdot 25024 \cdot 0,81 = 37581$	32334
-0,30 E_x + 1,00 E_y	$0,188 \cdot 9,81 \cdot 25024 \cdot 0,81 = 37581$	32290
+0,30 E_x - 1,00 E_y	$0,188 \cdot 9,81 \cdot 25024 \cdot 0,81 = 37581$	32416
-0,30 E_x - 1,00 E_y	$0,188 \cdot 9,81 \cdot 25024 \cdot 0,81 = 37581$	32406

Va inoltre ricordato che tali valori sono indicativi in quanto valutati su una massa approssimata.

7.3.3 DISTRIBUZIONE DELLO SFORZO

Va verificato che le tensioni di compressione σ_{22} presentino andamento diagonale e la deformazione sia concorde alla direzione di applicazione del carico.

7.4 Analisi dei modi di Vibrare

Mediante l'utilizzo della funzione natural frequency del software *Straus7* è possibile ricavare informazioni sul comportamento dinamico della struttura della chiesa in caso di azioni sismiche trasversali, longitudinali e verticali. Nella seguente tabella vengono quindi riportate, per le diverse direzioni di eccitazione (x, y e z), le frequenze di vibrazione dei primi 15 modi, la massa modale e il fattore di partecipazione.

Tabella 7.3: Frequenze e valori delle masse partecipanti per i primi 15 modi di vibrare della struttura.

Modo	Frequenza [Hz]	Massa modale	Massa partecipante		
			X [%]	Y [%]	Z [%]
1	3.143	4.357×10^4	0.002	17.314	0.000
2	3.745	3.614×10^4	7.492	0.001	0.000
3	5.320	1.896×10^5	0.003	60.651	0.031
4	7.313	2.517×10^5	64.694	0.019	0.015
5	7.602	6.363×10^5	2.881	0.050	0.000
6	8.102	1.878×10^5	0.119	0.336	0.028
7	9.081	2.575×10^4	0.157	0.169	0.213
8	9.290	6.778×10^4	1.752	0.000	0.020
9	9.972	7.804×10^4	0.645	0.025	0.013
10	1.033×10	6.544×10^4	0.109	0.396	0.133
11	1.044×10	1.922×10^5	0.831	2.915	0.239
12	1.065×10	1.781×10^5	0.239	1.916	12.388
13	1.116×10	6.099×10^4	0.356	1.221	1.038
14	1.194×10	8.026×10^4	0.011	0.148	3.705
15	1.201×10	6.955×10^4	0.064	0.022	3.087

Nell'allegato 1, invece, è possibile trovare la medesima tabella per i primi 100 modi di vibrare che raggiungono una massa partecipante pari all'88,818% in direzione X e al 92,079% in direzione Y.

Come è possibile notare ogni modo di vibrare presenta una componente prevalente in una direzione. Per comodità vengono riportate nella seguente tabella i modi di vibrare per le direzioni x e y che interessano una massa superiore al 2%.

Tabella 7.4: Forme modali interessanti una percentuale di massa superiore al 2%.

Modo	Frequenza	Massa partecipante		Deformazione
1	3,143 [Hz]	4,375·10 ⁴	x = 0,002%	
			y = 17,314%	
2	3,745 [Hz]	3,614·10 ⁴	x = 7,492%	
			y = 0,001%	
3	5,32 [Hz]	1,896·10 ⁵	x = 0,003%	
			y = 60,651%	
4	7,313 [Hz]	2,517·10 ⁵	x = 64,694%	
			y = 0,019%	
5	7,602 [Hz]	6,363·10 ⁵	x = 2,881%	
			y = 0,050%	
11	1,044 [Hz]	1,922·10 ⁵	x = 0,831%	
			y = 2,915%	

7.5 Verifiche sismiche agli Stati Limite Ultimi

Per gli Stati Limite Ultimi la normativa impone che vengano eseguite le seguenti verifiche delle modalità di collasso:

- Pressoflessione nel piano della parete
- Taglio nel piano della parete
- Pressoflessione fuori dal piano della parete.

Tali verifiche vanno effettuate nel rispetto dello specifico spettro di risposta ottenuto mediante l'uso del programma Spettri nei capitoli precedenti. Nel caso in oggetto si fa riferimento all'analisi dinamica lineare e lo spettro di riferimento utilizzato è quello relativo allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).

Queste verifiche consistono nel verificare che la resistenza di ogni singolo elemento strutturale sia sempre maggiore dell'azione agente. Nel caso in esame si è posta maggior attenzione alla struttura del campanile poiché risulta essere quella maggiormente sollecitata dall'azione sismica.

Di seguito vengono riportati degli schemi per rendere più semplice la lettura dei setti nelle successive analisi. Va ricordato inoltre che la normativa prevede che un maschio murario possa essere considerato tale solo quando superiore ad un metro di larghezza, nel caso in esame però, essendo stata utilizzata una maglia di 30x30cm in Straus7, si è ritenuto opportuno considerare tutti gli elementi di larghezza pari o maggiore di 90 cm. Sono quindi presenti alcuni elementi non indagati nelle successive tabelle in quanto di larghezza inferiore ai 90 cm (I4, I7, I9, C4 e C12).

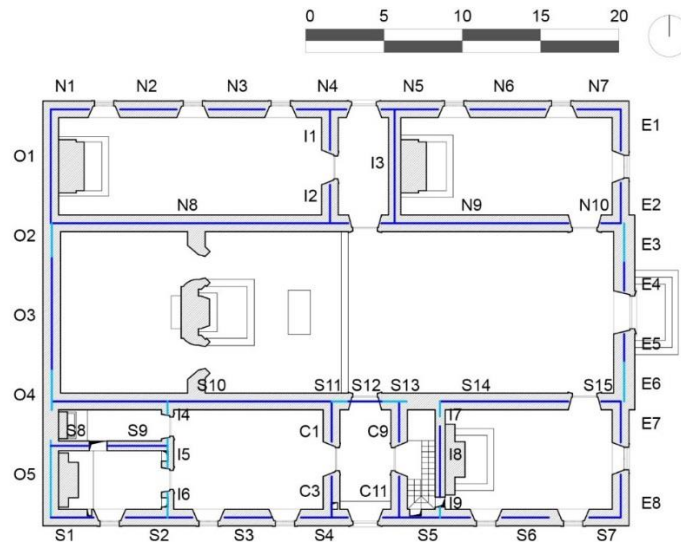


Figura 7.8: Schema riportante le pareti soggette a verifica allo SLU.

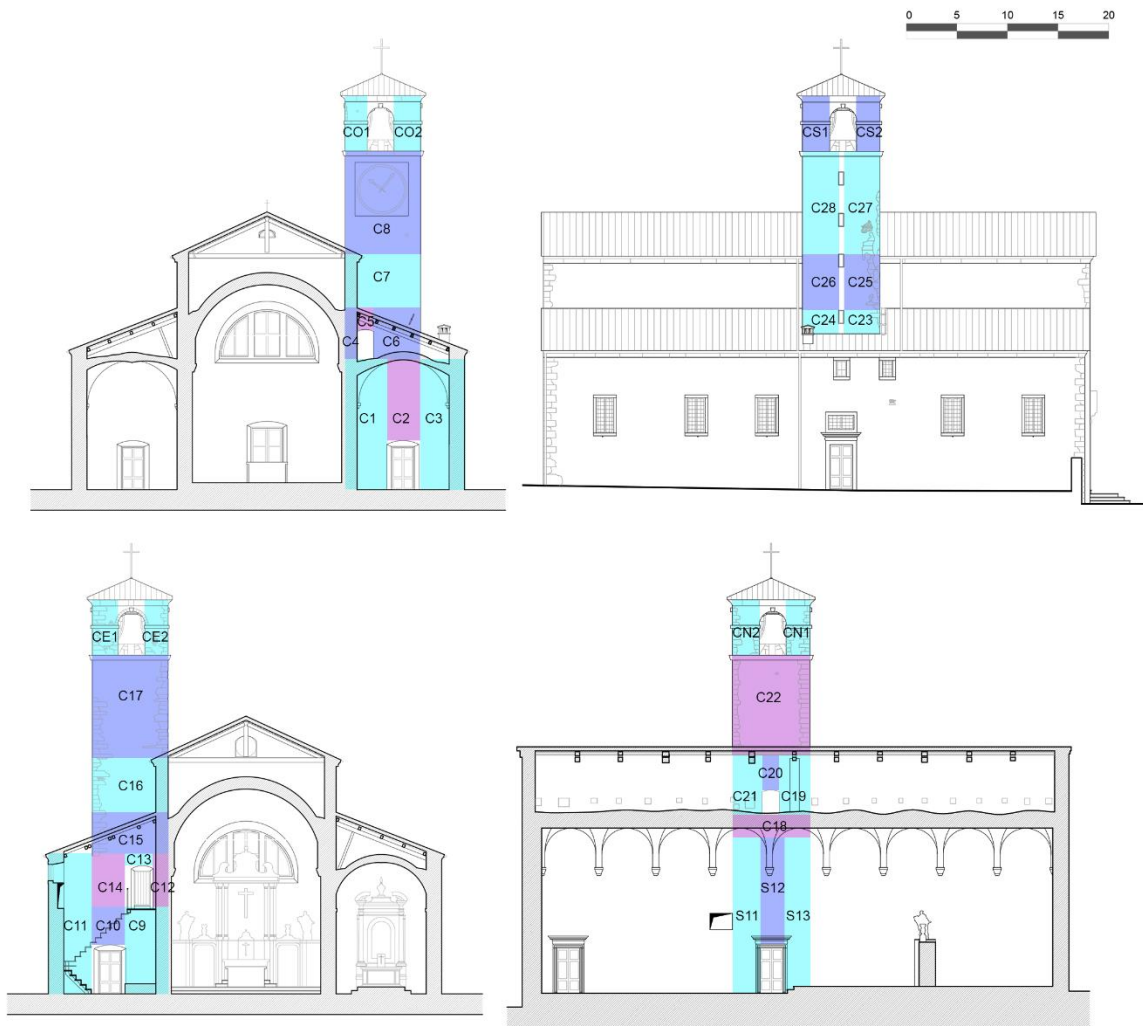


Figura 7.9: Schema riportante le pareti del campanile soggette a verifica allo SLU.

7.5.1 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO DELLA PARETE

Per le costruzioni in muratura la verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale viene eseguita confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente, ossia verificando che $M_{sd} \leq M_u$.

Nel caso di sezione rettangolare il momento ultimo resistente viene calcolato come:

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

Dove:

M_u momento ultimo corrispondente al collasso per pressoflessione

l lunghezza complessiva della parete inclusa la zona tesa

t spessore della zona compressa della parete

$\sigma_0 = \frac{P}{lt}$ tensione normale media riferita all'area totale della sezione (P forza assiale agente positiva se di compressione, se P è di trazione $M_u=0$)

$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$ resistenza a compressione di calcolo della muratura

Tale verifica viene effettuata assumendo che la muratura non sia reagente a trazione e vi sia un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni, inoltre i punti di maggior momento flettente negli elementi considerati sono rappresentati dalla base delle pareti.

Il momento agente di progetto M_{sd} viene determinato mediante l'uso della funzione Graphs di Straus7 indagando la linea lungo cui si trovano i nodi in esame ed eseguendo l'integrale delle forze verticali sulla lunghezza attraverso il valore $Length * Area$.

Il valore della tensione verticale σ viene invece ricavato come media aritmetica dei singoli valori ozz dei plate che costituiscono l'elemento indagato.

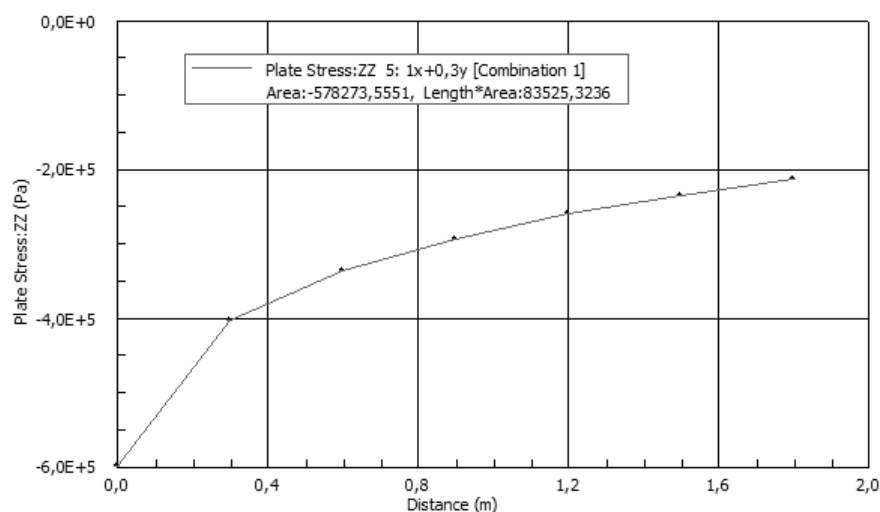


Figura 7.10: Grafico per la determinazione del momento agente

Vengono poi effettuate alcune correzioni sui valori ricavati, in particolar modo:

- Il valore della tensione verticale σ viene limitato come da normativa:

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq 0,25 \frac{f_k}{\gamma_m}$$

- Per tener conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, deve essere attribuita una eccentricità accidentale $\bar{\delta}$ al centro di massa rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo.

Tali effetti torsionali accidentali vengono considerati amplificando il valore del momento agente attraverso il fattore $\bar{\delta}$ risultante da:

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e}$$

Dove:

x distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico di piano, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;

L_e distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo

Tale valore non può comunque essere considerato inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

L'eccentricità è assunta costante su tutti gli orizzontamenti per direzione ed entità.

Come dettato da normativa, se la risposta viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, questa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti sismiche. La risposta di ciascuna componente viene combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale del moto, utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati.

Gli effetti della struttura sono quindi combinati successivamente mediante la seguente espressione:

$$\pm 1,00 E_x \pm 0,30 E_y \pm 0,30 E_z$$

Con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Viene riportato di seguito un esempio delle tabelle che si ritrovano in allegato 2, eseguite per tutte le 8 differenti combinazioni di carico per ogni elemento resistente. Per ogni riga viene segnata la sigla dell'elemento, la sua geometria quale lunghezza, spessore, altezza e il rapporto dovuto alla distanza dal baricentro nella direzione considerata. Nella parte successiva è riportato il momento agente di

progetto corretto per la posizione dell'elemento, il valore della tensione verticale ed il momento ultimo corrispondente al collasso. Viene poi segnalato se l'elemento risulta essere verificato (✓) o non verificato (X). Un'ulteriore distinzione è fatta con il colore grigio scuro nel caso in cui l'elemento non sia verificato a compressione ed il grigio chiaro nel caso non sia verificato a pressoflessione.

Tabella 7.5: Estratto di tabella della verifica a pressoflessione nel piano allo SLU.

+ 1,00 E _x + 0,30 E _y									
ELEMENTO	GEOMETRIA				PARAMETRI				VERIFICA
	L _i [m]	t [m]	h [m]	X/Le	M _{sd} [KN·m]	M _{corretto} [KN·m]	σ [MPa]	M _u [KN·m]	
C18	3,00	0,60	1,80	0,23	113,30	128,65	0,28	419,92	✓
C19	1,20	0,60	2,40	0,23	33,87	38,46	0,69	-29,84	X
C20	0,90	0,60	1,20	0,23	27,17	30,85	0,15	28,00	X
C21	0,90	0,60	2,40	0,23	1,79	2,03	0,22	34,78	✓
C22	3,00	0,60	5,40	0,23	202,12	229,50	0,25	405,88	✓

7.5.2 VERIFICA A TAGLIO NEL PIANO DELLA PARETE

Per le costruzioni in muratura la verifica a taglio di un elemento strutturale viene eseguita confrontando il taglio agente di calcolo con il taglio ultimo resistente, ossia verificando che $V_{sd} \leq V_u$.

Nel caso di sezione rettangolare il taglio ultimo resistente viene calcolato come:

$$V_u = lt \left(\frac{1,5\tau_{d0}}{b} \right) \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5\tau_{d0}}}$$

Dove:

V_u taglio ultimo

l lunghezza complessiva della parete

t spessore della parete

b coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere $b=h/l$ con $1 \leq b \leq 1,5$

$\sigma_0 = \frac{P}{lt}$ tensione normale media riferita all'area totale della sezione (P forza assiale agente positiva se di compressione)

τ_{d0} resistenza a taglio della muratura

I punti critici nella verifica dello sforzo di taglio sono rappresentati dalla base delle pareti.

Il taglio agente di progetto V_{sd} viene determinato mediante l'uso della funzione Graphs di Straus7 indagando la linea lungo cui si trovano i nodi in esame ed eseguendo l'integrale delle forze verticali sulla lunghezza attraverso il valore Area.

Il valore della tensione verticale σ viene invece ricavato come media aritmetica dei singoli valori σ_{zz} dei plate che costituiscono l'elemento indagato.

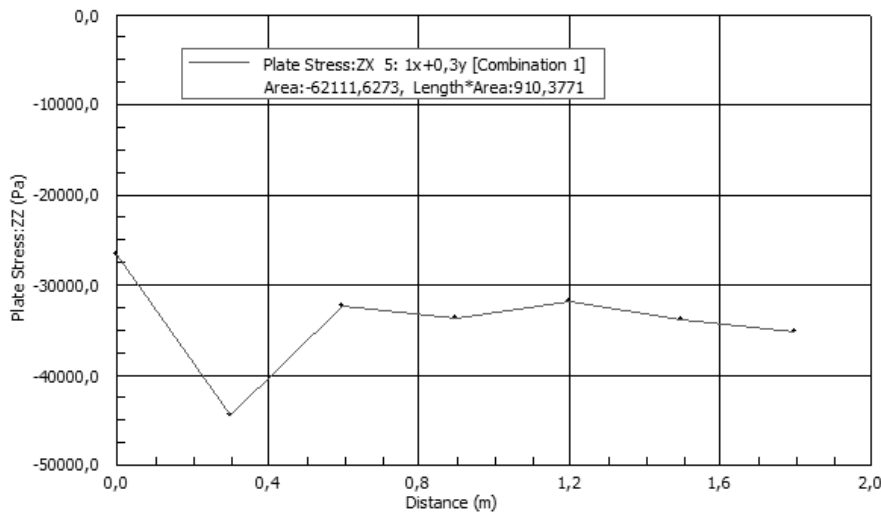


Figura 7.11: Grafico per la determinazione del taglio agente

Vengono poi effettuate alcune correzioni sui valori ricavati, in particolar modo:

- Il valore della tensione verticale σ viene limitato come da normativa:

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq 0,25 \frac{f_k}{\gamma_m}$$

- Per tener conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, deve essere attribuita una eccentricità accidentale δ al centro di massa rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo.

Tali effetti torsionali accidentali vengono considerati amplificando il valore del momento agente attraverso il fattore δ risultante da:

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e}$$

Dove:

x distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico di piano, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;

L_e distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo

Tale valore non può comunque essere considerato inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

L'eccentricità è assunta costante su tutti gli orizzontamenti per direzione ed entità.

Come previsto da normativa, se la risposta viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, questa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti sismiche.

La risposta di ciascuna componente viene combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale del moto, utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati.

Gli effetti della struttura sono quindi combinati successivamente mediante la seguente espressione:

$$\pm 1,00 E_x \pm 0,30 E_y \pm 0,30 E_z$$

Con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Viene quindi riportato un esempio delle tabelle che si trovano in allegato 3.

Queste tabelle riassuntive sono sempre eseguite per tutte le 8 differenti combinazioni di carico per ogni elemento resistente. Per ogni riga sono evidenziati il nome dell'elemento e la sua geometria.

Successivamente sono riportati il taglio agente di progetto ed il taglio agente corretto a seconda della posizione dell'elemento, il valore della tensione verticale ed il taglio ultimo corrispondente. Viene poi segnalato se l'elemento risulta essere verificato (\checkmark) o non verificato (\times).

Tabella 7.6: Estratto di tabella della verifica a taglio nel piano allo SLU.

+ 1,00 E _x + 0,30 E _y										
ELEMENTO	GEOMETRIA					PARAMETRI				VERIFICA
	L _i [m]	t [m]	h [m]	b=h/l	X/Le	V _{sd} [KN]	V _{corretto} [KN]	σ [MPA]	V _u [KN]	
O1	5,10	0,75	6,90	1,35	0,36	484,96	590,56	0,42	261,46	×
O2	1,80	0,80	11,40	1,50	0,18	88,36	97,77	0,34	79,74	×
O3	4,80	0,80	5,70	1,19	0,00	283,92	283,92	0,25	231,88	×
O4	2,10	0,80	11,40	1,50	0,19	102,36	113,75	0,36	96,26	×
O5	3,60	0,75	6,90	1,50	0,40	2,54	3,15	0,32	146,03	✓

7.5.3 RIASSUNTO VERIFICHE

Attraverso l'uso del modello ottenuto in Straus7 è stato possibile sottoporre l'edificio all'analisi dinamica così come prevista dalle Norme Tecniche. A questo modello sono stati applicati i criteri previsti per edifici esistenti e il livello di conoscenza di struttura utilizzato in questo passaggio è stato quello di livello LC1.

È da evidenziare come la rottura a pressoflessione interessi un numero molto minore di elementi rispetto alla rottura per taglio.

Tabella 7.7: Riassunto delle verifiche in LC1 a pressoflessione riportante gli elementi non verificati

Combinazione	Elementi non verificati a pressoflessione					
	Elementi in direzione x		Elementi in direzione y		Elementi totali	
+1,00 Ex + 0,30 Ey	5/40	12,50%	3/38	7,89%	8/78	10,26%
+1,00 Ex - 0,30 Ey	6/40	15,00%	4/38	10,53%	10/78	12,82%
-1,00 Ex + 0,30 Ey	7/40	17,50%	2/38	5,26%	9/78	11,54%
-1,00 Ex - 0,30 Ey	6/40	15,00%	4/38	10,53%	10/78	12,82%
+0,30 Ex + 1,00 Ey	6/40	15,00%	11/38	28,95%	17/78	21,79%
-0,30 Ex + 1,00 Ey	5/40	12,50%	15/38	39,47%	20/78	25,64%
+0,30 Ex - 1,00 Ey	7/40	17,50%	16/38	42,11%	23/78	29,49%
-0,30 Ex - 1,00 Ey	7/40	17,50%	16/38	42,11%	23/78	29,49%

Tabella 7.8: Riassunto delle verifiche in LC1 a taglio riportante gli elementi non verificati

Combinazione	Elementi non verificati a taglio					
	Elementi in direzione x		Elementi in direzione y		Elementi totali	
+1,00 Ex + 0,30 Ey	37/40	92,50%	20/38	52,63%	57/78	73,08%
+1,00 Ex - 0,30 Ey	38/40	95,00%	22/38	57,89%	60/78	76,92%
-1,00 Ex + 0,30 Ey	36/40	90,00%	16/38	42,11%	52/78	66,67%
-1,00 Ex - 0,30 Ey	38/40	95,00%	21/38	55,26%	59/78	75,64%
+0,30 Ex + 1,00 Ey	14/40	35,00%	35/38	92,11%	49/78	62,82%
-0,30 Ex + 1,00 Ey	12/40	30,00%	35/38	92,11%	47/78	60,26%
+0,30 Ex - 1,00 Ey	16/40	40,00%	35/38	92,11%	51/78	65,38%
-0,30 Ex - 1,00 Ey	16/40	40,00%	35/38	92,11%	51/78	65,38%

Di seguito è stato effettuato un riepilogo, raffigurante la sola pianta di base, riportante i setti che risultano verificati o non in tutte le 8 combinazioni sismiche. Non sono stati riportati i setti ai livelli più alti che interessano il campanile, in quanto questi risultano tutti non verificati in almeno una delle combinazioni indagate.

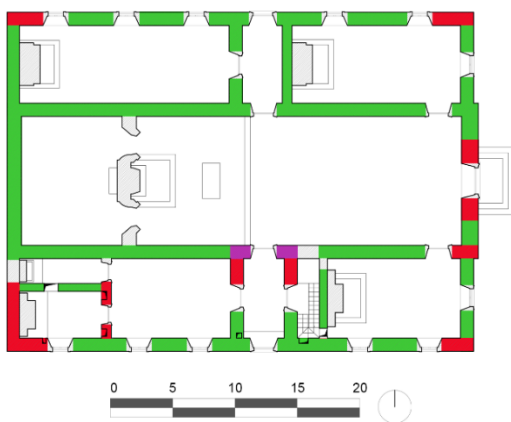


Figura 7.12: Rappresentazione in pianta degli elementi verificati (in verde) e non verificati, in rosso a pressoflessione, in viola a compressione, per il livello LC1.

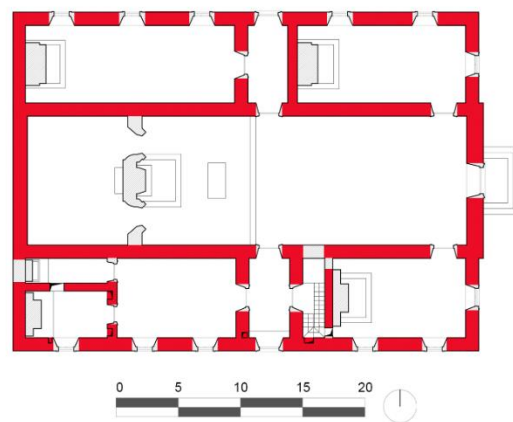


Figura 7.13: Rappresentazione in pianta degli elementi verificati (in verde) e non verificati, in rosso a pressoflessione, in viola a compressione, per il livello LC1.

Capitolo 8

ANALISI DI SENSITIVITÀ

Poiché non è stato possibile effettuare analisi conoscitive sulla tipologia muraria dell'edificio, come detto in precedenza, si è adottato un livello di conoscenza LC1.

Questa assunzione implica necessariamente alcune approssimazioni nella valutazione del rischio sismico della struttura: per comprendere se ciò incida effettivamente sul risultato finale dell'analisi e in quale misura, sono state effettuate delle analisi di sensitività.

Un primo studio, svolto sia per l'analisi limite che per la modellazione globale, consiste nella variazione del livello di conoscenza assunto ossia nel miglioramento che si ottiene passando dal livello LC1 a LC2. Successivamente, sono state effettuate ulteriori analisi a seconda della tipologia di studio.

8.1 Analisi limite

Per quanto riguarda l'analisi limite e lo studio dei cinematismi si è proceduto provando ad impostare un livello di conoscenza differente da quello assunto.

Successivamente si procederà con un confronto fra il **coefficiente di attivazione α** e il valore di **resistenza media a compressione f_m** valutati per differenti tipologie murarie.

In tal modo si vuole stabilire quali parametri influenzano maggiormente il comportamento delle singole pareti.

8.1.1 ANALISI IN LC2

Si è quindi proceduto ponendo il **livello di conoscenza LC2** che porta all'adozione dei valori medi degli intervalli riportati nella tabella 5.3 per le resistenze e di valori medi per i moduli elastici come indicato nel capitolo C8A.1.A della Circolare n°617 del 2/2/09.

Tabella 8.1: Valori medi di riferimento dei parametri meccanici e peso specifico medio per tipologia di muratura (ricavati da tab. C8A.2.1 Circolare n. 617 del 2/02/2009).

<i>Tipologia muraria</i>	f_m [N/cm ²]	τ_o [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	250	4,3	1230	410	20

- f_m resistenza media a compressione della muratura;
- τ_o 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.

Il corrispondente fattore di confidenza è **FC=1,2** e viene utilizzato per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi.

Il coefficiente parziale di sicurezza da utilizzare per il progetto sismico di strutture in muratura è sempre pari a $\gamma_m = 2$ (§7.8.1.1 del D.M. 14/1/08).

I valori di calcolo delle resistenze sono pertanto i seguenti:

- Resistenza a compressione di calcolo: $f_{m,d} = 1,0417 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a taglio di calcolo in assenza di compressione: $\tau_0 = 1,791 \text{ N/cm}^2$

Sono quindi stati rivalutati i meccanismi precedentemente affrontati con un livello di conoscenza LC1, cambiando i valori elencati sopra e riassumendo i risultati ottenuti nelle seguenti tabelle.

Queste restituiscono, come quelle viste nel capitolo 6, il valore del coefficiente di attivazione α del meccanismo di ribaltamento e la verifica o meno delle analisi lineari e non lineari.

Vengono inoltre evidenziati in tabella anche i rapporti tra $a_0^*/a_{0\max}$ e $d_u^*/d_{u\max}$ in una gamma di colori che va dal verde per i valori che indicano minore vulnerabilità, al rosso per quelli maggiormente vulnerabili.

Tale gradazione di colore viene anche riportata nei modelli dell'edificio sotto ogni tabella in modo tale da dare un quadro d'insieme dei singoli meccanismi che potrebbero attivarsi in caso di sisma, evidenziandone i macroelementi più vulnerabili.

Tabella 8.2: Riepilogo M1.1 in LC2.

<i>Ribaltamento semplice parete monolitica M1.1</i>					
<i>Macroelemento</i>	<i>Coefficiente di attivazione α</i>	<i>Analisi cinematica lineare</i>		<i>Analisi cinematica non lineare</i>	
E_1	0,063	$a_0^*/a_{0max} =$	0,555	$d_u^*/d_{umax} =$	1,263
		Non verificata		Verificata	
E_2	0,153	$a_0^*/a_{0max} =$	0,715	$d_u^*/d_{umax} =$	1,753
		Non verificata		Verificata	
N_1	0,104	$a_0^*/a_{0max} =$	0,981	$d_u^*/d_{umax} =$	1,780
		Non verificata		Verificata	
N_2	0,051	$a_0^*/a_{0max} =$	0,468	$d_u^*/d_{umax} =$	1,181
		Non verificata		Verificata	
O_1	0,049	$a_0^*/a_{0max} =$	0,436	$d_u^*/d_{umax} =$	1,008
		Non verificata		Verificata	
O_2	0,057	$a_0^*/a_{0max} =$	0,500	$d_u^*/d_{umax} =$	0,625
		Non verificata		Non verificata	
O_3	0,173	$a_0^*/a_{0max} =$	0,807	$d_u^*/d_{umax} =$	1,953
		Non verificata		Verificata	
S_1	0,047	$a_0^*/a_{0max} =$	0,438	$d_u^*/d_{umax} =$	1,226
		Non verificata		Verificata	
S_2	0,022	$a_0^*/a_{0max} =$	0,209	$d_u^*/d_{umax} =$	0,813
		Non verificata		Non verificata	
S_3	0,027	$a_0^*/a_{0max} =$	0,252	$d_u^*/d_{umax} =$	0,853
		Non verificata		Non verificata	
C_1	0,304	$a_0^*/a_{0max} =$	3,302	/	
		Verificata			

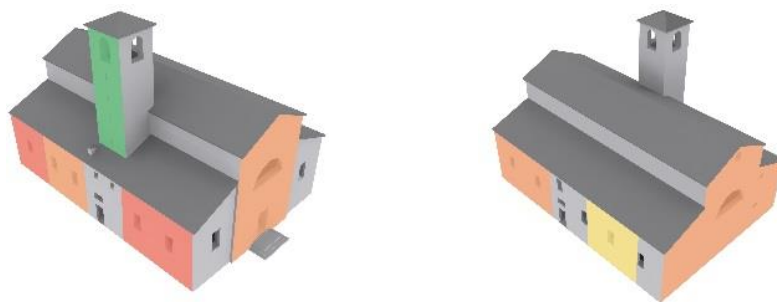


Figura 8.1: Meccanismo M1.1, Analisi lineare.

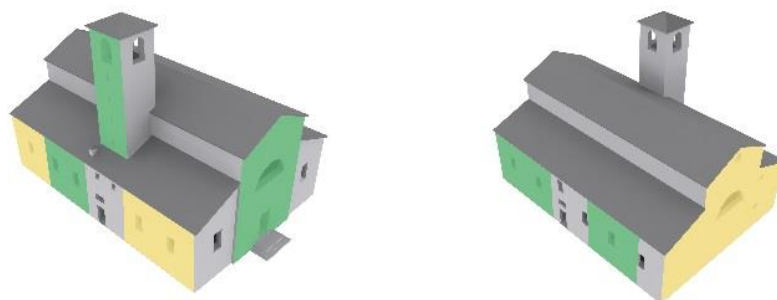


Figura 8.2: Meccanismo M1.1, Analisi non lineare.

Tabella 8.3: Riepilogo M1.2 in LC2.

Ribaltamento semplice di parete a doppia cortina M1.2					
Macroelemento	Coefficiente di attivazione α	Analisi cinematica lineare		Analisi cinematica non lineare	
E_1	0,028	$a_0^*/a_{0max} =$	0,247	$d_u^*/d_{umax} =$	0,514
		Non verificata		Non verificata	
N_1	0,047	$a_0^*/a_{0max} =$	0,448	$d_u^*/d_{umax} =$	0,608
		Non verificata		Non verificata	
N_2	0,010	$a_0^*/a_{0max} =$	0,090	$d_u^*/d_{umax} =$	0,356
		Non verificata		Non verificata	
O_1	0,031	$a_0^*/a_{0max} =$	0,270	$d_u^*/d_{umax} =$	0,439
		Non verificata		Non Verificata	
S_1	0,012	$a_0^*/a_{0max} =$	0,116	$d_u^*/d_{umax} =$	0,511
		Non verificata		Non verificata	
S_2	0,007	$a_0^*/a_{0max} =$	0,069	$d_u^*/d_{umax} =$	0,441
		Non verificata		Non verificata	
S_3	0,005	$a_0^*/a_{0max} =$	0,050	$d_u^*/d_{umax} =$	0,434
		Non verificata		Non verificata	

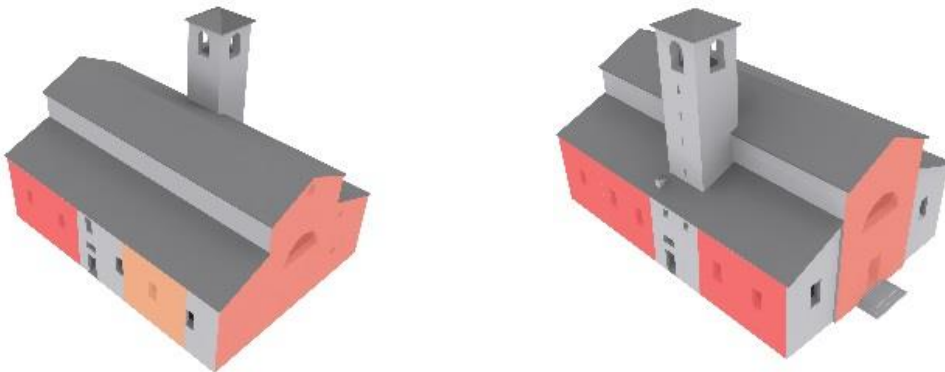


Figura 8.3: Meccanismo M1.2, Analisi lineare.

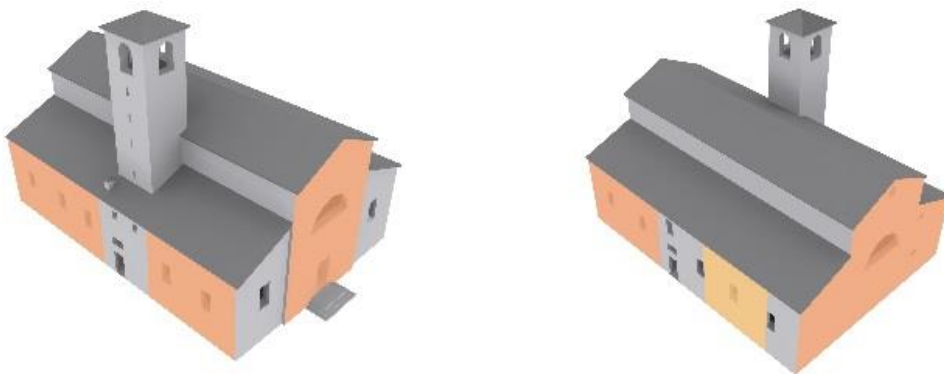


Figura 8.4: Meccanismo M1.2, Analisi non lineare.

Tabella 8.4: Riepilogo M2.1 in LC2.

<i>Ribaltamento composto di cuneo diagonale M2.1</i>					
<i>Macroelemento</i>	<i>Coefficiente di attivazione α</i>	<i>Analisi cinematica lineare</i>		<i>Analisi cinematica non lineare</i>	
E_2	0,165	$a_0^*/a_{0max} =$	0,782	$d_u^*/d_{umax} =$	2,395
		Non verificata		Verificata	
O_2	0,120	$a_0^*/a_{0max} =$	1,090	/	
		Verificata			
O_3	0,186	$a_0^*/a_{0max} =$	0,882	$d_u^*/d_{umax} =$	2,654
		Non verificata		Verificata	
C_2	0,208	$a_0^*/a_{0max} =$	1,461	/	
		Verificata			

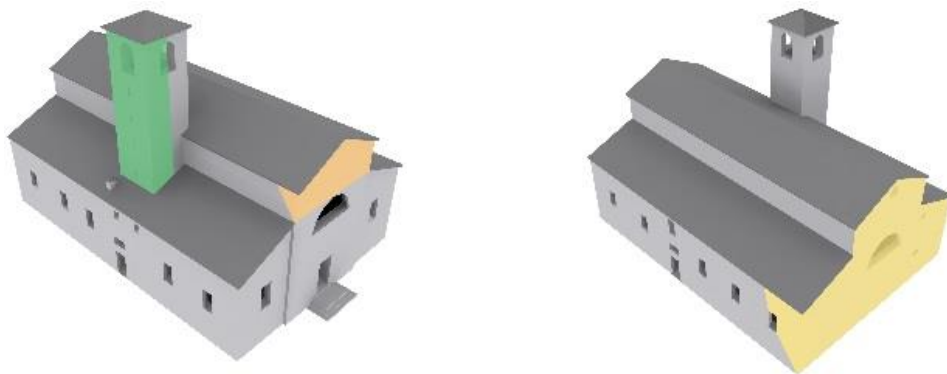


Figura 8.5: Meccanismo M2.1, Analisi lineare.

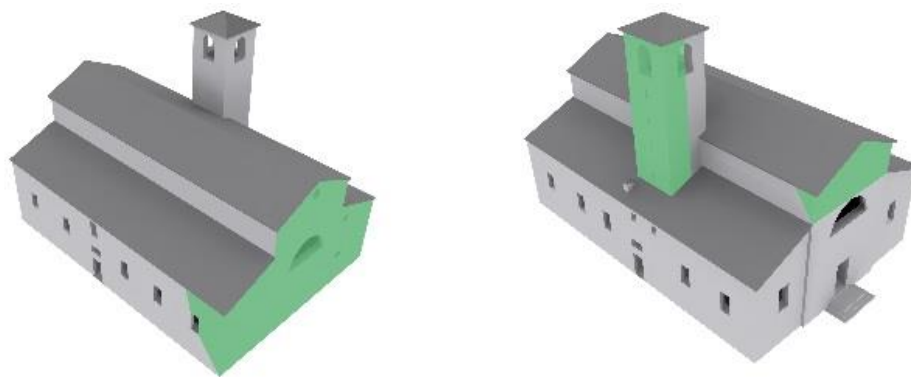


Figura 8.6: Meccanismo M2.1, Analisi non lineare.

Tabella 8.5: Riepilogo M2.2 in LC2.

Ribaltamento del cantonale M2.2				
Macroelemento	Coefficiente di attivazione α	Analisi cinematica lineare		Analisi cinematica non lineare
A_1	0,243	$a_0^*/a_{0max} =$	1,399	/
		Verificata		
A_2	0,290	$a_0^*/a_{0max} =$	1,946	/
		Verificata		
A_3	0,228	$a_0^*/a_{0max} =$	1,290	/
		Verificata		
A_4	0,290	$a_0^*/a_{0max} =$	1,838	/
		Verificata		
A_5	0,449	$a_0^*/a_{0max} =$	3,361	/
		Verificata		
A_6	0,397	$a_0^*/a_{0max} =$	2,936	/
		Verificata		

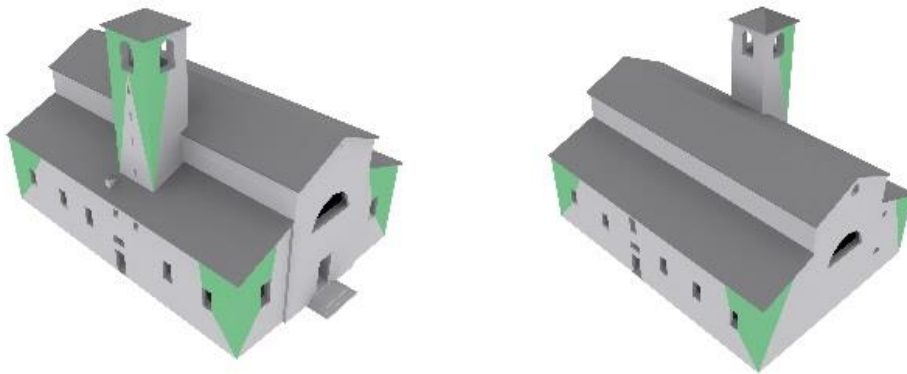


Figura 8.7: Meccanismo M2.2, Analisi lineare.

Tabella 8.6: Riepilogo M3.1 in LC2.

Flessione verticale di parete monolitica M3.1					
Macroelemento	Coefficiente di attivazione α	Analisi cinematica lineare		Analisi cinematica non lineare	
E_1	0,158	$a_0^*/a_{0max} =$	0,765	$d_u^*/d_{umax} =$	2,170
		Non verificata		Verificata	
O_1	0,161	$a_0^*/a_{0max} =$	0,817	$d_u^*/d_{umax} =$	2,057
		Non verificata		Verificata	

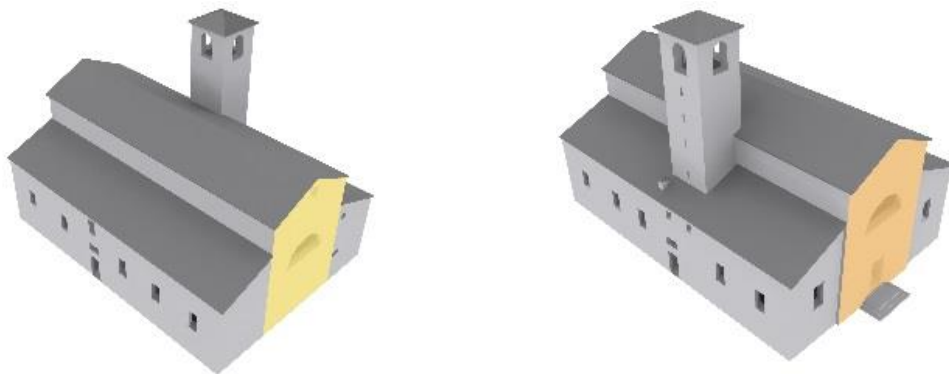


Figura 8.8: Meccanismo M3.1, Analisi lineare.

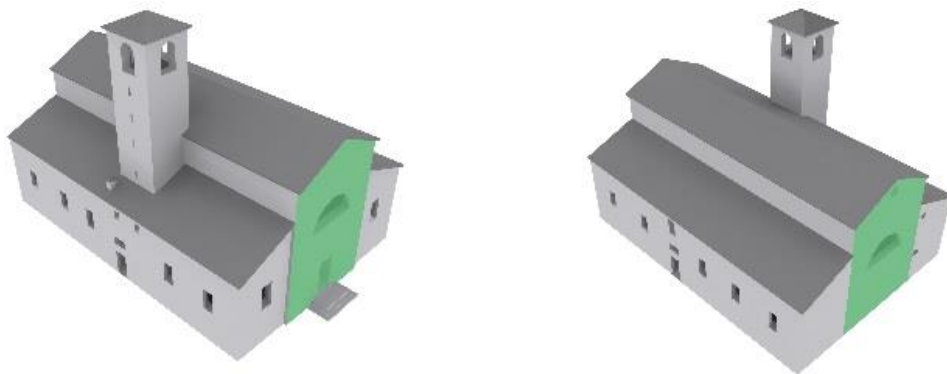


Figura 8.9: Meccanismo M3.1, Analisi non lineare.

Tabella 8.7: Riepilogo M4.1 in LC2.

Meccanismo di rottura a taglio M4.1				
Macroelemento	Coefficiente di attivazione α	Analisi cinematica lineare		Analisi cinematica non lineare
N_1	0,386	$a_0^*/a_{0max} =$	2,918	/
		Verificata		
N_2	0,397	$a_0^*/a_{0max} =$	2,984	/
		Verificata		
S_1	0,234	$a_0^*/a_{0max} =$	1,755	/
		Verificata		
S_2	0,278	$a_0^*/a_{0max} =$	2,087	/
		Verificata		
S_3	0,281	$a_0^*/a_{0max} =$	2,129	/
		Verificata		
C_1	0,583	$a_0^*/a_{0max} =$	1,681	/
		Verificata		

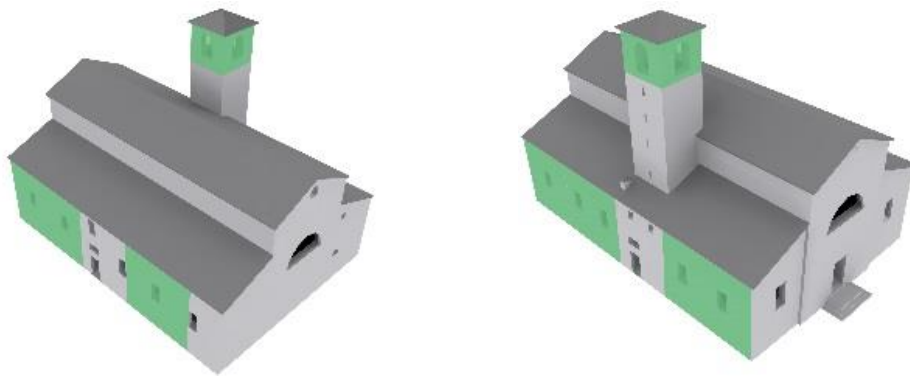


Figura 8.10: Meccanismo M4.1, Analisi lineare.

8.1.2 COEFFICIENTE DI ATTIVAZIONE E CONFRONTI TRA LC1 E LC2

Si è quindi proceduto con un confronto tra *Muratura in pietrame disordinata*, *Muratura a conci sbazzati con paramento di limitato spessore e nucleo interno* e *Muratura in pietre a spacco con buona tessitura* ai livelli di conoscenza LC1, a cui si è attribuito un fattore di confidenza $FC=1,35$, e LC2, con $FC=1,2$. Per le analisi effettuate ci si è basati sul valore di f_m pari a 200 indicato nei grafici seguenti.

Si è poi fatto un confronto variando la resistenza a compressione nella sola tipologia di *Muratura a conci sbazzati con paramento di limitato spessore e nucleo interno* e considerando solo il livello LC1, valutando il range della variazione del coefficiente di attivazione α .

Questo è stato effettuato per i valori di a_0^*/a_{0max} per l'analisi lineare e d_u^*/d_{umax} per l'analisi non lineare in modo da valutare come cambi la percentuale di verifica del meccanismo al variare della resistenza a compressione f_m .

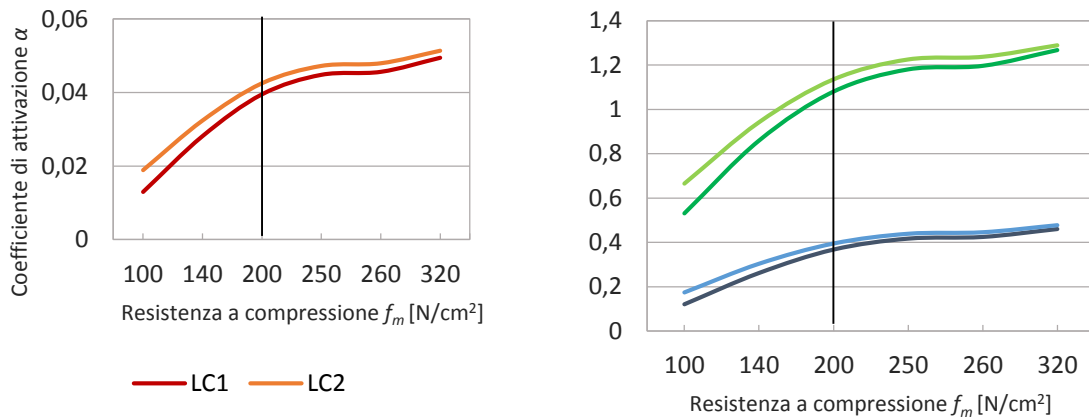
Successivamente si è proceduto confrontando i dati ottenuti dalle analisi precedentemente effettuate in LC1 e in LC2, conservando la stessa scala di colori per fornire una valutazione immediata del miglioramento ottenuto o meno.

Si è quindi osservata la variazione ottenuta tra i due valori, evidenziando il numero di meccanismi che risultano verificati a seguito di un miglioramento del livello di conoscenza. Viene inoltre riportata la variazione media della percentuale di verifica del cinematismo in modo da osservare come la variazione del fattore di confidenza influisca sui risultati ottenuti.

Va altresì ricordato che per quanto riguarda i meccanismi che non prevedono l'arretramento della cerniera le variazioni riguardano il solo fattore di conoscenza FC e non la variazione delle caratteristiche dei materiali, differenti tra i due livelli di conoscenza analizzati. Per tale motivo non risultano presenti grafici riguardanti la variazione della resistenza a compressione f_m nei meccanismi che non prevedono l'arretramento della cerniera.

8.1.2.1 Ribaltamento semplice di parete monolitica

Come parete di riferimento si è adottata la parete sud, S_1.



Si può notare come la variazione del coefficiente di attivazione α di LC1 sia compresa in un range del 9% per la tipologia di muratura indagata.

— a_0^*/a_{0max} LC1 — a_0^*/a_{0max} LC2
— d_u^*/d_{umax} LC1 — d_u^*/d_{umax} LC2

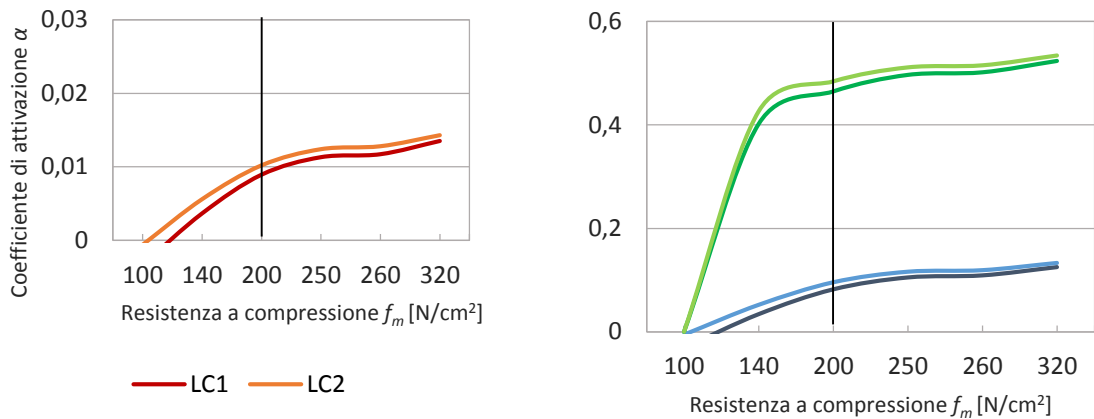
Variando il livello di conoscenza da LC1 a LC2 e la resistenza a compressione da 200 a 250 N/cm², vi è una variazione media per il meccanismo di ribaltamento semplice di parete monolitica di a_0^*/a_{0max} pari al 6,8% e di d_u^*/d_{umax} pari al 14,8%. In questo caso, si può notare come la variazione del fattore di confidenza FC e delle caratteristiche della muratura porta alla verifica, mediante sola analisi cinematica non lineare, di un macroelemento in più rispetto al livello di conoscenza precedentemente adottato.

Tabella 8.8: Riepilogo M1.1, confronto LC1-LC2.

Ribaltamento semplice parete monolitica M1.1						
Macroelemento	Analisi cinematica lineare			Analisi cinematica non lineare		
	a_0^*/a_{0max}			d_u^*/d_{umax}		
	LC1	LC2	Variazione	LC1	LC2	Variazione
E_1	0,483	0,555	+0,072	1,105	1,263	+0,158
E_2	0,685	0,715	+0,030	1,676	1,753	+0,077
N_1	0,898	0,981	+0,083	1,626	1,780	+0,154
N_2	0,382	0,468	+0,086	1,014	1,181	+0,167
O_1	0,371	0,436	+0,065	0,853	1,008	+0,155
O_2	0,437	0,500	+0,063	0,472	0,625	+0,153
O_3	0,774	0,807	+0,033	1,875	1,953	+0,078
S_1	0,367	0,438	+0,071	1,081	1,226	+0,145
S_2	0,123	0,209	+0,086	0,598	0,813	+0,215
S_3	0,173	0,252	+0,079	0,675	0,853	+0,178
C_1	3,220	3,302	+0,082	/	/	/
Verificate	1/11	1/11	+0	6/10	7/10	+1
% di verifica	71,9%	78,8%	+6,8%	109,8%	124,6%	+14,8%

8.1.2.2 Ribaltamento semplice di parete a doppia cortina

Come parete di riferimento si è adottata la parete sud, S_1.



La variazione del coefficiente di attivazione α di LC1 risulta essere compresa in un range del 3% per la tipologia di muratura studiata.

— a_0^*/a_{0max} LC1 — a_0^*/a_{0max} LC2
— du^*/d_{umax} LC1 — du^*/d_{umax} LC2

Variando il livello di conoscenza da LC1 a LC2 e la resistenza a compressione da 200 a 250 N/cm², vi è una variazione media, per il meccanismo di ribaltamento semplice di parete a doppia cortina, di a_0^*/a_{0max} pari al 3,4% e di du^*/d_{umax} pari al 4,6%.

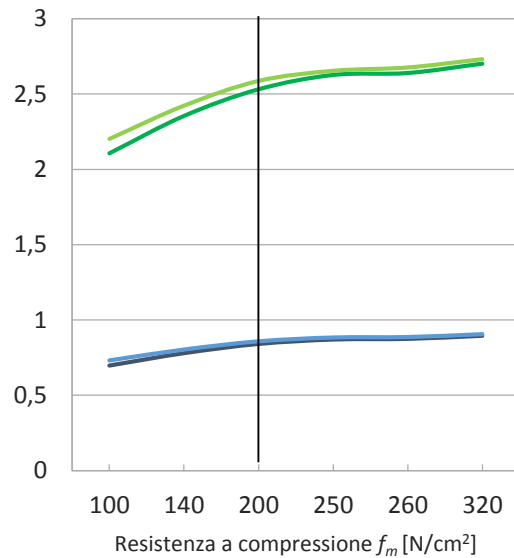
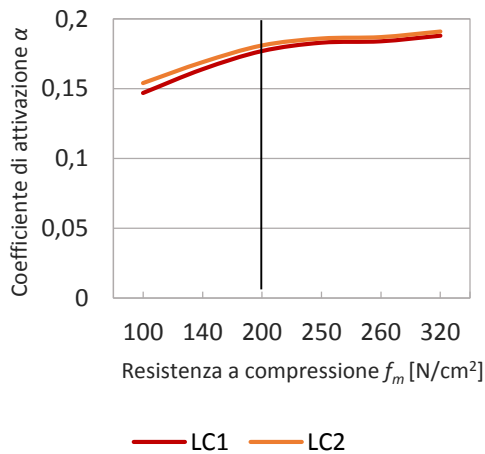
La variazione del fattore di confidenza FC e delle caratteristiche della muratura non porta alla verifica di ulteriori macroelementi che risultano tutti non verificati all'analisi cinematica lineare e all'analisi cinematica non lineare.

Tabella 8.9: Riepilogo M1.2, confronto LC1-LC2.

Ribaltamento semplice parete a doppia cortina M1.2						
Macroelemento	Analisi cinematica lineare			Analisi cinematica non lineare		
	a_0^*/a_{0max}			du^*/d_{umax}		
	LC1	LC2	Variazione	LC1	LC2	Variazione
E_1	0,211	0,247	+0,036	0,425	0,514	+0,089
N_1	0,409	0,448	+0,039	0,530	0,608	+0,078
N_2	0,052	0,090	+0,038	0,310	0,356	+0,046
O_1	0,237	0,270	+0,033	0,360	0,439	+0,079
S_1	0,082	0,116	+0,034	0,465	0,511	+0,046
S_2	0,030	0,069	+0,039	0,387	0,441	+0,054
S_3	0,016	0,050	+0,034	0,387	0,434	+0,047
Verificate	0/7	0/7	+0	0/7	0/7	+0
% di verifica	17,3%	21,5%	+4,2%	47,7%	55,1%	+7,3%

8.1.2.3 Ribaltamento composto di cuneo diagonale

Come parete di riferimento si è adottata la parete ovest, O_3.



La variazione del coefficiente di attivazione α di LC1 risulta essere compresa in un range del 1% per la tipologia di muratura studiata.

— a_0^*/a_{0max} LC1 — a_0^*/a_{0max} LC2
— d_u^*/d_{umax} LC1 — d_u^*/d_{umax} LC2

Aumentando il livello di conoscenza da LC1 a LC2 e la resistenza a compressione da 200 a 250 N/cm², vi è una variazione media per il meccanismo di ribaltamento composto di cuneo diagonale di a_0^*/a_{0max} pari al 8,1% e di d_u^*/d_{umax} pari al 12,3%.

In questo caso, la variazione del fattore di confidenza FC e delle caratteristiche della muratura non porta alla verifica lineare di ulteriori macroelementi mentre quest'ultimi risultano tutti già verificati all'analisi cinematica non lineare in LC1.

Tabella 8.10: Riepilogo M2.1, confronto LC1-LC2.

Ribaltamento composto di cuneo diagonale M2.1						
Macroelemento	Analisi cinematica lineare			Analisi cinematica non lineare		
	a_0^*/a_{0max}			d_u^*/d_{umax}		
	LC1	LC2	Variazione	LC1	LC2	Variazione
E_2	0,744	0,782	+0,038	2,271	2,395	+0,124
O_2	1,009	1,090	+0,081	/	/	/
O_3	0,839	0,882	+0,043	2,531	2,654	+0,123
C_2	1,298	1,461	+0,163	/	/	/
Verificate	2/4	2/4	+0	2/2	2/2	+0
% di verifica	97,2%	105,4%	+8,1%	240,1%	252,4%	+12,3%

8.1.2.4 Ribaltamento del cantonale

Al variare del livello di conoscenza da LC1 a LC2, vi è una variazione media, per il meccanismo di ribaltamento del cantonale, di a_0^*/a_{0max} pari al 23,7%. In questo caso, la variazione del fattore di confidenza FC non influenza la verifica dei macroelementi indagati in quanto questi risultano già ampliamenti verificati all'analisi cinematica lineare.

Tabella 8.11: Riepilogo M2.2, confronto LC1-LC2.

Ribaltamento del cantonale M2.2						
Macroelemento	Analisi cinematica lineare			Analisi cinematica non lineare		
	a_0^*/a_{0max}			d_u^*/d_{umax}		
	LC1	LC2	Variazione	LC1	LC2	Variazione
A_1	1,243	1,399	+0,156	/	/	/
A_2	1,730	1,946	+0,216	/	/	/
A_3	1,145	1,290	+0,145	/	/	/
A_4	1,634	1,838	+0,204	/	/	/
A_5	2,988	3,361	+0,373	/	/	/
A_6	2,609	2,936	+0,327	/	/	/
Verificate	6/6	6/6	+0	/	/	/
% di verifica	189,1%	212,8%	+23,7%	/	/	/

8.1.2.5 Flessione verticale di parete monolitica

Variando il livello di conoscenza da LC1 a LC2 vi è un aumento medio di a_0^*/a_{0max} pari al 8,8% e di d_u^*/d_{umax} pari al 11,1%. La variazione del fattore di confidenza FC non porta alla verifica lineare di ulteriori macroelementi mentre quest'ultimi risultano tutti già verificati all'analisi cinematica non lineare in LC1.

Tabella 8.12: Riepilogo M3.1, confronto LC1-LC2.

Flessione verticale di parete monolitica M3.1						
Macroelemento	Analisi cinematica lineare			Analisi cinematica non lineare		
	a_0^*/a_{0max}			d_u^*/d_{umax}		
	LC1	LC2	Variazione	LC1	LC2	Variazione
E_1	0,680	0,765	+0,085	2,060	2,170	+0,110
O_1	0,726	0,817	+0,091	1,945	2,057	+0,112
Verificate	0/2	0/2	+0	2/2	2/2	+0
% di verifica	70,3%	79,1%	+8,8%	200,2%	211,3%	11,1%

8.1.2.6 Meccanismo di rottura a taglio

Modificando il livello di conoscenza vi è una variazione media di a_0^*/a_{0max} pari al 25,1%. In questo caso la variazione del fattore di confidenza FC non influenza la verifica dei macroelementi indagati in quanto questi risultano già ampiamenti verificati all'analisi cinematica lineare.

Tabella 8.13: Riepilogo M4.1, confronto LC1-LC2.

Meccanismo di rottura a taglio M4.1						
Macroelemento	Analisi cinematica lineare			Analisi cinematica non lineare		
	a_0^*/a_{0max}			d_u^*/d_{umax}		
	LC1	LC2	Variazione	LC1	LC2	Variazione
N_1	2,594	2,918	+0,324	/	/	/
N_2	2,653	2,984	+0,331	/	/	/
S_1	1,560	1,755	+0,195	/	/	/
S_2	1,855	2,087	+0,232	/	/	/
S_3	1,892	2,129	+0,237	/	/	/
C_1	1,494	1,681	+0,187	/	/	/
Verificate	6/6	6/6	+0	/	/	/
% di verifica	200,8%	225,9%	25,1%	/	/	/

8.1.3 CONSIDERAZIONI FINALI

Le tabelle di riepilogo precedenti indicano come i risultati dell'analisi lineare e non lineare cambino al variare delle informazioni possedute e quindi del livello di conoscenza del fabbricato analizzato e delle diverse caratteristiche meccaniche dei materiali.

In linea generale vengono riscontrati alcuni miglioramenti nel passaggio da LC1 a LC2, tuttavia tali miglorie non sono sufficienti a verificare quei macroelementi che risultavano non verificati alle precedenti analisi effettuate in LC1. Nello specifico si ottiene circa un 7% di miglioramento all'analisi cinematica lineare ed un 10% all'analisi cinematica non lineare per i casi di ribaltamento semplice, ribaltamento composto e flessione verticale. Per il caso di ribaltamento del cantonale e per il meccanismo di rottura a taglio, invece, si ha un incremento di circa il 24% all'analisi lineare ma tutti i macroelementi indagati risultavano già ampiamente verificati in LC1.

La variazione del livello di conoscenza porta a miglioramenti visibili solamente nel caso di ribaltamento semplice di parete monolitica (Tabella 8.8). In questo caso un solo macroelemento su dieci risulta verificato all'analisi non lineare in LC2 mentre in LC1 risultava non verificato.

Si precisa che l'unico fattore che viene influenzato dal miglioramento del livello di conoscenza è l'arretramento della cerniera in quanto è l'unico a dipendere dalle caratteristiche del materiale. Tale fattore tuttavia risulta minimo nel calcolo del momento stabilizzante del cinematismo.

Per quanto riguarda tutti quei meccanismi che non prevedono l'arretramento della cerniera, invece, il miglioramento ottenuto deriva semplicemente dal fattore di confidenza FC minore.

8.2 Modellazione globale

Analogamente a quanto fatto nel paragrafo 8.1 si è utilizzato il modello FEM per effettuare delle analisi di sensitività dei parametri utilizzati, questo a causa della scarsa conoscenza dell'edificio.

Si è provato nuovamente ad aumentare il livello di conoscenza portandolo da LC1 a LC2 al fine di osservare quanto questo incida sulla verifica della struttura. Successivamente si è osservato come la variazione dell'azione sismica e della resistenza a taglio possa influenzare i risultati ottenuti.

8.2.1 VARIAZIONE DEL LIVELLO DI CONOSCENZA

Poiché non è stato possibile effettuare analisi conoscitive sulla tipologia di muratura dell'edificio si è precedentemente assunto un livello di conoscenza LC1. Per stabilire quanto tali parametri influenzino il comportamento delle pareti si è proceduto ponendo un livello di conoscenza LC2 che porta all'adozione di differenti valori; i valori della tipologia muraria che interessano l'analisi effettuata sono riportati nella seguente tabella.

Tabella 8.14: Valori della tipologia muraria in esame a seconda del livello di conoscenza.

Valore	LC1	LC2
E Valore medio del modulo di elasticità normale	1230 N/mm ²	1230 N/mm ²
$f_{m,d}$ Resistenza a compressione di calcolo	0,74 N/mm ²	1,0417 N/mm ²
τ_0 Resistenza a taglio di calcolo in assenza di compressione	1,290 N/cm ²	1,791 N/cm ²
FC Fattore di confidenza	1,35	1,20

Modificati i valori interessati dal livello di conoscenza maggiore si è proceduto osservando quanti setti risultino verificati nei casi di pressoflessione e taglio nelle 8 differenti combinazioni sismiche.

Tabella 8.15: Riassunto delle verifiche in LC2 a pressoflessione riportante gli elementi non verificati.

Combinazione	Elementi non verificati a pressoflessione					
	Elementi in direzione x		Elementi in direzione y		Elementi totali	
+1,00 Ex + 0,30 Ey	3/40	7,50%	3/38	7,89%	6/78	7,69%
+1,00 Ex - 0,30 Ey	4/40	10,00%	3/38	7,89%	7/78	8,97%
-1,00 Ex + 0,30 Ey	5/40	12,50%	2/38	5,26%	7/78	8,97%
-1,00 Ex - 0,30 Ey	4/40	10,00%	3/38	7,89%	7/78	8,97%
+0,30 Ex + 1,00 Ey	3/40	7,50%	8/38	21,05%	11/78	14,10%
-0,30 Ex + 1,00 Ey	3/40	7,50%	10/38	26,32%	13/78	16,67%
+0,30 Ex - 1,00 Ey	3/40	7,50%	13/38	34,21%	16/78	20,51%
-0,30 Ex - 1,00 Ey	3/40	7,50%	13/38	34,21%	16/78	20,51%

Tabella 8.16: Riassunto delle verifiche in LC2 a taglio riportante gli elementi non verificati

Combinazione	Elementi non verificati a taglio					
	Elementi in direzione x		Elementi in direzione y		Elementi totali	
+1,00 Ex + 0,30 Ey	36/40	90,00%	18/38	47,37%	54/78	69,23%
+1,00 Ex - 0,30 Ey	37/40	92,50%	19/38	50,00%	56/78	71,79%
-1,00 Ex + 0,30 Ey	34/40	85,00%	13/38	34,21%	47/78	60,26%
-1,00 Ex - 0,30 Ey	35/40	87,50%	18/38	47,37%	53/78	67,95%
+0,30 Ex + 1,00 Ey	8/40	20,00%	35/38	92,11%	43/78	55,13%
-0,30 Ex + 1,00 Ey	9/40	22,50%	35/38	92,11%	44/78	56,41%
+0,30 Ex - 1,00 Ey	12/40	30,00%	34/38	89,47%	46/78	58,97%
-0,30 Ex - 1,00 Ey	13/40	32,50%	34/38	89,47%	47/78	60,26%

Nella seguente tabella è stata effettuata una comparazione tra i setti verificati nelle varie combinazioni sismiche per osservare quanto la variazione del livello di conoscenza possa influenzare la verifica a pressoflessione ed a taglio dei setti indagati. Riportando il numero di setti non verificati nelle due differenti analisi e la percentuale degli stessi si vuole evidenziare come un livello di conoscenza maggiore della costruzione non costituisca una variazione tale da risultare rilevante ai fini dell'analisi sismica.

Tabella 8.17: Comparazione degli elementi non verificati in LC1 e LC2

Combinazione	pressoflessione			taglio		
	LC1	LC2	Variazione [%]	LC1	LC2	Variazione[%]
+1,00 Ex + 0,30 Ey	8/78	6/78	2,56	57/78	54/78	3,85
+1,00 Ex - 0,30 Ey	10/78	7/78	3,85	60/78	56/78	5,13
-1,00 Ex + 0,30 Ey	9/78	7/78	2,56	52/78	47/78	6,41
-1,00 Ex - 0,30 Ey	10/78	7/78	3,85	59/78	53/78	7,69
+0,30 Ex + 1,00 Ey	17/78	11/78	7,69	49/78	43/78	7,69
-0,30 Ex + 1,00 Ey	20/78	13/78	8,97	47/78	44/78	3,85
+0,30 Ex - 1,00 Ey	23/78	16/78	8,97	51/78	46/78	6,41
-0,30 Ex - 1,00 Ey	23/78	16/78	8,97	51/78	47/78	5,13

8.2.2 VARIAZIONE DELLO SPETTRO DI RISPOSTA

Al fine di osservare il comportamento della struttura in presenza di azione sismica si è proceduto studiandone l'influenza al variare dello spettro di risposta. In particolare si sono indagate alcune casistiche che riguardano la presenza di azione sismica ridotta al 30% e al 60% di quella adottata.

Nelle tabelle seguenti è quindi riportato il numero dei setti indagati nelle 8 combinazioni sismiche differenti mostrando quanti risultano essere non verificati sui 78 totali per i diversi casi di pressoflessione e taglio.

Sono quindi riportati tutti i setti divisi a seconda della direzione principale indagata e, nell'ultimo riquadro, è possibile notare il numero percentuale di elementi non verificati su tutta la struttura. Per rendere più chiara la lettura della tabella è stato assegnato un colore ad ogni risultato che varia dal verde, per combinazioni in cui gli elementi risultano tutti verificati, al rosso per la situazione peggiore.

Variando lo spettro di risposta si può notare come nel caso della pressoflessione, per le combinazioni riportanti $\pm 1,00 E_x$, i setti non verificati varino da un 12% dei setti totali sino a portare la struttura ad essere interamente verificata.

Per quanto concerne invece le combinazioni sismiche in cui si ha la prevalenza della componente E_y , il miglioramento alle verifiche ottenuto è tale da ridurre, nei casi peggiori, il valore degli elementi non verificati da un 30% sul totale ad appena un 1% portando così la struttura ad essere quasi verificata interamente.

Nel caso di verifica a taglio degli elementi, invece, è possibile notare come la struttura abbia dei miglioramenti ancora più evidenti che portano, nel caso di direzione E_x prevalente, ad ottenere un miglioramento che varia dal 42 al 48% della struttura totale. Nel caso di direzione E_y prevalente si può notare comunque una riduzione consistente degli elementi non verificati che varia dal 30% al 39%.

Va comunque sottolineato come, nonostante la notevole riduzione del parametro, la struttura non risulti mai verificata interamente a taglio ma si può al più ottenere miglioramenti che portano ad avere al massimo 1/5 della struttura non verificata.

A seguito delle tabelle vengono rappresentati gli elementi, verificati e non, in modo da dare un'idea quantitativa della percentuale di struttura interessata.

Tabella 8.18: Riassunto delle verifiche a pressoflessione riportante gli elementi non verificati al variare dell'azione sismica.

Combinazione	Elementi non verificati a pressoflessione								
	Elementi in direzione x			Elementi in direzione y			Elementi totali		
	30%	60%	100%	30%	60%	100%	30%	60%	100%
+1,00 Ex + 0,30 Ey	0/40	3/40	5/40	0/38	2/38	3/38	0,0%	6,4%	10,3%
+1,00 Ex - 0,30 Ey	0/40	4/40	6/40	0/38	2/38	4/38	0,0%	7,7%	12,8%
-1,00 Ex + 0,30 Ey	0/40	3/40	7/40	0/38	2/38	2/38	0,0%	6,4%	11,5%
-1,00 Ex - 0,30 Ey	0/40	3/40	6/40	0/38	2/38	4/38	0,0%	6,4%	12,8%
+0,30 Ex + 1,00 Ey	0/40	4/40	6/40	0/38	3/38	11/38	0,0%	9,0%	21,8%
-0,30 Ex + 1,00 Ey	0/40	4/40	5/40	0/38	3/38	15/38	0,0%	9,0%	25,6%
+0,30 Ex - 1,00 Ey	0/40	1/40	7/40	0/38	7/38	16/38	0,0%	10,3%	29,5%
-0,30 Ex - 1,00 Ey	1/40	1/40	7/40	0/38	6/38	16/38	1,3%	9,0%	29,5%

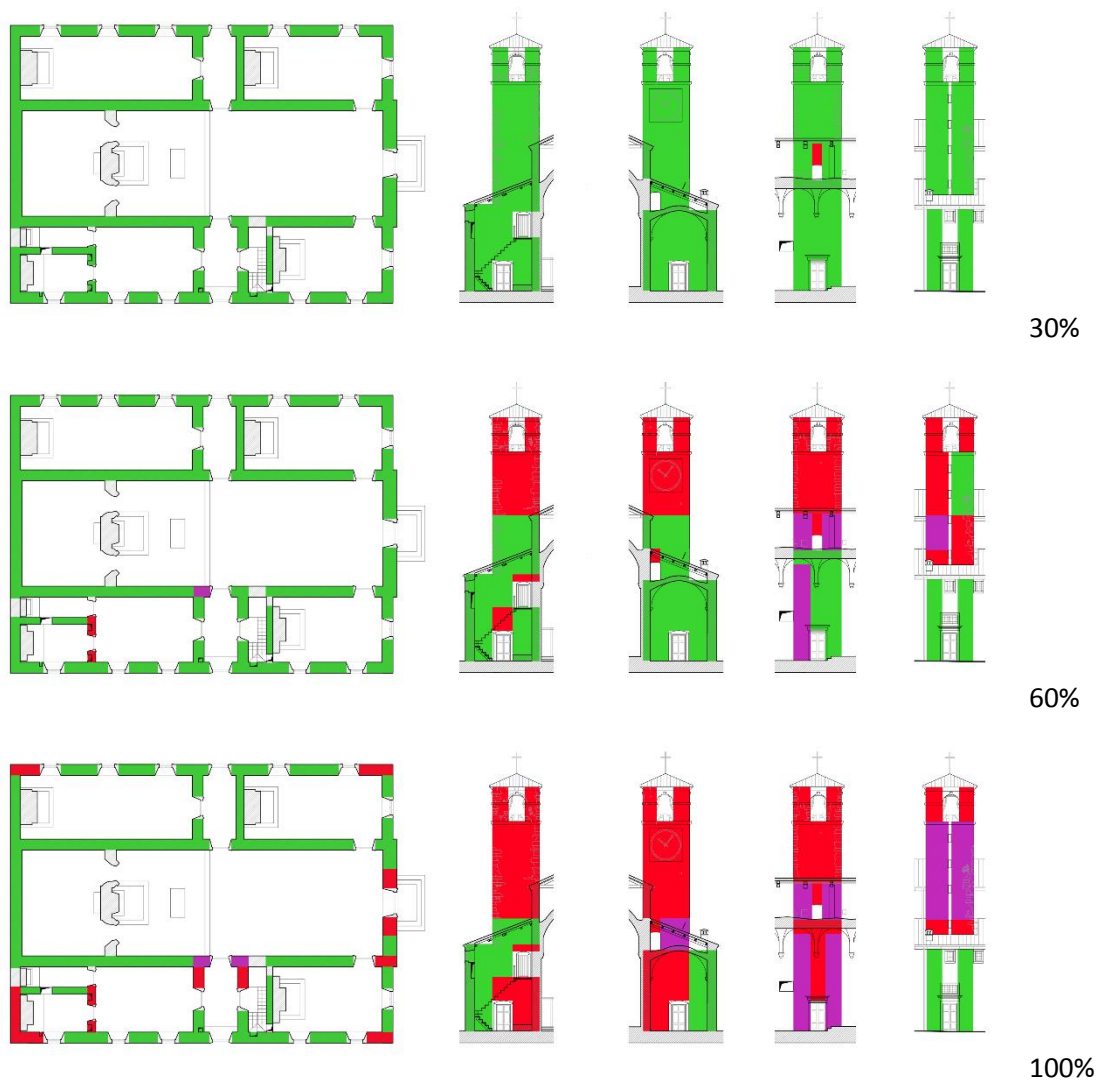


Figura 8.11: Rappresentazione della pianta e dei prospetti est, ovest, nord e sud del campanile riportanti gli elementi verificati (in verde) e non verificati (in rosso) a pressoflessione e (in viola) a compressione, per un'azione sismica pari al 30%, 60% e 100% di quella dettata da normativa.

Tabella 8.19: Riassunto delle verifiche a taglio riportante gli elementi non verificati al variare dell'azione sismica.

Combinazione	Elementi non verificati a taglio								
	Elementi in direzione x			Elementi in direzione y			Elementi totali		
	30%	60%	100%	30%	60%	100%	30%	60%	100%
+1,00 Ex + 0,30 Ey	10/40	24/40	37/40	9/38	12/38	20/38	24,4%	46,2%	73,1%
+1,00 Ex - 0,30 Ey	11/40	28/40	38/40	13/38	17/38	22/38	30,8%	57,7%	76,9%
-1,00 Ex + 0,30 Ey	13/40	28/40	36/40	4/38	10/38	16/38	21,8%	48,7%	66,7%
-1,00 Ex - 0,30 Ey	12/40	29/40	38/40	14/38	17/38	21/38	33,3%	59,0%	75,6%
+0,30 Ex + 1,00 Ey	2/40	5/40	14/40	15/38	27/38	35/38	21,8%	41,0%	62,8%
-0,30 Ex + 1,00 Ey	3/40	5/40	12/40	13/38	27/38	35/38	20,5%	41,0%	60,3%
+0,30 Ex - 1,00 Ey	5/40	9/40	16/40	20/38	32/38	35/38	32,1%	52,6%	65,4%
-0,30 Ex - 1,00 Ey	7/40	11/40	16/40	20/38	30/38	35/38	34,6%	52,6%	65,4%

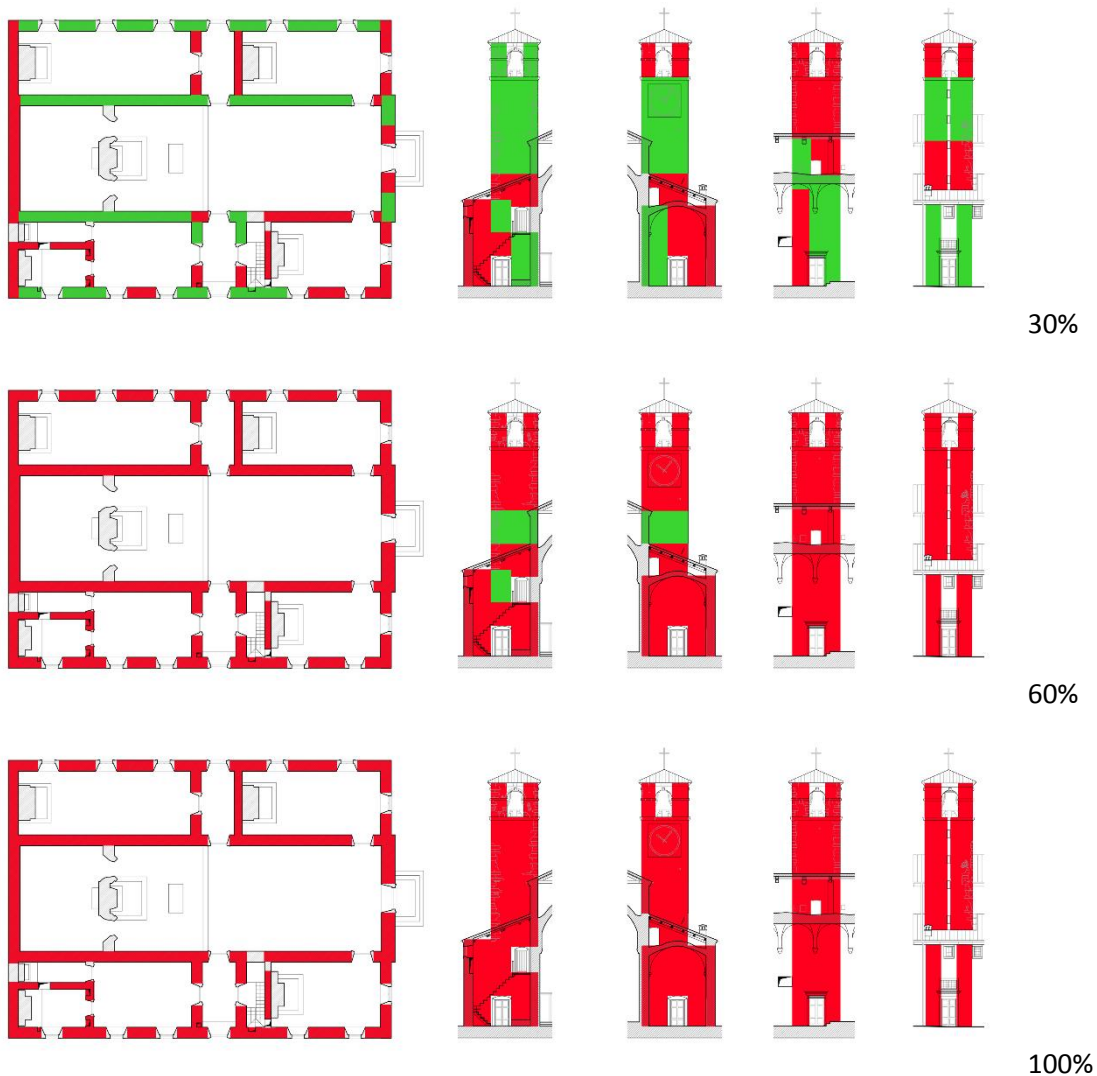


Figura 8.12: Rappresentazione della pianta e dei prospetti est, ovest, nord e sud del campanile riportanti gli elementi verificati (in verde) e non verificati (in rosso) a taglio per un'azione sismica pari al 30%, 60% e 100% di quella dettata da normativa.

8.2.3 VARIAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA MURATURA

Visti i risultati ottenuti al variare della percentuale di azione sismica considerata rispetto a quella dettata da normativa, si è proceduto analizzando alcuni degli elementi che risultano maggiormente problematici. Nello specifico si è voluto indagare come al variare dell'azione sismica e della resistenza a taglio della muratura, si possa raggiungere la verifica di alcune parti della struttura. Inoltre è stata data attenzione all'effetto di un eventuale intervento quale il raddoppio della muratura esistente. In particolare tale lavoro è stato effettuato sugli angoli principali della struttura, sulle due facciate corte e sulle quattro facciate del campanile.

8.2.3.1 Angoli della struttura

Si è proceduto osservando il comportamento dei quattro angoli della chiesa analizzando il rapporto V_{sd}/V_u della peggiore delle 8 casistiche sismiche al variare della resistenza a taglio della muratura. Tale osservazione è stata fatta utilizzando le 3 casistiche di azione sismica sinora analizzate, ossia al 100%, al 60% e al 30% dell'azione sismica dettata da normativa. Per ognuna di queste è stata valutata l'ipotesi di intervento di raddoppio dello spessore murario (md) al fine di osservare come migliori il comportamento sismico dell'elemento indagato.

Va ricordato come il valore attuale della resistenza a taglio f_v è di $17,9 \text{ KN/m}^2$ e la muratura si ritiene verificata quando il rapporto V_{sd}/V_u è inferiore ad 1. Viene quindi evidenziata la linea in corrispondenza di tale valore in modo da poter immediatamente cogliere le casistiche in cui i setti murari sono da ritenersi verificati.

Angolo Nord – Ovest

Il rapporto cambia enormemente a seconda della direzione della muratura. Per l'elemento N1 un intervento di raddoppio dello spessore murario porterebbe immediatamente alla sua verifica mentre per la parete O1 bisogna ricorrere a combinazioni di interventi ipotizzando un'azione inferiore a quella dettata da normativa.

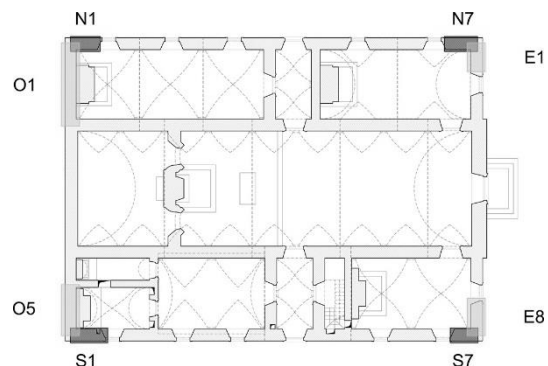


Figura 8.13: Pianta riportante la localizzazione degli elementi indagati.

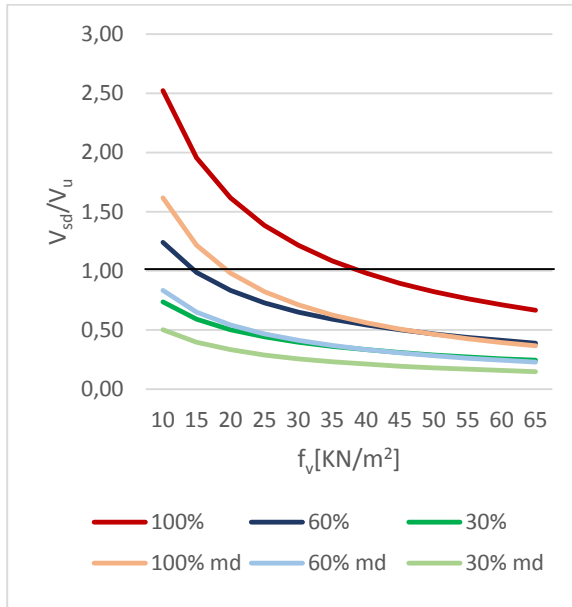


Figura 8.14: Parete N1, variazione di V_{sd}/V_u al variare di f_v e dello spessore della muratura.

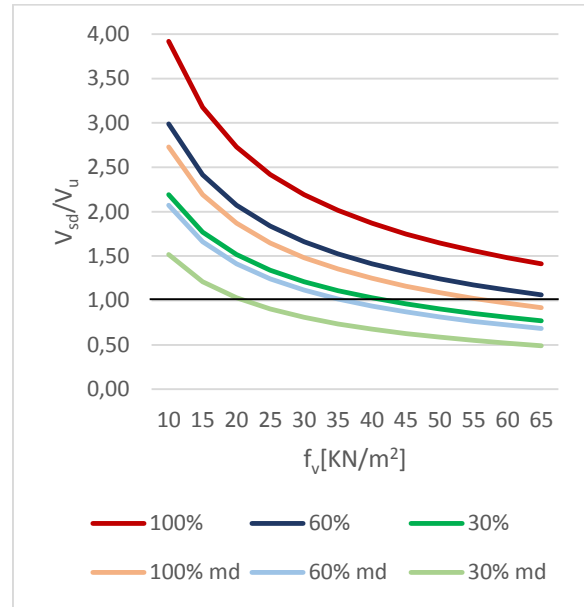


Figura 8.15: Parete O1, variazione di V_{sd}/V_u al variare di f_v e dello spessore della muratura.

Angolo Nord – Est

Anche in tale caso è la muratura posta parallelamente alla lunghezza maggiore della chiesa, N7, che risponde meglio all'azione sismica. Questa risulta verificata sia nel caso di un intervento di raddoppio della muratura sia nel caso in cui venga considerata un'azione sismica inferiore a quella dettata da normativa. Nel caso della parete E1 si osserva come al diminuire dell'azione sismica indagata si riduce velocemente il rapporto V_{sd}/V_u .

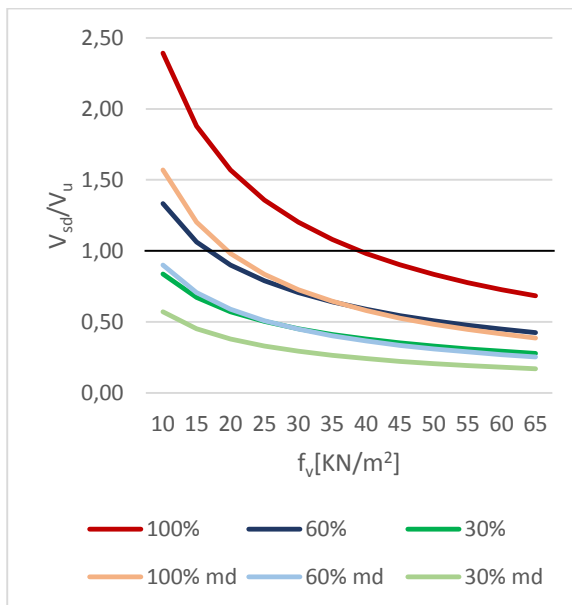


Figura 8.16: Parete N7, variazione di V_{sd}/V_u al variare di f_v e dello spessore della muratura.

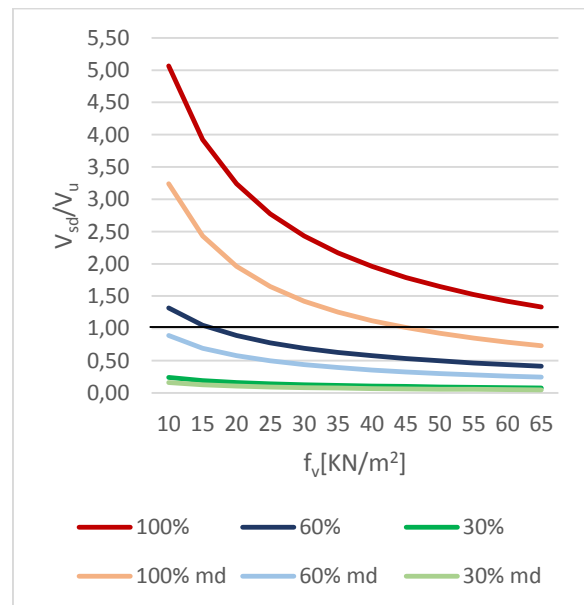


Figura 8.17: Parete E1, variazione di V_{sd}/V_u al variare di f_v e dello spessore della muratura.

Angolo Sud – Ovest

Si osserva sempre come la parete più resistente sia quella parallela al lato maggiore della chiesa che risulta verificata per valori di azione sismica inferiori al 60% di quella prevista da normativa.

Per la parete O5 la verifica risulta insoddisfatta per quasi tutte le casistiche considerate.

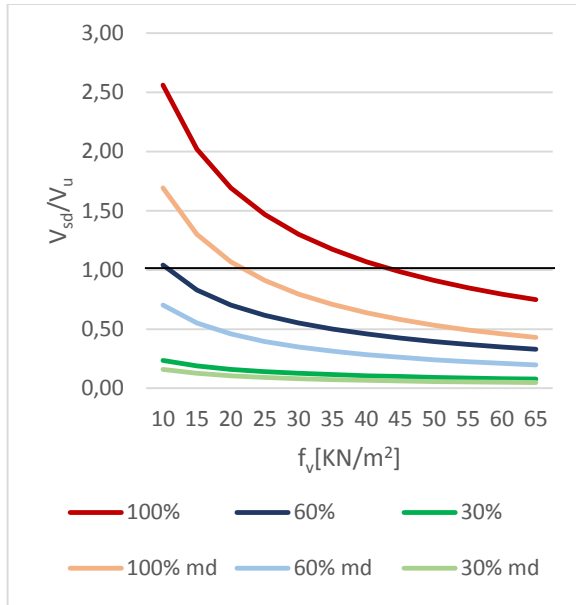


Figura 8.18: Parete S1, variazione di V_{sd}/V_u al variare di f_v e dello spessore della muratura.

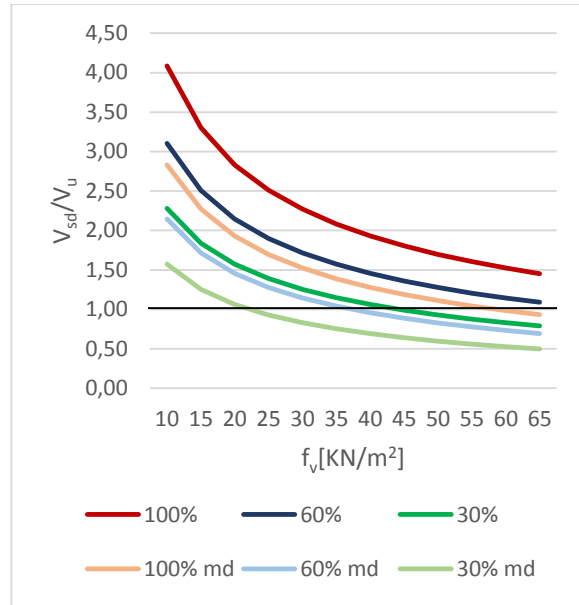


Figura 8.19: Parete O5, variazione di V_{sd}/V_u al variare di f_v e dello spessore della muratura.

Angolo Sud – Est

Si verifica un comportamento analogo a quanto accade per l'angolo sud-ovest. La parete S7 risulta verificata per valori pari a circa il 50% dell'azione sismica, la parete E8 potrebbe raggiungere la verifica solamente per valori di azione sismica molto ridotti ed in presenza di interventi invasivi.

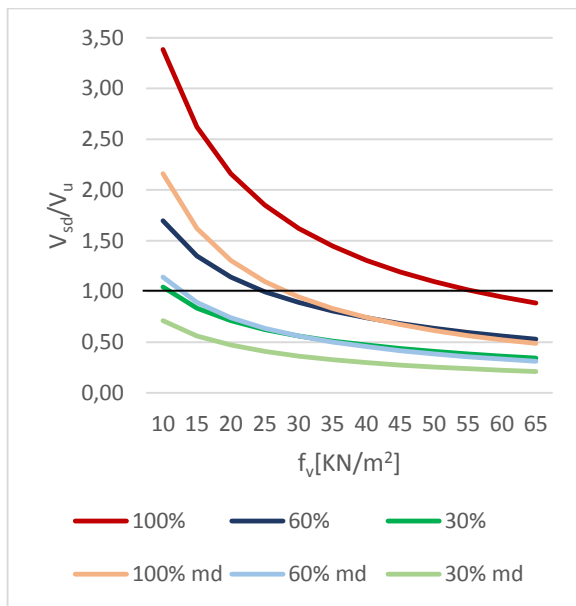


Figura 8.20: Parete S7, variazione di V_{sd}/V_u al variare di f_v e dello spessore della muratura.

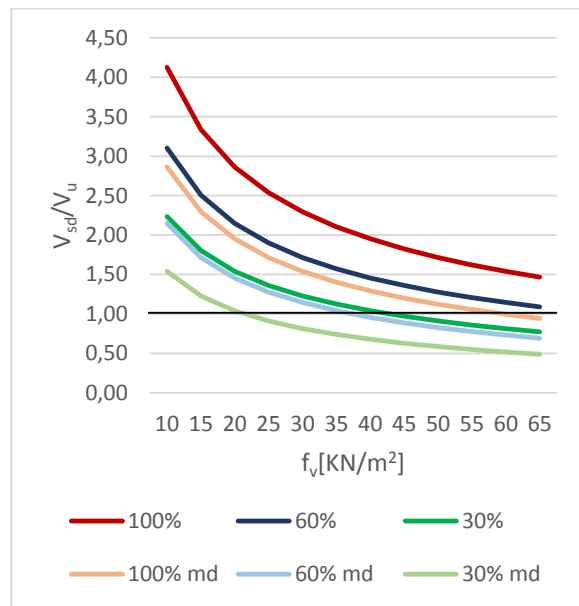


Figura 8.21: Parete E8, variazione di V_{sd}/V_u al variare di f_v e dello spessore della muratura.

8.2.3.2 Facciate principali

Come si evince dallo studio effettuato sugli angoli dell'edificio mentre mediante semplici interventi è possibile portare a verifica tutti i setti posti in direzione sud-est. Questo difficilmente accade per i setti che seguono la direzione nord-ovest, ossia quelle porzioni murarie parallele ai lati corti della struttura. Ciò si traduce nel fatto che la verifica della facciata anteriore (est) e posteriore (ovest) della chiesa risulta essere difficilmente raggiungibile.

Allo scopo di poter studiare l'influenza dell'azione sismica su tali pareti è stato effettuato uno studio analogo al precedente che mette la variazione del rapporto V_{sd}/V_u in relazione alla variazione della resistenza a taglio, ipotizzando sempre anche l'intervento di raddoppio della muratura.

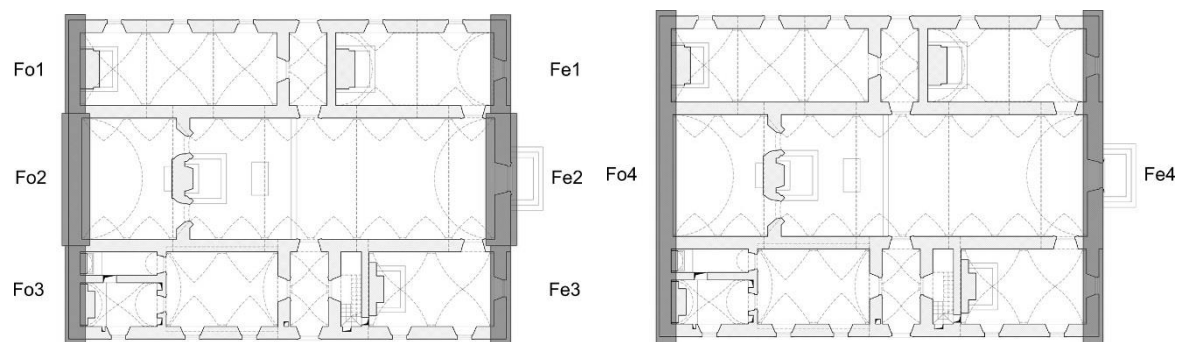


Figura 8.22: Pianta riportante la localizzazione degli elementi indagati.

Tale analisi è stata effettuata per le porzioni interessanti le tre navate della chiesa e ne è poi stata svolta una quarta ipotizzando tutta la facciata.

Facciata Est

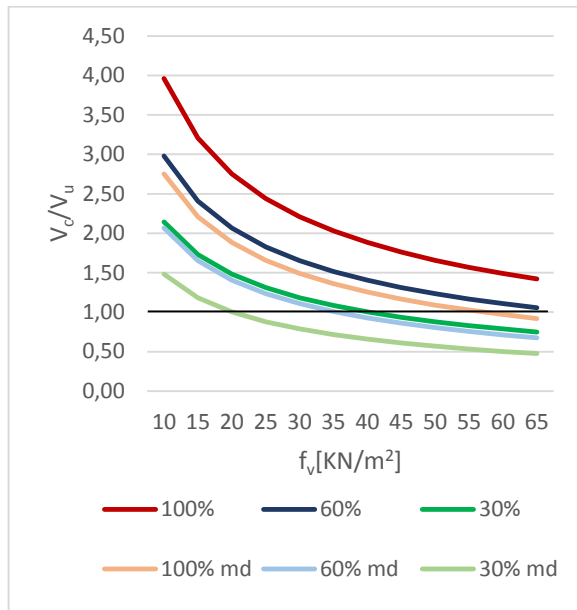


Figura 8.23: Parete Fe1, variazione di V_{sd}/V_u al variare di f_v e dello spessore della muratura.

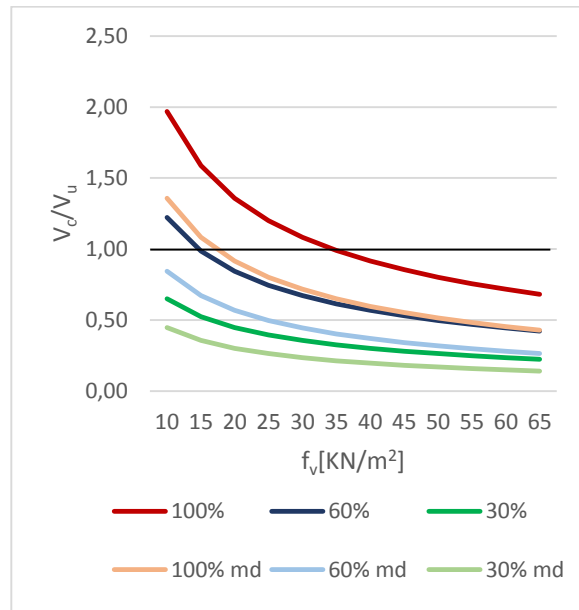


Figura 8.24: Parete Fe2, variazione di V_{sd}/V_u al variare di f_v e dello spessore della muratura.

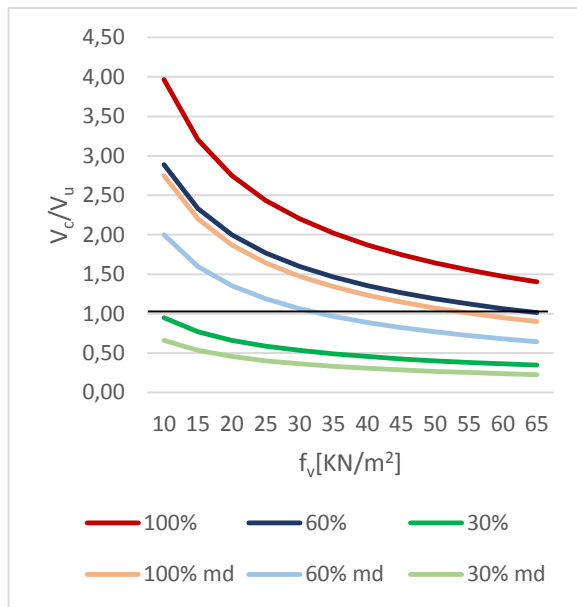


Figura 8.25: Parete Fe3, variazione di V_{sd}/V_u al variare di f_v e dello spessore della muratura.

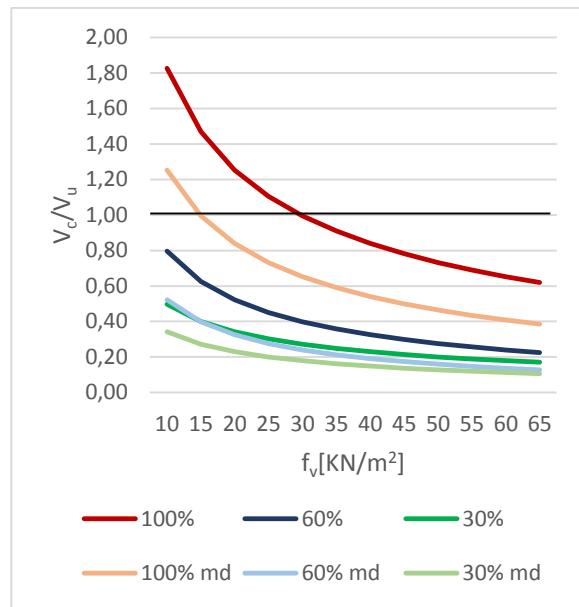


Figura 8.26: Parete Fe4, variazione di V_{sd}/V_u al variare di f_v e dello spessore della muratura.

Dai grafici precedenti è possibile osservare come difficilmente si raggiunga la verifica specialmente nelle pareti Fe1 e Fe3 che chiudono le navate laterali. Discorso leggermente differente è quello relativo alla navata centrale che raggiunge più facilmente la verifica diminuendo la percentuale di azione sismica verificata o procedendo mediante l'uso di interventi. Osservando la parete complessiva (Fe4) si può notare come anche qui si può raggiungere la verifica mediante semplici interventi. Questo ragionamento va fatto sempre nell'ottica di riuscire a garantire un comportamento unitario di tutta la parete nei confronti dell'azione sismica.

Facciata Ovest

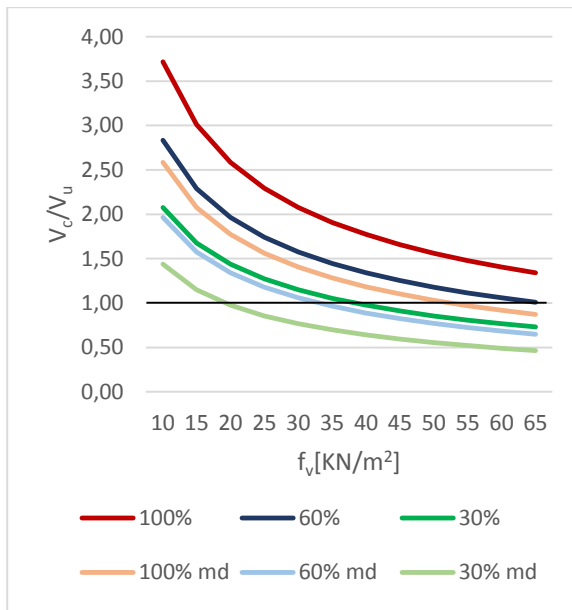


Figura 8.27: Parete Fo1, variazione di V_{sd}/V_u al variare di f_v e dello spessore della muratura.

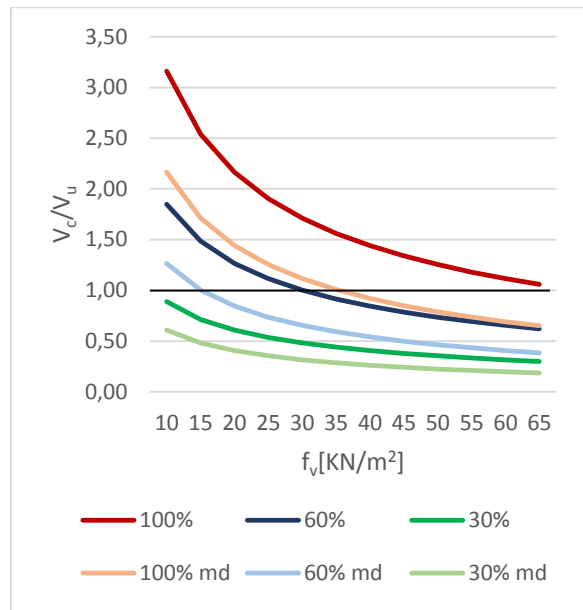


Figura 8.28: Parete Fo2, variazione di V_{sd}/V_u al variare di f_v e dello spessore della muratura.

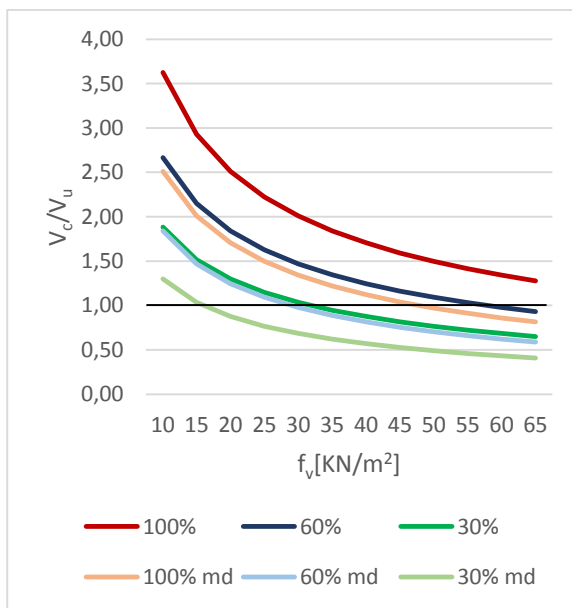


Figura 8.29: Parete Fo3, variazione di V_{sd}/V_u al variare di f_v e dello spessore della muratura.

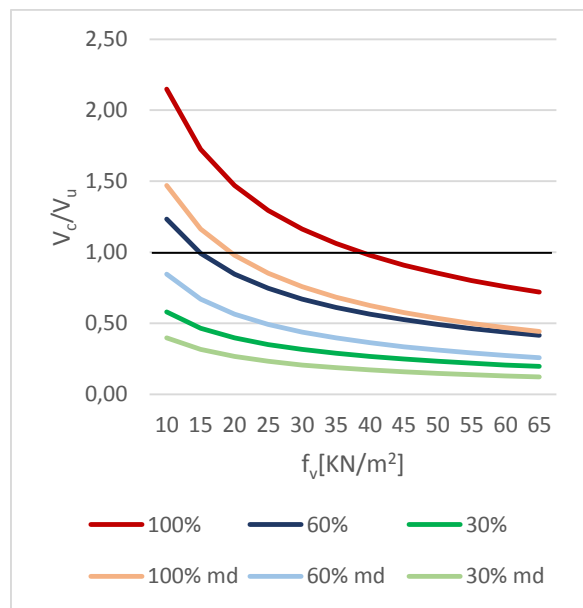


Figura 8.30: Parete Fo4, variazione di V_{sd}/V_u al variare di f_v e dello spessore della muratura.

Come nel caso della facciata anteriore, anche per la facciata posteriore, difficilmente si raggiunge la verifica se non per interventi invasivi e basse percentuali di azione sismica. Anche qui, analizzando la facciata come porzione unica, il comportamento complessivo risulta migliore e gli eventuali interventi richiesti appaiono di piccole entità.

8.2.3.3 Campanile

Nell'analizzare la vulnerabilità dell'edificio ci si è soffermati principalmente sull'osservazione del comportamento del campanile in quanto risulta essere il punto maggiormente sollecitato dalle forze sismiche ipotizzate.

Si è proceduto osservando come il rapporto V_{sd}/V_u , ossia il taglio ultimo agente rispetto al taglio ultimo resistente, cambi al variare della resistenza a taglio della muratura.

Al fine di ottenere tali informazioni si è sempre presa la casistica peggiore delle 8 differenti combinazioni sismiche.

Nel grafico sono riportati i valori al 100%, al 60% ed al 30% dello spettro di risposta dettato da normativa; tali valori vengono indagati per la porzione muraria attualmente esistente e nell'ipotesi di spessore murario raddoppiato (md).

Si può quindi osservare come la situazione migliori sensibilmente pur non portando immediatamente a verifica il setto indagato. Va infatti ricordato che, allo stato attuale, la muratura presenta un valore f_v pari a $17,9 \text{ KN/m}^2$.

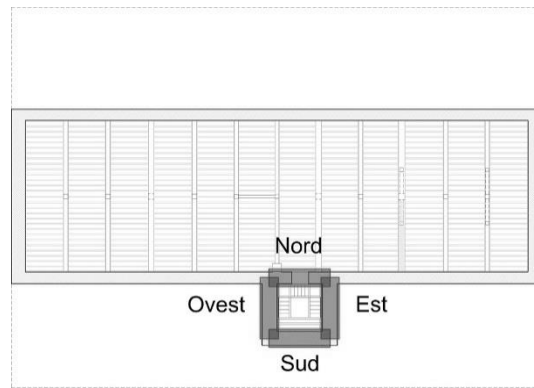


Figura 8.31: Localizzazione degli elementi indagati.

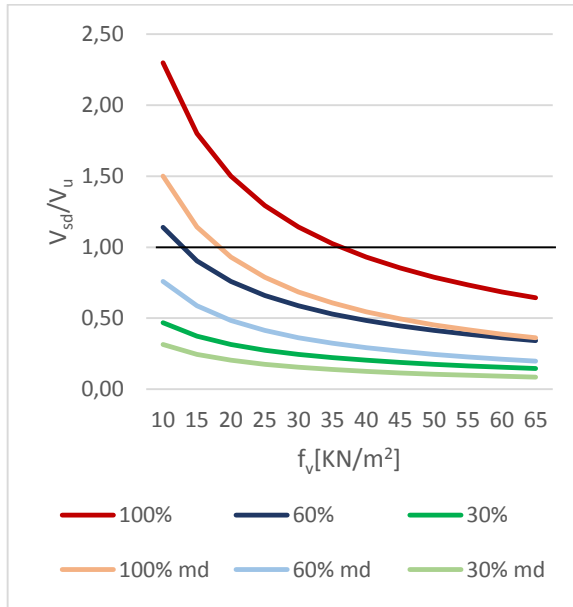


Figura 8.32: Parete sud, variazione del rapporto V_{sd}/V_u al variare della resistenza a taglio f_v e dello spessore della muratura.

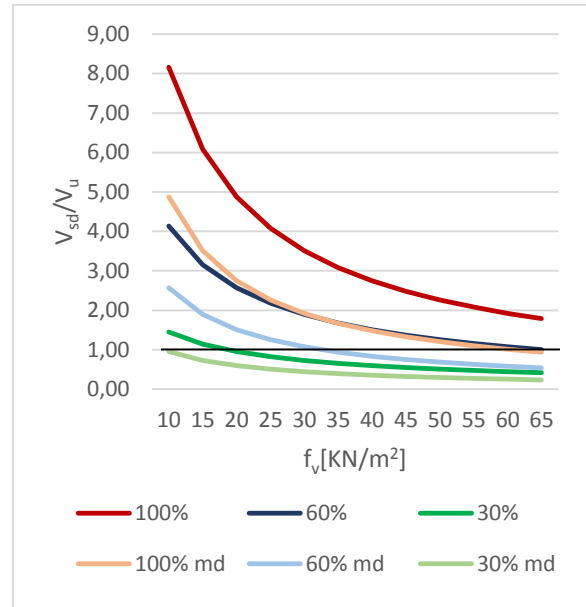


Figura 8.33: Parete nord, variazione del rapporto V_{sd}/V_u al variare della resistenza a taglio f_v e dello spessore della muratura.

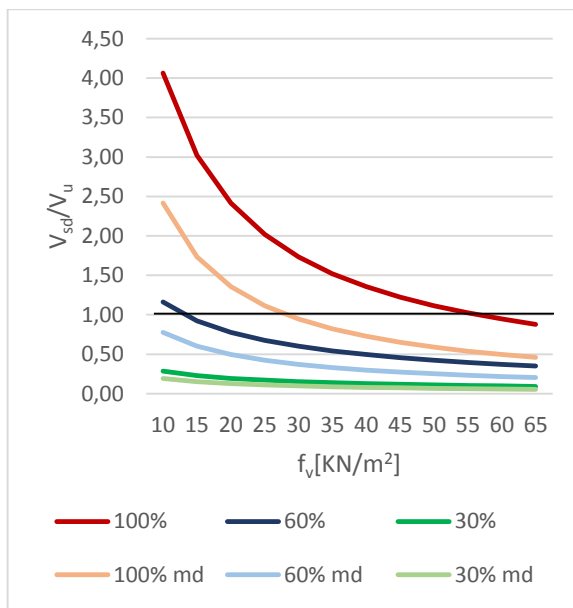


Figura 8.34: Parete est, variazione del rapporto V_{sd}/V_u al variare della resistenza a taglio f_v e dello spessore della muratura.

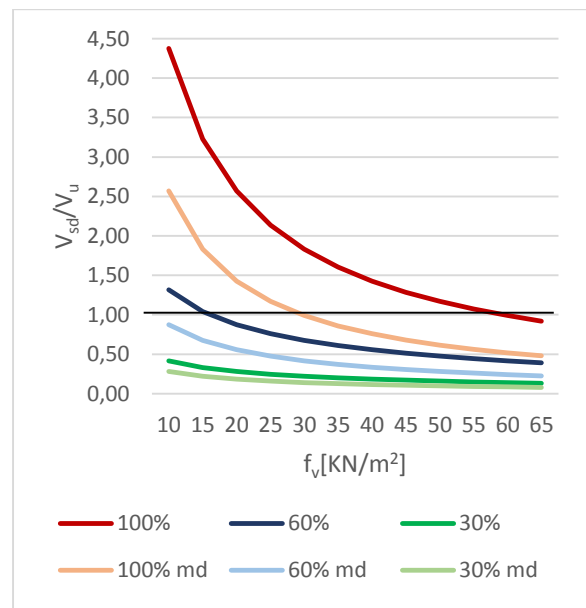


Figura 8.35: Parete ovest, variazione del rapporto V_{sd}/V_u al variare della resistenza a taglio f_v e dello spessore della muratura.

Si è quindi provato ad ipotizzare alcuni interventi sul singolo elemento considerato quali il raddoppio

dello spessore murario, l'uso di iniezioni, di intonaco armato o di diatoni.

È possibile notare come, al 100% dello spettro di risposta, non si riesca in alcun modo ad ottenere valori sufficienti per le porzioni di campanile indagate.

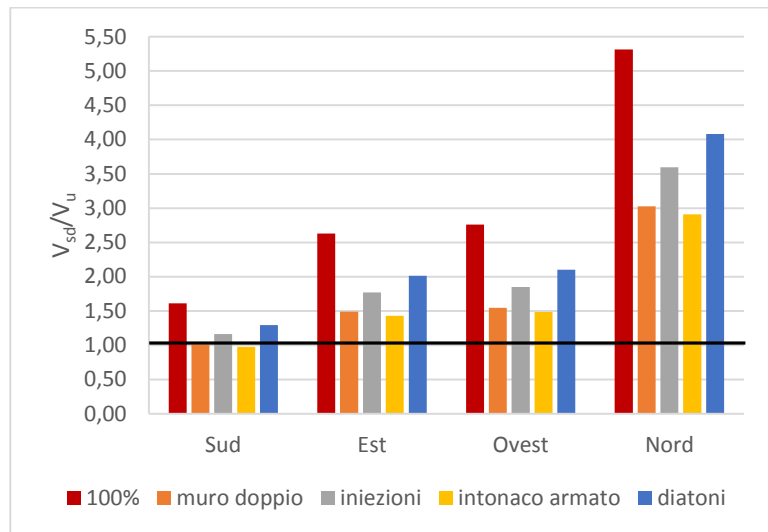


Grafico 8.1: Rapporto V_{sd}/V_u per il 100% dello spettro di risposta.

Tali valori migliorano sensibilmente nel caso in cui venga utilizzato uno spettro di risposta pari al 60% di quello dettato da normativa. In tale casistica è possibile notare come tutte le pareti, ad eccezione di quella nord, abbiano un notevole miglioramento senza bisogno di interventi particolari.

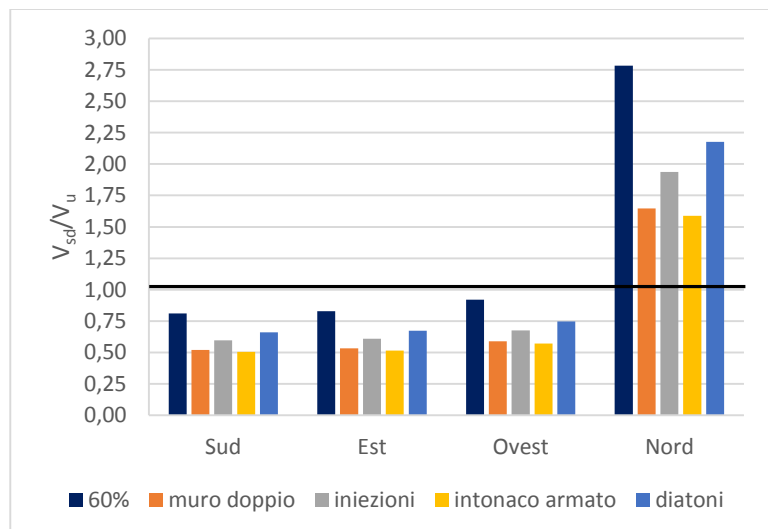


Grafico 8.2: Rapporto V_{sd}/V_u per il 60% dello spettro di risposta.

La casistica migliore è quella in cui abbiamo uno spettro di risposta pari al 30% di quello dettato da normativa, in tal caso l'elemento nord del campanile risulta essere verificato mediante l'utilizzo di interventi.

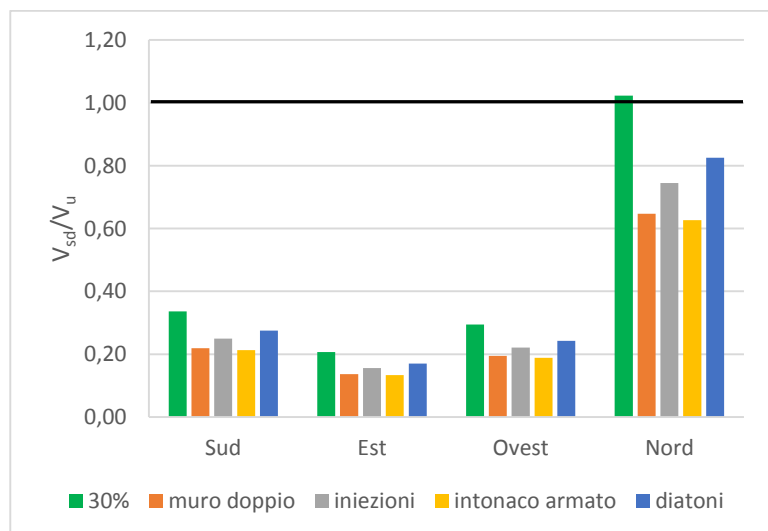


Grafico 8.3: Rapporto V_{sd}/V_u per il 30% dello spettro di risposta.

8.2.4 CONSIDERAZIONI FINALI

Come si può osservare dalla tabella 8.17, la variazione del livello di conoscenza adottato porta a dei miglioramenti complessivi su tutta la struttura ma questi non risultano essere particolarmente rilevanti.

Per quanto concerne il caso della pressoflessione, si arriva ad ottenere un 5,93% di elementi verificati in più nel modello LC2 rispetto al modello LC1. In questo caso specifico si osserva come, nel caso di direzione prevalente del sisma Ex si abbia un miglioramento molto inferiore rispetto alla direzione Ey. Questo non avviene per la verifica a taglio dove la variazione media si assesta all'incirca ad un 5,77% di elementi verificati in più rispetto al modello LC1.

Provando invece a variare lo spettro di risposta applicato al modello LC1, si riesce a portare a completa verifica a pressoflessione l'intera struttura ipotizzando un'azione sismica ridotta al 30% di quella attesa. Differente discorso avviene per la verifica a taglio in cui si parte da una percentuale media di elementi non verificati pari al 70% e, riducendo l'azione sismica sino ad un 30% di quella ipotizzata si arriva ad ottenere, nella casistica migliore, un 20% di elementi non verificati.

A partire da tali risultati si è osservato come varia il rapporto V_{sd}/V_u , ossia il taglio ultimo agente rispetto al taglio ultimo resistente.

Partendo dagli angoli della chiesa si osserva come gli elementi disposti parallelamente al lato corto della struttura risultino essere quelli più critici. Questo è principalmente dovuto al fatto che le coperture e le volte scaricano tutto il loro peso sui lati lunghi dell'edificio e quindi la maggior parte degli elementi ad essi ortogonali, come la facciata principale e posteriore, risultano essere interessati solo dal loro peso proprio.

Analogo studio è stato effettuato sulle pareti del campanile e, osservando le curve ottenute su tutti gli elementi indagati, si può nuovamente osservare quanto si riveli importante riuscire a garantire una maggiore resistenza a taglio delle pareti di quella attuale. Si evidenzia come oltre determinati valori l'apporto dovuto dalla modifica della resistenza a taglio si riduce a causa della conformazione geometrica dei singoli elementi. In quest'ottica si è provato ad ipotizzare interventi quali il raddoppio dello spessore murario, l'uso di iniezioni, di intonaco armato o di diatoni.

Capitolo 9

INTERVENTI PER LA RIDUZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA

L'obiettivo del presente capitolo è quello di ipotizzare interventi volti al miglioramento del comportamento sismico della chiesa dell'eremo dei Camaldolesi. Si ritiene però necessaria una precisazione, ossia il riferimento alla NTC2008 in particolare al paragrafo 8.4 in cui si trova la classificazione degli interventi.

In particolar modo questi possono essere suddivisi in tre categorie:

- Interventi di adeguamento volti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalla normativa.
- Interventi di miglioramento finalizzati ad aumentare la sicurezza strutturale dell'edificio, non necessariamente conseguendo i livelli prescritti dalla normativa. In generale tali interventi mirano al variare significativamente le caratteristiche di materiali ed elementi strutturali, modificandone rigidità, duttilità e/o resistenza in modo da migliorare il comportamento strutturale, locale o globale, nei confronti delle azioni sismiche. Tale variazione è da intendersi in senso migliorativo portando i meccanismi di collasso da fragili a duttili.
- Riparazioni o interventi locali atti a migliorare le condizioni di sicurezza preesistenti che interessano elementi isolati di porzioni dell'edificio quali, ad esempio, elementi strutturali o loro parti che non risultano adeguati alla funzione loro affidata. Gli interventi possono essere eseguiti sempre tenendo presente che questi non modifichino significativamente il comportamento globale della struttura in particolar modo ai fini della resistenza alle forze sismiche, ad esempio a causa di importanti variazioni di rigidità o di peso.

9.1 Criteri e tipi di intervento

Sulla base dei risultati ottenuti vengono quindi proposti una serie di interventi volti a ridurre la vulnerabilità sismica il cui obiettivo resta sempre la conservazione del funzionamento strutturale. Gli interventi, come previsto da normativa, devono essere tali da evitare di alterare l'originale distribuzione delle rigidità e l'esecuzione di interventi su porzioni limitate dell'edificio, va valutata nel quadro di una visione d'insieme, sempre tenendo conto degli effetti sulla rigidità e resistenza globale.

Le strategie di intervento suggerite dalla normativa³⁵ e attuabili nel caso in esame prevedono:

³⁵ Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n.617 del 2/2/2009, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008, C8A.5

- Rinforzo di parte o di tutti gli elementi resistenti, al fine di aumentarne selettivamente la resistenza, la rigidità, la duttilità o una combinazione di esse (ponendo sempre estrema attenzione alle modifiche indotte allo schema strutturale);
- Inserimento di nuovi elementi, compatibili con quelli esistenti, al fine di eliminare la vulnerabilità locale di alcune parti della costruzione e migliorare il funzionamento complessivo in termini di resistenza o duttilità.

Gli interventi in particolare vengono effettuati allo scopo di migliorare i collegamenti fra gli elementi, migliorare la configurazione strutturale riducendo la spinta di volte e coperture ed anche aumentare la qualità generale della muratura mediante consolidamento.

Va ricordato che gli interventi possibili per ciascuna forma di vulnerabilità risultano essere generalmente più d'uno con caratteristiche diverse tra loro riguardanti più aspetti che spaziano dall'efficacia alla durabilità e al costo. Inoltre va sempre rammentato che non va mai trascurata la possibilità di opere provvisorie che risultano particolarmente utili nel caso di beni tutelati. Le tecniche da preferirsi quindi vengono valutate a seconda dei casi preferendo quelle meno invasive e maggiormente compatibili con l'opera in esame.

9.1.1 INTERVENTI VOLTI A RIDURRE LE CARENZE DEI COLLEGAMENTI

Tale tipologia di intervento è mirata ad assicurare all'edificio un buon comportamento globale che viene raggiunto mediante un buon ammorsamento tra le pareti e validi collegamenti tra solai e pareti. Va inoltre controllato che le eventuali spinte prodotte dalle coperture e dalle volte siano contrastate in maniera efficace. La realizzazione di tali interventi quindi risulta essere un prerequisito essenziale per l'applicazione dei metodi di analisi sismica globale che si basano sul comportamento delle pareti nel proprio piano. Alcuni metodi di attuazione di tali interventi sono l'inserimento di tiranti, catene e cerchiature.

9.1.2 INTERVENTI VOLTI AD INCREMENTARE LA RESISTENZA DEGLI ELEMENTI MURARI

Rientrano in questa tipologia tutti quegli interventi volti sia alla riparazione e risanamento di murature danneggiate e/o deteriorate che al miglioramento delle proprietà fisico-chimiche della muratura stessa. Gli interventi da attuarsi devono quindi utilizzare materiali che presentino caratteristiche meccaniche e fisico-chimiche il più possibile analoghe e compatibili con quelle dei materiali esistenti. La finalità di tale intervento infatti è quello di far recuperare alla parete una continuità nella rigidità e una resistenza uniforme realizzando se necessario adeguati ammorsamenti se mancanti. Tra le tipologie che si annoverano tra questi interventi troviamo l'iniezione di miscele leganti, l'uso di intonaco armato e l'inserimento di diatoni.

9.2 Interventi locali

Dai risultati delle analisi non lineari svolte precedentemente sono stati individuati i meccanismi principali di ribaltamento che interessano differenti porzioni di muratura e, grazie a ciò, è stato possibile individuare alcuni tipi di presidi locali volti a migliorare il comportamento della struttura. Le ipotesi di intervento quindi non fanno riferimento alla modellazione globale FEM in LC2 bensì all'analisi locale sui macroelementi in LC1. Va ricordato però che dal quadro fessurativo non risulta che i cinematismi considerati siano già in atto e quindi, nonostante le verifiche risultino ampiamente insoddisfatte, la probabilità che tali meccanismi si inneschino è comunque ridotta.

9.2.1 INSERIMENTO DI TIRANTI

Nel caso di singola porzione muraria non verificata mediante analisi cinematica locale uno dei metodi maggiormente utilizzati per garantire un buon comportamento d'insieme della struttura è quello dell'inserimento di tiranti. La sua funzione principale infatti è quella di favorire il comportamento globale dell'edificio aumentando la connessione trasversale degli elementi ed impedendo l'attivazione del meccanismo di ribaltamento fuori piano delle pareti interessate dai tiranti inoltre, nel caso di pareti con più aperture, ne migliora anche il comportamento nel piano.

Solitamente tali presidi sono in metallo, raramente in altri materiali, e vengono disposti nelle due direzioni principali dell'edificio in corrispondenza di pareti portanti ed all'altezza dei solai, ancorati alla muratura mediante capochiave a paletto o a piastra a seconda delle esigenze.

Lo studio è stato fatto per quei meccanismi che risultano non verificati all'analisi non lineare. Per questi elementi è stato ipotizzato l'inserimento della tipologia e del numero di tiranti metallici studiati di caso in caso. Non è infatti possibile ipotizzare un tirante per le facciate della navata principale in quanto non sarebbe realizzabile il suo sviluppo su tutta la lunghezza, così come risulta impensabile inserire tiranti che attraversino la chiesa nell'altra direzione, collegando tra loro le facciate delle navate laterali a causa della differenza di altezza tra le varie navate. Si son quindi dovute ipotizzare soluzioni alternative mirate comunque ad ottenere un buon comportamento d'insieme della struttura.

A prescindere dalla tipologia adottata lo scopo di un tirante è quello di impedire il ribaltamento di una parete; per raggiungere tale obiettivo bisogna quindi imporre l'equilibrio alla rotazione della parete attorno allo spigolo posizionato alla base. Lo sforzo applicato dal tirante quindi viene schematizzato come una forza, con funzione stabilizzante ed opposta al meccanismo, applicata al livello dei solai.

Si possono quindi presentare due casistiche: nel caso in cui il tirante sia già in opera l'azione limite sopportata da tali elementi ed il tiro massimo sono noti per cui bisogna solamente valutare il coefficiente ultimo di attivazione del meccanismo.

Nel caso in cui, invece, i tiranti debbano essere progettati, bisogna partire dal valore del coefficiente ultimo, corrispondente al soddisfacimento della verifica SLU lineare e calcolare il tiro massimo.

Al fine del calcolo per l'inserimento di nuovi tiranti bisogna partire dal valore del coefficiente ultimo ricavato nella fase di analisi lineare nei precedenti capitoli, da cui si ha:

$$\alpha = \frac{\alpha_0^* \cdot e^* \cdot FC}{g}$$

Analiticamente, quindi, si impone l'equilibrio alla rotazione del macroelemento studiato aggiungendo nell'equazione anche l'azione stabilizzante incognita dovuta dall'inserimento dei tiranti valutando anche la quota in cui essi verranno applicati. Si ottengono così il momento stabilizzante M_S e il momento ribaltante M_R .

$$M_S = P_i \cdot (d_i - t_i) + N_i \cdot (d_{Ni} - t_i) + F_{vi} \cdot (d_{Fvi} - t_i) + T \cdot h_T - F_{Hi} \cdot h_{vi}$$

$$M_R = \alpha(P_i \cdot h_i + N_i \cdot h_i + F_v \cdot h_{vi})$$

dove:

P_i	peso proprio della parete
d_i	braccio orizzontale dell'azione rispetto alla cerniera cilindrica
t_i	arretramento della cerniera
N_i	carico trasmesso dal solaio
d_{Ni}	braccio orizzontale dell'azione rispetto alla cerniera cilindrica
F_{vi}	componente verticale della spinta delle volte
d_{Fvi}	braccio orizzontale della spinta verticale della volta rispetto alla cerniera cilindrica
T	tiro totale dei tiranti da progettare
h_T	quota del punto di applicazione delle azioni dei tiranti di progetto
F_{Hi}	componente orizzontale della spinta delle volte
h_{vi}	quota del punto di applicazione delle azioni dovute a spinta della volta
h_i	quota del punto di applicazione delle azioni

Quindi, imponendo l'equilibrio come $M_S=M_R$, si ricava il tiro necessario:

$$T = \frac{\alpha(P_i \cdot h_i + N_i \cdot h_i + F_v \cdot h_{vi}) - [P_i \cdot (d_i - t_i) + N_i \cdot (d_{Ni} - t_i) + F_{vi} \cdot (d_{Fvi} - t_i) - F_{Hi} \cdot h_{vi}]}{h_T}$$

A questo punto bisogna effettuare differenti verifiche relative a tre diversi meccanismi di rottura che potrebbero verificarsi al fine di valutare il tiro massimo esplicabile dalla catena che consiste nel valore minimo trovato, cioè:

$$T_{max} = \min\{T_1, T_2, T_3\}$$

Dove T_1, T_2 e T_3 derivano dai differenti meccanismi di rottura:

- Meccanismo di rottura relativo allo snervamento dei tiranti (T_1):

$$T_1 = A \cdot f_y = \pi r^2 \cdot \frac{f_y}{1,05}$$

- Meccanismo di rottura relativo al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio (T_2):

$$T_2 = f_v \cdot [2 \cdot (b + t) + 2 \cdot (a + t)] \cdot t$$

- Meccanismo di rottura relativo alla resistenza del muro nei confronti della penetrazione dell'ancoraggio, dovuta ad eccesso di pressione di contatto (T_3):

$$T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b$$

dove:

- f_v tensione di snervamento dei tiranti, nel caso in esame assunta pari a 240 MPa
- A_s area della sezione trasversale dei tiranti
- a altezza delle piastre o dei paletti di ancoraggio dei tiranti
- b larghezza delle piastre o dei paletti di ancoraggio dei tiranti
- t spessore della parete su cui sono ancorati i tiranti

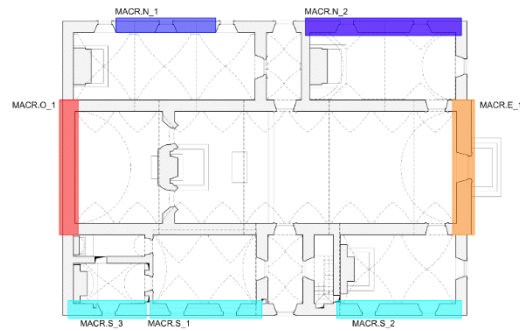
Al fine di conoscere il numero di tiranti necessari bisognerà quindi dividere il valore T per T_{max} .

Nello specifico, le caratteristiche dei tiranti scelti sono i seguenti:

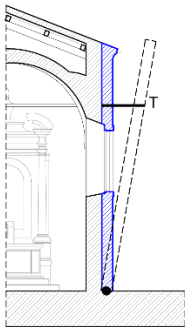
- | | |
|---|---------------------------|
| - Area della sezione trasversale del tirante A_s | 254,5 [mm ²] |
| - Altezza della piastra di ancoraggio del tirante a | 25 [cm] |
| - Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante b | 25 [cm] |
| - Angolo di attrito della muratura β | 45° |
| - Materiale | AISI 304 |
| - Tensione di snervamento f_y | 240 [MPa] |
| - Resistenza a compressione di calcolo σ_r | 0,74 [N/mm ²] |
| - Resistenza a taglio di calcolo f_v | 1,29 [N/cm ²] |
| - Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in caso sismico γ_s | 1 |

9.2.2 CALCOLO DEI TIRANTI

Sono di seguito riportate le varie casistiche divise tra i tiranti che interessano le facciate nord e sud da quelli che riguardano le facciate est ed ovest in quanto per quelli riguardanti le facciate della navata centrale va fatto un ulteriore ragionamento.



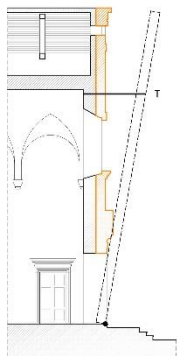
Navate laterali



Macroel.	Momento stabilizzante [kNm]	Momento ribaltante [kNm]	Valore di α_0	Tiro massimo T[kN]
N_1	132,70 +T*h	3056,172 α	0,143	62,73
N_2	141,40 +T*h	4729,141 α	0,146	105,55
S_1	114,72 +T*h	3601,161 α	0,145	109,73
S_2	121,27 +T*h	4077,876 α	0,143	95,22
S_3	98,99 +T*h	2030,142 α	0,143	44,32

Macroel.	Snervamento T_1 [kN]	Punzonamento T_2 [kN]	Penetrazione ancoraggio T_3 [kN]	Massimo tiro T [kN]	Num. di tiranti
N_1	58,16	38,70	46,25	46,05	2
N_2	58,16	38,70	46,25	46,05	3
S_1	58,16	38,70	46,25	46,05	3
S_2	58,16	38,70	46,25	46,05	3
S_3	58,16	38,70	46,25	46,05	2

Navata principale



Macroel.	Momento stabilizzante [kNm]	Momento ribaltante [kNm]	Valore di α_0	Tiro massimo T[kN]
E_1	141,37 +T*h	5898,640 α	0,153	87,55
O_1	142,41 +T*h	5286,176 α	0,153	76,65

Macroel.	Snervamento T_1 [kN]	Punzonamento T_2 [kN]	Penetrazione ancoraggio T_3 [kN]	Massimo tiro T [kN]	Num. di tiranti
E_1	58,16	54,80	46,25	46,25	2
O_1	58,16	43,34	46,25	43,34	2

Poiché le facciate principali non possono essere trattenute mediante normali tiranti si è deciso di procedere con tiranti a taglio, sarebbe infatti impossibile porre dei tiranti per la lunghezza della navata centrale.

I tiranti quindi vengono ancorati mediante perni infissi nella parete ed il tiro è contrastato dalla forza di taglio che si ottiene sollecitando in direzione perpendicolare i perni infissi nel muro, costituiti da dei segmenti di tubo in acciaio infissi mediante carotaggio nel muro.

Al fine di determinare il numero di perni necessari, viene determinata la forza di taglio esercitata da ciascun tubo:

$$F_t = \sigma_r \cdot A = \sigma_r \cdot \phi \cdot L$$

Dove:

- σ_r resistenza a compressione di calcolo della muratura
- A area della sezione diametrale del tubo
- ϕ diametro del tubo
- L lunghezza del tubo infisso nella parete

Nell'ipotesi di diametro pari a 60mm e lunghezza pari a 30cm si ottiene $A=18000\text{mm}^2$.

Quindi dato $F_t=13,32\text{ kN}$, essendo $T=43,34\text{ kN}$, per ogni tirante sono necessari 4 elementi a taglio con un interasse dei tubi pari ad un metro.

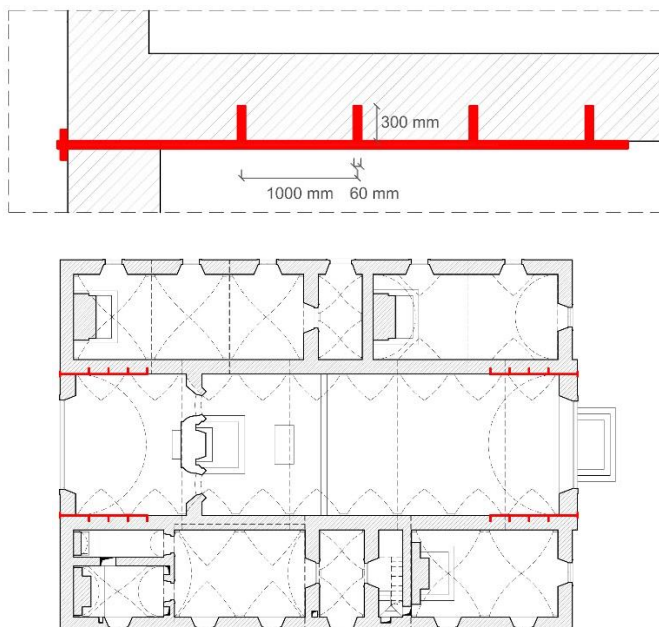


Figura 9.1: Dettaglio e localizzazione in pianta dei tiranti a taglio della navata centrale.

9.3 Interventi globali

Date le problematiche dell'edificio evidenziati dalle analisi precedenti si è proceduto provando a modificare alcuni parametri al fine di identificare quali sarebbero gli interventi migliori al fine di garantire un miglioramento strutturale dell'edificio.

A partire dai valori utilizzati, questi sono stati modificati utilizzando dei coefficienti migliorativi³⁶ corrispondenti che per murature storiche consistono in:

- Iniezioni di miscele leganti 1,7
- Intonaco armato 2,0
- Diatoni 1,5

Va ricordato inoltre che, secondo quanto riportato dalla normativa, è da preferirsi che gli interventi di consolidazione vengano applicati in modo regolare ed uniforme e che per eventuali interventi localizzati ne vada sempre analizzata e giustificata la variazione della distribuzione delle rigidità al fine di garantire un unico comportamento globale della struttura.

Altresì importante è garantire la corretta esecuzione degli interventi in quanto se questi non fossero eseguiti ad opera d'arte si potrebbe ottenere un peggioramento della risposta complessiva dell'edificio. Si è quindi scelto di modificare tali valori su tutti gli elementi e non solamente sulle pareti più deboli al fine di ottenere un risultato omogeneo per garantire una altrettanto omogenea distribuzione delle rigidità nell'edificio.

9.3.1 INIEZIONI DI MISCELE LEGANTI

L'adozione di iniezioni di miscele leganti viene effettuata al fine di migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura su paramenti murari che presentano lesioni diffuse e vuoti interni, per questo motivo tale intervento risulta inefficace se effettuato su tipologie murarie che sono scarsamente iniettabili per loro natura.

A questa tipologia di interventi non può essere affidato il compito di migliorare il comportamento di realizzare ammorsature tra pareti murari e quindi non migliora il comportamento globale della struttura. Un'attenzione particolare va posta nella scelta della miscela da iniettare assicurandosi della compatibilità chimico-fisica-meccanica con la tipologia muraria in oggetto oltre che alla pressione di immissione della miscela stessa per evitare l'insorgere di dilatazioni trasversali.

³⁶ Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n.617 del 2/2/2009, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008, C8A.2.2

Nel caso in esame, i valori che vengono modificati nel modello FEM risultano essere i seguenti:

- Resistenza a compressione di calcolo: $f_{m,d} = 1,258 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a taglio di calcolo in assenza di compressione: $\tau_0 = 2,193 \text{ N/cm}^2$

Tabella 9.1: Riassunto degli elementi non verificati a pressoflessione in LC1 e con l'uso di iniezioni.

Combinazione	Elementi non verificati a pressoflessione						
	Elementi in x		Elementi in y		Elementi totali		
	LC1	Iniezioni	LC1	Iniezioni	LC1	Iniezioni	Variazione
+1,00 Ex + 0,30 Ey	5/40	2/40	3/38	2/38	10,26%	5,13%	5,13%
+1,00 Ex - 0,30 Ey	6/40	4/40	4/38	3/38	12,82%	8,97%	3,85%
-1,00 Ex + 0,30 Ey	7/40	5/40	2/38	2/38	11,54%	8,97%	2,56%
-1,00 Ex - 0,30 Ey	6/40	4/40	4/38	3/38	12,82%	8,97%	3,85%
+0,30 Ex + 1,00 Ey	6/40	2/40	11/38	8/38	21,79%	12,82%	8,97%
-0,30 Ex + 1,00 Ey	5/40	2/40	15/38	10/38	25,64%	15,38%	10,26%
+0,30 Ex - 1,00 Ey	7/40	2/40	16/38	12/38	29,49%	17,95%	11,54%
-0,30 Ex - 1,00 Ey	7/40	2/40	16/38	12/38	29,49%	17,95%	11,54%

Tabella 9.2: Riassunto degli elementi non verificati a taglio in LC1 e con l'uso di iniezioni.

Combinazione	Elementi non verificati a taglio						
	Elementi in x		Elementi in y		Elementi totali		
	LC1	Iniezioni	LC1	Iniezioni	LC1	Iniezioni	Variazione
+1,00 Ex + 0,30 Ey	37/40	36/40	20/38	14/38	73,08%	64,10%	8,97%
+1,00 Ex - 0,30 Ey	38/40	36/40	22/38	15/38	76,92%	65,38%	11,54%
-1,00 Ex + 0,30 Ey	36/40	33/40	16/38	10/38	66,67%	55,13%	11,54%
-1,00 Ex - 0,30 Ey	38/40	34/40	21/38	18/38	75,64%	66,67%	8,97%
+0,30 Ex + 1,00 Ey	14/40	5/40	35/38	34/38	62,82%	50,00%	12,82%
-0,30 Ex + 1,00 Ey	12/40	8/40	35/38	34/38	60,26%	53,85%	6,41%
+0,30 Ex - 1,00 Ey	16/40	6/40	35/38	34/38	65,38%	51,28%	14,10%
-0,30 Ex - 1,00 Ey	16/40	11/40	35/38	34/38	65,38%	57,69%	7,69%

Come è possibile notare dai risultati, per quanto riguarda la resistenza a pressoflessione, si hanno variazioni pari circa al 7% di miglioramento totale, il miglioramento maggiore si ha nel caso di resistenza a taglio che porta ad un miglioramento globale di circa il 10%.

9.3.2 INTONACO ARMATO

Il placcaggio della muratura attraverso l'uso di intonaco armato è un intervento altamente invasivo e risulta efficace solo se effettuato su entrambi i paramenti e collegato mediante barre trasversali. Per questo motivo questa tecnica generalmente viene presa in considerazione solo su singole porzioni murarie gravemente danneggiate come alternativa alla demolizione e ricostruzione.

Dal punto di vista sismico però va considerato che i pannelli murari così rinforzati presentano un'elevata rigidità a taglio che altera il comportamento globale originario della costruzione e questo porta a effetti negativi sulla regolarità in pianta. Questa tipologia di intervento viene presa in considerazione in quanto non sono presenti affreschi e le murature risultano inconsistenti.

Nel caso in esame, i valori che vengono modificati nel modello FEM risultano essere i seguenti:

- Resistenza a compressione di calcolo: $f_{m,d} = 1,48 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a taglio di calcolo in assenza di compressione: $\tau_0 = 2,58 \text{ N/cm}^2$

Tabella 9.3: Riassunto degli elementi non verificati a pressoflessione in LC1 e con l'uso di intonaco armato.

Combinazione	Elementi non verificati a pressoflessione						
	Elementi in x		Elementi in y		Elementi totali		
	LC1	Intonaco	LC1	Intonaco	LC1	Intonaco	Variazione
+1,00 Ex + 0,30 Ey	5/40	2/40	3/38	2/38	10,26%	5,13%	5,13%
+1,00 Ex - 0,30 Ey	6/40	4/40	4/38	3/38	12,82%	8,97%	3,85%
-1,00 Ex + 0,30 Ey	7/40	5/40	2/38	1/38	11,54%	7,69%	3,85%
-1,00 Ex - 0,30 Ey	6/40	4/40	4/38	3/38	12,82%	8,97%	3,85%
+0,30 Ex + 1,00 Ey	6/40	1/40	11/38	7/38	21,79%	10,26%	11,54%
-0,30 Ex + 1,00 Ey	5/40	1/40	15/38	10/38	25,64%	14,10%	11,54%
+0,30 Ex - 1,00 Ey	7/40	2/40	16/38	12/38	29,49%	17,95%	11,54%
-0,30 Ex - 1,00 Ey	7/40	2/40	16/38	12/38	29,49%	17,95%	11,54%

Tabella 9.4: Riassunto degli elementi non verificati a taglio in LC1 e con l'uso di intonaco armato.

Combinazione	Elementi non verificati a taglio						
	Elementi in x		Elementi in y		Elementi totali		
	LC1	Intonaco	LC1	Intonaco	LC1	Intonaco	Variazione
+1,00 Ex + 0,30 Ey	37/40	34/40	20/38	12/38	73,08%	58,97%	14,10%
+1,00 Ex - 0,30 Ey	38/40	32/40	22/38	13/38	76,92%	57,69%	19,23%
-1,00 Ex + 0,30 Ey	36/40	30/40	16/38	9/38	66,67%	50,00%	16,67%
-1,00 Ex - 0,30 Ey	38/40	32/40	21/38	15/38	75,64%	60,26%	15,38%
+0,30 Ex + 1,00 Ey	14/40	4/40	35/38	34/38	62,82%	48,72%	14,10%
-0,30 Ex + 1,00 Ey	12/40	6/40	35/38	34/38	60,26%	51,28%	8,97%
+0,30 Ex - 1,00 Ey	16/40	6/40	35/38	34/38	65,38%	51,28%	14,10%
-0,30 Ex - 1,00 Ey	16/40	8/40	35/38	34/38	65,38%	53,85%	11,54%

Le variazioni maggiori si hanno per la resistenza a taglio, pari ad un miglioramento del 14%, mentre per la resistenza a pressoflessione si ha un aumento di elementi verificati di circa l'8%.

9.3.3 DIATONI

L'inserimento di diatoni viene effettuato al fine di realizzare un collegamento efficace tra i paramenti murari evitando il distacco di uno dei due, questo intervento mira quindi a conferire alla parete un comportamento monolitico per azioni con direzione ortogonale al proprio piano. Si presenta particolarmente efficace nel caso in esame di parete a doppia cortina ed è un intervento invasivo da realizzarsi in forma estesa tuttavia ha la caratteristica di conservare il comportamento originario della muratura.

Nel caso in esame, i valori che vengono modificati nel modello FEM risultano essere i seguenti:

- Resistenza a compressione di calcolo: $f_{m,d} = 1,11 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a taglio di calcolo in assenza di compressione: $\tau_0 = 1,935 \text{ N/cm}^2$

Tabella 9.5: Riassunto degli elementi non verificati a pressoflessione in LC1 e con l'uso di diatoni.

Combinazione	Elementi non verificati a pressoflessione						
	Elementi in x		Elementi in y		Elementi totali		
	LC1	Diatoni	LC1	Diatoni	LC1	Diatoni	Variazione
+1,00 Ex + 0,30 Ey	5/40	2/40	3/38	3/38	10,26%	6,41%	3,85%
+1,00 Ex - 0,30 Ey	6/40	4/40	4/38	3/38	12,82%	8,97%	3,85%
-1,00 Ex + 0,30 Ey	7/40	5/40	2/38	2/38	11,54%	8,97%	2,56%
-1,00 Ex - 0,30 Ey	6/40	4/40	4/38	3/38	12,82%	8,97%	3,85%
+0,30 Ex + 1,00 Ey	6/40	2/40	11/38	8/38	21,79%	12,82%	8,97%
-0,30 Ex + 1,00 Ey	5/40	3/40	15/38	10/38	25,64%	16,67%	8,97%
+0,30 Ex - 1,00 Ey	7/40	3/40	16/38	12/38	29,49%	19,23%	10,26%
-0,30 Ex - 1,00 Ey	7/40	2/40	16/38	12/38	29,49%	17,95%	11,54%

Tabella 9.6: Riassunto degli elementi non verificati a taglio in LC1 e con l'uso di diatoni.

Combinazione	Elementi non verificati a taglio						
	Elementi in x		Elementi in y		Elementi totali		
	LC1	Diatoni	LC1	Diatoni	LC1	Diatoni	Variazione
+1,00 Ex + 0,30 Ey	37/40	36/40	20/38	15/38	73,08%	65,38%	7,69%
+1,00 Ex - 0,30 Ey	38/40	37/40	22/38	18/38	76,92%	70,51%	6,41%
-1,00 Ex + 0,30 Ey	36/40	34/40	16/38	12/38	66,67%	58,97%	7,69%
-1,00 Ex - 0,30 Ey	38/40	35/40	21/38	17/38	75,64%	66,67%	8,97%
+0,30 Ex + 1,00 Ey	14/40	7/40	35/38	35/38	62,82%	53,85%	8,97%
-0,30 Ex + 1,00 Ey	12/40	9/40	35/38	34/38	60,26%	55,13%	5,13%
+0,30 Ex - 1,00 Ey	16/40	9/40	35/38	34/38	65,38%	55,13%	10,26%
-0,30 Ex - 1,00 Ey	16/40	13/40	35/38	34/38	65,38%	60,26%	5,13%

Nel caso di utilizzo di diatoni si trova il miglioramento minore tra i tre indagati pari a solamente un 7,5% totale per il caso di taglio e ad un 6,7% totale per il caso di pressoflessione.

9.3.4 COMBINAZIONI DI INTERVENTI

Dato la scarsa efficacia degli interventi al fine del miglioramento sismico si è proceduto analizzando la possibile combinazione di più interventi applicati contemporaneamente su tutta la struttura. I casi analizzati sono quelli che prevedono l'uso di iniezioni e diatoni (IM+D) oppure l'uso di iniezioni con intonaco armato (IM+IA). Si può quindi notare come la casistica migliore sia quella relativa all'uso di iniezioni e intonaco armato combinati. In tal caso si può arrivare ad una percentuale di elementi non verificati, su tutta la struttura, pari al 17,95% per pressoflessione e al 46,15% nel caso di taglio.

Tabella 9.7: Riassunto delle verifiche a pressoflessione in LC1 e con diverse combinazioni di interventi.

Combinazione	Elementi non verificati a pressoflessione								
	Elementi in x [su 40]			Elementi in y [su 38]			Elementi totali [su 78]		
	LC1	IM+D	IM+IA	LC1	IM+D	IM+IA	LC1	IM+D	IM+IA
+1,00 Ex + 0,30 Ey	5	2	2	3	2	2	10,26%	5,13%	5,13%
+1,00 Ex - 0,30 Ey	6	4	4	4	3	3	12,82%	8,97%	8,97%
-1,00 Ex + 0,30 Ey	7	5	4	2	1	1	11,54%	7,69%	6,41%
-1,00 Ex - 0,30 Ey	6	4	4	4	3	3	12,82%	8,97%	8,97%
+0,30 Ex + 1,00 Ey	6	1	1	11	7	7	21,79%	10,26%	10,26%
-0,30 Ex + 1,00 Ey	5	1	1	15	8	8	25,64%	11,54%	11,54%
+0,30 Ex - 1,00 Ey	7	2	2	16	12	12	29,49%	17,95%	17,95%
-0,30 Ex - 1,00 Ey	7	2	2	16	11	10	29,49%	16,67%	15,38%

Tabella 9.8: Riassunto delle verifiche a taglio in LC1 e con diverse combinazioni di interventi.

Combinazione	Elementi non verificati a taglio								
	Elementi in x [su 40]			Elementi in y [su 38]			Elementi totali [su 78]		
	LC1	IM+D	IM+IA	LC1	IM+D	IM+IA	LC1	IM+D	IM+IA
+1,00 Ex + 0,30 Ey	37	28	20	20	9	7	73,08%	47,44%	34,62%
+1,00 Ex - 0,30 Ey	38	25	18	22	13	10	76,92%	48,72%	35,90%
-1,00 Ex + 0,30 Ey	36	28	21	16	8	4	66,67%	46,15%	32,05%
-1,00 Ex - 0,30 Ey	38	27	22	21	14	9	75,64%	52,56%	39,74%
+0,30 Ex + 1,00 Ey	14	3	1	35	33	32	62,82%	46,15%	42,31%
-0,30 Ex + 1,00 Ey	12	4	4	35	32	30	60,26%	46,15%	43,59%
+0,30 Ex - 1,00 Ey	16	6	3	35	34	33	65,38%	51,28%	46,15%
-0,30 Ex - 1,00 Ey	16	6	4	35	33	32	65,38%	50,00%	46,15%

9.3.5 RIASSUNTO DEGLI INTERVENTI

Successivamente quindi si è proceduto con riepilogo generale dei miglioramenti ottenuti a seconda delle diverse tipologie di interventi, siano essi eseguiti singolarmente o in combinazione tra loro. Nella tabella seguente sono quindi riportati, in percentuale, il numero degli elementi non verificati in direzione x, su 40 elementi, in direzione y, su 38 elementi, e sugli 78 elementi totali.

Tabella 9.9: Riassunto di tutte le casistiche di interventi indagati a pressoflessione e taglio.

Combinazione		Interventi				
		Singoli			Combinazioni	
		Iniezioni	Intonaco	Diatoni	IM+D	IM+IA
Pressoflessione	dir. X	8,13%	8,75%	7,50%	8,75%	9,06%
	dir. Y	6,25%	6,91%	5,92%	7,89%	8,22%
	totale	7,21%	7,85%	6,73%	8,33%	8,65%
Taglio	dir. X	11,88%	17,19%	8,44%	25,00%	35,63%
	dir. Y	8,55%	11,18%	6,58%	14,14%	20,39%
	totale	10,26%	14,26%	7,53%	19,71%	28,21%

Nel caso di pressoflessione non vi sono grosse variazioni dalla direzione x a quella y dei setti considerati ed il miglioramento complessivo della struttura rivela essere, nel migliore dei casi, solamente un 7,85% del totale degli elementi verificati in più rispetto alla struttura priva di interventi.

Differenti risultati sono quelli portati dall'analisi a taglio degli elementi in cui nella direzione x troviamo miglioramenti molto più consistenti rispetto alla direzione y, pari addirittura ad un 14,26% sugli elementi.

Anche nel caso del miglioramento complessivo di tutta la struttura, si arriva ad ottenere un totale massimo, nel caso di utilizzo di iniezioni più intonaco armato, pari al 28,21% dell'edificio complessivo, ben distante dall'8,65% ottenuto nella casistica della pressoflessione.

CONCLUSIONI

Nel lavoro di tesi si è eseguita l'analisi della vulnerabilità sismica della chiesa dell'eremo di San Giorgio a Bardolino iniziando con alcune indagini preliminari.

Tra queste, si è indagata l'evoluzione della struttura nei secoli che risulta essere pressoché invariata riportando solamente alcuni interventi eseguiti negli anni per "modernizzare" la struttura, come l'esecuzione di fori nei paramenti murari allo scopo di inserire l'impianto elettrico, acustico e il riscaldamento. Ulteriore intervento, eseguito negli ultimi anni, è stato il rifacimento della copertura.

Mediante sopralluoghi si è quindi proceduto al rilievo fotografico e geometrico rivelatosi difficoltoso in alcuni punti a causa della presenza di alte spalliere all'interno della chiesa e di sottotetti che risultano in buona parte non praticabili; in questi casi si è proceduto mediante misure indirette.

Si sono inoltre osservate le lesioni che appaiono numerose ma non sembrano essere di grave entità né sembrano inficiare la sicurezza della struttura; le fessure di entità maggiore sono situate nella navata principale e monitorate mediante fessurimetri posti a seguito del terremoto del 2004.

Parallelamente si è proceduto con il rilievo strutturale per la valutazione della qualità muraria e delle vulnerabilità della chiesa. Tra le più importanti vi sono lo scarso ammorsamento di volte e pareti adiacenti, la presenza di nicchie e cavedi che portano ad una riduzione della sezione resistente della muratura, le murature del campanile che risultano essere murature portanti in falso e la mancanza di tiranti in corrispondenza dei relativi capochiave esistenti.

Terminata la fase di rilievo, non essendo state svolte adeguate prove in sito, è stata effettuata l'analisi dei carichi attenendosi alle tabelle fornite da normativa e si è proseguito con la fase di calcolo e verifica dei meccanismi di danno svolgendo sia analisi locali che globali.

Nello specifico per ogni analisi si è svolto il calcolo considerando un livello di conoscenza LC1 il cui fattore di confidenza F_c è pari a 1,35 e successivamente nel livello di conoscenza LC2 che fornisce valori maggiori per i parametri meccanici ed il cui fattore di confidenza è $F_c=1,2$. Tali calcoli sono stati eseguiti nell'ottica di poter ottenere una stima del miglioramento che si avrebbe nei risultati finali e quindi valutare il beneficio che forniscono analisi più approfondite.

Si è quindi iniziato individuando i meccanismi locali che interessano la struttura, suddivisi in meccanismi di primo modo, fuori piano, o di secondo modo, nel piano, a seconda che l'azione considerata sia parallela o perpendicolare all'asse del macroelemento considerato. Nello specifico sono stati individuati 18 macroelementi, analizzati e verificati singolarmente in diversi meccanismi di collasso. Tali verifiche si basano sul metodo dell'analisi limite dell'equilibrio che propone un approccio di tipo cinematico e sono basate sullo stato limite di salvaguardia della vita, o SLV.

Tra i meccanismi considerati vi sono:

- Ribaltamento semplice

Sono state fatte due differenti verifiche, la prima riguardante l'ipotesi di parete a doppia cortina (M1.2), ossia la sua conformazione reale a doppio paramento, in cui si nota come nessuno dei meccanismi risulti verificato all'analisi lineare con un rapporto medio di a_0^*/a_{0max} pari a 0,148 e all'analisi non lineare con d_u^*/d_{umax} medio pari a 0,445 dove per valori maggiori di uno si ha la verifica.

Parallelamente sono stati svolti gli stessi calcoli ipotizzando pareti monolitiche (M.1.1) nell'ottica di osservare il miglioramento ottenibile nel caso in cui si riuscisse a garantire un comportamento monolitico della muratura. Si può quindi notare come all'analisi lineare i risultati siano pressoché invariati rispetto all'ipotesi precedente mentre all'analisi non lineare si ha la presenza del 60% dei macroelementi verificato ed il valore medio di d_u^*/d_{umax} sia 1,097.

In generale i macroelementi con un comportamento peggiore sono quelli riguardanti la facciata principale ed il muro absidale, questo è dovuto a varie motivazioni: le pareti sono dotate di maggiori aperture e hanno un baricentro più alto a causa della loro conformazione geometrica inoltre risultano essere pressoché scariche in quanto la copertura insiste sulle pareti ad esse ortogonali. Nel caso di paramento a doppia cortina si osserva come in tali macroelementi il paramento esterno presenti un coefficiente di attivazione minore rispetto a quello interno quindi l'attivazione del meccanismo avviene a causa del solo paramento esterno.

Provando poi a variare il livello di conoscenza a LC2 si è potuto osservare come, nel caso di parete a doppia cortina, si abbia un aumento del valore medio di a_0^*/a_{0max} di circa il 4,2% e di d_u^*/d_{umax} del 7,3%; nel caso di parete monolitica i valori medi di a_0^*/a_{0max} sono del 6,8% e di d_u^*/d_{umax} pari al 14,8%. Va però evidenziato che in alcuni macroelementi si hanno notevoli miglioramenti.

- Ribaltamento composto di cuneo diagonale (M2.1)

Tali meccanismi risultano tutti verificati. All'analisi cinematica lineare sono non verificati solamente i meccanismi che interessano la parte alta delle navate principali il cui rapporto medio di a_0^*/a_{0max} è 0,791, va però aggiunto che questi sono ampiamente verificati all'analisi non lineare. Passando al livello LC2 si hanno lievi miglioramenti ma il comportamento generale è lo stesso.

- Ribaltamento dei cantonali (M2.2)

Tutte le analisi sono verificate. Questo sottolinea come il problema maggiore derivi dal cattivo ammorsamento tra le pareti infatti, se questo fosse correttamente garantito, i cunei tratterrebbero le facciate impedendone il ribaltamento.

- Flessione verticale di parete monolitica (M3.1)

All'analisi cinematica lineare entrambe le facciate non risultano verificate con un valore medio di a_0^*/a_{0max} di 0,70 mentre raggiungono abbondantemente i valori di verifica per l'analisi non lineare; analoga situazione si ritrova adottando il livello di conoscenza LC2.

- Rottura a taglio (M4.1)

Per quanto riguarda i meccanismi nel piano, ogni macroelemento risulta verificato all'analisi cinematica lineare in LC1.

Proseguendo nel lavoro di tesi si è passati allo studio dell'analisi globale della struttura utilizzando il programma di modellazione strutturale *Straus7*. Dopo un controllo preliminare della modellazione, sono state eseguite le verifiche a pressoflessione e taglio nel piano per lo stato limite ultimo di salvaguardia della vita, o SLV, previste dalla NTC 2008. A queste, è stata preceduta un'analisi delle forme modali interessanti un massa superiore al 2% che risultano essere solamente 6. I modi che interessano la maggior quantità di massa partecipante sono solamente i primi 4 in cui abbiamo percentuali in Y pari al 17,31% e 60,65% per il primo e terzo modo di vibrare e, in X, pari al 7,49% e 64,69% per il secondo e quarto modo di vibrare. Una volta condotta l'analisi spettrale della struttura, soggetto al carico dinamico derivato dallo spettro di risposta elastico a Bardolino, sono state create 8 differenti combinazioni di carico nelle direzioni X e Y previste da normativa, considerando nullo il contributo dato dalle sollecitazioni verticali.

Le verifiche svolte hanno dato i seguenti risultati:

- La verifica a pressoflessione nel piano della parete ha mostrato come vi sia una sostanziale differenza di risposta all'azione sismica degli elementi in direzione Y (nord-sud) rispetto a quelli in direzione X (ovest-est), come già immaginato. Per quanto riguarda gli elementi in direzione X questi risultano essere non verificati in una percentuale che varia dal 12,5% al 17,5% a seconda della combinazione sismica utilizzata; per gli elementi in direzione Y, invece, si passa dal 5,26%, 42,11%.

In generale si può comunque osservare come la struttura non risulti verificata per valori medi del 11,86% quando vi è un'azione sismica in cui venga considerata prevalente E_x , del 26,60% quando viene considerata prevalente E_y . Si è poi indagato il miglioramento medio apportato dall'eventuale incremento del livello di conoscenza che si attesta ad un 5,61% di elementi verificati in più.

- La verifica a taglio nel piano ha mostrato come la quasi totalità degli elementi non risulta verificata quando l'elemento considerato è parallelo all'azione principale. Nello specifico, per combinazioni con E_x prevalente, gli elementi in X non verificati sono pari a circa il 93,12% della totalità; con E_y prevalente invece, gli elementi in Y non verificati sono il 92,11%. In totale gli elementi

non verificati sono circa il 68,27% e nessuno è verificato su tutte le 8 differenti combinazioni sismiche; passando al livello LC2 si ha un 5,77% di elementi in più di elementi verificati sul totale.

Al fine di indagare meglio tali comportamenti si è proceduto variando lo spettro di risposta e riducendolo fino al 30% di quanto previsto da normativa, osservando come agisce sul comportamento globale della struttura. Nel caso di pressoflessione si passa da un 29,5% di elementi non verificati ad un 1,3% nella peggiore delle combinazioni ed a totale verifica in altre; diverso discorso per la verifica a taglio in cui la struttura non risulta mai interamente verificata e si passa da un 68,27% di elementi non verificati ad un 27,41%.

A seguito di queste valutazioni è stato poi svolta un'ulteriore analisi di sensibilità al fine di osservare come cambi il rapporto V_{sd}/V_u , ossia il taglio ultimo agente rispetto al taglio ultimo resistente, al variare della resistenza a taglio della muratura f_v , nella combinazione sismica peggiore degli elemento. Sono state quindi realizzate delle curve lungo le quali si muove tale rapporto al variare delle tre percentuali di valore dello spettro di risposta considerato ed ipotizzando un raddoppio dello spessore murario al fine di osservare se questa tipologia di intervento renda maggiormente verificata la struttura.

Tali grafici sono stati effettuati sulle otto pareti dei quattro angoli principali della chiesa e sulla facciata anteriore e posteriore; è nuovamente possibile notare come le pareti peggiori siano quelle riguardanti la direzione nord-sud e il problema rimandi ancora al fatto che in tali elementi gli unici carichi da considerarsi sono quelli riguardante il loro peso proprio.

Analogo discorso è stato fatto per il campanile considerando come elemento la totalità delle singole facciate. Anche in questo caso, mediante il raddoppio della muratura, si ottengono valori pressoché dimezzati e, ad eccezione della facciata nord, già al 60% dello spettro di risposta originario si ha la verifica degli elementi. Successivamente è stato poi osservato come cambi tale rapporto rispetto ad altri interventi localizzati ai singoli macroelementi.

Il passo successivo quindi è stato quello di valutare possibili interventi al fine di migliorare il comportamento sismico della struttura rifacendosi a quanto dettato dalla NTC2008.

Partendo dai cinatismi iniziali si sono valutati interventi locali atti a inibire l'attivazione dei meccanismi analizzati, optando per ridurre le carenze dovute ai collegamenti mediante l'uso di tiranti.

Per le navate laterali si è rilevata la necessità dell'inserimento di ulteriori tiranti, oltre quelli esistenti, in un numero che varia da 2 a 3, considerando la muratura esistente a due paramenti. Per le navate principali invece risultano necessari 2 tiranti per facciata che saranno di tipo a taglio a causa dell'impossibilità di porre in opera tiranti per la lunghezza di tutta la navata centrale.

Successivamente si è proceduto alla valutazione di interventi globali quali iniezione di miscele leganti, utilizzo di intonaco armato e inserimento di diatoni utilizzando il modello FEM.

Si è quindi osservato come a pressoflessione non vi siano notevoli differenze dai setti posti in direzione X rispetto a quelli posti in direzione Y ed il miglioramento complessivo della struttura si assesti con qualsiasi intervento ad un 7% di elementi verificati in più, portando la struttura ad essere non verificata al 19% circa nel caso peggiore. Nel caso di rottura a taglio invece il miglioramento ottenuto varia dal 7% al 14% a seconda della tipologia di intervento utilizzato.

Non essendo tali interventi sufficienti a garantire un notevole miglioramento della struttura si è provato ad utilizzare combinazioni di interventi al fine di osservare come e quanto migliori la struttura; le combinazioni utilizzate sono state quelle di iniezioni e diatoni (IM+D) e quella di iniezioni con l'utilizzo combinato di intonaco armato (IM+IA). Per la pressoflessione, in entrambe le combinazioni di interventi, il miglioramento si assesta all'incirca all'8% mentre per la rottura a taglio si ottiene un miglioramento complessivo medio di circa il 20% nel caso di iniezioni e diatoni, del 28% nel caso di iniezioni combinati ad intonaco armato. Nello specifico, con l'uso dell'intonaco armato, si passa da una percentuale di elementi non verificati pari al 68,27% fino ad un miglioramento del 46,15% nei casi peggiori, nei migliori si arriva anche al 34,62%.

Questo significa che adottando come ipotesi l'uso di iniezioni combinate all'intonaco armato si arriva ad ottenere una struttura il cui comportamento risulti migliorato al più del 40%, valore importante ma non sufficiente a garantire un adeguamento sismico. Va però ricordato che tali interventi sono particolarmente invasivi; agendo sulla resistenza della muratura si va ad aumentare anche la rigidezza della struttura.

Concludendo, ciò che appare immediato dai risultati ottenuti è, che allo stato attuale, la chiesa dell'Eremo di San Giorgio non risponde ai livelli minimi richiesti dalla normativa. Lo studio più approfondito dell'edificio, mediante indagini non distruttive e debolmente distruttive, potrebbe rivelare una situazione migliore di quanto ipotizzato pur non essendo in ogni caso sufficiente a garantire lo stato limite di salvaguardia della vita. Quindi, nel caso in cui si volesse procedere alla realizzazione di interventi volti al miglioramento sismico della struttura, sarebbe opportuno indagare gli elementi ed i punti critici evidenziati nel presente lavoro.

BIBLIOGRAFIA

AA. VV. (2012). *Nuovo atlante storico geografico camaldolese: 1000 anni di storia tra spiritualità e gestione delle risorse naturali*, a cura di F. Di Pietro, R. Romano, Tipolitografia CSR, Roma.

Basso P., Sala G. (1992). *Immagini di vita monastica dell'eremo camaldolese di San Giorgio (Bardolino)*, in *Il Garda- L'ambiente, l'uomo*, Ottava miscellanea di studi, Centro Studi per il Territorio Benacense, Verona, pp. 105-112.

Bernardini A., Valluzzi M.R., Modena C. (2006). *Classificazioni di vulnerabilità sismica di edifici in muratura dal calcolo limite per macroelementi*, in atti del Workshop "Sicurezza e conservazione degli edifici storici in funzione delle tipologie edilizie, della concezione costruttiva e dei materiali" (Milano, 18-19 dicembre 2006), cura di L. Binda, Milano, D.I.S.– Politecnico di Milano.

Biancolini G. (1753). *Notizie storiche delle chiese di Verona*, vol. IV, Verona.

Binda L. (2000). *Caratterizzazione delle murature in pietra e mattoni ai fini dell'individuazione di opportune tecniche di riparazione*, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti – Roma.

Binda L. (2003). *Danneggiamento, Conservazione e manutenzione di strutture murarie e lignee: diagnosi e modellazione con riferimento alle tipologie costruttive ed edilizie*, atti del Workshop (Milano, 16-17 gennaio 2003), Milano, DIS- Dipartimento di Ingegneria Strutturale Politecnico di Milano.

Binda L., Borri A., Cardani G., Doglioni F. (2009). *Scheda qualità muraria: relazione finale e linee guida per la compilazione della scheda di valutazione della qualità muraria*, RELUIS, Rendicontazione scientifica 3° anno (Sub Task 3b.1).

Bossi P., Ceratti A. (1993). *Eremiti camaldolesi in Italia: luoghi, architettura, spiritualità*, Messinissa Libri, Milano.

Bussinello A. (1964). *Su la Rocca di Garda: ricordo dell'eremo di Garda*, Scuola tipografica Nigrizia, IV edizione riveduta, Verona.

Bussinello A. (1935). *Eremo della Rocca di Garda dei camaldolesi: dopo cinquant'anni dal loro ritorno, 1885-1935*, O. Onestinghel, Verona.

Lombardi E. (2000). *I frati bianchi di Gussagno: l'eremo di San Bernardo dei Camaldolesi di Monte Corona*, Fondazione civiltà bresciana, Brescia.

Longhi A., Borla S. (2012). *Eremiti camaldolesi nel Seicento sabauda: architettura, vita religiosa e territorio*, in "Architettura eremitica. Sistemi progettuali e paesaggi culturali" a cura di S. Bertocci, S. Parrinello, Edifir, Firenze, pp. 84-93.

Milano L., Mannella A., Morisi C., Martinelli A. (a cura di), (2009). *Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di*

analisi, allegato alle Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Partizioni, predisposte dal Dipartimento della Protezione Civile, RELUIS.

Modena C., Pineschi F., Valluzzi M.R.(2000), a cura di, *Valutazione della vulnerabilità sismica di alcune classi di strutture esistenti – Sviluppo e valutazione di metodi di rinforzo*, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti – Roma.

Modena C., Da Porto F., Valluzzi M.R. (2001), *Tecniche di consolidamento di murature storiche in pietra: indagini sperimentali e criteri per la valutazione della resistenza*, Padova, Università degli studi di Padova.

Modena C. (2008). Aspetti strutturali: normativa in campo nazionale e internazionale, in «Kermes», anno XXI, No 71, pp. 99-108.

Modena C.(2008), *Strategie e tecniche per il miglioramento sismico*, presentazione per “Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, corso di aggiornamento”, (Roma, 30 giugno-3 luglio 2008).

Modena C., Bettiol G., Da Porto F., Milano L., Munari M. (2009), a cura di, *Esempio di calcolo su rafforzamento locale di edifici in muratura con tiranti*, allegato alle linee guida per la riparazione e il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni.

Modena C., da Porto F., Valluzzi M. R.(2012) Conservazione del patrimonio architettonico e sicurezza strutturale in zona sismica: insegnamenti dalle recenti esperienze italiane, in «Materiali e strutture. Problemi di conservazione», Vol. I, No 1-2, pp. 17-28.

Orti Manara G.G. (1844). *Delle avventure di Adelaide sposa di Ottone I e delle notizie dei castelli di Garda e di Canossa. Memoria storica*, Orti Manara Ed., Verona.

Pimazzoni D. (1979). *Gli eremiti camaldolesi di Monte Corona in territorio veronese*, Tesi di laurea, Università degli studi di Padova Facoltà di Lettere e Filosofia, Padova.

Ponti G. (2011). *Gli eremiti camaldolesi coronesi nel Regno di Napoli*, Franco Di Mauro Ed., Pesaro.

Quintavalle M. N. (2011). *Eremo di Camaldoli: rilievo integrato e modelli compositivi*, Tesi di laurea Università degli studi di Firenze Facoltà di Architettura, Firenze.

Sala G. (1991). *Bardolino Cristiana*, Ed. Parrocchia S.Nicolò e S.Severo, Verona.

Saraceno L. (2004). *Chiese ritrovate tra Adige e Garda*, Edizioni di Camaldoli, Camaldoli.

Valluzzi M. R. (2003), *Consolidamento e recupero delle murature*, Faenza, Gruppo editoriale faenza s.p.a.

Valluzzi M.R., Michielon E., Modena C., Binda L. (2011). *Modellazione del comportamento di edifici in muratura sotto azioni sismiche: l'esperienza Umbria-Marche*, X Congresso Nazionale “L'Ingegneria Sismica in Italia”, Potenza-Matera.

Valluzzi M.R., Munari M., Michielon E. (2011). *Metodi di Analisi locale di edifici esistenti in muratura*, Corso di problemi strutturali dei monumenti e dell'edilizia storica, Università degli studi di Padova Dipartimento di costruzioni e Trasporti, Padova.

Edizioni della Regola e delle Costituzioni e manoscritti

Atti capitolari 1671, c46, Adunanza del 21 aprile 1671, Presso la congregazione Camaldolese del Monte Corona del P.Placido da Lugano, p.413.

Annales Camaldulenses, vol. VIII, p.397.

Trezza L. «Ing.re Demaniale Delegato» (1810). *Inventario e rilievo dell'Eremo di San Giorgio a Bardolino*, manoscritto, Verona.

Eremo di S.Giorgio, Fabbriche ecc., nell'incarto "Varie" presso gli Antichi Archivi annessi alla Biblioteca Comunale di Verona.

Manuali consultati

Modena C., Valluzzi M.R., Zenere M. (2009). *Manuale d'uso del programma c-Sisma 3.0 PRO. Procedura automatica per il calcolo e la verifica di meccanismi di pareti in muratura*.

Definizione e Linee guida per la compilazione della scheda di valutazione della qualità muraria, RELUIS, U.R.06, progetto di ricerca n. 1, rendicontazione scientifica primo anno, Allegato 3b.1_UR 06 – Responsabile A. Borri, 2006.

G+D Computing (1999). Guida all'uso di Straus7. Introduzione a Straus7 sistema per l'analisi ad elementi finiti.

Siti Internet

<http://archivio.comune.verona.it/>

<http://comune.bardolino.vr.it/>

<http://emidius.mi.ingv.it/>

<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>

<http://maps.google.it>

<http://www.aipnd.it>

<http://www.cab.unipd.it>

<http://www.cslp.it>

<http://www.ereмосangiorgio.it>

<http://www.protezionecivile.it>

<http://www.pcn.minambiente.it>

<http://www.re Luis.it>

<http://www.regione.veneto.it>

<http://www.hsh.info>

(I link potrebbero essere soggetti a variazioni nel tempo; quelli riportati nella presente pagina sono aggiornati al marzo 2017)

Normativa e linee guida di riferimento

Raccomandazioni Normal 1/88 – Alterazioni macroscopiche dei materiali lapidei: lessico redatta da CNR centri di studio di Milano e Roma sulle cause di deperimento e sui metodi di conservazione delle opere d'arte e ICR istituto centrale per il restauro, 1990.

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3431 del 03/05/2005 “Ulteriori modifiche ed integrazioni all’ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003, recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica””.

Legge regionale del Veneto 23 aprile 2004, n.11 (BUR n.45/2004).

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3431 del 03/05/2005 “Ulteriori modifiche ed integrazioni all’ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003, recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica””.

Decreto Ministeriale del 14/01/08. Norme Tecniche per le Costruzioni (G.U. n. 29 del 4/2/08 suppl. ord. n.3).

Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 2/2/2009. Istruzioni per l'applicazione delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14/01/2008. (G.U. n. 47 del 26/2/09 suppl. ord. n. 27).

Linee guida per il rilievo, l’analisi ed il progetto di interventi di riparazione e consolidamento sismico di edifici in muratura in aggregato. ReLUIS Bozza – Ottobre 2010.

UNI 11035:2010, Legno strutturale – Classificazione a vista dei legnami secondo la resistenza meccanica.

Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme Tecniche per le costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008), Circolare 26 Segretario Generale MiBAC, Prot. 10953 del 2 dicembre 2010.

Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale del febbraio 2011, con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti.

Linee Guida per modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione, miglioramento e ricostruzione di edifici inagibili, 2012 .

Valutazione Ambientale Strategica Regione Veneto, 2012.

Piano regolatore generale comunale di Bardolino, 2014.

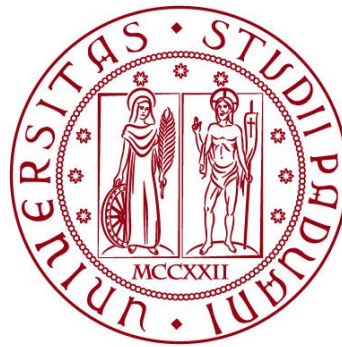
UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE

Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering

Corso di Laurea Magistrale a Ciclo Unico in

Ingegneria Edile - Architettura



Allegati alla Tesi di Laurea

**AGGIORNAMENTO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA E
MODELLAZIONE STRUTTURALE DELLA CHIESA DELL'EREMO
CAMALDOLESE DI SAN GIORGIO A BARDOLINO (VR)**

Allegato 1

Tabella dei modi di vibrare della struttura

Tabella A.1: Frequenze e valori delle masse partecipanti per i primi 100 modi di vibrare della struttura.

Modo	Frequenza [Hz]	Massa modale	Massa partecipante		
			X [%]	Y [%]	Z [%]
1	3.143	4.357×10^4	0.002	17.314	0.000
2	3.745	3.614×10^4	7.492	0.001	0.000
3	5.320	1.896×10^5	0.003	60.651	0.031
4	7.313	2.517×10^5	64.694	0.019	0.015
5	7.602	6.363×10^5	2.881	0.050	0.000
6	8.102	1.878×10^5	0.119	0.336	0.028
7	9.081	2.575×10^4	0.157	0.169	0.213
8	9.290	6.778×10^4	1.752	0.000	0.020
9	9.972	7.804×10^4	0.645	0.025	0.013
10	1.033×10	6.544×10^4	0.109	0.396	0.133
11	1.044×10	1.922×10^5	0.831	2.915	0.239
12	1.065×10	1.781×10^5	0.239	1.916	12.388
13	1.116×10	6.099×10^4	0.356	1.221	1.038
14	1.194×10	8.026×10^4	0.011	0.148	3.705
15	1.201×10	6.955×10^4	0.064	0.022	3.087
16	1.238×10	4.754×10^4	0.001	0.012	0.211
17	1.292×10	1.119×10^5	0.033	0.303	1.383
18	1.333×10	1.872×10^3	0.950	0.000	0.000
19	1.335×10	8.428×10^2	0.030	0.003	0.025
20	1.335×10	3.863×10^2	0.005	0.000	0.000
21	1.335×10	4.065×10^2	0.000	0.000	0.000
22	1.335×10	5.349×10^2	0.024	0.000	0.004
23	1.335×10	3.641×10^2	0.000	0.000	0.000
24	1.335×10	3.793×10^2	0.001	0.000	0.000
25	1.336×10	5.893×10^2	0.000	0.000	0.000
26	1.336×10	2.665×10^2	0.001	0.000	0.000
27	1.336×10	6.980×10^2	0.001	0.000	0.001
28	1.336×10	2.827×10^2	0.004	0.000	0.001
29	1.337×10	2.637×10^2	0.009	0.000	0.000
30	1.354×10	1.396×10^4	1.099	0.002	0.109
31	1.373×10	3.732×10^4	0.050	0.001	0.012
32	1.399×10	3.546×10^4	0.398	0.007	5.218
33	1.402×10	5.144×10^4	0.487	0.000	0.103
34	1.415×10	4.955×10^4	0.010	0.001	3.508
35	1.462×10	3.711×10^4	1.190	0.008	5.524
36	1.484×10	1.144×10^5	0.175	0.047	0.743
37	1.519×10	1.904×10^5	0.138	0.178	8.311
38	1.559×10	1.491×10^5	0.002	0.251	0.204
39	1.598×10	1.807×10^5	0.001	0.014	0.031

40	1.639 × 10	2.292 × 10 ⁵	0.119	0.223	3.639
41	1.656 × 10	1.113 × 10 ⁵	0.012	0.051	2.268
42	1.671 × 10	4.054 × 10 ⁴	0.000	0.439	0.023
43	1.678 × 10	7.152 × 10 ⁴	0.003	0.000	0.852
44	1.704 × 10	3.353 × 10 ⁴	0.438	0.011	0.883
45	1.720 × 10	1.537 × 10 ⁵	0.012	0.059	0.109
46	1.729 × 10	5.272 × 10 ³	0.000	0.134	0.103
47	1.751 × 10	1.119 × 10 ⁵	0.106	0.001	0.390
48	1.763 × 10	2.866 × 10 ⁴	0.321	0.087	2.552
49	1.787 × 10	8.607 × 10 ⁴	0.004	0.068	0.001
50	1.814 × 10	1.256 × 10 ⁵	0.018	0.000	0.020
51	1.840 × 10	2.800 × 10 ⁴	0.803	0.035	0.000
52	1.860 × 10	1.118 × 10 ⁵	0.000	0.176	0.004
53	1.870 × 10	6.278 × 10 ⁴	0.015	0.485	0.150
54	1.899 × 10	4.691 × 10 ⁴	0.245	0.058	0.738
55	1.912 × 10	1.413 × 10 ⁵	0.041	0.006	0.154
56	1.929 × 10	1.232 × 10 ⁵	0.070	0.336	1.239
57	1.945 × 10	1.033 × 10 ⁵	0.031	0.299	0.028
58	1.959 × 10	2.046 × 10 ⁵	0.019	0.975	1.805
59	1.988 × 10	4.814 × 10 ⁴	0.012	0.007	0.000
60	2.021 × 10	1.800 × 10 ⁵	0.251	0.537	0.109
61	2.049 × 10	1.044 × 10 ⁵	0.006	0.003	0.235
62	2.073 × 10	5.751 × 10 ⁴	0.140	0.050	0.041
63	2.092 × 10	8.826 × 10 ⁴	0.099	0.247	0.000
64	2.127 × 10	1.547 × 10 ⁵	0.033	0.006	0.178
65	2.161 × 10	2.501 × 10 ⁵	0.152	0.033	0.160
66	2.166 × 10	8.499 × 10 ⁴	0.131	0.047	0.023
67	2.190 × 10	1.848 × 10 ⁵	0.030	0.301	0.000
68	2.202 × 10	2.386 × 10 ⁴	0.038	0.038	0.090
69	2.213 × 10	4.981 × 10 ⁴	0.564	0.005	0.009
70	2.216 × 10	2.015 × 10 ⁴	0.022	0.023	0.005
71	2.228 × 10	5.091 × 10 ⁴	0.572	0.037	0.001
72	2.264 × 10	1.261 × 10 ⁵	0.008	0.044	0.043
73	2.277 × 10	4.692 × 10 ⁴	0.069	0.024	0.018
74	2.306 × 10	1.951 × 10 ⁵	0.026	0.002	0.087
75	2.314 × 10	1.477 × 10 ⁵	0.035	0.055	0.053
76	2.320 × 10	7.694 × 10 ⁴	0.000	0.017	0.444
77	2.353 × 10	1.199 × 10 ⁵	0.008	0.007	0.560
78	2.370 × 10	1.275 × 10 ⁵	0.001	0.027	0.431
79	2.379 × 10	4.465 × 10 ⁴	0.012	0.076	3.821
80	2.403 × 10	1.560 × 10 ⁵	0.007	0.010	0.437
81	2.414 × 10	6.975 × 10 ⁴	0.000	0.011	2.194
82	2.425 × 10	3.826 × 10 ⁴	0.035	0.016	1.029
83	2.443 × 10	9.262 × 10 ⁴	0.008	0.001	0.015
84	2.447 × 10	1.020 × 10 ⁵	0.022	0.027	0.392
85	2.451 × 10	1.006 × 10 ⁵	0.021	0.267	0.019

86	2.476×10	7.619×10^4	0.000	0.002	0.283
87	2.486×10	1.883×10^5	0.005	0.121	0.354
88	2.510×10	1.847×10^5	0.022	0.002	0.165
89	2.527×10	1.168×10^5	0.007	0.125	2.949
90	2.545×10	1.012×10^5	0.007	0.164	0.437
91	2.556×10	6.698×10^4	0.099	0.024	0.451
92	2.562×10	2.022×10^5	0.000	0.040	0.452
93	2.584×10	1.002×10^5	0.051	0.000	0.549
94	2.604×10	1.199×10^5	0.001	0.050	0.389
95	2.619×10	9.318×10^4	0.002	0.109	0.420
96	2.640×10	2.065×10^5	0.022	0.000	0.103
97	2.658×10	2.522×10^5	0.031	0.003	0.031
98	2.672×10	1.496×10^5	0.004	0.003	0.022
99	2.681×10	1.141×10^5	0.031	0.059	0.084
100	2.715×10	2.811×10^5	0.011	0.005	0.142
MASSA PARTECIPANTE TOTALE			88.818	92.079	78.481

Allegato 2

Tabelle riportanti le verifiche a pressoflessione allo SLU nelle 8 combinazioni di carico.

Tabella A.2: Verifica a pressoflessione nel piano allo SLU per la combinazione di carico + 1,00 E_x + 0,30 E_y

+ 1,00 E _x + 0,30 E _y										
ELEMENTO	GEOMETRIA				PARAMETRI				VERIFICA	
	Li [m]	t [m]	h [m]	X/Le	M _{sd} [KN·m]	M _{corretto} [KN·m]	σ [MPa]	M _u [KN·m]		M _{sd} < M _u
N1	1,80	0,75	6,90	0,50	83,53	108,58	0,43	166,36	✓	
N2	3,00	0,75	6,90	0,50	31,46	40,90	0,21	473,86	✓	
N3	2,70	0,75	6,90	0,50	11,70	15,21	0,18	356,33	✓	
N4	2,40	0,75	6,90	0,50	12,85	16,70	0,25	324,88	✓	
N5	3,00	0,75	6,90	0,50	176,61	229,59	0,29	528,06	✓	
N6	3,60	0,75	6,90	0,50	32,72	42,54	0,18	632,99	✓	
N7	2,10	0,75	6,90	0,50	14,04	18,25	0,21	230,04	✓	
N8	13,50	0,75	11,40	0,23	2481,07	2817,22	0,32	10756,13	✓	
N9	9,00	0,75	11,40	0,23	487,02	553,00	0,30	4765,00	✓	
N10	0,90	0,75	11,40	0,23	17,93	20,36	0,34	47,41	✓	
O1	5,10	0,75	6,90	0,36	231,37	281,75	0,42	1354,99	✓	
O2	1,80	0,80	11,40	0,18	39,62	43,84	0,34	202,96	✓	
O3	4,80	0,80	5,70	0,00	47,64	47,64	0,25	1382,09	✓	
O4	2,10	0,80	11,40	0,19	58,41	64,91	0,36	271,30	✓	
O5	3,60	0,75	6,90	0,40	42,81	53,17	0,32	764,68	✓	
S1	2,10	0,75	6,90	0,50	53,75	69,88	0,24	244,07	✓	
S2	3,30	0,75	6,90	0,50	52,68	68,48	0,16	482,09	✓	
S3	2,10	0,75	6,90	0,50	3,52	4,58	0,19	220,77	✓	
S4	2,40	0,75	6,90	0,50	34,45	44,79	0,29	337,54	✓	
S5	4,50	0,75	6,90	0,50	280,77	365,00	0,20	1034,19	✓	
S6	2,70	0,75	6,90	0,50	25,02	32,53	0,15	312,71	✓	
S7	1,50	0,75	6,90	0,50	9,72	12,64	0,09	65,56	✓	
S8	1,80	0,45	5,10	0,32	68,21	81,41	0,40	106,38	✓	
S9	2,70	0,45	5,10	0,32	114,62	136,80	0,47	195,85	✓	
S10	13,50	0,75	11,40	0,23	1761,54	2000,20	0,40	10020,74	✓	
S11	0,90	0,75	7,20	0,23	19,03	21,60	0,77	-53,83	✗	
S12	1,20	0,75	5,10	0,23	20,67	23,47	0,09	43,52	✓	
S13	0,90	0,75	7,20	0,23	15,50	17,60	0,36	46,61	✓	
S14	6,90	0,75	11,40	0,23	400,09	454,30	0,34	2789,95	✓	
S15	0,90	0,75	11,40	0,23	20,91	23,74	0,33	47,73	✓	
E1	2,10	0,75	6,90	0,43	18,88	23,72	0,19	218,96	✓	
E2	1,80	0,75	8,25	0,27	0,14	0,16	0,22	173,40	✓	
E3	1,80	0,95	11,40	0,18	9,02	9,98	0,19	201,27	✓	
E4	1,50	0,95	6,60	0,09	12,12	12,76	0,19	142,09	✓	
E5	1,50	0,95	6,60	0,09	15,20	16,01	0,22	154,45	✓	
E6	1,80	0,95	11,40	0,18	14,15	15,66	0,17	191,67	✓	
E7	1,80	0,75	8,25	0,27	2,13	2,49	0,18	154,06	✓	

E8	2,10	0,75	6,90	0,43	21,68	27,24	0,10	136,18	✓
I1	2,10	0,75	5,10	0,27	88,76	103,36	0,19	216,10	✓
I2	1,80	0,75	5,10	0,44	84,29	106,72	0,31	191,09	✓
I3	5,10	0,55	5,10	0,36	92,50	112,64	0,36	1103,77	✓
I5	1,50	0,55	6,30	0,35	45,56	55,03	0,26	94,76	✓
I6	1,20	0,55	5,10	0,47	21,82	27,95	0,31	62,29	✓
I8	3,30	0,45	6,00	0,36	87,28	106,28	0,41	351,56	✓
C1	1,80	0,75	6,90	0,27	42,23	49,18	0,55	86,53	✓
C2	1,20	0,75	4,80	0,34	13,20	15,88	0,13	56,89	✓
C3	2,10	0,75	6,90	0,44	36,29	45,95	0,36	255,75	✓
C5	0,90	0,75	0,90	0,27	18,97	22,00	0,19	40,49	✓
C6	1,80	0,75	2,10	0,34	76,68	92,26	0,46	150,62	✓
C7	3,00	0,75	2,40	0,31	6,76	8,00	0,38	507,39	✓
C8	3,00	0,75	5,40	0,31	274,63	325,12	0,44	442,30	✓
C9	1,80	0,75	4,20	0,27	27,49	32,02	0,41	171,95	✓
C10	1,20	0,75	2,10	0,35	9,13	11,07	0,10	44,38	✓
C11	2,10	0,75	6,90	0,44	38,70	48,99	0,25	248,45	✓
C13	0,90	0,75	0,90	0,27	14,22	16,49	0,06	15,85	X
C14	1,50	0,75	2,70	0,31	3,93	4,65	0,15	97,27	✓
C15	3,00	0,75	2,10	0,31	41,72	49,39	0,10	274,28	✓
C16	3,00	0,75	2,40	0,31	149,35	176,82	0,02	68,66	X
C17	3,00	0,75	5,40	0,31	104,55	123,77	0,08	224,96	✓
C18	3,00	0,60	1,80	0,23	113,30	128,65	0,28	419,92	✓
C19	1,20	0,60	2,40	0,23	33,87	38,46	0,69	-29,84	X
C20	0,90	0,60	1,20	0,23	27,17	30,85	0,15	28,00	X
C21	0,90	0,60	2,40	0,23	1,79	2,03	0,22	34,78	✓
C22	3,00	0,60	5,40	0,23	202,12	229,50	0,25	405,88	✓
C23	1,35	0,70	1,20	0,39	6,30	7,76	0,02	10,31	✓
C24	1,35	0,70	1,20	0,39	37,91	46,71	0,15	72,35	✓
C25	1,35	0,70	2,40	0,39	15,10	18,61	0,05	26,84	✓
C26	1,35	0,70	2,40	0,39	29,67	36,57	0,26	97,13	✓
C27	1,35	0,70	5,40	0,39	18,23	22,46	0,09	50,46	✓
C28	1,35	0,70	5,40	0,39	12,37	15,25	0,18	82,34	✓
CN1	0,90	0,60	2,70	0,23	16,11	18,29	0,14	25,81	✓
CN2	0,90	0,60	2,70	0,23	17,98	20,42	0,20	33,49	✓
CO1	0,90	0,60	2,70	0,25	5,66	6,51	0,23	35,57	✓
CO2	0,90	0,60	2,70	0,31	8,45	10,00	0,30	38,10	✓
CS1	0,90	0,60	2,70	0,39	22,58	27,82	0,01	2,92	X
CS2	0,90	0,60	2,70	0,39	23,57	29,04	0,05	10,41	X
CE1	0,90	0,60	2,70	0,25	9,96	11,45	0,05	10,75	X
CE2	0,90	0,60	2,70	0,31	10,83	12,84	0,07	14,24	✓

Tabella A.3: Verifica a pressoflessione nel piano allo SLU per la combinazione di carico + 1,00 E_x - 0,30 E_y

+ 1,00 E _x - 0,30 E _y										
ELEMENTO	GEOMETRIA				PARAMETRI				VERIFICA	
	L _i [m]	t [m]	h [m]	X/Le	M _{sd} [KN·m]	M _{corretto} [KN·m]	σ [MPa]	M _u [KN·m]		M _{sd} < M _u
N1	1,80	0,75	6,90	0,50	49,22	63,99	0,29	190,22	✓	
N2	3,00	0,75	6,90	0,50	15,32	19,91	0,20	456,21	✓	
N3	2,70	0,75	6,90	0,50	14,45	18,79	0,18	350,66	✓	
N4	2,40	0,75	6,90	0,50	50,98	66,27	0,14	236,63	✓	
N5	3,00	0,75	6,90	0,50	123,29	160,28	0,21	470,14	✓	
N6	3,60	0,75	6,90	0,50	44,51	57,86	0,17	594,78	✓	
N7	2,10	0,75	6,90	0,50	26,17	34,02	0,09	128,32	✓	
N8	13,50	0,75	11,40	0,23	909,44	1032,66	0,34	10668,69	✓	
N9	9,00	0,75	11,40	0,23	1160,17	1317,35	0,33	4769,27	✓	
N10	0,90	0,75	11,40	0,23	16,76	19,03	0,29	47,56	✓	
O1	5,10	0,75	6,90	0,36	63,95	77,87	0,34	1522,27	✓	
O2	1,80	0,80	11,40	0,18	41,05	45,42	0,33	203,46	✓	
O3	4,80	0,80	5,70	0,00	20,91	20,91	0,25	1384,40	✓	
O4	2,10	0,80	11,40	0,19	61,34	68,17	0,36	271,17	✓	
O5	3,60	0,75	6,90	0,40	99,83	123,98	0,41	690,06	✓	
S1	2,10	0,75	6,90	0,50	98,27	127,75	0,36	254,21	✓	
S2	3,30	0,75	6,90	0,50	34,17	44,42	0,23	599,67	✓	
S3	2,10	0,75	6,90	0,50	5,16	6,71	0,22	235,32	✓	
S4	2,40	0,75	6,90	0,50	72,92	94,80	0,42	299,64	✓	
S5	4,50	0,75	6,90	0,50	428,37	556,88	0,32	1194,89	✓	
S6	2,70	0,75	6,90	0,50	20,98	27,27	0,18	352,71	✓	
S7	1,50	0,75	6,90	0,50	9,18	11,93	0,22	120,85	✓	
S8	1,80	0,45	5,10	0,32	70,77	84,47	0,44	96,45	✓	
S9	2,70	0,45	5,10	0,32	145,48	173,64	0,44	218,93	✓	
S10	13,50	0,75	11,40	0,23	529,39	601,11	0,35	10615,68	✓	
S11	0,90	0,75	7,20	0,23	22,58	25,63	0,60	8,91	✗	
S12	1,20	0,75	5,10	0,23	19,79	22,47	0,07	32,45	✓	
S13	0,90	0,75	7,20	0,23	11,64	13,22	0,21	42,02	✓	
S14	6,90	0,75	11,40	0,23	104,72	118,91	0,29	2791,18	✓	
S15	0,90	0,75	11,40	0,23	23,44	26,62	0,38	45,72	✓	
E1	2,10	0,75	6,90	0,43	26,80	33,68	0,09	129,03	✓	
E2	1,80	0,75	8,25	0,27	2,91	3,39	0,16	145,12	✓	
E3	1,80	0,95	11,40	0,18	18,48	20,45	0,17	191,25	✓	
E4	1,50	0,95	6,60	0,09	48,18	50,74	0,29	167,43	✓	
E5	1,50	0,95	6,60	0,09	21,15	22,27	0,12	105,66	✓	
E6	1,80	0,95	11,40	0,18	3,96	4,39	0,18	197,93	✓	
E7	1,80	0,75	8,25	0,27	1,63	1,90	0,23	177,30	✓	
E8	2,10	0,75	6,90	0,43	22,69	28,51	0,19	221,57	✓	
I1	2,10	0,75	5,10	0,27	26,74	31,14	0,20	223,59	✓	
I2	1,80	0,75	5,10	0,44	7,54	9,55	0,30	190,94	✓	
I3	5,10	0,55	5,10	0,36	252,04	306,92	0,36	1100,73	✓	

I5	1,50	0,55	6,30	0,35	48,31	58,36	0,28	96,50	✓
I6	1,20	0,55	5,10	0,47	14,50	18,57	0,21	55,86	✓
I8	3,30	0,45	6,00	0,36	2,93	3,57	0,40	356,52	✓
C1	1,80	0,75	6,90	0,27	59,47	69,25	0,52	108,21	✓
C2	1,20	0,75	4,80	0,34	22,93	27,59	0,13	54,19	✓
C3	2,10	0,75	6,90	0,44	37,59	47,59	0,46	205,94	✓
C5	0,90	0,75	0,90	0,27	26,45	30,67	0,14	32,78	✓
C6	1,80	0,75	2,10	0,34	49,63	59,71	0,61	26,48	X
C7	3,00	0,75	2,40	0,31	339,45	401,87	0,41	478,06	✓
C8	3,00	0,75	5,40	0,31	115,80	137,09	0,45	439,33	✓
C9	1,80	0,75	4,20	0,27	64,19	74,75	0,38	183,04	✓
C10	1,20	0,75	2,10	0,35	23,23	28,17	0,08	37,12	✓
C11	2,10	0,75	6,90	0,44	32,17	40,74	0,33	259,68	✓
C13	0,90	0,75	0,90	0,27	6,46	7,49	0,06	15,37	✓
C14	1,50	0,75	2,70	0,31	15,85	18,76	0,26	128,16	✓
C15	3,00	0,75	2,10	0,31	142,55	168,76	0,13	339,08	✓
C16	3,00	0,75	2,40	0,31	203,42	240,83	0,05	145,89	X
C17	3,00	0,75	5,40	0,31	302,06	357,60	0,08	236,26	X
C18	3,00	0,60	1,80	0,23	95,73	108,70	0,15	312,14	✓
C19	1,20	0,60	2,40	0,23	17,10	19,42	0,31	67,99	✓
C20	0,90	0,60	1,20	0,23	26,08	29,61	0,00	0,78	X
C21	0,90	0,60	2,40	0,23	6,72	7,62	0,17	30,45	✓
C22	3,00	0,60	5,40	0,23	222,48	252,62	0,02	58,54	X
C23	1,35	0,70	1,20	0,39	21,44	26,41	0,19	84,22	✓
C24	1,35	0,70	1,20	0,39	67,29	82,92	0,33	100,27	✓
C25	1,35	0,70	2,40	0,39	3,86	4,76	0,27	98,68	✓
C26	1,35	0,70	2,40	0,39	42,29	52,11	0,59	22,45	X
C27	1,35	0,70	5,40	0,39	14,35	17,68	0,24	94,82	✓
C28	1,35	0,70	5,40	0,39	15,50	19,10	0,51	60,36	✓
CN1	0,90	0,60	2,70	0,23	16,37	18,59	0,01	1,65	X
CN2	0,90	0,60	2,70	0,23	17,64	20,03	0,06	13,68	X
CO1	0,90	0,60	2,70	0,25	12,19	14,01	0,26	36,98	✓
CO2	0,90	0,60	2,70	0,31	9,72	11,50	0,27	37,59	✓
CS1	0,90	0,60	2,70	0,39	22,55	27,79	0,16	28,98	✓
CS2	0,90	0,60	2,70	0,39	23,95	29,52	0,19	32,64	✓
CE1	0,90	0,60	2,70	0,25	7,91	9,09	0,02	5,25	X
CE2	0,90	0,60	2,70	0,31	7,33	8,67	0,09	18,74	✓

Tabella A.4: Verifica a pressoflessione nel piano allo SLU per la combinazione di carico - 1,00 E_x + 0,30 E_y

- 1,00 E _x + 0,30 E _y										
ELEMENTO	GEOMETRIA				PARAMETRI				VERIFICA	
	L _i [m]	t [m]	h [m]	X/Le	M _{sd} [KN·m]	M _{corretto} [KN·m]	σ [MPa]	M _u [KN·m]		M _{sd} < M _u
N1	1,80	0,75	6,90	0,50	11,31	14,70	0,20	167,53	✓	
N2	3,00	0,75	6,90	0,50	11,38	14,79	0,18	430,13	✓	
N3	2,70	0,75	6,90	0,50	15,39	20,00	0,18	355,98	✓	
N4	2,40	0,75	6,90	0,50	117,17	152,32	0,32	339,98	✓	
N5	3,00	0,75	6,90	0,50	50,07	65,09	0,22	477,86	✓	
N6	3,60	0,75	6,90	0,50	54,76	71,19	0,21	686,78	✓	
N7	2,10	0,75	6,90	0,50	102,96	133,85	0,40	242,19	✓	
N8	13,50	0,75	11,40	0,23	1398,81	1588,33	0,30	10733,95	✓	
N9	9,00	0,75	11,40	0,23	2113,93	2400,33	0,36	4698,39	✓	
N10	0,90	0,75	11,40	0,23	32,91	37,37	0,30	47,63	✓	
O1	5,10	0,75	6,90	0,36	56,17	68,41	0,20	1332,32	✓	
O2	1,80	0,80	11,40	0,18	11,27	12,47	0,17	163,23	✓	
O3	4,80	0,80	5,70	0,00	19,24	19,24	0,17	1149,69	✓	
O4	2,10	0,80	11,40	0,19	23,40	26,00	0,14	193,29	✓	
O5	3,60	0,75	6,90	0,40	51,15	63,52	0,08	340,96	✓	
S1	2,10	0,75	6,90	0,50	30,67	39,87	0,09	125,21	✓	
S2	3,30	0,75	6,90	0,50	65,92	85,69	0,17	501,92	✓	
S3	2,10	0,75	6,90	0,50	3,22	4,19	0,18	209,50	✓	
S4	2,40	0,75	6,90	0,50	30,33	39,43	0,21	300,18	✓	
S5	4,50	0,75	6,90	0,50	33,03	42,94	0,23	1098,24	✓	
S6	2,70	0,75	6,90	0,50	16,98	22,08	0,20	368,74	✓	
S7	1,50	0,75	6,90	0,50	27,60	35,88	0,26	129,17	✓	
S8	1,80	0,45	5,10	0,32	43,36	51,75	0,32	114,74	✓	
S9	2,70	0,45	5,10	0,32	157,89	188,45	0,39	242,05	✓	
S10	13,50	0,75	11,40	0,23	2723,17	3092,11	0,31	10757,22	✓	
S11	0,90	0,75	7,20	0,23	13,92	15,80	0,39	45,28	✓	
S12	1,20	0,75	5,10	0,23	15,29	17,36	0,19	71,06	✓	
S13	0,90	0,75	7,20	0,23	15,67	17,79	0,65	-7,20	✗	
S14	6,90	0,75	11,40	0,23	750,85	852,58	0,48	2007,74	✓	
S15	0,90	0,75	11,40	0,23	45,42	51,57	0,19	40,37	✗	
E1	2,10	0,75	6,90	0,43	95,98	120,60	0,40	239,01	✓	
E2	1,80	0,75	8,25	0,27	43,66	50,84	0,43	165,47	✓	
E3	1,80	0,95	11,40	0,18	45,40	50,23	0,33	241,88	✓	
E4	1,50	0,95	6,60	0,09	36,41	38,35	0,17	134,28	✓	
E5	1,50	0,95	6,60	0,09	40,73	42,90	0,37	162,72	✓	
E6	1,80	0,95	11,40	0,18	32,90	36,40	0,33	241,66	✓	
E7	1,80	0,75	8,25	0,27	54,48	63,45	0,37	186,12	✓	
E8	2,10	0,75	6,90	0,43	36,89	46,34	0,28	257,90	✓	
I1	2,10	0,75	5,10	0,27	58,11	67,67	0,25	250,63	✓	
I2	1,80	0,75	5,10	0,44	41,40	52,42	0,34	190,36	✓	
I3	5,10	0,55	5,10	0,36	3,27	3,98	0,31	1125,06	✓	

I5	1,50	0,55	6,30	0,35	15,21	18,38	0,42	86,65	✓
I6	1,20	0,55	5,10	0,47	4,24	5,42	0,26	60,35	✓
I8	3,30	0,45	6,00	0,36	109,25	133,04	0,47	286,15	✓
C1	1,80	0,75	6,90	0,27	33,04	38,47	0,43	165,99	✓
C2	1,20	0,75	4,80	0,34	10,67	12,83	0,09	43,34	✓
C3	2,10	0,75	6,90	0,44	29,41	37,23	0,25	247,55	✓
C5	0,90	0,75	0,90	0,27	7,15	8,30	0,04	12,56	✓
C6	1,80	0,75	2,10	0,34	11,66	14,03	0,07	79,98	✓
C7	3,00	0,75	2,40	0,31	133,12	157,59	0,02	60,26	X
C8	3,00	0,75	5,40	0,31	100,06	118,46	0,08	242,99	✓
C9	1,80	0,75	4,20	0,27	27,88	32,47	0,50	124,92	✓
C10	1,20	0,75	2,10	0,35	10,41	12,62	0,14	57,86	✓
C11	2,10	0,75	6,90	0,44	23,31	29,51	0,35	256,12	✓
C13	0,90	0,75	0,90	0,27	4,75	5,51	0,15	34,42	✓
C14	1,50	0,75	2,70	0,31	24,99	29,58	0,36	130,45	✓
C15	3,00	0,75	2,10	0,31	3,42	4,05	0,33	530,39	✓
C16	3,00	0,75	2,40	0,31	54,27	64,25	0,41	484,36	✓
C17	3,00	0,75	5,40	0,31	290,58	344,00	0,45	436,77	✓
C18	3,00	0,60	1,80	0,23	56,70	64,38	0,27	415,37	✓
C19	1,20	0,60	2,40	0,23	8,46	9,61	0,25	64,98	✓
C20	0,90	0,60	1,20	0,23	26,23	29,78	0,18	30,94	✓
C21	0,90	0,60	2,40	0,23	22,01	24,99	0,71	-20,97	X
C22	3,00	0,60	5,40	0,23	226,41	257,08	0,27	416,71	✓
C23	1,35	0,70	1,20	0,39	38,39	47,30	0,15	71,83	✓
C24	1,35	0,70	1,20	0,39	6,72	8,28	0,02	10,76	✓
C25	1,35	0,70	2,40	0,39	260,77	321,34	0,24	94,81	X
C26	1,35	0,70	2,40	0,39	178,85	220,39	0,05	29,02	X
C27	1,35	0,70	5,40	0,39	12,16	14,98	0,17	79,33	✓
C28	1,35	0,70	5,40	0,39	18,27	22,51	0,10	53,67	✓
CN1	0,90	0,60	2,70	0,23	17,63	20,02	0,21	33,72	✓
CN2	0,90	0,60	2,70	0,23	16,40	18,63	0,14	26,07	✓
CO1	0,90	0,60	2,70	0,25	10,51	12,09	0,05	11,64	X
CO2	0,90	0,60	2,70	0,31	11,36	13,45	0,07	14,82	✓
CS1	0,90	0,60	2,70	0,39	23,73	29,24	0,04	9,20	X
CS2	0,90	0,60	2,70	0,39	22,77	28,05	0,01	1,41	X
CE1	0,90	0,60	2,70	0,25	6,25	7,19	0,23	35,33	✓
CE2	0,90	0,60	2,70	0,31	8,98	10,63	0,29	38,10	✓

Tabella A.5: Verifica a pressoflessione nel piano allo SLU per la combinazione di carico - 1,00 Ex - 0,30 Ey

- 1,00 E _x - 0,30 E _y										
ELEMENTO	GEOMETRIA				PARAMETRI				VERIFICA	
	L _i [m]	t [m]	h [m]	X/Le	M _{sd} [KN·m]	M _{corretto} [KN·m]	σ [MPa]	M _u [KN·m]		M _{sd} < M _u
N1	1,80	0,75	6,90	0,50	22,98	29,87	0,07	73,10	✓	
N2	3,00	0,75	6,90	0,50	27,53	35,79	0,16	407,08	✓	
N3	2,70	0,75	6,90	0,50	12,65	16,45	0,18	350,30	✓	
N4	2,40	0,75	6,90	0,50	79,02	102,73	0,21	300,77	✓	
N5	3,00	0,75	6,90	0,50	103,33	134,33	0,13	353,20	✓	
N6	3,60	0,75	6,90	0,50	42,97	55,86	0,20	656,81	✓	
N7	2,10	0,75	6,90	0,50	62,75	81,58	0,28	257,30	✓	
N8	13,50	0,75	11,40	0,23	2970,44	3372,89	0,33	10744,67	✓	
N9	9,00	0,75	11,40	0,23	1440,78	1635,98	0,39	4511,63	✓	
N10	0,90	0,75	11,40	0,23	34,07	38,69	0,24	45,40	✓	
O1	5,10	0,75	6,90	0,36	239,15	291,22	0,12	955,86	✓	
O2	1,80	0,80	11,40	0,18	9,85	10,90	0,17	159,44	✓	
O3	4,80	0,80	5,70	0,00	45,97	45,97	0,17	1154,55	✓	
O4	2,10	0,80	11,40	0,19	20,47	22,75	0,14	193,76	✓	
O5	3,60	0,75	6,90	0,40	91,50	113,63	0,17	609,64	✓	
S1	2,10	0,75	6,90	0,50	13,85	18,00	0,21	234,01	✓	
S2	3,30	0,75	6,90	0,50	84,43	109,76	0,24	609,62	✓	
S3	2,10	0,75	6,90	0,50	4,86	6,32	0,20	226,23	✓	
S4	2,40	0,75	6,90	0,50	68,81	89,45	0,34	337,40	✓	
S5	4,50	0,75	6,90	0,50	114,58	148,95	0,35	1183,42	✓	
S6	2,70	0,75	6,90	0,50	21,02	27,32	0,23	396,53	✓	
S7	1,50	0,75	6,90	0,50	46,50	60,45	0,39	124,77	✓	
S8	1,80	0,45	5,10	0,32	40,80	48,70	0,36	112,79	✓	
S9	2,70	0,45	5,10	0,32	127,03	151,62	0,36	252,48	✓	
S10	13,50	0,75	11,40	0,23	1491,02	1693,03	0,27	10525,62	✓	
S11	0,90	0,75	7,20	0,23	10,37	11,77	0,21	42,73	✓	
S12	1,20	0,75	5,10	0,23	16,17	18,36	0,16	64,37	✓	
S13	0,90	0,75	7,20	0,23	19,52	22,16	0,49	32,49	✓	
S14	6,90	0,75	11,40	0,23	1046,22	1187,97	0,43	2430,87	✓	
S15	0,90	0,75	11,40	0,23	42,88	48,69	0,24	45,34	X	
E1	2,10	0,75	6,90	0,43	50,29	63,19	0,31	260,13	✓	
E2	1,80	0,75	8,25	0,27	46,42	54,06	0,37	184,94	✓	
E3	1,80	0,95	11,40	0,18	35,94	39,77	0,31	242,22	✓	
E4	1,50	0,95	6,60	0,09	0,36	0,37	0,28	165,64	✓	
E5	1,50	0,95	6,60	0,09	4,38	4,61	0,27	164,78	✓	
E6	1,80	0,95	11,40	0,18	43,08	47,67	0,34	240,77	✓	
E7	1,80	0,75	8,25	0,27	50,71	59,06	0,42	169,84	✓	
E8	2,10	0,75	6,90	0,43	81,25	102,09	0,38	248,94	✓	
I1	2,10	0,75	5,10	0,27	57,39	66,83	0,27	253,95	✓	
I2	1,80	0,75	5,10	0,44	50,43	63,85	0,33	190,65	✓	
I3	5,10	0,55	5,10	0,36	341,27	415,57	0,31	1125,51	✓	

I5	1,50	0,55	6,30	0,35	78,65	95,01	0,44	81,74	X
I6	1,20	0,55	5,10	0,47	32,09	41,09	0,16	48,18	✓
I8	3,30	0,45	6,00	0,36	24,91	30,33	0,47	294,76	✓
C1	1,80	0,75	6,90	0,27	68,66	79,96	0,40	176,00	✓
C2	1,20	0,75	4,80	0,34	25,47	30,64	0,09	40,06	✓
C3	2,10	0,75	6,90	0,44	44,47	56,31	0,35	257,51	✓
C5	0,90	0,75	0,90	0,27	0,33	0,38	0,01	2,63	✓
C6	1,80	0,75	2,10	0,34	15,39	18,52	0,22	174,55	✓
C7	3,00	0,75	2,40	0,31	199,57	236,27	0,05	159,02	X
C8	3,00	0,75	5,40	0,31	290,36	343,75	0,08	237,66	X
C9	1,80	0,75	4,20	0,27	63,80	74,30	0,47	147,47	✓
C10	1,20	0,75	2,10	0,35	21,95	26,62	0,12	51,86	✓
C11	2,10	0,75	6,90	0,44	47,56	60,22	0,44	220,97	✓
C13	0,90	0,75	0,90	0,27	25,43	29,48	0,15	34,11	✓
C14	1,50	0,75	2,70	0,31	44,77	53,00	0,46	104,30	✓
C15	3,00	0,75	2,10	0,31	187,69	222,21	0,36	521,74	✓
C16	3,00	0,75	2,40	0,31	298,51	353,39	0,43	455,13	✓
C17	3,00	0,75	5,40	0,31	116,03	137,37	0,44	443,00	✓
C18	3,00	0,60	1,80	0,23	74,27	84,33	0,14	293,33	✓
C19	1,20	0,60	2,40	0,23	8,31	9,43	0,13	45,32	✓
C20	0,90	0,60	1,20	0,23	27,33	31,03	0,02	5,17	X
C21	0,90	0,60	2,40	0,23	13,51	15,34	0,31	38,25	✓
C22	3,00	0,60	5,40	0,23	206,04	233,96	0,00	0,94	X
C23	1,35	0,70	1,20	0,39	66,12	81,48	0,32	100,39	✓
C24	1,35	0,70	1,20	0,39	22,66	27,93	0,20	85,90	✓
C25	1,35	0,70	2,40	0,39	37,32	45,99	0,56	39,77	X
C26	1,35	0,70	2,40	0,39	5,23	6,45	0,28	99,49	✓
C27	1,35	0,70	5,40	0,39	16,03	19,75	0,50	64,16	✓
C28	1,35	0,70	5,40	0,39	15,14	18,66	0,23	93,50	✓
CN1	0,90	0,60	2,70	0,23	17,37	19,72	0,06	14,04	X
CN2	0,90	0,60	2,70	0,23	16,74	19,01	0,00	0,98	X
CO1	0,90	0,60	2,70	0,25	7,33	8,43	0,03	6,10	X
CO2	0,90	0,60	2,70	0,31	6,81	8,06	0,09	18,84	✓
CS1	0,90	0,60	2,70	0,39	23,76	29,28	0,19	32,04	✓
CS2	0,90	0,60	2,70	0,39	22,39	27,58	0,15	28,25	✓
CE1	0,90	0,60	2,70	0,25	11,61	13,36	0,25	36,79	✓
CE2	0,90	0,60	2,70	0,31	9,17	10,86	0,27	37,48	✓

Tabella A.6: Verifica a pressoflessione nel piano allo SLU per la combinazione di carico + 0,30 Ex + 1,00 Ey

+ 0,30 Ex + 1,00 Ey										
ELEMENTO	GEOMETRIA				PARAMETRI				VERIFICA	
	Li [m]	t [m]	h [m]	X/Le	M _{sd} [KN·m]	M _{corretto} [KN·m]	σ [MPa]	M _u [KN·m]		M _{sd} < M _u
N1	1,80	0,75	6,90	0,47	98,26	125,68	0,51	118,34	X	
N2	3,00	0,75	6,90	0,33	35,31	42,21	0,22	479,76	✓	
N3	2,70	0,75	6,90	0,17	0,96	1,06	0,19	362,56	✓	
N4	2,40	0,75	6,90	0,02	77,16	78,23	0,40	316,88	✓	
N5	3,00	0,75	6,90	0,13	159,47	171,71	0,36	520,12	✓	
N6	3,60	0,75	6,90	0,30	11,65	13,76	0,22	688,49	✓	
N7	2,10	0,75	6,90	0,44	92,07	116,16	0,41	236,29	✓	
N8	13,50	0,75	11,40	0,24	2956,68	3379,55	0,28	10641,21	✓	
N9	9,00	0,75	11,40	0,24	1208,65	1385,73	0,28	4715,20	✓	
N10	0,90	0,75	11,40	0,44	1,49	1,89	0,39	45,32	✓	
O1	5,10	0,75	6,90	0,50	514,59	668,97	0,44	1304,07	✓	
O2	1,80	0,80	11,40	0,50	20,15	26,19	0,29	202,46	✓	
O3	4,80	0,80	5,70	0,50	55,42	72,05	0,22	1315,68	✓	
O4	2,10	0,80	11,40	0,50	26,35	34,26	0,28	275,07	✓	
O5	3,60	0,75	6,90	0,50	212,14	275,78	0,13	497,70	✓	
S1	2,10	0,75	6,90	0,46	27,73	35,37	0,04	56,82	✓	
S2	3,30	0,75	6,90	0,31	32,78	38,84	0,07	261,65	✓	
S3	2,10	0,75	6,90	0,16	1,50	1,64	0,16	194,90	✓	
S4	2,40	0,75	6,90	0,02	11,88	12,05	0,10	184,79	✓	
S5	4,50	0,75	6,90	0,16	1,26	1,38	0,07	455,44	✓	
S6	2,70	0,75	6,90	0,34	15,02	18,11	0,13	282,21	✓	
S7	1,50	0,75	6,90	0,47	18,71	23,99	0,00	0,16	X	
S8	1,80	0,45	5,10	0,47	26,18	33,48	0,32	114,67	✓	
S9	2,70	0,45	5,10	0,34	16,75	20,20	0,48	186,96	✓	
S10	13,50	0,75	11,40	0,26	3535,61	4078,29	0,42	9502,01	✓	
S11	0,90	0,75	7,20	0,01	3,36	3,37	0,84	-86,65	X	
S12	1,20	0,75	5,10	0,05	9,11	9,36	0,16	64,30	✓	
S13	0,90	0,75	7,20	0,09	9,09	9,57	0,65	-6,86	X	
S14	6,90	0,75	11,40	0,30	341,86	403,87	0,45	2273,60	✓	
S15	0,90	0,75	11,40	0,48	5,27	6,80	0,22	43,33	✓	
E1	2,10	0,75	6,90	0,50	99,18	128,93	0,38	249,40	✓	
E2	1,80	0,75	8,25	0,50	12,14	15,79	0,36	187,14	✓	
E3	1,80	0,95	11,40	0,50	21,06	27,37	0,25	232,70	✓	
E4	1,50	0,95	6,60	0,50	46,93	61,01	0,07	62,42	✓	
E5	1,50	0,95	6,60	0,50	66,55	86,51	0,40	157,28	✓	
E6	1,80	0,95	11,40	0,50	9,57	12,44	0,22	218,35	✓	
E7	1,80	0,75	8,25	0,50	24,85	32,31	0,18	156,09	✓	
E8	2,10	0,75	6,90	0,50	52,95	68,83	0,05	77,49	✓	
I1	2,10	0,75	5,10	0,01	212,79	214,27	0,20	223,12	✓	
I2	1,80	0,75	5,10	0,01	176,42	177,65	0,32	191,16	✓	
I3	5,10	0,55	5,10	0,10	463,22	492,31	0,34	1120,17	✓	

I5	1,50	0,55	6,30	0,29	144,44	169,63	0,29	96,90	X
I6	1,20	0,55	5,10	0,29	58,05	68,17	0,40	57,80	X
I8	3,30	0,45	6,00	0,19	193,36	214,94	0,44	324,79	✓
C1	1,80	0,75	6,90	0,01	157,66	158,21	0,54	96,82	X
C2	1,20	0,75	4,80	0,01	54,47	54,66	0,13	55,68	✓
C3	2,10	0,75	6,90	0,01	120,07	120,49	0,20	224,59	✓
C4	0,30	0,75	2,10	0,01	1,31	1,31	0,69	-2,14	X
C5	0,90	0,75	0,90	0,01	1,09	1,10	0,20	41,70	✓
C6	1,80	0,75	2,10	0,01	85,49	85,78	0,15	140,98	✓
C7	3,00	0,75	2,40	0,01	430,34	431,84	0,22	478,90	✓
C8	3,00	0,75	5,40	0,01	669,02	671,35	0,26	513,21	X
C9	1,80	0,75	4,20	0,10	134,59	143,04	0,49	135,18	X
C10	1,20	0,75	2,10	0,10	47,32	50,29	0,13	56,60	✓
C11	2,10	0,75	6,90	0,10	115,99	123,28	0,19	218,63	✓
C12	0,60	0,75	2,70	0,10	5,01	5,32	0,52	12,25	✓
C13	0,90	0,75	0,90	0,10	31,70	33,69	0,09	23,74	X
C14	1,50	0,75	2,70	0,10	16,88	17,94	0,10	72,31	✓
C15	3,00	0,75	2,10	0,10	240,91	256,04	0,14	371,73	✓
C16	3,00	0,75	2,40	0,10	527,65	560,78	0,13	341,49	X
C17	3,00	0,75	5,40	0,10	644,04	684,48	0,11	312,01	X
C18	3,00	0,60	1,80	0,05	74,29	76,36	0,43	372,79	✓
C19	1,20	0,60	2,40	0,01	44,54	44,85	0,98	-237,61	X
C20	0,90	0,60	1,20	0,05	9,76	10,06	0,34	37,97	✓
C21	0,90	0,60	2,40	0,09	18,78	19,76	0,85	-71,65	X
C22	3,00	0,60	5,40	0,05	28,38	29,17	0,57	141,93	✓
C23	1,35	0,70	1,20	0,01	23,01	23,21	0,14	68,83	✓
C24	1,35	0,70	1,20	0,08	11,99	12,55	0,10	55,77	✓
C25	1,35	0,70	2,40	0,01	13,81	13,93	0,32	100,39	✓
C26	1,35	0,70	2,40	0,08	1,67	1,75	0,24	94,66	✓
C27	1,35	0,70	5,40	0,01	12,11	12,22	0,39	94,75	✓
C28	1,35	0,70	5,40	0,08	2,00	2,10	0,30	100,30	✓
CN1	0,90	0,60	2,70	0,01	3,99	4,00	0,33	38,20	✓
CN2	0,90	0,60	2,70	0,09	6,34	6,67	0,35	37,89	✓
CO1	0,90	0,60	2,70	0,01	28,18	28,27	0,10	20,73	X
CO2	0,90	0,60	2,70	0,01	30,66	30,77	0,19	32,61	✓
CS1	0,90	0,60	2,70	0,01	6,41	6,43	0,15	27,77	✓
CS2	0,90	0,60	2,70	0,09	6,91	7,27	0,14	26,53	✓
CE1	0,90	0,60	2,70	0,10	29,50	31,35	0,02	4,45	X
CE2	0,90	0,60	2,70	0,10	31,36	33,33	0,09	18,64	X

Tabella A.7: Verifica a pressoflessione nel piano allo SLU per la combinazione di carico - 0,30 E_x + 1,00 E_y

- 0,30 E _x + 1,00 E _y										
ELEMENTO	GEOMETRIA				PARAMETRI				VERIFICA	
	L _i [m]	t [m]	h [m]	X/Le	M _{sd} [KN·m]	M _{corretto} [KN·m]	σ [MPa]	M _u [KN·m]		M _{sd} < M _u
N1	1,80	0,75	6,90	0,47	76,59	97,96	0,44	160,09	✓	
N2	3,00	0,75	6,90	0,33	22,45	26,84	0,21	468,53	✓	
N3	2,70	0,75	6,90	0,17	9,09	10,01	0,19	362,46	✓	
N4	2,40	0,75	6,90	0,02	116,16	117,78	0,42	304,25	✓	
N5	3,00	0,75	6,90	0,13	91,47	98,49	0,34	528,42	✓	
N6	3,60	0,75	6,90	0,30	37,90	44,77	0,22	701,74	✓	
N7	2,10	0,75	6,90	0,44	118,74	149,81	0,47	199,05	✓	
N8	13,50	0,75	11,40	0,24	1792,71	2049,11	0,28	10600,20	✓	
N9	9,00	0,75	11,40	0,24	1988,90	2280,30	0,30	4763,23	✓	
N10	0,90	0,75	11,40	0,44	13,76	17,42	0,37	46,22	✓	
O1	5,10	0,75	6,90	0,50	462,04	600,65	0,37	1487,58	✓	
O2	1,80	0,80	11,40	0,50	4,88	6,34	0,24	192,05	✓	
O3	4,80	0,80	5,70	0,50	35,36	45,96	0,20	1245,07	✓	
O4	2,10	0,80	11,40	0,50	1,81	2,35	0,22	251,46	✓	
O5	3,60	0,75	6,90	0,50	214,64	279,03	0,06	250,42	✗	
S1	2,10	0,75	6,90	0,46	53,06	67,68	0,01	13,04	✗	
S2	3,30	0,75	6,90	0,31	2,80	3,32	0,08	271,05	✓	
S3	2,10	0,75	6,90	0,16	1,41	1,54	0,15	190,76	✓	
S4	2,40	0,75	6,90	0,02	13,11	13,29	0,08	147,29	✓	
S5	4,50	0,75	6,90	0,16	95,40	104,39	0,07	501,09	✓	
S6	2,70	0,75	6,90	0,34	2,42	2,92	0,14	303,26	✓	
S7	1,50	0,75	6,90	0,47	7,51	9,63	0,05	39,82	✓	
S8	1,80	0,45	5,10	0,47	7,29	9,33	0,30	114,39	✓	
S9	2,70	0,45	5,10	0,34	98,51	118,78	0,46	205,25	✓	
S10	13,50	0,75	11,40	0,26	3824,10	4411,06	0,40	10012,24	✓	
S11	0,90	0,75	7,20	0,01	6,53	6,55	0,73	-34,06	✗	
S12	1,20	0,75	5,10	0,05	1,68	1,73	0,19	71,03	✓	
S13	0,90	0,75	7,20	0,09	0,26	0,27	0,74	-38,49	✗	
S14	6,90	0,75	11,40	0,30	3,42	4,04	0,49	1891,28	✓	
S15	0,90	0,75	11,40	0,48	25,17	32,45	0,18	38,68	✓	
E1	2,10	0,75	6,90	0,50	122,31	159,00	0,44	216,55	✓	
E2	1,80	0,75	8,25	0,50	25,20	32,76	0,42	168,05	✓	
E3	1,80	0,95	11,40	0,50	37,38	48,60	0,29	241,26	✓	
E4	1,50	0,95	6,60	0,50	61,49	79,94	0,06	57,97	✗	
E5	1,50	0,95	6,60	0,50	74,21	96,47	0,44	141,97	✓	
E6	1,80	0,95	11,40	0,50	4,55	5,91	0,26	235,85	✓	
E7	1,80	0,75	8,25	0,50	40,56	52,73	0,24	179,54	✓	
E8	2,10	0,75	6,90	0,50	35,37	45,98	0,11	147,04	✓	
I1	2,10	0,75	5,10	0,01	203,59	205,01	0,22	234,94	✓	
I2	1,80	0,75	5,10	0,01	163,56	164,70	0,33	190,78	✓	
I3	5,10	0,55	5,10	0,10	436,46	463,86	0,32	1125,33	✓	

I5	1,50	0,55	6,30	0,29	135,34	158,94	0,34	96,80	X
I6	1,20	0,55	5,10	0,29	52,77	61,97	0,39	59,21	X
I8	3,30	0,45	6,00	0,19	199,96	222,28	0,46	303,89	✓
C1	1,80	0,75	6,90	0,01	154,91	155,45	0,50	124,74	X
C2	1,20	0,75	4,80	0,01	53,71	53,90	0,12	51,81	X
C3	2,10	0,75	6,90	0,01	118,01	118,42	0,16	201,21	✓
C5	0,90	0,75	0,90	0,01	6,74	6,76	0,16	35,97	✓
C6	1,80	0,75	2,10	0,01	65,98	66,21	0,04	43,24	X
C7	3,00	0,75	2,40	0,01	472,30	473,95	0,11	299,93	X
C8	3,00	0,75	5,40	0,01	616,65	618,80	0,10	281,29	X
C9	1,80	0,75	4,20	0,10	134,71	143,16	0,51	117,06	X
C10	1,20	0,75	2,10	0,10	47,70	50,70	0,14	60,20	✓
C11	2,10	0,75	6,90	0,10	111,38	118,37	0,22	237,17	✓
C13	0,90	0,75	0,90	0,10	26,01	27,64	0,12	29,25	✓
C14	1,50	0,75	2,70	0,10	8,21	8,72	0,16	102,23	✓
C15	3,00	0,75	2,10	0,10	227,37	241,65	0,21	474,27	✓
C16	3,00	0,75	2,40	0,10	499,12	530,46	0,24	503,46	X
C17	3,00	0,75	5,40	0,10	699,85	743,79	0,27	520,26	X
C18	3,00	0,60	1,80	0,05	23,29	23,94	0,42	376,42	✓
C19	1,20	0,60	2,40	0,01	36,92	37,17	0,85	-127,82	X
C20	0,90	0,60	1,20	0,05	6,26	6,46	0,35	37,79	✓
C21	0,90	0,60	2,40	0,09	24,85	26,15	0,99	-139,99	X
C22	3,00	0,60	5,40	0,05	100,18	102,98	0,58	126,64	✓
C23	1,35	0,70	1,20	0,01	9,61	9,69	0,10	53,31	✓
C24	1,35	0,70	1,20	0,08	25,38	26,57	0,14	70,92	✓
C25	1,35	0,70	2,40	0,01	1,45	1,46	0,23	93,39	✓
C26	1,35	0,70	2,40	0,08	15,93	16,68	0,33	100,11	✓
C27	1,35	0,70	5,40	0,01	3,00	3,02	0,31	100,38	✓
C28	1,35	0,70	5,40	0,08	11,20	11,72	0,39	94,78	✓
CN1	0,90	0,60	2,70	0,01	6,13	6,15	0,35	37,84	✓
CN2	0,90	0,60	2,70	0,09	3,97	4,18	0,33	38,21	✓
CO1	0,90	0,60	2,70	0,01	29,63	29,74	0,02	3,94	X
CO2	0,90	0,60	2,70	0,01	31,54	31,65	0,08	17,82	X
CS1	0,90	0,60	2,70	0,01	7,49	7,51	0,14	26,67	✓
CS2	0,90	0,60	2,70	0,09	6,99	7,36	0,15	28,10	✓
CE1	0,90	0,60	2,70	0,10	28,39	30,17	0,10	20,70	X
CE2	0,90	0,60	2,70	0,10	30,81	32,74	0,20	32,94	✓

Tabella A.8: Verifica a pressoflessione nel piano allo SLU per la combinazione di carico + 0,30 E_x - 1,00 E_y

+ 0,30 E _x - 1,00 E _y										
ELEMENTO	GEOMETRIA				PARAMETRI				VERIFICA	
	L _i [m]	t [m]	h [m]	X/Le	M _{sd} [KN·m]	M _{corretto} [KN·m]	σ [MPa]	M _u [KN·m]		M _{sd} < M _u
N1	1,80	0,75	6,90	0,47	16,06	20,54	0,05	59,87	✓	
N2	3,00	0,75	6,90	0,33	18,52	22,13	0,17	414,62	✓	
N3	2,70	0,75	6,90	0,17	8,15	8,98	0,17	343,66	✓	
N4	2,40	0,75	6,90	0,02	49,98	50,68	0,04	79,94	✓	
N5	3,00	0,75	6,90	0,13	18,25	19,65	0,09	249,19	✓	
N6	3,60	0,75	6,90	0,30	27,64	32,65	0,16	570,73	✓	
N7	2,10	0,75	6,90	0,44	41,95	52,93	0,02	33,53	✗	
N8	13,50	0,75	11,40	0,24	2282,06	2608,45	0,37	10464,26	✓	
N9	9,00	0,75	11,40	0,24	1035,17	1186,83	0,39	4504,49	✓	
N10	0,90	0,75	11,40	0,44	2,38	3,01	0,22	43,06	✓	
O1	5,10	0,75	6,90	0,50	469,82	610,77	0,17	1227,29	✓	
O2	1,80	0,80	11,40	0,50	24,90	32,37	0,27	199,13	✓	
O3	4,80	0,80	5,70	0,50	33,68	43,79	0,22	1326,36	✓	
O4	2,10	0,80	11,40	0,50	36,13	46,97	0,29	275,34	✓	
O5	3,60	0,75	6,90	0,50	263,33	342,33	0,44	649,47	✓	
S1	2,10	0,75	6,90	0,46	120,66	153,91	0,46	205,71	✓	
S2	3,30	0,75	6,90	0,31	28,94	34,29	0,33	642,06	✓	
S3	2,10	0,75	6,90	0,16	6,97	7,63	0,24	245,97	✓	
S4	2,40	0,75	6,90	0,02	116,37	117,99	0,55	146,09	✓	
S5	4,50	0,75	6,90	0,16	490,75	536,97	0,47	902,99	✓	
S6	2,70	0,75	6,90	0,34	1,58	1,90	0,23	401,30	✓	
S7	1,50	0,75	6,90	0,47	44,29	56,80	0,43	114,51	✓	
S8	1,80	0,45	5,10	0,47	34,70	44,39	0,46	90,88	✓	
S9	2,70	0,45	5,10	0,34	86,10	103,82	0,37	249,14	✓	
S10	13,50	0,75	11,40	0,26	571,54	659,26	0,27	10520,85	✓	
S11	0,90	0,75	7,20	0,01	15,18	15,24	0,26	46,32	✓	
S12	1,20	0,75	5,10	0,05	6,18	6,35	0,07	32,52	✓	
S13	0,90	0,75	7,20	0,09	3,77	3,96	0,12	29,49	✓	
S14	6,90	0,75	11,40	0,30	642,71	759,29	0,28	2769,94	✓	
S15	0,90	0,75	11,40	0,48	3,19	4,12	0,39	44,79	✓	
E1	2,10	0,75	6,90	0,50	53,12	69,06	0,05	79,19	✓	
E2	1,80	0,75	8,25	0,50	21,36	27,77	0,17	148,59	✓	
E3	1,80	0,95	11,40	0,50	10,47	13,60	0,20	211,37	✓	
E4	1,50	0,95	6,60	0,50	73,25	95,23	0,41	153,91	✓	
E5	1,50	0,95	6,60	0,50	54,62	71,01	0,06	53,98	✗	
E6	1,80	0,95	11,40	0,50	24,39	31,70	0,25	230,86	✓	
E7	1,80	0,75	8,25	0,50	12,29	15,98	0,36	187,44	✓	
E8	2,10	0,75	6,90	0,50	94,95	123,43	0,37	252,05	✓	
I1	2,10	0,75	5,10	0,01	172,22	173,42	0,23	243,22	✓	
I2	1,80	0,75	5,10	0,01	129,70	130,60	0,31	191,16	✓	
I3	5,10	0,55	5,10	0,10	685,23	728,25	0,35	1114,11	✓	

I5	1,50	0,55	6,30	0,29	168,43	197,81	0,36	94,95	X
I6	1,20	0,55	5,10	0,29	63,04	74,03	0,09	29,56	X
I8	3,30	0,45	6,00	0,19	87,77	97,57	0,42	345,58	✓
C1	1,80	0,75	6,90	0,01	181,34	181,97	0,45	155,45	X
C2	1,20	0,75	4,80	0,01	65,98	66,21	0,10	46,00	X
C3	2,10	0,75	6,90	0,01	126,19	126,63	0,54	128,30	✓
C5	0,90	0,75	0,90	0,01	26,04	26,13	0,02	7,19	X
C6	1,80	0,75	2,10	0,01	4,69	4,70	0,64	-17,66	X
C7	3,00	0,75	2,40	0,01	678,63	681,00	0,33	530,58	X
C8	3,00	0,75	5,40	0,01	632,38	634,59	0,26	517,35	X
C9	1,80	0,75	4,20	0,10	171,02	181,75	0,37	185,50	✓
C10	1,20	0,75	2,10	0,10	60,53	64,33	0,07	33,88	X
C11	2,10	0,75	6,90	0,10	120,24	127,79	0,46	201,97	✓
C13	0,90	0,75	0,90	0,10	37,22	39,56	0,09	22,34	X
C14	1,50	0,75	2,70	0,10	49,05	52,12	0,45	108,72	✓
C15	3,00	0,75	2,10	0,10	373,34	396,78	0,24	502,02	✓
C16	3,00	0,75	2,40	0,10	648,28	688,98	0,21	474,73	X
C17	3,00	0,75	5,40	0,10	711,33	755,99	0,10	278,66	X
C18	3,00	0,60	1,80	0,05	15,74	16,18	0,00	3,11	X
C19	1,20	0,60	2,40	0,01	11,35	11,43	0,29	67,56	✓
C20	0,90	0,60	1,20	0,05	6,11	6,30	0,18	30,74	✓
C21	0,90	0,60	2,40	0,09	9,55	10,05	0,46	30,05	✓
C22	3,00	0,60	5,40	0,05	96,26	98,94	0,33	423,97	✓
C23	1,35	0,70	1,20	0,01	69,43	70,04	0,43	85,88	✓
C24	1,35	0,70	1,20	0,08	85,95	90,00	0,49	70,07	X
C25	1,35	0,70	2,40	0,01	23,66	23,87	0,75	-87,72	X
C26	1,35	0,70	2,40	0,08	40,37	42,27	0,87	-217,02	X
C27	1,35	0,70	5,40	0,01	0,80	0,81	0,72	-67,30	X
C28	1,35	0,70	5,40	0,08	8,43	8,83	0,80	-140,92	X
CN1	0,90	0,60	2,70	0,01	4,87	4,89	0,15	27,48	✓
CN2	0,90	0,60	2,70	0,09	5,21	5,48	0,13	24,43	✓
CO1	0,90	0,60	2,70	0,01	31,31	31,42	0,19	32,11	✓
CO2	0,90	0,60	2,70	0,01	29,89	30,00	0,12	23,64	X
CS1	0,90	0,60	2,70	0,01	6,31	6,33	0,34	37,97	✓
CS2	0,90	0,60	2,70	0,09	8,18	8,61	0,35	37,69	✓
CE1	0,90	0,60	2,70	0,10	60,05	63,82	0,10	21,07	X
CE2	0,90	0,60	2,70	0,10	29,15	30,98	0,01	1,78	X

Tabella A.9: Verifica a pressoflessione nel piano allo SLU per la combinazione di carico - 0,30 Ex - 1,00 Ey

- 0,30 E _x - 1,00 E _y										
ELEMENTO	GEOMETRIA				PARAMETRI				VERIFICA	
	L _i [m]	t [m]	h [m]	X/Le	M _{sd} [KN·m]	M _{corretto} [KN·m]	σ [MPa]	M _u [KN·m]		M _{sd} < M _u
N1	1,80	0,75	6,90	0,47	37,72	48,25	0,01	15,97	✗	
N2	3,00	0,75	6,90	0,33	31,37	37,50	0,16	398,00	✓	
N3	2,70	0,75	6,90	0,17	0,02	0,02	0,17	343,54	✓	
N4	2,40	0,75	6,90	0,02	10,97	11,12	0,06	116,34	✓	
N5	3,00	0,75	6,90	0,13	86,25	92,87	0,06	190,75	✓	
N6	3,60	0,75	6,90	0,30	1,40	1,65	0,17	592,22	✓	
N7	2,10	0,75	6,90	0,44	15,27	19,27	0,08	113,11	✓	
N8	13,50	0,75	11,40	0,24	3446,05	3938,92	0,36	10521,40	✓	
N9	9,00	0,75	11,40	0,24	254,88	292,22	0,41	4359,72	✓	
N10	0,90	0,75	11,40	0,44	17,64	22,34	0,20	41,57	✓	
O1	5,10	0,75	6,90	0,50	522,38	679,09	0,11	867,06	✓	
O2	1,80	0,80	11,40	0,50	9,63	12,52	0,22	184,42	✓	
O3	4,80	0,80	5,70	0,50	53,75	69,87	0,20	1258,29	✓	
O4	2,10	0,80	11,40	0,50	11,59	15,06	0,22	252,33	✓	
O5	3,60	0,75	6,90	0,50	260,83	339,08	0,37	745,50	✓	
S1	2,10	0,75	6,90	0,46	95,33	121,60	0,41	234,19	✓	
S2	3,30	0,75	6,90	0,31	64,52	76,45	0,33	641,59	✓	
S3	2,10	0,75	6,90	0,16	6,88	7,53	0,24	244,00	✓	
S4	2,40	0,75	6,90	0,02	115,14	116,75	0,53	183,72	✓	
S5	4,50	0,75	6,90	0,16	396,61	433,97	0,48	873,11	✓	
S6	2,70	0,75	6,90	0,34	11,02	13,29	0,25	410,17	✓	
S7	1,50	0,75	6,90	0,47	55,49	71,17	0,48	94,79	✓	
S8	1,80	0,45	5,10	0,47	1,23	1,57	0,43	98,58	✓	
S9	2,70	0,45	5,10	0,34	4,34	5,23	0,35	254,78	✓	
S10	13,50	0,75	11,40	0,26	283,05	326,49	0,24	10204,55	✓	
S11	0,90	0,75	7,20	0,01	5,30	5,32	0,14	33,62	✓	
S12	1,20	0,75	5,10	0,05	4,61	4,74	0,10	43,63	✓	
S13	0,90	0,75	7,20	0,09	13,12	13,80	0,21	42,13	✓	
S14	6,90	0,75	11,40	0,30	987,99	1167,21	0,32	2809,51	✓	
S15	0,90	0,75	11,40	0,48	16,70	21,54	0,35	47,12	✓	
E1	2,10	0,75	6,90	0,50	29,99	38,99	0,12	157,38	✓	
E2	1,80	0,75	8,25	0,50	34,42	44,74	0,23	177,25	✓	
E3	1,80	0,95	11,40	0,50	5,86	7,62	0,24	230,29	✓	
E4	1,50	0,95	6,60	0,50	58,69	76,30	0,40	155,48	✓	
E5	1,50	0,95	6,60	0,50	46,97	61,05	0,10	89,51	✓	
E6	1,80	0,95	11,40	0,50	38,50	50,05	0,29	241,21	✓	
E7	1,80	0,75	8,25	0,50	27,99	36,39	0,42	171,37	✓	
E8	2,10	0,75	6,90	0,50	112,52	146,27	0,43	227,23	✓	
I1	2,10	0,75	5,10	0,01	181,42	182,68	0,25	250,86	✓	
I2	1,80	0,75	5,10	0,01	142,56	143,55	0,32	191,23	✓	
I3	5,10	0,55	5,10	0,10	712,00	756,70	0,33	1122,77	✓	

I5	1,50	0,55	6,30	0,29	177,53	208,49	0,41	88,19	X
I6	1,20	0,55	5,10	0,29	68,31	80,23	0,07	25,28	X
I8	3,30	0,45	6,00	0,19	81,18	90,24	0,44	328,33	✓
C1	1,80	0,75	6,90	0,01	184,10	184,74	0,42	171,71	X
C2	1,20	0,75	4,80	0,01	66,74	66,97	0,09	41,56	X
C3	2,10	0,75	6,90	0,01	128,26	128,70	0,51	164,69	✓
C5	0,90	0,75	0,90	0,01	18,20	18,27	0,02	5,73	X
C6	1,80	0,75	2,10	0,01	24,19	24,28	0,53	103,31	✓
C7	3,00	0,75	2,40	0,01	636,67	638,89	0,22	479,71	X
C8	3,00	0,75	5,40	0,01	684,75	687,14	0,11	297,48	X
C9	1,80	0,75	4,20	0,10	170,90	181,63	0,39	178,84	X
C10	1,20	0,75	2,10	0,10	60,14	63,92	0,08	38,75	X
C11	2,10	0,75	6,90	0,10	124,86	132,70	0,50	174,12	✓
C13	0,90	0,75	0,90	0,10	42,91	45,60	0,11	28,02	X
C14	1,50	0,75	2,70	0,10	57,72	61,34	0,51	81,60	✓
C15	3,00	0,75	2,10	0,10	386,88	411,18	0,31	531,12	✓
C16	3,00	0,75	2,40	0,10	676,80	719,30	0,33	530,24	X
C17	3,00	0,75	5,40	0,10	655,52	696,68	0,25	511,88	X
C18	3,00	0,60	1,80	0,05	35,26	36,24	0,01	13,54	X
C19	1,20	0,60	2,40	0,01	18,98	19,11	0,42	60,00	✓
C20	0,90	0,60	1,20	0,05	9,91	10,22	0,17	29,90	✓
C21	0,90	0,60	2,40	0,09	3,49	3,67	0,31	38,25	✓
C22	3,00	0,60	5,40	0,05	32,30	33,20	0,32	424,67	✓
C23	1,35	0,70	1,20	0,01	82,84	83,56	0,47	74,85	X
C24	1,35	0,70	1,20	0,08	72,56	75,98	0,45	82,29	✓
C25	1,35	0,70	2,40	0,01	36,02	36,33	0,83	-170,05	X
C26	1,35	0,70	2,40	0,08	26,11	27,34	0,78	-121,06	X
C27	1,35	0,70	5,40	0,01	9,92	10,00	0,80	-138,76	X
C28	1,35	0,70	5,40	0,08	0,76	0,80	0,72	-64,68	X
CN1	0,90	0,60	2,70	0,01	5,25	5,27	0,13	24,55	✓
CN2	0,90	0,60	2,70	0,09	5,11	5,37	0,15	27,20	✓
CO1	0,90	0,60	2,70	0,01	29,85	29,95	0,10	21,02	X
CO2	0,90	0,60	2,70	0,01	29,02	29,12	0,01	2,64	X
CS1	0,90	0,60	2,70	0,01	7,59	7,61	0,35	37,76	✓
CS2	0,90	0,60	2,70	0,09	5,72	6,02	0,34	37,99	✓
CE1	0,90	0,60	2,70	0,10	31,16	33,11	0,19	31,90	X
CE2	0,90	0,60	2,70	0,10	29,71	31,57	0,12	22,92	X

Allegato 3

Tabelle riportanti le verifiche a taglio allo SLU nelle 8 combinazioni di carico.

Tabella A.10: Verifica a taglio nel piano allo SLU per la combinazione di carico + 1,00 E_x + 0,30 E_y

+ 1,00 E _x + 0,30 E _y										
ELEMENTO	GEOMETRIA					PARAMETRI				VERIFICA
	Li [m]	t [m]	h [m]	b=h/l	X/Le	V _{sd} [KN]	V _{corretto} [KN]	σ [MPa]	V _u [KN]	V _{sd} < V _u
N1	1,80	0,75	6,90	1,50	0,50	62,11	80,74	0,43	83,77	✓
N2	3,00	0,75	6,90	1,50	0,50	115,12	149,65	0,21	100,22	X
N3	2,70	0,75	6,90	1,50	0,50	118,92	154,59	0,18	84,74	X
N4	2,40	0,75	6,90	1,50	0,50	66,96	87,05	0,25	86,38	X
N5	3,00	0,75	6,90	1,50	0,50	120,21	156,27	0,29	116,15	X
N6	3,60	0,75	6,90	1,50	0,50	131,56	171,03	0,18	112,92	X
N7	2,10	0,75	6,90	1,50	0,50	52,46	68,20	0,21	69,56	✓
N8	13,50	0,75	11,40	1,00	0,23	1088,30	1235,75	0,32	818,00	X
N9	9,00	0,75	11,40	1,27	0,23	713,92	810,64	0,30	416,67	X
N10	0,90	0,75	11,40	1,50	0,23	57,06	64,79	0,34	37,71	X
O1	5,10	0,75	6,90	1,35	0,36	484,96	590,56	0,42	261,46	X
O2	1,80	0,80	11,40	1,50	0,18	88,36	97,77	0,34	79,74	X
O3	4,80	0,80	5,70	1,19	0,00	283,92	283,92	0,25	231,88	X
O4	2,10	0,80	11,40	1,50	0,19	102,36	113,75	0,36	96,26	X
O5	3,60	0,75	6,90	1,50	0,40	2,54	3,15	0,32	146,03	✓
S1	2,10	0,75	6,90	1,50	0,50	124,33	161,63	0,24	73,84	X
S2	3,30	0,75	6,90	1,50	0,50	176,56	229,53	0,16	96,50	X
S3	2,10	0,75	6,90	1,50	0,50	137,70	179,01	0,19	67,17	X
S4	2,40	0,75	6,90	1,50	0,50	100,33	130,43	0,29	92,56	X
S5	4,50	0,75	6,90	1,50	0,50	283,98	369,17	0,20	146,33	X
S6	2,70	0,75	6,90	1,50	0,50	138,60	180,18	0,15	77,34	X
S7	1,50	0,75	6,90	1,50	0,50	48,89	63,56	0,09	34,62	X
S8	1,80	0,45	5,10	1,50	0,32	124,47	148,56	0,40	48,63	X
S9	2,70	0,45	5,10	1,50	0,32	191,31	228,34	0,47	78,78	X
S10	13,50	0,75	11,40	1,00	0,23	1484,25	1685,34	0,40	908,97	X
S11	0,90	0,75	7,20	1,50	0,23	90,48	102,74	0,77	55,75	X
S12	1,20	0,75	5,10	1,50	0,23	72,71	82,56	0,09	28,21	X
S13	0,90	0,75	7,20	1,50	0,23	389,63	442,42	0,36	38,79	X
S14	6,90	0,75	11,40	1,50	0,23	417,55	474,12	0,34	288,28	X
S15	0,90	0,75	11,40	1,50	0,23	52,04	59,09	0,33	36,89	X
E1	2,10	0,75	6,90	1,50	0,43	76,62	96,27	0,19	66,72	X
E2	1,80	0,75	8,25	1,50	0,27	56,70	66,03	0,22	61,08	X
E3	1,80	0,95	11,40	1,50	0,18	17,20	19,03	0,19	71,75	✓
E4	1,50	0,95	6,60	1,50	0,09	22,69	23,90	0,19	60,57	✓
E5	1,50	0,95	6,60	1,50	0,09	39,23	41,32	0,22	65,29	✓
E6	1,80	0,95	11,40	1,50	0,18	6,85	7,57	0,17	69,18	✓
E7	1,80	0,75	8,25	1,50	0,27	28,60	33,30	0,18	55,33	✓

E8	2,10	0,75	6,90	1,50	0,43	48,62	61,09	0,10	49,91	X
I1	2,10	0,75	5,10	1,50	0,27	160,24	186,60	0,19	66,04	X
I2	1,80	0,75	5,10	1,50	0,44	121,81	154,23	0,31	71,42	X
I3	5,10	0,55	5,10	1,00	0,36	286,97	349,46	0,36	239,96	X
I5	1,50	0,55	6,30	1,50	0,35	70,09	84,67	0,26	40,66	X
I6	1,20	0,55	5,10	1,50	0,47	628,96	805,47	0,31	34,96	X
I8	3,30	0,45	6,00	1,50	0,36	3,40	4,14	0,41	90,07	✓
C1	1,80	0,75	6,90	1,50	0,27	45,50	52,98	0,55	94,28	✓
C2	1,20	0,75	4,80	1,50	0,34	17,81	21,43	0,13	32,66	✓
C3	2,10	0,75	6,90	1,50	0,44	12,27	15,54	0,36	89,53	✓
C5	0,90	0,75	0,90	1,00	0,27	60,55	70,22	0,19	43,12	X
C6	1,80	0,75	2,10	1,17	0,34	77,97	93,81	0,46	111,43	✓
C7	3,00	0,75	2,40	1,00	0,31	120,13	142,22	0,38	198,15	✓
C8	3,00	0,75	5,40	1,50	0,31	215,72	255,39	0,44	141,97	X
C9	1,80	0,75	4,20	1,50	0,27	34,93	40,67	0,41	82,49	✓
C10	1,20	0,75	2,10	1,50	0,35	15,64	18,97	0,10	28,49	✓
C11	2,10	0,75	6,90	1,50	0,44	5,63	7,13	0,25	75,47	✓
C13	0,90	0,75	0,90	1,00	0,27	41,25	47,83	0,06	26,02	X
C14	1,50	0,75	2,70	1,50	0,31	2,16	2,56	0,15	43,18	✓
C15	3,00	0,75	2,10	1,00	0,31	125,43	148,49	0,10	106,24	X
C16	3,00	0,75	2,40	1,00	0,31	119,53	141,51	0,02	62,91	X
C17	3,00	0,75	5,40	1,50	0,31	73,58	87,11	0,08	64,35	X
C18	3,00	0,60	1,80	1,00	0,23	177,04	201,02	0,28	137,10	X
C19	1,20	0,60	2,40	1,50	0,23	95,82	108,80	0,69	56,33	X
C20	0,90	0,60	1,20	1,33	0,23	108,64	123,35	0,15	23,31	X
C21	0,90	0,60	2,40	1,50	0,23	61,99	70,39	0,22	24,50	X
C22	3,00	0,60	5,40	1,50	0,23	204,41	232,11	0,25	86,32	X
C23	1,35	0,70	1,20	1,00	0,39	11,64	14,34	0,02	24,92	✓
C24	1,35	0,70	1,20	1,00	0,39	84,29	103,87	0,15	53,84	X
C25	1,35	0,70	2,40	1,50	0,39	56,33	69,41	0,05	22,29	X
C26	1,35	0,70	2,40	1,50	0,39	81,31	100,20	0,26	46,15	X
C27	1,35	0,70	5,40	1,50	0,39	72,57	89,43	0,09	29,35	X
C28	1,35	0,70	5,40	1,50	0,39	86,78	106,94	0,18	39,25	X
CN1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,23	34,75	39,46	0,14	19,69	X
CN2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,23	56,54	64,20	0,20	23,65	X
CO1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,25	0,34	0,39	0,23	25,08	✓
CO2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,31	47,22	55,90	0,30	28,10	X
CS1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,39	64,90	79,97	0,01	8,90	X
CS2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,39	49,99	61,60	0,05	12,83	X
CE1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,25	42,39	48,75	0,05	12,98	X
CE2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,31	2,50	2,97	0,07	14,58	✓

Tabella A.11: Verifica a taglio nel piano allo SLU per la combinazione di carico + 1,00 E_x - 0,30 E_y

+ 1,00 E _x - 0,30 E _y										
ELEMENTO	GEOMETRIA					PARAMETRI				VERIFICA
	L _i [m]	t [m]	h [m]	b=h/l	X/Le	V _{sd} [KN]	V _{corretto} [KN]	σ [MPa]	V _u [KN]	V _{sd} < V _u
N1	1,80	0,75	6,90	1,50	0,50	76,87	99,93	0,29	69,83	X
N2	3,00	0,75	6,90	1,50	0,50	121,56	158,03	0,20	96,94	X
N3	2,70	0,75	6,90	1,50	0,50	103,45	134,48	0,18	83,72	X
N4	2,40	0,75	6,90	1,50	0,50	57,49	74,74	0,14	66,89	X
N5	3,00	0,75	6,90	1,50	0,50	136,28	177,16	0,21	99,50	X
N6	3,60	0,75	6,90	1,50	0,50	121,32	157,72	0,17	107,89	X
N7	2,10	0,75	6,90	1,50	0,50	34,24	44,51	0,09	48,44	✓
N8	13,50	0,75	11,40	1,00	0,23	1170,45	1329,03	0,34	848,23	X
N9	9,00	0,75	11,40	1,27	0,23	620,87	704,99	0,33	438,38	X
N10	0,90	0,75	11,40	1,50	0,23	49,56	56,27	0,29	34,94	X
O1	5,10	0,75	6,90	1,35	0,36	202,22	246,25	0,34	236,97	X
O2	1,80	0,80	11,40	1,50	0,18	16,01	17,71	0,33	79,02	✓
O3	4,80	0,80	5,70	1,19	0,00	23,61	23,61	0,25	232,39	✓
O4	2,10	0,80	11,40	1,50	0,19	15,37	17,08	0,36	96,32	✓
O5	3,60	0,75	6,90	1,50	0,40	183,53	227,93	0,41	164,70	X
S1	2,10	0,75	6,90	1,50	0,50	121,50	157,95	0,36	90,31	X
S2	3,30	0,75	6,90	1,50	0,50	206,43	268,36	0,23	115,36	X
S3	2,10	0,75	6,90	1,50	0,50	156,19	203,05	0,22	71,05	X
S4	2,40	0,75	6,90	1,50	0,50	113,57	147,64	0,42	111,05	X
S5	4,50	0,75	6,90	1,50	0,50	261,77	340,30	0,32	182,39	X
S6	2,70	0,75	6,90	1,50	0,50	135,75	176,47	0,18	84,08	X
S7	1,50	0,75	6,90	1,50	0,50	60,28	78,36	0,22	51,08	X
S8	1,80	0,45	5,10	1,50	0,32	118,84	141,84	0,44	50,94	X
S9	2,70	0,45	5,10	1,50	0,32	180,16	215,03	0,44	76,16	X
S10	13,50	0,75	11,40	1,00	0,23	1330,45	1510,70	0,35	857,01	X
S11	0,90	0,75	7,20	1,50	0,23	77,92	88,48	0,60	49,21	X
S12	1,20	0,75	5,10	1,50	0,23	72,46	82,28	0,07	24,57	X
S13	0,90	0,75	7,20	1,50	0,23	41,82	47,48	0,21	29,66	X
S14	6,90	0,75	11,40	1,50	0,23	547,27	621,41	0,29	266,46	X
S15	0,90	0,75	11,40	1,50	0,23	63,79	72,43	0,38	39,59	X
E1	2,10	0,75	6,90	1,50	0,43	34,90	43,85	0,09	48,57	✓
E2	1,80	0,75	8,25	1,50	0,27	55,15	64,23	0,16	53,05	X
E3	1,80	0,95	11,40	1,50	0,18	79,91	88,41	0,17	69,07	X
E4	1,50	0,95	6,60	1,50	0,09	91,65	96,53	0,29	73,88	X
E5	1,50	0,95	6,60	1,50	0,09	29,09	30,64	0,12	49,83	✓
E6	1,80	0,95	11,40	1,50	0,18	89,17	98,66	0,18	70,83	X
E7	1,80	0,75	8,25	1,50	0,27	137,23	159,81	0,23	62,49	X
E8	2,10	0,75	6,90	1,50	0,43	156,08	196,11	0,19	67,37	X
I1	2,10	0,75	5,10	1,50	0,27	14,63	17,03	0,20	67,87	✓
I2	1,80	0,75	5,10	1,50	0,44	4,08	5,17	0,30	71,00	✓

I3	5,10	0,55	5,10	1,00	0,36	105,40	128,35	0,36	240,89	✓
I5	1,50	0,55	6,30	1,50	0,35	45,93	55,49	0,28	42,19	X
I6	1,20	0,55	5,10	1,50	0,47	46,79	59,92	0,21	29,53	X
I8	3,30	0,45	6,00	1,50	0,36	261,41	318,33	0,40	89,32	X
C1	1,80	0,75	6,90	1,50	0,27	49,42	57,55	0,52	92,13	✓
C2	1,20	0,75	4,80	1,50	0,34	49,55	59,62	0,13	31,74	X
C3	2,10	0,75	6,90	1,50	0,44	140,87	178,36	0,46	100,98	X
C5	0,90	0,75	0,90	1,00	0,27	93,79	108,77	0,14	37,28	X
C6	1,80	0,75	2,10	1,17	0,34	233,56	281,03	0,61	127,39	X
C7	3,00	0,75	2,40	1,00	0,31	151,93	179,86	0,41	206,13	✓
C8	3,00	0,75	5,40	1,50	0,31	104,27	123,45	0,45	142,30	✓
C9	1,80	0,75	4,20	1,50	0,27	80,64	93,91	0,38	79,11	X
C10	1,20	0,75	2,10	1,50	0,35	49,05	59,50	0,08	26,11	X
C11	2,10	0,75	6,90	1,50	0,44	119,87	151,77	0,33	86,34	X
C13	0,90	0,75	0,90	1,00	0,27	18,77	21,76	0,06	25,69	✓
C14	1,50	0,75	2,70	1,50	0,31	31,21	36,94	0,26	54,74	✓
C15	3,00	0,75	2,10	1,00	0,31	87,46	103,54	0,13	119,11	✓
C16	3,00	0,75	2,40	1,00	0,31	77,68	91,96	0,05	80,43	X
C17	3,00	0,75	5,40	1,50	0,31	182,31	215,83	0,08	65,84	X
C18	3,00	0,60	1,80	1,00	0,23	177,27	201,29	0,15	103,82	X
C19	1,20	0,60	2,40	1,50	0,23	101,71	115,48	0,31	38,37	X
C20	0,90	0,60	1,20	1,33	0,23	107,71	122,30	0,00	8,46	X
C21	0,90	0,60	2,40	1,50	0,23	56,18	63,80	0,17	21,94	X
C22	3,00	0,60	5,40	1,50	0,23	204,51	232,21	0,02	34,14	X
C23	1,35	0,70	1,20	1,00	0,39	62,25	76,71	0,19	59,92	X
C24	1,35	0,70	1,20	1,00	0,39	168,95	208,19	0,33	77,28	X
C25	1,35	0,70	2,40	1,50	0,39	7,36	9,07	0,27	47,43	✓
C26	1,35	0,70	2,40	1,50	0,39	132,35	163,08	0,59	68,53	X
C27	1,35	0,70	5,40	1,50	0,39	86,71	106,85	0,24	44,68	X
C28	1,35	0,70	5,40	1,50	0,39	71,86	88,55	0,51	63,98	X
CN1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,23	53,83	61,13	0,01	8,11	X
CN2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,23	37,64	42,74	0,06	14,33	X
CO1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,25	46,03	52,93	0,26	26,35	X
CO2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,31	0,66	0,78	0,27	27,10	✓
CS1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,39	46,64	57,47	0,16	21,20	X
CS2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,39	69,17	85,23	0,19	23,14	X
CE1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,25	3,83	4,40	0,02	10,23	✓
CE2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,31	44,48	52,66	0,09	16,56	X

Tabella A.12: Verifica a taglio nel piano allo SLU per la combinazione di carico - 1,00 E_x + 0,30 E_y

- 1,00 E _x + 0,30 E _y										
ELEMENTO	GEOMETRIA					PARAMETRI				VERIFICA
	Li [m]	t [m]	h [m]	b=h/l	X/Le	V _{sd} [KN]	V _{corretto} [KN]	σ [MPa]	V _u [KN]	V _{sd} < V _u
N1	1,80	0,75	6,90	1,50	0,50	43,76	56,89	0,20	59,16	✓
N2	3,00	0,75	6,90	1,50	0,50	100,34	130,44	0,18	92,57	X
N3	2,70	0,75	6,90	1,50	0,50	109,34	142,14	0,18	84,68	X
N4	2,40	0,75	6,90	1,50	0,50	106,23	138,10	0,32	96,54	X
N5	3,00	0,75	6,90	1,50	0,50	100,97	131,26	0,22	101,02	X
N6	3,60	0,75	6,90	1,50	0,50	155,33	201,93	0,21	120,99	X
N7	2,10	0,75	6,90	1,50	0,50	81,99	106,59	0,40	94,34	X
N8	13,50	0,75	11,40	1,00	0,23	946,54	1074,78	0,30	796,11	X
N9	9,00	0,75	11,40	1,27	0,23	781,01	886,82	0,36	454,26	X
N10	0,90	0,75	11,40	1,50	0,23	92,77	105,34	0,30	35,12	X
O1	5,10	0,75	6,90	1,35	0,36	162,66	198,08	0,20	184,34	X
O2	1,80	0,80	11,40	1,50	0,18	32,74	36,23	0,17	58,73	✓
O3	4,80	0,80	5,70	1,19	0,00	45,34	45,34	0,17	196,47	✓
O4	2,10	0,80	11,40	1,50	0,19	4,31	4,79	0,14	62,44	✓
O5	3,60	0,75	6,90	1,50	0,40	52,28	64,93	0,08	79,09	✓
S1	2,10	0,75	6,90	1,50	0,50	81,36	105,77	0,09	47,86	X
S2	3,30	0,75	6,90	1,50	0,50	170,23	221,30	0,17	99,20	X
S3	2,10	0,75	6,90	1,50	0,50	132,41	172,13	0,18	64,51	X
S4	2,40	0,75	6,90	1,50	0,50	145,14	188,68	0,21	79,43	X
S5	4,50	0,75	6,90	1,50	0,50	309,07	401,79	0,23	154,75	X
S6	2,70	0,75	6,90	1,50	0,50	192,90	250,77	0,20	87,09	X
S7	1,50	0,75	6,90	1,50	0,50	101,99	132,59	0,26	55,41	X
S8	1,80	0,45	5,10	1,50	0,32	70,00	83,55	0,32	43,44	X
S9	2,70	0,45	5,10	1,50	0,32	139,05	165,96	0,39	72,39	X
S10	13,50	0,75	11,40	1,00	0,23	736,93	836,77	0,31	814,23	X
S11	0,90	0,75	7,20	1,50	0,23	19,02	21,60	0,39	39,91	✓
S12	1,20	0,75	5,10	1,50	0,23	67,39	76,52	0,19	37,94	X
S13	0,90	0,75	7,20	1,50	0,23	11,76	13,35	0,65	51,31	✓
S14	6,90	0,75	11,40	1,50	0,23	955,35	1084,78	0,48	340,15	X
S15	0,90	0,75	11,40	1,50	0,23	123,92	140,71	0,19	28,68	X
E1	2,10	0,75	6,90	1,50	0,43	176,87	222,23	0,40	95,13	X
E2	1,80	0,75	8,25	1,50	0,27	173,83	202,43	0,43	83,95	X
E3	1,80	0,95	11,40	1,50	0,18	83,12	91,97	0,33	93,31	✓
E4	1,50	0,95	6,60	1,50	0,09	23,16	24,39	0,17	58,02	✓
E5	1,50	0,95	6,60	1,50	0,09	144,61	152,30	0,37	82,64	X
E6	1,80	0,95	11,40	1,50	0,18	109,66	121,33	0,33	93,74	X
E7	1,80	0,75	8,25	1,50	0,27	35,97	41,89	0,37	77,75	✓
E8	2,10	0,75	6,90	1,50	0,43	31,19	39,19	0,28	80,53	✓
I1	2,10	0,75	5,10	1,50	0,27	79,03	92,04	0,25	76,38	X
I2	1,80	0,75	5,10	1,50	0,44	68,55	86,79	0,34	74,65	X

I3	5,10	0,55	5,10	1,00	0,36	356,18	433,73	0,31	222,74	X
I5	1,50	0,55	6,30	1,50	0,35	1,36	1,65	0,42	50,67	✓
I6	1,20	0,55	5,10	1,50	0,47	4,52	5,79	0,26	32,28	✓
I8	3,30	0,45	6,00	1,50	0,36	117,01	142,49	0,47	96,80	X
C1	1,80	0,75	6,90	1,50	0,27	21,75	25,33	0,43	83,84	✓
C2	1,20	0,75	4,80	1,50	0,34	14,16	17,04	0,09	28,15	✓
C3	2,10	0,75	6,90	1,50	0,44	1,65	2,09	0,25	75,12	✓
C5	0,90	0,75	0,90	1,00	0,27	29,99	34,77	0,04	23,73	X
C6	1,80	0,75	2,10	1,17	0,34	45,34	54,55	0,07	49,36	X
C7	3,00	0,75	2,40	1,00	0,31	122,02	144,46	0,02	60,80	X
C8	3,00	0,75	5,40	1,50	0,31	76,50	90,57	0,08	66,73	X
C9	1,80	0,75	4,20	1,50	0,27	67,77	78,92	0,50	90,24	✓
C10	1,20	0,75	2,10	1,50	0,35	18,28	22,17	0,14	32,99	✓
C11	2,10	0,75	6,90	1,50	0,44	27,74	35,12	0,35	89,33	✓
C13	0,90	0,75	0,90	1,00	0,27	26,10	30,27	0,15	38,43	✓
C14	1,50	0,75	2,70	1,50	0,31	18,52	21,93	0,36	63,98	✓
C15	3,00	0,75	2,10	1,00	0,31	78,91	93,42	0,33	184,26	✓
C16	3,00	0,75	2,40	1,00	0,31	126,46	149,72	0,41	204,67	✓
C17	3,00	0,75	5,40	1,50	0,31	213,40	252,63	0,45	142,57	X
C18	3,00	0,60	1,80	1,00	0,23	208,55	236,80	0,27	134,10	X
C19	1,20	0,60	2,40	1,50	0,23	102,51	116,40	0,25	34,56	X
C20	0,90	0,60	1,20	1,33	0,23	104,88	119,09	0,18	24,97	X
C21	0,90	0,60	2,40	1,50	0,23	64,30	73,01	0,71	42,66	X
C22	3,00	0,60	5,40	1,50	0,23	214,42	243,47	0,27	89,93	X
C23	1,35	0,70	1,20	1,00	0,39	84,69	104,36	0,15	53,59	X
C24	1,35	0,70	1,20	1,00	0,39	10,99	13,54	0,02	25,18	✓
C25	1,35	0,70	2,40	1,50	0,39	83,84	103,31	0,24	44,67	X
C26	1,35	0,70	2,40	1,50	0,39	50,36	62,05	0,05	22,97	X
C27	1,35	0,70	5,40	1,50	0,39	88,41	108,95	0,17	38,19	X
C28	1,35	0,70	5,40	1,50	0,39	70,97	87,45	0,10	30,28	X
CN1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,23	56,90	64,61	0,21	23,80	X
CN2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,23	34,57	39,25	0,14	19,81	X
CO1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,25	41,30	47,49	0,05	13,40	X
CO2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,31	4,02	4,76	0,07	14,84	✓
CS1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,39	49,55	61,06	0,04	12,24	X
CS2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,39	66,22	81,60	0,01	7,95	X
CE1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,25	0,89	1,02	0,23	24,89	✓
CE2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,31	49,17	58,21	0,29	28,07	X

Tabella A.13: Verifica a taglio nel piano allo SLU per la combinazione di carico - 1,00 E_x - 0,30 E_y

- 1,00 E _x - 0,30 E _y										
ELEMENTO	GEOMETRIA					PARAMETRI				VERIFICA
	L _i [m]	t [m]	h [m]	b=h/l	X/Le	V _{sd} [KN]	V _{corretto} [KN]	σ [MPa]	V _u [KN]	V _{sd} < V _u
N1	1,80	0,75	6,90	1,50	0,50	28,99	37,69	0,07	36,87	X
N2	3,00	0,75	6,90	1,50	0,50	93,89	122,06	0,16	89,01	X
N3	2,70	0,75	6,90	1,50	0,50	124,81	162,25	0,18	83,65	X
N4	2,40	0,75	6,90	1,50	0,50	115,69	150,40	0,21	79,57	X
N5	3,00	0,75	6,90	1,50	0,50	84,90	110,37	0,13	81,33	X
N6	3,60	0,75	6,90	1,50	0,50	165,58	215,25	0,20	116,31	X
N7	2,10	0,75	6,90	1,50	0,50	100,21	130,27	0,28	80,05	X
N8	13,50	0,75	11,40	1,00	0,23	864,39	981,50	0,33	827,15	X
N9	9,00	0,75	11,40	1,27	0,23	874,06	992,48	0,39	473,99	X
N10	0,90	0,75	11,40	1,50	0,23	100,26	113,84	0,24	32,13	X
O1	5,10	0,75	6,90	1,35	0,36	120,08	146,22	0,12	147,55	✓
O2	1,80	0,80	11,40	1,50	0,18	71,62	79,24	0,17	57,75	X
O3	4,80	0,80	5,70	1,19	0,00	262,19	262,19	0,17	197,07	X
O4	2,10	0,80	11,40	1,50	0,19	122,05	135,63	0,14	62,53	X
O5	3,60	0,75	6,90	1,50	0,40	233,27	289,71	0,17	109,80	X
S1	2,10	0,75	6,90	1,50	0,50	84,19	109,45	0,21	70,67	X
S2	3,30	0,75	6,90	1,50	0,50	140,36	182,47	0,24	117,63	X
S3	2,10	0,75	6,90	1,50	0,50	113,91	148,08	0,20	68,55	X
S4	2,40	0,75	6,90	1,50	0,50	131,90	171,47	0,34	100,37	X
S5	4,50	0,75	6,90	1,50	0,50	331,29	430,68	0,35	189,21	X
S6	2,70	0,75	6,90	1,50	0,50	195,77	254,50	0,23	93,14	X
S7	1,50	0,75	6,90	1,50	0,50	90,61	117,79	0,39	66,93	X
S8	1,80	0,45	5,10	1,50	0,32	75,63	90,27	0,36	46,01	X
S9	2,70	0,45	5,10	1,50	0,32	150,20	179,27	0,36	69,54	X
S10	13,50	0,75	11,40	1,00	0,23	890,73	1011,41	0,27	755,79	X
S11	0,90	0,75	7,20	1,50	0,23	31,58	35,86	0,21	30,12	X
S12	1,20	0,75	5,10	1,50	0,23	67,64	76,81	0,16	35,32	X
S13	0,90	0,75	7,20	1,50	0,23	8,90	10,11	0,49	44,81	✓
S14	6,90	0,75	11,40	1,50	0,23	825,64	937,50	0,43	321,86	X
S15	0,90	0,75	11,40	1,50	0,23	112,17	127,37	0,24	32,08	X
E1	2,10	0,75	6,90	1,50	0,43	65,34	82,10	0,31	83,40	✓
E2	1,80	0,75	8,25	1,50	0,27	61,98	72,18	0,37	78,31	✓
E3	1,80	0,95	11,40	1,50	0,18	13,99	15,47	0,31	91,27	✓
E4	1,50	0,95	6,60	1,50	0,09	45,80	48,24	0,28	71,80	✓
E5	1,50	0,95	6,60	1,50	0,09	46,28	48,75	0,27	71,06	✓
E6	1,80	0,95	11,40	1,50	0,18	13,65	15,10	0,34	94,97	✓
E7	1,80	0,75	8,25	1,50	0,27	72,66	84,61	0,42	82,99	X
E8	2,10	0,75	6,90	1,50	0,43	76,27	95,83	0,38	92,37	X
I1	2,10	0,75	5,10	1,50	0,27	66,58	77,53	0,27	77,97	✓
I2	1,80	0,75	5,10	1,50	0,44	49,18	62,27	0,33	74,24	✓

I3	5,10	0,55	5,10	1,00	0,36	36,20	44,08	0,31	223,75	✓
I5	1,50	0,55	6,30	1,50	0,35	114,65	138,51	0,44	51,91	X
I6	1,20	0,55	5,10	1,50	0,47	105,17	134,68	0,16	26,26	X
I8	3,30	0,45	6,00	1,50	0,36	140,99	171,69	0,47	96,10	X
C1	1,80	0,75	6,90	1,50	0,27	73,17	85,20	0,40	81,43	X
C2	1,20	0,75	4,80	1,50	0,34	53,20	64,01	0,09	27,08	X
C3	2,10	0,75	6,90	1,50	0,44	126,95	160,73	0,35	88,45	X
C5	0,90	0,75	0,90	1,00	0,27	3,26	3,78	0,01	15,75	✓
C6	1,80	0,75	2,10	1,17	0,34	110,26	132,67	0,22	79,04	X
C7	3,00	0,75	2,40	1,00	0,31	90,22	106,81	0,05	83,19	X
C8	3,00	0,75	5,40	1,50	0,31	187,95	222,51	0,08	66,03	X
C9	1,80	0,75	4,20	1,50	0,27	47,80	55,67	0,47	87,17	✓
C10	1,20	0,75	2,10	1,50	0,35	46,41	56,29	0,12	30,96	X
C11	2,10	0,75	6,90	1,50	0,44	141,98	179,76	0,44	98,69	X
C13	0,90	0,75	0,90	1,00	0,27	86,11	99,86	0,15	38,21	X
C14	1,50	0,75	2,70	1,50	0,31	14,84	17,57	0,46	72,28	✓
C15	3,00	0,75	2,10	1,00	0,31	291,80	345,46	0,36	191,97	X
C16	3,00	0,75	2,40	1,00	0,31	168,31	199,26	0,43	210,72	✓
C17	3,00	0,75	5,40	1,50	0,31	104,67	123,92	0,44	141,89	✓
C18	3,00	0,60	1,80	1,00	0,23	208,32	236,54	0,14	99,82	X
C19	1,20	0,60	2,40	1,50	0,23	96,62	109,71	0,13	26,06	X
C20	0,90	0,60	1,20	1,33	0,23	105,81	120,14	0,02	11,46	X
C21	0,90	0,60	2,40	1,50	0,23	70,11	79,61	0,31	28,90	X
C22	3,00	0,60	5,40	1,50	0,23	214,33	243,36	0,00	23,43	X
C23	1,35	0,70	1,20	1,00	0,39	158,59	195,42	0,32	76,43	X
C24	1,35	0,70	1,20	1,00	0,39	73,67	90,78	0,20	60,88	X
C25	1,35	0,70	2,40	1,50	0,39	132,81	163,66	0,56	66,67	X
C26	1,35	0,70	2,40	1,50	0,39	0,68	0,83	0,28	48,33	✓
C27	1,35	0,70	5,40	1,50	0,39	74,28	91,53	0,50	63,39	X
C28	1,35	0,70	5,40	1,50	0,39	85,89	105,83	0,23	43,96	X
CN1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,23	37,82	42,95	0,06	14,49	X
CN2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,23	53,47	60,71	0,00	7,66	X
CO1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,25	5,07	5,83	0,03	10,68	✓
CO2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,31	42,54	50,36	0,09	16,60	X
CS1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,39	67,81	83,56	0,19	22,80	X
CS2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,39	47,05	57,97	0,15	20,84	X
CE1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,25	47,11	54,17	0,25	26,15	X
CE2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,31	2,19	2,59	0,27	26,95	✓

Tabella A.14: Verifica a taglio nel piano allo SLU per la combinazione di carico + 0,30 E_x + 1,00 E_y

+ 0,30 E _x + 1,00 E _y										
ELEMENTO	GEOMETRIA					PARAMETRI				VERIFICA
	L _i [m]	t [m]	h [m]	b=h/l	X/Le	V _{sd} [KN]	V _{corretto} [KN]	σ [MPa]	V _u [KN]	V _{sd} < V _u
N1	1,80	0,75	6,90	1,50	0,47	7,83	10,02	0,51	91,01	✓
N2	3,00	0,75	6,90	1,50	0,33	32,19	38,47	0,22	101,40	✓
N3	2,70	0,75	6,90	1,50	0,17	57,08	62,85	0,19	85,90	✓
N4	2,40	0,75	6,90	1,50	0,02	17,40	17,64	0,40	107,69	✓
N5	3,00	0,75	6,90	1,50	0,13	24,04	25,88	0,36	128,56	✓
N6	3,60	0,75	6,90	1,50	0,30	43,09	50,91	0,22	121,28	✓
N7	2,10	0,75	6,90	1,50	0,44	26,66	33,64	0,41	95,75	✓
N8	13,50	0,75	11,40	1,00	0,24	280,26	320,34	0,28	773,30	✓
N9	9,00	0,75	11,40	1,27	0,24	299,26	343,11	0,28	404,13	✓
N10	0,90	0,75	11,40	1,50	0,44	13,35	16,90	0,39	39,88	✓
O1	5,10	0,75	6,90	1,35	0,50	702,02	912,63	0,44	265,65	X
O2	1,80	0,80	11,40	1,50	0,50	190,66	247,86	0,29	73,98	X
O3	4,80	0,80	5,70	1,19	0,50	559,20	726,96	0,22	219,51	X
O4	2,10	0,80	11,40	1,50	0,50	202,38	263,09	0,28	85,87	X
O5	3,60	0,75	6,90	1,50	0,50	191,20	248,56	0,13	96,35	X
S1	2,10	0,75	6,90	1,50	0,46	55,63	70,96	0,04	34,51	X
S2	3,30	0,75	6,90	1,50	0,31	20,33	24,09	0,07	69,52	✓
S3	2,10	0,75	6,90	1,50	0,16	21,57	23,60	0,16	61,34	✓
S4	2,40	0,75	6,90	1,50	0,02	1,03	1,04	0,10	58,18	✓
S5	4,50	0,75	6,90	1,50	0,16	102,33	111,97	0,07	92,04	X
S6	2,70	0,75	6,90	1,50	0,34	25,90	31,24	0,13	72,60	✓
S7	1,50	0,75	6,90	1,50	0,47	17,19	22,05	0,00	14,58	X
S8	1,80	0,45	5,10	1,50	0,47	62,97	80,54	0,32	43,93	X
S9	2,70	0,45	5,10	1,50	0,34	88,69	106,94	0,48	79,63	X
S10	13,50	0,75	11,40	1,00	0,26	886,27	1022,30	0,42	936,03	X
S11	0,90	0,75	7,20	1,50	0,01	66,81	67,04	0,84	58,12	X
S12	1,20	0,75	5,10	1,50	0,05	23,97	24,63	0,16	35,29	✓
S13	0,90	0,75	7,20	1,50	0,09	17,88	18,82	0,65	51,27	✓
S14	6,90	0,75	11,40	1,50	0,30	214,29	253,16	0,45	329,60	✓
S15	0,90	0,75	11,40	1,50	0,48	23,25	29,98	0,22	30,53	✓
E1	2,10	0,75	6,90	1,50	0,50	241,82	314,37	0,38	92,21	X
E2	1,80	0,75	8,25	1,50	0,50	228,19	296,65	0,36	77,20	X
E3	1,80	0,95	11,40	1,50	0,50	153,57	199,64	0,25	82,66	X
E4	1,50	0,95	6,60	1,50	0,50	73,81	95,95	0,07	38,41	X
E5	1,50	0,95	6,60	1,50	0,50	145,33	188,93	0,40	85,07	X
E6	1,80	0,95	11,40	1,50	0,50	154,85	201,30	0,22	76,92	X
E7	1,80	0,75	8,25	1,50	0,50	120,74	156,96	0,18	55,88	X
E8	2,10	0,75	6,90	1,50	0,50	104,68	136,09	0,05	38,74	X
I1	2,10	0,75	5,10	1,50	0,01	301,70	303,80	0,20	67,75	X
I2	1,80	0,75	5,10	1,50	0,01	240,52	242,20	0,32	73,05	X

I3	5,10	0,55	5,10	1,00	0,10	768,97	817,25	0,34	232,96	X
I5	1,50	0,55	6,30	1,50	0,29	181,39	213,03	0,29	42,73	X
I6	1,20	0,55	5,10	1,50	0,29	170,44	200,17	0,40	39,62	X
I8	3,30	0,45	6,00	1,50	0,19	339,75	377,68	0,44	93,32	X
C1	1,80	0,75	6,90	1,50	0,01	147,92	148,44	0,54	93,30	X
C2	1,20	0,75	4,80	1,50	0,01	95,13	95,46	0,13	32,25	X
C3	2,10	0,75	6,90	1,50	0,01	142,64	143,14	0,20	68,13	X
C5	0,90	0,75	0,90	1,00	0,01	9,92	9,96	0,20	44,20	✓
C6	1,80	0,75	2,10	1,17	0,01	146,72	147,23	0,15	66,91	X
C7	3,00	0,75	2,40	1,00	0,01	1,72	1,73	0,22	151,84	✓
C8	3,00	0,75	5,40	1,50	0,01	243,47	244,32	0,26	109,65	X
C9	1,80	0,75	4,20	1,50	0,10	181,26	192,64	0,49	88,93	X
C10	1,20	0,75	2,10	1,50	0,10	92,04	97,82	0,13	32,56	X
C11	2,10	0,75	6,90	1,50	0,10	119,91	127,44	0,19	66,65	X
C13	0,90	0,75	0,90	1,00	0,10	87,69	93,20	0,09	31,25	X
C14	1,50	0,75	2,70	1,50	0,10	46,81	49,75	0,10	36,39	X
C15	3,00	0,75	2,10	1,00	0,10	302,28	321,26	0,14	125,84	X
C16	3,00	0,75	2,40	1,00	0,10	82,25	87,42	0,13	119,60	✓
C17	3,00	0,75	5,40	1,50	0,10	153,71	163,36	0,11	75,79	X
C18	3,00	0,60	1,80	1,00	0,05	41,81	42,98	0,43	166,93	✓
C19	1,20	0,60	2,40	1,50	0,01	19,53	19,67	0,98	66,82	✓
C20	0,90	0,60	1,20	1,33	0,05	34,98	36,08	0,34	33,85	X
C21	0,90	0,60	2,40	1,50	0,09	24,57	25,85	0,85	46,65	✓
C22	3,00	0,60	5,40	1,50	0,05	57,71	59,32	0,57	128,33	✓
C23	1,35	0,70	1,20	1,00	0,01	64,13	64,69	0,14	52,19	X
C24	1,35	0,70	1,20	1,00	0,08	47,83	50,08	0,10	46,34	X
C25	1,35	0,70	2,40	1,50	0,01	64,40	64,96	0,32	50,85	X
C26	1,35	0,70	2,40	1,50	0,08	24,31	25,45	0,24	44,59	✓
C27	1,35	0,70	5,40	1,50	0,01	0,27	0,27	0,39	56,04	✓
C28	1,35	0,70	5,40	1,50	0,08	48,97	51,28	0,30	49,90	X
CN1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,01	19,59	19,66	0,33	29,43	✓
CN2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,09	46,70	49,15	0,35	30,24	X
CO1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,01	68,77	69,01	0,10	17,43	X
CO2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,01	86,42	86,72	0,19	23,13	X
CS1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,01	46,14	46,30	0,15	20,61	X
CS2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,09	13,06	13,74	0,14	20,02	✓
CE1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,10	81,16	86,26	0,02	9,79	X
CE2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,10	73,65	78,27	0,09	16,51	X

Tabella A.15: Verifica a taglio nel piano allo SLU per la combinazione di carico - 0,30 E_x + 1,00 E_y

- 0,30 E _x + 1,00 E _y										
ELEMENTO	GEOMETRIA					PARAMETRI				VERIFICA
	L _i [m]	t [m]	h [m]	b=h/l	X/Le	V _{sd} [KN]	V _{corretto} [KN]	σ [MPa]	V _u [KN]	V _{sd} < V _u
N1	1,80	0,75	6,90	1,50	0,47	23,93	30,61	0,44	85,02	✓
N2	3,00	0,75	6,90	1,50	0,33	32,45	38,79	0,21	99,19	✓
N3	2,70	0,75	6,90	1,50	0,17	11,39	12,54	0,19	85,88	✓
N4	2,40	0,75	6,90	1,50	0,02	34,55	35,03	0,42	110,25	✓
N5	3,00	0,75	6,90	1,50	0,13	42,32	45,57	0,34	124,67	✓
N6	3,60	0,75	6,90	1,50	0,30	42,98	50,77	0,22	123,59	✓
N7	2,10	0,75	6,90	1,50	0,44	13,68	17,25	0,47	101,91	✓
N8	13,50	0,75	11,40	1,00	0,24	330,18	377,40	0,28	766,42	✓
N9	9,00	0,75	11,40	1,27	0,24	149,22	171,08	0,30	416,02	✓
N10	0,90	0,75	11,40	1,50	0,44	31,59	40,00	0,37	39,17	✗
O1	5,10	0,75	6,90	1,35	0,50	605,33	786,93	0,37	245,47	✗
O2	1,80	0,80	11,40	1,50	0,50	173,97	226,16	0,24	67,83	✗
O3	4,80	0,80	5,70	1,19	0,50	487,63	633,92	0,20	208,89	✗
O4	2,10	0,80	11,40	1,50	0,50	170,38	221,49	0,22	75,92	✗
O5	3,60	0,75	6,90	1,50	0,50	176,28	229,16	0,06	69,01	✗
S1	2,10	0,75	6,90	1,50	0,46	6,08	7,75	0,01	24,15	✓
S2	3,30	0,75	6,90	1,50	0,31	83,70	99,17	0,08	70,65	✗
S3	2,10	0,75	6,90	1,50	0,16	59,45	65,05	0,15	60,48	✗
S4	2,40	0,75	6,90	1,50	0,02	74,67	75,71	0,08	52,03	✗
S5	4,50	0,75	6,90	1,50	0,16	75,58	82,70	0,07	96,09	✓
S6	2,70	0,75	6,90	1,50	0,34	73,55	88,69	0,14	75,84	✗
S7	1,50	0,75	6,90	1,50	0,47	62,46	80,11	0,05	27,75	✗
S8	1,80	0,45	5,10	1,50	0,47	4,63	5,92	0,30	42,27	✓
S9	2,70	0,45	5,10	1,50	0,34	10,41	12,55	0,46	77,79	✓
S10	13,50	0,75	11,40	1,00	0,26	219,92	253,67	0,40	909,49	✓
S11	0,90	0,75	7,20	1,50	0,01	33,96	34,07	0,73	54,07	✓
S12	1,20	0,75	5,10	1,50	0,05	18,06	18,56	0,19	37,93	✓
S13	0,90	0,75	7,20	1,50	0,09	2,66	2,80	0,74	54,47	✓
S14	6,90	0,75	11,40	1,50	0,30	626,17	739,75	0,49	344,12	✗
S15	0,90	0,75	11,40	1,50	0,48	76,04	98,05	0,18	27,75	✗
E1	2,10	0,75	6,90	1,50	0,50	271,90	353,47	0,44	99,41	✗
E2	1,80	0,75	8,25	1,50	0,50	263,33	342,33	0,42	83,40	✗
E3	1,80	0,95	11,40	1,50	0,50	173,34	225,34	0,29	88,88	✗
E4	1,50	0,95	6,60	1,50	0,50	87,57	113,84	0,06	37,21	✗
E5	1,50	0,95	6,60	1,50	0,50	167,94	218,32	0,44	89,48	✗
E6	1,80	0,95	11,40	1,50	0,50	185,69	241,40	0,26	84,37	✗
E7	1,80	0,75	8,25	1,50	0,50	140,11	182,15	0,24	63,38	✗
E8	2,10	0,75	6,90	1,50	0,50	126,63	164,62	0,11	51,95	✗
I1	2,10	0,75	5,10	1,50	0,01	277,34	279,27	0,22	70,94	✗
I2	1,80	0,75	5,10	1,50	0,01	224,54	226,11	0,33	74,01	✗

I3	5,10	0,55	5,10	1,00	0,10	789,73	839,32	0,32	227,78	X
I5	1,50	0,55	6,30	1,50	0,29	160,77	188,81	0,34	45,83	X
I6	1,20	0,55	5,10	1,50	0,29	152,93	179,60	0,39	38,93	X
I8	3,30	0,45	6,00	1,50	0,19	375,88	417,83	0,46	95,32	X
C1	1,80	0,75	6,90	1,50	0,01	140,80	141,29	0,50	90,26	X
C2	1,20	0,75	4,80	1,50	0,01	940,32	943,60	0,12	30,94	X
C3	2,10	0,75	6,90	1,50	0,01	146,82	147,33	0,16	62,68	X
C5	0,90	0,75	0,90	1,00	0,01	37,08	37,21	0,16	39,56	✓
C6	1,80	0,75	2,10	1,17	0,01	183,71	184,35	0,04	38,50	X
C7	3,00	0,75	2,40	1,00	0,01	74,37	74,63	0,11	111,29	✓
C8	3,00	0,75	5,40	1,50	0,01	155,80	156,35	0,10	71,74	X
C9	1,80	0,75	4,20	1,50	0,10	191,11	203,11	0,51	91,16	X
C10	1,20	0,75	2,10	1,50	0,10	92,83	98,66	0,14	33,81	X
C11	2,10	0,75	6,90	1,50	0,10	113,28	120,39	0,22	71,60	X
C13	0,90	0,75	0,90	1,00	0,10	67,49	71,73	0,12	34,88	X
C14	1,50	0,75	2,70	1,50	0,10	51,72	54,97	0,16	44,64	X
C15	3,00	0,75	2,10	1,00	0,10	240,98	256,11	0,21	150,45	X
C16	3,00	0,75	2,40	1,00	0,10	8,46	8,99	0,24	160,26	✓
C17	3,00	0,75	5,40	1,50	0,10	239,80	254,86	0,27	112,16	X
C18	3,00	0,60	1,80	1,00	0,05	73,86	75,92	0,42	166,19	✓
C19	1,20	0,60	2,40	1,50	0,01	39,97	40,25	0,85	62,22	✓
C20	0,90	0,60	1,20	1,33	0,05	29,07	29,98	0,35	34,21	✓
C21	0,90	0,60	2,40	1,50	0,09	13,32	14,02	0,99	50,42	✓
C22	3,00	0,60	5,40	1,50	0,05	67,94	69,83	0,58	129,07	✓
C23	1,35	0,70	1,20	1,00	0,01	35,23	35,54	0,10	45,26	✓
C24	1,35	0,70	1,20	1,00	0,08	76,41	80,01	0,14	53,17	X
C25	1,35	0,70	2,40	1,50	0,01	22,35	22,55	0,23	43,90	✓
C26	1,35	0,70	2,40	1,50	0,08	63,81	66,82	0,33	51,93	X
C27	1,35	0,70	5,40	1,50	0,01	48,56	48,98	0,31	50,33	✓
C28	1,35	0,70	5,40	1,50	0,08	1,65	1,73	0,39	56,02	✓
CN1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,01	47,09	47,25	0,35	30,33	X
CN2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,09	19,37	20,38	0,33	29,40	✓
CO1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,01	81,06	81,34	0,02	9,50	X
CO2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,01	73,46	73,71	0,08	16,16	X
CS1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,01	11,81	11,85	0,14	20,09	✓
CS2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,09	47,92	50,43	0,15	20,77	X
CE1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,10	68,18	72,46	0,10	17,41	X
CE2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,10	87,65	93,15	0,20	23,32	X

Tabella A.16: Verifica a taglio nel piano allo SLU per la combinazione di carico + 0,30 E_x - 1,00 E_y

+ 0,30 E _x - 1,00 E _y										
ELEMENTO	GEOMETRIA					PARAMETRI				VERIFICA
	L _i [m]	t [m]	h [m]	b=h/l	X/Le	V _{sd} [KN]	V _{corretto} [KN]	σ [MPa]	V _u [KN]	V _{sd} < V _u
N1	1,80	0,75	6,90	1,50	0,47	57,04	72,96	0,05	33,88	X
N2	3,00	0,75	6,90	1,50	0,33	53,67	64,15	0,17	90,15	✓
N3	2,70	0,75	6,90	1,50	0,17	5,51	6,06	0,17	82,48	✓
N4	2,40	0,75	6,90	1,50	0,02	14,17	14,37	0,04	40,49	✓
N5	3,00	0,75	6,90	1,50	0,13	77,62	83,58	0,09	67,54	X
N6	3,60	0,75	6,90	1,50	0,30	8,96	10,58	0,16	104,90	✓
N7	2,10	0,75	6,90	1,50	0,44	34,07	42,98	0,02	29,33	X
N8	13,50	0,75	11,40	1,00	0,24	554,10	633,35	0,37	875,15	✓
N9	9,00	0,75	11,40	1,27	0,24	10,92	12,51	0,39	474,56	✓
N10	0,90	0,75	11,40	1,50	0,44	11,61	14,71	0,22	30,34	✓
O1	5,10	0,75	6,90	1,35	0,50	240,45	312,59	0,17	172,84	X
O2	1,80	0,80	11,40	1,50	0,50	157,24	204,41	0,27	71,36	X
O3	4,80	0,80	5,70	1,19	0,50	465,90	605,67	0,22	221,29	X
O4	2,10	0,80	11,40	1,50	0,50	190,07	247,09	0,29	86,10	X
O5	3,60	0,75	6,90	1,50	0,50	412,09	535,72	0,44	169,17	X
S1	2,10	0,75	6,90	1,50	0,46	46,21	58,94	0,46	101,01	✓
S2	3,30	0,75	6,90	1,50	0,31	119,90	142,07	0,33	134,74	X
S3	2,10	0,75	6,90	1,50	0,16	83,24	91,08	0,24	74,52	X
S4	2,40	0,75	6,90	1,50	0,02	43,11	43,71	0,55	126,23	✓
S5	4,50	0,75	6,90	1,50	0,16	28,28	30,94	0,47	219,05	✓
S6	2,70	0,75	6,90	1,50	0,34	16,38	19,76	0,23	94,35	✓
S7	1,50	0,75	6,90	1,50	0,47	20,75	26,61	0,43	70,06	✓
S8	1,80	0,45	5,10	1,50	0,47	44,21	56,55	0,46	51,92	X
S9	2,70	0,45	5,10	1,50	0,34	51,52	62,12	0,37	70,64	✓
S10	13,50	0,75	11,40	1,00	0,26	373,61	430,95	0,27	755,17	✓
S11	0,90	0,75	7,20	1,50	0,01	24,95	25,03	0,26	33,04	✓
S12	1,20	0,75	5,10	1,50	0,05	23,13	23,78	0,07	24,59	✓
S13	0,90	0,75	7,20	1,50	0,09	27,39	28,82	0,12	23,36	X
S14	6,90	0,75	11,40	1,50	0,30	218,08	257,64	0,28	261,31	✓
S15	0,90	0,75	11,40	1,50	0,48	15,91	20,51	0,39	40,24	✓
E1	2,10	0,75	6,90	1,50	0,50	129,93	168,91	0,05	39,07	X
E2	1,80	0,75	8,25	1,50	0,50	144,65	188,05	0,17	53,92	X
E3	1,80	0,95	11,40	1,50	0,50	170,13	221,17	0,20	74,68	X
E4	1,50	0,95	6,60	1,50	0,50	156,06	202,88	0,41	86,25	X
E5	1,50	0,95	6,60	1,50	0,50	82,42	107,15	0,06	36,12	X
E6	1,80	0,95	11,40	1,50	0,50	165,19	214,75	0,25	81,78	X
E7	1,80	0,75	8,25	1,50	0,50	241,37	313,79	0,36	77,03	X
E8	2,10	0,75	6,90	1,50	0,50	253,52	329,58	0,37	91,24	X
I1	2,10	0,75	5,10	1,50	0,01	183,68	184,96	0,23	73,54	X
I2	1,80	0,75	5,10	1,50	0,01	151,91	152,97	0,31	71,66	X

I3	5,10	0,55	5,10	1,00	0,10	538,96	572,80	0,35	236,14	X
I5	1,50	0,55	6,30	1,50	0,29	205,34	241,15	0,36	47,41	X
I6	1,20	0,55	5,10	1,50	0,29	195,20	229,25	0,09	19,92	X
I8	3,30	0,45	6,00	1,50	0,19	520,27	578,35	0,42	90,89	X
C1	1,80	0,75	6,90	1,50	0,01	168,47	169,05	0,45	85,86	X
C2	1,20	0,75	4,80	1,50	0,01	129,42	129,87	0,10	29,02	X
C3	2,10	0,75	6,90	1,50	0,01	286,04	287,03	0,54	109,14	X
C5	0,90	0,75	0,90	1,00	0,01	100,89	101,24	0,02	19,70	X
C6	1,80	0,75	2,10	1,17	0,01	371,94	373,24	0,64	131,08	X
C7	3,00	0,75	2,40	1,00	0,01	104,28	104,64	0,33	183,85	✓
C8	3,00	0,75	5,40	1,50	0,01	128,03	128,48	0,26	111,06	X
C9	1,80	0,75	4,20	1,50	0,10	203,99	216,79	0,37	78,05	X
C10	1,20	0,75	2,10	1,50	0,10	123,60	131,36	0,07	25,04	X
C11	2,10	0,75	6,90	1,50	0,10	260,89	277,27	0,46	101,53	X
C13	0,90	0,75	0,90	1,00	0,10	112,36	119,41	0,09	30,33	X
C14	1,50	0,75	2,70	1,50	0,10	64,41	68,45	0,45	71,39	✓
C15	3,00	0,75	2,10	1,00	0,10	407,35	432,93	0,24	159,70	X
C16	3,00	0,75	2,40	1,00	0,10	57,24	60,83	0,21	150,59	✓
C17	3,00	0,75	5,40	1,50	0,10	208,71	221,81	0,10	71,40	X
C18	3,00	0,60	1,80	1,00	0,05	42,59	43,77	0,00	35,85	X
C19	1,20	0,60	2,40	1,50	0,01	39,16	39,44	0,29	37,11	X
C20	0,90	0,60	1,20	1,33	0,05	31,90	32,90	0,18	24,86	X
C21	0,90	0,60	2,40	1,50	0,09	5,20	5,47	0,46	34,69	✓
C22	3,00	0,60	5,40	1,50	0,05	58,03	59,64	0,33	98,68	✓
C23	1,35	0,70	1,20	1,00	0,01	182,18	183,77	0,43	88,56	X
C24	1,35	0,70	1,20	1,00	0,08	234,38	245,41	0,49	93,61	X
C25	1,35	0,70	2,40	1,50	0,01	98,83	99,70	0,75	76,65	X
C26	1,35	0,70	2,40	1,50	0,08	145,80	152,67	0,87	82,86	X
C27	1,35	0,70	5,40	1,50	0,01	46,86	47,26	0,72	75,44	✓
C28	1,35	0,70	5,40	1,50	0,08	0,75	0,79	0,80	79,46	✓
CN1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,01	44,01	44,17	0,15	20,47	X
CN2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,09	16,30	17,15	0,13	19,07	✓
CO1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,01	85,79	86,09	0,19	22,84	X
CO2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,01	68,78	69,02	0,12	18,71	X
CS1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,01	14,72	14,77	0,34	30,10	✓
CS2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,09	50,87	53,53	0,35	30,55	X
CE1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,10	72,89	77,47	0,10	17,58	X
CE2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,10	82,96	88,17	0,01	8,19	X

Tabella A.17: Verifica a taglio nel piano allo SLU per la combinazione di carico - 0,30 Ex - 1,00 Ey

- 0,30 Ex - 1,00 Ey										
ELEMENTO	GEOMETRIA					PARAMETRI				VERIFICA
	Li [m]	t [m]	h [m]	b=h/l	X/Le	V _{sd} [KN]	V _{corretto} [KN]	σ [MPa]	V _u [KN]	V _{sd} < V _u
N1	1,80	0,75	6,90	1,50	0,47	25,28	32,33	0,01	22,67	X
N2	3,00	0,75	6,90	1,50	0,33	10,96	13,10	0,16	87,66	✓
N3	2,70	0,75	6,90	1,50	0,17	62,97	69,34	0,17	82,46	✓
N4	2,40	0,75	6,90	1,50	0,02	66,13	67,06	0,06	46,87	X
N5	3,00	0,75	6,90	1,50	0,13	11,27	12,13	0,06	59,80	✓
N6	3,60	0,75	6,90	1,50	0,30	77,11	91,10	0,17	107,57	✓
N7	2,10	0,75	6,90	1,50	0,44	74,41	93,88	0,08	45,59	X
N8	13,50	0,75	11,40	1,00	0,24	56,35	64,41	0,36	869,08	✓
N9	9,00	0,75	11,40	1,27	0,24	459,39	526,70	0,41	484,73	X
N10	0,90	0,75	11,40	1,50	0,44	56,56	71,62	0,20	29,39	X
O1	5,10	0,75	6,90	1,35	0,50	337,14	438,28	0,11	139,86	X
O2	1,80	0,80	11,40	1,50	0,50	173,92	226,10	0,22	64,96	X
O3	4,80	0,80	5,70	1,19	0,50	537,47	698,71	0,20	210,76	X
O4	2,10	0,80	11,40	1,50	0,50	222,07	288,69	0,22	76,18	X
O5	3,60	0,75	6,90	1,50	0,50	427,01	555,11	0,37	155,23	X
S1	2,10	0,75	6,90	1,50	0,46	15,49	19,76	0,41	96,21	✓
S2	3,30	0,75	6,90	1,50	0,31	15,86	18,79	0,33	135,33	✓
S3	2,10	0,75	6,90	1,50	0,16	2,21	2,42	0,24	73,81	✓
S4	2,40	0,75	6,90	1,50	0,02	30,53	30,96	0,53	123,52	✓
S5	4,50	0,75	6,90	1,50	0,16	149,63	163,72	0,48	220,78	✓
S6	2,70	0,75	6,90	1,50	0,34	83,07	100,17	0,25	96,87	X
S7	1,50	0,75	6,90	1,50	0,47	24,51	31,44	0,48	73,96	✓
S8	1,80	0,45	5,10	1,50	0,47	14,13	18,07	0,43	50,52	✓
S9	2,70	0,45	5,10	1,50	0,34	47,58	57,37	0,35	68,56	✓
S10	13,50	0,75	11,40	1,00	0,26	292,75	337,68	0,24	722,01	✓
S11	0,90	0,75	7,20	1,50	0,01	7,91	7,93	0,14	25,24	✓
S12	1,20	0,75	5,10	1,50	0,05	18,89	19,42	0,10	28,25	✓
S13	0,90	0,75	7,20	1,50	0,09	12,18	12,81	0,21	29,73	✓
S14	6,90	0,75	11,40	1,50	0,30	193,79	228,94	0,32	279,40	✓
S15	0,90	0,75	11,40	1,50	0,48	36,88	47,56	0,35	38,18	X
E1	2,10	0,75	6,90	1,50	0,50	99,85	129,81	0,12	53,91	X
E2	1,80	0,75	8,25	1,50	0,50	109,51	142,37	0,23	62,47	X
E3	1,80	0,95	11,40	1,50	0,50	150,35	195,46	0,24	81,51	X
E4	1,50	0,95	6,60	1,50	0,50	142,30	184,99	0,40	85,72	X
E5	1,50	0,95	6,60	1,50	0,50	59,81	77,75	0,10	45,55	X
E6	1,80	0,95	11,40	1,50	0,50	134,35	174,65	0,29	88,82	X
E7	1,80	0,75	8,25	1,50	0,50	222,00	288,60	0,42	82,63	X
E8	2,10	0,75	6,90	1,50	0,50	229,58	298,45	0,43	97,58	X
I1	2,10	0,75	5,10	1,50	0,01	208,04	209,49	0,25	76,49	X
I2	1,80	0,75	5,10	1,50	0,01	167,89	169,06	0,32	72,63	X

I3	5,10	0,55	5,10	1,00	0,10	518,20	550,73	0,33	231,03	X
I5	1,50	0,55	6,30	1,50	0,29	225,95	265,36	0,41	50,22	X
I6	1,20	0,55	5,10	1,50	0,29	212,71	249,81	0,07	18,51	X
I8	3,30	0,45	6,00	1,50	0,19	484,15	538,19	0,44	92,95	X
C1	1,80	0,75	6,90	1,50	0,01	175,59	176,20	0,42	82,55	X
C2	1,20	0,75	4,80	1,50	0,01	130,52	130,97	0,09	27,57	X
C3	2,10	0,75	6,90	1,50	0,01	281,85	282,83	0,51	105,82	X
C5	0,90	0,75	0,90	1,00	0,01	73,73	73,98	0,02	18,50	X
C6	1,80	0,75	2,10	1,17	0,01	334,95	336,12	0,53	119,11	X
C7	3,00	0,75	2,40	1,00	0,01	31,63	31,74	0,22	152,09	✓
C8	3,00	0,75	5,40	1,50	0,01	215,70	216,45	0,11	73,87	X
C9	1,80	0,75	4,20	1,50	0,10	194,13	206,32	0,39	80,58	X
C10	1,20	0,75	2,10	1,50	0,10	122,81	130,52	0,08	26,65	X
C11	2,10	0,75	6,90	1,50	0,10	267,52	284,32	0,50	104,85	X
C13	0,90	0,75	0,90	1,00	0,10	132,56	140,88	0,11	34,06	X
C14	1,50	0,75	2,70	1,50	0,10	59,50	63,23	0,51	75,93	✓
C15	3,00	0,75	2,10	1,00	0,10	468,65	498,08	0,31	179,73	X
C16	3,00	0,75	2,40	1,00	0,10	131,04	139,26	0,33	184,55	✓
C17	3,00	0,75	5,40	1,50	0,10	122,62	130,31	0,25	109,24	X
C18	3,00	0,60	1,80	1,00	0,05	73,09	75,13	0,01	39,11	X
C19	1,20	0,60	2,40	1,50	0,01	20,33	20,48	0,42	44,40	✓
C20	0,90	0,60	1,20	1,33	0,05	32,16	33,16	0,17	24,37	X
C21	0,90	0,60	2,40	1,50	0,09	32,69	34,40	0,31	28,94	X
C22	3,00	0,60	5,40	1,50	0,05	67,62	69,51	0,32	97,71	✓
C23	1,35	0,70	1,20	1,00	0,01	211,08	212,92	0,47	92,29	X
C24	1,35	0,70	1,20	1,00	0,08	205,79	215,48	0,45	89,91	X
C25	1,35	0,70	2,40	1,50	0,01	140,89	142,11	0,83	80,83	X
C26	1,35	0,70	2,40	1,50	0,08	106,30	111,30	0,78	78,47	X
C27	1,35	0,70	5,40	1,50	0,01	1,44	1,45	0,80	79,36	✓
C28	1,35	0,70	5,40	1,50	0,08	48,08	50,34	0,72	75,28	✓
CN1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,01	16,52	16,58	0,13	19,12	✓
CN2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,09	43,63	45,91	0,15	20,34	X
CO1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,01	73,50	73,76	0,10	17,56	X
CO2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,01	81,74	82,02	0,01	8,73	X
CS1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,01	49,06	49,23	0,35	30,45	X
CS2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,09	16,00	16,84	0,34	30,05	✓
CE1	0,90	0,60	2,70	1,50	0,10	85,88	91,27	0,19	22,72	X
CE2	0,90	0,60	2,70	1,50	0,10	68,96	73,29	0,12	18,39	X

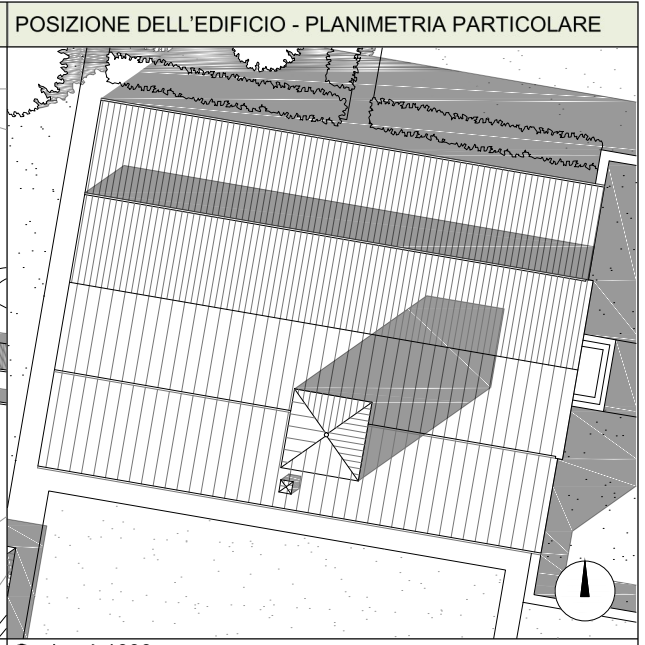
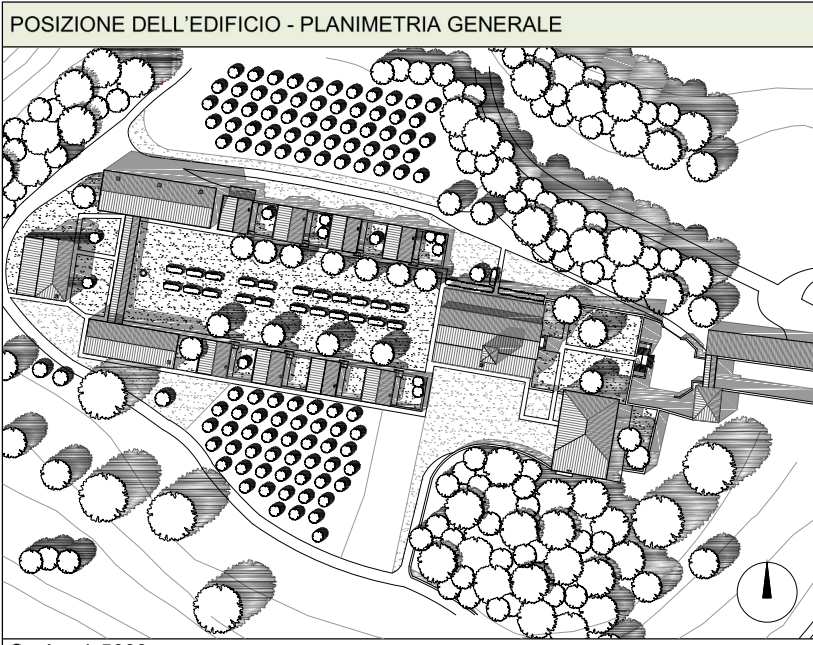
Allegato 4

Scheda di 1° livello per il rilievo della tipologia e della qualità della muratura

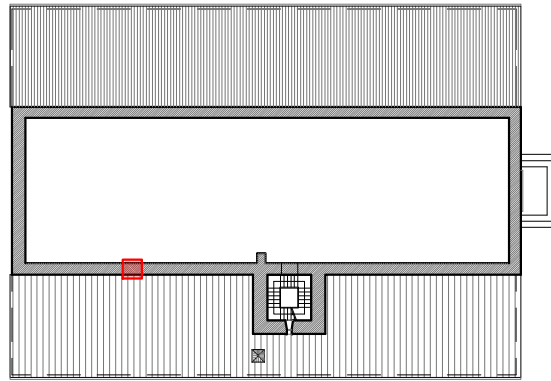
SCHEDA DI 1° LIVELLO PER IL RILIEVO DELLA TIPOLOGIA E DELLA QUALITÀ DELLA MURATURA

Parte prima

1. UBICAZIONE / IDENTIFICAZIONE		<i>Spazio riservato</i> _____	
Regione	Codici ISTAT 0 5	Aggregato n° _____	N° Paramenti 0 1
Provincia	0 2 3	Edificio n° _____	N° Sezioni 0 0
Comune	0 0 6	Data 0 1 / 0 4 / 1 5	
Fraz./Loc.	Monte San Giorgio	DATI CATASTALI Foglio _____ Allegato _____	
Indirizzo	Strada vicinale della Costa - SP32	Particelle _____ _____ _____ _____ _____ _____ _____ _____	
N° Civico	_____ _____ _____ _____	Coordinate geografiche (ED50 – UTM 32-33)	
Sezione Censuaria	_____ _____ _____	E _____ _____ _____ _____ _____ _____ _____ _____ _____	Fuso _____
Denominazione	Chiesa dell'Eremo dei Camaldolesi presso la Rocca di Garda	N _____ _____ _____ _____ _____ _____ _____ _____ _____	
		Epoca di costruzione	<input type="checkbox"/> <1919 <input type="checkbox"/> '19+'45 <input type="checkbox"/> '46+'61 <input type="checkbox"/> '61+'71 <input type="checkbox"/> '72+'81 <input type="checkbox"/> '82+'91 <input type="checkbox"/> '92+'01 <input checked="" type="checkbox"/> 1664



POSIZIONE DEL CAMPIONE DI MUARTURA NELLA PIANTA DELL'EDIFICIO



POSIZIONE DEL CAMPIONE DI MURATURA SUL PROSPETTO DELLA PARETE

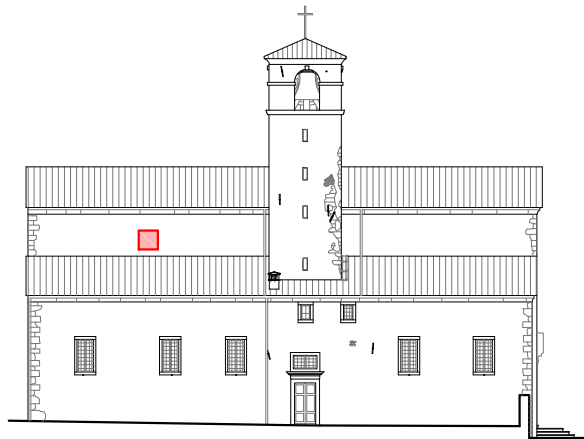


FOTO LOCALIZZAZIONE CAMPIONE CD2



FOTO LOCALIZZAZIONE CAMPIONE CD2



2. TESSITURA DEL PARAMENTO

Parte seconda

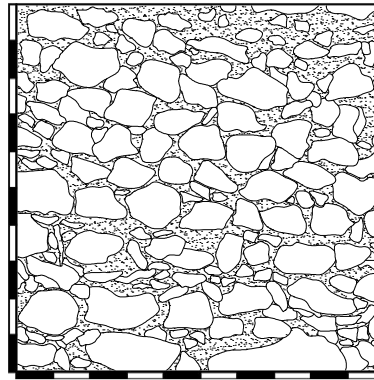








Foto e disegni scala 1:20

Legenda:

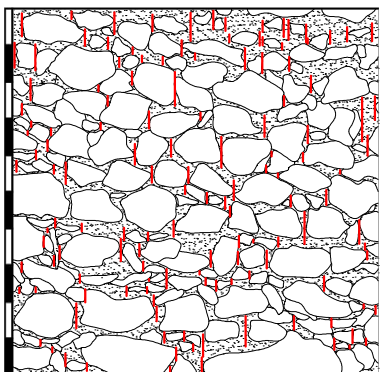
-  Pietre
-  Vuoti
-  Mattoni
-  Intonaco
-  Malta
-  Vegetazione

2.1 RUOLO STRUTTURALE 2.2 TIPOLOGIA 2.6 APPARECCHIATURA / ORIZZONTALITÀ DEI FILARI

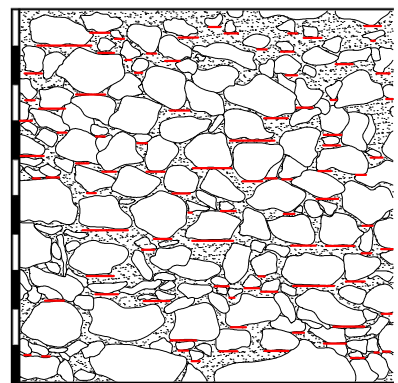
- Muratura d'ambito
 Muratura di spina
 Pilastro
 Tamponamento
 Muratura interna
- Pietra Altro
 Mattoni Altro
 Blocchi di tufo
 Blocchi di cls
 Mista

- 2.3 RICORSI**
 Assenti
 Presenti ogni m. |_|.|_|
- In elementi più grandi
 In mattoni
 In cls
- 2.4 ORIZZONT./ LISTATURE**
 Assenti
 Presenti ogni m. |0|.|80|
- 2.5 ZEPPE**
 Assenti In pietra In cotto

2.7 SFALSAMENTO DEI GIUNTI VERTICALI

- Non rispettato (S.G. NR)
 Parzialmente rispettato (S.G. PR)
 Rispettato (S.G. R)
- 

2.6 APPARECCHIATURA / ORIZZONTALITÀ DEI FILARI

- Irregolare (Orizzontamenti NR)
 A corsi sub-orizzontali (Orizzontamenti PR)
 A corsi orizzontali (Orizzontamenti R)
- 

OSSERVAZIONI

3. CARATTERIZZAZIONE MATERIALI DEL PARAMENTO

3.1 ELEMENTI LAPIDEI

- 3.1.1 Tipo di Elemento**
 Arenaria Calcare
 Travertino Tufo
 Mattoni cotti Mattoni crudi
 Altro _____
- 3.1.2 Provenienza**
 Scavo locale
 Greto del fiume
 Cava
- 3.1.3 Lavorazione**
 Assente
 Appena sbozzata
 Spigoli finiti e faccia vista non lavorata
- 3.1.4 Stato di conservazione**
 Buono
 Mediocre
 Cattivo
 Pessimo
- 3.1.5 Regolarità (forma) degli elementi**
 Non rispettato (R.EL. NR)
 Parzialmente rispettato (R.EL. PR)
 Rispettato (R.EL. R)
- 3.1.6 Dimensioni degli elementi**
 Non rispettato (D.EL) < 15 cm
 Parzialmente rispettato (D.EL) 15 cm ÷ 25 cm
 Rispettato (D.EL) > 25 cm

3.2 MALTA

- 3.2.1 Funzione**
 Allettamento Stilatura
 Riempimento
- 3.2.2 Consistenza**
 Incoerente Friabile
 Compatta Tenace
- 3.2.3 Colore malta** _____ grigio _____
- 3.2.5 Tipo di aggregato**
 Sabbia Ghiaietto
 Ghiaia
- 3.2.6 Forma dell'aggregato**
 Arrotondata
 Spigolosa
- 3.2.4 Colore aggr.** _____ grigio _____
- 3.2.7 Qualità della malta (Stato di conservazione) (Aderenza)**
 Non rispettato (MA. NR)
 Parzialmente rispettato (MA. PR)
 Rispettato (MA. R)

DESCRIZIONE DETTAGLIA E COMPLESSIVA DELLA TIPOLOGIA MURARIA CON OSSERVAZIONI QUALITATIVE

Parte Terza

L'analisi è stata effettuata su una delle murature del sottotetto, nello specifico quello della navata principale. Accedendo nel sottotetto delle cappelle laterali, è stato possibile notare come la tipologia di muratura risulti uguale per tutto l'edificio, ad eccezioni degli angoli della chiesa e del campanile che presentano conci regolari di maggior dimensione al fine di garantire un miglior ammassamento delle pareti ortogonali. Non è stato possibile inoltre osservare la sezione della muratura in quanto non sono stati eseguiti scassi che, in tale struttura, potevano andare ad inficiare la stabilità del paramento murario. Ciò conduce alla formulazione di un giudizio incompleto per quanto riguarda l'indice della qualità muraria in quanto non si è potuto determinare alcuni parametri quali, ad esempio, il numero di paramenti o la presenza di vuoti.

Al fine di formulare un giudizio qualitativo sulla base delle informazioni a disposizione verranno quindi valutati i parametri di cui non si conosce la corrispondenza con la regola dell'arte con il minimo dei valori previsti.

AZIONI VERTICALI: 0,75 categoria C
 AZIONI ORIZZONTALI: 0,75 categoria C
 AZIONI ORIZZONTALI COMPLANARI: 0,9 categoria C

ATTRIBUZIONE DI UNA DELLE TIPOLOGIE MURARIE

Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno

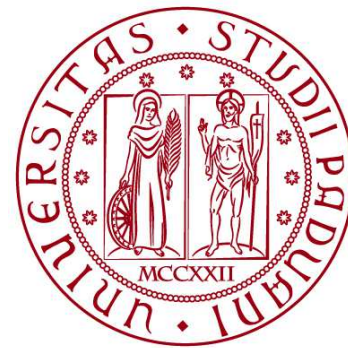
Definizione contenuta nell'ordinanza 3274/2005, nella tabella 11.D.1 e in tabella C8B.1 della NTC 14.01.08).	Proposta di modifica della definizione di tipologia (RELUIS)	Esempi di tessiture murarie	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	Muratura in pietrame (ciottoli, pietre erratiche, ecc.), disordinata per forma, dimensione e tipo di materiale degli elementi. Muratura a lisca pesce		
Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	Muratura a conci sbazzati, di dimensioni variabili e con prevalenza di filari orizzontali		
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	Muratura in pietre a spacco (anche di forma irregolare) con buona tessitura (pietre ben ammassate)		
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	Muratura a blocchi squadri di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)		
Muratura a blocchi lapidei squadri	Muratura a blocchi squadri di pietra non tenera		
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	Nessuna modifica		

Tabella C8B.1 (bozza di istruzioni per la compilazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni NTC del 14.01.08).

Tipologia di muratura	f_m	t_g	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadri	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,9 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura ≤ 45%)	400 600	30,0 40,0	2600 3400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura ≤ 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura ≤ 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE
Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering

Corso di Laurea Magistrale a Ciclo Unico in
Ingegneria Edile - Architettura



Tavole allegate alla Tesi di Laurea

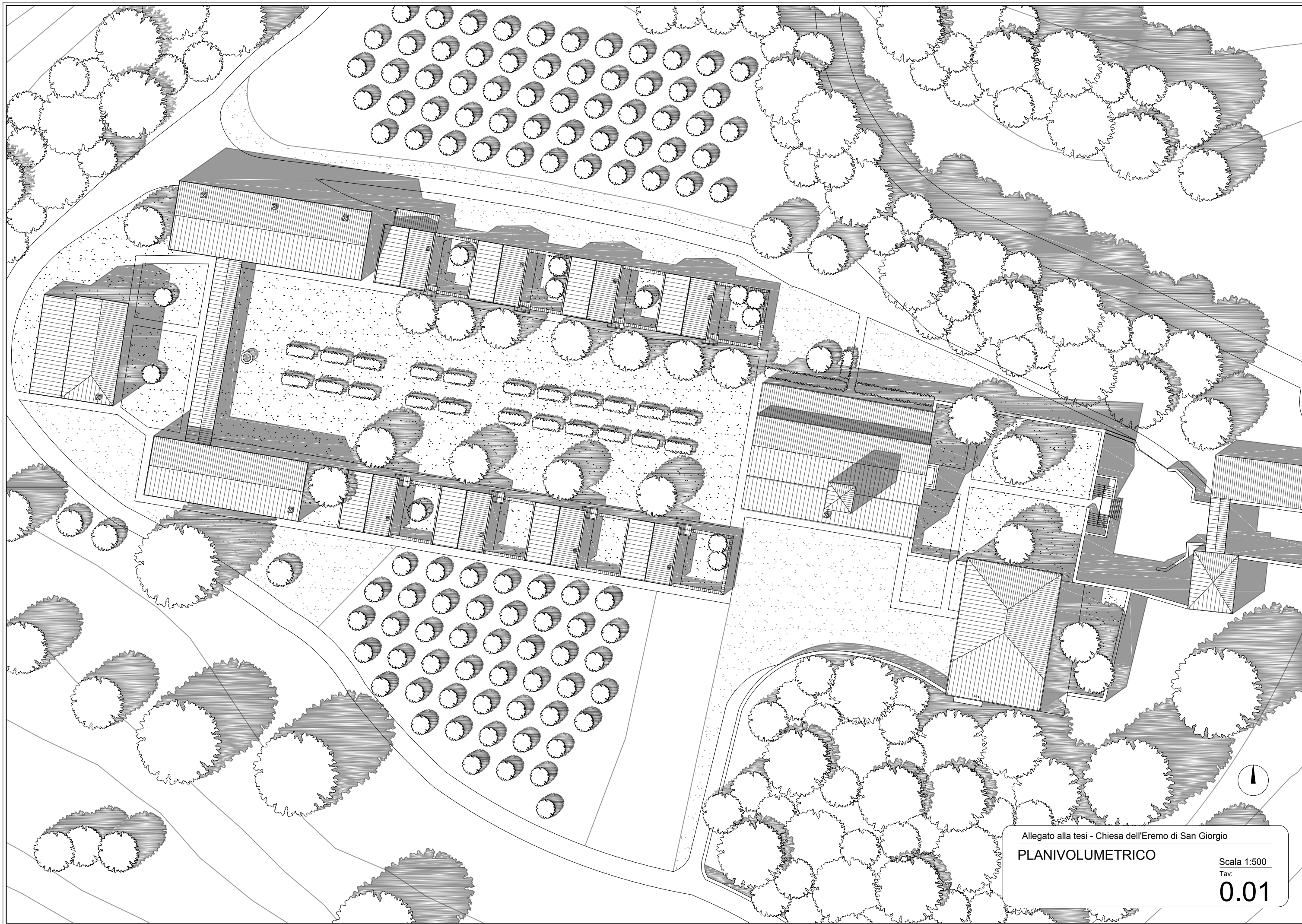
**AGGIORNAMENTO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA E MODELLAZIONE STRUTTURALE
DELLA CHIESA DELL'EREMO CAMALDOLESE DI SAN GIORGIO A BARDOLINO (VR)**

Relatore:
Chiar.ma Prof.ssa Ing. MARIA ROSA VALLUZZI

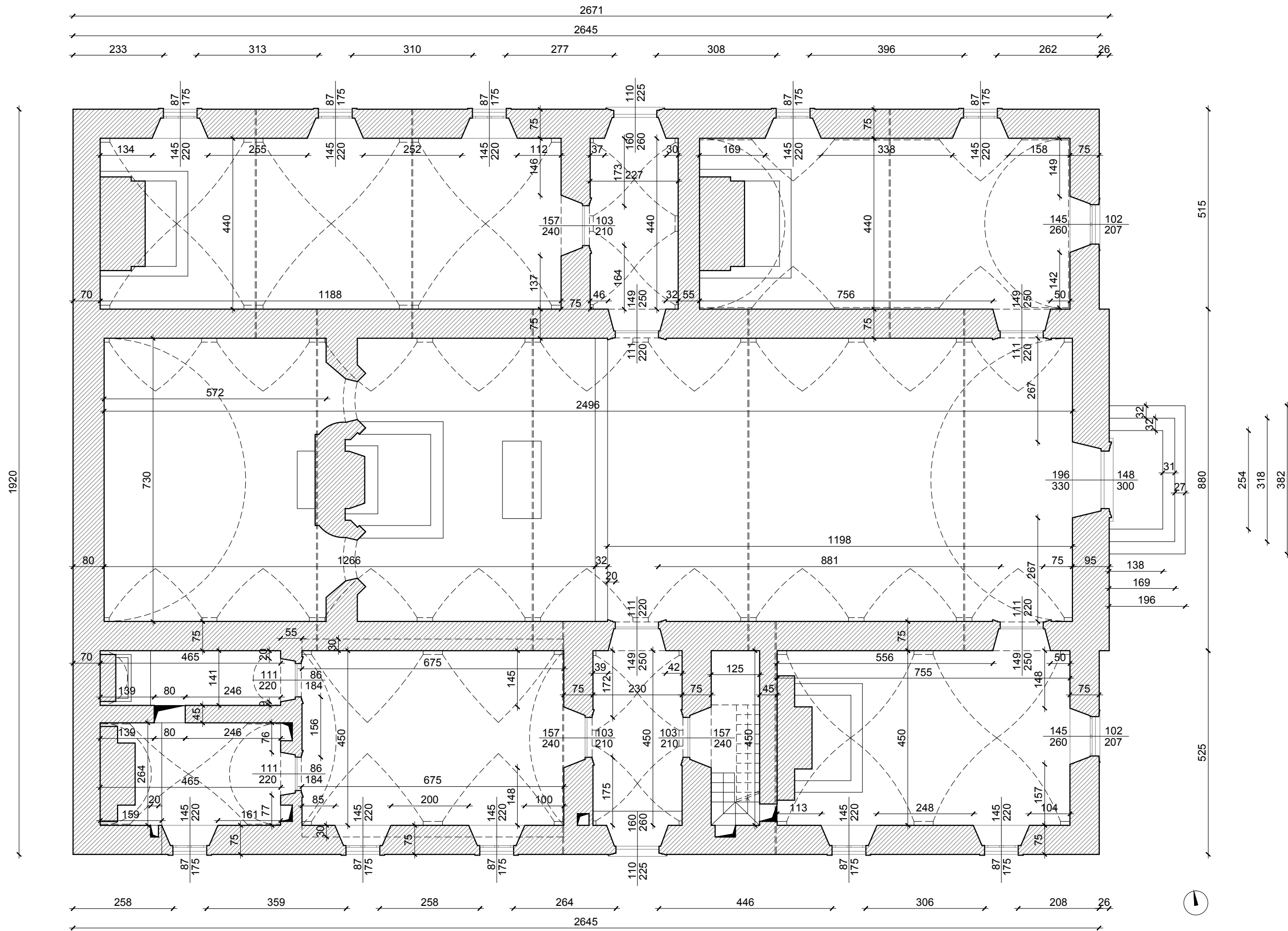
Correlatori:
Chiar.mo Prof. Ing. CLAUDIO MODENA
Ing. ELVIS CESCATTI

Laureanda: ANNA ALBERTINI
594098

ANNO ACCADEMICO 2016-2017



Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio
PLANIVOLUMETRICO
Scala 1:500
Tav.
0.01

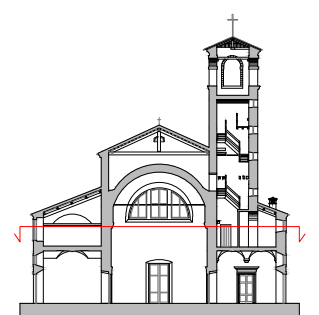
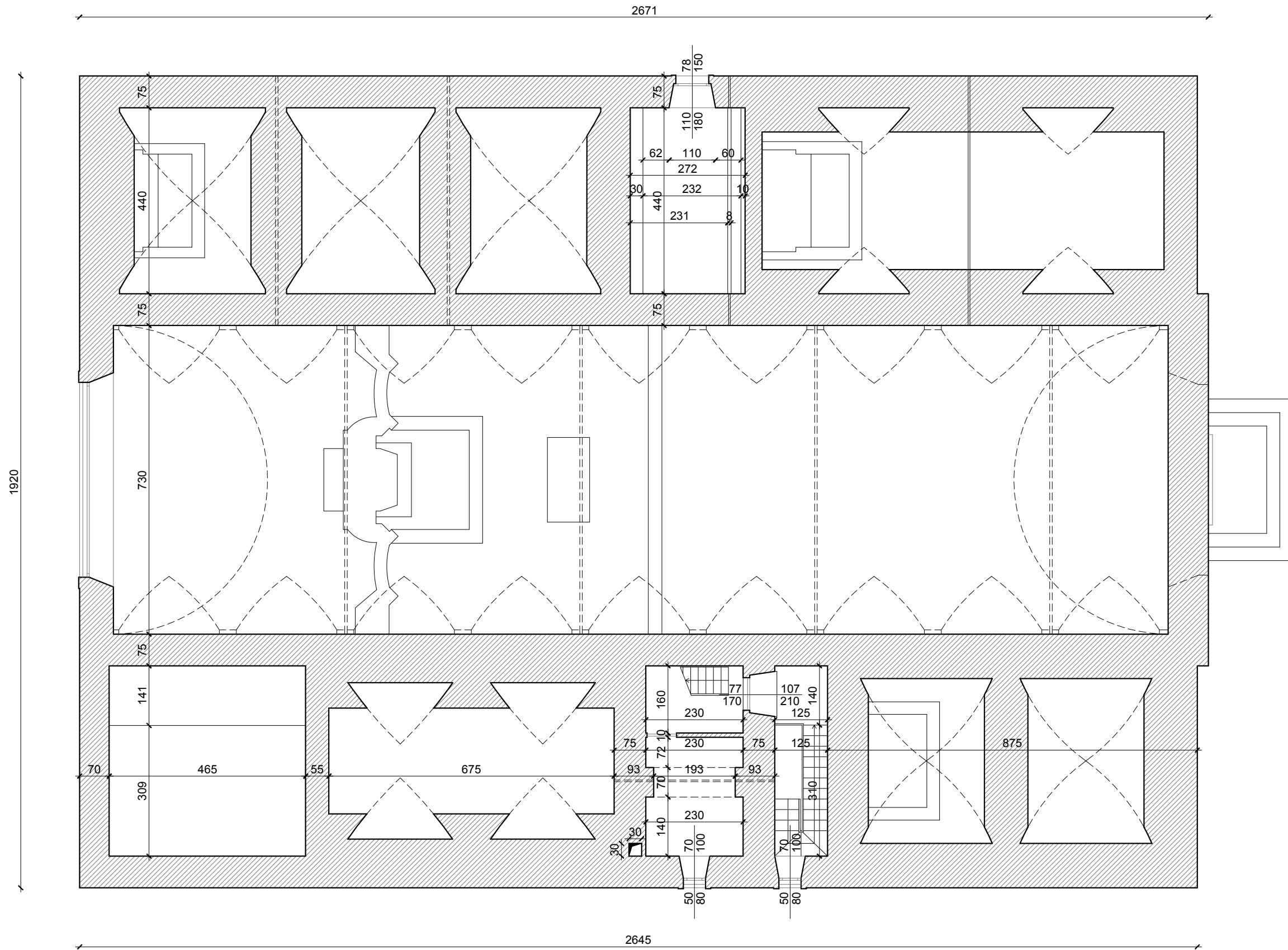


Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

RILIEVO GEOMETRICO

Pianta piano terra

Scala 1:100
Tav. **1.01**

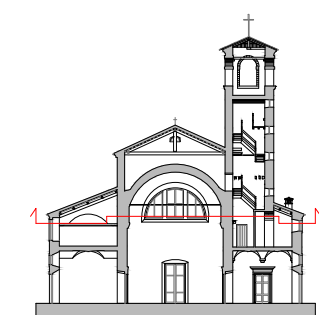
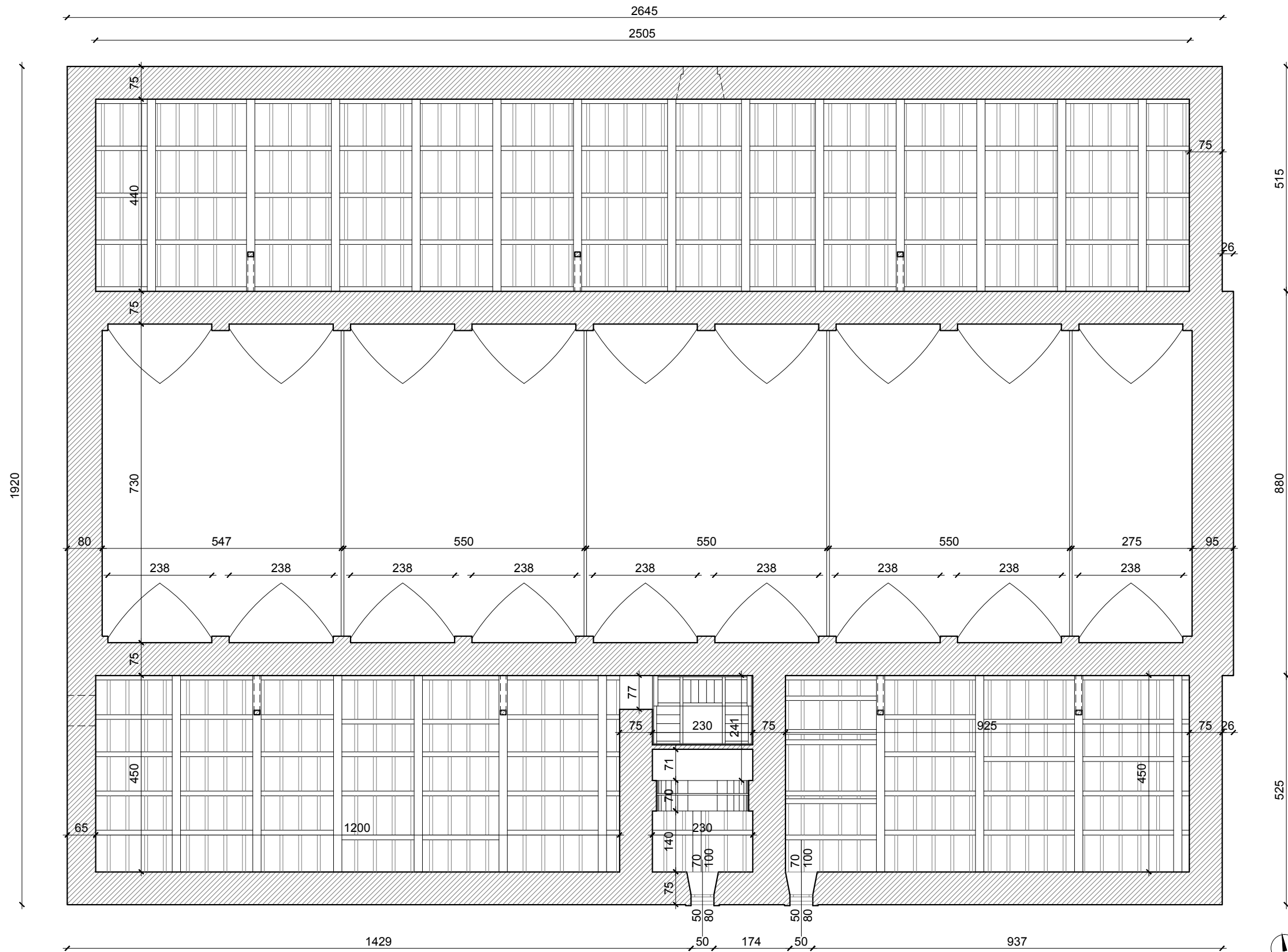


Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

RILIEVO GEOMETRICO

Pianta a +6,00 m

Scala 1:100
Tav. **1.02**

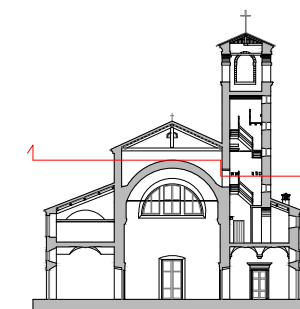
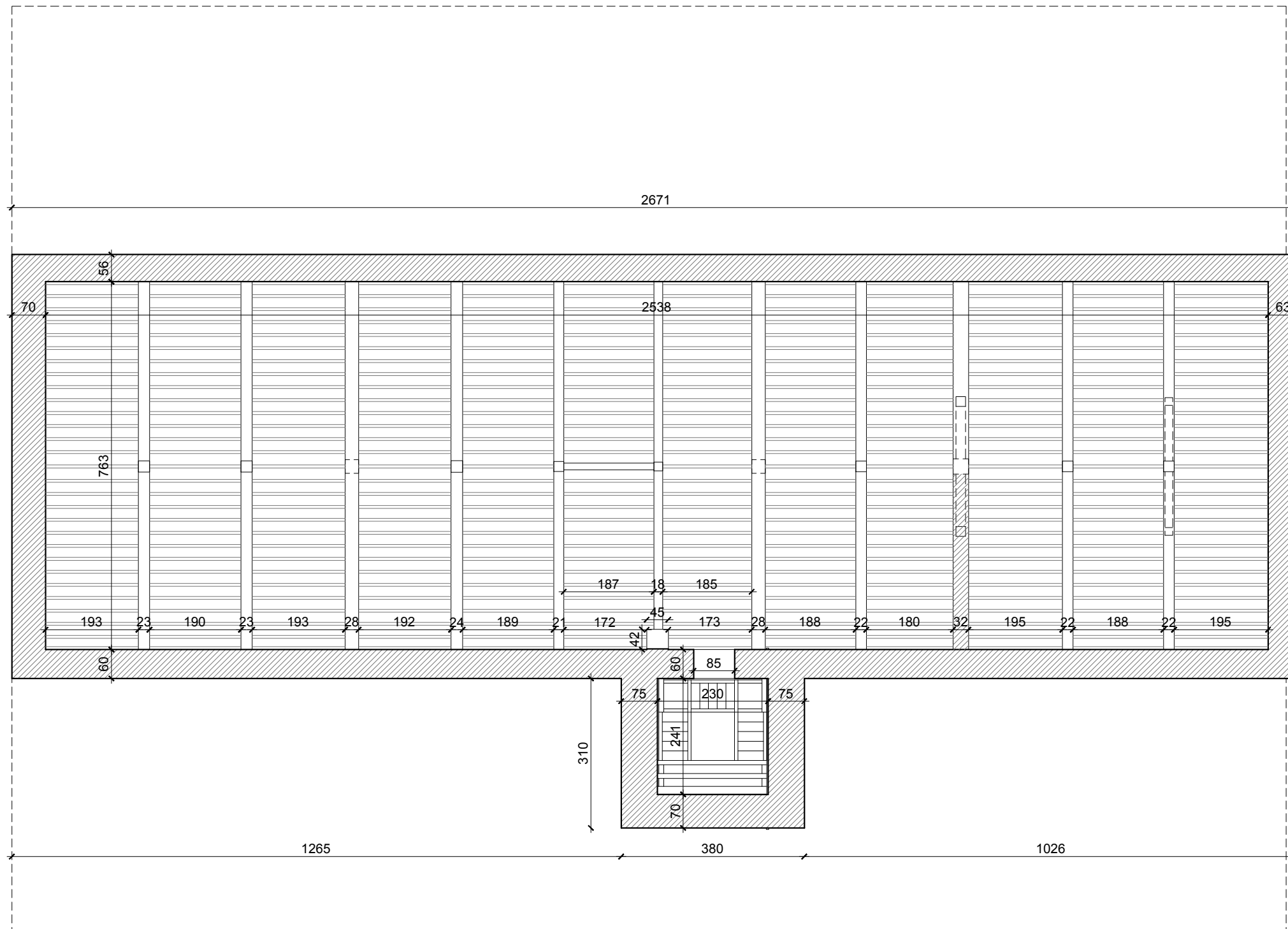


Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

RILIEVO GEOMETRICO

Pianta coperture a +6,90 m

Scala 1:100
Tav. **1.03**



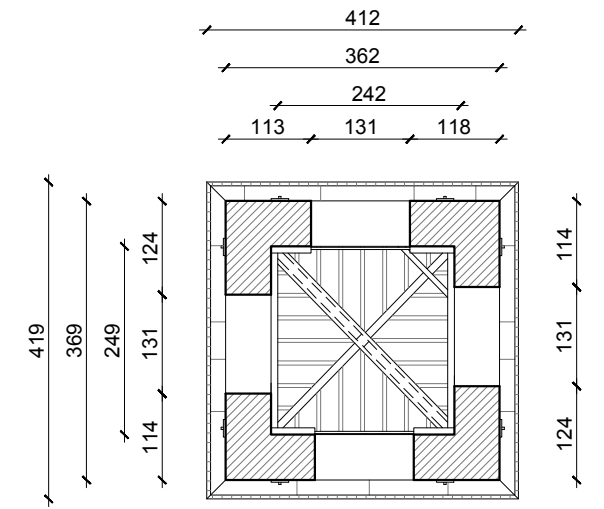
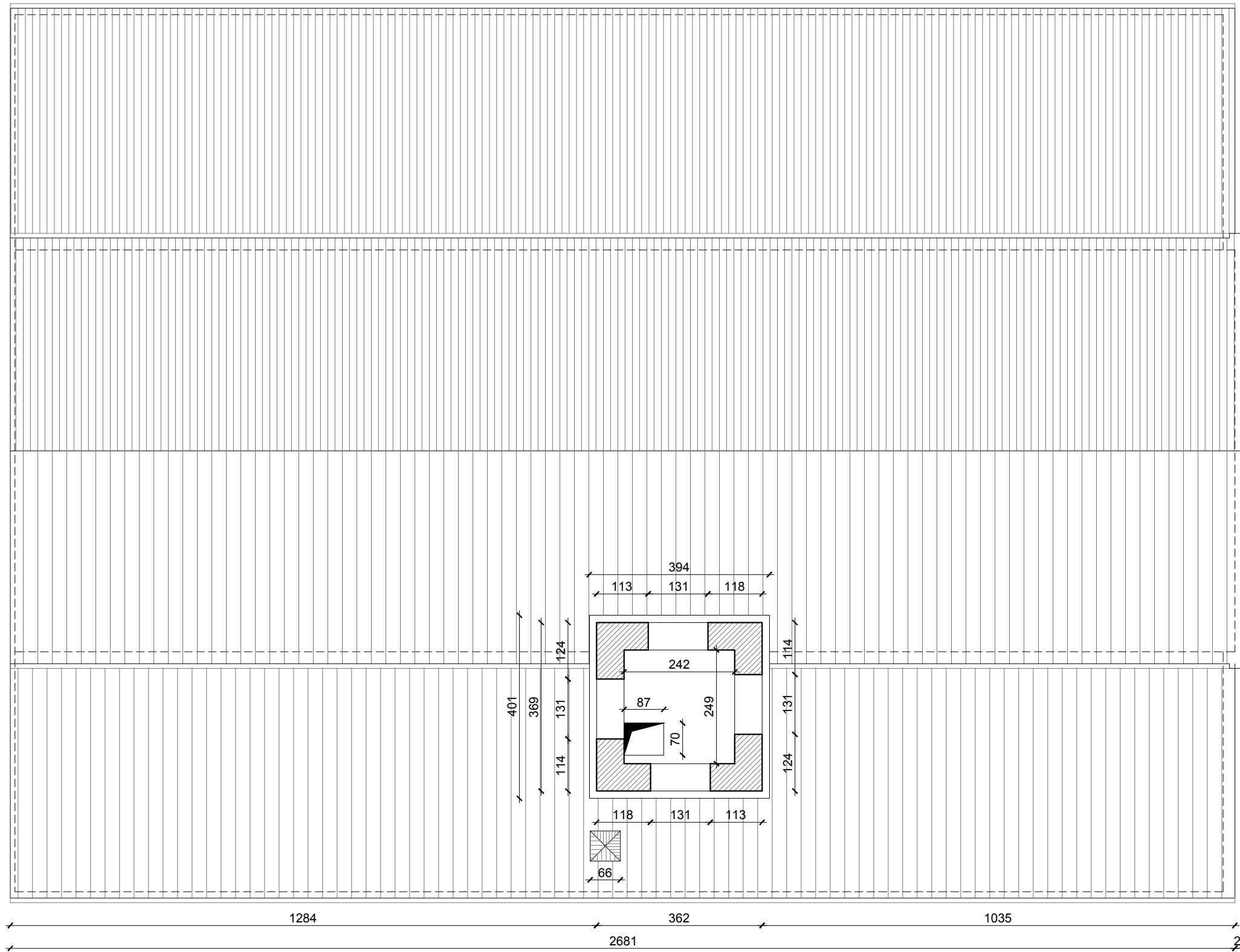
Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

RILIEVO GEOMETRICO

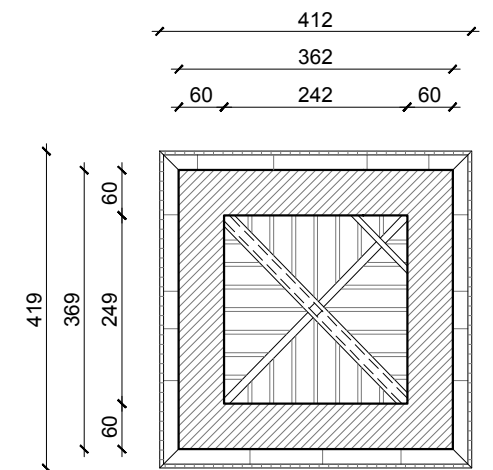
Pianta coperture a +10,60 m

Scala 1:100
Tav. **1.04**

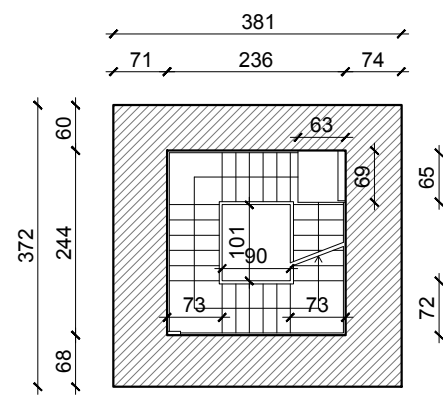
Pianta a quota +17,50



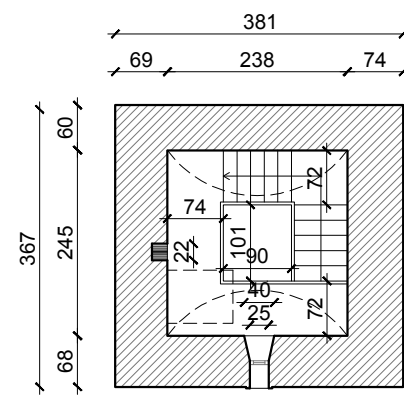
Pianta a quota +18,40



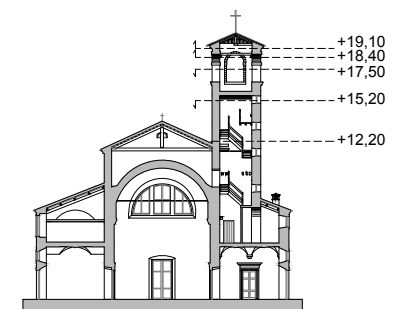
Pianta a quota +19,10



Pianta a quota +12,20



Pianta a quota +15,20



Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

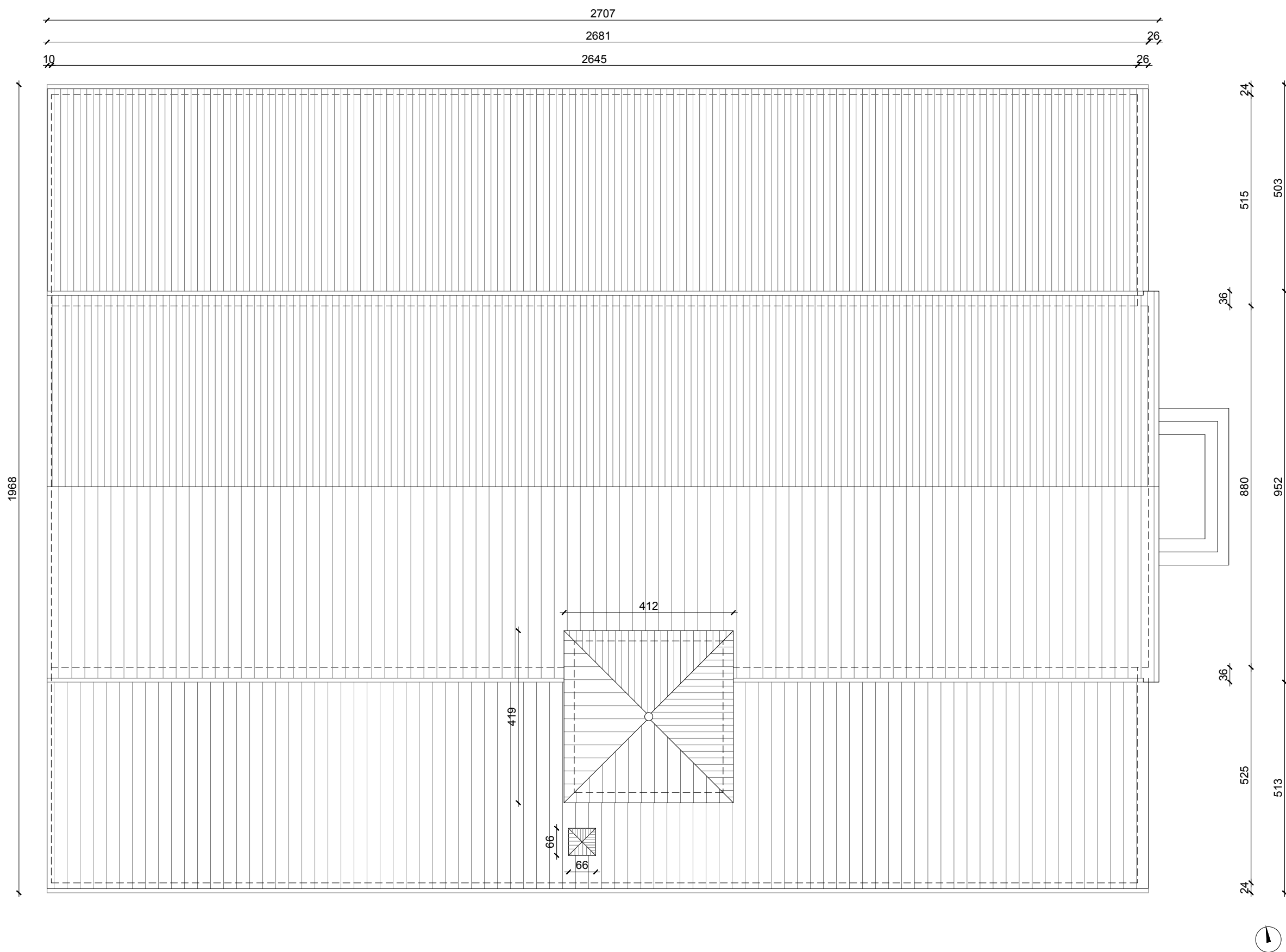
RILIEVO GEOMETRICO

Piante Torre

Scala 1:100

Tav:

1.05



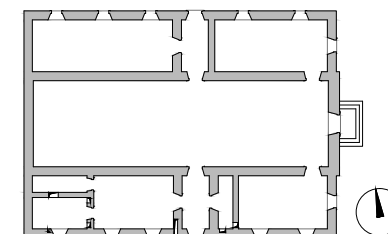
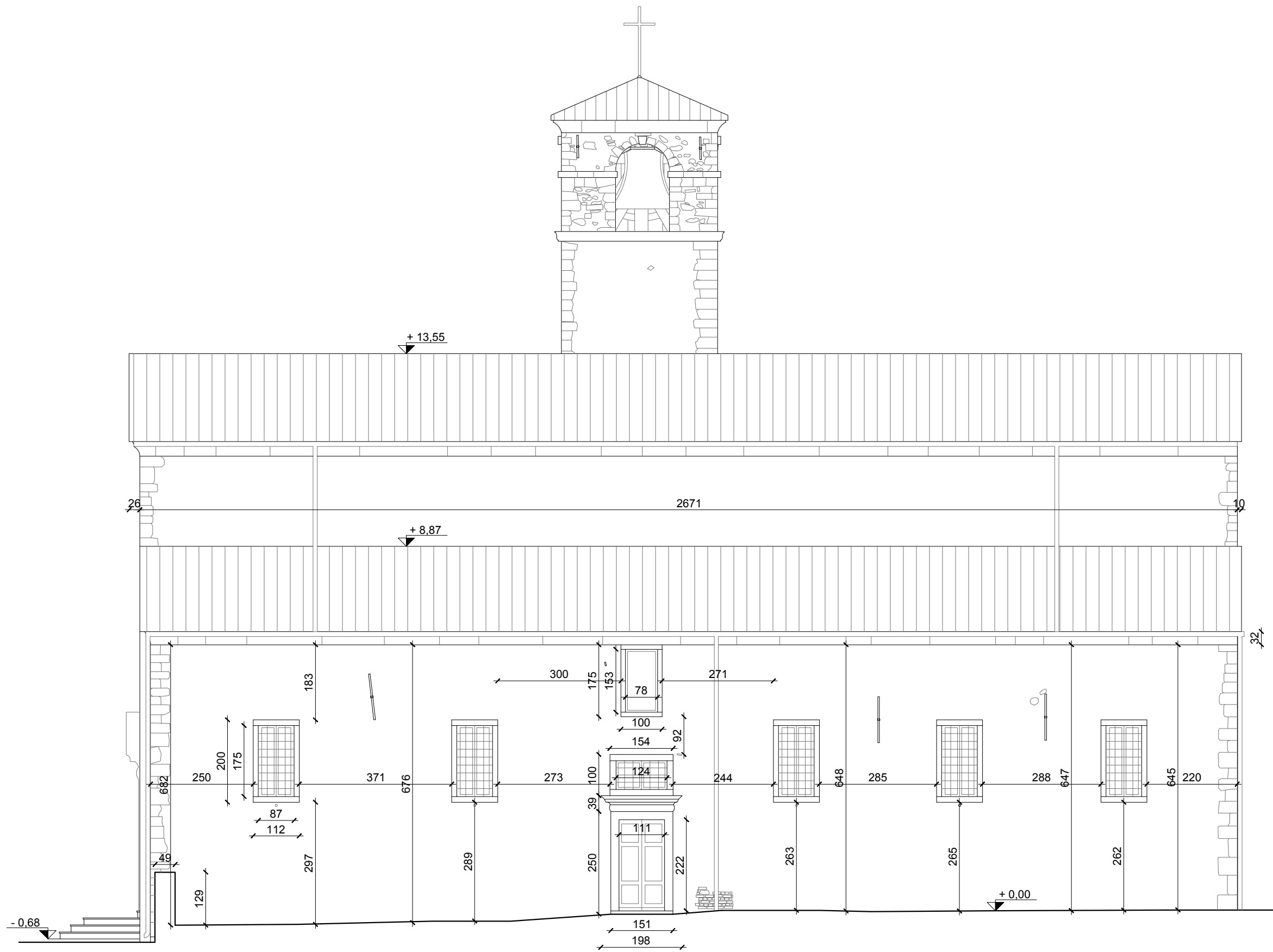
Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

RILIEVO GEOMETRICO

Pianta coperture

Scala 1:100

Tav. **1.06**

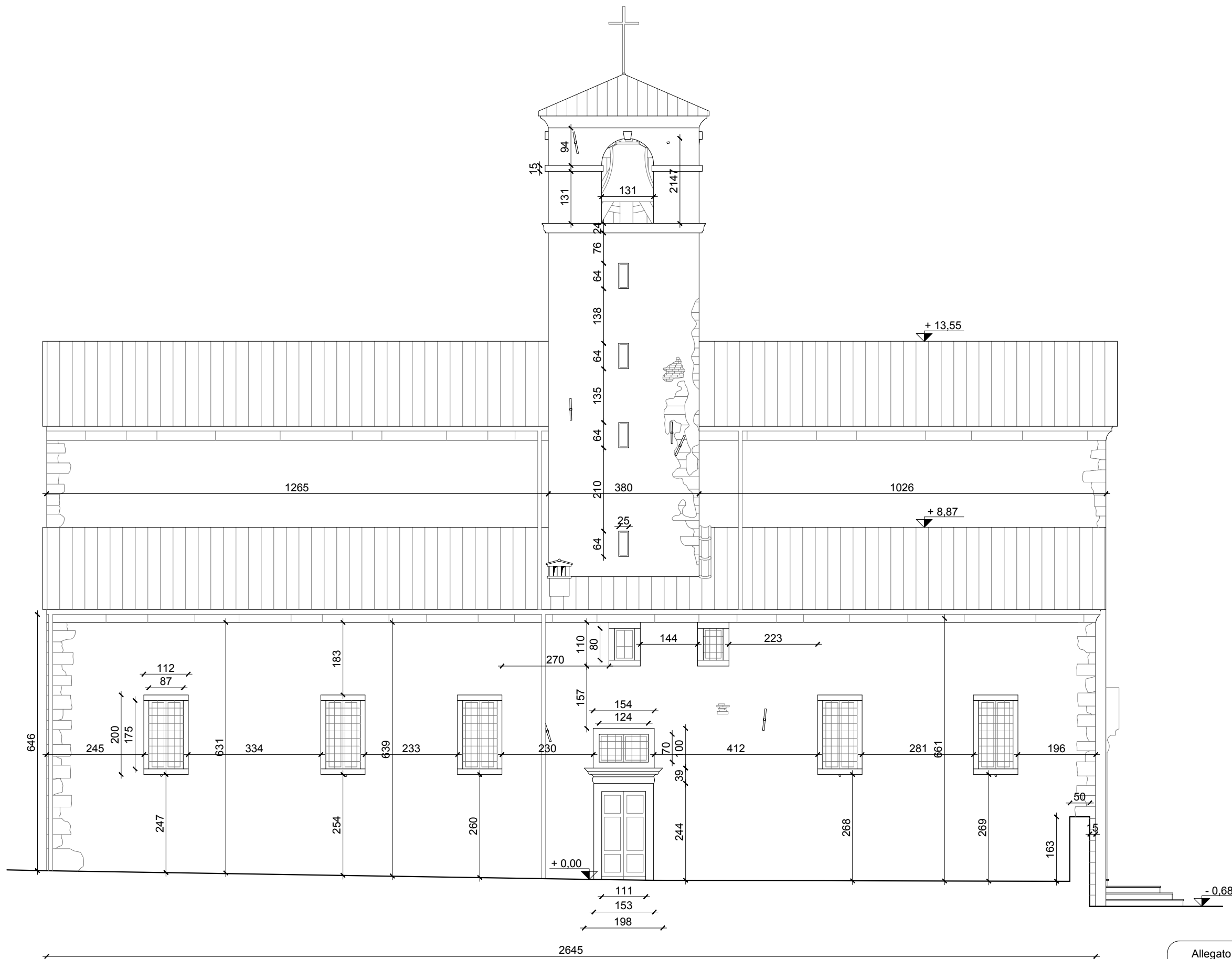


Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

RILIEVO GEOMETRICO

Prospetto Nord

Scala 1:100
Tav. **1.07**

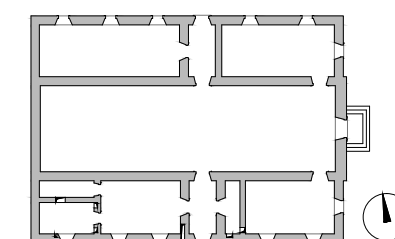
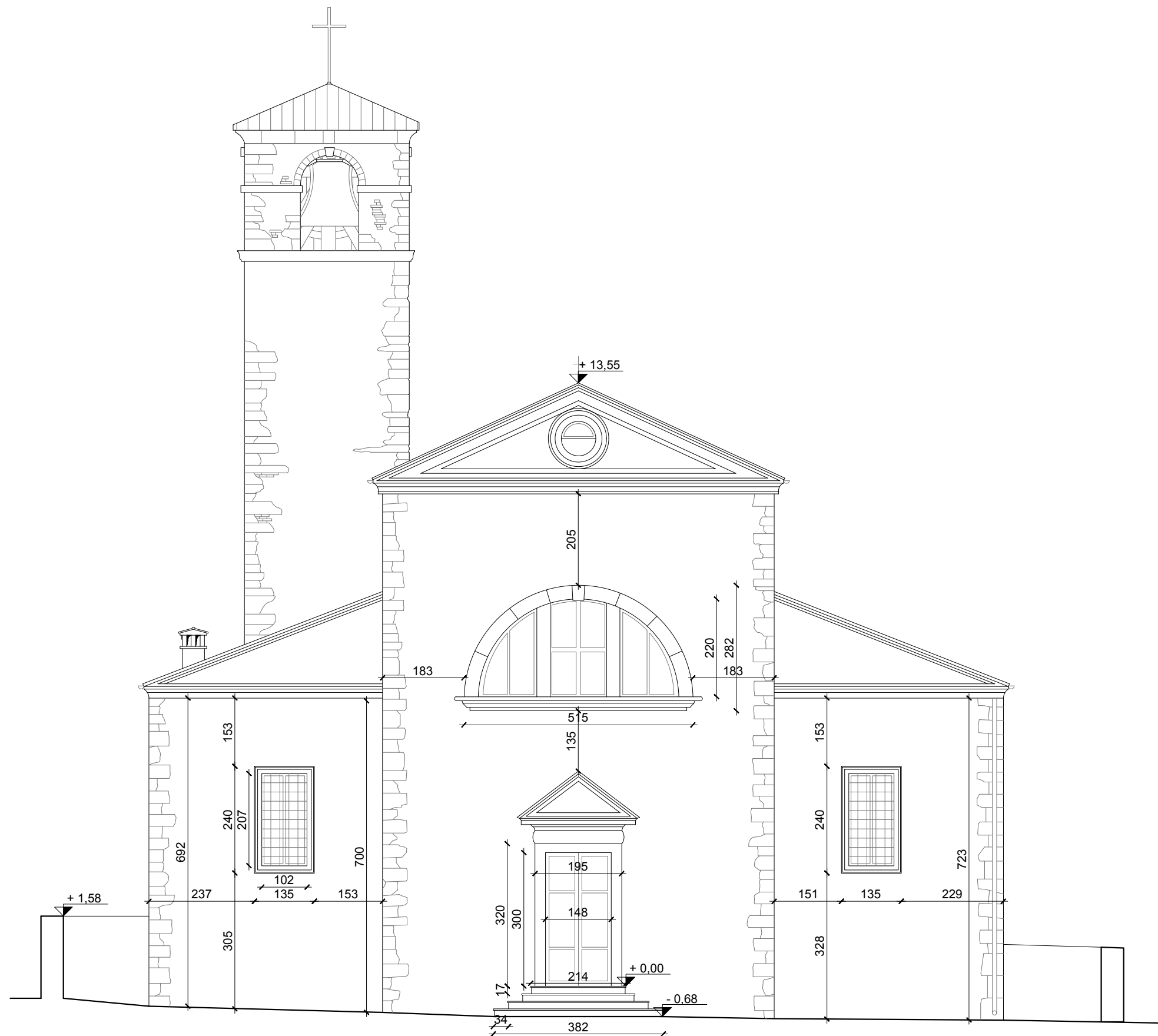


Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

RILIEVO GEOMETRICO

Prospetto Sud

Scala 1:100
Tav. **1.08**



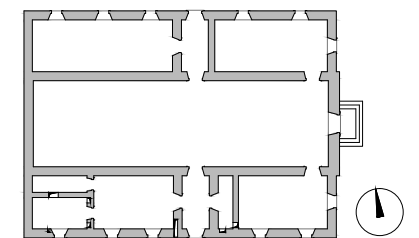
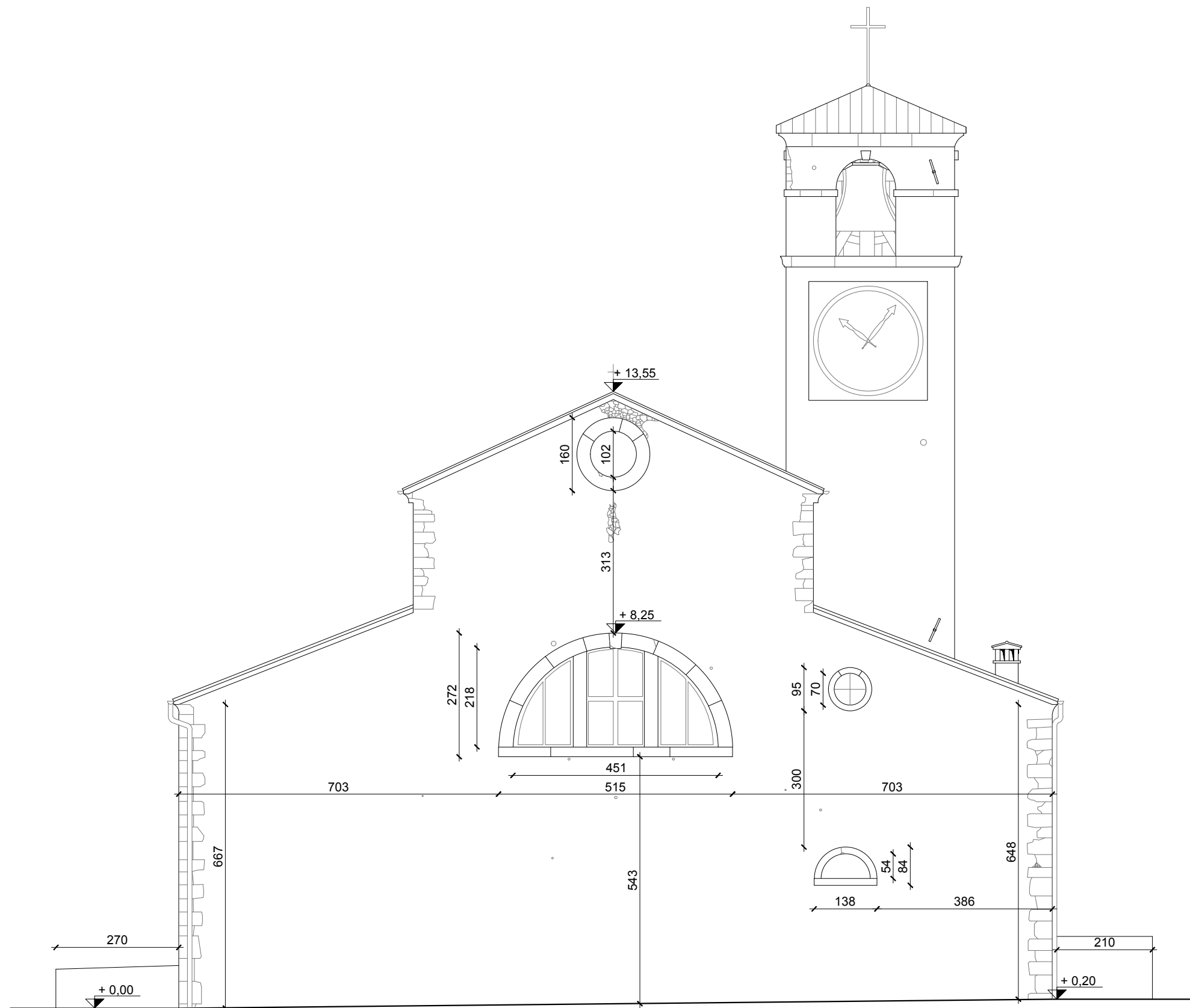
Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

RILIEVO GEOMETRICO
 Prospetto Est

Scala 1:100

Tav.

1.09



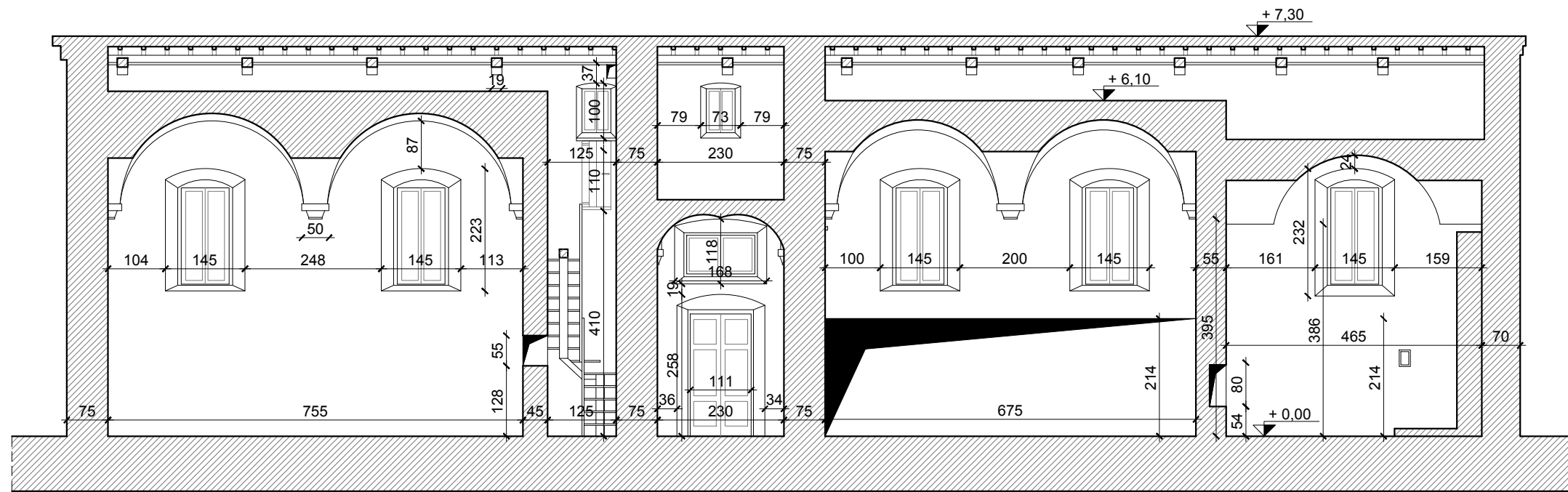
Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

RILIEVO GEOMETRICO
 Prospetto Ovest

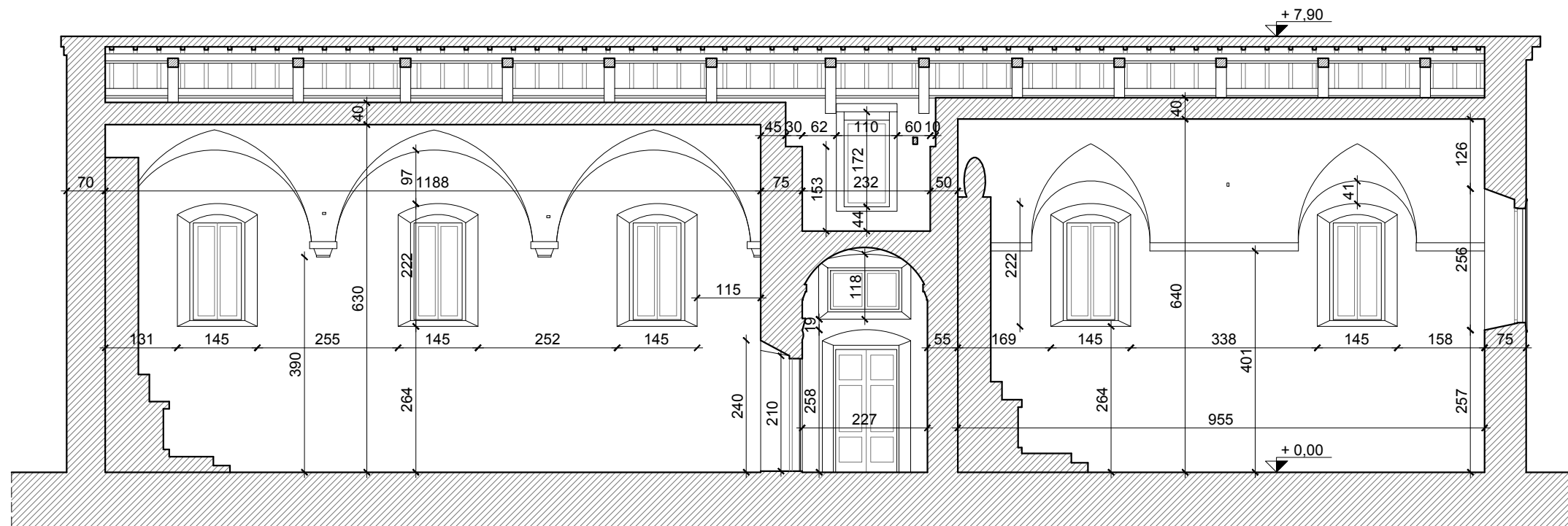
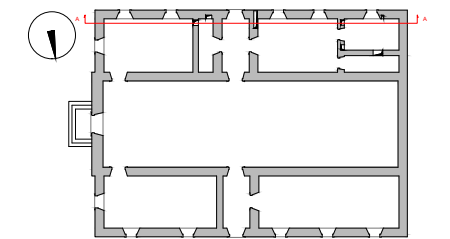
Scala 1:100

Tav.

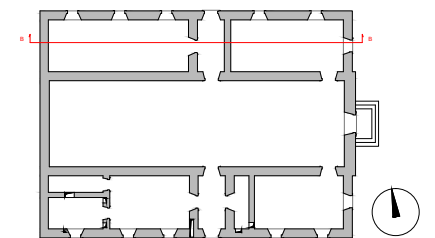
1.10



Sezione A-A



Sezione B-B



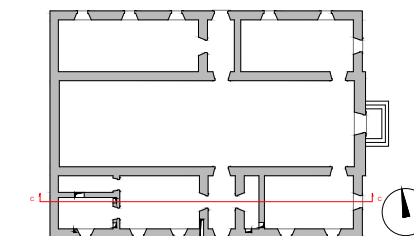
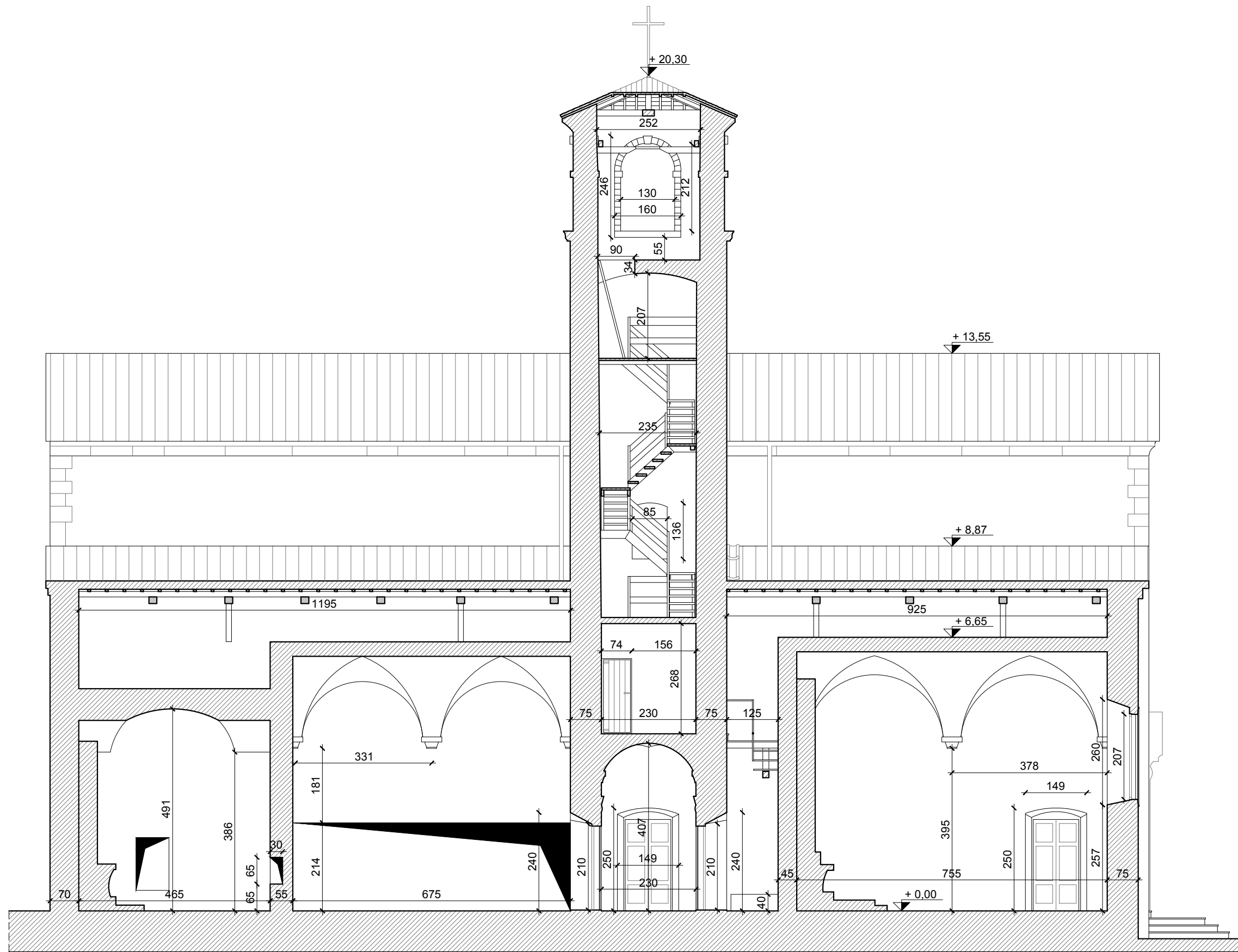
Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

RILIEVO GEOMETRICO
Sezione A-A e B-B

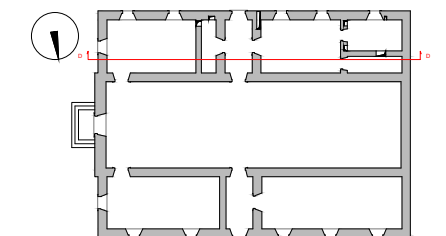
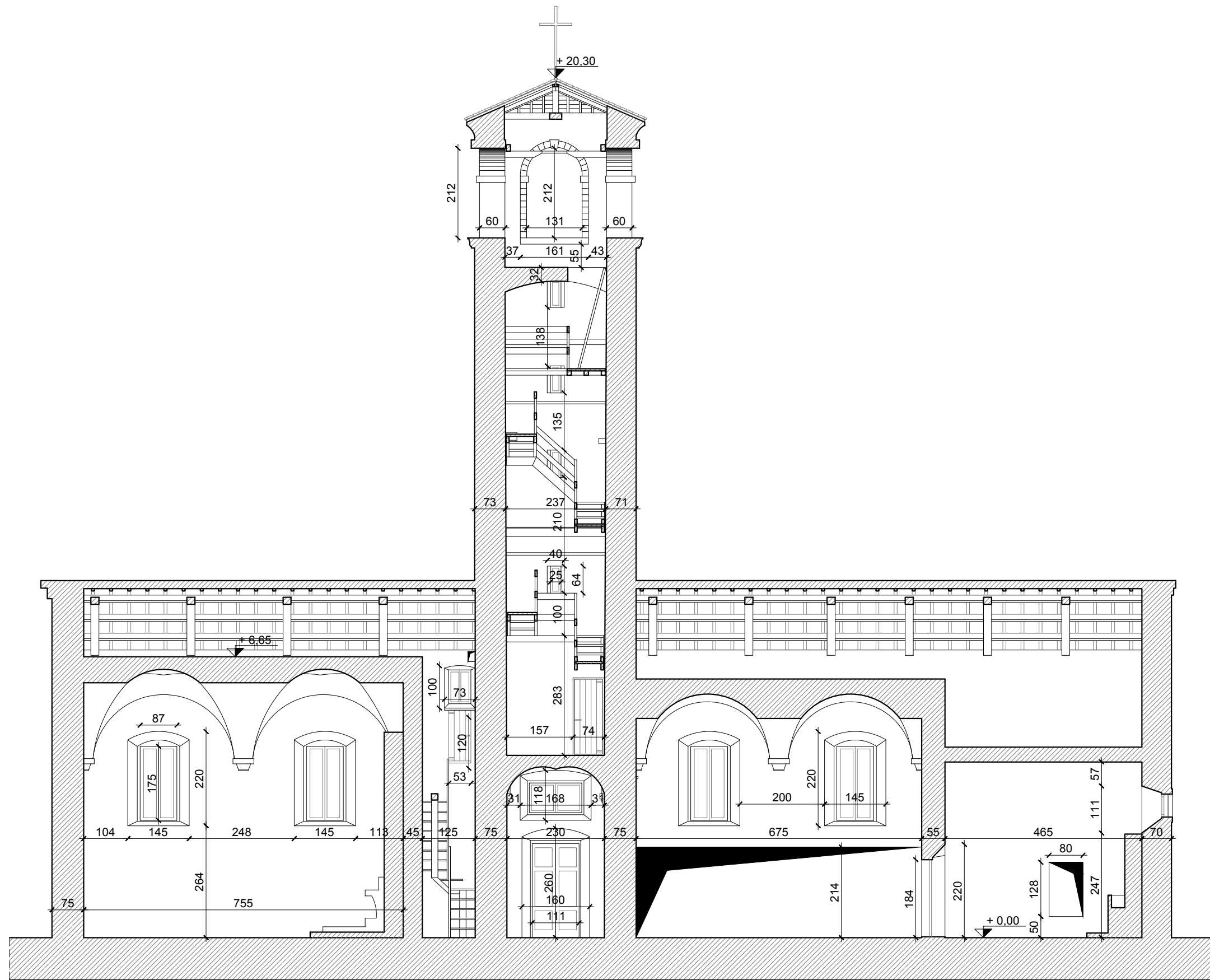
Scala 1:100

Tav.

1.11



Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio
RILIEVO GEOMETRICO
 Sezione C-C
 Scala 1:100
 Tav. **1.12**

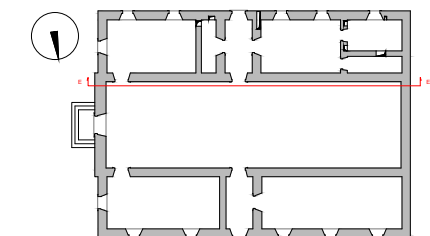
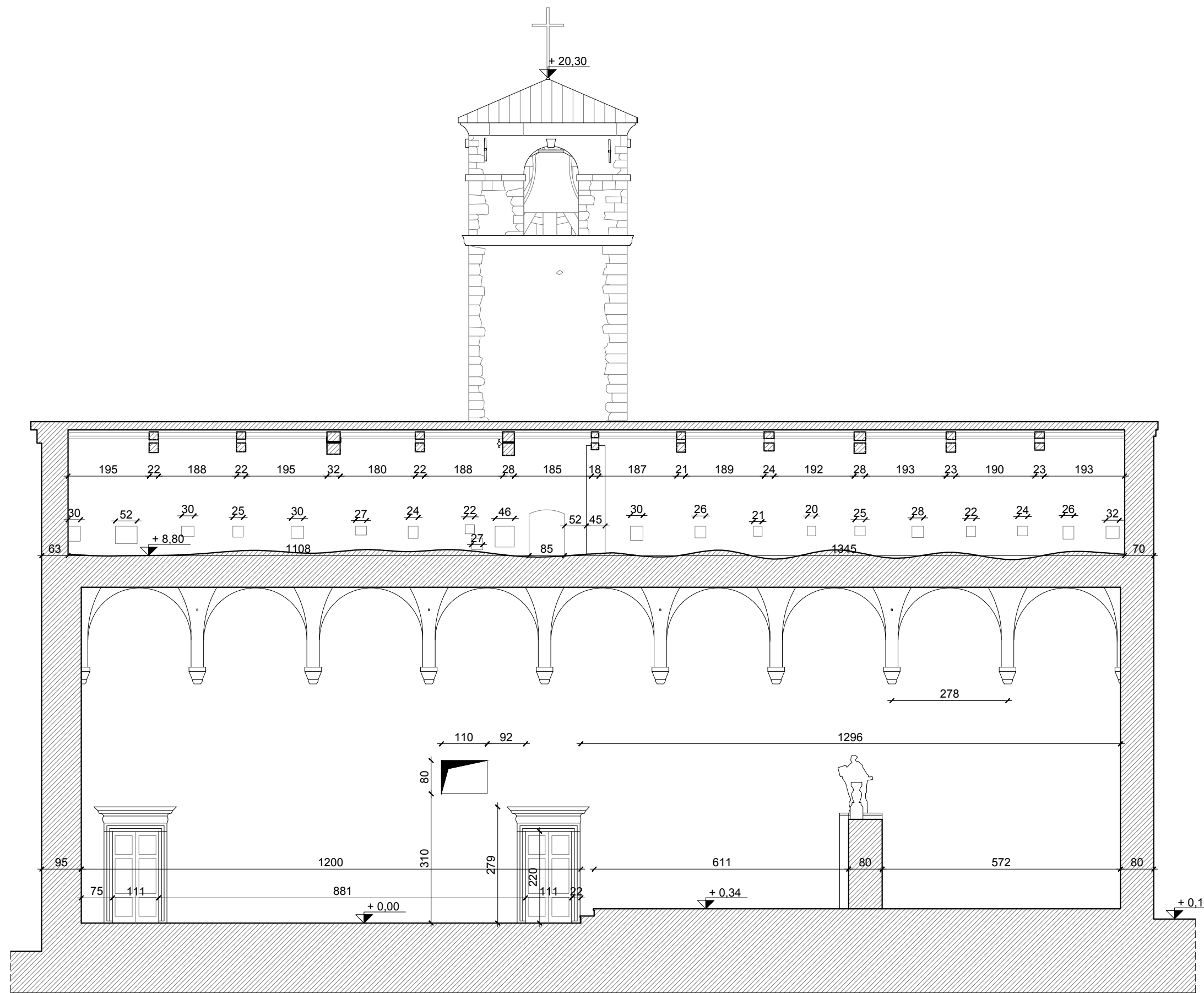


Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

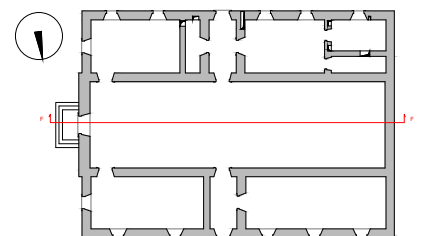
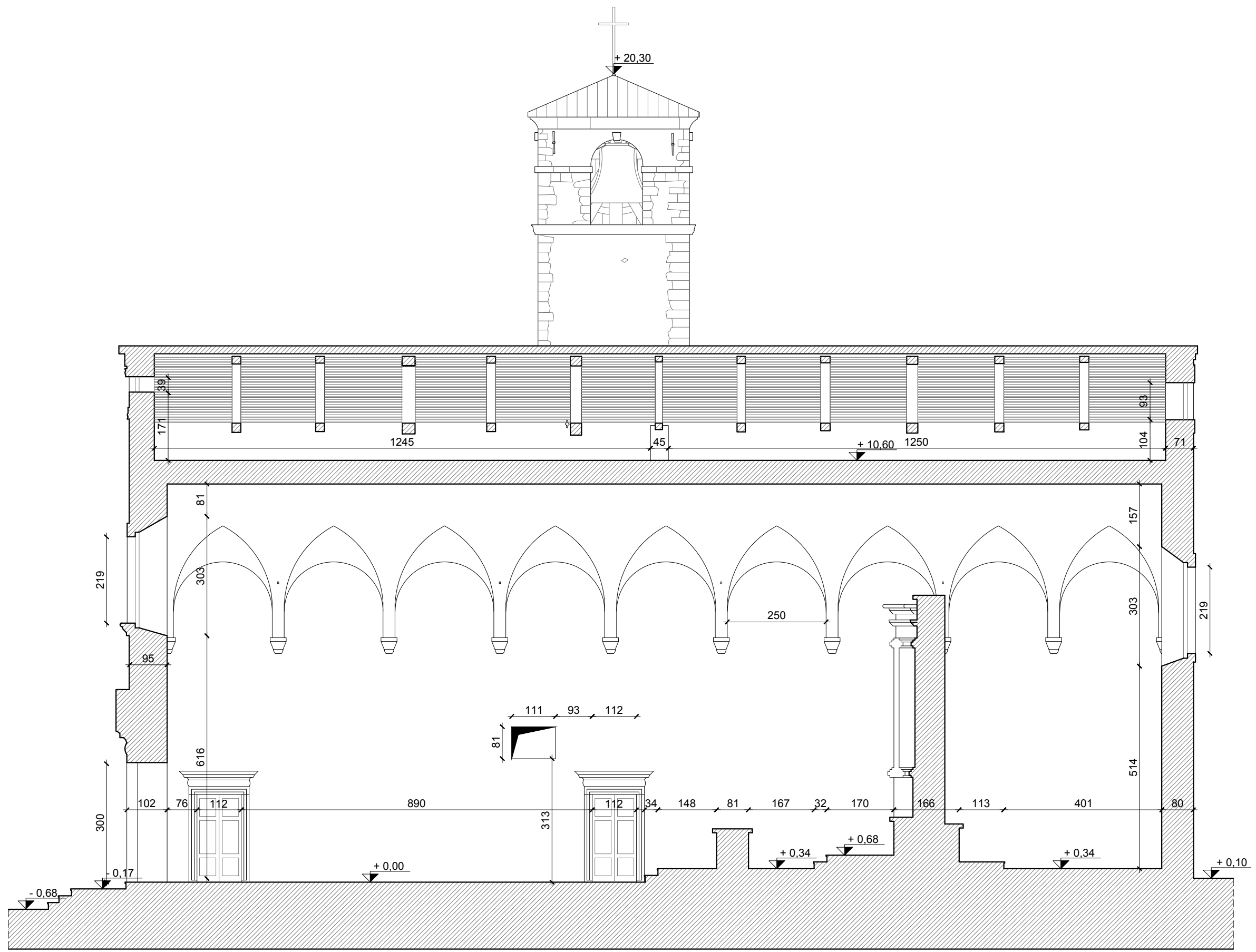
RILIEVO GEOMETRICO

Sezione D-D

Scala 1:100
Tav. **1.13**



Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio
RILIEVO GEOMETRICO
 Sezione E-E
 Scala 1:100
 Tav. **1.14**

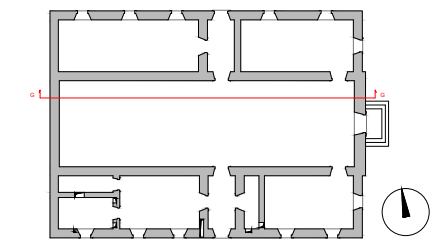
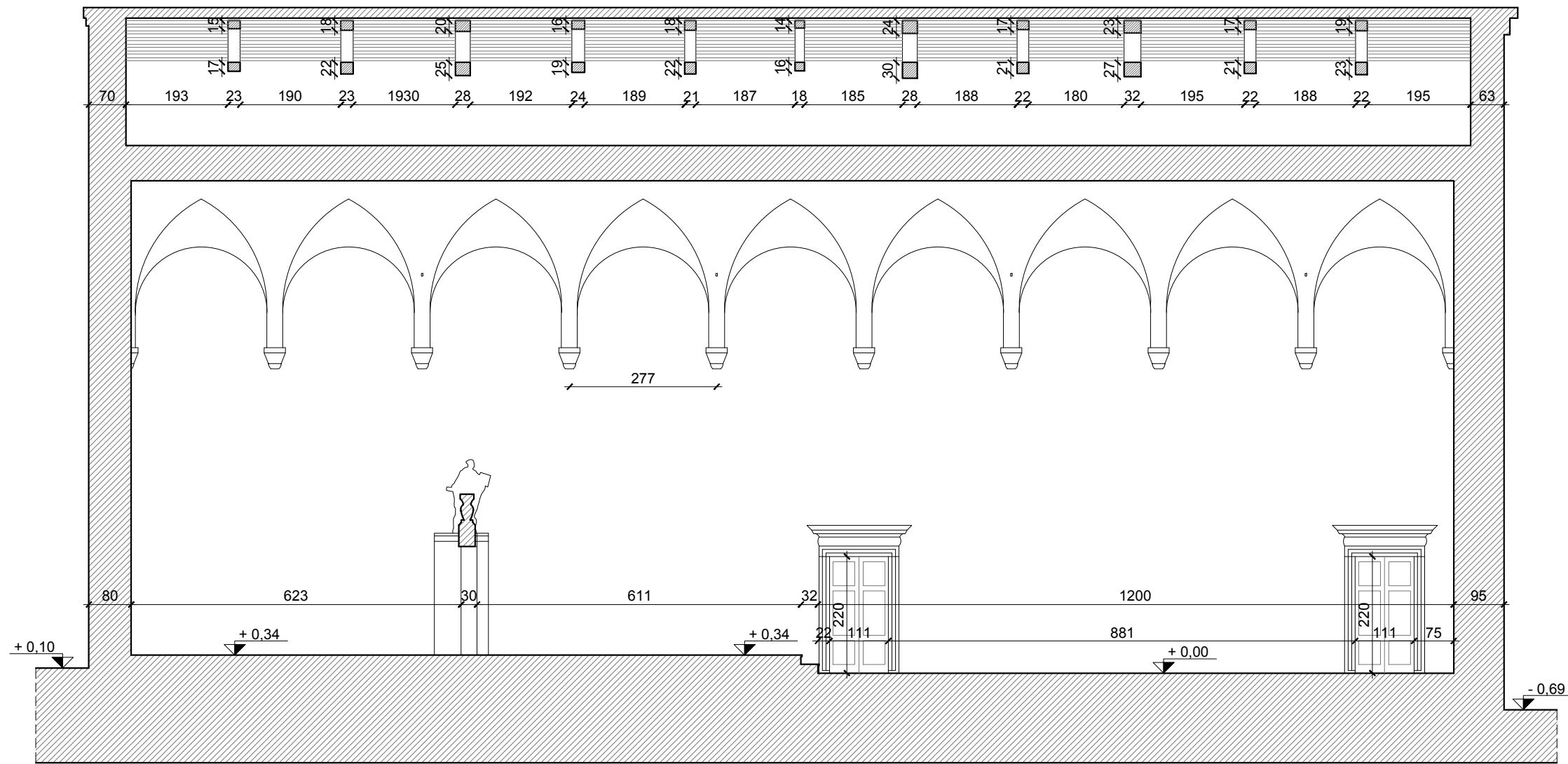


Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

RILIEVO GEOMETRICO

Sezione F-F

Scala 1:100
Tav. **1.15**



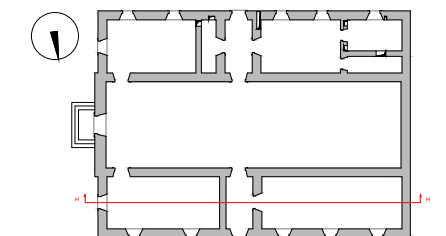
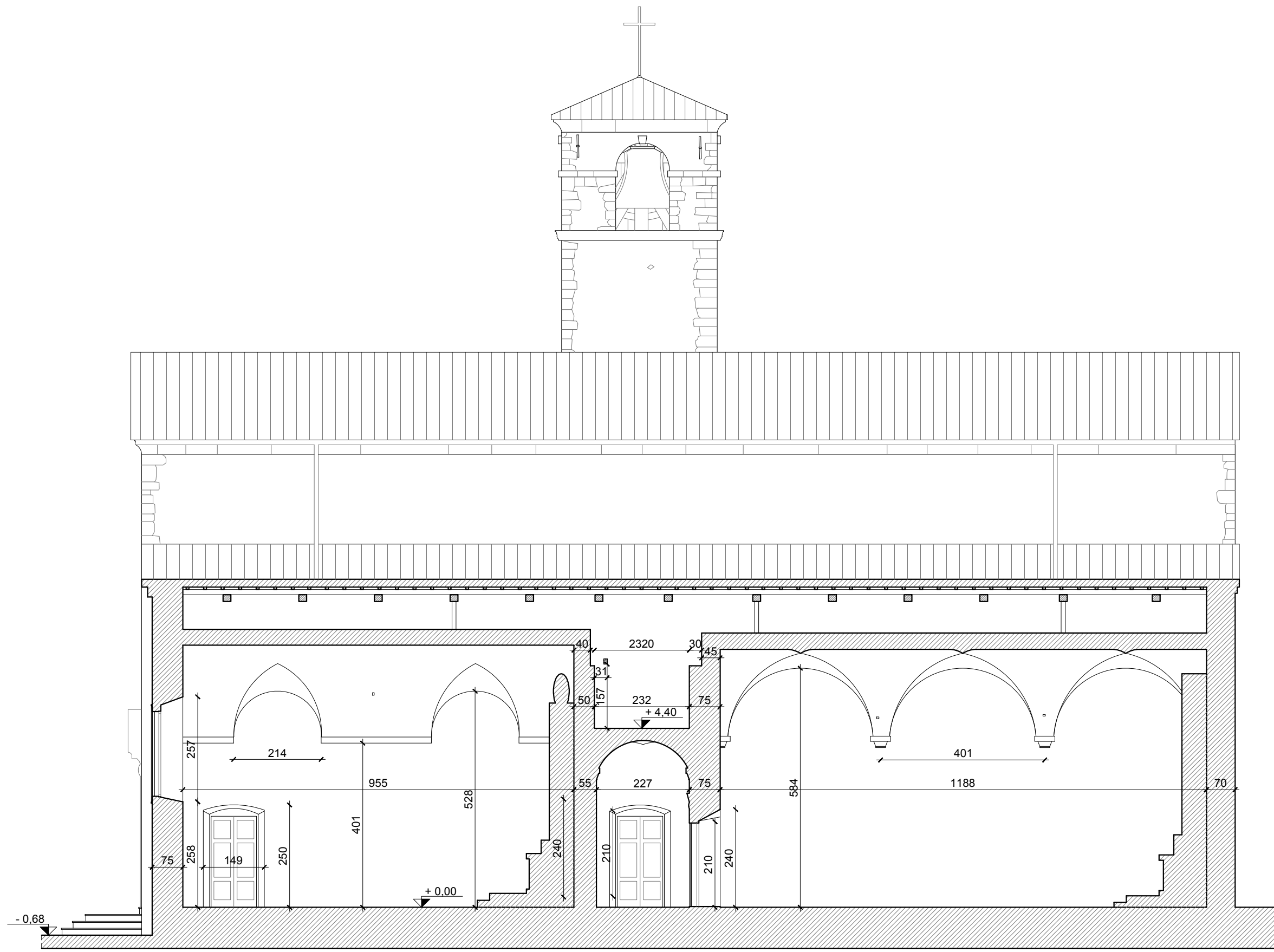
Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

RILIEVO GEOMETRICO

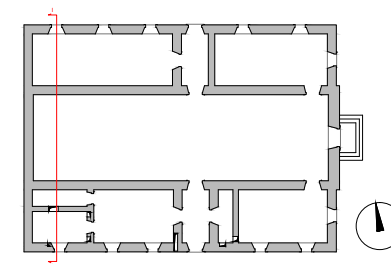
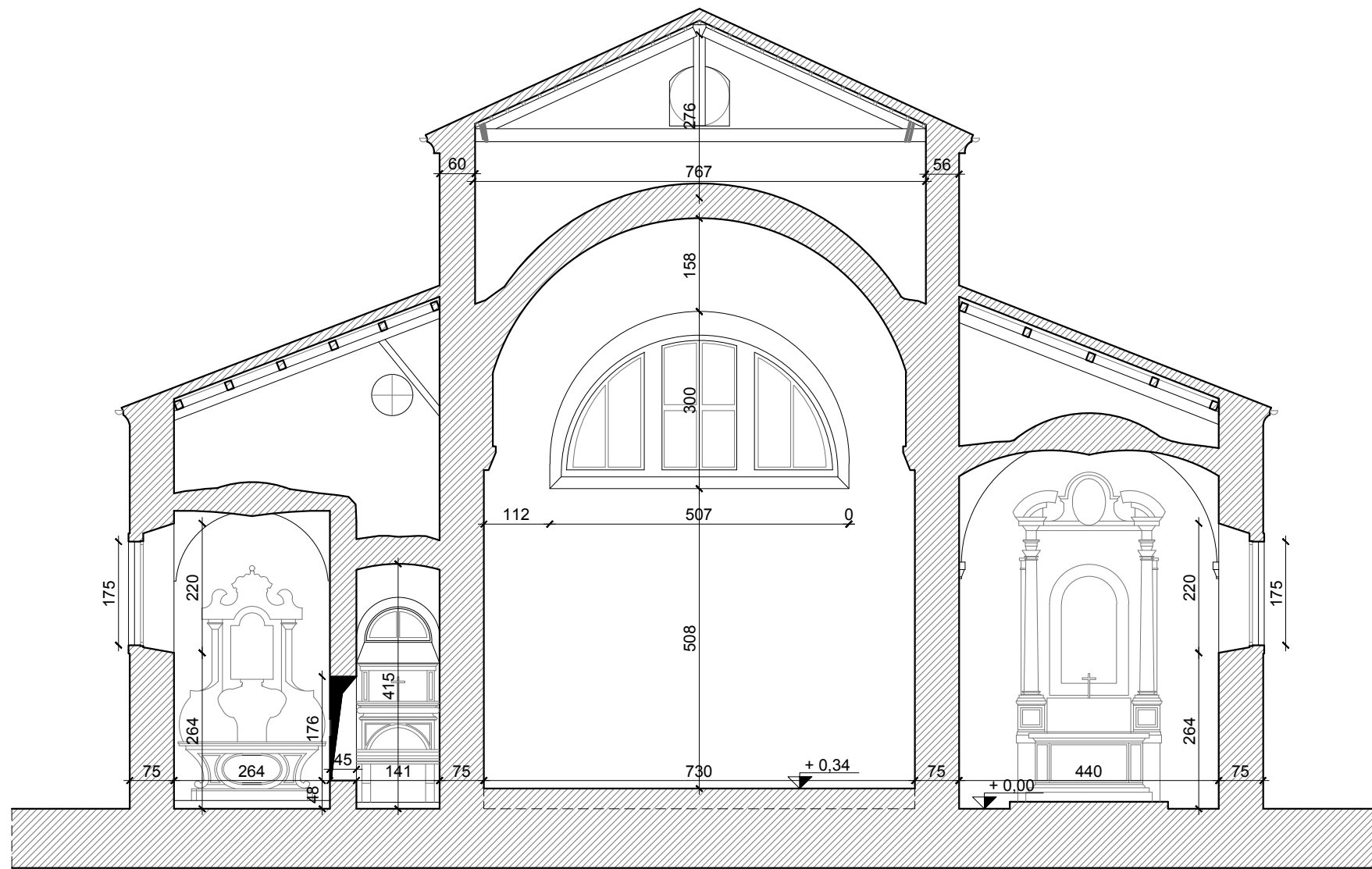
Sezione G-G

Scala 1:100

Tav. **1.16**



Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio
RILIEVO GEOMETRICO
 Sezione H-H
 Scala 1:100
 Tav.
1.17

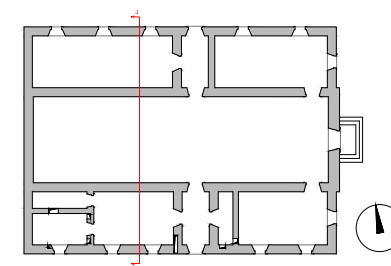
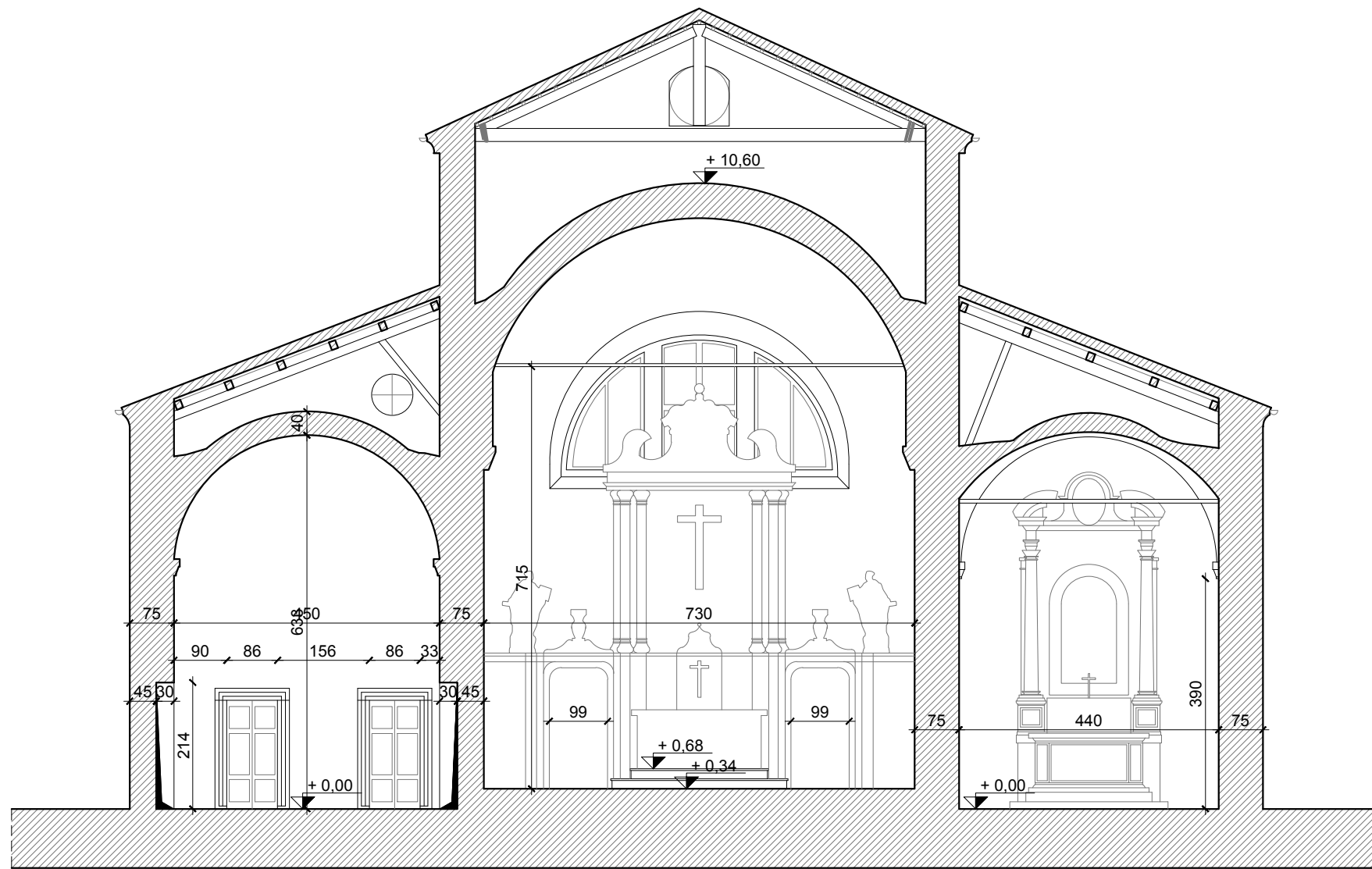


Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

RILIEVO GEOMETRICO
Sezione I-I

Scala 1:100
Tav.

1.18



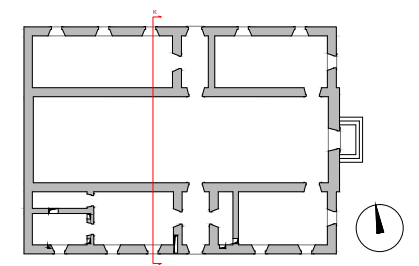
Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

RILIEVO GEOMETRICO
Sezione J-J

Scala 1:100

Tav.

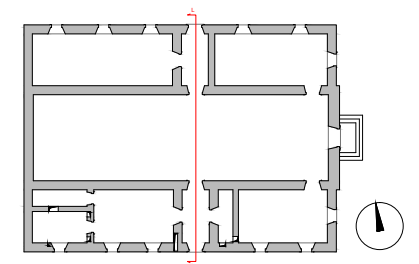
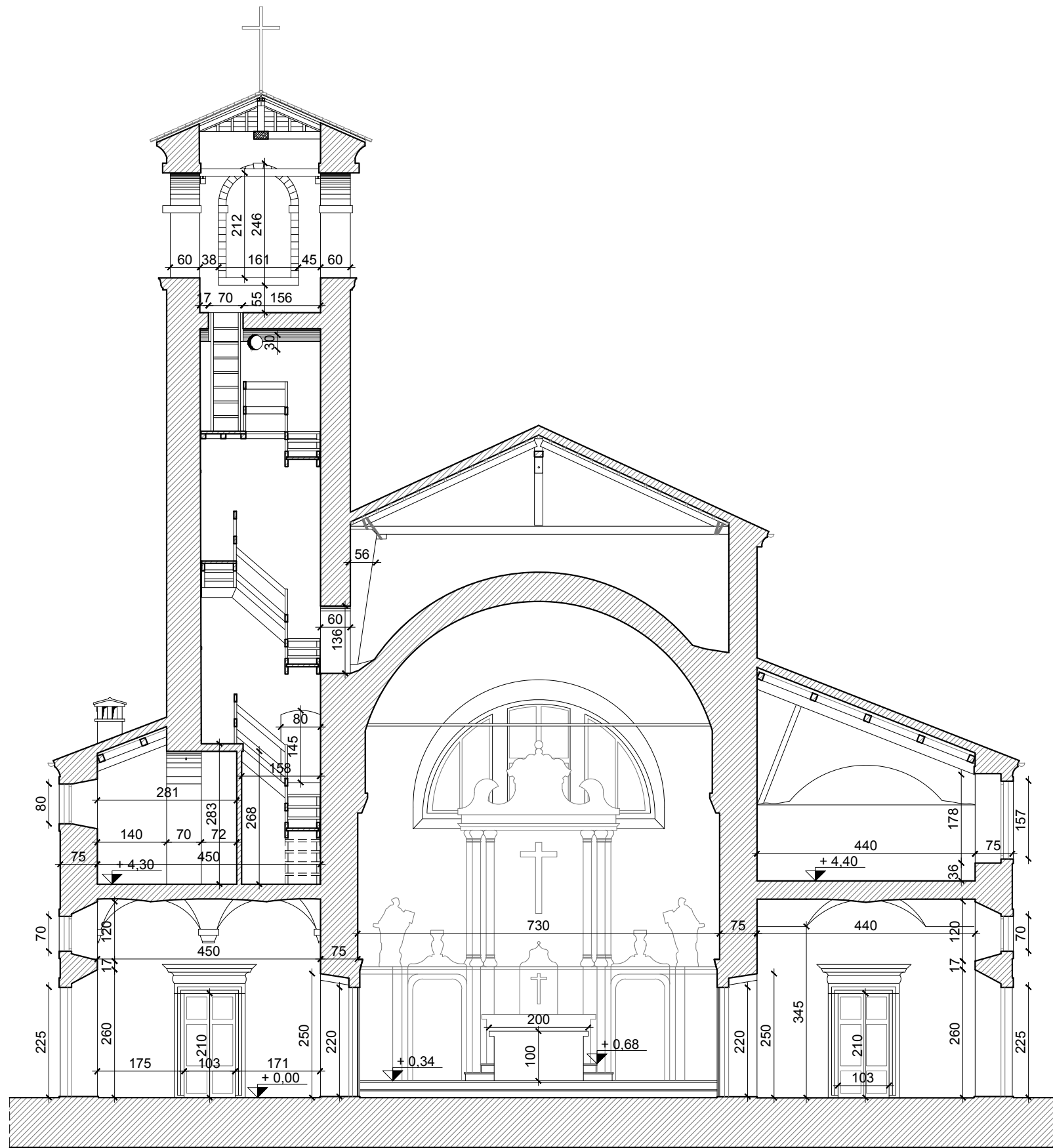
1.19



Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

RILIEVO GEOMETRICO
Sezione K-K

Scala 1:100
Tav.
1.20



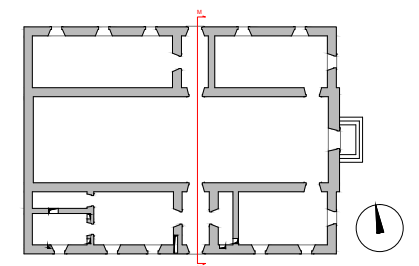
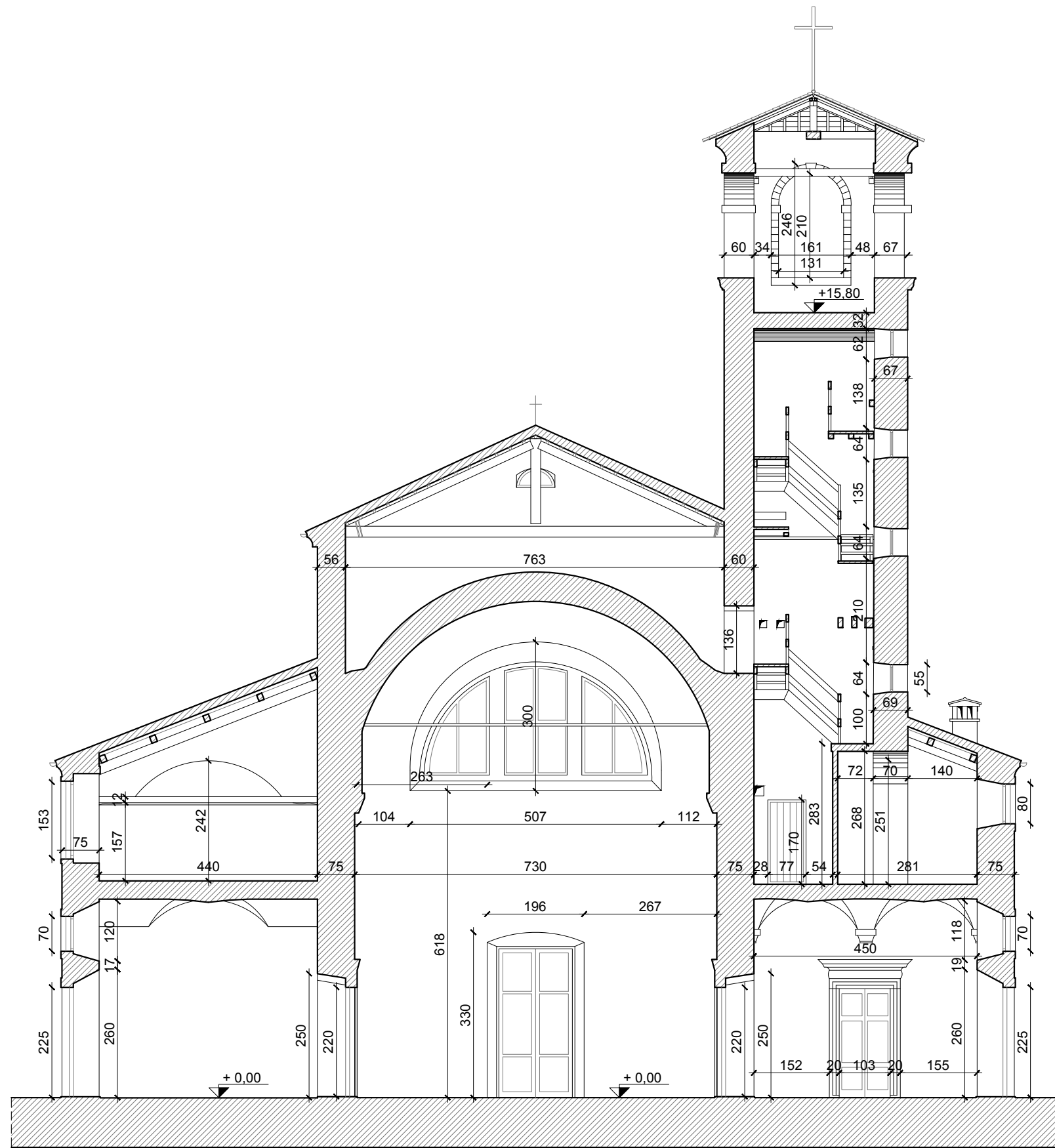
Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

RILIEVO GEOMETRICO
Sezione L-L

Scala 1:100

Tav.

1.21



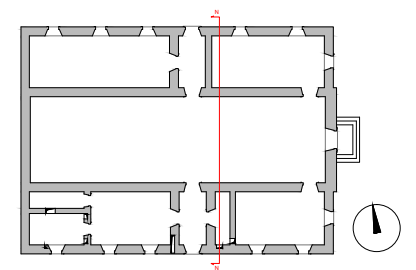
Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

RILIEVO GEOMETRICO
Sezione M-M

Scala 1:100

Tav.

1.22



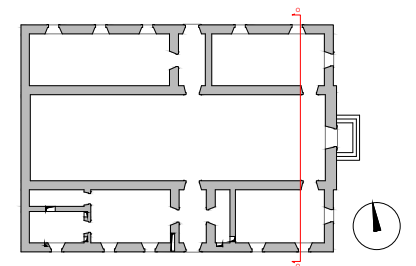
Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

RILIEVO GEOMETRICO
Sezione N-N

Scala 1:100

Tav.

1.23



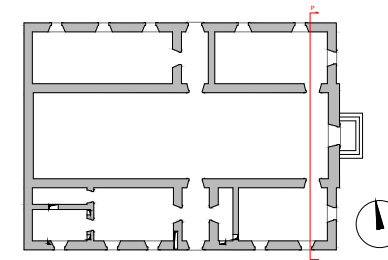
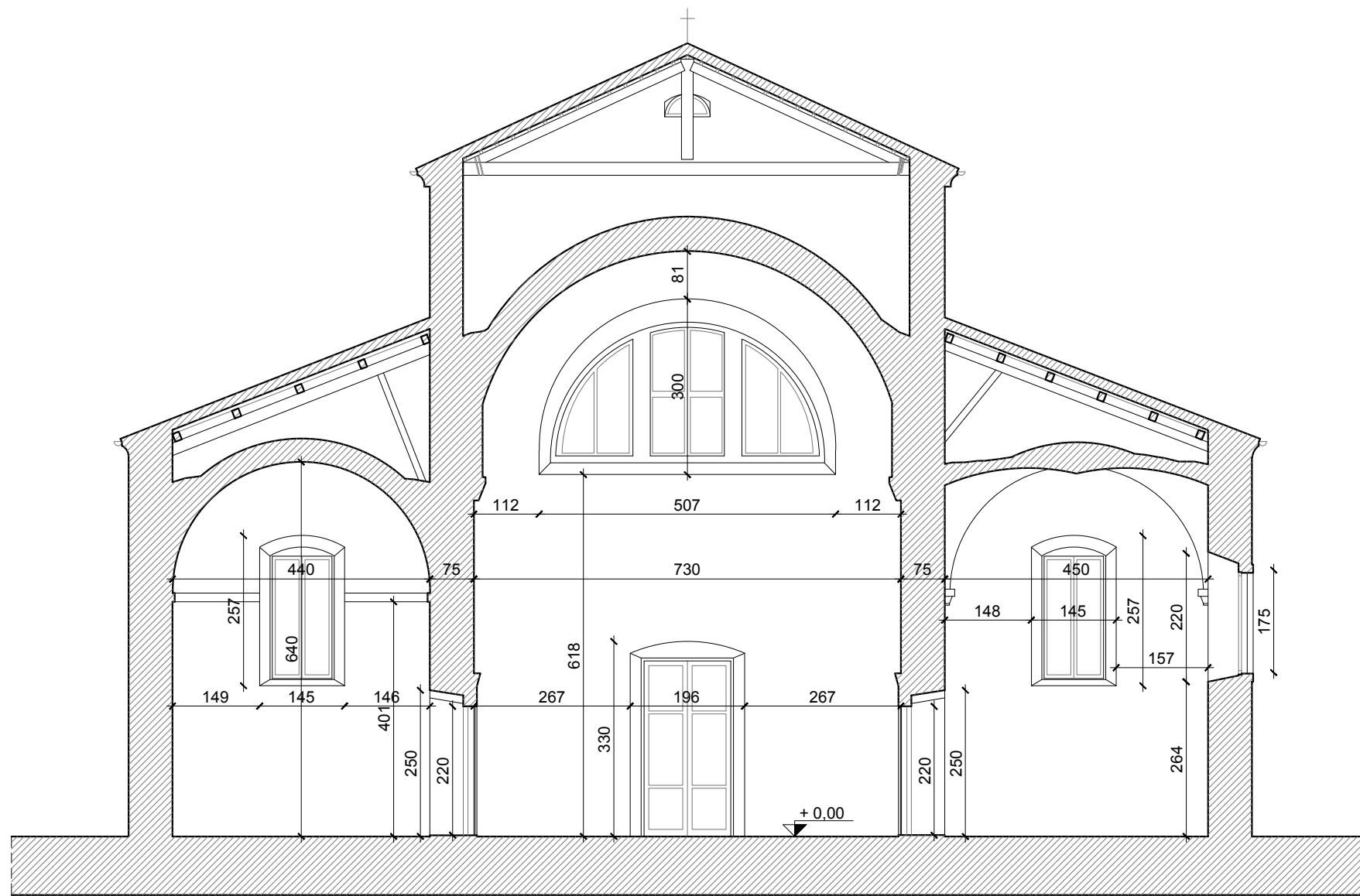
Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

RILIEVO GEOMETRICO
Sezione O-O

Scala 1:100

Tav.

1.24

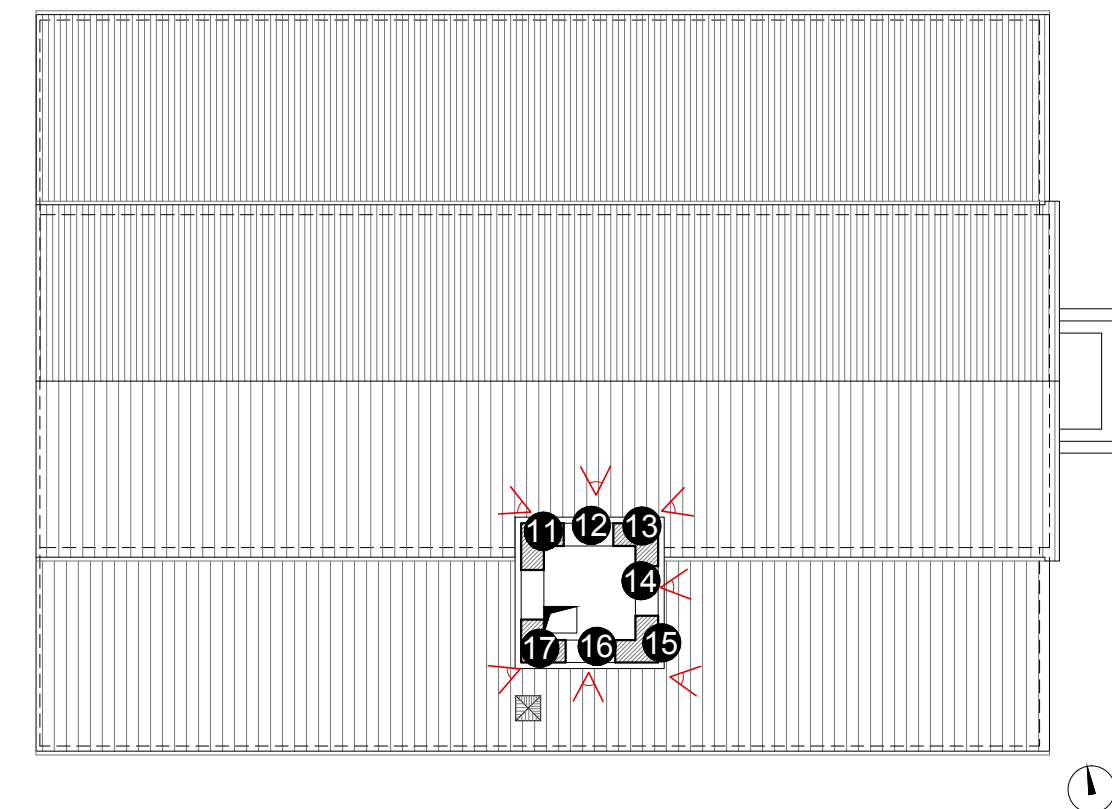
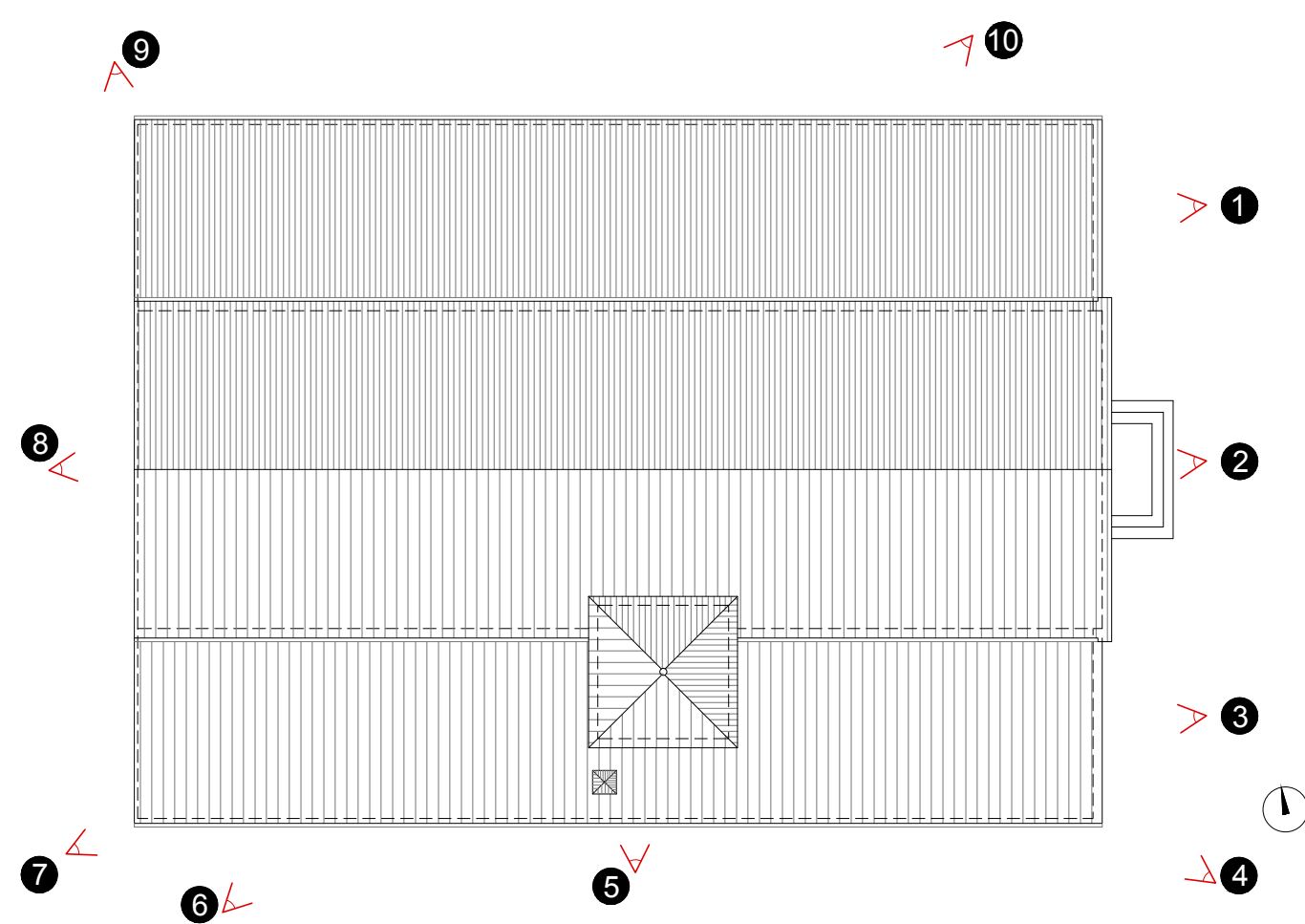
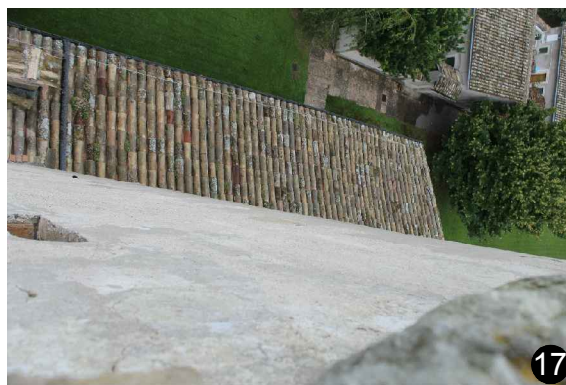
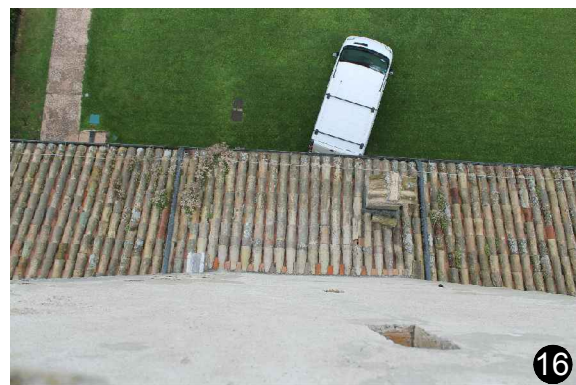
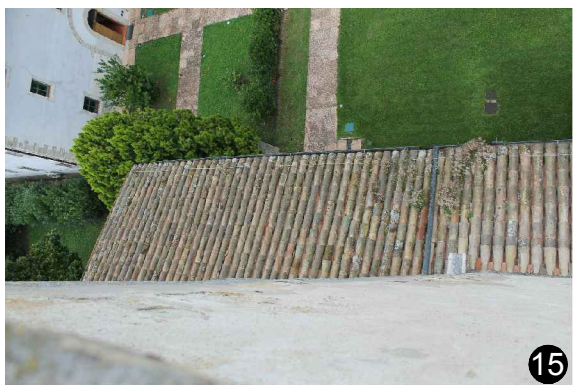


Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

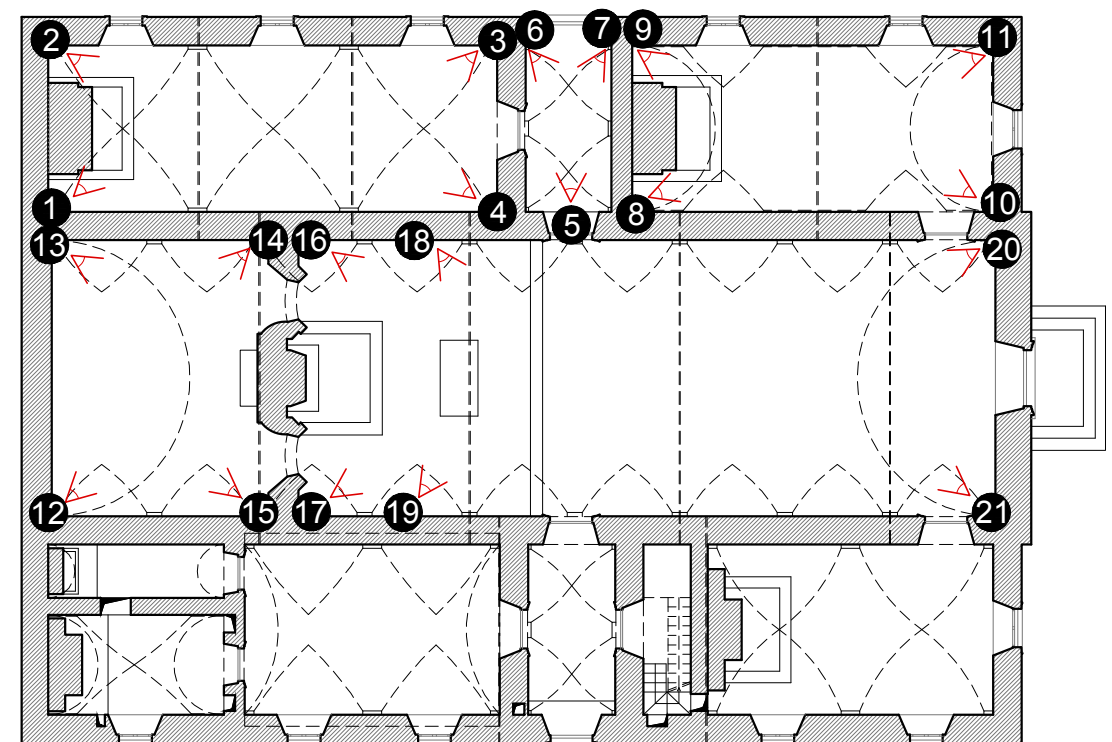
RILIEVO GEOMETRICO
Sezione P-P

Scala 1:100
Tav.

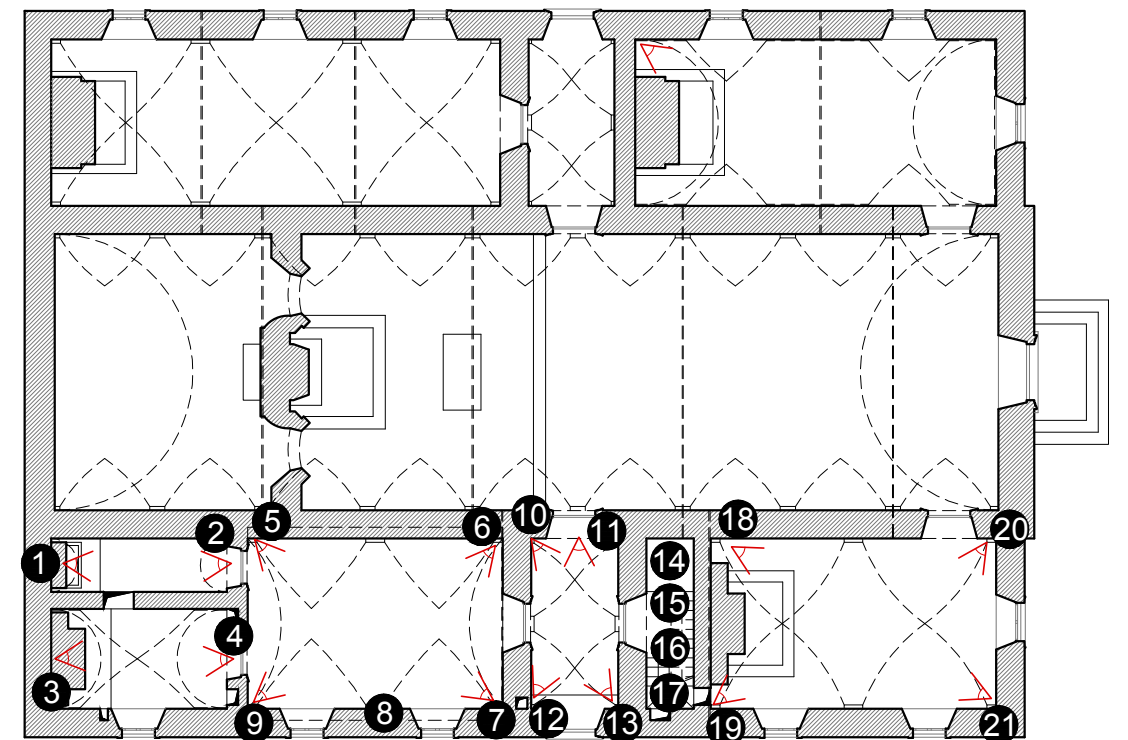
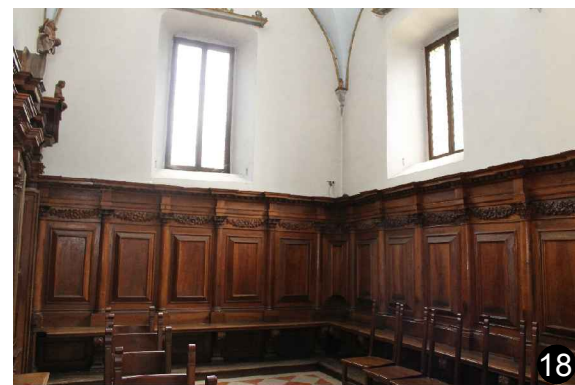
1.25



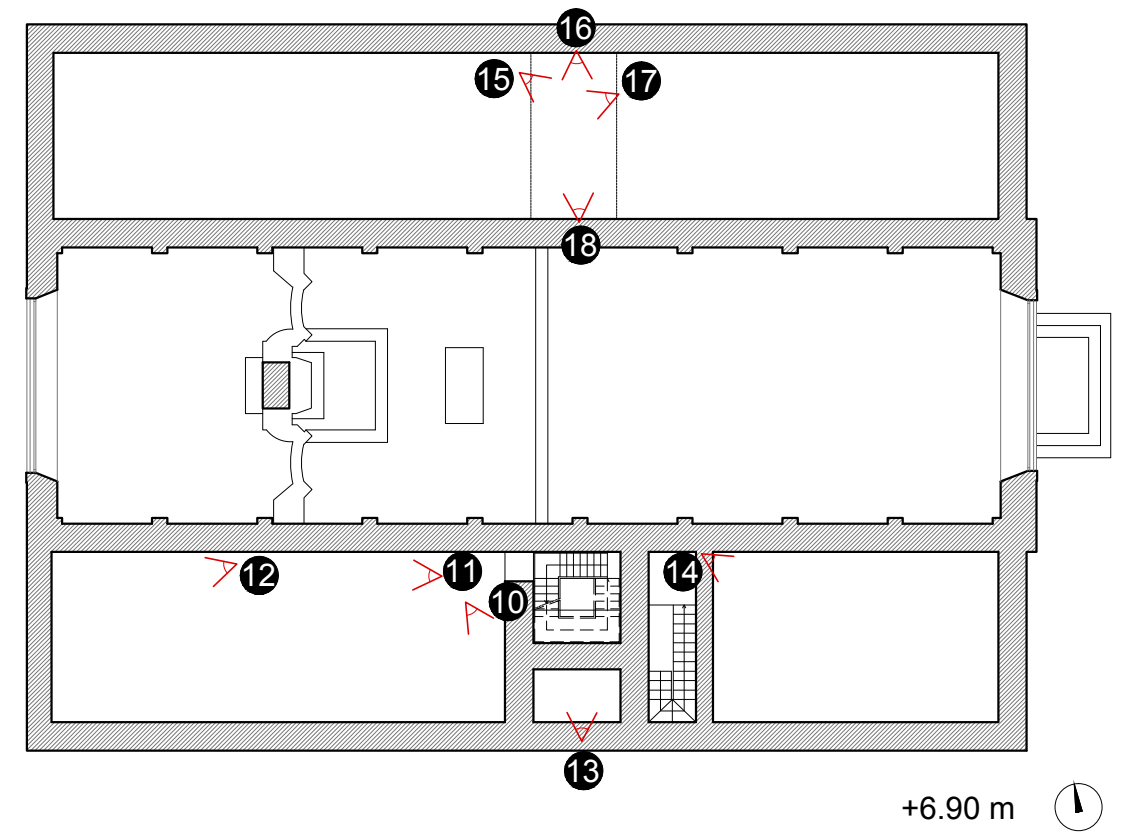
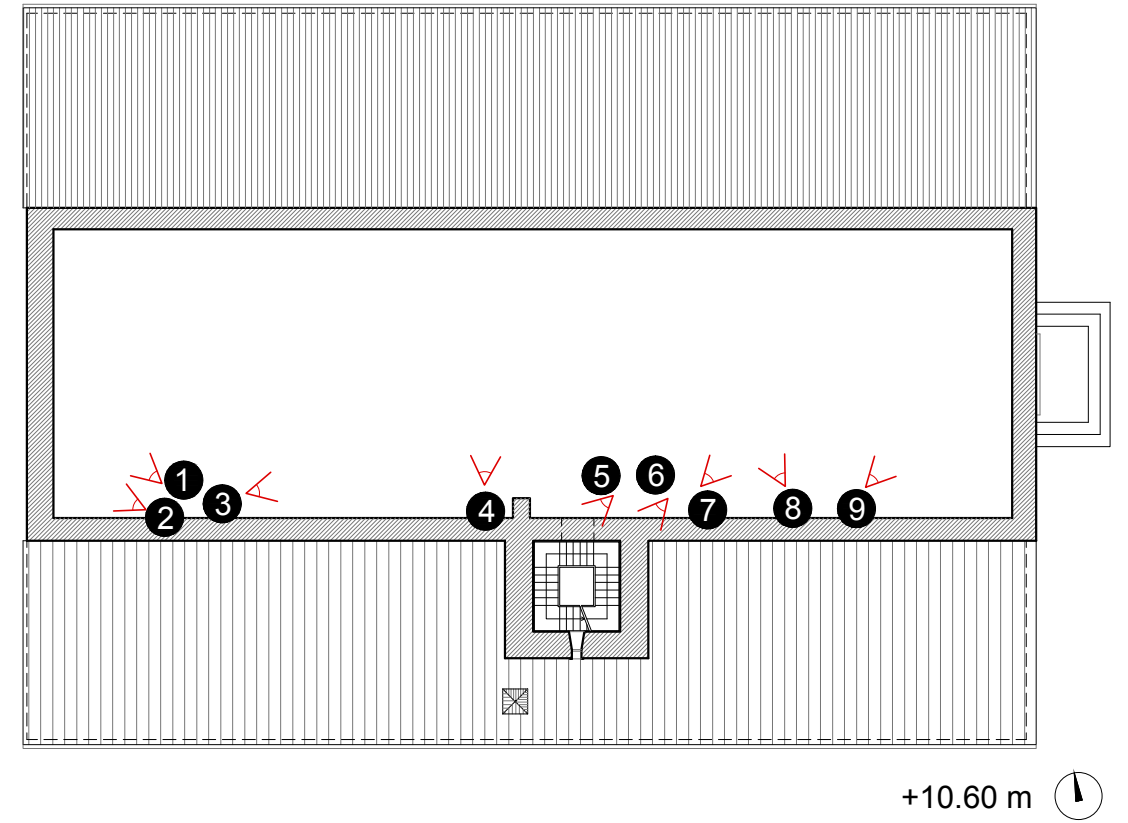
Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio
RILIEVO FOTOGRAFICO
 Esterni e copertura
 Scala 1:200
 Tav.
2.01



Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio
RILIEVO FOTOGRAFICO
 Pianta
 Scala 1:200
 Tav.
2.02



Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio
RILIEVO FOTOGRAFICO
 Pianta
 Scala 1:200
 Tav.
2.03



Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

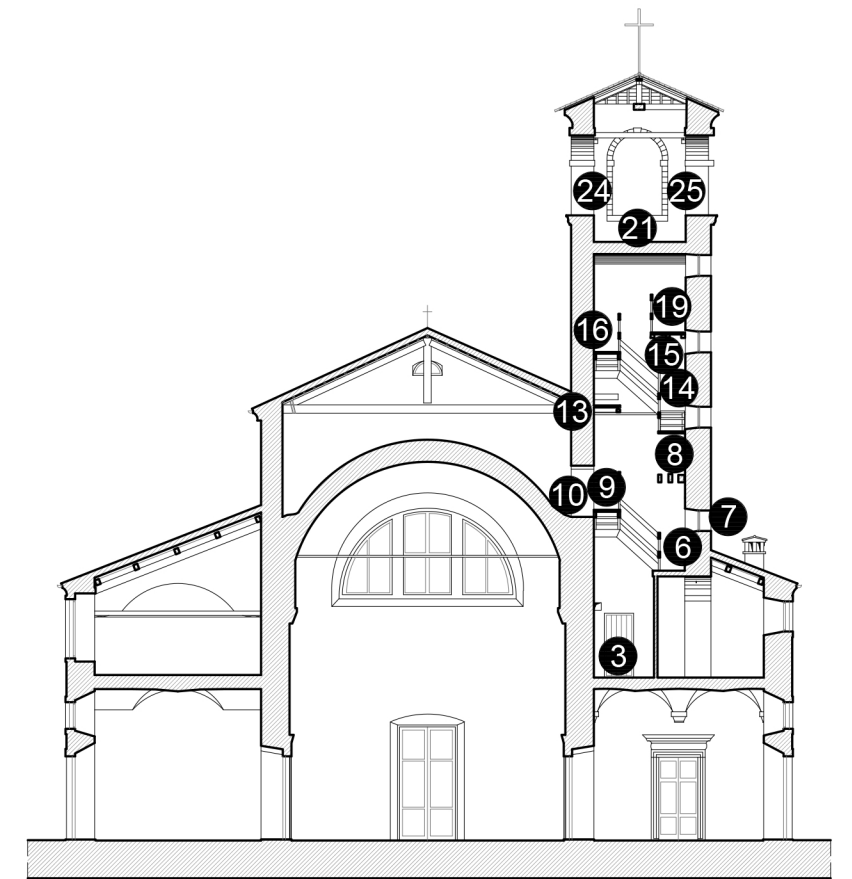
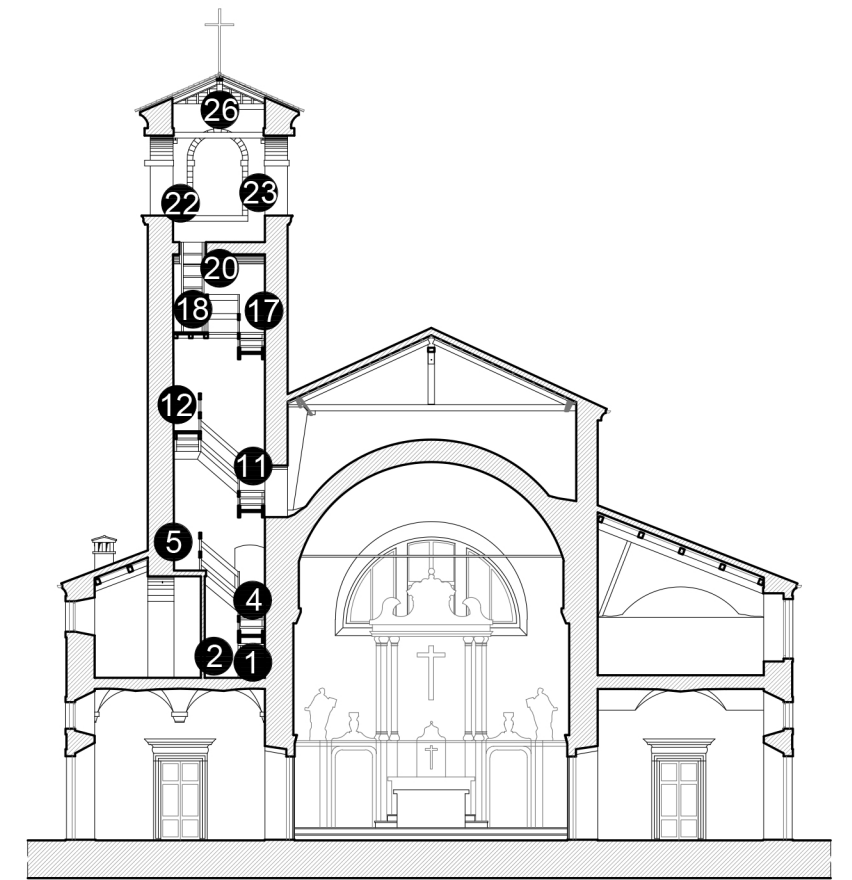
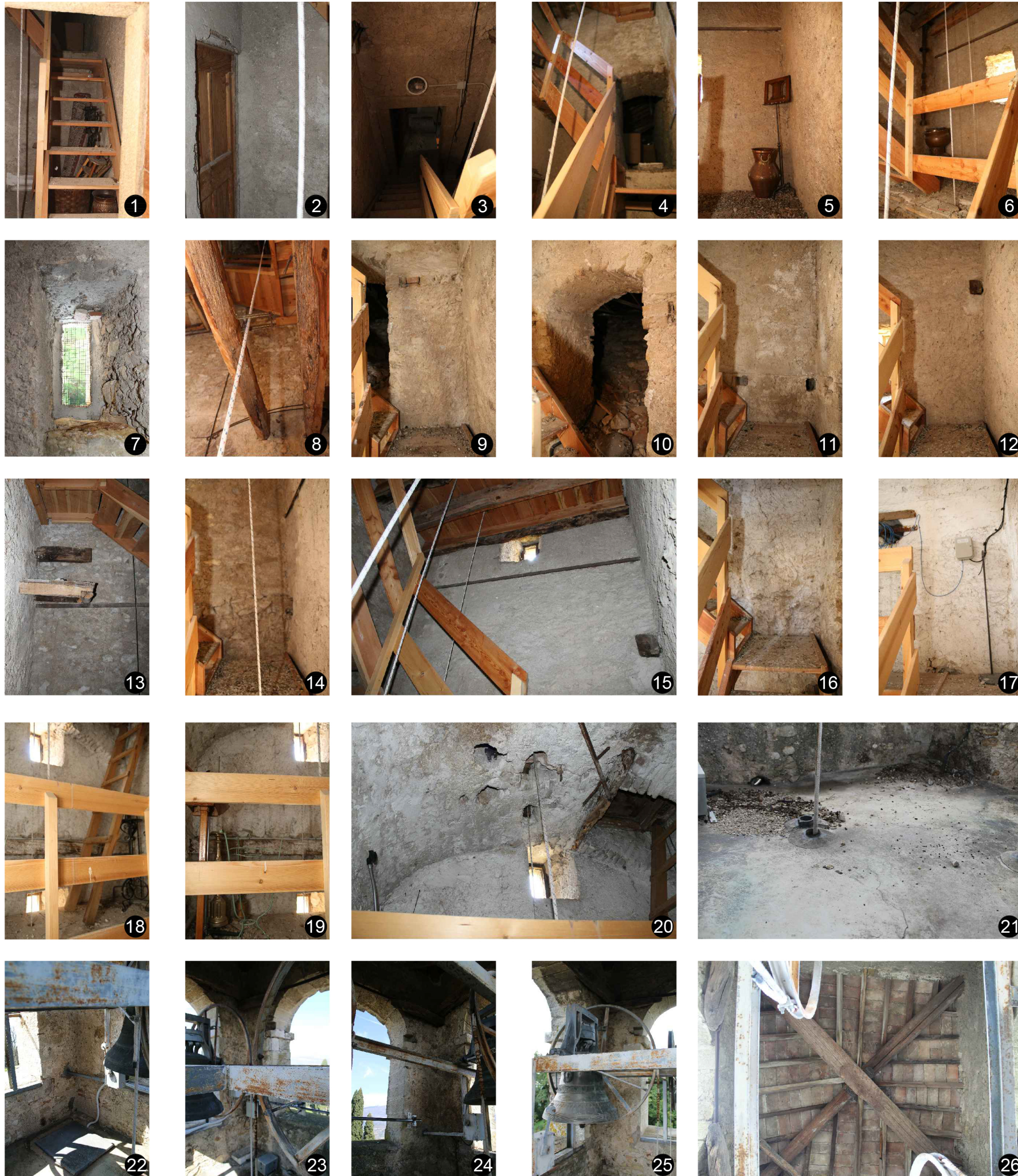
RILIEVO FOTOGRAFICO

Sottotetti

Scala 1:200

Tav.

2.04



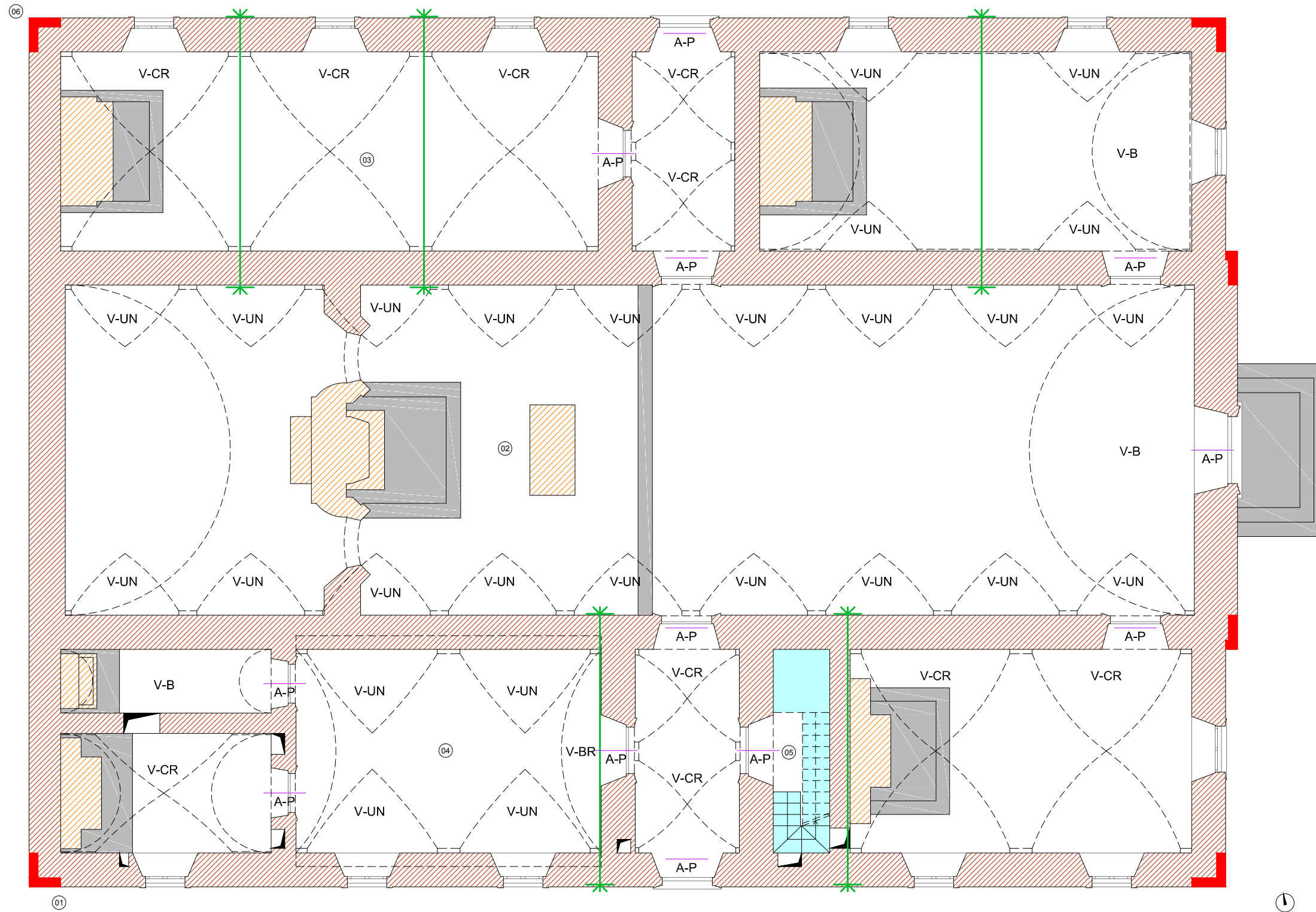
Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

RILIEVO FOTOGRAFICO
Torre campanaria

Scala 1:200

Tav.

2.05



- ELEMENTI VERTICALI**
- buona connessione dell'angolata
 - muratura in pietrame disordinata
- ELEMENTI PORTANTI ORIZZONTALI**
- A-P architrave in pietra
- ORIZZONTAMENTI**
- V-B volta a botte
 - V-BR volta a botte ribassata
 - V-CR volta a crociera
 - V-UN volta unghiate
- ELEMENTI NON STRUTTURALI**
- Elemento non strutturale in pietra
- PRESIDI**
- Tirante metallico
- COLLEGAMENTI VERTICALI**
- scala in acciaio
 - scalini in pietra



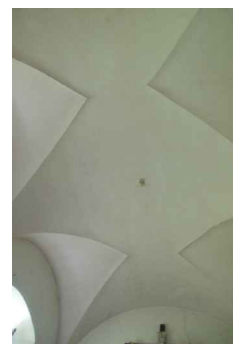
01



02



03



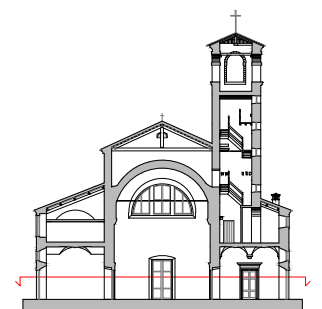
04



05



06



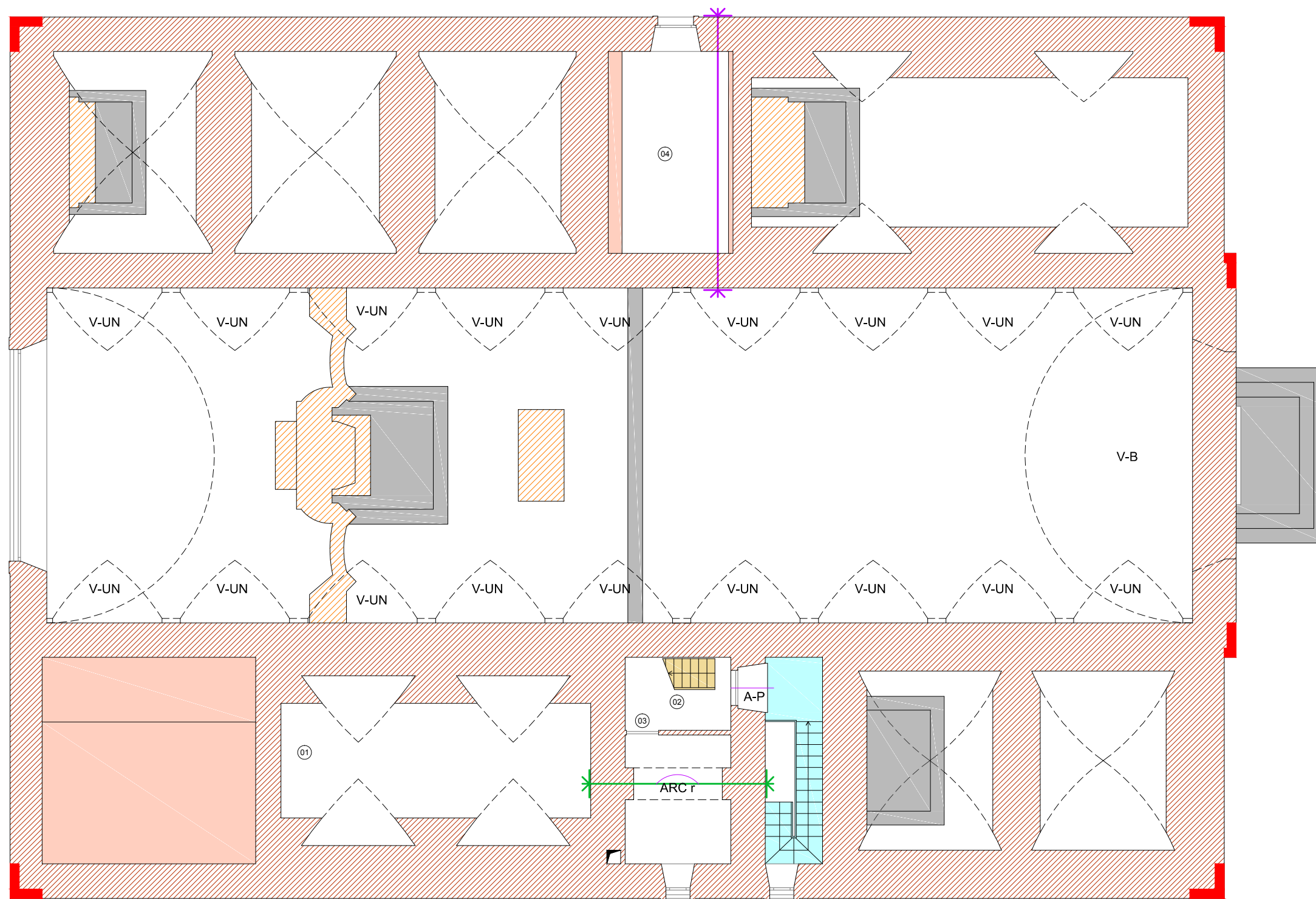
Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

**RILIEVO COSTRUTTIVO
STRUTTURALE**
Pianta Piano Terra

Scala 1:100

Tav.

3.01



- ELEMENTI VERTICALI**
- buona connessione dell'angolata
 - muratura in pietrame disordinata
- ELEMENTI PORTANTI ORIZZONTALI**
- arco a sesto ribassato in pietra
 - architrave in pietra
- ORIZZONTAMENTI**
- volta a botte
 - volta unghiate
 - estradosso in pietra
- ELEMENTI NON STRUTTURALI**
- Elemento non strutturale in pietra
- COLLEGAMENTI VERTICALI**
- scala in acciaio
 - scalini in pietra
 - scala in legno
- PRESIDI**
- Tirante in legno



01



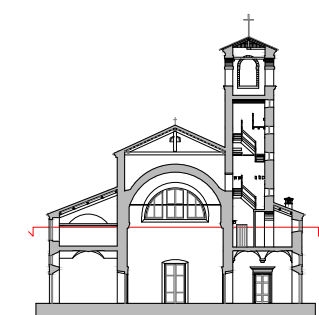
02



03



04

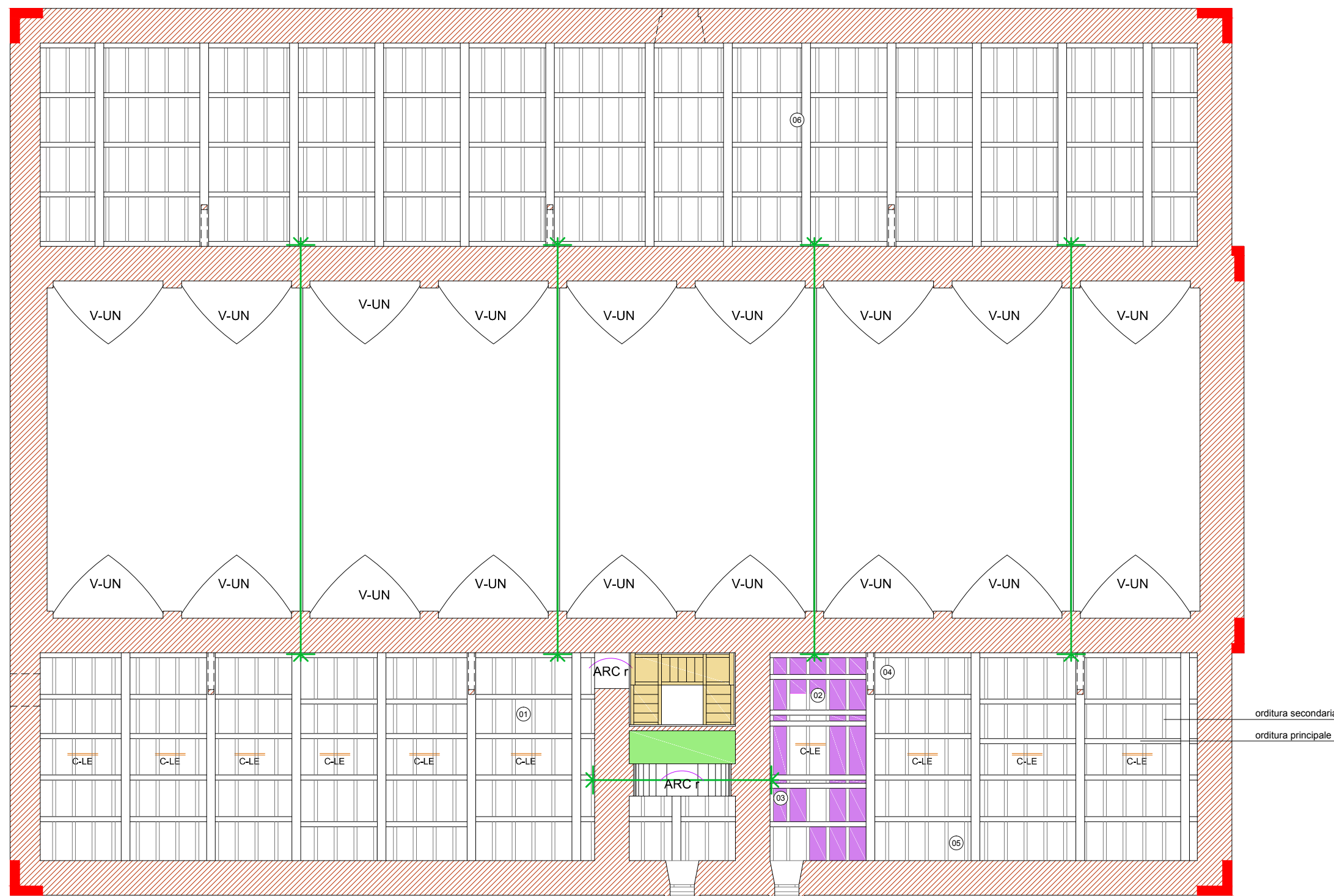


Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

**RILIEVO COSTRUTTIVO
STRUTTURALE**

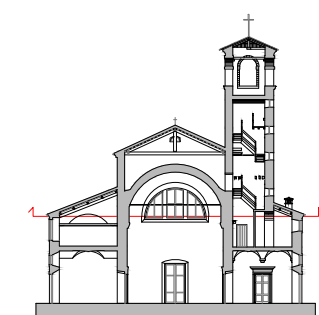
Pianta +6,00 m

Scala 1:100
Tav.
3.02



- ELEMENTI VERTICALI**
- buona connessione dell'angolata
 - muratura in pietrame disordinata
- ELEMENTI PORTANTI ORIZZONTALI**
- ARC r arco a sesto ribassato in pietra
- ORIZZONTAMENTI**
- V-UN volta unghiate
 - C-LE copertura in legno
- ELEMENTI NON STRUTTURALI**
- Controsoffitto in cannucciato
 - Parete in cannucciato
 - Elemento non strutturale in pietra
 - Tavelle in cotto
 - Tavole in legno
- PRESIDI**
- Tirante
- COLLEGAMENTI VERTICALI**
- scala in legno

orditura secondaria
orditura principale

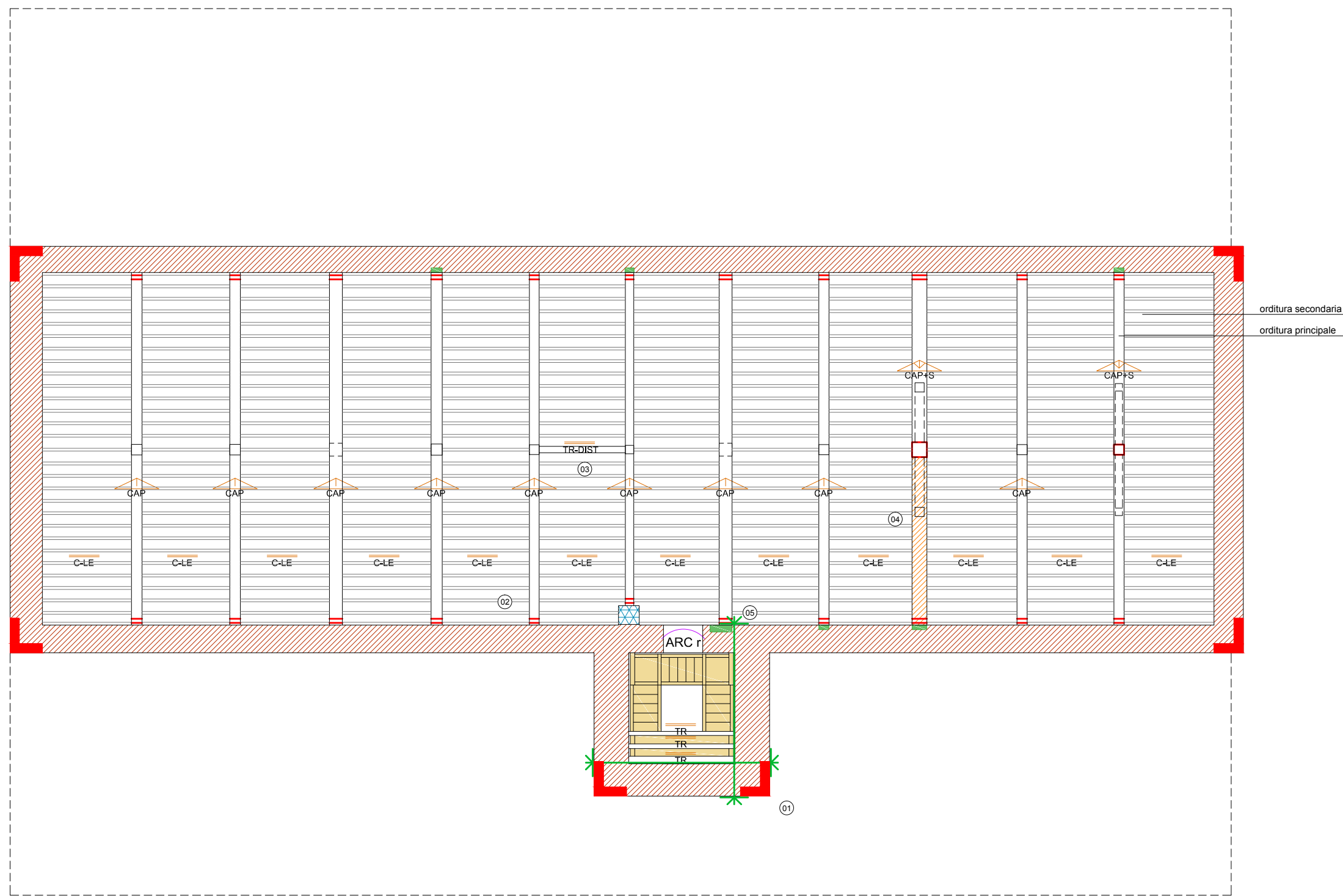


Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

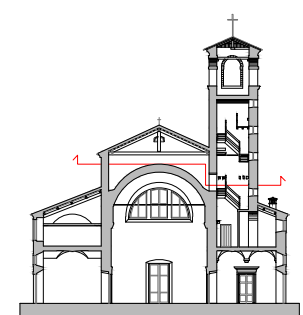
**RILIEVO COSTRUTTIVO
STRUTTURALE**

Coperture +6,60 m

Scala 1:100
Tav:
3.03



- ELEMENTI VERTICALI**
- buona connessione dell'angolata
 - muratura in pietrame disordinata
 - Ringrosso murario
 - CAP capriata monaco-puntone
 - CAP+S capriata monaco-puntone-saette
- ELEMENTI PORTANTI ORIZZONTALI**
- ARC r arco a sesto ribassato in pietra
- ORIZZONTAMENTI**
- C-LE copertura in legno
- ELEMENTI NON STRUTTURALI**
- Tavelle in cotto
 - Tavole in legno
 - Dormiente in legno o mattoni
 - TR Trave in legno
- PRESIDI**
- Tirante
 - Rinforzo metallico
 - TR-DIST Trave in legno distanziatrice
 - Legatura metallica trave-puntone
 - Cerchiatura del monaco
- COLLEGAMENTI VERTICALI**
- scala in legno



01



02



03



04



05

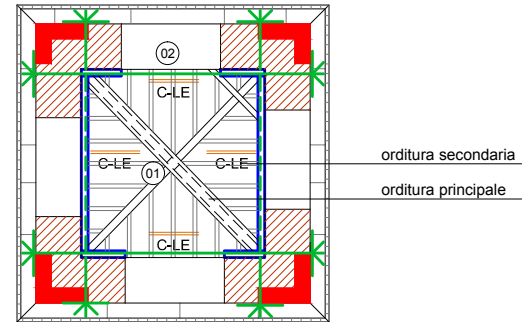
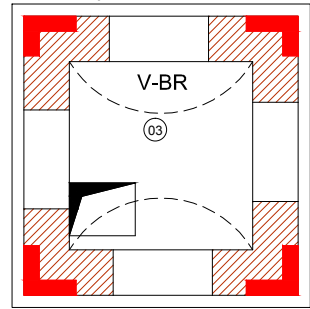
Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

RILIEVO COSTRUTTIVO STRUTTURALE

Coperture +11 m

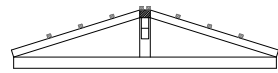
Scala 1:100
Tav. **3.04**

Cella campanaria



orditura secondaria
orditura principale

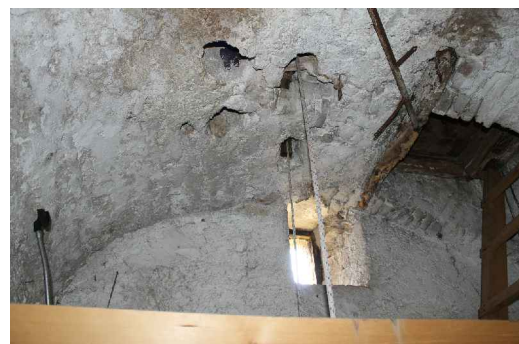
Capriata di sostegno della copertura della torre



01

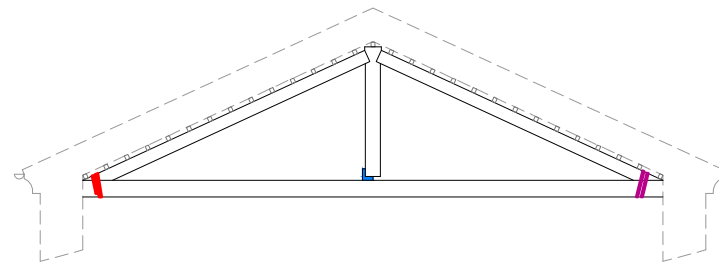


02

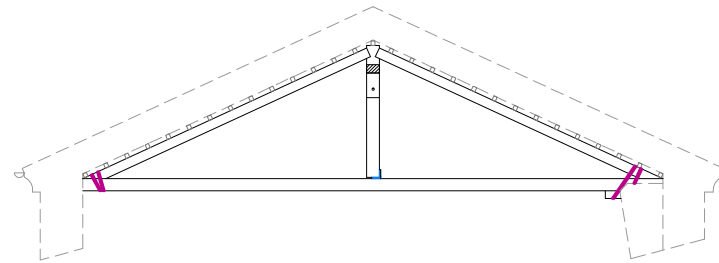


03

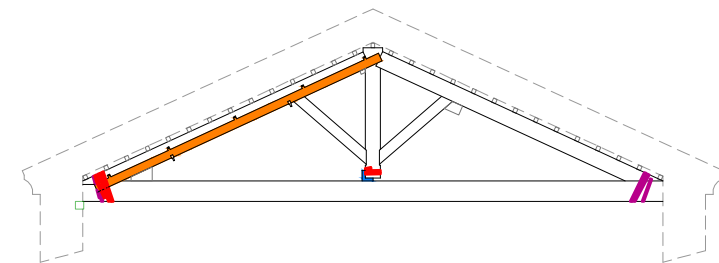
Capriata AA



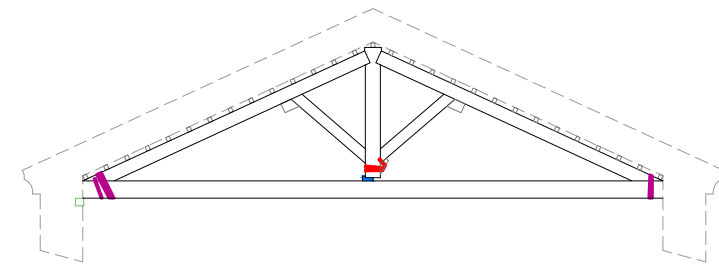
Capriata BB



Capriata CC



Capriata DD



AA



BB



CC



DD

ELEMENTI VERTICALI

- buona connessione dell'angolata
- muratura in pietrame disordinata

ORIZZONTAMENTI

- volta a botte ribassata

ORIZZONTAMENTI

- copertura in legno

PRESIDI

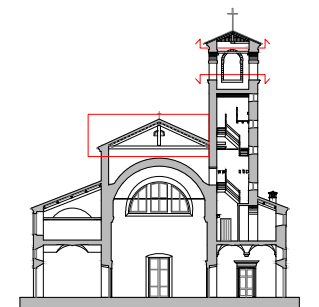
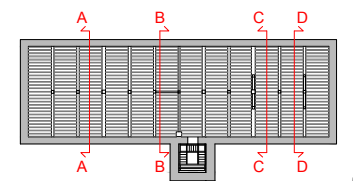
- Tirante
- Trave con tirante interno
- Trave in legno distanziatrice

COLLEGAMENTI VERTICALI

- scala in legno

ELEMENTI DELLE CAPRIATE

- Legatura metallica deteriorata
- Legatura metallica in buone condizioni
- Elemento di stabilizzazione del monaco (in alternativa alla staffa)
- Rinforzo metallico



Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

RILIEVO COSTRUTTIVO
STRUTTURALE
Cella campanaria e capriate

Scala 1:100

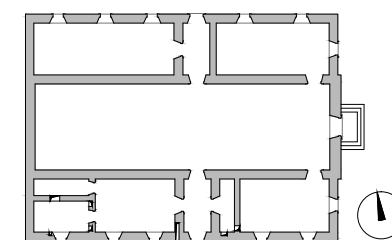
Tav:

3.05

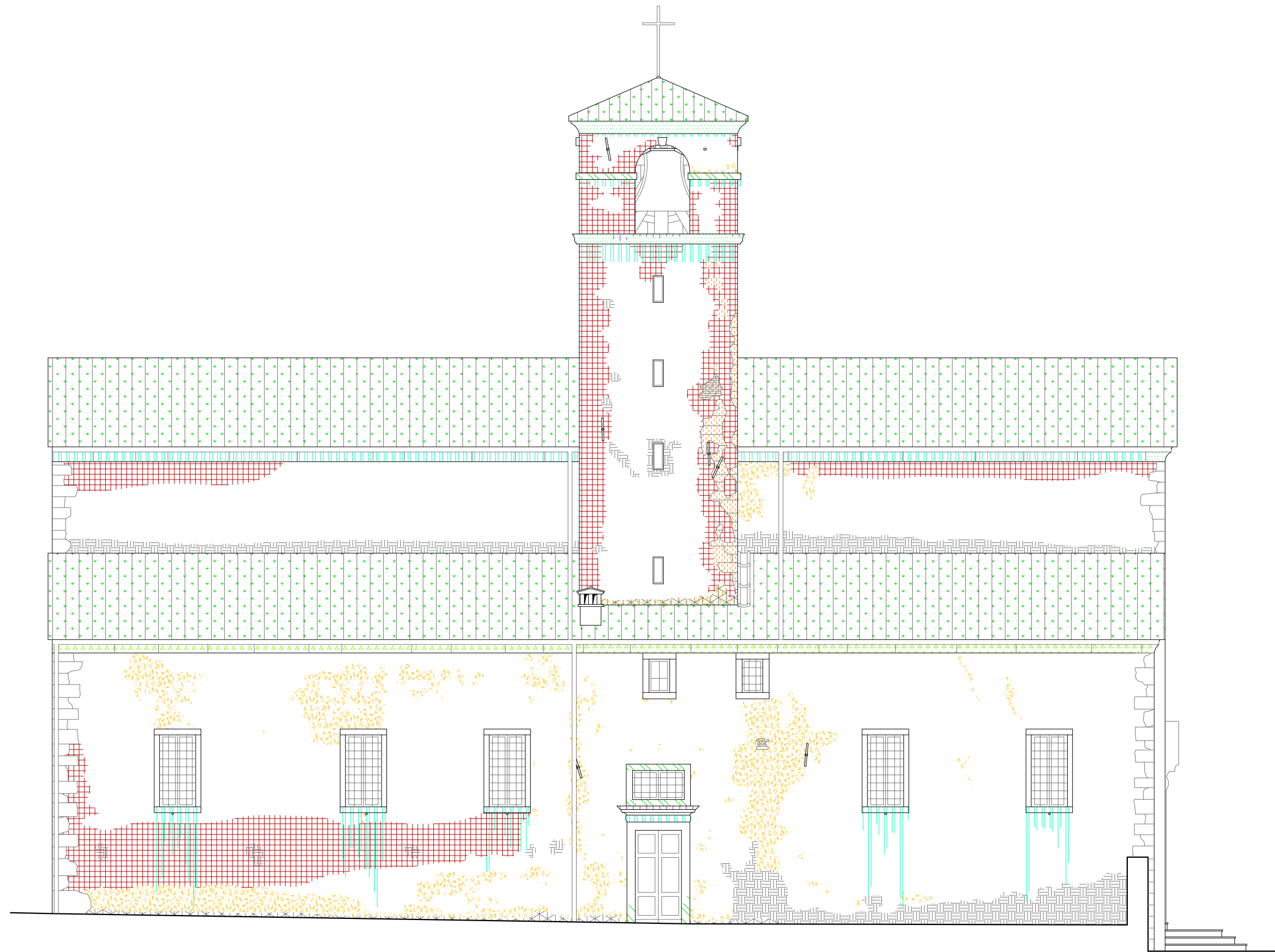


In riferimento alle raccomandazioni "Normal 1:88 - Alterazioni macroscopiche dei materiali lapidei" :



















	Alterazione cromatica		Efflorescenza		Mancanza		Presenza di vegetazione
	Alveolizzazione		Erosione		Patina		Rigonfiamento
	Colatura		Esfoliazione		Patina biologica		Ripristino dell'intonaco
	Crosta		Fronte di risalita		Pellicola		
	Distacco		Macchia		Pitting		

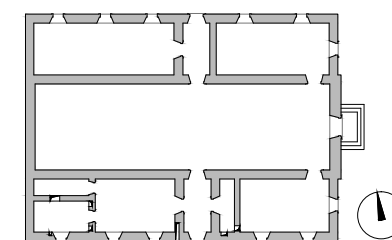


Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio
DEGRADO
 Prospetto nord
 Scala 1:100
 Tav. **4.01**



In riferimento alle raccomandazioni "Normal 1:88 - Alterazioni macroscopiche dei materiali lapidei" :

 Alterazione cromatica	 Efflorescenza	 Mancanza	 Presenza di vegetazione
 Alveolizzazione	 Erosione	 Patina	 Rigonfiamento
 Colatura	 Esfoliazione	 Patina biologica	 Ripristino dell'intonaco
 Crosta	 Fronte di risalita	 Pellicola	
 Distacco	 Macchia	 Pitting	



Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

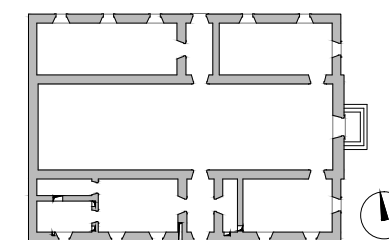
DEGRADO
Prospetto sud

Scala 1:100
Tav. **4.02**



In riferimento alle raccomandazioni "Normal 1:88 - Alterazioni macroscopiche dei materiali lapidei" :

Alterazione cromatica	Efflorescenza	Mancanza	Presenza di vegetazione
Alveolizzazione	Erosione	Patina	Rigonfiamento
Colatura	Esfoliazione	Patina biologica	Ripristino dell'intonaco
Crosta	Fronte di risalita	Pellicola	
Distacco	Macchia	Pitting	

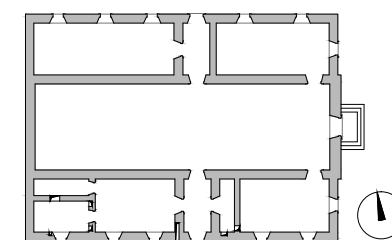


Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio
DEGRADO
 Prospetto est
 Scala 1:100
 Tav. **4.03**



In riferimento alle raccomandazioni "Normal 1:88 - Alterazioni macroscopiche dei materiali lapidei" :

Alterazione cromatica	Efflorescenza	Mancanza	Presenza di vegetazione
Alveolizzazione	Erosione	Patina	Rigonfiamento
Colatura	Esfoliazione	Patina biologica	Ripristino dell'intonaco
Crosta	Fronte di risalita	Pellicola	
Distacco	Macchia	Pitting	



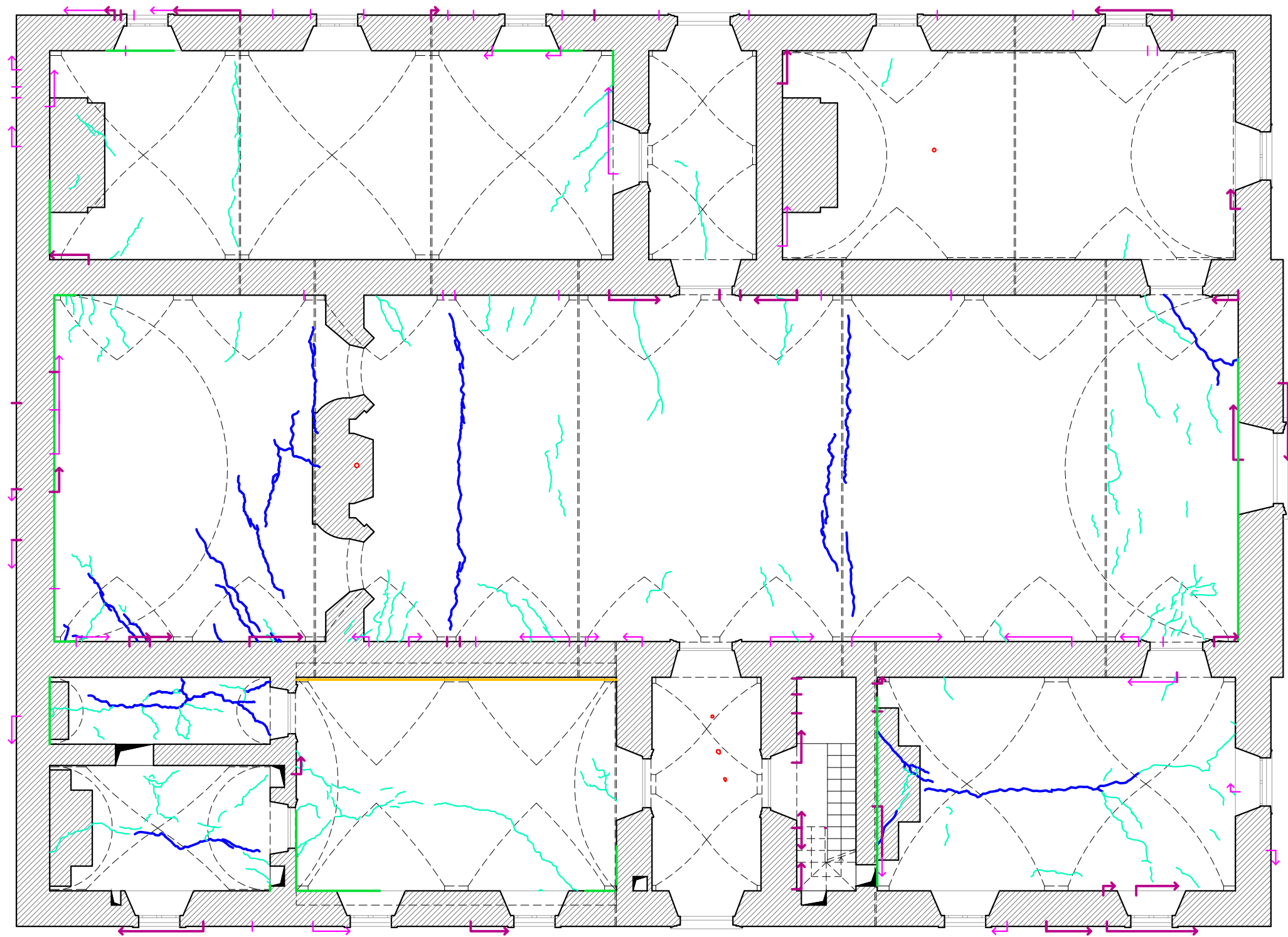
Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

DEGRADO
Prospetto ovest

Scala 1:100

Tav.

4.04

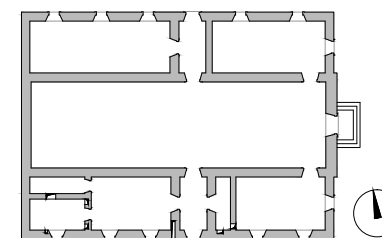


INDAGINI IN SITO:

- Lesione volta (> 1mm)
- Cavillatura volta (< 1mm)
- Lesione volta - parete (> 1mm)
- Lesione orizzontale lungo la parete (> 1mm)
- Lesione verticale parete (> 1mm)
- ↗ Lesione diagonale parete* (> 1mm)
- Cavillatura verticale parete (< 1mm)
- ↗ Cavillatura diagonale parete* (< 1mm)

○ Presenza di fori

* Direzioni e lunghezze delle frecce in pianta sono indicative dell'andamento delle lesioni sulla parete



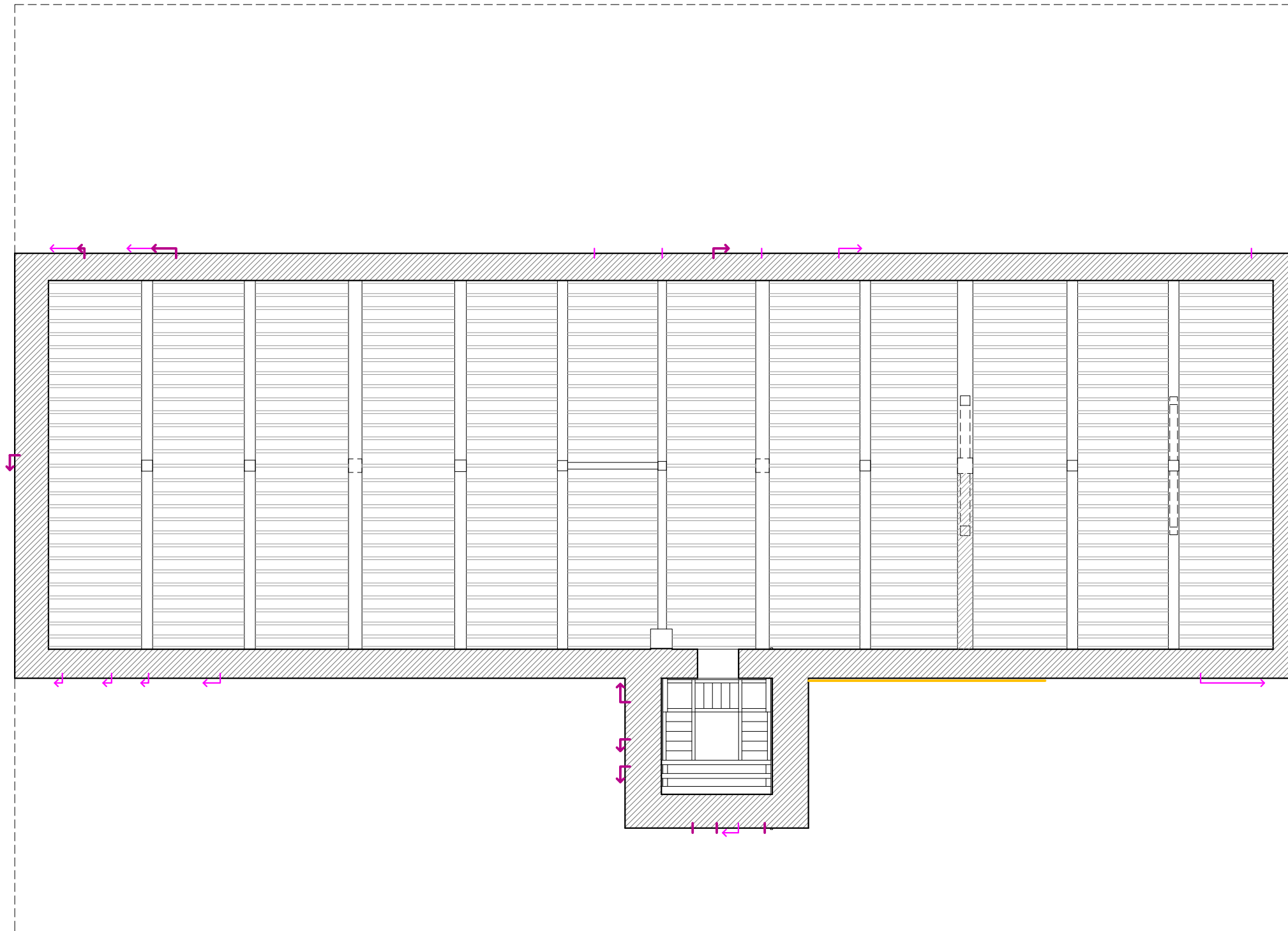
Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

QUADRO FESSURATIVO
Volte

Scala 1:100

Tav.

5.01



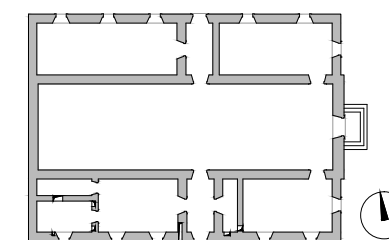
INDAGINI IN SITO:

- Lesione volta (> 1mm)
- Cavillatura volta (< 1mm)
- Lesione volta - parete (> 1mm)
- Lesione orizzontale lungo la parete (> 1mm)

- Lesione verticale parete (> 1mm)
- ↗ Lesione diagonale parete* (> 1mm)
- Cavillatura verticale parete (< 1mm)
- ↗ Cavillatura diagonale parete* (< 1mm)

○ Presenza di fori

* Direzioni e lunghezze delle frecce in pianta sono indicative dell'andamento delle lesioni sulla parete



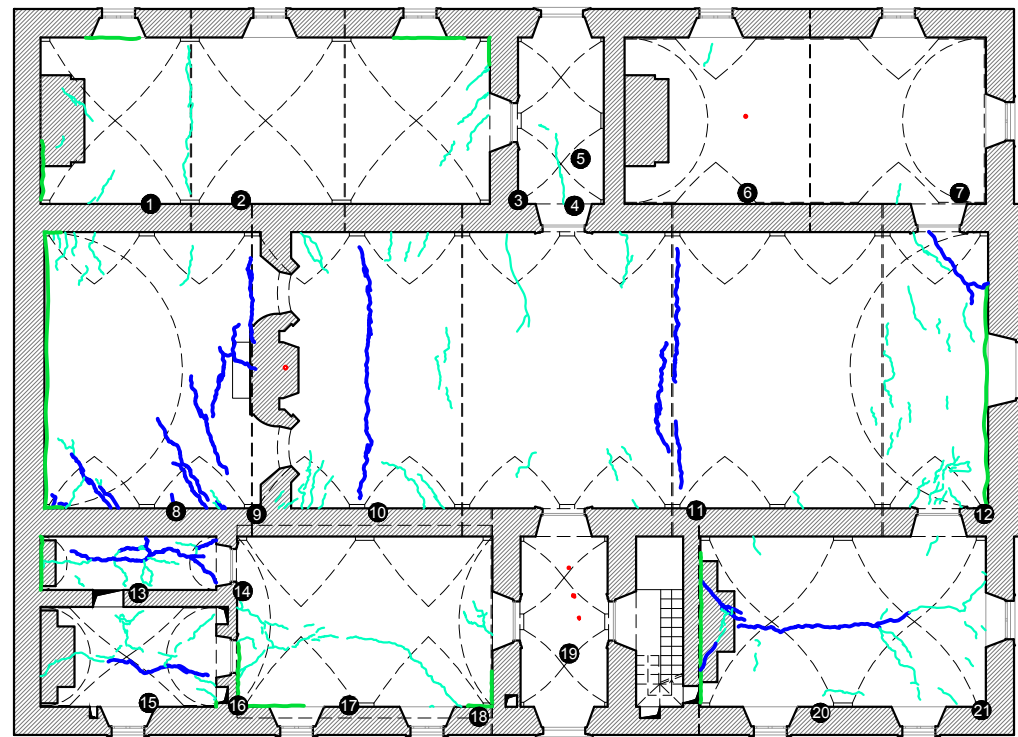
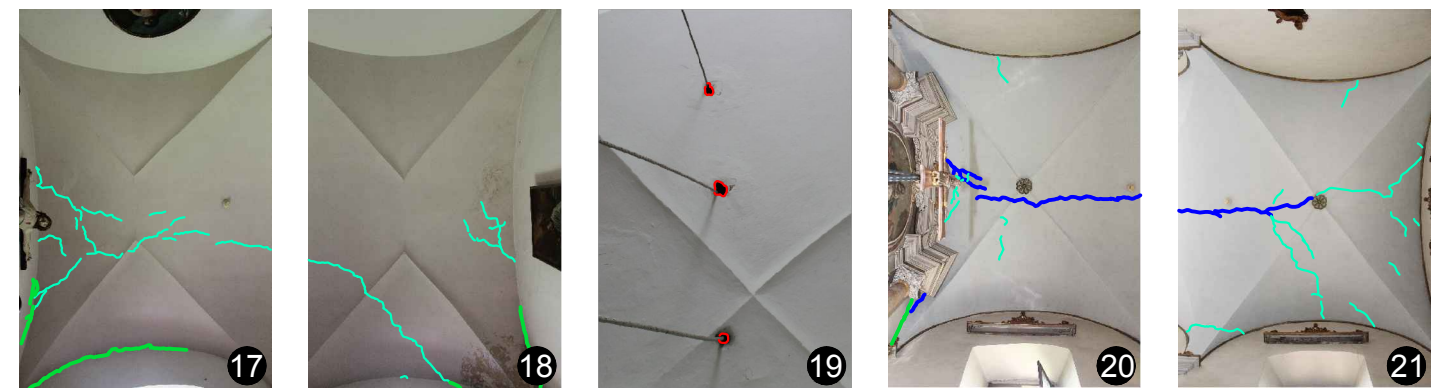
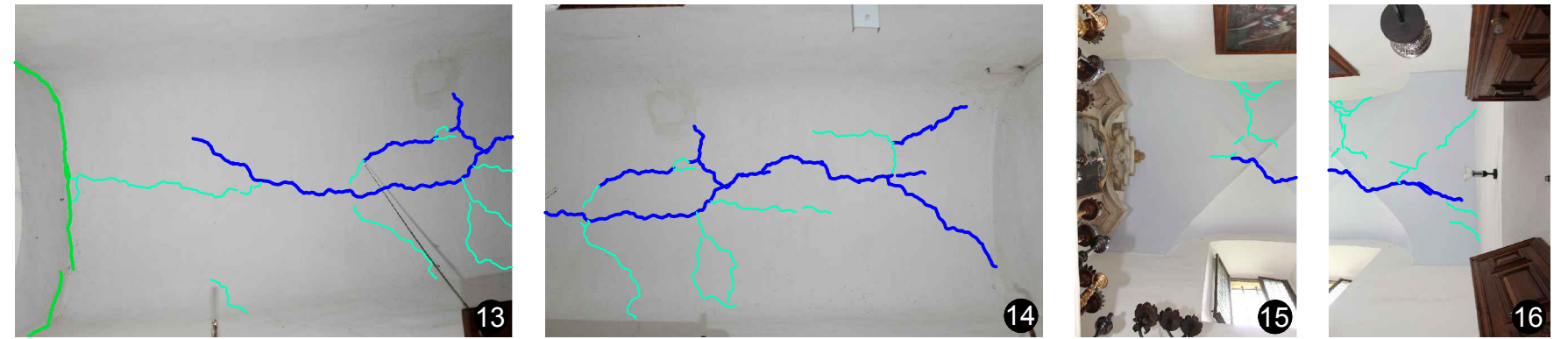
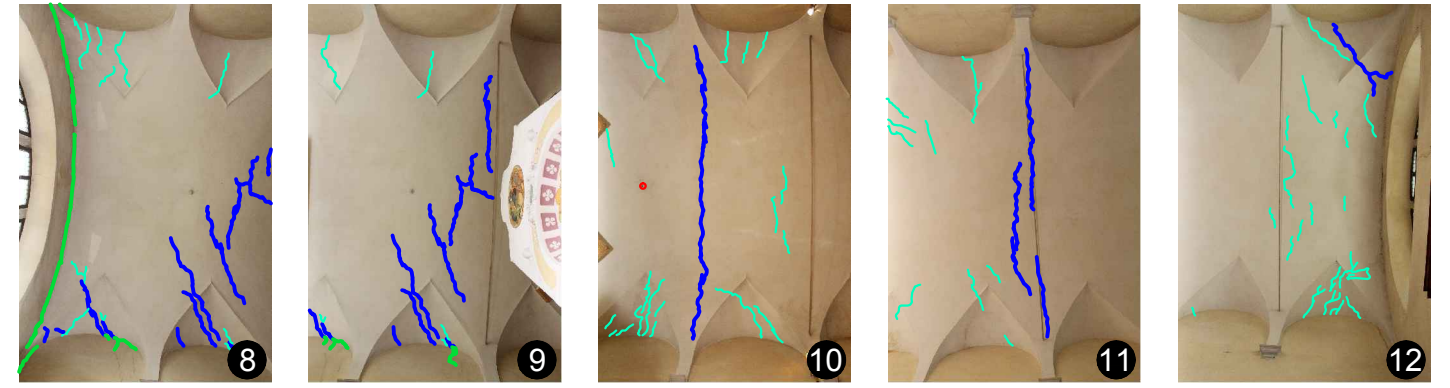
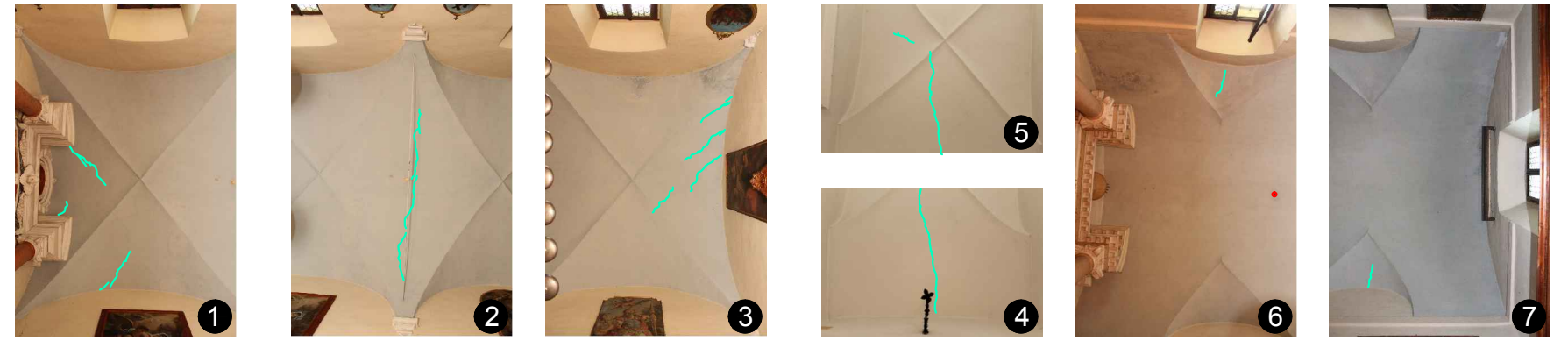
Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

QUADRO FESSURATIVO
Copertura

Scala 1:100

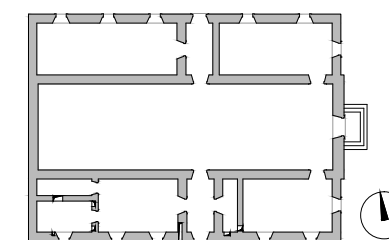
Tav.

5.02



INDAGINI IN SITO:

- Lesione volta (> 1mm)
- Cavillatura volta (< 1mm)
- Lesione volta - parete (> 1mm)
- Presenza di fori



Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

QUADRO FESSURATIVO
Volte

Scala 1:200

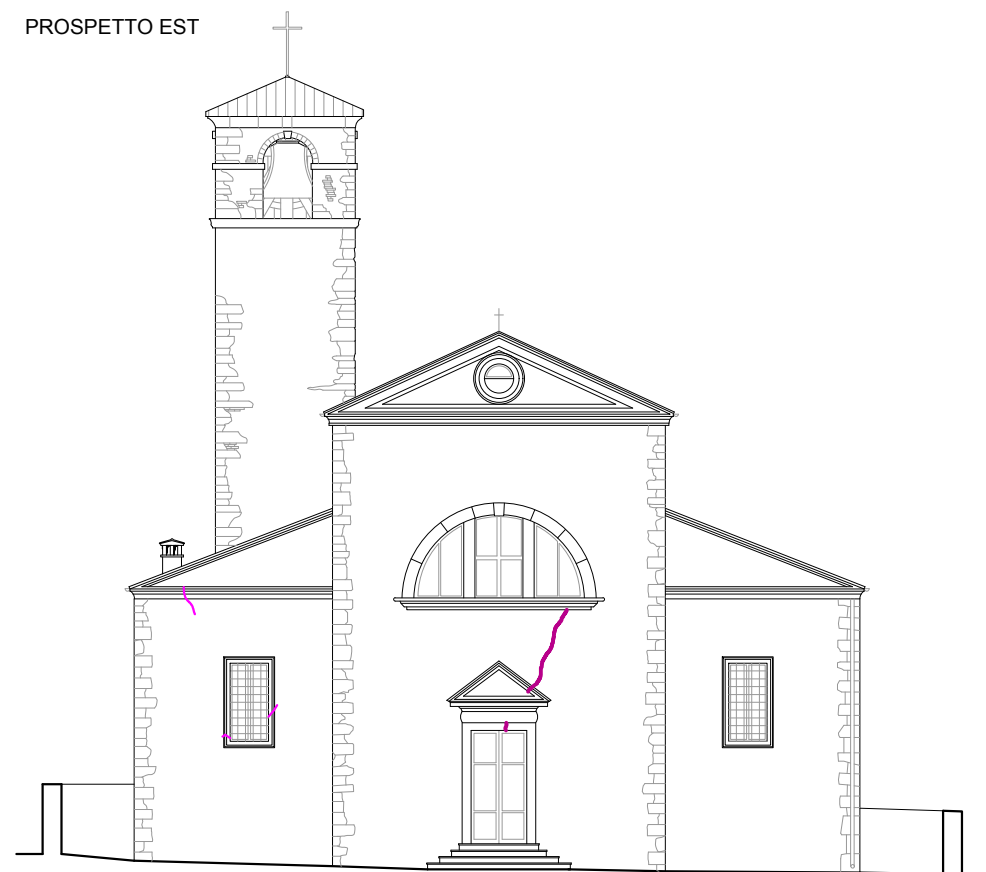
Tav.

5.03

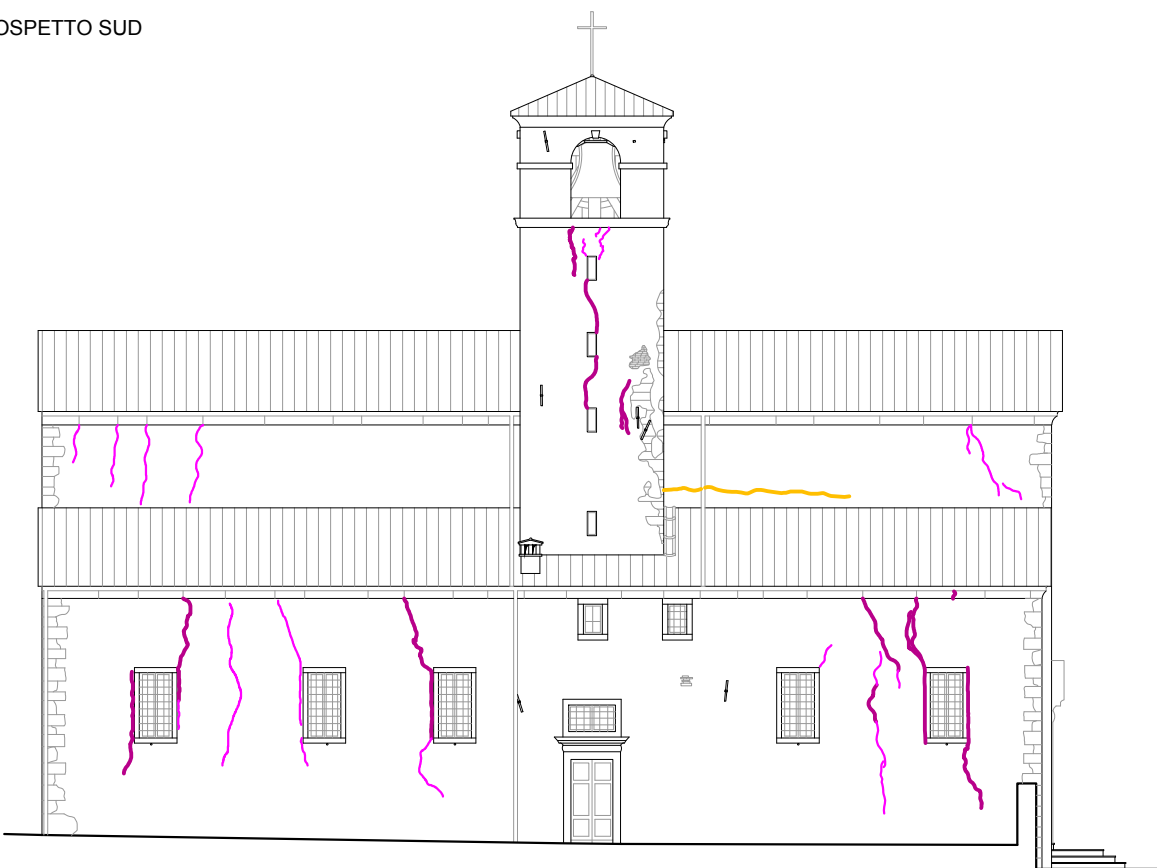
PROSPETTO NORD



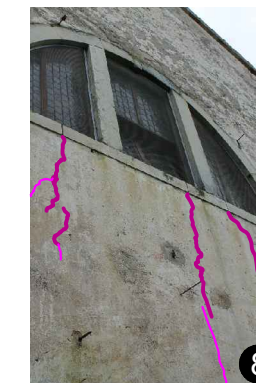
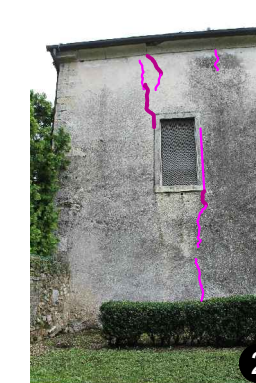
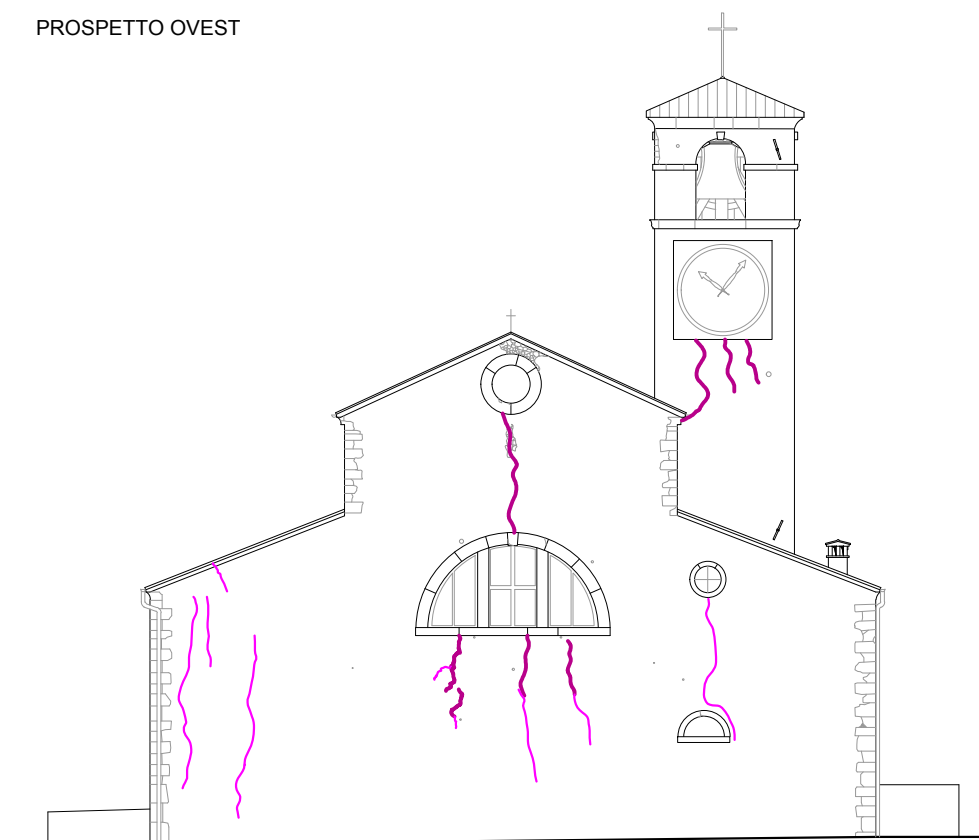
PROSPETTO EST



PROSPETTO SUD



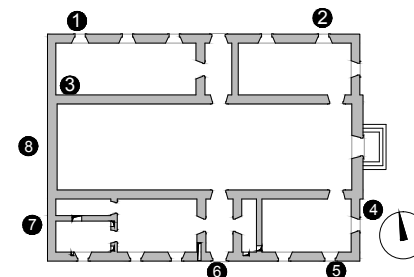
PROSPETTO OVEST



INDAGINI IN SITO:

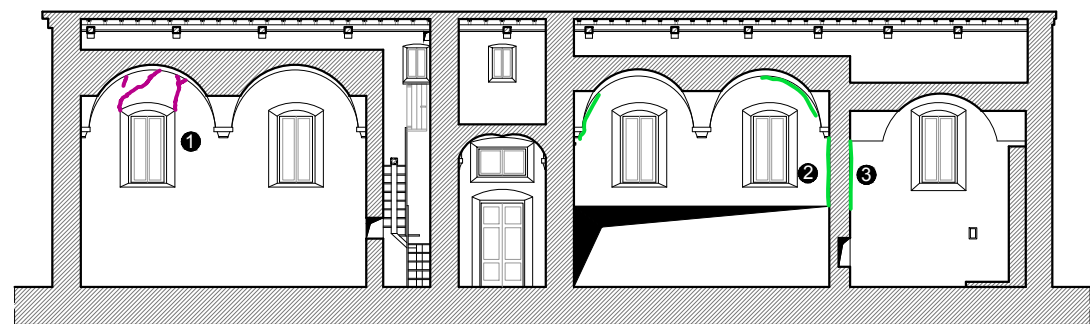
- Lesione parete (> 1mm)
- Cavillatura parete (< 1mm)

- Lesione orizzontale lungo la parete (> 1mm)

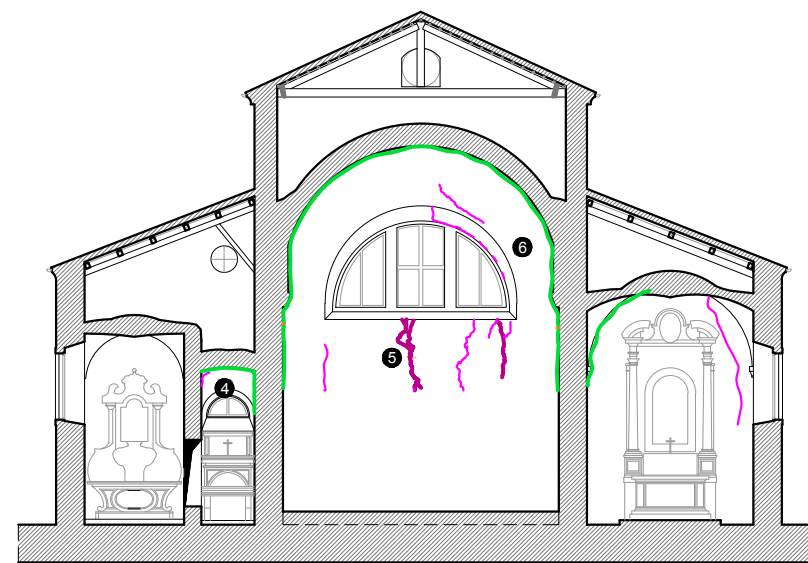


Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio
QUADRO FESSURATIVO
 Prospetti
 Scala 1:200
 Tav.
5.04

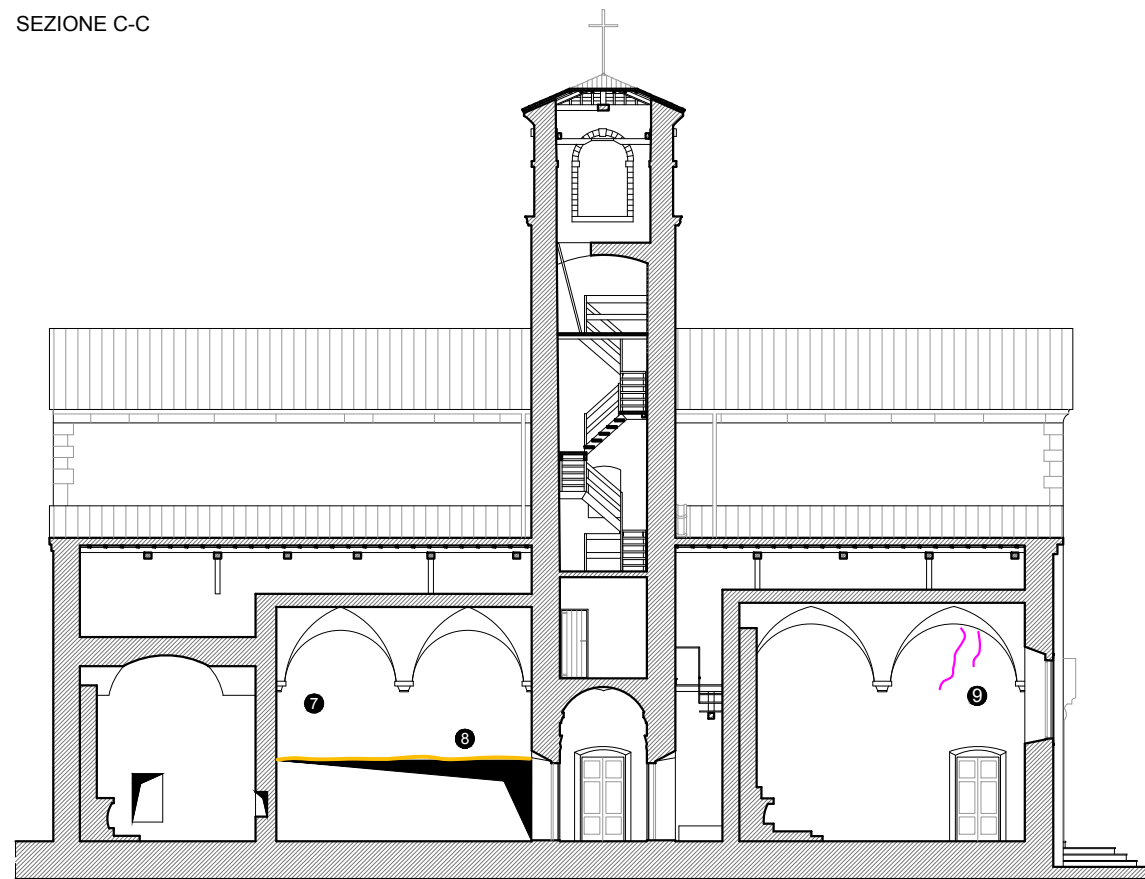
SEZIONE A-A



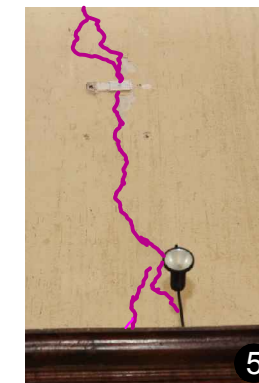
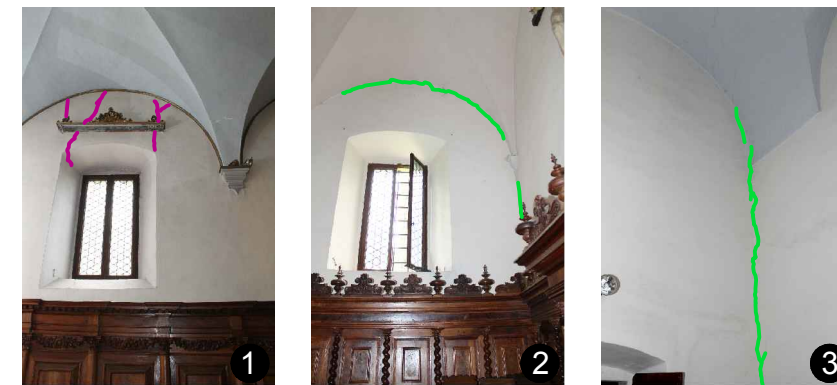
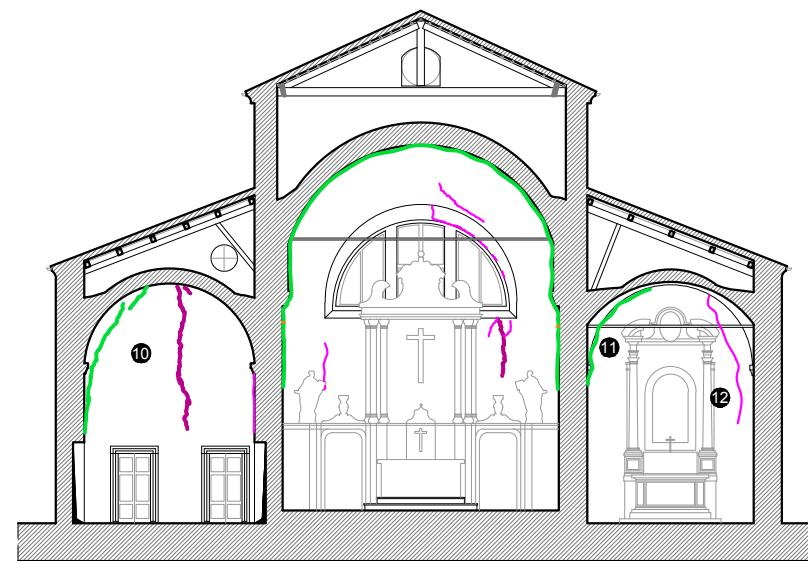
SEZIONE I-I



SEZIONE C-C



SEZIONE J-J



INDAGINI IN SITO:

— Lesione parete (> 1mm)

— Lesione volta (> 1mm)

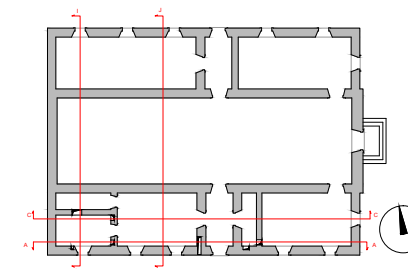
— Fessurimetro

— Cavillatura parete (< 1mm)

— Cavillatura volta (< 1mm)

— Lesione volta - parete (> 1mm)

— Lesione orizzontale lungo la parete (> 1mm)



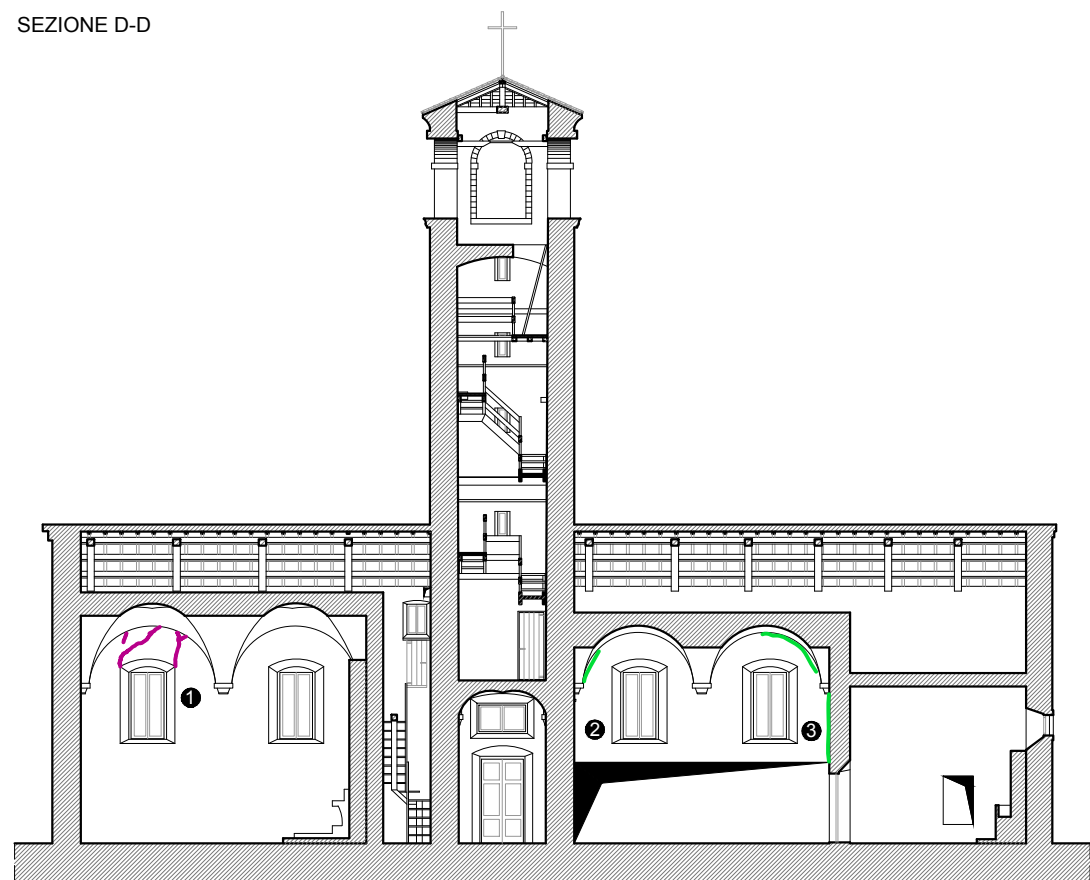
Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

QUADRO FESSURATIVO
Sezioni

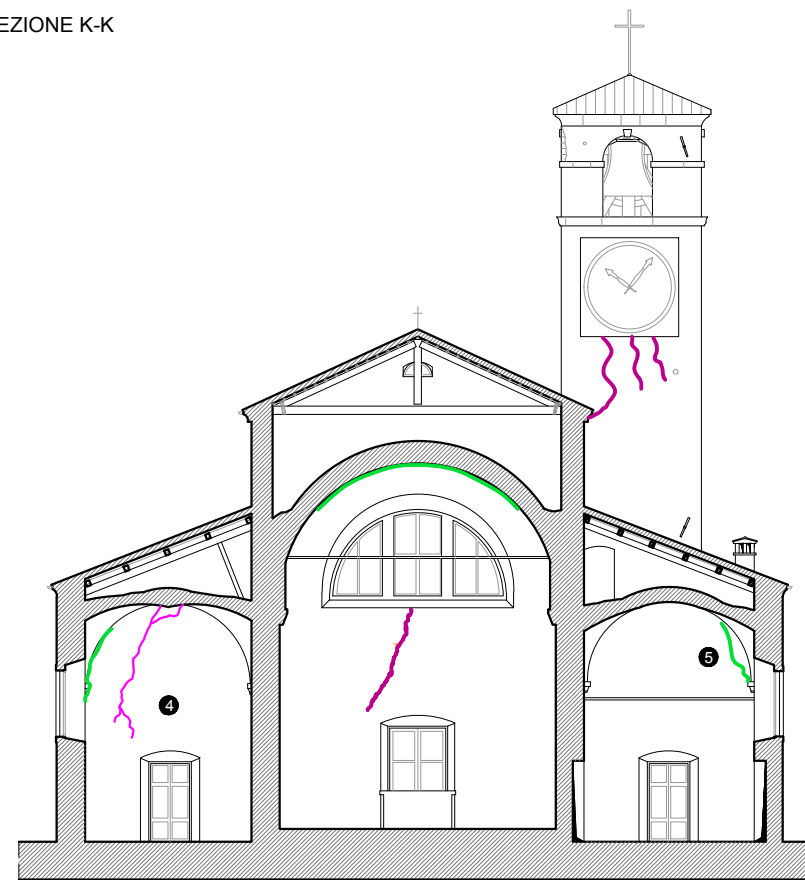
Scala 1:200
Tav:

5.05

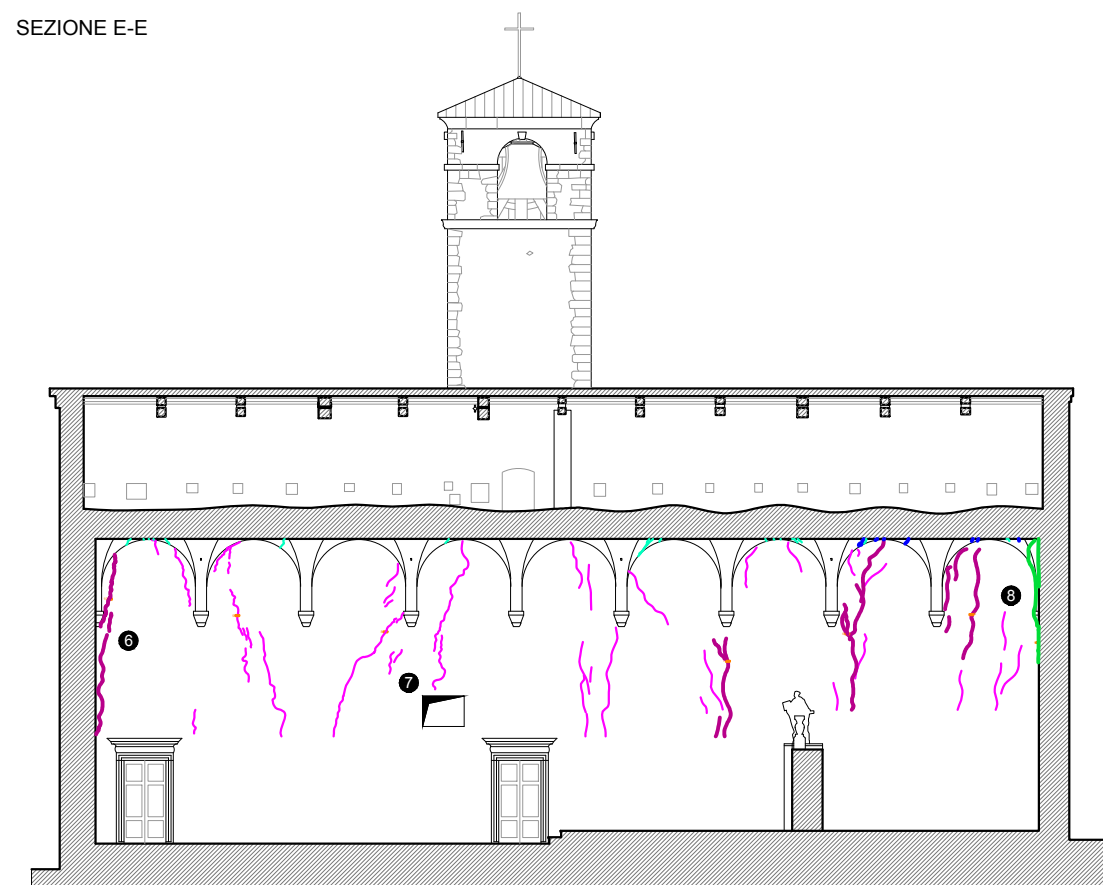
SEZIONE D-D



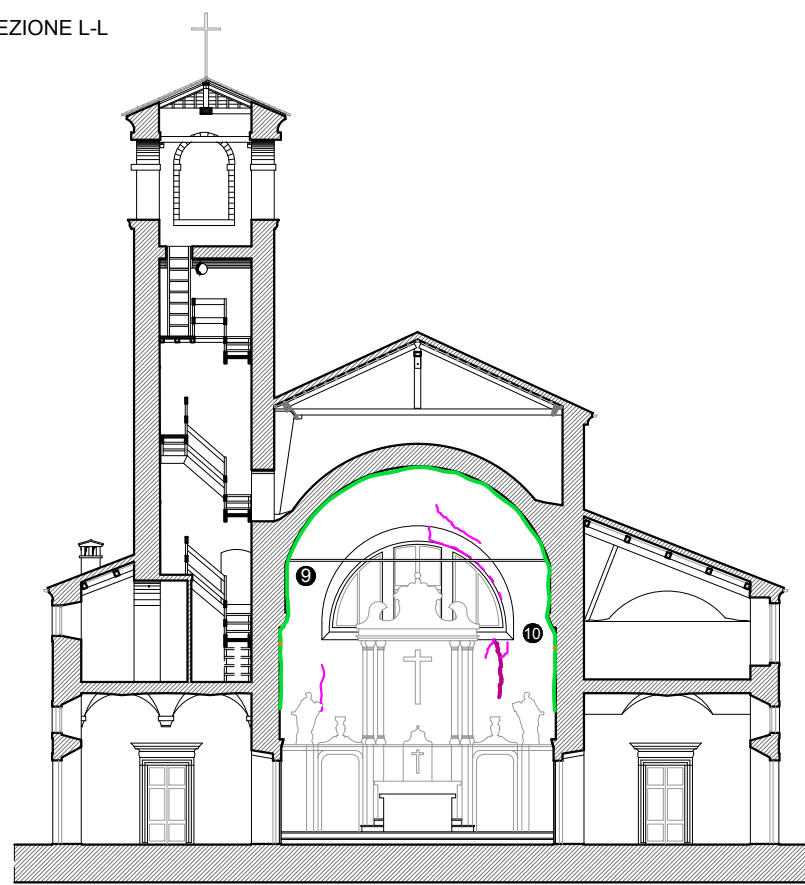
SEZIONE K-K



SEZIONE E-E

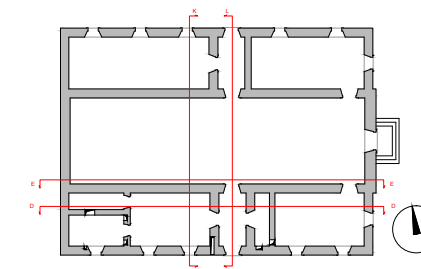
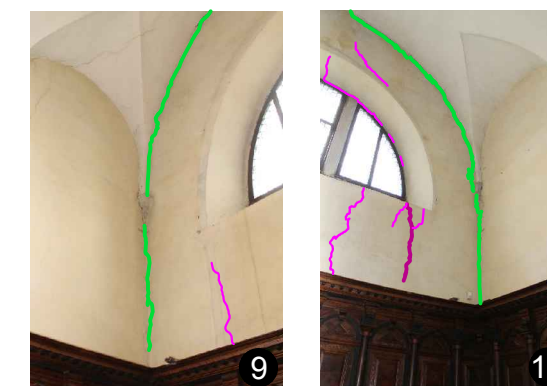
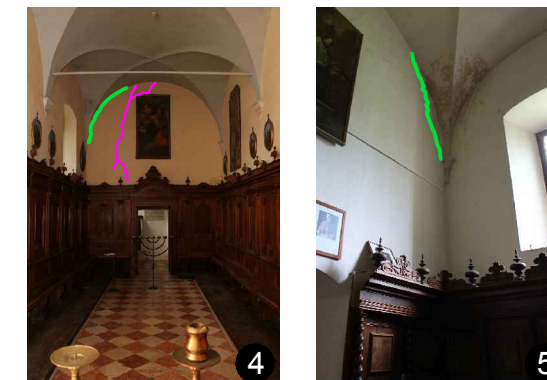
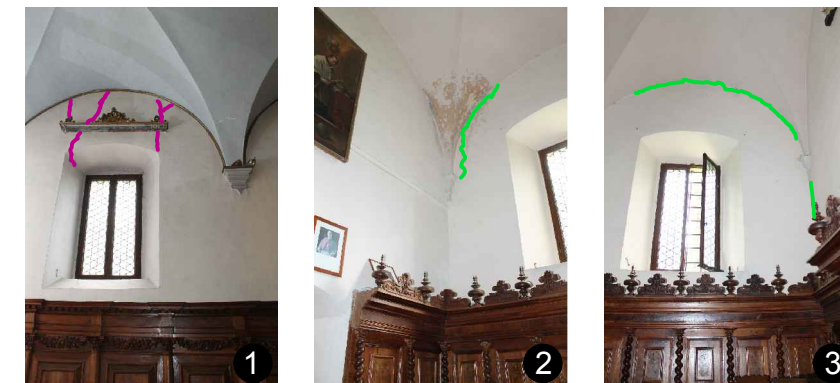


SEZIONE L-L



INDAGINI IN SITO:

- Lesione parete (> 1mm)
- Cavillatura parete (< 1mm)
- Lesione volta - parete (> 1mm)
- Lesione volta (> 1mm)
- Cavillatura volta (< 1mm)
- Fessurimetro
- Lesione orizzontale lungo la parete (> 1mm)



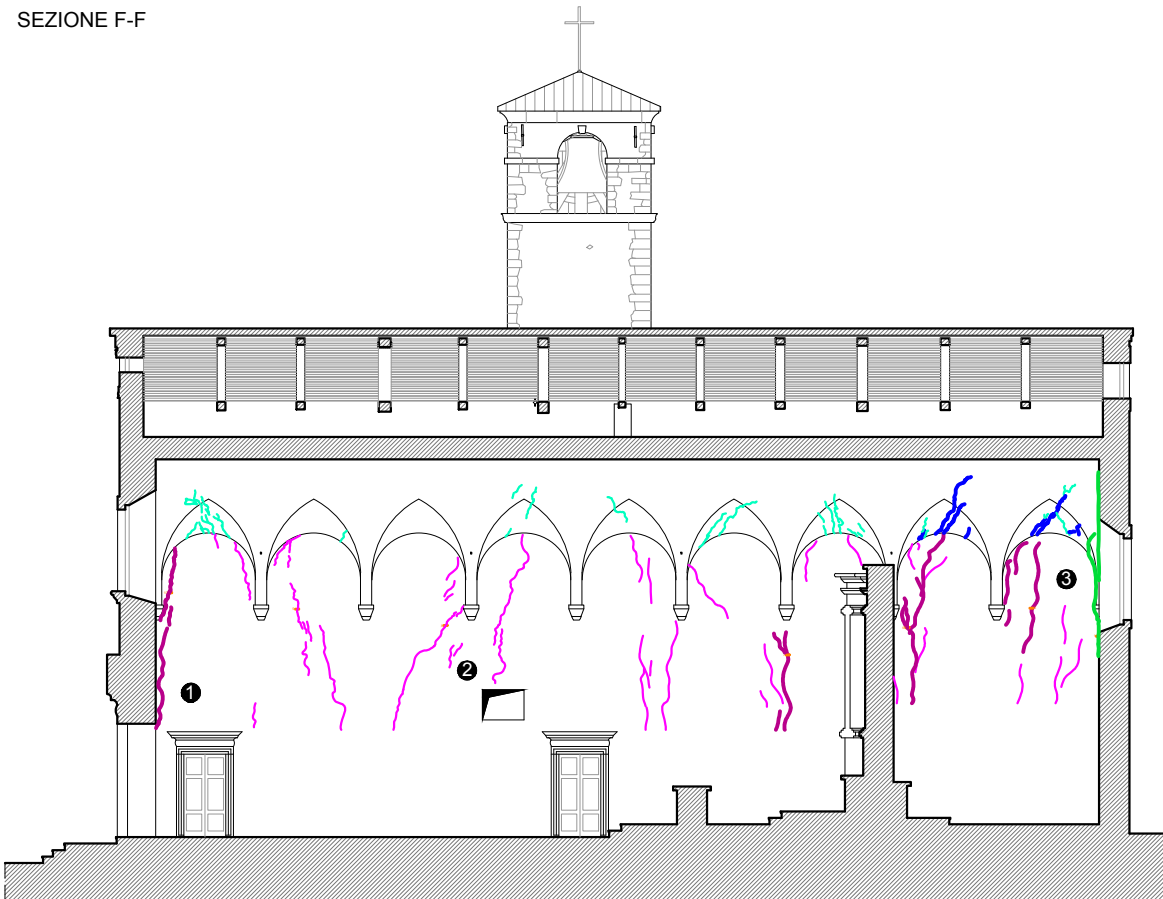
Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

QUADRO FESSURATIVO
Sezioni

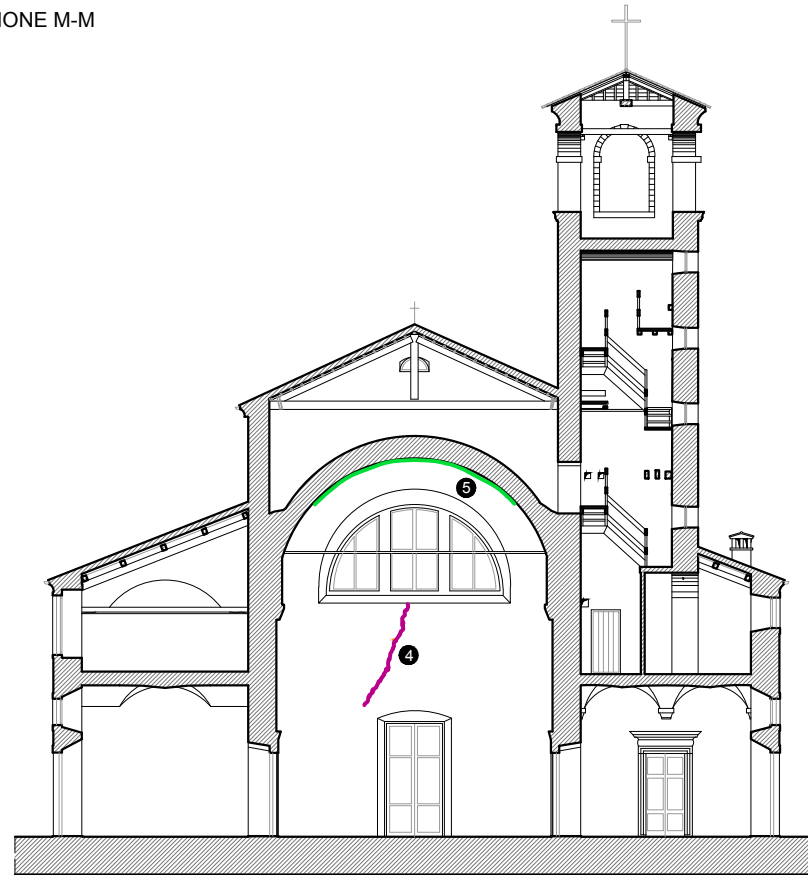
Scala 1:200
Tav.

5.06

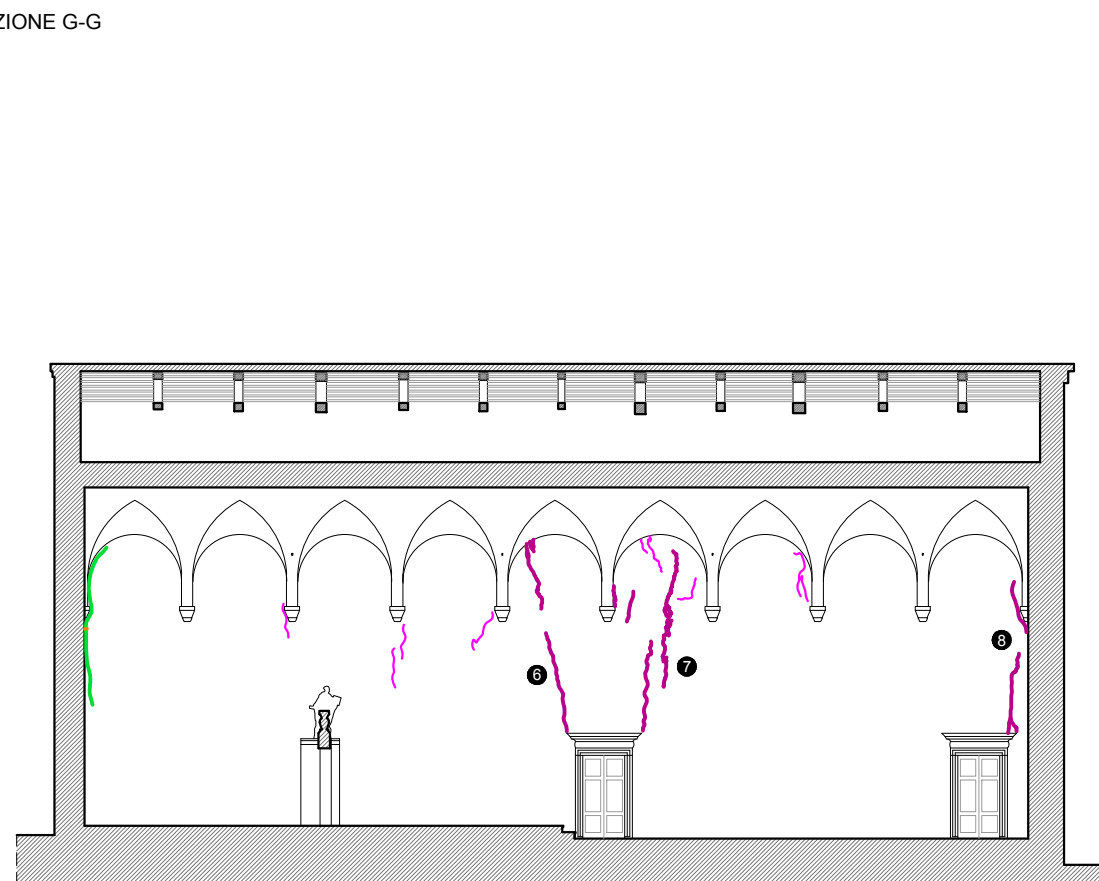
SEZIONE F-F



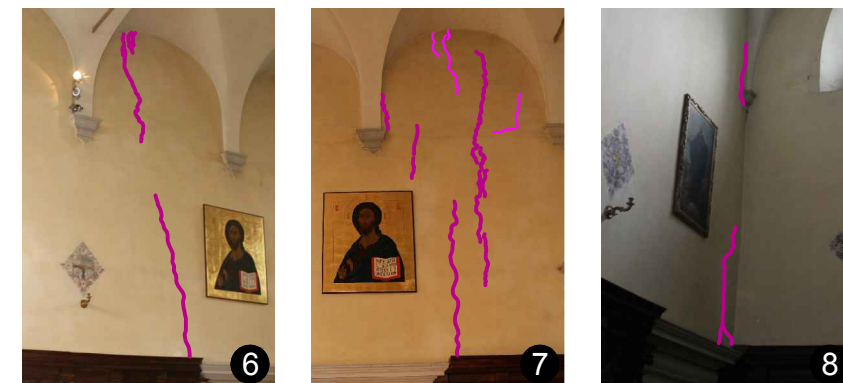
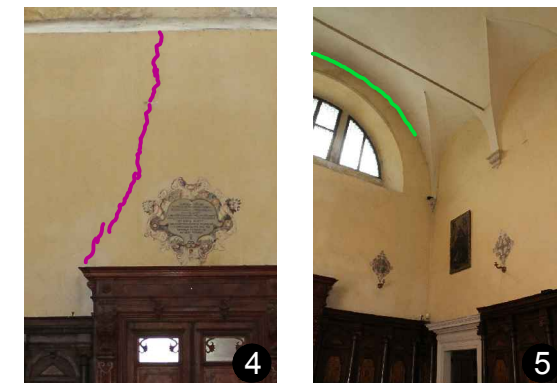
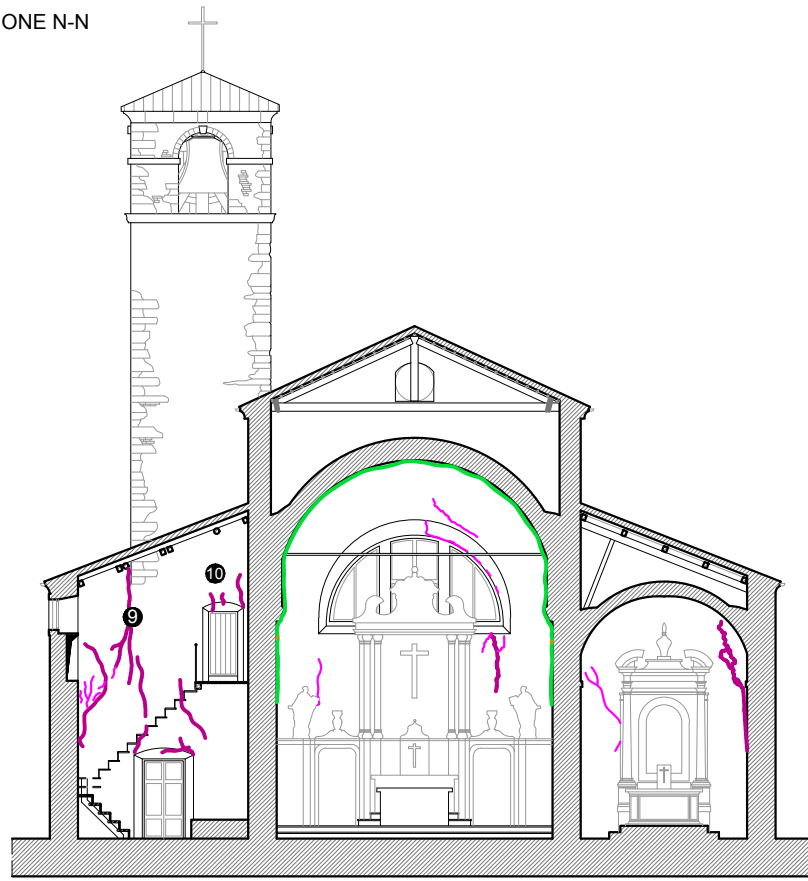
SEZIONE M-M



SEZIONE G-G

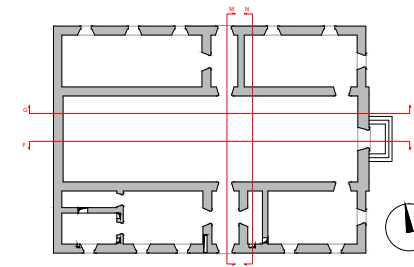


SEZIONE N-N



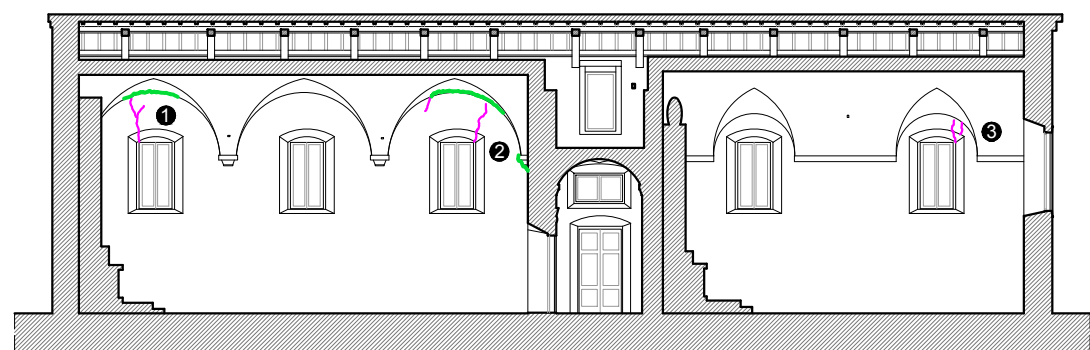
INDAGINI IN SITO:

- Lesione parete (> 1mm)
- Lesione volta (> 1mm)
- Fessurimetro
- Cavillatura parete (< 1mm)
- Cavillatura volta (< 1mm)
- Lesione volta - parete (> 1mm)
- Lesione orizzontale lungo la parete (> 1mm)

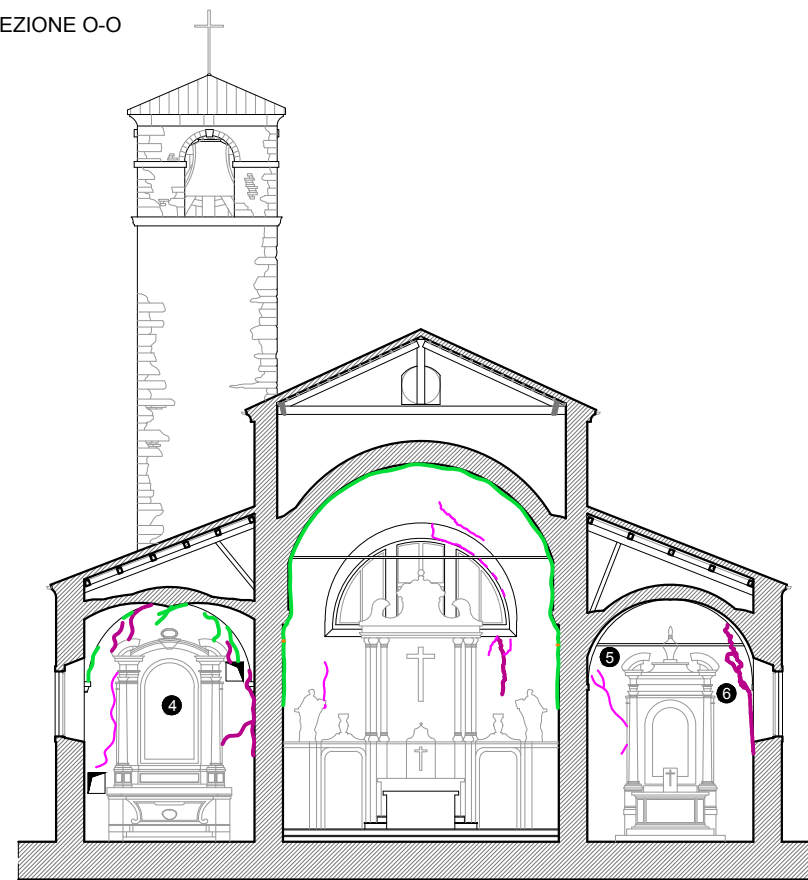


Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio
QUADRO FESSURATIVO
 Sezioni
 Scala 1:200
 Tav.
5.07

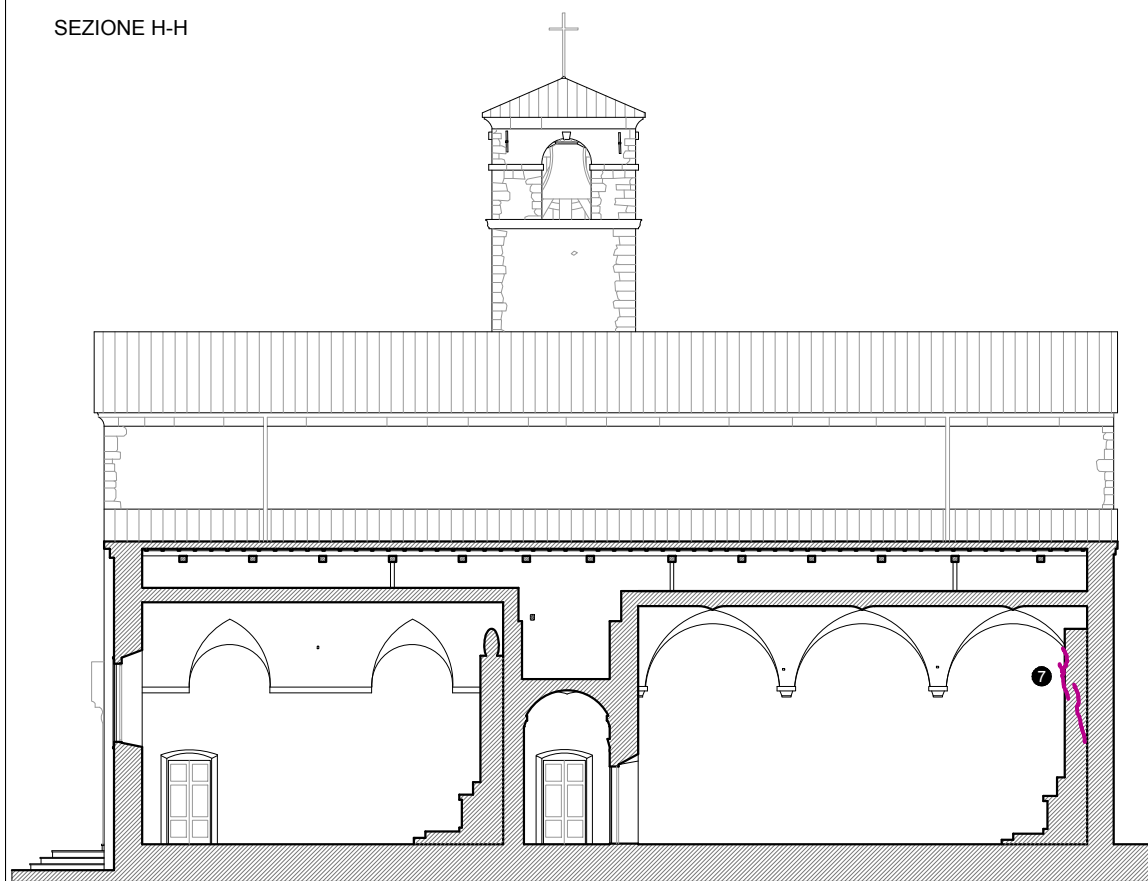
SEZIONE B-B



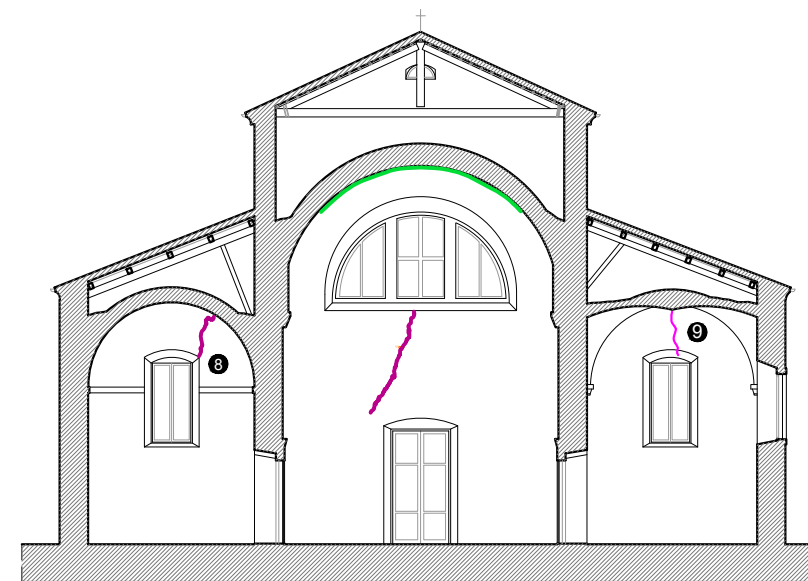
SEZIONE O-O



SEZIONE H-H



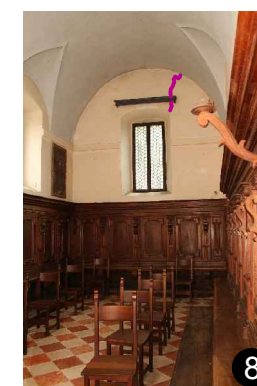
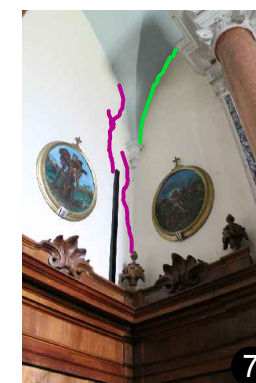
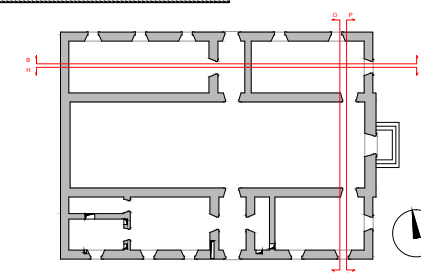
SEZIONE P-P



INDAGINI IN SITO:

- Lesione parete (> 1mm)
- Lesione volta (> 1mm)
- Cavillatura parete (< 1mm)
- Cavillatura volta (< 1mm)
- Lesione volta - parete (> 1mm)
- Lesione orizzontale lungo la parete (> 1mm)

Fessurimetro



Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio
QUADRO FESSURATIVO
 Sezioni
 Scala 1:200
 Tav.
5.08

INDAGINI IN SITO

Prove debolmente distruttive : Totale prove:

MP ● Esecuzione di martinetto piatto singolo e doppio 2

Prove non distruttive

Attive: Totale prove:

SON ● Prova sonica 6*

TOM ● Prova sonica: tomografia 1

GRD ● Scansione mediante georadar 1*

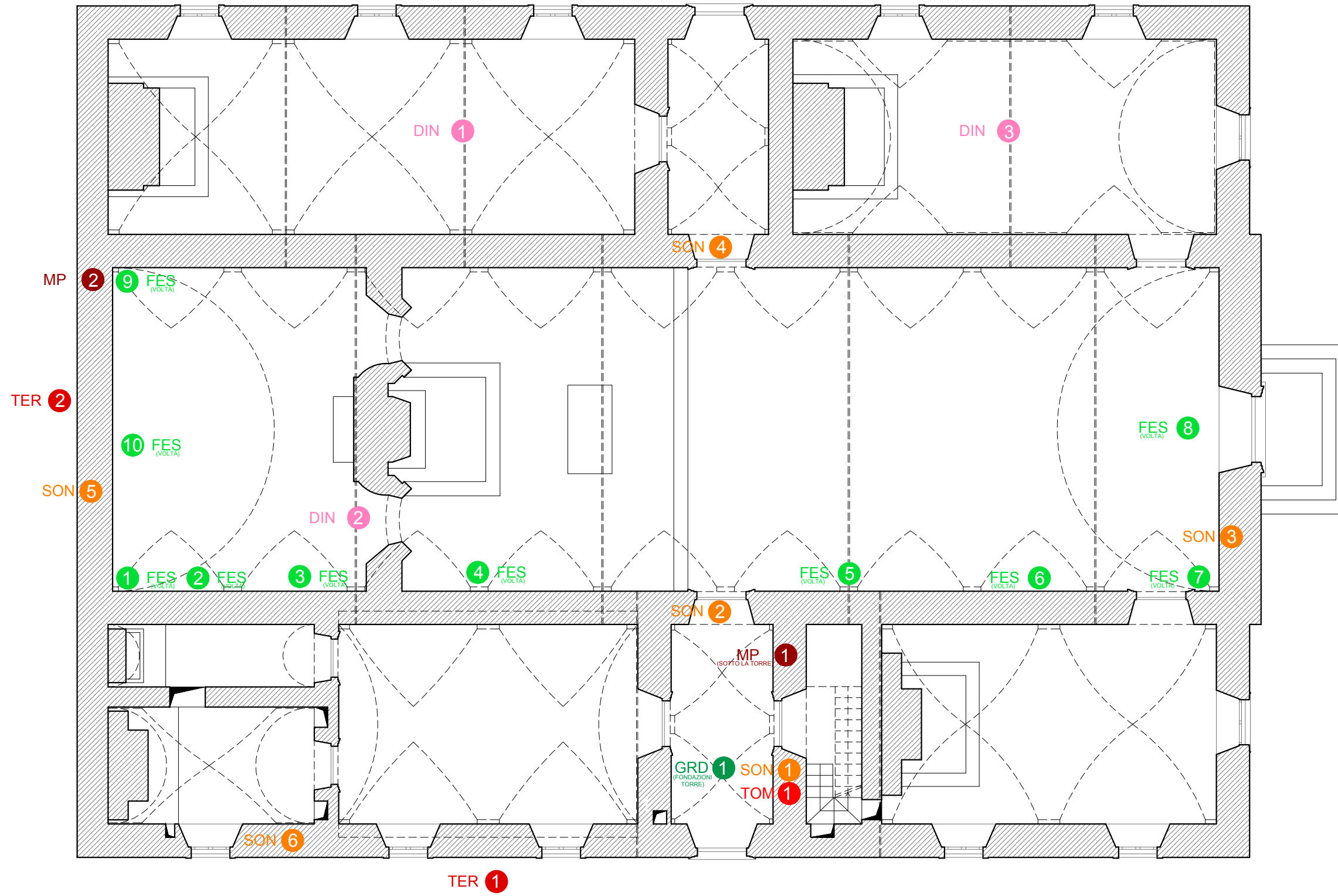
DIN ● Prova dinamica su tirante 3*

TER ● Termografia 2

Passive (già presenti in sito): Totale prove:

FES ● Monitoraggio con dilatometri 10

* nel numero indicato sono conteggiate anche prove che, seppur non distruttive, per motivi tecnici saranno difficilmente eseguibili. Le cause sono:
 - due soniche nella navata centrale: presenza di sedute a parete in legno lungo tutto il perimetro
 - prove dinamiche: notevole altezza da terra dei tiranti
 - prova mediante georadar: problemi di disponibilità del georadar stesso



INDAGINI IN SITO

Prove debolmente distruttive :

Totale prove:

END ● Endoscopia

2

Prove non distruttive

Attive:

Totale prove:

RES ● Resistograph

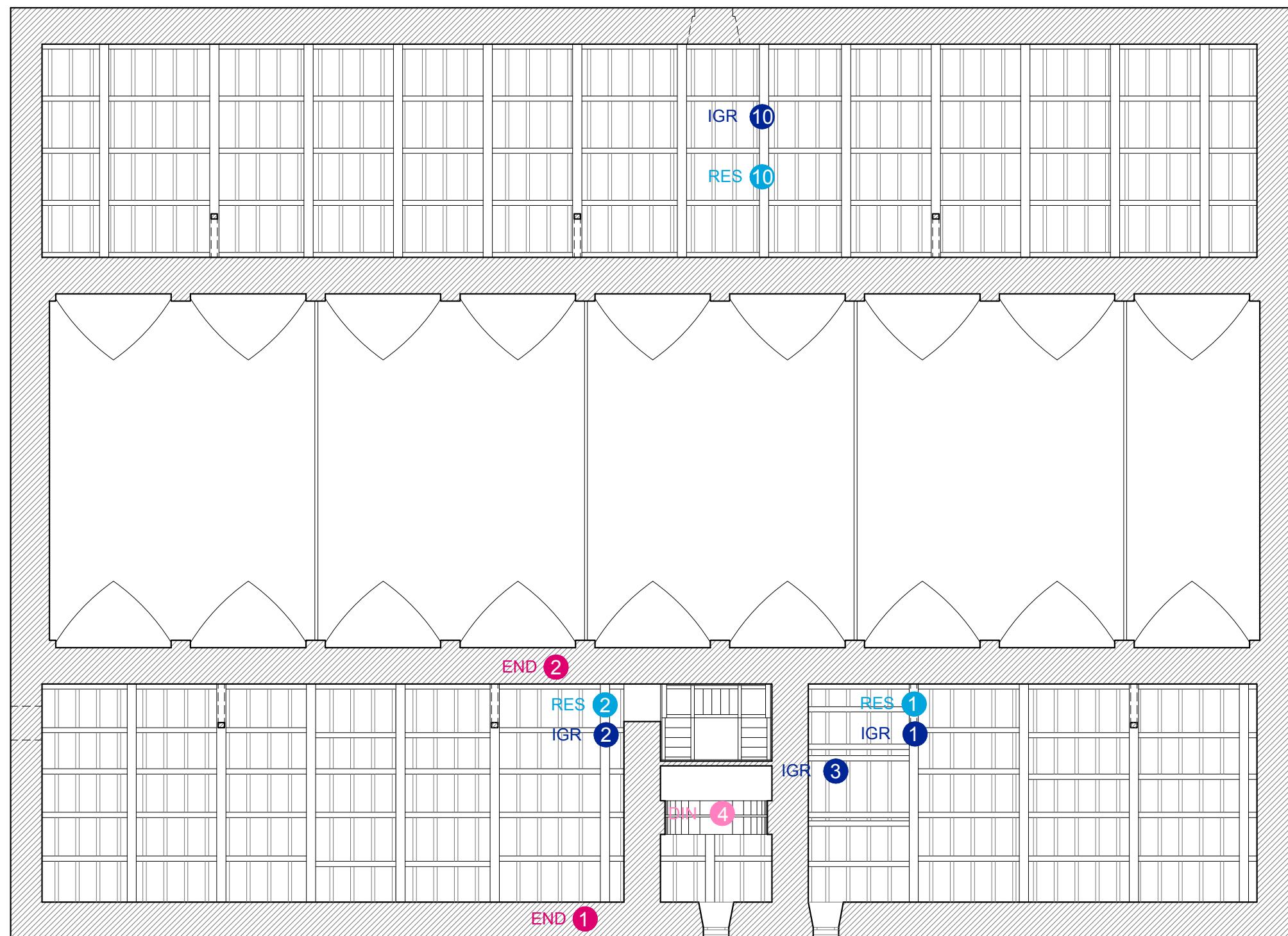
3

IGR ● Igrometro elettrico a resistenza

4

DIN ● Prova dinamica su tirante

1



Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

PIANO DI INDAGINE
Pianta Coperture +6,90 m

Scala 1:100

Tav:

6.02

INDAGINI IN SITO

Prove debolmente distruttive :

Totale prove:

END ● Endoscopia

2

Prove non distruttive

Attive:

Totale prove:

SON ● Prova sonica

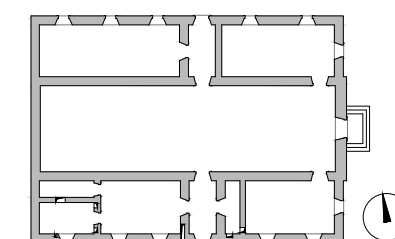
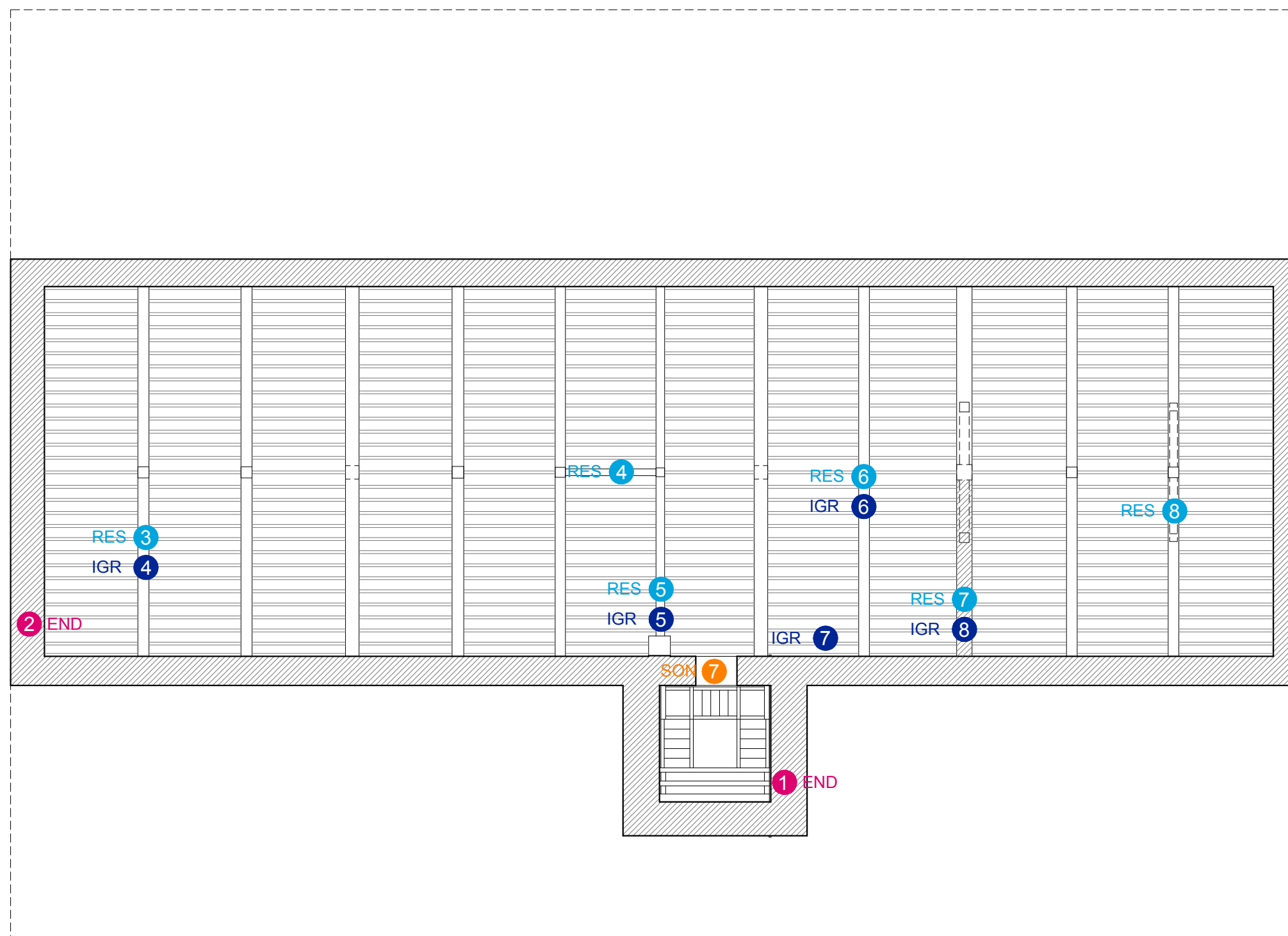
1

RES ● Resistograph

6

IGR ● Igrometro elettrico a resistenza

5



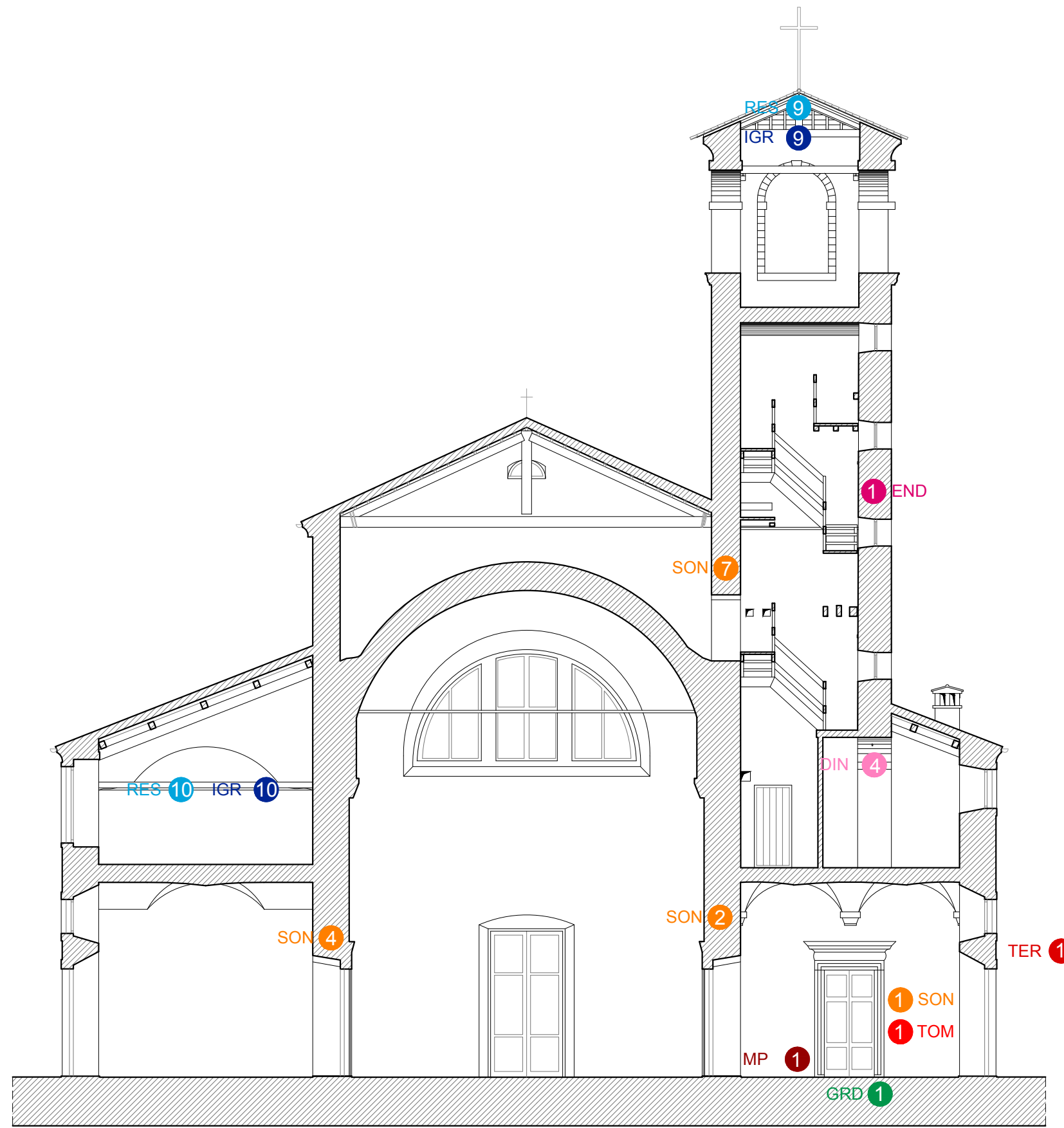
Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

PIANO DI INDAGINE
Pianta Coperture +11 m

Scala 1:100

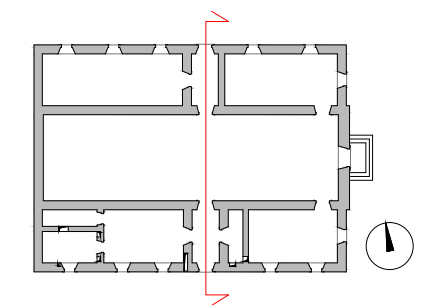
Tav:

6.03



INDAGINI IN SITO

Prove debolmente distruttive :		Totale prove:
MP	Esecuzione di martinetto piatto singolo e doppio	1
END	Endoscopia	1
Prove non distruttive		
Attive:		Totale prove:
SON	Prova sonica	4
TOM	Prova sonica: tomografia	1
GRD	Scansione mediante georadar	1
TER	Termografia	1
RES	Resistograph	2
IGR	Igrometro elettrico a resistenza	2
DIN	Prova dinamica su tirante	1



Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

PIANO DI INDAGINE

Sezione

Scala 1:100

Tav. **6.04**

DIAGNOSTICA VISIVA

Realizzazione di pozzetti o trincee per ispezione visiva diretta per mettere a luce le fondazioni ed evidenziarne i piani d'imposta da effettuarsi, se possibile, per ogni parete principale. Per la collocazione sono stati preferiti i vani tecnici o pozzetti già esistenti lungo il perimetro esterno e per ottimizzare l'utilità, dove possibile, si è scelto di farlo negli spigoli.

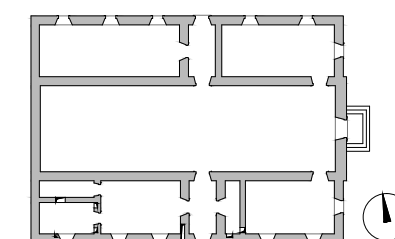
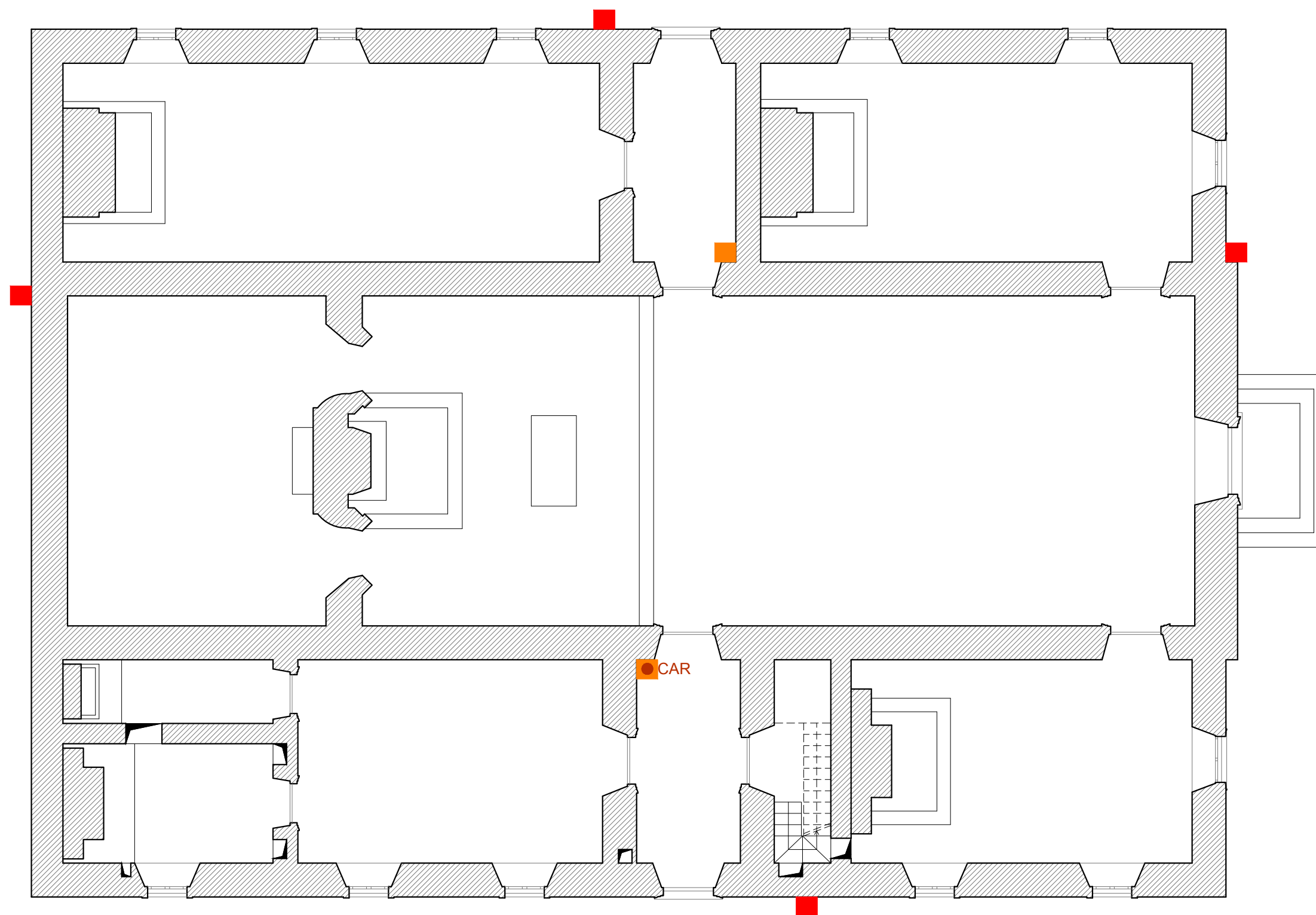
eseguibili:

■ pozzetto per ispezione

difficilmente eseguibili:

■ pozzetto all'interno di locali con pavimentazione difficile da rimuovere

CAR ● carotaggio all'interno del pozzetto per valutare il differente grado di compattazione del terreno



Allegato alla tesi - Chiesa dell'Eremo di San Giorgio

PIANO DI INDAGINE
Terreno e fondazioni

Scala 1:100

Tav.

6.05