

SISMA 2012 - REGIONE EMILIA ROMAGNA

Ferrara - Chiesa di Sant'Apollonia Interventi di riparazione con rafforzamento locale

Intervento 2907 - Delibera di giunta della Regione Emilia-Romagna n. 801/2013 "Programma delle opere pubbliche e dei Beni Culturali" (art.4 D.L. 74/2012, convertito nella L. 122/2012; art.11 della Legge Regionale 21/12/2012 n.16)



Proprietà: Demanio dello Stato

Ente Attuatore: **Ministero della Cultura -
Direzione regionale musei nazionali
Emilia-Romagna**



**MINISTERO
DELLA
CULTURA**

MUSEI NAZIONALI
DI BOLOGNA
* * *
DIREZIONE REGIONALE
MUSEI NAZIONALI E-R

RUP: arch. Maria Lucia Masciopinto
Direzione Lavori: arch. Maria Luisa Laddago

- Progetto strutturale : ing. Massimo Garutti C.F. GRTMSM81T31D548C (**AGGIORNAMENTO 2026**)
ing. Lanfranco Laghi C.F. LGHLFR59B02D704U
- Progetto architettonico : arch. Maria Luisa Laddago C.F. LDDMLS77C49A662Y (**AGGIORNAMENTO 2026**)
arch. Cristina Trotta C.F.: TRTCST69B62A944R
arch. Nicola Rimondi C.F.: RMNNCL75C28A944V
arch. Margherita Gavazzi C.F.: GVZMGH86E70A271R (collaboratrice)
- Progetto di restauro : dott.ssa Daniela Pinna - MiBACT
Valentina Guerzoni Assistente Tecnico Scientifico - MiBACT
arch. Nicola Rimondi
arch. Margherita Gavazzi (collaboratrice)
- Analisi storico-critica, rilievo del danno, rilievo geometrico (Progetto Preliminare):
ing. Lanfranco Laghi C.F.: LGHLFR59B02D704U
diverserighestudio S.r.l. 40127 Bologna - via Della Torretta 47
- Coordinamento della Sicurezza in fase di Progettazione (CSP) :
ing. Angela Ugatti C.F.: GTTNGL76M70D548N
- Indagini geologiche e sui materiali : Leonardo S.r.l.

PROGETTO STRUTTURALE ESECUTIVO

Relazione tecnica descrittiva e di calcolo

PROGRESSIVO DISEGNO

RCS

01

Scala: -

REVISIONE

REV.	ARGOMENTO	REDATTO	CONTROLLATO	DATA
0	EMISSIONE - Aggiornamento 2025	M.G.	M.G.	DIC.2025

Studio Tecnico Ing. Massimo Garutti	Chiesa di Sant'Apollonia in Ferrara interventi di riparazione con rafforzamento locale – RCS01 – RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA E DI CALCOLO –	Rev. 00 del DIC. 2025
		Pagina - 1 - di 52

SOMMARIO

1. DOCUMENTI DI SINTESI.....	- 2 -
1.1. SINTESI DEL PERCORSO PROGETTUALE.....	- 2 -
1.2. CONDIZIONI D'USO E LIVELLI DI SICUREZZA DELLA COSTRUZIONE	- 3 -
1.3. PREMessa.....	- 3 -
1.4. ANALISI STORICO-CRITICA ED ESITO DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE.....	- 4 -
1.4.1. <i>Analisi storico-critica</i>	<i>- 4 -</i>
1.4.2. <i>Esito del rilievo geometrico-strutturale.....</i>	<i>- 4 -</i>
1.5. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA E CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE, ANALISI E VERIFICA	- 5 -
1.6. QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO.....	- 7 -
1.6.1. <i>Norme di riferimento cogenti.....</i>	<i>- 7 -</i>
1.6.2. <i>Altre norme e documenti tecnici integrativi.....</i>	<i>- 7 -</i>
1.7. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA.....	- 7 -
1.8. AZIONI DI PROGETTO SULLE COSTRUZIONI	- 8 -
1.8.1. <i>Analisi dei carichi – orizzontamenti.....</i>	<i>- 8 -</i>
1.8.2. <i>Determinazione del carico neve ai sensi di §3.4 NTC 17/01/2018</i>	<i>- 9 -</i>
1.8.3. <i>Determinazione dell'azione sismica ai sensi di §3.2 NTC 17/01/2018</i>	<i>- 11 -</i>
1.9. CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI.....	- 12 -
2. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA.....	- 13 -
2.1. MODELLO DI VALUTAZIONE LV1.....	- 13 -
2.1.1. <i>Criteri di compilazione della scheda a 28 meccanismi</i>	<i>- 13 -</i>
2.1.2. <i>Analisi LV1 – stato attuale</i>	<i>- 14 -</i>
2.1.3. <i>Analisi LV1 – stato di progetto</i>	<i>- 15 -</i>
2.2. MODELLO DI VALUTAZIONE LV2.....	- 16 -
2.2.1. <i>Criteri di analisi dei cinematismi</i>	<i>- 17 -</i>
2.2.2. <i>Analisi LV2 – stato attuale</i>	<i>- 18 -</i>
2.2.2.1. <i>Cinematismo di ribaltamento delle pareti dell'aula</i>	<i>- 18 -</i>
2.2.2.2. <i>Cinematismo di ribaltamento delle pareti dell'abside</i>	<i>- 22 -</i>
2.2.2.3. <i>Cinematismo di ribaltamento della facciata.....</i>	<i>- 23 -</i>
2.2.2.4. <i>Cinematismo di ribaltamento della cella campanaria</i>	<i>- 27 -</i>
2.2.3. <i>Analisi LV2 – stato di progetto</i>	<i>- 30 -</i>
2.2.3.1. <i>Cinematismo di ribaltamento delle pareti dell'aula e dell'abside</i>	<i>- 30 -</i>
2.2.3.2. <i>Cinematismo di ribaltamento della facciata.....</i>	<i>- 36 -</i>
2.2.3.3. <i>Cinematismo di ribaltamento della cella campanaria</i>	<i>- 40 -</i>
2.2.3.4. <i>Intervento sull'arco fra presbiterio e abside</i>	<i>- 41 -</i>
2.2.3.5. <i>Inserimento delle catene longitudinali del presbiterio</i>	<i>- 47 -</i>
2.2.3.6. <i>Interventi sulle volte in carmocanna.....</i>	<i>- 49 -</i>
2.3. SINTESI DEI RISULTATI OTTENUTI E CONCLUSIONI	- 51 -

Studio Tecnico Ing. Massimo Garutti	Chiesa di Sant'Apollonia in Ferrara interventi di riparazione con rafforzamento locale – RCS01 – RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA E DI CALCOLO –	Rev. 00 del DIC. 2025 Pagina - 2 - di 52
--	---	---

1. DOCUMENTI DI SINTESI

1.1. Sintesi del percorso progettuale

L'incarico ricevuto dallo scrivente ing. Massimo Garutti fa seguito alla pratica strutturale già avallata dalle Amministrazioni Competenti facente capo al n. d'ordine 2.907, pratica n. 663 prot. gen. CR.2016.53345 del 07.10.2016 e si pone l'obiettivo di **valutare la congruità della documentazione autorizzata alle attuali NTC 2018** in quanto, essendo trascorsi 5 anni dall'entrata in vigore delle nuove norme tecniche e non avendo iniziato i lavori, in forza dell'art. 2 del D.M. 17.01.2018 risulta necessario provvedere all'attualizzazione con riferimento alla nuova norma tecnica.

Il presente studio è quindi volto a determinare il **livello di sicurezza nei confronti delle azioni statiche e sismiche** di un edificio storico, originariamente adibito a luogo di culto (ex chiesa di Sant'Apollonia), ubicato in **via XX Settembre civ. n. 118 a Ferrara** ed utilizzato come spazio espositivo del vicino museo archeologico nazionale di Ferrara.

La ex chiesa è stata edificata nel XV secolo, ricostruita nel 1612 e successivamente sconsacrata nel 1983.

La costruzione del primo nucleo dell'edificio fu voluta dalla confraternita dei Battuti Neri nel XV secolo, oltre due secoli più tardi, nel 1612, venne riedificata come oratorio, con forme ampliate e rispettando una pianta classica ottagonale. Nel 1662 venne ampliata grazie ad un lascito su progetto dell'arch. Francesco Mazzarelli ed assunse le dimensioni odierne.

Durante il periodo dei lavori di ampliamento e ricostruzione fu affidata ai frati francescani del terzo ordine, il 16 marzo 1693, al termine degli interventi, venne benedetta diventando una chiesa sussidiaria parrocchiale di Santa Francesca Romana.

Il portale della chiesa, sino al 1839, apparteneva alla demolita basilica dello Spirito Santo. Questa era stata costruita fra il 1616 e il 1625 poi sconsacrata, utilizzata anche come magazzino e il suo portale venne donato al comune di Ferrara che lo fece sistemare sulla facciata di Sant'Apollonia.

Attorno al 1924 la chiesa del Buon Amore fu demolita e la Madonna del Bastione, che vi si trovava, fu trasferita in Sant'Apollonia. Era arricchita da un organo settecentesco opera di Domenico Fedeli.

La pianta ottagonale della sua sala è caratteristica e l'ha resa un monumento unico nella città estense.

La chiesa è stata utilizzata per le funzioni religiose fino al 1975 e pochi anni dopo è stata sconsacrata. Per un certo periodo è caduta in un grave stato di abbandono e degrado sino a quando è rientrata in un progetto di restauro e riqualificazione per l'utilizzo dei suoi interni come nuovo spazio espositivo del vicino museo archeologico nazionale di Ferrara.

Dal punto di vista architettonico, in pianta è possibile riconoscere:

- La facciata principale prospiciente via XX settembre completa di timpano in elevazione rispetto alla quota della copertura;
- Il nartece, posto appena a tergo della facciata, presenta forma in pianta rettangolare e consente l'accesso agli ambienti della chiesa. All'ingresso principale, posizionato al centro della facciata su via XX Settembre, si aggiungono gli ingressi laterali posti sui fianchi del nartece;
- L'aula con forma ottagonale presenta un soffitto a finta volta in carmocanna con soprastante copertura in composizione lignea. Dall'aula, sui due lati est ed ovest è possibile accedere a sei nicchie/cappelle (tre per lato) complete di arco e copertura a volta di botte;
- Il presbiterio, posto fra l'aula e l'abside, è accessibile attraversando un arco trionfale, ha forma in pianta rettangolare, presenta soffitto a volta di botte con soprastante copertura in composizione lignea;
- L'abside con forma planimetrica semicircolare e con soffitto a finta volta semicircolare in carmocanna e soprastante copertura in composizione lignea.

Il fabbricato ha subito danni a seguito del sisma che ha colpito l'Emilia-Romagna nel 2012 evidenziando fessurazioni diffuse nelle pareti del presbiterio e del sottotetto, negli archi, negli architravi delle porte e nella volta del presbiterio.

Questi danni, assieme a diverse fragilità strutturali acuite dal sisma, sono stati oggetto dello studio redatto dall'ing. Lanfranco Laghi teso alla riparazione e al rafforzamento locale della struttura.

L'analisi condotta in precedenza, con riferimento alle NTC 2008, ha portato all'eliminazione dei principali meccanismi locali di ribaltamento e nel contempo ha prodotto un sostanziale miglioramento delle condizioni globali di sicurezza della struttura.

Studio Tecnico Ing. Massimo Garutti	Chiesa di Sant'Apollonia in Ferrara interventi di riparazione con rafforzamento locale – RCS01 – RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA E DI CALCOLO –	Rev. 00 del DIC. 2025
		Pagina - 3 - di 52

Più nel dettaglio il progetto, approvato dall'Amministrazione, prevedeva i seguenti interventi:

- A. Inserimento di catene negli archi trionfali posti fra aula, presbiterio e abside;
- B. Inserimento di catene negli archi longitudinali del presbiterio;
- C. Inserimento di tiranti nella facciata principale atti ad eliminare i meccanismi di ribaltamento (in osservanza delle prescrizioni dettate dalla Soprintendenza i capochiave si prevedono occultati);
- D. Realizzazione di una cinturazione metallica all'imposta delle coperture dell'aula e dell'abside;
- E. Realizzazione dei collegamenti meccanici in corrispondenza dei nodi delle coperture lignee di aula e abside;
- F. Realizzazione di cuci-scuci per il recupero delle fessurazioni nelle pareti longitudinali interne ed esterne del nartece, nelle pareti interne del presbiterio e in quelle esterne di aula, presbiterio e abside;
- G. Chiusura della breccia muraria e ripristino delle fessurazioni nella porzione di parete del sottotetto al di sopra dell'arco trionfale fra presbiterio e abside;
- H. Sostituzione degli architravi sui vani porta;
- I. Consolidamento e messa in sicurezza delle false volte in carmocanna di aula e abside;
- L. Consolidamento della volta muraria al di sopra del presbiterio;
- M. Riparazione degli archi trionfali fra aula e presbiterio e tra presbiterio e abside.

Nelle valutazioni sono stati assunti: **classe d'uso III** ($C_u = 1,5$), **vita nominale 50 anni**, **categoria di sottosuolo C** e con riferimento alle **NTC 2008**; grazie agli interventi di progetto, sulla scorta di quanto prodotto dall'ing. Lanfranco Laghi e autorizzato dall'Amministrazione Competente, si avevano i livelli di sicurezza sintetizzati in tabella.

verifica	$\xi_{E\ PRE}$	$T_{SLV\ PRE}$	$\xi_{E\ POST}$	$T_{SLV\ POST}$	Miglioramento ξ_E
SLV – meccanismi globali – LV1 scheda a 28 meccanismi	48%	141 anni	80%	434 anni	+32%
SLV – meccanismi locali – LV2 ribaltamento della facciata	49%	148 anni	84%	491 anni	+35%
SLV – meccanismi locali – LV2 ribaltamento pareti aula e abside	25%	36 anni	85%	499 anni	+60%

Sicché il livello di sicurezza minimo raggiunto si attestava all'**80%** dell'azione sismica di progetto per edifici analoghi nuovi. **La presente valutazione pertanto è tesa a verificare se, a seguito del cambio normativo con l'affinamento dei metodi di calcolo, gli interventi di progetto consentono di raggiungere i livelli di sicurezza indicati nella pratica originaria.**

1.2. Condizioni d'uso e livelli di sicurezza della costruzione

Il fabbricato è **pubblico** utilizzato come **spazio espositivo** del vicino museo archeologico nazionale di Ferrara pertanto, con l'attuale destinazione d'uso, la discriminante per definirne la classe che si deve considerare è se la capienza supera o meno le 100 persone (allegato B - D.G.R. 1661/2009). **Non avendo a disposizione un dato di capienza effettiva ma trattandosi di una ex chiesa in base alla D.G.R. 1661/2009 si considera la classe d'uso III.** Nella tabella successiva si riportano i parametri di pericolosità sismica:

Vita Nominale 50 anni	Classe d'uso III	Coeff. D'uso 1,5	Periodo di riferimento 75 anni
--------------------------	---------------------	---------------------	-----------------------------------

1.3. Premessa

Scopo della seguente relazione è determinare il livello di sicurezza alle azioni sismiche delle membrature resistenti (murature) della ex chiesa di Sant' Apollonia ad oggi inutilizzata ma facente parte del complesso museale di Ferrara e sita in via XX Settembre, civ. 118 a Ferrara (FE). Nello specifico si considereranno come criteri di verifica le prescrizioni riportate nelle NTC 2018 e circ. 7/2019 utilizzando un approccio agli stati limite (SLU) per le verifiche nonché la scheda a 28 meccanismi, per la determinazione del livello di sicurezza globale LV1, ed un'analisi cinematica lineare, per la definizione del livello di sicurezza locale LV2, sia per lo stato di fatto che per quello di progetto andando così ad **attualizzare alle vigenti NTC il percorso progettuale già sviluppato dall'ing. Lanfranco Laghi.**

Studio Tecnico Ing. Massimo Garutti	Chiesa di Sant'Apollonia in Ferrara interventi di riparazione con rafforzamento locale – RCS01 – RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA E DI CALCOLO –	Rev. 00 del DIC. 2025 Pagina - 4 - di 52
--	---	---

1.4. Analisi storico-critica ed esito del rilievo geometrico-strutturale

1.4.1. Analisi storico-critica

La ex chiesa è stata edificata nel XV secolo, ricostruita nel 1612 e successivamente sconsacrata nel 1983.

Dopo la fondazione originaria del XV secolo viene riedificata nel 1612 con destinazione d'uso oratorio modificandone la forma planimetrica che diviene ottagonale e ampliandone il sedime. Nel 1662 viene realizzato un ulteriore ampliamento progettato dall'arch. Francesco Mazzarelli e finanziato da un lascito testamentario assumendo le attuali dimensioni e forme.

Durante il periodo dei lavori di ampliamento e ricostruzione nel 1600 viene assegnata ai frati francescani e al termine degli interventi viene consacrata diventando una chiesa sussidiaria di Santa Francesca Romana.

La chiesa è stata utilizzata per le funzioni religiose fino al 1975 e pochi anni dopo è stata sconsacrata restando per diversi anni in stato di abbandono e degrado sino a quando è rientrata in un progetto di restauro e successivamente utilizzata come spazio espositivo del museo archeologico nazionale di Ferrara.

Per maggiori dettagli di rimanda all'elaborato con codifica RSC già agli atti dell'Amministrazione Competente.

1.4.2. Esito del rilievo geometrico-strutturale

Il rilievo geometrico-strutturale è oggetto della relazione storico critica già agli atti dell'Amministrazione ed emessa dallo studio Leonardo e dalla ditta SO.IN.G. Strutture e Ambiente s.r.l.

Al fine di studiare la struttura sono stati eseguiti sopralluoghi, saggi e indagini specialistiche riguardanti:

- **Indagine georadar 3D:** effettuata su tutta l'area interna e l'area perimetrale esterna alla chiesa finalizzate a caratterizzare le strutture presenti nel sottosuolo con particolare riferimento al posizionamento dell'eventuale presenza di un canale o di sepolture sotto alla quota pavimentale;
- **Scavi archeologici:** eseguiti sulle superfici pavimentali a seguito delle indagini georadar per la valutazione della funzione, della tipologia e dello stato conservativo delle strutture individuate nel sottosuolo;
- **Analisi morfologica delle volte:** studio delle volte presenti nell'edificio con particolare riferimento ai sistemi di sostegno, di connessione e agli eventuali interventi di modifica architettonica che hanno interessato le strutture nel corso del tempo;
- **Analisi stratigrafica del complesso architettonico:** mediante lo studio delle murature e dei rivestimenti secondo la metodologia propria dell'archeologia dell'architettura e finalizzata all'individuazione delle tipologie murarie nonché delle fasi costruttive che hanno caratterizzato la struttura. L'analisi delle strutture murarie a vista è stata condotta effettuando un'indagine autoptica, individuando i rapporti tra le varie murature e caratterizzandone le principali tipologie mediante l'analisi dei materiali impiegati (malta, mattoni, conci di pietra, malte superficiali) e delle tecniche costruttive utilizzate per la posa in opera, determinando analogie e differenze. Questi elementi hanno concorso alla caratterizzazione delle fasi di sviluppo e modifica dell'edificio nel tempo che, correlate alle notizie desunte dalla ricerca storica, hanno permesso di ordinare cronologicamente gli interventi eseguiti.

Alla luce di quanto riportato nel documento citato in epigrafe, con riferimento alle pareti portanti e alle volte del fabbricato in oggetto, è possibile concludere quanto segue:

- 1) **Pareti e volte:** si riconoscono 4 periodi principali di intervento, il primo risalente alla seconda metà del XVII secolo, caratterizzato dall'impianto costituito dall'aula centrale a pianta ottagonale, il presbiterio e l'abside, il secondo risalente al 1700 nel quale sono stati realizzati i primi ampliamenti e sepolture, il terzo, risalente al XIX secolo principalmente caratterizzato dal trasferimento della facciata della ex chiesa del Santo Spirito e dalla modifica di alcune aperture e l'ultimo del XX secolo rispetto al quale è stato realizzato l'attuale altare, il pavimento in graniglia, è stato realizzato l'attuale bugnato ed è stata sopraelevata la facciata mediante il timpano. Dal punto di vista strutturale tutti i paramenti e anche la volta al di sopra del presbiterio sono in muratura in mattoni pieni e malta di calce a più teste che presenta caratteristiche sostanzialmente omogenee in tutto il fabbricato. Tutte le murature sono caratterizzate da un efficace sistema di ammassamento presentano un buono stato di conservazione fatta salva una diffusa risalita capillare che ha generato parziale disgregazione di malte e laterizi. Va segnalato che, in corrispondenza delle aperture e degli elementi architettonici ascrivibili ad interventi di modifica architettonica, non sono presenti adeguate immorsature in quanto realizzate in semplice accostamento alle preesistenti strutture. In corrispondenza di tali posizioni è stato possibile rilevare un quadro fessurativo e deformativo non

Studio Tecnico Ing. Massimo Garutti	Chiesa di Sant'Apollonia in Ferrara interventi di riparazione con rafforzamento locale – RCS01 – RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA E DI CALCOLO –	Rev. 00 del DIC. 2025 Pagina - 5 - di 52
--	---	---

trascurabile dovuto plausibilmente alla mancanza di coesione delle strutture pertinenti alle diverse fasi di intervento;

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione storico critica già agli atti dell'Amministrazione.

1.5. Descrizione generale dell'opera e criteri generali di progettazione, analisi e verifica

In base a quanto si è potuto valutare in fase di sopralluogo, riprendendo il precedente studio ad opera dell'ing. Lanfranco Laghi, il fabbricato presenta fessurazioni diffuse nelle pareti del presbiterio e del sottotetto, negli archi, negli architravi delle porte e nella volta del presbiterio.

Per tali motivi, con riferimento al precedente progetto strutturale redatto ai sensi delle NTC 2008, sono stati previsti diversi interventi atti a ripristinare le strutture e nel contempo realizzare un rafforzamento locale con risvolti positivi anche nei confronti della resistenza complessiva dell'edificio. In particolare:

- **Interventi contrassegnati con le lettere A e M** (A: inserimento di catene negli archi trionfali posti fra aula, presbiterio e abside – M: riparazione degli archi trionfali fra aula e presbiterio e tra presbiterio e abside): Si tratta di tre archi circolari a tutto sesto privi di catena all'impasta. I primi due (i.e. narteca/aula e aula/presbiterio) presentano, su entrambi i lati e nel proprio piano verticale, contrafforti massicci in posizione esterna anch'essi in muratura. Sul terzo arco (fra presbiterio e abside) invece non si rilevano contrafforti. Il secondo e il terzo arco evidenziano lesioni in chiave che si sommano, per il terzo, a fessurazioni nella zona delle reni. Per questi due archi si prevede la riparazione mediante l'inserimento di cunei d'acciaio e iniezione di malta fluida a base calce. Per tutti gli archi è previsto l'inserimento di catene in tondo pieno munite di tenditore e capochiave di estremità a piastra quadrata per gli archi di narteca/aula e aula/presbiterio con contrasto nello spessore dei contrafforti, a paletto per l'arco presbiterio/abside con contrasto sulla parasta d'angolo dell'absidale;
- **Interventi contrassegnati con la lettera B** (B: inserimento di catene negli archi longitudinali del presbiterio): In entrambe le pareti laterali longitudinali del presbiterio è presente, a tutta l'altezza, una fessurazione sostanzialmente verticale ad unire le aperture presenti. L'andamento della lesione è del tutto analogo su ambedue le pareti partendo da terra, in prossimità del vano porta, salendo attraverso l'apertura in corrispondenza del palco della cantoria, interessando la chiave dell'arco ellittico fino alla sovrastante finestra, per poi concludersi fra l'architrave di quest'ultima sino alla sommità della parete in corrispondenza della gronda. La lesione, prevalentemente verticale, al disopra della finestra assume un andamento suborizzontale che interessa con ogni probabilità il giunto a "T" fra la parete del presbiterio e quella ortogonale dell'aula. La lesione si propaga in sommità anche nella volta in muratura del presbiterio che mostra un quadro fessurativo frutto di distorsioni articolate dei piani di imposta. Questo quadro di danno evidenzia che, nei confronti delle azioni orizzontali e in particolare di quelle sismiche, il presbiterio risulta una zona critica dell'edificio laddove la struttura risulta meno robusta che altrove. Peraltro, trattandosi di una porzione realizzata successivamente all'aula ottagonale, gli ammorsamenti mutui fra le pareti risultano poco efficaci e la resistenza complessiva risulta ulteriormente abbattuta dalla presenza delle tre aperture allineate verticalmente, di cui la centrale particolarmente ampia, che di fatto rende i maschi murari alla quota della balconata sostanzialmente assenti. Questi indebolimenti non determinano tuttavia problematiche tangibili nei confronti delle azioni statiche gravitazionali rilevando soltanto una lieve fessurazione dalla chiave dell'arco al bancale della finestra. Alla luce di quanto sopra si prevede pertanto di inserire una catena nel piano della parete, a livello della trabeazione e il ripristino della tessitura muraria mediante interventi di scuci e cucì sia nella parete che per la volta;
- **Intervento contrassegnato con la lettera C** (C: inserimento di tiranti nella facciata principale atti ad eliminare i meccanismi di ribaltamento - in osservanza delle prescrizioni dettate dalla Soprintendenza i capochiave si prevedono occultati): dato atto che dalle analisi cinematiche lineari (si vedano i paragrafi successivi) il meccanismo di ribaltamento semplice della facciata deve essere presidiato si prevede di inserire delle catene (con capochiave occultato) atti a raggiungere un livello minimo di sicurezza nei confronti del cinematismo;
- **Intervento contrassegnato con la lettera D** (D: realizzazione di una cinturazione metallica all'impasta delle coperture dell'aula e dell'abside): Al fine di ricreare una cordolatura sommitale in corrispondenza di aula e abside si prevede di realizzare una cinturazione metallica composta da due "anelli" fra loro collegati in carpenteria metallica, uno interno ed uno esterno, disposti su un unico piano orizzontale posto

Studio Tecnico Ing. Massimo Garutti	Chiesa di Sant'Apollonia in Ferrara interventi di riparazione con rafforzamento locale – RCS01 – RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA E DI CALCOLO –	Rev. 00 del DIC. 2025
		Pagina - 6 - di 52

immediatamente al disotto della quota di appoggio delle strutture lignee di copertura; per l'aula gli anelli saranno chiusi mentre per l'abside saranno interrotti in corrispondenza della parete trasversale di separazione con il volume di sottotetto del presbiterio;

- **Intervento contrassegnato con la lettera E** (E: realizzazione dei collegamenti meccanici in corrispondenza dei nodi delle coperture lignee di aula e abside): dall'ispezione del volume di sottotetto della aula, estendendo quanto osservato per analogia anche all'abside, non si sono rilevati dispositivi di connessione mutua fra gli elementi della struttura del tetto (capriate e relativi elementi costitutivi, terzere, cantonali, travicelli, ecc...) fatta eccezione per la staffa fra monaco e catena nelle capriate palladiane composte. Per supplire a tale mancanza, si prevede la realizzazione di collegamenti fra elementi strutturali mediante l'inserimento di viti da legno tipo torx di lunghezza opportuna. Il "rafforzamento" della connessione di nodo contrasta soltanto gli eventuali spostamenti delle singole membrature in caso di azioni sismiche e non modifica lo schema statico delle membrature conservando l'ipotesi originaria di calcolo di cerniera;
- **Intervento contrassegnato con la lettera F** (F: realizzazione di cucì-scucì per il recupero delle fessurazioni nelle pareti longitudinali interne ed esterne del nartece, nelle pareti interne del presbiterio e in quelle esterne di aula, presbiterio e abside): Avendo riscontrato la presenza di fessurazioni diffuse nella struttura si prevede un intervento di scucì e cucì per tutte le murature esterne della chiesa;
- **Intervento contrassegnato con la lettera G** (G: chiusura della breccia muraria e ripristino delle fessurazioni nella porzione di parete del sottotetto al di sopra dell'arco trionfale fra presbiterio e abside): in corrispondenza del sottotetto, nella parete fra il presbiterio e l'abside, durante i sopralluoghi è stato rilevato un foro di passaggio ricavato da una demolizione approssimativa della parete muraria. La realizzazione del vano ha determinato al di sotto una zona di muratura scarica che ha modificato la corretta forma della curva delle pressioni dell'arco fra presbiterio e l'abside determinandone un danneggiamento con distacco di una porzione muraria trapezoidale. Al fine di eliminare questa criticità e mettere in sicurezza la porzione di struttura si prevede di risagomare il passaggio del sottotetto, rinforzare con elementi metallici la porzione sottostante (doppio UPN 160 con tiranti $\Phi 14$ agganciati a piatti sagomati di rinforzo dell'arco) e ripristinare la resistenza muraria mediante ristilatura dei giunti e inserimento di tirantini antiespulsivi;
- **Intervento contrassegnato con la lettera H** (H: sostituzione degli architravi sui vani porta): durante i sopralluoghi si sono rilevate fessurazioni nelle piattabande dei vani porta del piano terra probabilmente realizzate a conci in mattoni a raggiera. Le lesioni sono presenti in prossimità degli appoggi e caratterizzate da sconnessione dei mattoni. Si prevede la sostituzione con nuovi architravi metallici opportunamente occultati;
- **Intervento contrassegnato con la lettera I** (I: consolidamento e messa in sicurezza delle false volte in carmocanna di aula e abside): a seguito dei sopralluoghi e sulla scorta di quanto rilevato dallo studio Leonardo risulta necessario provvedere con un intervento di rinforzo delle finte volte in carmocanna. L'intervento non è strutturale riguardando di fatto un elemento assimilabile a un controsoffitto tuttavia si prevede di operare come segue: riabilitazione/rafforzamento della connessione fra stuoia e centina (o tamboccio quando presente), controllo di integrità e idoneità con eventuale affiancamento, laddove necessario, delle tavole in legno delle centine, posa di due nastri in fibra di vetro (GFRP) ovvero fasce di cui il uno inferiore ordito in direzione ortogonale alle centine ed il l'altro superiore in direzione parallela e inserito fra una centina e l'altra;
- **Intervento contrassegnato con la lettera L** (L: consolidamento della volta muraria al di sopra del presbiterio): La volta a botte in muratura del presbiterio unisce longitudinalmente i due archi trionfali, è costituita da mattoni pieni disposti di coltello e ha spessore di una testa. Al centro del presbiterio sono presenti due unghie uguali e contrapposte e con asse ortogonale a quello della volta a sovrastare le due finestre presenti sulle pareti laterali profilandone l'architravatura ellittica. Tali unghie sono delimitate da due archi trasversali estradossati aventi larghezza e spessore di due teste. La muratura delle unghie risulta scollegata da quella delle pareti dalle quali si dipartono rilevandosi un giunto stuccato a gesso largo circa 2-4 centimetri indice di uno spostamento relativo fra le due parti. Ai quattro angoli del campo voltato sono presenti dei frenelli in mattoni ad una testa disposti nelle due direzioni principali a stabilizzazione della volta (in direzione trasversale) e delle unghie (in direzione longitudinale); i frenelli sono parzialmente demoliti e mostrano malte fortemente deteriorate ovvero del tutto assenti. Come già indicato alla lettera

Studio Tecnico Ing. Massimo Garutti	Chiesa di Sant'Apollonia in Ferrara interventi di riparazione con rafforzamento locale – RCS01 – RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA E DI CALCOLO –	Rev. 00 del DIC. 2025
		Pagina - 7 - di 52

"B", la sconnessione a tutta altezza delle pareti longitudinali del presbiterio provoca un risentimento anche sulla volta interessando gli architravi delle finestre e propagandosi nelle unghie e quindi nella volta stessa. Sulla scorta di quanto rilevato si prevede di riparare le lesioni con cunei e percoli di boiaccia a base calce, la risarcitura delle murature delle unghie, degli archi, della volta e delle pareti, mediante fasce in fibra di vetro (GFRP) con intermedio in malta a base calce e la ricostituzione/ripristino dei frenelli.

1.6. Quadro normativo di riferimento adottato

1.6.1. Norme di riferimento cogenti

Strutture (murature, orizzontamenti):

- Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 17/01/2018.

1.6.2. Altre norme e documenti tecnici integrativi

Strutture (murature, orizzontamenti):

- Circolare esplicativa alle NTC 2018 n. 7 dello 21/01/2019;
- Circolare del Ministero dei beni Culturali e del Turismo n. 15 del 30/04/2015;
- Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 54 del 09/02/2011;
- Lettera DPC-sism n. 83283 del 04/11/2012 e parere CTS Emilia-Romagna n. 6 del 27/07/2010.

1.7. Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

In accordo con quanto già sviluppato dall'ing. Lanfranco Laghi, in base ai sopralluoghi svolti, con riferimento alle indagini citate in precedenza (per le quali si rimanda al documento emesso dallo studio Leonardo e dalla ditta SO.IN.G. Strutture e Ambiente s.r.l.) e a seguito dell'analisi della documentazione in possesso è possibile definire il fattore di confidenza con riferimento al C8.5.4 della circ. 7/2019 e al punto 4.2 della Direttiva Presidente del Consiglio dei Ministri n. 54 del 09/02/2011.

In particolare per la muratura (unico elemento resistente verticale) è possibile definire il fattore di confidenza specializzando la seguente posizione:

$$FC = 1 + \sum_{i=1}^4 FC_k$$

Dove si riconoscono 4 diversi fattori di confidenza parziali che possono essere desunti dalla tab. 4.1 della D.P.C.M. n. 54/2011 riportata nel seguito.

Rilievo geometrico	rilievo geometrico completo	$FC_1 = 0.05$
	rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi	$FC_1 = 0$
Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$FC_2 = 0.12$
	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$FC_2 = 0.06$
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche)	$FC_2 = 0$
Proprietà meccaniche dei materiali	parametri meccanici desunti da dati già disponibili	$FC_3 = 0.12$
	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali	$FC_3 = 0.06$
	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali	$FC_3 = 0$
Terreno e fondazioni	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni	$FC_4 = 0.06$
	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni	$FC_4 = 0.03$
	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni	$FC_4 = 0$

Studio Tecnico Ing. Massimo Garutti	Chiesa di Sant'Apollonia in Ferrara interventi di riparazione con rafforzamento locale – RCS01 – RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA E DI CALCOLO –	Rev. 00 del DIC. 2025
		Pagina - 8 - di 52

Nel caso specifico si ha:

- **FC₁ = 0** - rilievo geometrico: rilievo geometrico completo con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi;
- **FC₂ = 0** - identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica: restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associata alla comprensione delle vicende di trasformazione;
- **FC₃ = 0,12** - proprietà meccaniche dei materiali: parametri meccanici desunti da dati già disponibili;
- **FC₄ = 0** - terreno e fondazioni: il fattore parziale è assunto con valore nullo in quanto le informazioni su terreno e fondazioni non hanno alcuna relazione sui meccanismi di collasso considerati (ultimo comma art. 4.2 della D.P.C.M. n. 54/2011).

Per maggiori dettagli si rimanda alla documentazione già allegata agli atti dell'Amministrazione.

Pertanto si ottiene:

$$FC = 1 + (0 + 0 + 0,12 + 0) = 1,12$$

1.8. Azioni di progetto sulle costruzioni

1.8.1. Analisi dei carichi – orizzontamenti

<u>Copertura aula, abside e narteca:</u>		
Peso travi principali (capriate e cantonali – $\gamma = 5 \text{ kN/m}^3$)	0,39	kN/m ²
Peso orditura secondaria (terzere con sez. 24x30 cm – $\gamma = 5 \text{ kN/m}^3$)	0,24	kN/m ²
Peso travicelli (reggi tavelle con sez. 10x10 cm, $i = 33 \text{ cm}$ – $\gamma = 5 \text{ kN/m}^3$)	0,15	kN/m ²
Peso tavelle di cotto (sp. 3 cm – $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$)	0,54	kN/m ²
Guaina bituminosa e coibentazione	0,05	kN/m ²
Peso manto in coppi di cotto	0,40	kN/m ²
Totale permanenti strutturali (G_1)	1,32	kN/m²
Totale permanenti non strutturali (G_2)	0,45	kN/m²
Carico accidentale (Q_{k1}) – cat. H: neve con accumulo -	0,80 – 1,80 – 3,40	kN/m²
<u>Finta volta su aula, abside e narteca:</u>		
Peso centine lignee (sez. 24x30 cm, $i = 50 \text{ cm}$ – $\gamma = 5 \text{ kN/m}^3$)	0,06	kN/m ²
Peso listelli lignei (sez. 2x2 cm – $\gamma = 5 \text{ kN/m}^3$)	0,10	kN/m ²
Intonaco a gesso e arella (sp. medio 3 cm – $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$)	0,39	kN/m ²
Totale permanenti strutturali (G_1)	0,16	kN/m²
Totale permanenti non strutturali (G_2)	0,39	kN/m²
<u>Copertura presbiterio:</u>		
Peso travi principali (terzere con sez. 27x27 cm, $i = 135 \text{ cm}$ – $\gamma = 5 \text{ kN/m}^3$)	0,27	kN/m ²
Peso travicelli (reggi tavelle con sez. 10x10 cm, $i = 33 \text{ cm}$ – $\gamma = 5 \text{ kN/m}^3$)	0,15	kN/m ²
Peso tavelle di cotto (sp. 3 cm – $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$)	0,54	kN/m ²
Guaina bituminosa e coibentazione	0,05	kN/m ²
Peso manto in coppi di cotto	0,40	kN/m ²
Totale permanenti strutturali (G_1)	0,96	kN/m²
Totale permanenti non strutturali (G_2)	0,45	kN/m²
<u>Copertura privata con scarico su navata laterale:</u>		
Peso orditura principale (sezione 13x20 cm, $i = 90 \text{ cm}$, $L = 480 \text{ cm}$)	0,11	kN/m ²
Peso seconda orditura (sezione 7x7 cm, $i = 35 \text{ cm}$, $L = 90 \text{ cm}$)	0,05	kN/m ²
Peso tavelle di cotto (sp. 3,5 cm)	0,63	kN/m ²
Peso manto in coppi di cotto	0,60	kN/m ²
Totale permanenti strutturali (G_1)	0,16	kN/m²
Totale permanenti non strutturali (G_2)	1,23	kN/m²

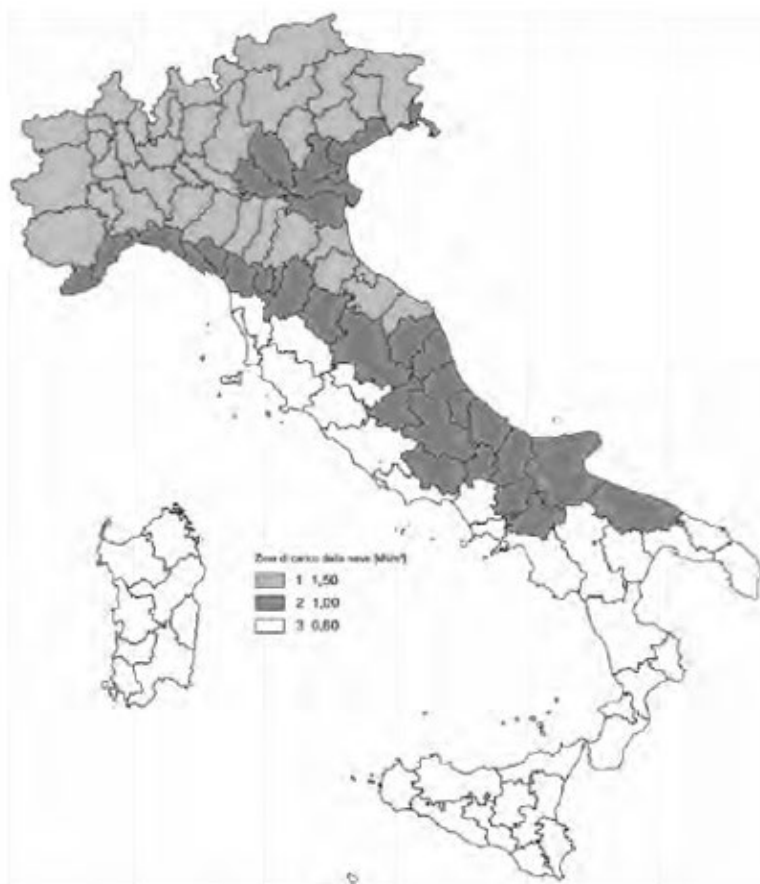
1.8.2. Determinazione del carico neve ai sensi di §3.4 NTC 17/01/2018

La valutazione del carico neve secondo normativa viene svolta tramite la formula:

$$q_s = \mu_1 \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove: q_s è il carico neve sulla copertura; μ_1 è il coefficiente di forma della copertura; q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni; C_E è il coefficiente di esposizione; C_t è il coefficiente termico.

Ferrara e provincia sono situate in Zona II pertanto $q_{sk}=1,00 \text{ kN/m}^2$ (figura seguente)



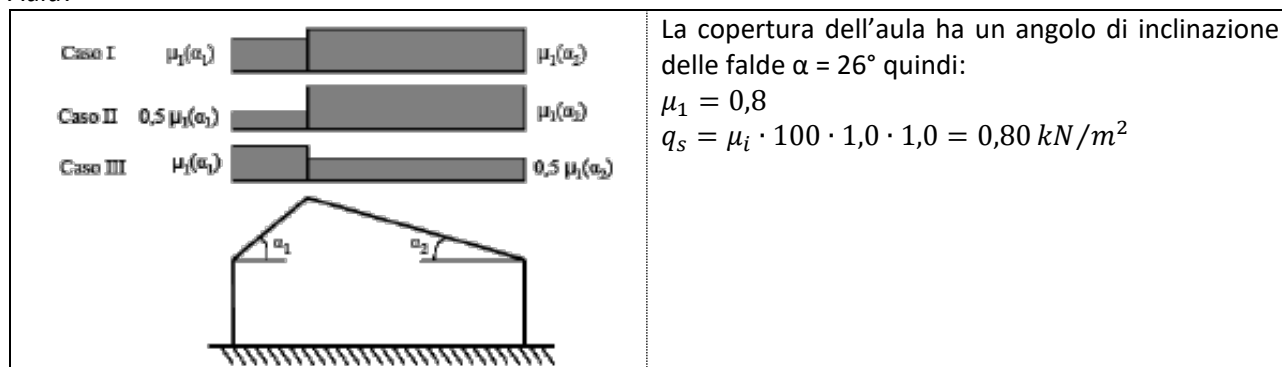
Il fabbricato è situato nel centro storico di Ferrara quindi $C_E=1,0$ (tab. 3.4.I: *topografia normale*). Il coefficiente termico C_t è assunto unitario ($C_t=1,0$).

Il coefficiente di forma invece dipende dal tipo di copertura.

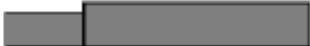
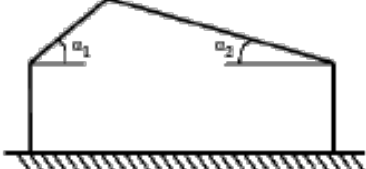
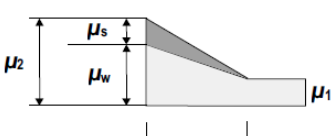
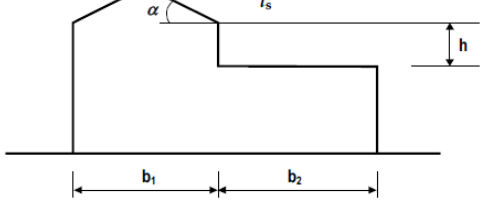
Per l'aula si ha un tetto assimilabile alla tipologia a doppia falda senza possibilità di accumuli mentre per il narteca e il presbiterio vi è la possibilità di accumulo dovuta alla minore altezza rispetto all'aula.

Le figure a seguire identificano i diversi schemi di carico.

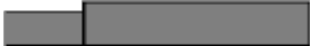
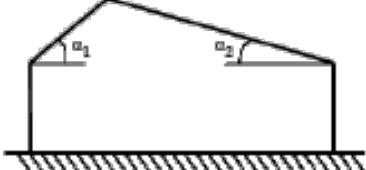
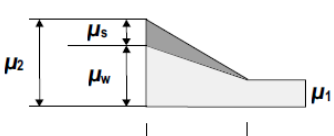
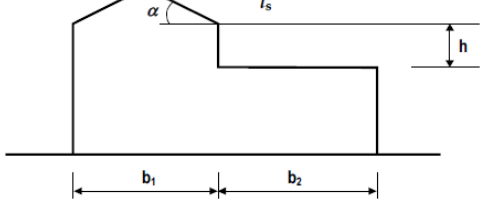
Aula:



Nartece:

Caso I $\mu_1(\alpha_1)$  $\mu_2(\alpha_2)$ Caso II $0,5 \mu_1(\alpha_1)$  $\mu_2(\alpha_2)$ Caso III $\mu_1(\alpha_1)$  $0,5 \mu_1(\alpha_2)$ 	La copertura del nartece ha un angolo di inclinazione delle falde $\alpha = 26^\circ$ quindi: $\mu_1 = 0,8$ $q_s = \mu_i \cdot 100 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,80 \text{ kN/m}^2$
Caso (i)  μ_1 Caso (ii)  	L'angolo di inclinazione della falda superiore in direzione della copertura più bassa è $\alpha = 26^\circ$ quindi: $b_1 = 17,5 \text{ m}$ $b_2 = 4,6 \text{ m}$ $h = 1,5 \text{ m}$ $l_s = 2h < 5,00 \text{ m} \rightarrow l_s = 5,00 \text{ m (4,6 m)}$ $\mu_1 = 0,8$ $\mu_s = 0,4$ $\mu_w = (b_1 + b_2)/2h = 7,4 \leq \gamma h/q_{sk} = 3,0$ $\mu_2 = \mu_w + \mu_s = 3,0 + 0,4 = 3,4$ $q_s = \mu_i \cdot 1,00 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = \begin{cases} 0,80 \text{ kN/m}^2 \\ 3,40 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$

Presbiterio:

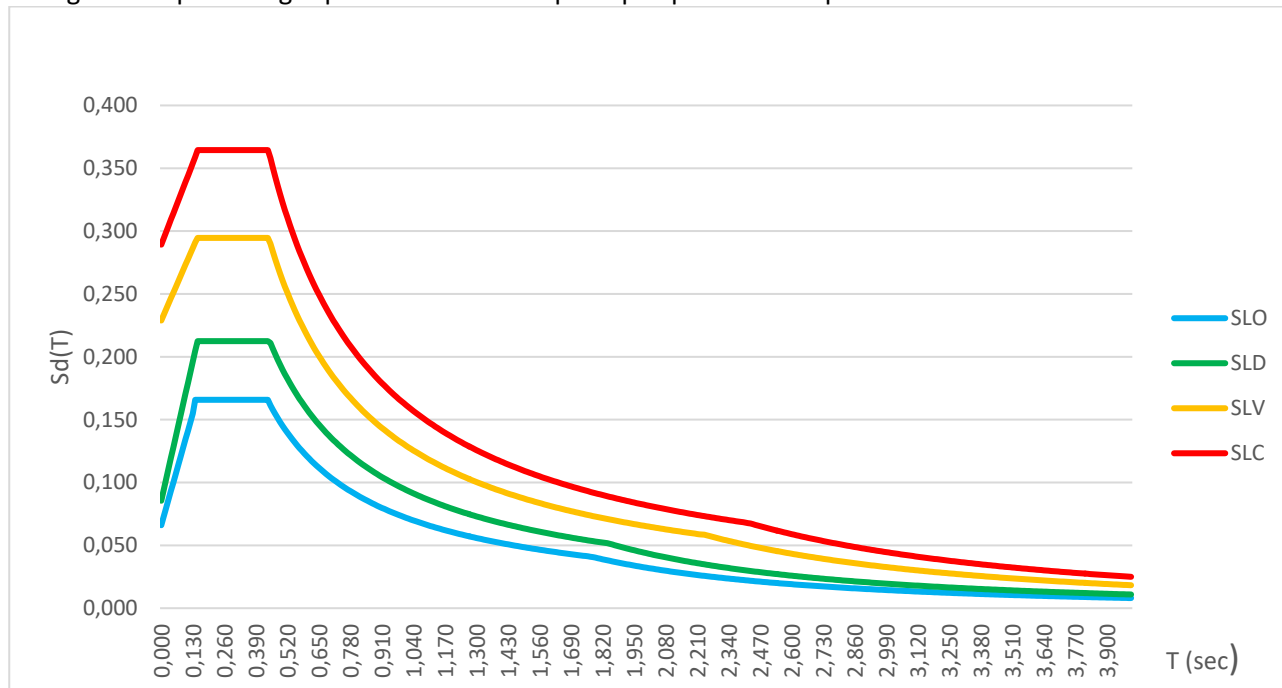
Caso I $\mu_1(\alpha_1)$  $\mu_2(\alpha_2)$ Caso II $0,5 \mu_1(\alpha_1)$  $\mu_2(\alpha_2)$ Caso III $\mu_1(\alpha_1)$  $0,5 \mu_1(\alpha_2)$ 	La copertura del presbiterio ha un angolo di inclinazione delle falde $\alpha = 26^\circ$ quindi: $\mu_1 = 0,8$ $q_s = \mu_i \cdot 100 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,80 \text{ kN/m}^2$
Caso (i)  μ_1 Caso (ii)  	L'angolo di inclinazione della falda superiore in direzione della copertura più bassa è $\alpha = 26^\circ$ quindi: $b_1 = 17,5 \text{ m}$ $b_2 = 5,4 \text{ m}$ $h = 0,7 \text{ m (medio)}$ $l_s = 2h < 1,4 \text{ m} \rightarrow l_s = 5,00 \text{ m}$ $\mu_1 = 0,8$ $\mu_s = 0,4$ $\mu_w = (b_1 + b_2)/2h = 16,4 \leq \gamma h/q_{sk} = 1,4$ $\mu_2 = \mu_w + \mu_s = 1,4 + 0,4 = 1,8$ $q_s = \mu_i \cdot 1,00 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = \begin{cases} 0,80 \text{ kN/m}^2 \\ 1,80 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$

1.8.3. Determinazione dell'azione sismica ai sensi di §3.2 NTC 17/01/2018

I parametri di pericolosità sismica per la ex chiesa in oggetto sita a Ferrara (FE) sono:

Parametro:	Valore:
Coordinate di sito	Lat.: 44°,827432 – Lon.: 11°,626737
Classe d'uso	III
Vita nominale	50 anni
Coefficiente d'uso	1,5
Periodo di riferimento	75 anni
Categoria di sottosuolo	C
Fattore di comportamento (SLV)	q = 2 (C8.7.1.2.1.7 circ. n. 7/2019)

Di seguito si riportano gli spettri di verifica e i principali parametri di pericolosità.



A seguire i parametri di definizione degli spettri:

Vertici della maglia elementare INGV [riferimento ED50]			
Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza [km]
15402	11.588	44.820	3.272
15403	11.659	44.821	2.602
15181	11.657	44.871	5.279
15180	11.587	44.870	5.641

Coordinate geografiche [riferimento WGS84]
 Località:
 Longitudine: Latitudine:

☐ Applica la Risposta Sismica Locale

Parametri per le forme spettrali					
	Pver	Tr	ag [g]	Fo	T*c [sec]
SLO	81	45	0.0439	2.512	0.271
SLD	63	75	0.0565	2.485	0.280
SLV	10	712	0.1568	2.574	0.276
SLC	5	1462	0.2090	2.520	0.284

Periodo di riferimento per l'azione sismica
 Vita Vn [anni]:
 Coefficiente uso Cu:
 Periodo Vr [anni]:
 Livello di sicurezza:
☐ Rimuovi limiti Vr e Tr (di norma NO)

Studio Tecnico Ing. Massimo Garutti	Chiesa di Sant'Apollonia in Ferrara interventi di riparazione con rafforzamento locale – RCS01 – RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA E DI CALCOLO –	Rev. 00 del DIC. 2025 Pagina - 12 - di 52
--	---	--

1.9. Caratteristiche meccaniche dei materiali

Le caratteristiche meccaniche dei materiali esistenti e di progetto sono le seguenti.

Strutture in elevazione

Muratura di mattoni pieni e malta di calce con malta buona (pareti - esistente)

Acciaio S355 (carpenterie di progetto) – bulloneria classe 8.8.

<u>Mattoni pieni e malta di calce con malta buona (esistente – C8.5.4.1 circ. n. 7/2019)</u> $f = 1,3 \cdot (2,6 + 4,3) / 2 \approx 4,49 \text{ MPa};$ $f_{v0} = 1,3 \cdot (0,13 + 0,27) / 2 \approx 0,26 \text{ MPa};$ $\tau_0 = 1,3 \cdot (0,05 + 0,13) / 2 \approx 0,12 \text{ MPa};$ $E = 1,3 \cdot (1.200 + 1.800) / 2 \approx 1.950 \text{ MPa};$ $G = 1,3 \cdot (400 + 600) / 2 \approx 650 \text{ MPa};$ $W = 18 \text{ kN/m}^3;$ Combinazioni di carico verticali ($\gamma_M = 3$) Combinazioni di carico sismiche ($\gamma_M = 2$) (le resistenze andranno divise per FC = 1,12) Avendo determinato un fattore di confidenza pari a 1,12 più prossimo a 1,2 si è assunto un livello di conoscenza LC2 pertanto le caratteristiche meccaniche considerate sono quelle medie del range proposto in tabella C8.5.I della circ. 7/2019 incrementate di 1,3 per tenere conto della malta di buona qualità così come previsto dalla tab. C8.5.II della circ. 7/2019.	
<u>Acciaio S355:</u> $f_{yk} = 355 \text{ MPa};$ $f_{tk} = 510 \text{ MPa};$ $f_{yd} = 338,1 \text{ MPa};$ $E = 210000 \text{ MPa};$ $n = 0,3;$ $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3.$	<u>Bulloni classe 8.8:</u> $f_{yb} = 640 \text{ MPa};$ $f_{d,v} = 396 \text{ MPa};$ $f_{tb} = 800 \text{ MPa};$ $f_{d,N} = 560 \text{ MPa}.$

Studio Tecnico Ing. Massimo Garutti	Chiesa di Sant'Apollonia in Ferrara interventi di riparazione con rafforzamento locale – RCS01 – RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA E DI CALCOLO –	Rev. 00 del DIC. 2025 Pagina - 13 - di 52
--	---	--

2. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Nei paragrafi a seguire si sviluppa la **valutazione della sicurezza** dell'edificio esistente denominato ex chiesa di Sant'Apollonia. L'analisi è tesa a **definire il livello di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche, per lo stato di fatto e di progetto, con particolare riferimento alle porzioni interessate dagli interventi, tenendo conto che la struttura è soggetta a vincolo della Soprintendenza alle Belle Arti nonché alle disposizioni previste dalla lettera DPC-sism n. 83283 del 04/11/2012 e dal parere CTS Emilia-Romagna n. 6 del 27/07/2010.**

A tal fine, in accordo con quanto sviluppato nel precedente studio, si procede con la **valutazione del comportamento sismico dell'edificio secondo i due livelli di denominati "LV1" ed "LV2" come previsti dalla Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 54 del 09/02/2011.**

Il primo livello, denominato **"LV1"**, consente di valutare il **comportamento globale dell'edificio attraverso un'analisi qualitativa della struttura** fondata su modelli meccanici semplificati che nell'insieme definiscono la cosiddetta scheda a 28 meccanismi.

Il livello successivo, denominato **"LV2"**, fornisce invece una **valutazione specifica dei meccanismi locali di collasso** e si basa sugli approcci cinematico lineare ovvero non lineare dei macroelementi costituenti la struttura. Nel caso di specie si considerano i risultati dell'approccio cinematico lineare.

2.1. Modello di valutazione LV1

Il primo step, attraverso il quale è possibile valutare il livello di rischio cui è soggetto il patrimonio architettonico tutelato, prende a riferimento il paragrafo §5.3.1 della Direttiva del P.C.M. 09/02/2011 "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale" il quale, tenendo conto delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. del 17/01/2018, dispone che la valutazione della sicurezza sismica può essere condotta con riferimento a metodi semplificati che siano tuttavia in grado di stimare l'indice di sicurezza sismica, definito al §2.4 della stessa Direttiva.

Tali metodi semplificati sono rappresentati da modelli meccanici semplificati denominati **"LV1"** per le verifiche da eseguire sull'intero patrimonio culturale tutelato a scala territoriale, ai fini di una valutazione preventiva del rischio.

L'analisi sistematica dei danni subiti dalle chiese in occasione dei principali eventi sismici italiani degli ultimi decenni ha evidenziato come il comportamento sismico di questa tipologia di manufatti possa essere interpretato attraverso la loro scomposizione in porzioni architettoniche (denominate macroelementi) caratterizzate da una risposta strutturale sostanzialmente autonoma rispetto alla chiesa nel suo complesso. La metodologia semplificata è rappresentata dall'analisi di 28 meccanismi di danno che possono presentarsi in caso di sisma.

La scheda di rilievo del danno e della vulnerabilità delle chiese è stata utilizzata nelle emergenze sismiche a partire dal 1995. La notevole mole di dati raccolti ha consentito, attraverso elaborazioni statistiche, di stabilire una relazione tra l'azione sismica ed il danno, in funzione di un parametro di vulnerabilità della chiesa.

È evidente che una stima così eseguita assume una valenza puramente statistica, ma questo approccio può essere considerato corretto se rivolto ad un'analisi territoriale, al fine di stabilire liste di priorità e programmare al meglio valutazioni più approfondite ed indirizzare verso interventi di prevenzione.

2.1.1. Criteri di compilazione della scheda a 28 meccanismi

Il comportamento sismico dell'intero edificio è rappresentato, su base statistica, da un indice di vulnerabilità, variabile tra 0 e 1, che è definito come media pesata del comportamento delle diverse parti della chiesa. Tale indice di vulnerabilità è denominato i_v ed è dato dalla seguente formula:

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

dove, per il k-esimo meccanismo: v_{ki} e v_{kp} sono, rispettivamente, il punteggio ottenuto dal rilievo degli indicatori di vulnerabilità e dei presidi antisismici; ρ_k è il peso attribuito al meccanismo (vale 0 se il meccanismo non è presente e quindi non si può attivare).

I punteggi da attribuire agli indicatori di vulnerabilità e ai presidi antisismici sono determinati dalla seguente tabella:

Numero degli indicatori di vulnerabilità o dei presidi antisismici	Giudizio di efficacia	v_k
Almeno 1	3	3
Almeno 2	2	
1	2	2
Almeno 1	1	
1	1	1
Nessuno	0	0

Dall'analisi statistica dei danni subiti, sono state valutate le distribuzioni probabilistiche associate a diverse intensità sismiche (matrici di probabilità di danno), al variare dell'indice di vulnerabilità.

Attraverso una opportuna correlazione tra l'intensità e l'accelerazione di picco al suolo, è stato possibile definire una correlazione diretta tra l'input sismico associato ai diversi stati limite e la vulnerabilità rilevata. Ciò consente di calcolare, per ogni chiesa, i valori di accelerazione al suolo, corrispondenti allo stato limite di danno (SLD) ed alla stato limite di salvaguardia della vita (SLV):

$$\alpha_{SLD}S = 0,025 \cdot 1,8^{2,75-3,44i_V}$$

$$\alpha_{SLV}S = 0,025 \cdot 1,8^{5,1-3,44i_V}$$

In particolare, per il calcolo dell'indice di sicurezza è necessario valutare il periodo di ritorno corrispondente al raggiungimento dello SLV interpolando tra i valori noti relativi ai periodi di ritorno predefiniti:

$$T_{SLV} = T_{R1} \cdot 10^{\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right) \cdot \log\left(\frac{\alpha_{SLV}S}{F_C \cdot \alpha_1 S_1}\right) / \log\left(\frac{a_2 S_2}{a_1 S_1}\right)}$$

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

Va osservato che il livello di conoscenza che è possibile acquisire nelle valutazioni LV1 è sempre piuttosto basso e l'adozione di valori differenti di F_C nei diversi manufatti potrebbe alterare la graduatoria di rischio; per tale ragione, nelle valutazioni a scala territoriale appare più ragionevole adottare un valore unico per il fattore di confidenza.

Meccanismi investigati: Nell'edificio oggetto di studio sono stati esclusi, perché non attivabili diversi meccanismi di danno. In particolare non sono presenti meccanismi inerenti le volte delle navate laterali, il ribaltamento delle pareti di estremità del transetto, i meccanismi di taglio nelle pareti del transetto e di facciata, i meccanismi delle volte del transetto, i meccanismi che coinvolgono la lanterna, i meccanismi negli elementi di copertura del transetto, i meccanismi inerenti agli oggetti e quelli afferenti la torre campanaria.

2.1.2. Analisi LV1 – stato attuale

Si riporta a seguire la tabella riassuntiva inerente la scheda a 28 meccanismi per lo stato attuale in cui si riportano i punteggi " v_{ki} " e " v_{kp} " assegnati a ciascuno dei meccanismi riconducibili al caso in esame.

n.	meccanismo	ρ_k	v_{ki}	v_{kp}	$v_{ki} - v_{kp}$	$\rho_k \cdot (v_{ki} - v_{kp})$
1	Ribaltamento della facciata	1	2	0	2	2
2	Meccanismi di sommità della facciata	1	1	0	1	1
3	Meccanismi di piano della facciata	0				
4	Protiro - nartece	0				
5	Risposta trasversale dell'aula	1	3	3	0	0
6	Meccanismi di taglio nelle pareti laterali	1	2	1	1	1
7	Risposta longitudinale del colonnato	0				
8	Volte della navata centrale	1	3	2	1	1
9	Volte delle navate laterali	0				
10	Ribaltamento pareti di estremità del transetto	0				
11	Meccanismi di taglio nelle pareti del transetto	0				

n.	meccanismo	ρ_k	v_{ki}	v_{kp}	$v_{ki} - v_{kp}$	$\rho_k \cdot (v_{ki} - v_{kp})$
12	Volte del transetto	0				
13	Archi trionfali	1	1	2	-1	-1
14	Cupola – tamburo/tiburio	1	2	1	1	1
15	Lanterna	0				
16	Ribaltamento dell'abside	1	3	1	2	2
17	Meccanismi di taglio nel presbiterio e/o abside	1	1	1	0	0
18	Volte del presbiterio o dell'abside	1	1	0	1	1
19	Elementi di copertura dell'aula	1	1	1	0	0
20	Elementi di copertura del transetto	0				
21	Elementi di coperta del presbiterio e/o abside	1	2	0	2	2
22	Ribaltamento delle cappelle	0,5	0	1	-1	-0,5
23	Meccanismi di taglio nelle pareti delle cappelle	1	0	1	-1	-1
24	Volte delle cappelli	0,5	1	0	1	0,5
25	Interazioni in prossimità di irregolarità plano-altimetriche	1	3	0	3	3
26	Aggetti (vela, guglie, pinnacoli, ecc...)	0				
27	Torre campanaria	0				
28	Cella campanaria	1	1	0	0	1
		$\Sigma \rho_k$	16		$\Sigma \rho_k \cdot (v_{ki} - v_{kp})$	13

Pertanto l'indice di vulnerabilità risulta:

$$i_v = \frac{13}{6 \cdot 16} + \frac{1}{2} \cong 0,63541667$$

Da cui si ottiene:

$$\alpha_{SLV} S = 0,025 \cdot 1,8^{5,1-3,44 i_v} \cong 0,1386266$$

$$T_{SLV} = 712 \cdot 10^{\log\left(\frac{75}{712}\right) \cdot \log\left(\frac{0,1386266}{1,12 \cdot 0,162 \cdot 1,451}\right) / \log\left(\frac{0,058 \cdot 1,5}{0,162 \cdot 1,451}\right)} \cong 167 \text{ anni}$$

Da cui si ha:

$$I_{S,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}} = \frac{167}{712} \cong 0,23$$

2.1.3. Analisi LV1 – stato di progetto

Si riporta a seguire la tabella riassuntiva inerente la scheda a 28 meccanismi per lo stato di progetto in cui si riportano i punteggi " v_{ki} " e " v_{kp} " assegnati a ciascuno dei meccanismi riconducibili al caso in esame.

n.	meccanismo	ρ_k	v_{ki}	v_{kp}	$v_{ki} - v_{kp}$	$\rho_k \cdot (v_{ki} - v_{kp})$
1	Ribaltamento della facciata	1	2	3	-1	-1
2	Meccanismi di sommità della facciata	1	1	0	1	1
3	Meccanismi di piano della facciata	0				
4	Protiro - narcece	0				
5	Risposta trasversale dell'aula	1	3	3	0	0
6	Meccanismi di taglio nelle pareti laterali	1	2	2	0	0
7	Risposta longitudinale del colonnato	0				
8	Volte della navata centrale	1	3	3	0	0
9	Volte delle navate laterali	0				
10	Ribaltamento pareti di estremità del transetto	0				
11	Meccanismi di taglio nelle pareti del transetto	0				
12	Volte del transetto	0				
13	Archi trionfali	1	1	3	-2	-2
14	Cupola – tamburo/tiburio	1	2	3	-1	-1
15	Lanterna	0				
16	Ribaltamento dell'abside	1	3	3	-1	-1

Studio Tecnico Ing. Massimo Garutti		Chiesa di Sant'Apollonia in Ferrara interventi di riparazione con rafforzamento locale – RCS01 – RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA E DI CALCOLO –				Rev. 00 del DIC. 2025
						Pagina - 16 - di 52
n.	meccanismo	ρ_k	v_{ki}	v_{kp}	$v_{ki} - v_{kp}$	$\rho_k \cdot (v_{ki} - v_{kp})$
17	Meccanismi di taglio nel presbiterio e/o abside	1	1	2	-1	-1
18	Volte del presbiterio o dell'abside	1	1	2	-1	-1
19	Elementi di copertura dell'aula	1	1	2	-1	-1
20	Elementi di copertura del transetto	0				
21	Elementi di coperta del presbiterio e/o abside	1	2	2	0	0
22	Ribaltamento delle cappelle	0,5	0	1	-1	-0,5
23	Meccanismi di taglio nelle pareti delle cappelle	1	0	1	-1	-1
24	Volte delle cappelli	0,5	1	0	1	0,5
25	Interazioni in prossimità di irregolarità plano-altimetriche	1	3	2	1	1
26	Aggetti (vela, guglie, pinnacoli, ecc...)	0				
27	Torre campanaria	0				
28	Cella campanaria	1	1	3	-2	-2
		$\Sigma \rho_k$	16		$\Sigma \rho_k \cdot (v_{ki} - v_{kp})$	-9

Pertanto l'indice di vulnerabilità risulta:

$$i_V = \frac{-9}{6 \cdot 16} + \frac{1}{2} \cong 0,40625$$

Da cui si ottiene:

$$\alpha_{SLV} S = 0,025 \cdot 1,8^{5,1-3,44 i_V} \cong 0,2203365$$

$$T_{SLV} = 712 \cdot 10^{\log\left(\frac{75}{712}\right) \cdot \log\left(\frac{0,2203365}{1,12 \cdot 0,162 \cdot 1,451}\right) / \log\left(\frac{0,058 \cdot 1,5}{0,162 \cdot 1,451}\right)} \cong 476 \text{ anni}$$

E quindi:

$$I_{S,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}} = \frac{476}{712} \cong 0,67$$

2.2. Modello di valutazione LV2

Lo step successivo rispetto alla valutazione "LV1" fa riferimento al paragrafo §5.3.2 della Direttiva del P.C.M. 09/02/2011 "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale" nel quale, sempre tenendo conto delle vigenti NTC 2018, viene indicato che, nei casi in cui sono previsti interventi di restauro inerenti a singole parti della costruzione, la valutazione della sicurezza sismica nell'ambito di progetti di intervento su singoli elementi può essere eseguita facendo riferimento a modelli locali, attinenti a porzioni strutturalmente autonome della costruzione (macroelementi). Tali analisi possono essere sviluppate con riferimento a modelli non lineari ad elementi finiti ovvero analisi limite.

Nel caso degli interventi locali, caratterizzati da un impatto modesto sul comportamento globale della struttura, la valutazione della sicurezza sismica complessiva del manufatto può essere svolta attraverso gli strumenti del livello di valutazione "LV1" già sviluppati nei paragrafi precedenti.

Tuttavia, in ottemperanza a quanto disposto al §8.7.1 delle NTC 2018, risulta necessario provvedere anche allo studio dei cinematismi locali di macroelemento.

A tal fine, nel seguito, viene utilizzato il metodo dell'analisi cinematica lineare che rappresenta lo strumento in generale più efficace ed agevole.

I risultati ottenuti con questo approccio sono influenzati dai dettagli costruttivi che pertanto devono essere determinati con cura dal progettista (presenza di catene, ammorsamento tra murature ortogonali, tessitura muraria, condizioni di vincolo degli orizzontamenti).

Per ciascun macroelemento analizzato, il confronto tra le accelerazioni allo SLU prima e dopo l'intervento consente di esprimere un giudizio sul grado di miglioramento conseguito, evidenziando l'inutilità di alcuni interventi, nel caso in cui il margine di miglioramento fosse modesto rispetto al negativo impatto dell'intervento in termini di conservazione. Inoltre, considerando l'accelerazione massima al suolo di riferimento nel sito, è possibile valutare l'effettiva necessità degli interventi; infatti, negli elementi in cui l'accelerazione allo SLU fosse già superiore a quest'ultima, non sarebbe necessario procedere al miglioramento sismico di quella porzione strutturale.

Studio Tecnico Ing. Massimo Garutti	Chiesa di Sant'Apollonia in Ferrara interventi di riparazione con rafforzamento locale – RCS01 – RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA E DI CALCOLO –	Rev. 00 del DIC. 2025 Pagina - 17 - di 52
--	---	--

2.2.1. Criteri di analisi dei cinematismi

Le valutazioni vengono condotte per lo stato attuale ("ante operam") e per quello di progetto ("post operam") per le quali si rimanda ai successivi paragrafi di dettaglio (2.2.2 e 2.2.3).

Per l'analisi dei meccanismi locali di collasso si è fatto riferimento alle indicazioni contenute nel paragrafo C8.7.1.2.1 della circolare esplicativa n. 7/2019 e in particolare la parte riguardante l'analisi cinematica lineare. Nello specifico l'analisi richiede il calcolo del solo moltiplicatore di attivazione del meccanismo α_0 e nel caso di specie viene utilizzata per la verifica allo SLV che considera il metodo semplificato del fattore di comportamento q . A titolo meramente indicativo, preliminarmente viene identificata l'entità ed il punto di applicazione dei pesi propri strutturali e portati da ciascun blocco o elemento della catena cinematica, l'entità delle forze esterne applicate comprese quelle attrittive (se presenti) e di quelle interne agenti negli elementi elastici. L'azione sismica può essere rappresentata da un sistema di forze orizzontali, proporzionali ai pesi attraverso un coefficiente α . Nel calcolo dell'azione sismica è opportuno che siano considerate anche le forze orizzontali indotte dalle eventuali masse che non gravano direttamente sui blocchi, ma la cui azione sismica inerziale andrebbe ad agire sui blocchi coinvolti nel meccanismo.

Applicando il teorema dei lavori virtuali è possibile calcolare il moltiplicatore α_0 di attivazione del cinematismo, attraverso la seguente espressione:

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{k=1}^N P_k \delta_{Py,k} - \sum_{k=1}^M F_k \delta_{F,k} + L_i}{\sum_{k=1}^N (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}}$$

Dove:

- N è il numero dei blocchi di cui è costituita la catena cinematica;
- m è il numero di forze esterne, assunte indipendenti dall'azione sismica, applicate ai diversi blocchi;
- P_k è la risultante delle forze peso applicate al k-esimo blocco (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, sommato agli altri pesi portati);
- Q_k è la risultante delle forze peso non gravanti sul k-esimo blocco ma la cui massa genera su di esso una forza sismica orizzontale, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;
- F_k è la generica forza esterna applicata ad uno dei blocchi; tali forze possono favorire l'attivazione del meccanismo (ad es. spinte di volte) o ostacolarlo (ad es. archi di contrasto, ovvero forze attrittive che si sviluppano in presenza di parti della costruzione non coinvolte nel meccanismo);
- $\delta P_{y,k}$ è lo spostamento virtuale verticale del baricentro delle forze peso proprie e portate P_k , agenti sul k-esimo blocco, assunto positivo se verso l'alto;
- δF_k è lo spostamento virtuale del punto d'applicazione della forza esterna F_k , proiettato nella direzione della stessa (di segno positivo o negativo a seconda che questa favorisca o contrasti il meccanismo);
- $\delta P_{Qx,k}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del baricentro delle forze orizzontali $\alpha(P_k + Q_k)$ agenti sul k-esimo blocco, assumendo come verso positivo quello dell'azione sismica che attiva il meccanismo;
- L_i è il lavoro totale di eventuali forze interne (allungamento di una catena; scorrimento con attrito in presenza di ammorsamento tra i blocchi del meccanismo, dovuto a moti relativi traslazionali o torsionali; deformazione nel piano di solai o coperture collegate ma non rigide).

Il moltiplicatore α_0 che si ottiene dall'equazione sopra riportata rappresenta una stima per eccesso dell'effettivo moltiplicatore statico di collasso (corrispondente all'attivazione del meccanismo in ambito dinamico).

Quest'ultimo può essere stimato come il più basso dei moltiplicatori α_0 ottenuti per i meccanismi selezionati come possibili tra quelli ricorrenti per configurazioni analoghe, in quanto caratterizzati da condizioni statiche e cinematiche realistiche.

In tal senso, la forma geometrica delle porzioni di muratura coinvolte nella catena cinematica (e la posizione delle cerniere) dovrebbe derivare, nell'ambito di ciascuna classe di meccanismo, da un processo di minimizzazione, facendo riferimento anche a modelli attrittivi a blocchi rigidi (identificazione del meccanismo corretto).

Una volta determinato il minor moltiplicatore α_0 che attiva un cinematismo possibile per la parete è possibile procedere alla verifica semplificata agli SLV andando a determinare l'accelerazione al suolo $a_{g,SLV}$ specializzando la seguente posizione:

$$\alpha_{g,SLV} = \frac{\alpha_0 \cdot g \cdot q}{e \cdot FC}$$

Studio Tecnico Ing. Massimo Garutti	Chiesa di Sant'Apollonia in Ferrara interventi di riparazione con rafforzamento locale – RCS01 – RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA E DI CALCOLO –	Rev. 00 del DIC. 2025 Pagina - 18 - di 52
--	---	--

Dove:

g è l'accelerazione di gravità;

q è il fattore di comportamento che in mancanza di valutazioni accurate può essere assunto pari a 2;

e è la frazione di massa partecipante che, in prima approssimazione, può essere valutata considerando gli spostamenti virtuali relativi al cinematismo (misurati a partire dalla configurazione indeformata iniziale) come rappresentativi del modo di vibrazione del meccanismo locale;

FC è il fattore di confidenza.

L'accelerazione al suolo $a_{g,SLV}$ deve essere confrontata con l'accelerazione di riferimento al suolo a_g valutata per la probabilità di superamento dello SLV nella vita di riferimento.

Cinematismi investigati: Nell'edificio oggetto di studio sono stati studiati, in base all'osservazione del quadro fessurativo ed alla valutazione delle vulnerabilità individuabili, i seguenti meccanismi di collasso locale attivabili nello stato di fatto: ribaltamento semplice di parete monolitica per le pareti dell'aula, ribaltamento semplice di parete monolitica per le pareti dell'abside, ribaltamento semplice di parete monolitica per la facciata. A seguito degli interventi di rinforzo gli stessi meccanismi sono stati valutati anche in condizioni di progetto.

2.2.2. Analisi LV2 – stato attuale

Nel presente paragrafo vengono analizzati i cinematismi principali individuati in precedenza andando a valutare lo stato di verifica nei confronti dell'azione sismica di progetto e determinando così, per lo stato di fatto, il livello di sicurezza.

2.2.2.1. Cinematismo di ribaltamento delle pareti dell'aula

Si considerano le pareti che costituiscono la pianta ottagonale dell'aula. Si tratta di paramenti in quota limitati sul lato inferiore dagli archi trionfali e dalle cappelle laterali e superiormente dall'imposta della copertura. In base ai rilievi eseguiti è possibile assumere la stessa tipologia, tessitura muraria, spessore e geometria del cornicione sommitale per tutte le pareti dell'aula. L'unica distinzione riguarda le sei pareti esterne, afferenti alle cappelle laterali, che presentano in asse ampie finestrate mentre le due pareti interne invece, aula-nartece e aula-presbiterio, risultano prive di fori.

Per quanto concerne le azioni agenti si ha che le otto pareti del tamburo sono caricate dalla struttura della copertura in modo differente, nel dettaglio:

- Le due pareti parallele alla direzione longitudinale della chiesa sulle quali trovano appoggio le tre capriate palladiane centrali sono le più caricate;
- Le due pareti trasversali (impostate sugli archi trionfali) risultano "mediamente" caricate, ospitando gli appoggi della trave rompitratta in posizione mediana e le due travi di cantonale alle estremità;
- Le restanti quattro pareti inclinate sono le più scariche in quanto dalla copertura vi gravano soltanto le due travi di cantonale negli angoli e, lungo lo sviluppo, una limitatissima porzione di copertura costituita dall'orditura più minuta (terzo ordine di travi).

A favore di sicurezza i meccanismi di ribaltamento sono riferiti a ciascuna porzione del tamburo intesa come parete che forma un lato dell'ottagono senza considerare il contributo delle altre pareti contigue. L'assunzione, oltre ad essere a favore di sicurezza, è giustificata dal contributo limitato che le pareti adiacenti possono offrire nel contrastare il ribaltamento verso l'esterno della chiesa data l'ampiezza dell'angolo ottuso in pianta formato dai lati dell'ottagono. Si sottolinea che per le condizioni di vincolo presenti al contorno, le due pareti trasversali impostate sugli archi trionfali risultano sostanzialmente non vulnerabili al meccanismo di ribaltamento verso l'esterno in quanto il nartece da un lato e il presbiterio dall'altro forniscono un ritegno a circa metà dell'altezza della parete in corrispondenza delle rispettive coperture.

In base a quanto sopra esposto si specializzano le analisi per le seguenti pareti (lati dell'ottagono):

- Le due longitudinali (maggiormente caricate);
- Le quattro inclinate (laddove insiste il minor carico).

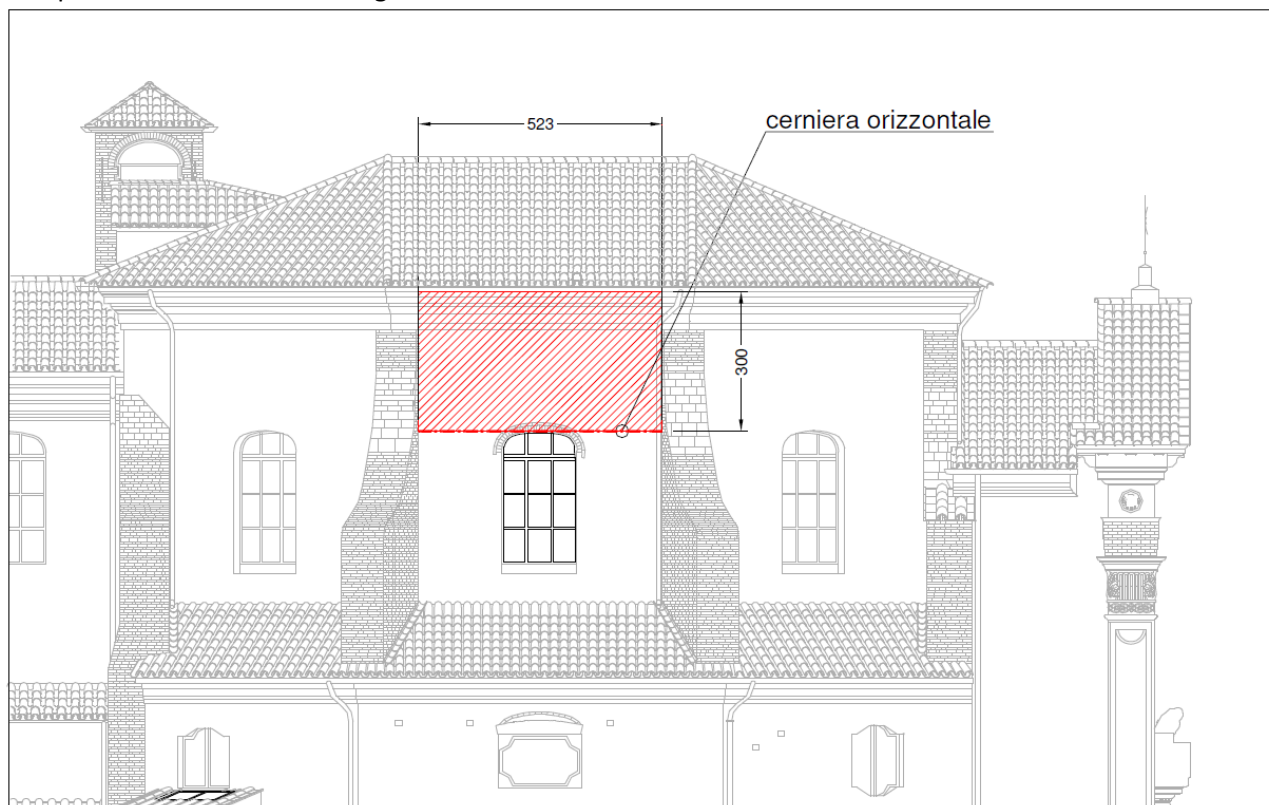
Considerando la simmetria dell'aula è sufficiente considerare una parete soltanto per ciascuna delle due fattispecie indicate.

Parete longitudinale dell'aula

Le porzioni delle pareti longitudinali dell'aula soggette a potenziale ribaltamento sono delimitate inferiormente dalla finestratura, superiormente dall'imposta della copertura e lateralmente, in senso verticale, da contrafforti esterni sagomati che, alla quota degli architravi delle finestre, presentano una sezione sufficientemente esile da consentire la formazione di una cerniera.

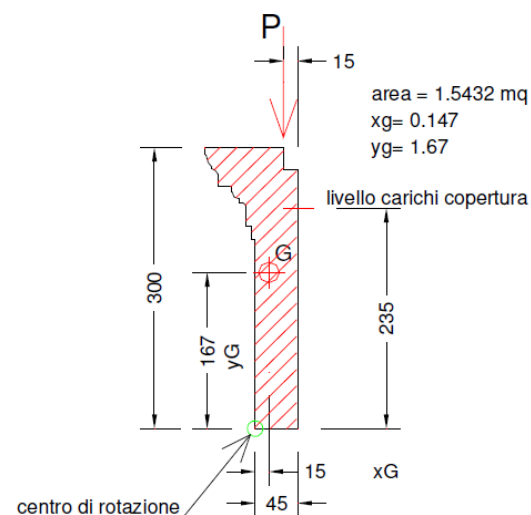
Per quanto osservato si può quindi concludere che le pareti, nella loro interezza, non possono ribaltarsi per l'effetto controventante dei contrafforti, il meccanismo di ribaltamento po' interessare soltanto la porzione più alta del paramento che non risulta influenzata dal contenimento del contrafforte.

Tale porzione è individuata in figura:

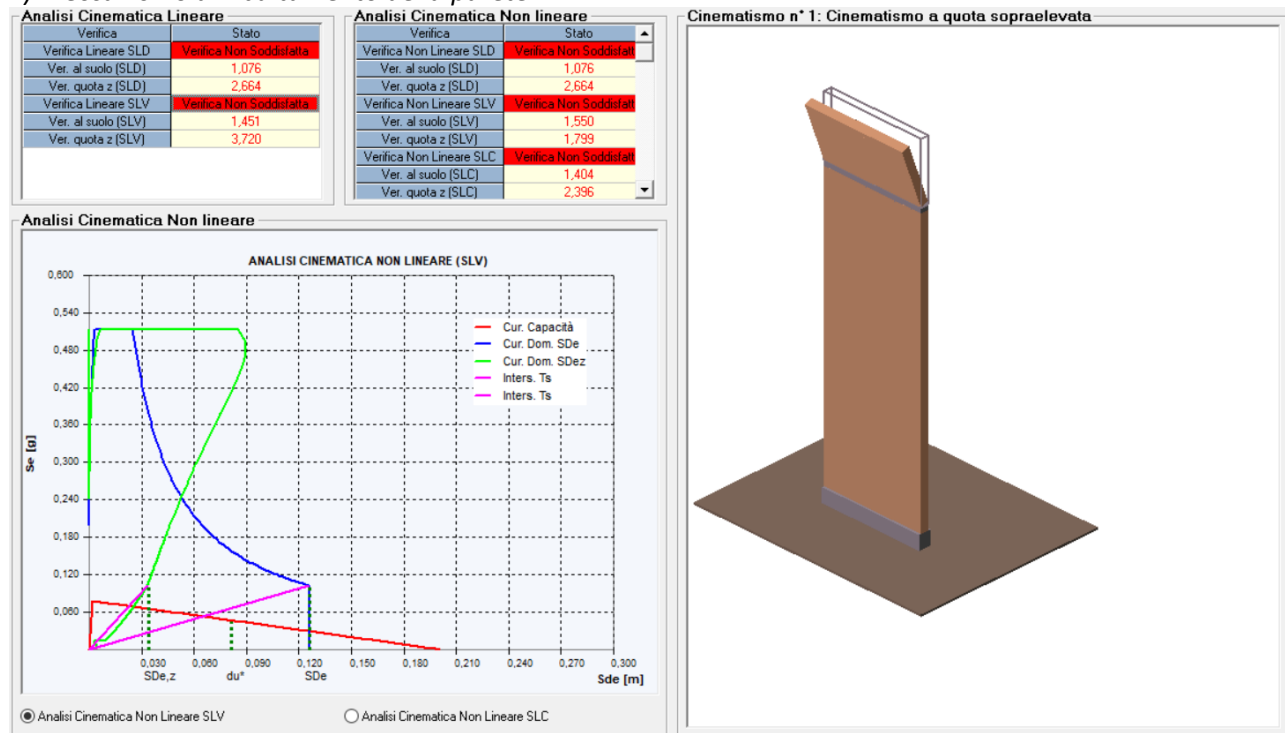


Sostanzialmente si considera che il ribaltamento possa interessare la porzione di parete evidenziata in figura e dunque che si inneschi la rottura lungo gli spigoli verticali dell'aula ottagonale e quindi la rotazione attorno alla cerniera cilindrica orizzontale posta a quota dell'architrave della finestra.

Per analizzare il meccanismo di ribaltamento si utilizza l'applicativo ProCINE della 2S.i. inserendo come dati di input quelli indicati in figura.



1) Meccanismo di ribaltamento della parete



Analisi cinematica lineare -> PGA di collasso < PGA di sito => **NON VERIFICATO** ($\xi_E \approx 27\% \rightarrow T_R = 41$ anni)

L'accelerazione di attivazione del meccanismo di ribaltamento della parete risulta:

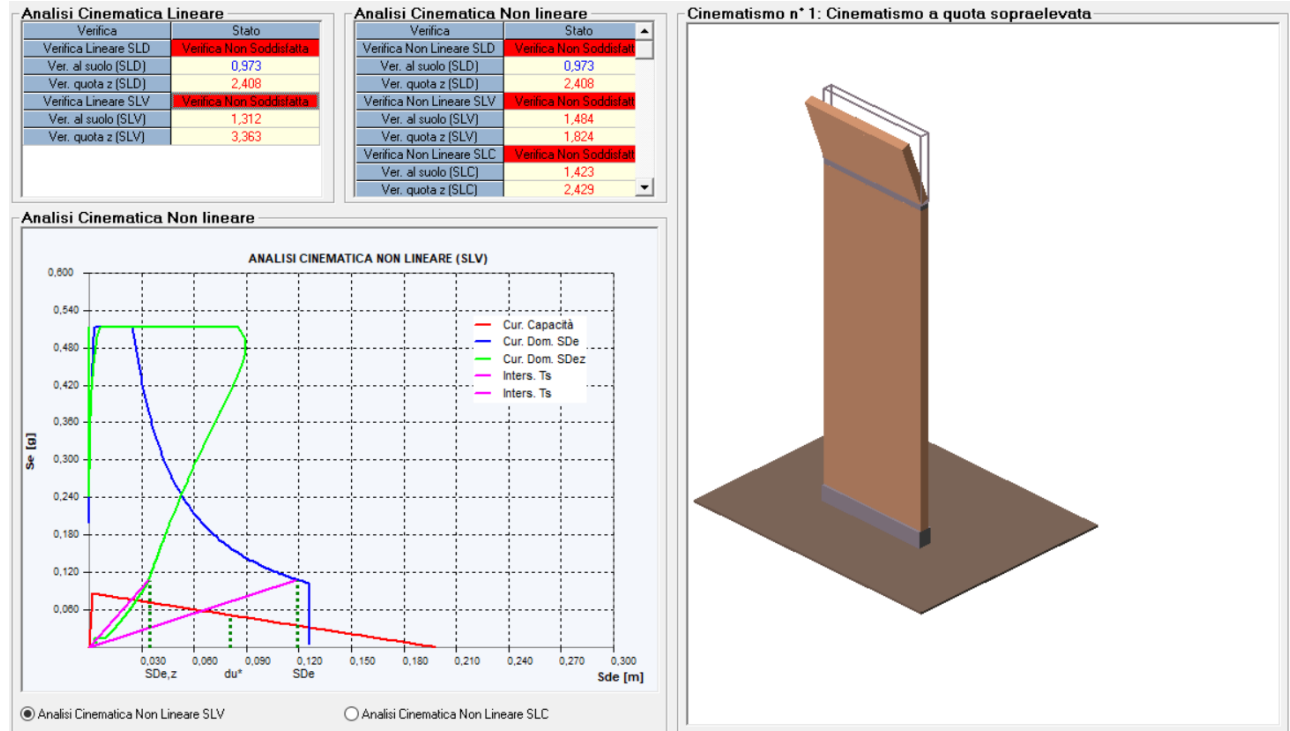
$$a_{g,SLV} \cong 0,042g < a_{g,SLV_{RIF}} \cong 0,157g \rightarrow \text{NON VERIFICATO}$$

Risulta pertanto necessario provvedere ad **inserire un sistema di rinforzo/ritegno** che nel caso di specie sarà costituito da una **cinturazione metallica sommitale dell'intera aula**.

Parete inclinata dell'aula

Anche per le pareti inclinate dell'aula valgono le medesime considerazioni fatte in precedenza riguardanti la porzione di parete che può essere soggetta al ribaltamento. L'unica differenza è il notevole decremento del carico agente che passa dai 7,91 kN/m del precedente paramento a 3,32 kN/m.

1) Meccanismo di ribaltamento della parete



Analisi cinematica lineare -> PGA di collasso < PGA di sito => **NON VERIFICATO** ($\xi_E \approx 30\% \rightarrow T_R = 51$ anni)

L'accelerazione di attivazione del meccanismo di ribaltamento della parete risulta:

$$a_{g,SLV} \cong 0,047g < a_{g,SLV_{RIF}} \cong 0,157g \rightarrow \text{NON VERIFICATO}$$

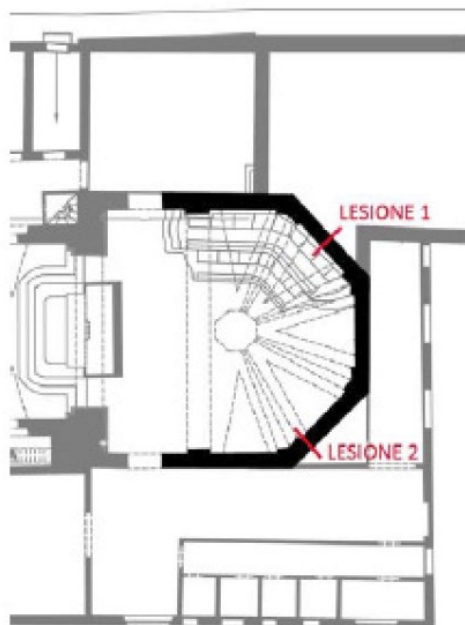
Anche in questo caso si conferma la **necessità di inserire un sistema di rinforzo/ritegno** che sarà costituito da una **cinturazione metallica sommitale dell'intera aula**.

Studio Tecnico Ing. Massimo Garutti	Chiesa di Sant'Apollonia in Ferrara interventi di riparazione con rafforzamento locale – RCS01 – RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA E DI CALCOLO –	Rev. 00 del DIC. 2025
		Pagina - 22 - di 52

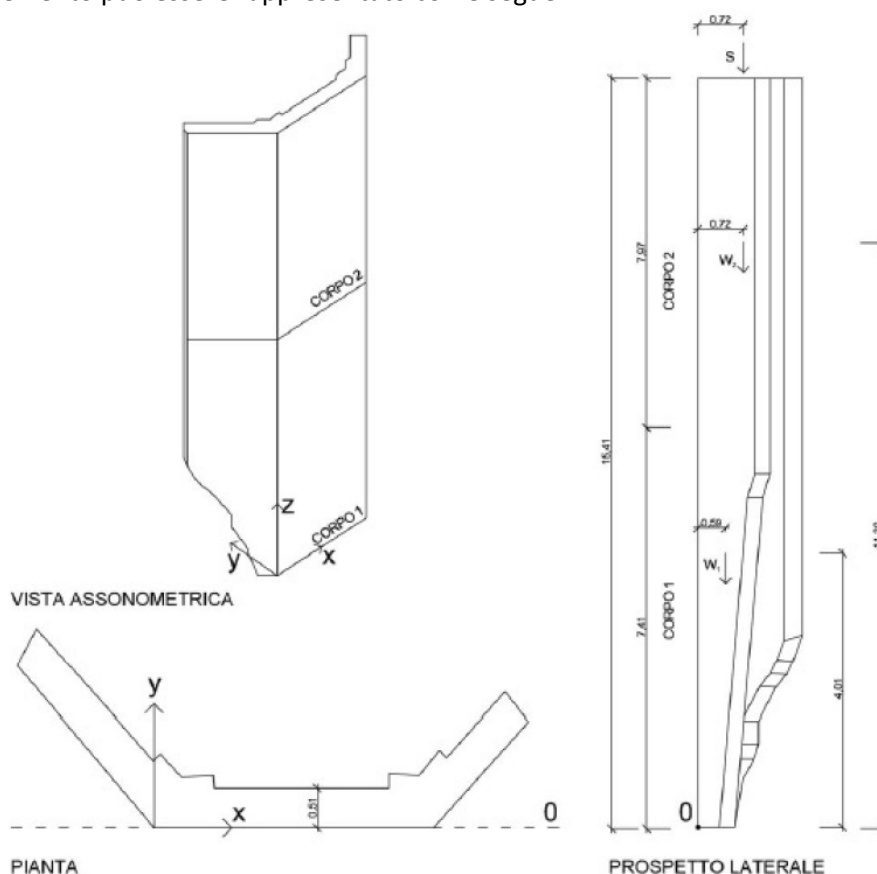
2.2.2.2. Cinematismo di ribaltamento delle pareti dell'abside

Come già preso a riferimento dall'ing. Lanfranco Laghi questo meccanismo caratterizza il macroelemento considerato nella relazione a firma del prof. ing. F. Laudiero allegata al progetto Preliminare.

Nello specifico il cinematismo riguarda una porzione della superficie muraria poliedrica che identifica l'abside comprendente la parete di fondo e parte delle pareti immediatamente adiacenti (in base al quadro fessurativo rilevato: circa metà in pianta della parete sul lato est e la quasi totalità della parete sul lato ovest). Il riconoscimento del macroelemento è suggerito dalla presenza di ampie lesioni ad andamento sub-verticale che caratterizzano i paramenti presenti nella zona absidale così come schematizzato nella figura a seguire.



Sicché il macroelemento può essere rappresentato come segue:



Nel documento citato sono presenti diverse considerazioni tecniche relative al comportamento delle pareti dell'abside in relazione alla struttura postuma costituente la c.d. "manica" della canonica retrostante. Vengono inoltre eseguite più verifiche di ribaltamento seguendo criteri del 1° e del 2° ordine che tengono conto del grado di rigidità orizzontale ipotizzato per la struttura della "manica".

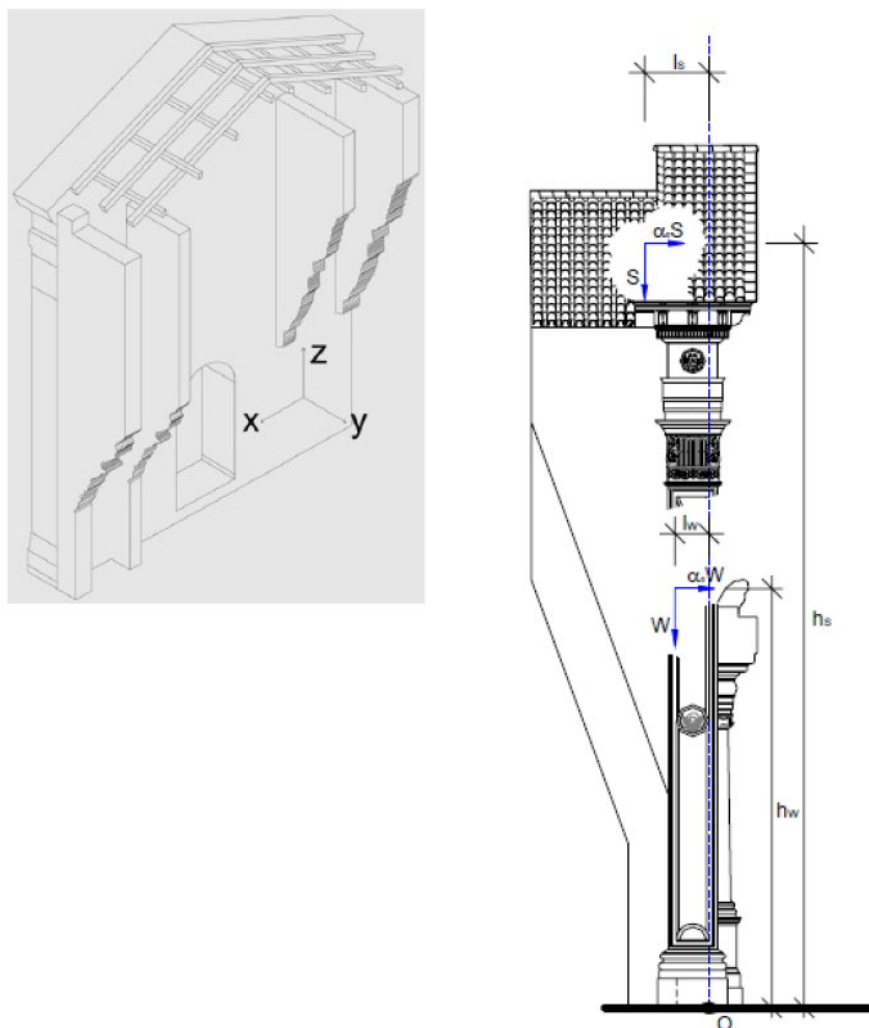
Tralasciando ulteriori considerazioni, per le quali si rimanda al documento originale a firma del prof. ing. F. Laudiero, dato atto che le geometrie e le interazioni in gioco sono molteplici e complesse, si ritiene che quanto inizialmente previsto possa essere confermato in ordine alla realizzazione di un giunto sismico completo fra la canonica e l'abside che consente di eliminare il martellamento fra i due corpi.

Si sottolinea infine che, parimenti all'aula, anche per l'abside è prevista la realizzazione di una cinturazione sommitale metallica, l'unica differenza risulta dall'interferenza con la copertura del presbiterio che interrompe inevitabilmente l'anello che altrimenti sarebbe chiuso come quello previsto sull'aula.

2.2.2.3. Cinematismo di ribaltamento della facciata

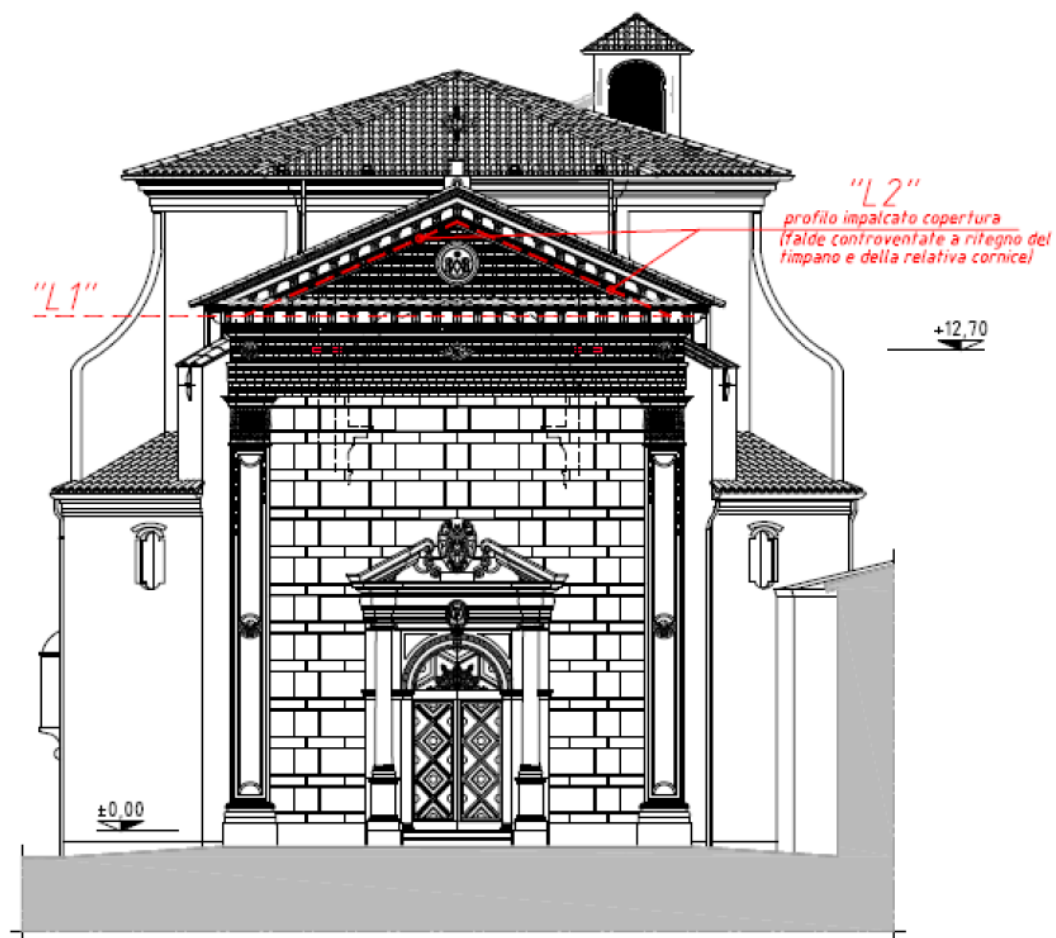
Per l'analisi del meccanismo di ribaltamento della facciata si considera la geometria del macroelemento già analizzata nella relazione a firma del prof. ing. F. Laudiero facente parte del progetto preliminare.

Il macroelemento è costituito dalla parete della facciata, compreso il timpano sommitale, e da una porzione delle quattro pareti retrostanti ortogonali rispetto alle quali in fase di sopralluogo sono state rilevate lesioni di distacco. La geometria viene rappresentata nell'immagine a seguire.

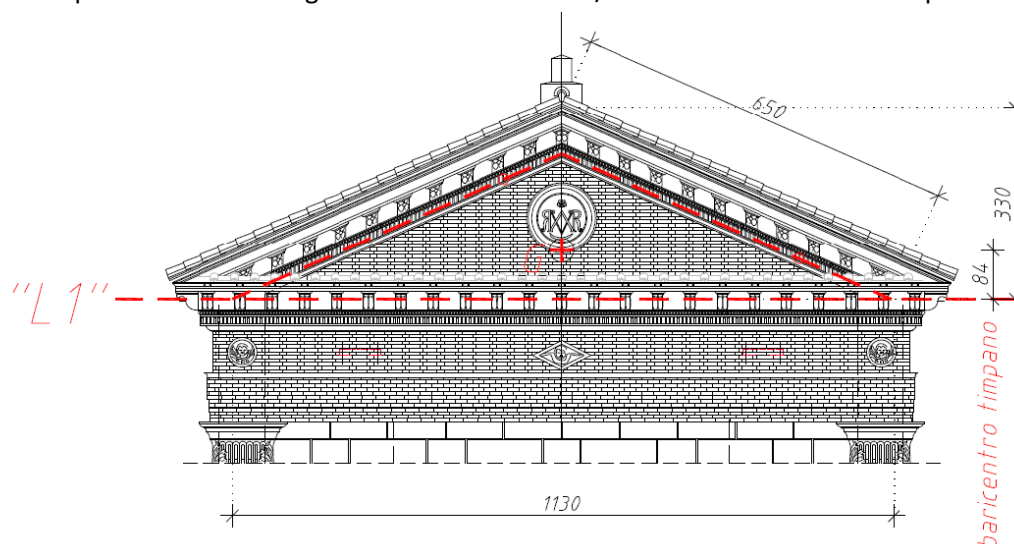


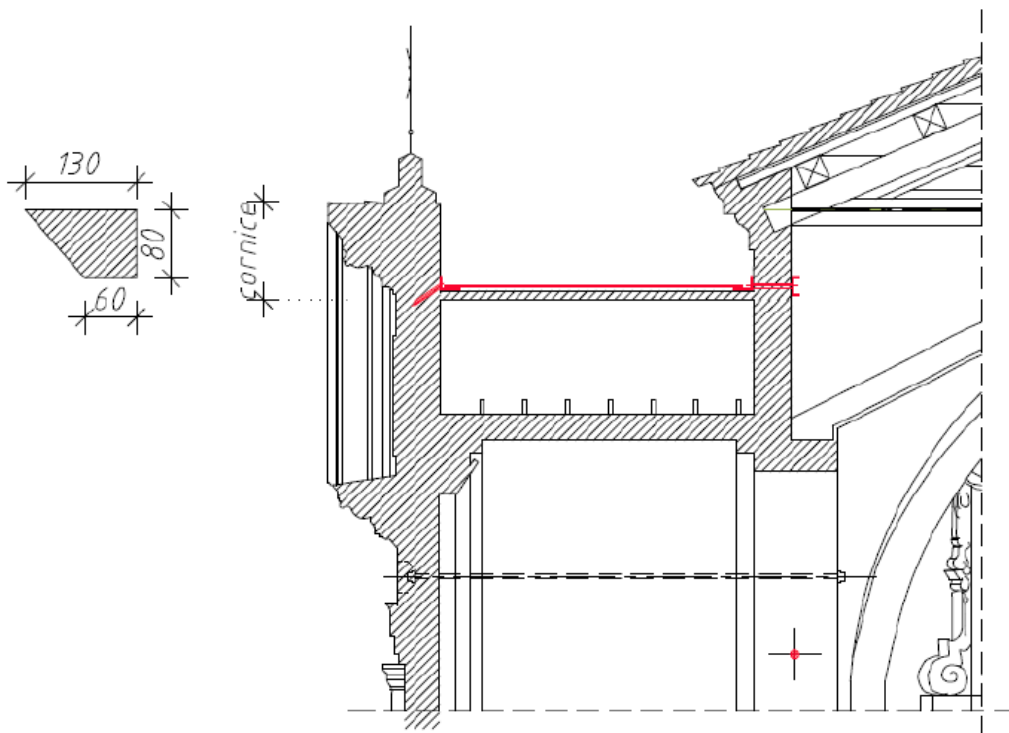
Per quanto attiene alla porzione del timpano posto in sommità alla facciata si assume che il macroelemento da analizzare sia la porzione muraria al disopra del piano orizzontale passante per "L1" che costituisce il piano d'imposta del timpano. La linea tratteggiata "L2" indica invece la traccia delle due falde di copertura del nartece rispetto alle quali si vedrà nel seguito verrà inserito un sistema di controvento a contrasto del ribaltamento del macroelemento.

Oltre alla verifica del timpano risulta necessario sviluppare anche quella della porzione in aggetto (veletta/cornice) che sventa rispetto alla copertura del nartece di circa 80 cm.



Nelle ulteriori due immagini a seguire si riportano la vista prospettica del timpano a la relativa sezione longitudinale completa dello schema geometrico della veletta/cornice di coronamento superiore.





Per quanto attiene la facciata si hanno i seguenti dati geometrici di calcolo mutuati direttamente dalle relazioni a firma dell'ing. Lanfranco Laghi già agli atti dell'Amministrazione e da questa già autorizzate:

- Volume della muratura della facciata: 209,19 m³;
- Area della copertura insistente sulla muratura di facciata: 50,00 m²;
- Peso proprio del solido murario: $W = 18,00 \text{ kN/m}^3 \times 209,19 \text{ m}^3$ 3765,4 kN;
- Peso della copertura: $S = 1,8 \text{ kN/m}^2 \times 50,00 \text{ m}^2 \times 0,5$ 45,0 kN.
- Posizione del baricentro "G" del solido murario rispetto al centro di rotazione "O":
 $l_W = 0,68 \text{ m}, \quad h_W = 8,54 \text{ m}.$
- Posizione del punto di applicazione del carico "S" della copertura rispetto al centro di rotazione "O":
 $l_S = 0,80 \text{ m}, \quad h_S = 15,46 \text{ m}.$

Per il timpano e la soprastante veletta/cornice invece si ha:

a) "Veletta/Cornice" (G₁)

- Area della sezione retta (trapezia): $A_c = (1,3+0,6) \times 0,8/2$ 0,76 m²;
- Lunghezza totale: $L_c = 6,50 \times 2$ 13,00 m;
- Peso totale: $P_{G1} = A_c L_c \gamma_M = 0,76 \text{ m}^2 \times 13 \text{ m} \times 18,00 \text{ kN/m}^3$ 77,85 kN;
- Altezza baricentro P_{G1} rispetto alla cerniera "L₁" y_{G1}: 1,60 m;

b) Timpano (parte triangolo in "negativo") (G₂)

- Area della porzione triangolare in "negativo": $A_T = 11,30 \times 2,50/2$ 14,13 m²;
- Spessore di calcolo s_T: 0,60 m;
- Peso totale: $P_{G2} = A_T s_T \gamma_M = 14,13 \text{ m}^2 \times 0,60 \text{ m} \times 18,00 \text{ kN/m}^3$ 152,60 kN;
- Altezza baricentro P_{G2} rispetto alla cerniera "L₁" y_{G2}: 0,84 m.

1) Meccanismo di ribaltamento del timpano

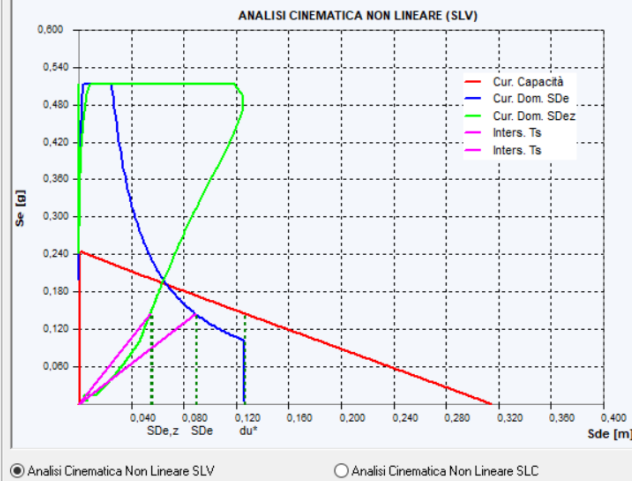
Analisi Cinematica Lineare

Verifica	Stato
Verifica Lineare SLD	Verifica Non Soddisfatta
Ver. al suolo (SLD)	0,345
Ver. quota z (SLD)	1,192
Verifica Lineare SLV	Verifica Non Soddisfatta
Ver. al suolo (SLV)	0,465
Ver. quota z (SLV)	1,665

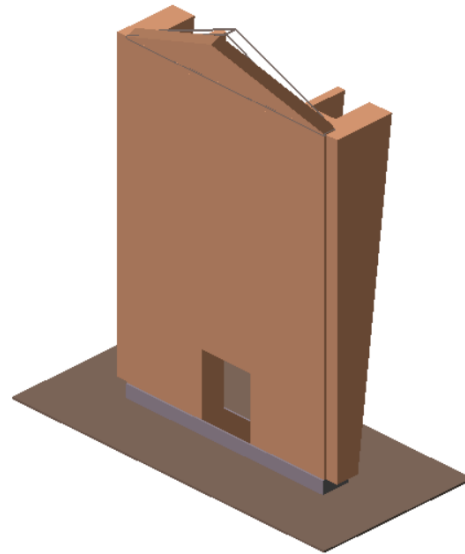
Analisi Cinematica Non lineare

Verifica	Stato
Verifica Non Lineare SLD	Verifica Non Soddisfatta
Ver. al suolo (SLD)	0,345
Ver. quota z (SLD)	1,192
Verifica Non Lineare SLV	Verifica Non Soddisfatta
Ver. al suolo (SLV)	0,705
Ver. quota z (SLV)	1,620
Verifica Non Lineare SLC	Verifica Non Soddisfatta
Ver. al suolo (SLC)	0,811
Ver. quota z (SLC)	2,157

Analisi Cinematica Non lineare



Cinematismo n° 2: Cinematismo a quota sopraelevata



Analisi cinematica lineare -> PGA di collasso < PGA di sito => **NON VERIFICATO** ($\xi_E \approx 60\% \rightarrow T_R = 229$ anni)

L'accelerazione di attivazione del meccanismo di ribaltamento della parete risulta:

$$a_{g,SLV} \cong 0,094g < a_{g,SLV_{RIF}} \cong 0,157g \rightarrow \text{NON VERIFICATO}$$

2) Meccanismo di ribaltamento globale

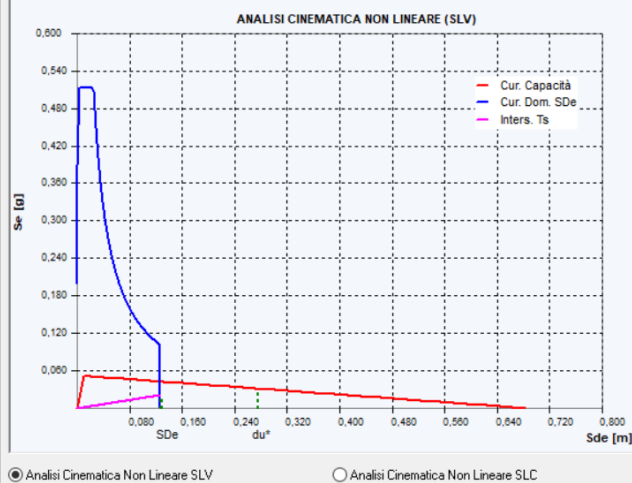
Analisi Cinematica Lineare

Verifica	Stato
Verifica Lineare SLD	Verifica Non Soddisfatta
Ver. al suolo (SLD)	1,612
Ver. quota z (SLD)	N.R.
Verifica Lineare SLV	Verifica Non Soddisfatta
Ver. al suolo (SLV)	2,174
Ver. quota z (SLV)	N.R.

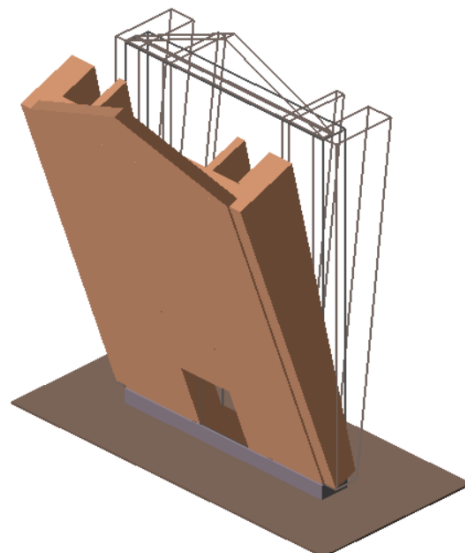
Analisi Cinematica Non lineare

Verifica	Stato
Verifica Non Lineare SLD	Verifica Non Soddisfatta
Ver. al suolo (SLD)	1,612
Ver. quota z (SLD)	N.R.
Verifica Non Lineare SLV	Verifica Soddisfatta
Ver. al suolo (SLV)	0,460
Ver. quota z (SLV)	N.R.
Verifica Non Lineare SLC	Verifica Soddisfatta
Ver. al suolo (SLC)	0,416
Ver. quota z (SLC)	N.R.

Analisi Cinematica Non lineare



Cinematismo n° 3: Cinematismo a quota zero



Analisi cinematica lineare -> PGA di collasso < PGA di sito => **NON VERIFICATO** ($\xi_E \approx 46\% \rightarrow T_R = 127$ anni)

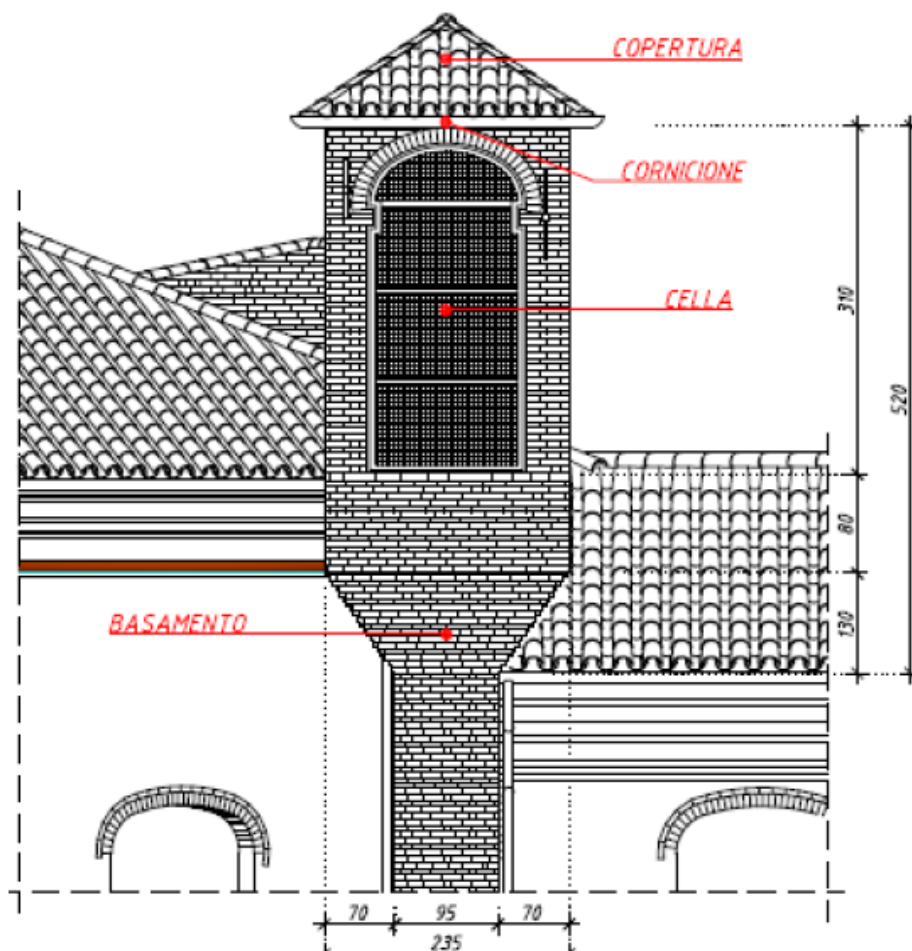
L'accelerazione di attivazione del meccanismo di ribaltamento della parete risulta:

$$a_{g,SLV} \cong 0,072g < a_{g,SLV_{RIF}} \cong 0,157g \rightarrow \text{NON VERIFICATO}$$

2.2.2.4. Cinematismo di ribaltamento della cella campanaria

Per quanto concerne la cella campanaria, riprendendo quanto già sviluppato dall'ing. Lanfranco Laghi nella relazione integrativa autorizzata dall'Amministrazione Competente, la verifica di ribaltamento viene specializzata con riferimento ad uno schema che prevede di considerare un macroelemento composto da un volume parallelepipedo a base quadrata, ovviamente incavo, dove sono state ricavate sui quattro lati verticali quattro ampie finestrate con forma ad arco fra loro uguali di cui quella est non visibile ma comunque considerata per motivi di simmetria e funzionamento della cella campanaria stessa.

La cella è sostenuta da uno dei contrafforti trasversali d'angolo dell'aula ottagonale rispetto al quale, avendo una sezione planimetrica maggiore, ne determina un allargamento sommitale atto a sostenere il volume della cella che presenta una sezione di base quadrata di lato 235 cm. L'immagine a seguire riporta le principali dimensioni geometriche del macroelemento che poi verranno utilizzate per le analisi.

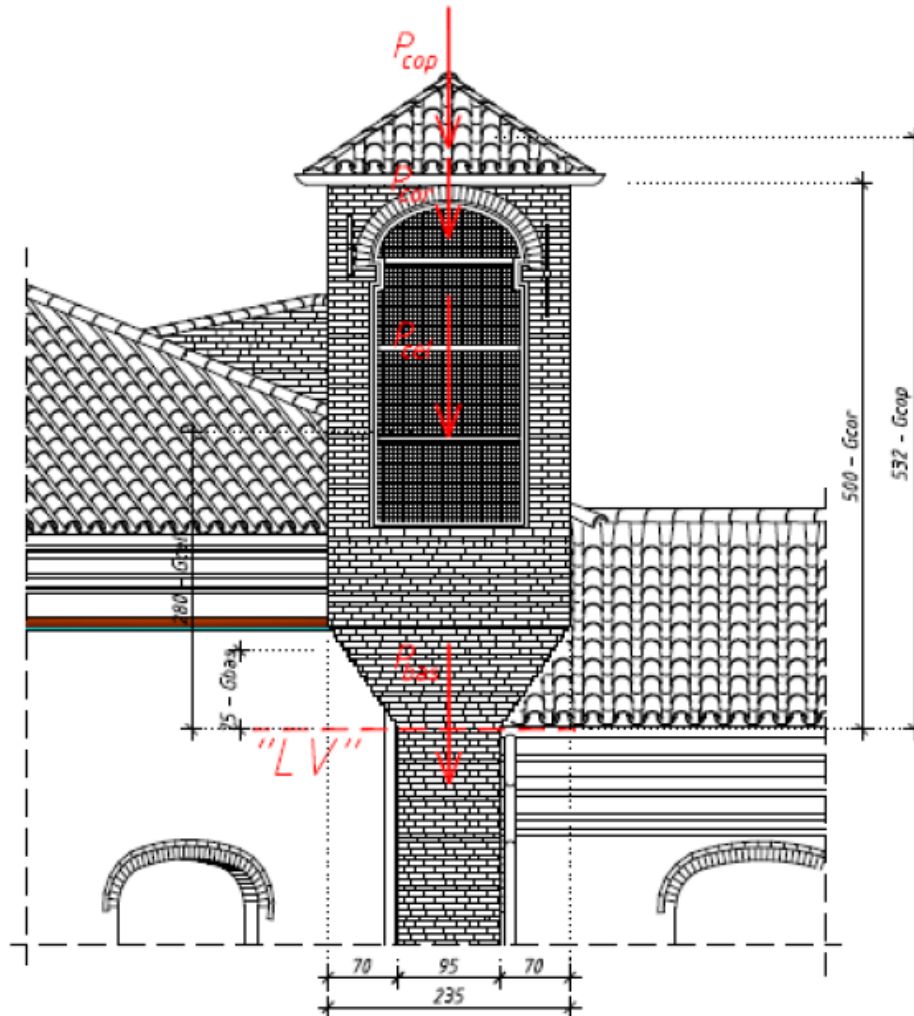


Considerando il macroelemento quale la porzione emergente dal contrafforte perimetrale dell'aula, è possibile procedere alla la verifica di ribaltamento. Dacché le condizioni più severe si identificano adottando la sezione orizzontale che determina i minori bracci delle forze equilibranti si ha che il centro di rotazione della cerniera cilindrica orizzontale dovrà essere posizionato nel piano in corrispondenza dell'inizio della strombatura del basamento in muratura.

Tutto ciò premesso le azioni in gioco risultano definite come segue.

<u>Analisi dei carichi copertura cella campanaria:</u>		
Peso struttura lignea	0,30	kN/m ²
Peso tavole di cotto (sp. 3 cm – $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$)	0,54	kN/m ²
Peso manto in coppi di cotto	0,40	kN/m ²
Totale permanenti strutturali (G_1)	0,30	kN/m²
Totale permanenti non strutturali (G_2)	0,94	kN/m²
Carico accidentale (Q_{k1}) – cat. H: neve con accumulo –	0,80	kN/m²

Dato atto che la superficie complessiva delle quattro falde è $S = 4 \times (2,35 \times 1,75)/2$: 8,2 m²;
il carico permanente complessivo afferente alla copertura risulta P_{cop} : 10,17 kN;
Per il cornicione (sezione 50x26 cm e sviluppo 9,8 m) si ha $P_{cor} = 0,50 \times 0,26 \times 9,80 \times 18,00$: 22,93 kN;
Per la muratura laterale della cella $P_{cel} = 4 \times [(3,64 \times 2,35) - 4,15] \times 0,4 \times 18,00$: 126,85 kN;
Infine per il basamento $P_{bas} = [(2,35 + 0,95) \times 1,30/2] \times 2,35 \times 18,00$: 90,75 kN.
La posizione altimetrica dei baricentri di ogni singola porzione rispetto al piano di apparenza della cerniere cilindrica rispetto alla quale si innescia il cinematismo sono rappresentati nella figura a seguire.



Sicché il baricentro complessivo della cella campanaria ha la seguente quota rispetto al piano di ribaltamento:

$$h_{G,RIS} = \frac{\sum_{i=1}^4 P_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^4 P_i} = \frac{10,17 \cdot 532 + 22,93 \cdot 500 + 126,85 \cdot 280 + 90,75 \cdot 25}{10,17 + 22,93 + 126,85 + 90,75} \cong 218 \text{ cm.}$$

Tenendo conto che la sezione di base, rispetto alla quale può innescarsi il ribaltamento, presenta dimensioni differenti rispetto alle due direzioni principali (i.e. 235 cm e 95 cm) si considera la verifica nella sola direzione più severa rispetto alla quale i bracci delle azioni stabilizzanti risultano inferiori.

$$M_{RIB} = \alpha_0 \cdot \sum P \cdot h_{G,RIS} = \alpha_0 \cdot (250,7 \cdot 2,18) = \alpha_0 546,53 \text{ kNm};$$

$$M_{ST} = \sum P \cdot d_G = (250,7 \cdot 0,95/2) = 119,08 \text{ kNm.}$$

Da qui il moltiplicatore limite risultando dalle condizioni di equilibrio limite attinge:

$$\alpha_0 = 119,08/546,53 \cong 0,22$$

È ora possibile determinare l'accelerazione di attivazione del cinematismo tenendo conto però che trattandosi di un elemento in aggetto è libero di vibrare e quindi risulta necessario stimare il periodo di vibrare.

Studio Tecnico Ing. Massimo Garutti	Chiesa di Sant'Apollonia in Ferrara interventi di riparazione con rafforzamento locale – RCS01 – RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA E DI CALCOLO –	Rev. 00 del DIC. 2025
		Pagina - 29 - di 52

A tal proposito la circolare n. 7/2019 formula [C8.7.1.7] riporta:

$$T_0 = k\lambda L \sqrt{W/Eg} = 6,2 \cdot 5,6 \cdot 5,32 \sqrt{18/1950 \cdot g} \cong 0,567 \text{ sec}$$

Dove:

g è l'accelerazione di gravità;

k è un coefficiente che vale 6,2 per elementi svettanti e 2,2 per meccanismi flessionali;

λ è la snellezza dell'elemento (rapporto fra lunghezza L e spessore minimo della sezione $t = 95 \text{ cm}$);

W è il peso specifico della muratura;

E è il modulo elastico della muratura.

Quindi la domanda in accelerazione a quota sopraelevata, risultante dallo spettro di progetto agli SLV, risulta:

$$a_{g,SLV_{RIF}} = S_d(T_0)g = [0,157 \cdot 1,458 \cdot 1/q \cdot 2,574 \cdot (0,443/0,567)]g \cong 0,230g$$

La verifica pertanto si specializza come segue:

$$a_{g,SLV} = \frac{\alpha_0 g}{e \cdot FC} = \frac{0,22g}{1 \cdot 1,35} \cong 0,163g < a_{g,SLV_{RIF}} \cong 0,230g \rightarrow \text{NON VERIFICATO} (\zeta_E \cong 71\% \rightarrow T_R = 355 \text{ anni})$$

Brevemente la verifica nell'altra direzione riporta:

$$M_{RIB} = \alpha_0 \cdot \sum P \cdot h_{G,RIS} = \alpha_0 \cdot (250,7 \cdot 2,18) = \alpha_0 546,53 \text{ kNm};$$

$$M_{ST} = \sum P \cdot d_G = (250,7 \cdot 2,35/2) = 294,57 \text{ kNm}.$$

Quindi:

$$\alpha_0 = 294,57/546,53 \cong 0,54$$

Analogamente a quanto sviluppato in precedenza:

$$T_0 = k\lambda L \sqrt{W/Eg} = 6,2 \cdot 2,3 \cdot 5,32 \sqrt{18/1950 \cdot g} \cong 0,233 \text{ sec}$$

Dove stavolta cambia la snellezza:

λ è la snellezza dell'elemento (rapporto fra lunghezza L e spessore minimo della sezione $t = 235 \text{ cm}$).

Perciò la domanda in accelerazione a quota sopraelevata, risultante dallo spettro di progetto agli SLV, risulta:

$$a_{g,SLV_{RIF}} = S_d(T_0)g = [0,157 \cdot 1,458 \cdot 1/q \cdot 2,574]g \cong 0,295g$$

La verifica pertanto si specializza come segue:

$$a_{g,SLV} = \frac{\alpha_0 g}{e \cdot FC} = \frac{0,54g}{1 \cdot 1,35} \cong 0,4g > a_{g,SLV_{RIF}} \cong 0,295g \rightarrow \text{VERIFICATO} (\zeta_E \cong 136\% \rightarrow T_R > 712 \text{ anni})$$

Studio Tecnico Ing. Massimo Garutti	Chiesa di Sant'Apollonia in Ferrara interventi di riparazione con rafforzamento locale – RCS01 – RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA E DI CALCOLO –	Rev. 00 del DIC. 2025 Pagina - 30 - di 52
--	---	--

2.2.3. Analisi LV2 – stato di progetto

Nel presente paragrafo vengono analizzati i cinematismi principali individuati in precedenza andando a valutare lo stato di verifica nei confronti dell'azione sismica di progetto e determinando così, per lo stato di progetto, il livello di sicurezza.

2.2.3.1. Cinematismo di ribaltamento delle pareti dell'aula e dell'abside

Come si è visto in precedenza le pareti dell'aula non risultano verificate per il cinematismo di ribaltamento semplice della porzione sommitale.

Il livello di sicurezza minimo esibito attinge $\xi_E \approx 27\%$ a cui corrisponde un tempo di ritorno $T_R = 41$ anni mentre, in termini di accelerazione di attivazione del meccanismo, si ha:

$$a_{g,SLV} \cong 0,042g < a_{g,SLV_{RIF}} \cong 0,157g \rightarrow \text{NON VERIFICATO}$$

Per quanto riguarda l'abside, data la complessità della geometria del macroelemento individuato, attraverso calcolazioni schematiche non è stato possibile pervenire ad un valore numerico specifico che identifichi il livello di sicurezza.

Tuttavia, per mezzo di deduzioni logiche almeno qualitativamente, è possibile affermare che il quadro fessurativo evidenziato assieme alle vulnerabilità rilevate indica uno stato di mancata verifica al ribaltamento.

Quanto sopra riportato comporta la necessità di realizzare un sistema di trattenimento sommitale costituito fondamentalmente da due "anelli" in carpenteria metallica disposti alla stessa quota di cui il primo interno alla parete muraria e l'altro esterno appena al di sotto del livello di appoggio delle orditure lignee di copertura.

Al fine di rendere più efficace il sistema si collegheranno i due "anelli" mediante connettori.

Tale sistema viene esteso sia all'aula che all'abside con l'unica differenza che la cinturazione sommitale non realizza un anello chiuso in quanto, su un lato, vi è l'interferenza con la copertura del presbiterio che interrompe inevitabilmente la continuità dell'anello.

Gli elementi che compongono le cinturazioni sono:

- Anello interno, costituito da 2 profili UPN120 accoppiati nell'anima con asse forte orizzontale;
- Anello esterno, costituito da piatto di dimensioni 12x100 mm con asse forte verticale;
- Collegamento fra gli anelli realizzato con barre filettate passanti la muratura;
- Aste interne a scavalco degli angoli costituite da n. 2 profili UPN80 accoppiati nell'anima con asse forte orizzontale;
- Catene in tondo pieno d'acciaio $\Phi 24$ mm (AULA: n. 2 disposte longitudinalmente - ABSIDE: n.3).

I materiali di progetto sono:

- Acciaio dei profili commerciali laminati a caldo e del piattume, tipo S355 - UNI EN 10025-2;
- Acciaio per barre filettate e bulloni di classe 8.8 (rondelle e dadi conformi secondo norma).

Il sistema di trattenimento sommitale ad anello viene dimensionato e verificato nel seguito per la massima azione di contenimento necessaria a garantire l'equilibrio limite del cinematismo di ribaltamento delle pareti. L'azione agente può quindi essere determinata ipotizzando nel cinematismo analizzato in stato pre intervento la presenza di un tirante posto alla quota di progetto degli anelli e in base al quale risulta soddisfatta la seguente posizione:

$$a_{g,SLV} \geq 80\% \cdot a_{g,SLV_{RIF}} \cong 0,126g$$

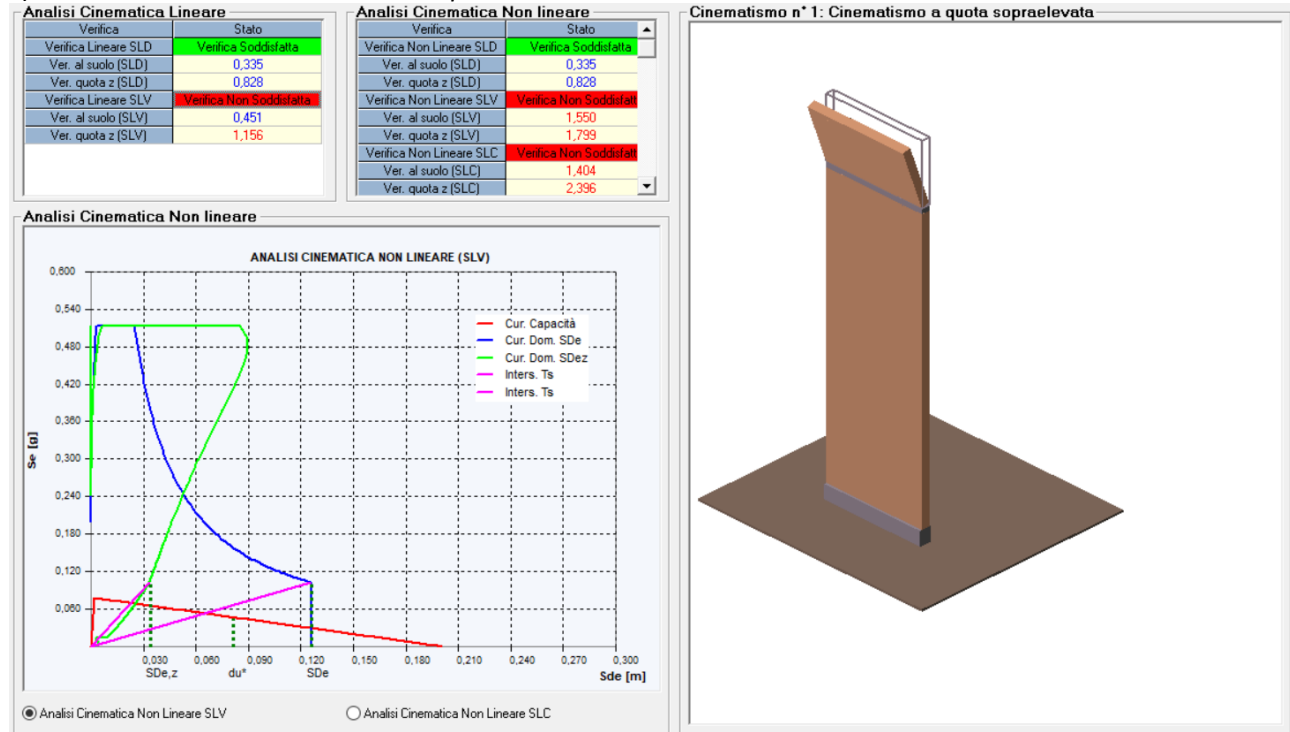
Sebbene non si ricada nel caso di specie dell'adeguamento, si considera come parametro l'80% dell'azione di riferimento in classe d'uso III con riferimento a quanto previsto al punto C8.4.3 della circ. n 7/2019 cit. *"adeguamento sismico deciso dal proprietario a seguito di inadeguatezza riscontrata attraverso la valutazione di sicurezza di cui al § 8.3 delle NTC, ma non ricadente nei casi a), b) o d)".*

Il calcolo viene specializzato per entrambi i casi delle pareti "longitudinale" e "inclinata" dell'aula precedentemente analizzate e per le quali la verifica non risultava soddisfatta.

Parete longitudinale dell'aula

A seguire si riportano i risultati ottenuti mediante l'utilizzo dell'applicativo ProCINE della 2S.i già utilizzato per l'analisi dello stato di fatto rispetto al quale viene aggiunta l'azione del tirante.

1) Meccanismo di ribaltamento della parete



Analisi cinematica lineare → PGA di collasso < PGA di sito ⇒ $\xi_E \approx 87\% \rightarrow T_R = 518$ anni

L'accelerazione di attivazione del meccanismo di ribaltamento della parete risulta:

$$a_{g,SLV} \cong 0,136g > 80\% \cdot a_{g,SLV_{RIF}} \cong 0,126g \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

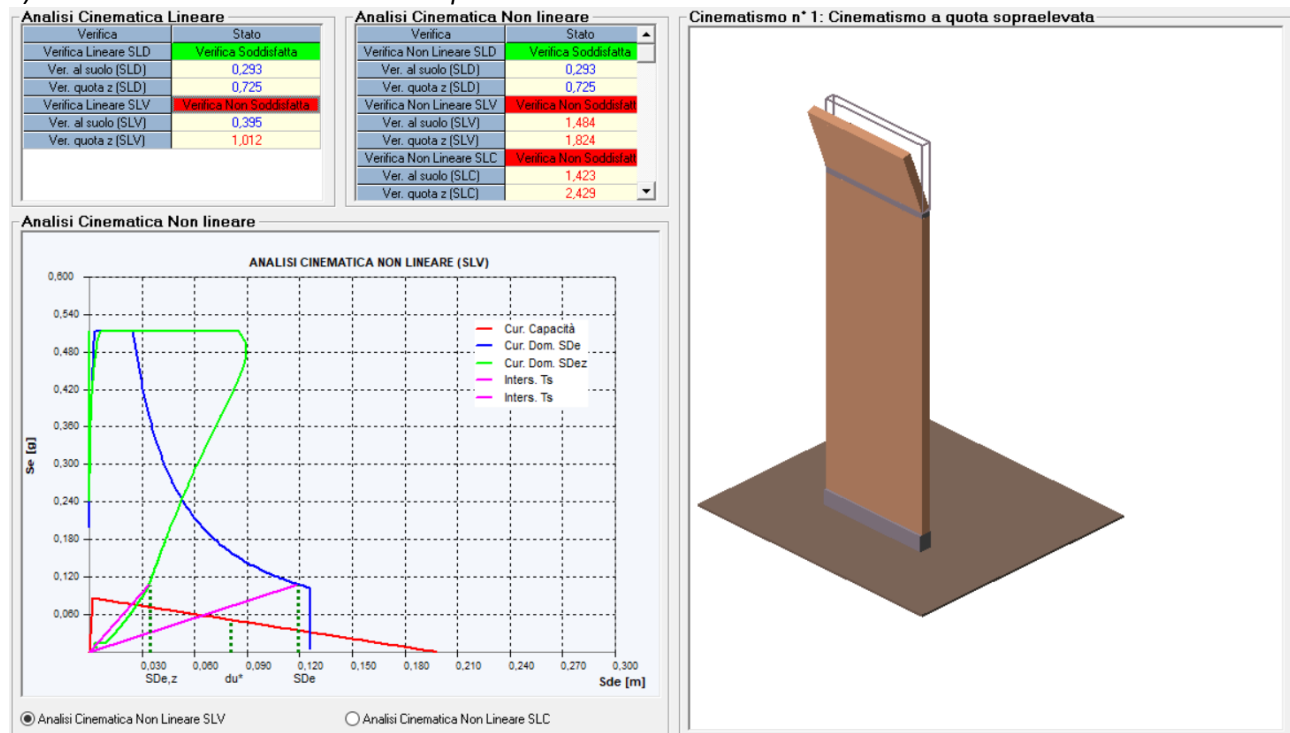
Lo sforzo nel tirante, posto a quota di progetto, risulta pari a circa $N \approx 44$ kN da cui si ottiene un carico agente sul sistema di cinturazione di:

$$H = \frac{N}{L} = \frac{44}{6,12} \cong 7,19 \text{ kN/m}$$

In cui $L = 6,12$ m è la lunghezza della porzione di parete dell'aula.

Parete inclinata dell'aula

Analogamente a quanto già sviluppato per la parete longitudinale.

1) Meccanismo di ribaltamento della parete

Analisi cinematica lineare -> PGA di collasso < PGA di sito => **NON VERIFICATO** ($\xi_E \approx 99\% \rightarrow T_R = 696$ anni)

L'accelerazione di attivazione del meccanismo di ribaltamento della parete risulta:

$$a_{g,SLV} \cong 0,155g > 80\% \cdot a_{g,SLV_{RIF}} \cong 0,126g \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Lo sforzo nel tirante, posto a quota di progetto, risulta pari a circa $N \approx 36$ kN da cui si ottiene un carico agente sul sistema di cinturazione di:

$$H = \frac{N}{L} = \frac{36}{6,38} \cong 5,64 \text{ kN/m}$$

In cui $L = 6,38$ m è la lunghezza della porzione di parete dell'aula.

Dimensionamento/verifica della cinturazione

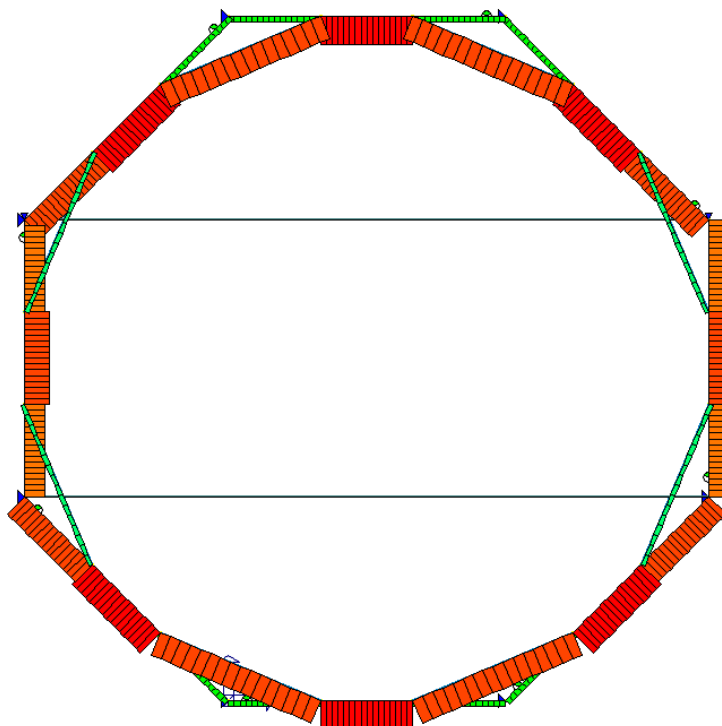
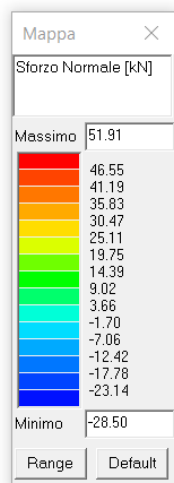
Dato atto che le azioni agenti sono sostanzialmente identiche a quelle determinate dall'ing. Lanfranco Laghi nella trattazione già agli atti delle Amministrazione si riprende integralmente quanto già sviluppato.

Nel dettaglio lo schema statico di verifica della cinturazione prevede:

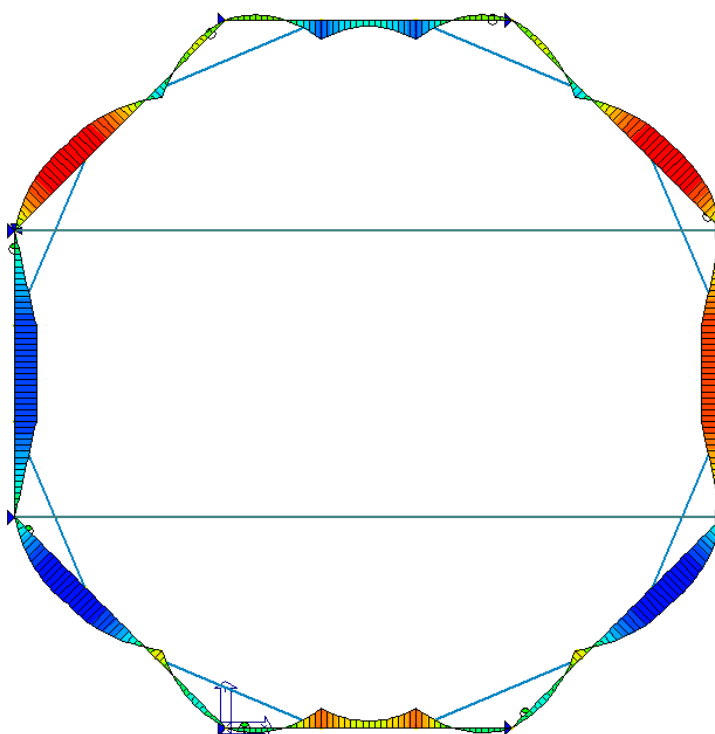
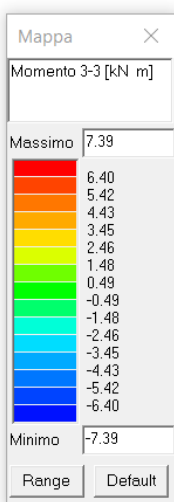
- Aste: schema di calcolo composto da un poligono ottagonale i cui lati risultano mutuamente incernierati negli spigoli, integrato da aste a scavalco degli angoli interni con funzionamento di biella. Sono presenti due catene longitudinali con funzione di biella reagente solo a trazione. Le aste dell'ottagono sono tutte uguali composte da una coppia di UPN120 costituenti l'anello interno, si trascura il contributo alla rigidezza offerto dall'anello di cinturazione esterno in piatto 12x100 mm;
- Carichi: sono rappresentati dall'azione di contenimento determinata in precedenza e necessaria ad equilibrare i cinematismi di ribaltamento delle pareti. Si assume che le azioni abbiano andamento lineare uniformemente distribuito sulla lunghezza delle aste;
- Vincoli esterni: il vincolamento esterno dell'anello è schematizzato da due cerniere fisse poste a metà dei lati trasversali contrapposti.

La combinazione di carico considerata è quella sismica con azione in direzione trasversale alla chiesa che risulta essere quella che determina la verifica più severa per le pareti del tamburo dell'aula. Il carico sulle due pareti longitudinali risulta dunque quello determinato di 7,19 kN/m mentre quello agente sulle quattro pareti inclinate corrisponde alla componente in direzione inclinata di 45° dell'azione summenzionata e attinge 5,08 kN/m.

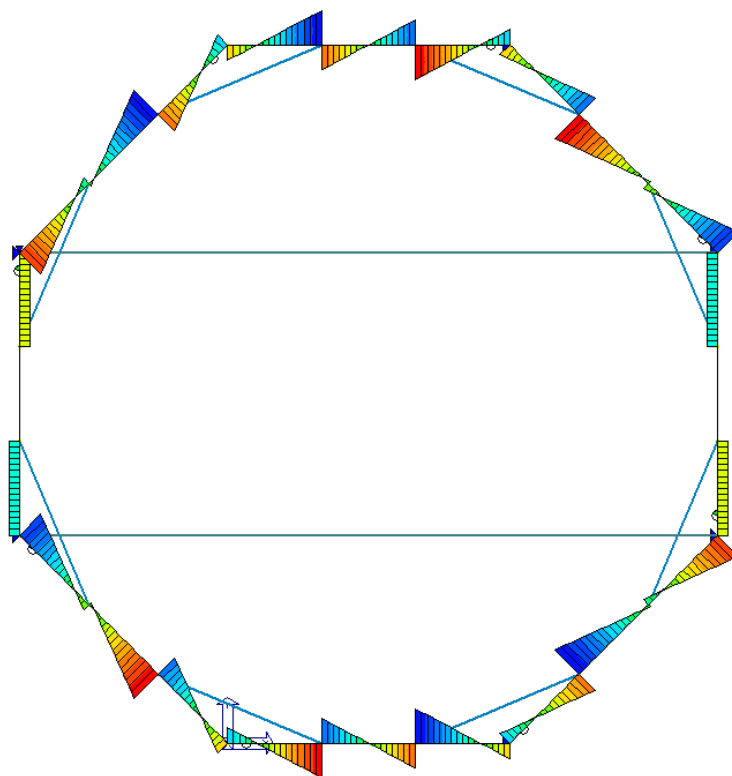
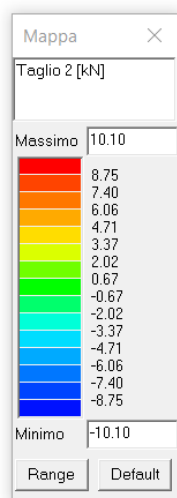
Realizzando un modello ad-hoc si ottengono i seguenti diagrammi di involucro delle sollecitazioni e di deformazione:



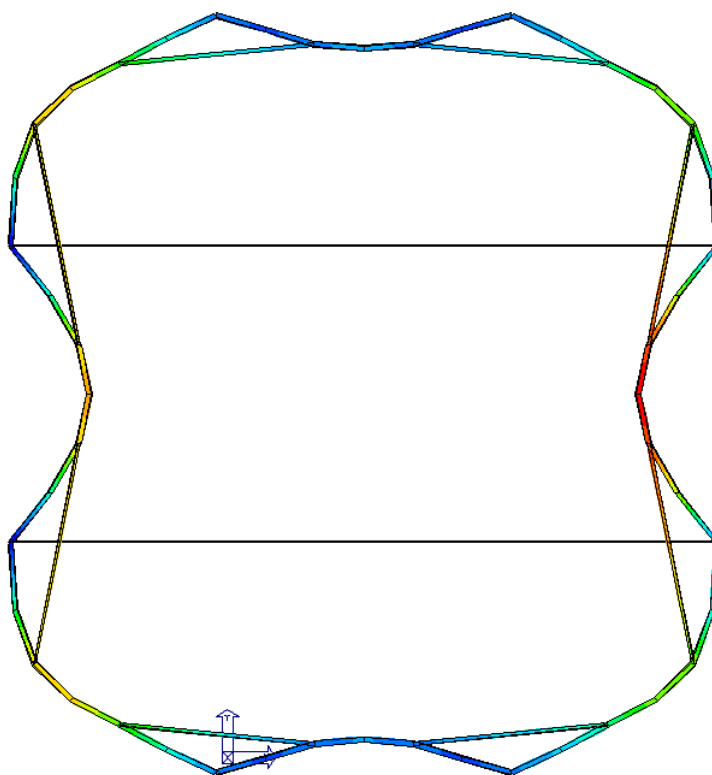
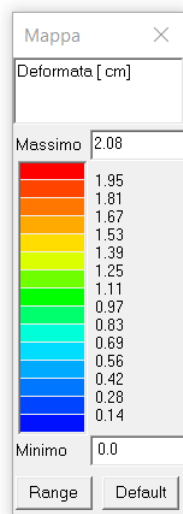
sforzo normale (kN)



momento flettente (kNm)

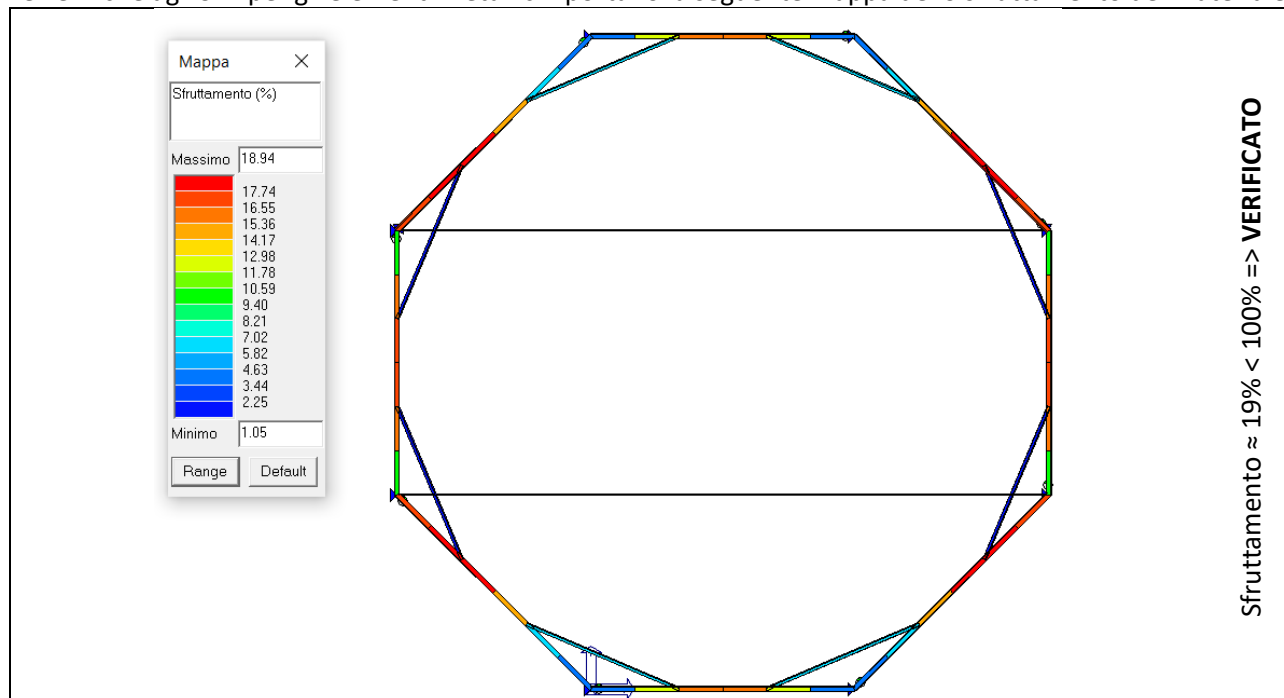


taglio (kN)



deformata (cm)

Le verifiche agli SLV per gli elementi metallici riportano la seguente mappa dello sfruttamento del materiale:



Rimangono da perfezionare le verifiche degli elementi di collegamento che si riportano nel seguito.

Collegamento fra gli anelli interno ed esterno – connettori in barra filettata M14

Si tratta di connettori M14 di classe 8.8 per i quali si deve verificare la resistenza per due condizioni di carico:

- Trasferimento della spinta della parete dall'anello esterno a quello interno → verifica a trazione;
- Trasferimento delle azioni di "tirante" del sistema cordolatura/cinturazione alle pareti murarie trasversali sulle quali si realizza il vincolo → verifica a taglio.

La verifica a trazione riporta:

$$N_{Ed} = 7,19 \cdot 1,1 \cong 7,91 \text{ kN};$$

$$N_{Rd} = A_{res} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 115 \cdot \frac{640}{1,05} \cong 70 \text{ kN} > N_{Ed} = 7,91 \text{ kN} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

La verifica a taglio invece discende dall'azione offerta dal vincolo che nel caso di specie vale circa 52 kN da distribuire su 8 connettori presenti lungo il lato ove è presente tale sforzo sicché a ciascun connettore compete un taglio pari a:

$$V_{Rd} = A_{res} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 115 \cdot \frac{640}{1,05 \cdot \sqrt{3}} \cong 40 \text{ kN} > V_{Ed} = \frac{52}{8} \cong 6,50 \text{ kN} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

In accordo con quanto già esplicitato dall'ing. Lanfranco Laghi nella relazione di calcolo già agli atti dalle Amministrazione Competente, data l'esiguità delle sollecitazioni, si ritiene di poter trascurare la verifica a rifollamento sul piatto costituente l'anello esterno.

Pressione di contatto sulla muratura

La massima pressione di contatto con la muratura si riscontra in corrispondenza dei connettori M14 che vincolano il sistema di cinturazione. La muratura in corrispondenza dei connettori ha spessore 45 cm e i fori di attraversamento, poi saturati con malta di calce, hanno diametro 35 mm. Per ciascun connettore si è determinato al punto precedente la forza che lo sollecita ortogonalmente (nel piano della parete) ottenendo $V_{Ed} = 6,50 \text{ kN}$. Nell'ipotesi di distribuzione uniforme delle pressioni di contatto sulla muratura, si ha:

$$\sigma_m = \frac{V_{Ed}}{A_{contatto}} = \frac{6500}{450 \cdot 35} \cong 0,41 \text{ MPa} < f_m = 2,00 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Avendo assunto, in accordo al punto 1.9 della presente relazione, una resistenza a compressione:

$$f_m = \frac{4,49}{1,12 \cdot 2} \cong 2,00 \text{ MPa}$$

2.2.3.2. Cinematismo di ribaltamento della facciata

La facciata, in stato di fatto, presenta criticità in ordine sia ai meccanismi di ribaltamento globale che della sola porzione sommitale del timpano.

Il livello di sicurezza minimo esibito infatti raggiunge rispettivamente $\xi_E \approx 46\%$ a cui corrisponde un tempo di ritorno $T_R = 127$ anni per la facciata e $\xi_E \approx 60\%$ a cui corrisponde un tempo di ritorno $T_R = 229$ anni per il timpano. In termini di accelerazione di attivazione del meccanismo, si ha per la facciata:

$$a_{g,SLV} \cong 0,094g < a_{g,SLV_{RIF}} \cong 0,157g \rightarrow \text{NON VERIFICATO}$$

Mentre per il timpano:

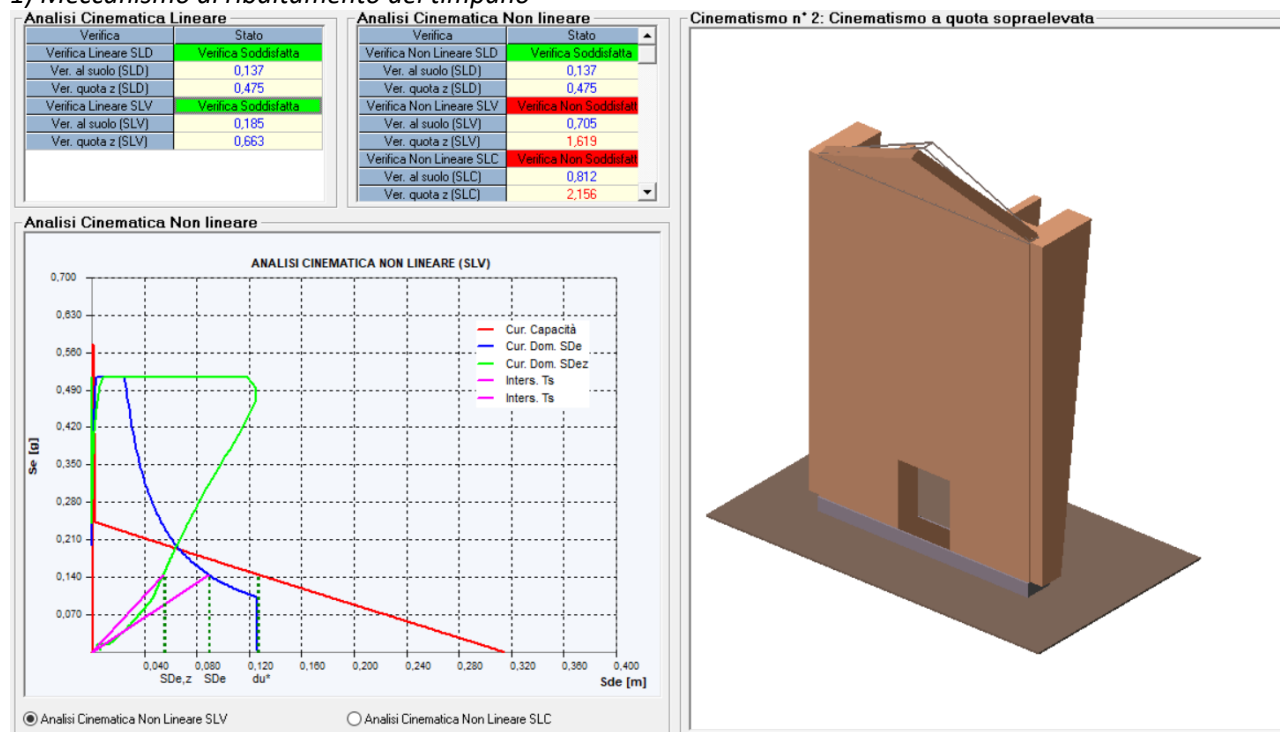
$$a_{g,SLV} \cong 0,072g < a_{g,SLV_{RIF}} \cong 0,157g \rightarrow \text{NON VERIFICATO}$$

Risulta pertanto necessario realizzare degli interventi di rinforzo locale atti ad escludere o quantomeno mitigare tali meccanismi innescati dall'azione sismica di progetto.

Per la facciata si prevede, in corrispondenza delle due pareti interne che delimitano lateralmente il nartece, l'inserimento, da entrambi i lati, di due catene in tondo pieno $\Phi 20$ mm d'acciaio tipo S355 - UNI EN 10025-2 longitudinali ortogonali alla facciata poste alla quota di 13,12 m corrispondenti alla distanza sul piano verticale della linea mediana della fascia inferiore del timpano triangolare rispetto all'asse della cerniera cilindrica (centro di rotazione) al piede della parete.

Il sistema di ritegno del timpano invece sarà costituito da dispositivi in carpenteria metallica tipo S355 - UNI EN 10025-2 che lo collegano alle retrostanti pareti e ai contrafforti dell'aula a formare un sistema di tiranti metallici giacenti nel piano delle due falde del nartece. Dal lato del timpano il collegamento con le catene prevede l'inghisaggio di barre filettate in acciaio da saldare in opera su un profilo angolare di raccordo, quindi a pannelli di rete d'acciaio elettrosaldati a loro volta collegati allo stesso modo a barre d'acciaio inghisate nei contrafforti dell'aula o passanti lo spessore della muratura perimetrale di quest'ultima e ancorate con contropiastre alla stessa formando quindi un efficace ritegno al ribaltamento.

1) Meccanismo di ribaltamento del timpano

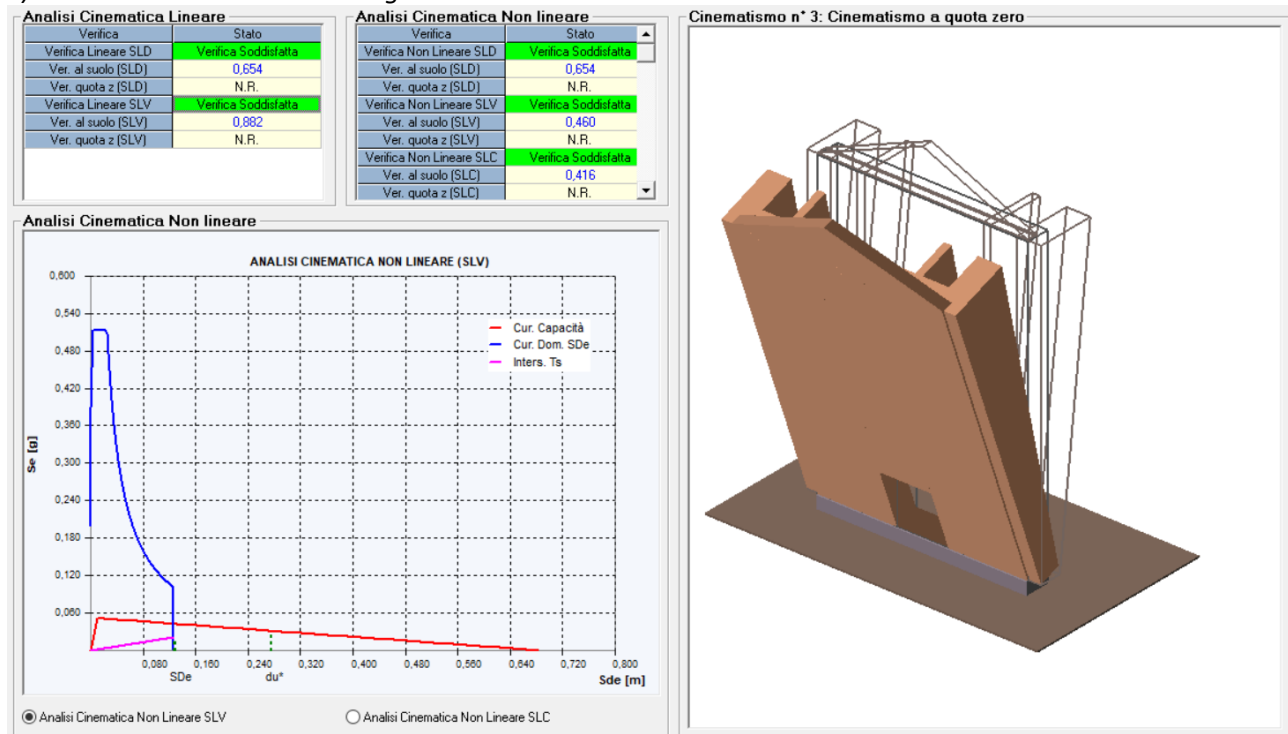


Analisi cinematica lineare $\rightarrow$ PGA di collasso $>$ PGA di sito $\Rightarrow$ **VERIFICATO** ($\xi_E \approx 151\% \rightarrow T_R > 712$ anni)

L'accelerazione di attivazione del meccanismo di ribaltamento della parete risulta:

$$a_{g,SLV} \cong 0,237g > a_{g,SLV_{RIF}} \cong 0,157g \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

2) Meccanismo di ribaltamento globale



Analisi cinematica lineare → PGA di collasso > PGA di sito ⇒ **VERIFICATO** ($\xi_E \approx 113\% \rightarrow T_R > 712$ anni)

L'accelerazione di attivazione del meccanismo di ribaltamento della parete risulta:

$$a_{g,SLV} \cong 0,178g > a_{g,SLV_{RIF}} \cong 0,157g \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Rimangono da perfezionare le verifiche degli elementi metallici e dei collegamenti che si riportano nel seguito.

Catene $\Phi 20$

Per quanto attiene le catene si è determinato uno sforzo normale di trazione di circa $N_{Ed} = 53,2$ kN.

$$N_{Rd} = A_{res} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 245 \cdot \frac{355}{1,25} \cong 69,6 \text{ kN} > N_{Ed} = 53,2 \text{ kN} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Capochiave

Si prevedono capochiave del tipo a paletto muniti di doppio attacco per la coppia di catene. La geometria scelta per quest'ultimo è tale da farne coincidere l'asse con quello della parete.

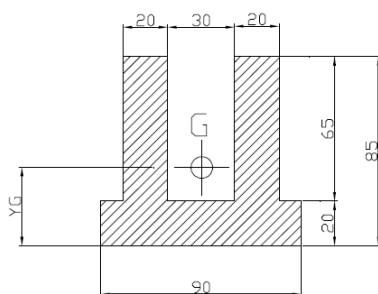
Le dimensioni della superficie di impronta sulla muratura della chiavarda depurate dei due fori $\Phi 26$ per il passaggio delle catene sono:

$$A_{sup_piastra} = b_p \cdot l_p - A_{fori} = 90 \cdot 800 - (2 \cdot 531) \cong 70938 \text{ mm}^2$$

Quindi la resistenza della muratura risulta:

$$N_{Rd} = A_{sup_piastra} \cdot f_m = 70938 \cdot 2,00 \cong 141,9 \text{ kN} > N_{Ed} = 53,2 \text{ kN} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Per quanto invece attiene lo sfruttamento dell'acciaio S355 di cui sarà composto il capochiave si ha:



$$\begin{aligned} J_G &= 2896609 \text{ mm}^4; \\ y_G &= 35,1 \text{ mm}; \\ W_i &= 82524 \text{ mm}^3; \\ W_{s,min} &= 58048 \text{ mm}^3; \\ l_p &= 800 \text{ mm}; \\ b_p &= 90 \text{ mm}; \\ E &= 210000 \text{ MPa}. \end{aligned}$$

Studio Tecnico Ing. Massimo Garutti	Chiesa di Sant'Apollonia in Ferrara interventi di riparazione con rafforzamento locale - RCS01 - RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA E DI CALCOLO -	Rev. 00 del DIC. 2025
		Pagina - 38 - di 52

In analogia a quanto considerato dall'ing. Lanfranco Laghi si considera a favore di sicurezza lo schema statico di trave incastrata con luce pari alla semi lunghezza del capochiave (più precisamente la metà dell'interasse delle catene = 650 mm) soggetta a carico concentrato all'estremità pari al tiro di progetto nella catena:

$$M_{Ed} = N_{Ed} \cdot 650/2 = 53,2 \cdot 650/2 \cong 17,3 \text{ kNm}$$

La verifica viene eseguita con riferimento alla posizione [4.2.4] delle NTC 2018 controllando che la tensione di von Mises sia inferiore al limite.

$$\sigma_{vM} = \sum_{i=1}^3 \sigma_{ii,Ed}^2 - \sum_{\substack{i,j=1 \\ i \neq j}}^3 \sigma_{i,Ed} \cdot \sigma_{j,Ed} + \sum_{\substack{i,j=1 \\ i \neq j}}^3 3\tau_{ij,Ed}^2 \leq (f_{yk}/\gamma_{M0})$$

Specializzando la [4.2.4] si ottiene:

$$\sigma_{Ed} = M_{Ed}/W_{s,min} \cong 297,9 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Ed} = 1,5 \cdot V_{Ed}/A_v \cong 26,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{vM} = \sqrt{\sigma_{Ed}^2 + 3\tau_{Ed}^2} \cong 301,4 \text{ MPa} < f_{yd} = 308 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Sistema di ritegno del timpano

Il sistema di ritegno del timpano sarà costituito da elementi metallici che lo collegano alle pareti e ai contrafforti dell'aula e comporrà un sistema a tiranti d'acciaio giacenti nel piano delle due falde del nartece. Per collegare il macroelemento all'aula si prevede di inghisare delle barre al timpano, saldarle ad un idoneo profilato angolare sul quale poi si salderanno pannelli in rete elettrosaldata a loro volta collegati nello stesso modo ad analoghe barre d'acciaio inghisate nei contrafforti dell'aula oppure fissate mediante piastra e contropiastra nella muratura perimetrale della stessa.

Il sistema di fatto genera un ritegno "a catena continua" sull'intero timpano la cui azione sollecitante, per unità di lunghezza, viene determinata a partire dall'accelerazione di attivazione del meccanismo. La prima grandezza da determinare è il periodo di vibrazione del macroelemento:

$$T_0 = k\lambda L \sqrt{W/Eg} = 6,2 \cdot 4,2 \cdot 2,50 \sqrt{18/1950 \cdot g} \cong 0,200 \text{ sec}$$

Dove:

g è l'accelerazione di gravità;

k è un coefficiente che vale 6,2 per elementi svettanti e 2,2 per meccanismi flessionali;

λ è la snellezza dell'elemento (rapporto fra lunghezza $L = 250 \text{ cm}$ e spessore minimo della sezione $t = 60 \text{ cm}$);

W è il peso specifico della muratura;

E è il modulo elastico della muratura.

Quindi la domanda in accelerazione a quota sopraelevata, risultante dallo spettro di progetto agli SLV, risulta:

$$a_{g,SLV_{RIF}} = S_d(T_0)g = (0,157 \cdot 1,458 \cdot 1/q \cdot 2,574)g \cong 0,295g$$

Per determinare il moltiplicatore di attivazione del cinematismo del timpano e della soprastante veletta/cornice si devono invece determinare i momenti equilibrante e stabilizzante.

Ricordando, dal precedente punto 2.2.2.3 della presente relazione, che la veletta/cornice ha un peso di 77,85 kN con baricentro a quota di +1,60 m dalla posizione della cerniera cilindrica che identifica il meccanismo, il timpano invece ha un peso di 152,60 kN con quota del baricentro di 0,84 m sempre nei confronti del medesimo riferimento si ha:

$$M_{RIB} = \alpha_0 \cdot \sum P \cdot h_{G,RIS} = \alpha_0 \cdot (77,85 \cdot 1,60 + 152,60 \cdot 0,84) = \alpha_0 252,74 \text{ kNm};$$

$$M_{ST} = \sum P \cdot d_G = (77,85 + 152,60) \cdot 0,60/2 = 69,14 \text{ kNm}.$$

Da qui il moltiplicatore limite risultando dalle condizioni di equilibrio limite attinge:

$$\alpha_0 = 69,14/252,74 \cong 0,27$$

La verifica a quota elevata, in assenza di ritegno, pertanto si specializza come segue:

$$a_{g,SLV} = \frac{\alpha_0 g}{e \cdot FC} = \frac{0,27g}{1 \cdot 1,35} \cong 0,2g < a_{g,SLV_{RIF}} \cong 0,295g \rightarrow \text{NON VERIFICATO}$$

Studio Tecnico Ing. Massimo Garutti	Chiesa di Sant'Apollonia in Ferrara interventi di riparazione con rafforzamento locale - RCS01 - RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA E DI CALCOLO -	Rev. 00 del DIC. 2025 Pagina - 39 - di 52
--	---	--

Il sistema di ritegno deve quindi sopperire alla carenza di resistenza in termini di accelerazione e quindi, dato atto che il baricentro del sistema è a quota 1,24 m rispetto alla cerniera cilindrica rispetto alla quale si attiva il meccanismo, la forza di trazione in testa al timpano deve risultare:

$$N_{Ed} = (M_{RIB} - M_{ST})/1,24 = (252,74 - 69,14)/1,24 \cong 148,06 \text{ kN}.$$

Dato atto che il timpano ha uno sviluppo di 13 m il sistema di ritegno deve assorbire:

$$q_{Ed} = N_{Ed}/13 \cong 11,4 \text{ kN/m}.$$

A) Con riferimento alle barre inghisate nella muratura del timpano e dei contrafforti dell'aula, considerando barre filettate M10 in acciaio zincato di classe 8.8., preforo $\Phi 35$ mm con profondità minima $L_a = 400$ mm (saturato con malta di calce/cementizia), inclinazione di almeno 30° rispetto all'orizzontale ed interasse $i = 350$ mm massimo. La verifica più severa, riguardante la resistenza allo sfilamento della barra, riporta:

$$q_{Rd,b} = \frac{\phi \cdot \pi \cdot L_a \cdot f_{v0d}}{i} = \frac{35 \cdot \pi \cdot 400 \cdot \left(\frac{0,26}{2 \cdot 1,12}\right)}{350} \cong 14,6 \text{ kN/m} > q_{Ed} = 11,4 \text{ kN/m} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

B) considerando ora le barre con contropiastra presenti nel caso della connessione con la parete dell'aula si considerano barre filettate M12 in acciaio zincato di classe 8.8., preforo $\Phi 24$ mm, lunghezza variabile $L_a = 500/600$ mm, interasse $i = 400$ mm massimo, contropiastra in profilato UPN160. La verifica più severa riguarda il punzonamento della parete nei confronti dell'azione di tiro sulla superficie di 8000 cm^2 della contropiastra:

$$q_{Rd,p} = S_{punz} \cdot f_{v0d} = 800000 \cdot \left(\frac{0,26}{2 \cdot 1,12}\right) \cong 92,9 \text{ kN/m} > q_{Ed} = 11,4 \text{ kN/m} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

C) considerando una rete elettrosaldata $\Phi 6$ maglia 10×10 cm in acciaio B450A le cui riprese dovranno essere in saldatura a completo ripristino è possibile trascurare qualunque verifica di resistenza stante il valore risibile delle azioni sollecitati rispetto alla resistenza a trazione della rete.

Verifica di ribaltamento della veletta/cornice

Rimane da valutare il livello di sicurezza della veletta/cornice in aggetto rispetto al timpano. A tal fine si considera il cinematismo di ribaltamento semplice del macroelemento murario costituito dalla sola veletta/cornice debordante di circa 80 cm. Nel caso di specie il peso e la posizione altimetrica del baricentro rispetto al piano di appartenenza della cerniera di attivazione del ribaltamento dell'elemento in esame risultano:

$$P_{G1} = 0,76 \cdot 18,00 = 13,7 \text{ kN/m}; \quad y_G = 0,45 \text{ m}.$$

Con riferimento alla striscia lunga un metro si ha:

$$M_{RIB} = \alpha_0 \cdot P_{G1} \cdot y_G = \alpha_0 \cdot (13,7 \cdot 0,48) = \alpha_0 6,17 \text{ kNm};$$

$$M_{ST} = P_{G1} \cdot d_G = 13,7 \cdot 0,60/2 = 4,11 \text{ kNm}.$$

Sicché il moltiplicatore limite, risultando dalle condizioni di equilibrio limite, diventa:

$$\alpha_0 = 4,11/6,17 \cong 0,67$$

In conformità a quanto svolto in precedenza per altri macroelementi in quota l'accelerazione di attivazione del cinematismo si determina a partire dal periodo di oscillazione:

$$T_0 = k\lambda L \sqrt{W/Eg} = 6,2 \cdot 4,5 \cdot 0,90 \sqrt{18/1950 \cdot g} \cong 0,077 \text{ sec}$$

Dove:

g è l'accelerazione di gravità;

k è un coefficiente che vale 6,2 per elementi svettanti e 2,2 per meccanismi flessionali;

λ è la snellezza dell'elemento (rapporto fra lunghezza $L = 90$ cm e spessore minimo della sezione $t = 20$ cm);

W è il peso specifico della muratura;

E è il modulo elastico della muratura.

Quindi la domanda in accelerazione a quota sopraelevata, risultante dallo spettro di progetto agli SLV, è:

$$a_{g,SLV_{RIF}} = S_d(T_0)g = 0,157 \cdot 1,458 \cdot 1/q \cdot 2,574 \cdot \left[\frac{0,077}{0,148} + \frac{(1 - 0,077/0,148)q}{2,574} \right] g \cong 0,263g$$

Studio Tecnico Ing. Massimo Garutti	Chiesa di Sant'Apollonia in Ferrara interventi di riparazione con rafforzamento locale - RCS01 - RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA E DI CALCOLO -	Rev. 00 del DIC. 2025
		Pagina - 40 - di 52

La verifica pertanto si specializza come segue:

$$a_{g,SLV} = \frac{\alpha_0 g}{e \cdot FC} = \frac{0,67g}{1 \cdot 1,35} \cong 0,247g < a_{g,SLV_{RIF}} \cong 0,263g \rightarrow \text{NON VERIFICATO } (\zeta_E \cong 94\% \rightarrow T_R = 621 \text{ anni})$$

Sebbene la verifica della veletta/cornice non risulti soddisfatta si ritiene comunque accettabile in quanto supera l'80%, fissato come target di progetto, e nell'analisi, a favore di sicurezza, non si è considerato il contributo dalla cuspide al vertice della cornice la quale vincola fortemente le due porzioni inferiori nei confronti del ribaltamento.

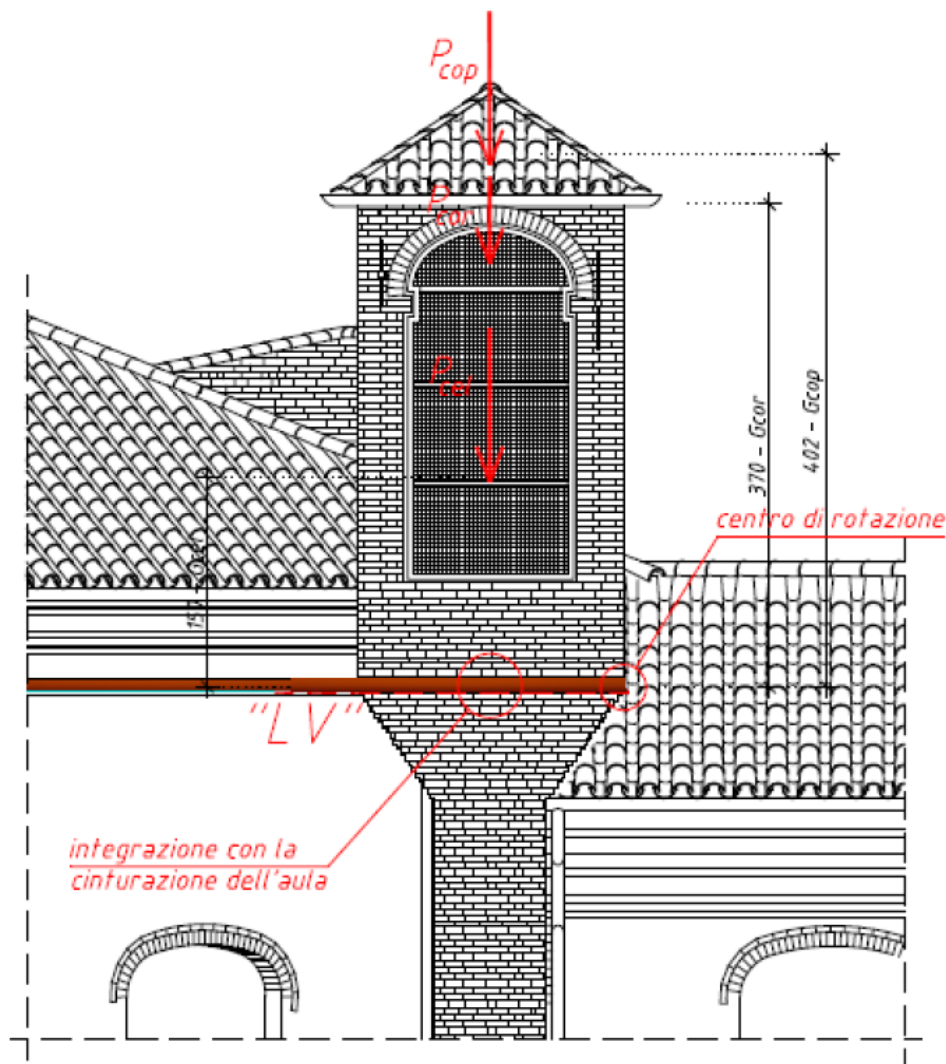
2.2.3.3. Cinematismo di ribaltamento della cella campanaria

Come si è visto in precedenza le pareti dell'aula non risultano verificate per il cinematismo di ribaltamento semplice della porzione sommitale.

Il livello di sicurezza minimo esibito attinge $\xi_E \approx 71\%$ a cui corrisponde un tempo di ritorno $T_R = 330$ anni mentre, in termini di accelerazione di attivazione del meccanismo in quota, si ha:

$$a_{g,SLV} \cong 0,163g < a_{g,SLV_{RIF}} \cong 0,230g \rightarrow \text{NON VERIFICATO}$$

Stante la contiguità fra la cella campanaria e l'aula, la soluzione più semplice è estendere la cinturazione di quest'ultima anche alla cella campanaria. In questo modo si "vincola" allo spostamento orizzontale il volume del basamento e quindi la sezione di verifica al cinematismo di ribaltamento della cella si innalza al livello della cinturazione coincidente peraltro con quello dell'orizzontamento della cella campanaria. In figura si riporta lo schema della cinturazione dell'aula estesa anche alla cella.



Considerano i nuovi dati geometrici indispensabili per eseguire la verifica che diventano:

$$h_{G,COP} = 4,02 \text{ m}; h_{G,COR} = 3,70 \text{ m}; h_{G,CEL} = 1,50 \text{ m}.$$

Studio Tecnico Ing. Massimo Garutti	Chiesa di Sant'Apollonia in Ferrara interventi di riparazione con rafforzamento locale - RCS01 - RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA E DI CALCOLO -	Rev. 00 del DIC. 2025
		Pagina - 41 - di 52

Si ottiene:

$$h_{G,RIS} = \frac{\sum_{i=1}^4 P_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^4 P_i} = \frac{10,17 \cdot 402 + 22,93 \cdot 370 + 126,85 \cdot 150}{10,17 + 22,93 + 126,85} \cong 198 \text{ cm.}$$

Quindi i momenti ribaltante e stabilizzante risultano:

$$M_{RIB} = \alpha_0 \cdot \sum P \cdot h_{G,RIS} = \alpha_0 \cdot (159,95 \cdot 1,98) = \alpha_0 316,70 \text{ kNm};$$

$$M_{ST} = \sum P \cdot d_G = (159,95 \cdot 2,35/2) = 187,94 \text{ kNm.}$$

Da qui il moltiplicatore limite risultando dalle condizioni di equilibrio limite attinge:

$$\alpha_0 = 187,94/316,70 \cong 0,59$$

Il periodo di vibrare del macroelemento cella campanaria dedotto dalla formula [C8.7.1.7] della circolare n. 7/2019 risulta:

$$T_0 = k\lambda L \sqrt{W/Eg} = 6,2 \cdot 1,7 \cdot 4,02 \sqrt{18/1950 \cdot g} \cong 0,130 \text{ sec}$$

Dove:

g è l'accelerazione di gravità;

k è un coefficiente che vale 6,2 per elementi svettanti e 2,2 per meccanismi flessionali;

λ è la snellezza dell'elemento (rapporto fra lunghezza L e spessore minimo della sezione $t = 235 \text{ cm}$);

W è il peso specifico della muratura;

E è il modulo elastico della muratura.

Pertanto la domanda in accelerazione a quota sopraelevata, risultante dallo spettro di progetto agli SLV, è:

$$a_{g,SLV_{RIF}} = S_d(T_0)g = 0,157 \cdot 1,458 \cdot 1/q \cdot 2,574 \cdot \left[\frac{0,130}{0,148} + \frac{(1 - 0,130/0,148)q}{2,574} \right] g \cong 0,287g$$

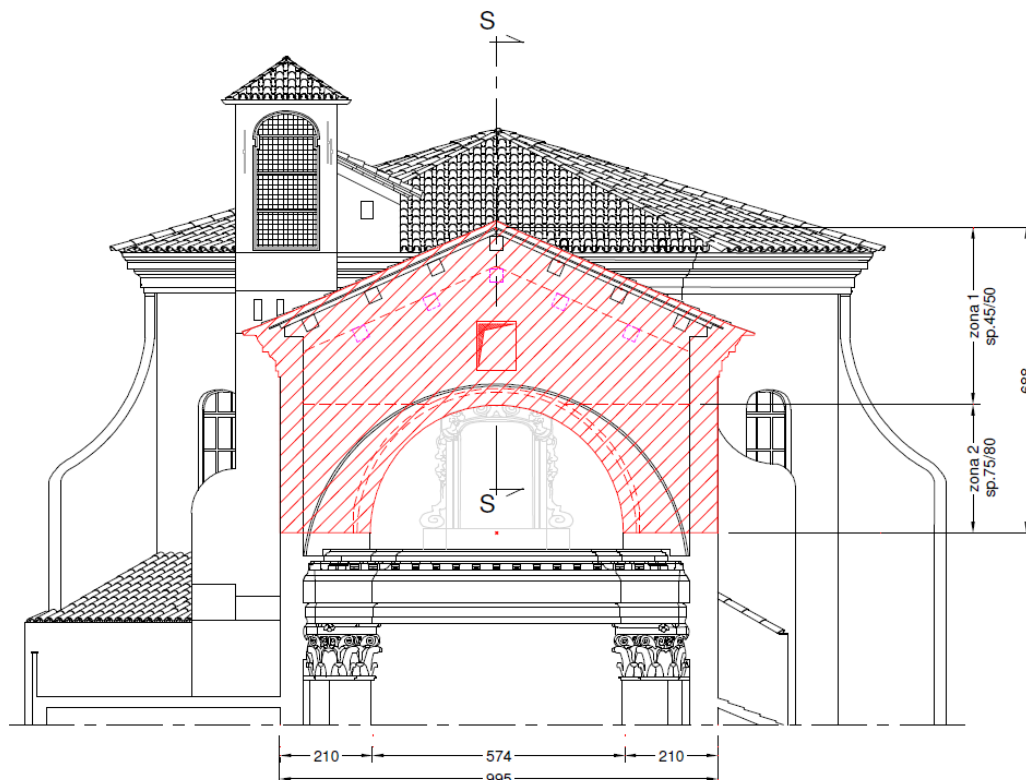
La verifica pertanto si specializza come segue:

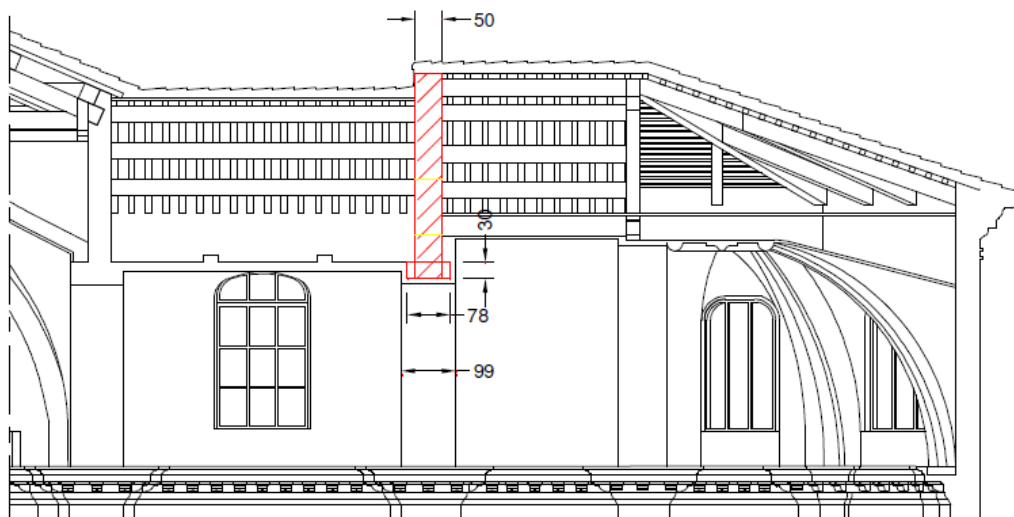
$$a_{g,SLV} = \frac{\alpha_0 g}{e \cdot FC} = \frac{0,59g}{1 \cdot 1,35} \cong 0,437g > a_{g,SLV_{RIF}} \cong 0,287g \rightarrow \text{VERIFICATO } (\zeta_E \cong 152\% \rightarrow T_R > 712 \text{ anni})$$

2.2.3.4. Intervento sull'arco fra presbiterio e abside

Presbiterio e abside sono divisi da un arco trionfale a tutto sesto che sostiene una porzione di parete muraria non visibile dall'interno della chiesa confinata nel sottotetto tra le volte e la copertura.

Nella figura a seguire si evidenzia la porzione strutturale appena descritta.





La parete sostiene le coperture del presbiterio e dell'abside in quanto, per entrambe, funge da appoggio per le terzere lignee. A questi carichi si aggiunge il peso proprio della parete in mattoni pieni che ha spessore differenziato di circa 50 cm nella porzione superiore (zona 1) e circa 78 cm nella porzione inferiore (zona 2). Le dimensioni dell'arco trionfale non sono note in quanto si innesta nella volta in mattoni del presbiterio, è tuttavia è possibile assumere uno spessore pari a quello della muratura della zona 2 di cui di fatto fa parte. La porzione muraria e il sottostante arco presentano fessurazioni diffuse alcune delle quali di semplice interpretazione altre meno. In particolare si rilevano due fessure nella zona del sottotetto che dipartono dalle angolate inferiori di un foro sommario realizzato come passaggio e che formano un cuneo trapezoidale al di sopra dell'arco sul quale peraltro si propagano fino all'intradosso. L'arco inoltre è interessato da diverse lesioni parallele al proprio asse nonché alla classica fessurazione in chiave sintomo di insufficienza dei paramenti murari laterali per l'assorbimento delle spinte orizzontali alle imposte.

Analizzando le fessurazioni rilevate è possibile dedurre che le lesioni nel vano sottotetto che dipartono dal vano di passaggio fra presbiterio ed abside sono generate dal vano stesso. La creazione del passaggio infatti genera una modifica della curva delle pressioni dell'arco che deve assumere una forma parabolica che passi al di sopra del vano, questo determina al di sotto porzioni murarie scariche e va ad originare una porzione di muratura sostanzialmente appesa sostenuta soltanto dalle porzioni murarie compresse presenti alle reni.

Per quanto attiene le fessurazioni rilevate alle reni dell'arco non si riscontrano corrispondenze nella zona sottotetto, quelle invece parallele all'asse dell'arco e posizionate a pochi centimetri dall'intradosso possono giustificarsi soltanto come lesioni che interessano un rivestimento ad esempio in carmocanna.

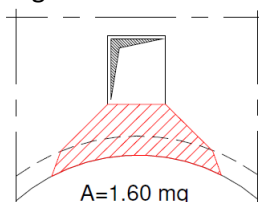
Gli interventi di messa in sicurezza dell'arco e della soprastante porzione muraria quindi prevedono:

- Messa in sicurezza del cuneo murario presente in chiave all'arco;
- Riparazione della muratura costituente l'arco e inserimento di catena;
- Regolarizzazione del foro nella parete e consolidamento della muratura della stessa.

Messa in sicurezza del cuneo murario presente in chiave all'arco

A tale scopo si prevede di realizzare un sostegno in carpenteria metallica atto a sostenere il cuneo e composto da una "barella" in profili metallici in composizione saldata da posizionare all'intradosso del concio e uniforme alla curvatura dell'arco. Questo elemento viene appeso mediante opportuni tiranti a due travi fra loro contrapposte e collegate alla parete per mezzo di traversi passanti nello spessore murario.

Geometricamente il cuneo murario da sostenere ha una superficie di circa 1.6 m² ed una lunghezza dell'arco di circa 3 m come riportato nello schema a seguire.



Studio Tecnico Ing. Massimo Garutti	Chiesa di Sant'Apollonia in Ferrara interventi di riparazione con rafforzamento locale - RCS01 - RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA E DI CALCOLO -	Rev. 00 del DIC. 2025
		Pagina - 43 - di 52

I carichi agenti risultano:

- Peso della porzione muraria: $P_m = (1,60 \times 0,78) \times 18,00$ 22,50 kN;
- Peso del rivestimento in carmocanna dell'arco: $P_r = 5,50 \times 0,55$ 3,03 kN;
- Peso totale: P 25,53 kN.

A) Per quanto concerne i tiranti di appensione si prevedono 4 barre M14 di classe 8.8 quindi lo sforzo normale di trazione su ciascuna barra in combinazione SLU risulta:

$$N_{Ed} = \frac{\gamma_{G1} \cdot P}{4} = \frac{1,3 \cdot 25,53}{4} \cong 8,30 \text{ kN};$$

La resistenza a trazione del singolo tirante nella zona del collegamento e al di fuori risultano invece:

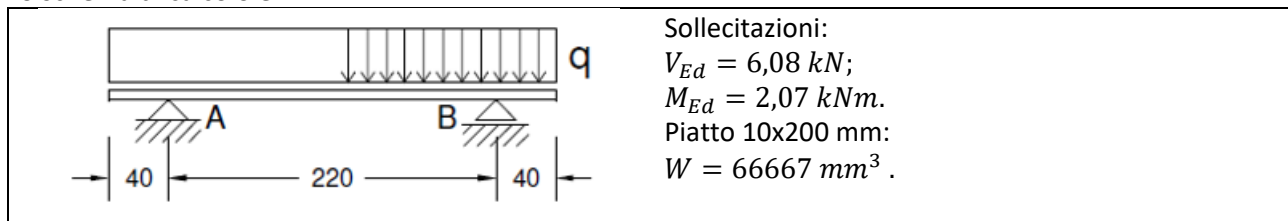
$$N_{Rd1} = \frac{A_{res} \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}} = \frac{115 \cdot 640}{1,05} \cong 70,10 \text{ kN} > N_{Ed} = 8,30 \text{ kN} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

$$N_{Rd1} = 0,9 \cdot \frac{A_{res} \cdot f_{tb}}{\gamma_{M2}} = 0,9 \cdot \frac{115 \cdot 800}{1,25} \cong 66,24 \text{ kN} > N_{Ed} = 8,30 \text{ kN} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

B) Per quanto attiene i piatti ad "arco" della barella aventi dimensioni 10x200 mm il carico agente in combinazione SLU risulta:

$$q = \frac{\gamma_{G1} \cdot P}{2 \cdot 3} = \frac{1,3 \cdot 25,53}{2 \cdot 3} \cong 5,53 \text{ kN/m};$$

Lo schema di calcolo è:



Quindi:

$$M_{Rd} = \frac{W \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{66667 \cdot 355}{1,05} \cong 11,46 \text{ kNm} > M_{Ed} = 2,07 \text{ kNm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{10 \cdot 200 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1,05} \cong 390,40 \text{ kN} > V_{Ed} = 6,08 \text{ kN} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

C) Per i traversi tubolari della barella in tubo quadro 50x4 mm ad interasse 30 cm con luce 80 cm si ottiene:

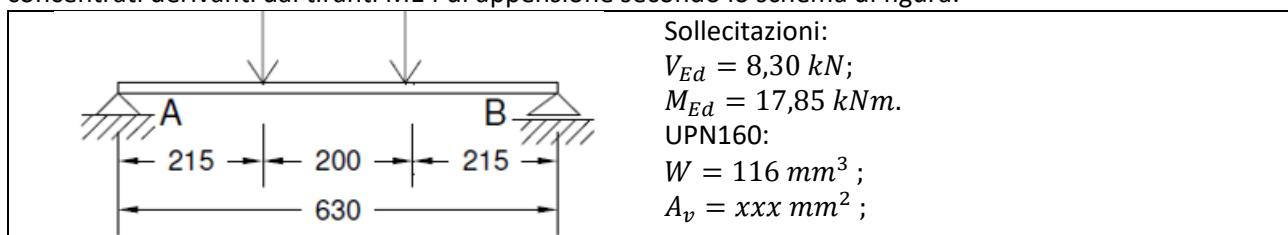
$$Q = \gamma_{G1} \cdot P \cdot i = 1,3 \cdot 25,53 \cdot 0,30 \cong 9,96 \text{ kN} \rightarrow M_{Ed} = \frac{Q \cdot L}{4} = \frac{9,96 \cdot 0,80}{4} \cong 1,99 \text{ kNm}; V_{Ed} = 4,98 \text{ kN}.$$

Quindi:

$$M_{Rd} = \frac{W \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{9990 \cdot 355}{1,05} \cong 2,62 \text{ kNm} > M_{Ed} = 1,99 \text{ kNm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{719 \cdot 355}{2\sqrt{3} \cdot 1,05} \cong 54,36 \text{ kN} > V_{Ed} = 4,98 \text{ kN} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

C) Il sistema di appensione prevede l'utilizzo di travi in profilato metallico tipo UPN160. Nel caso di specie è possibile considerare tali travi semplicemente appoggiate sui traversi di sostegno passanti nello spessore della muratura, la luce di calcolo è di 630 cm mentre le azioni agenti sono determinate dai due carichi concentrati derivanti dai tiranti M14 di appensione secondo lo schema di figura.



Studio Tecnico Ing. Massimo Garutti	Chiesa di Sant'Apollonia in Ferrara interventi di riparazione con rafforzamento locale - RCS01 - RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA E DI CALCOLO -	Rev. 00 del DIC. 2025
		Pagina - 44 - di 52

Quindi:

$$M_{Rd} = \frac{W \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{116000 \cdot 355}{1,05} \cong 39,21 \text{ kNm} > M_{Ed} = 17,85 \text{ kNm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{1334 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1,05} \cong 260,40 \text{ kN} > 2V_{Ed} = 16,60 \text{ kN} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

D) Le travi UPN160 sono sostenute da traversi di pari sezione con luce di calcolo 50 cm e soggette ad un'azione concentrata di estremità $Q = 8,3 \text{ kN}$, le sollecitazioni quindi risultano:

$$M_{Ed} = Q \cdot L = 8,3 \cdot 0,50 \cong 4,15 \text{ kNm}; V_{Ed} = 8,3 \text{ kN}.$$

Specializzando le verifiche si ottiene:

$$M_{Rd} = \frac{W \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{116000 \cdot 355}{1,05} \cong 39,21 \text{ kNm} > M_{Ed} = 4,15 \text{ kNm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{1334 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1,05} \cong 260,40 \text{ kN} > 2V_{Ed} = 16,60 \text{ kN} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

E) Per quanto attiene la pressione di schiacciamento sulla muratura derivante dall'azione dei traversi che raggiunge i 16,6 kN, senza considerare la diffusione del carico sulla matrice muraria, si ha:

$$f_{mEd} = \frac{2Q}{A} = \frac{16600}{65 \cdot 450} \cong 0,57 \text{ MPa} < f_m = 2,00 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

F) L'ultimo elemento da dimensionare/verificare sono le unioni bullonate e saldate delle quali si considerano soltanto le principali in quanto le sollecitazioni presenti sono modeste.

Per il collegamento bullonato trave-traverso UPN160 si considerano 2 bulloni M12 aventi ciascuno una sola sezione di taglio sui quali agisce una sollecitazione di 8,30 kN, la verifica riposta quindi:

$$F_{vRd} = 2 \cdot \left(0,6 \cdot A_{res} \cdot \frac{f_{tb}}{\gamma_{M2}} \right) = 2 \cdot \left(0,6 \cdot 84 \cdot \frac{800}{1,25} \right) \cong 64,51 \text{ kN} > F_{vEd} = 8,30 \text{ kN} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Per il collegamento saldato L 45x30x5 mm sul piatto curvo sp. 10 mm realizzato con un doppio cordone d'angolo con gola 3,5 mm e lunghezza 100 mm si ottiene:

$$\tau_{||} = \frac{F_{vEd}}{A} = \frac{8300}{2 \cdot 100 \cdot 3,5} \cong 11,86 \text{ MPa};$$

$$M_{Ed} = F_{vEd} \cdot L = 8,30 \cdot 0,10 \cong 0,83 \text{ kNm};$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{M_{Ed}}{2W} = \frac{830000}{2 \cdot 5833} \cong 71,14 \text{ MPa};$$

Quindi:

$$(\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{||}^2) \cong 74,05 \text{ MPa} < \frac{f_{tk}}{\beta\gamma_{M2}} = \frac{510}{0,85 \cdot 1,25} \cong 453 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Il collegamento saldato al tubolare 50x4 mm sul piatto curvo sp. 10 mm realizzato con un doppio cordone d'angolo con gola 2,8 mm e lunghezza 40 mm invece riporta:

$$\tau_{||} = \frac{F_{vEd}}{A} = \frac{9960}{2 \cdot 2 \cdot 40 \cdot 2,8} \cong 22,23 \text{ MPa};$$

$$M_{Ed} = F_{vEd} \cdot L = 9,96 \cdot 0,80/8 \cong 0,97 \text{ kNm};$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{M_{Ed}}{W} = \frac{996000}{5824} \cong 171,02 \text{ MPa} > \tau_{||} = 22,23 \text{ MPa};$$

Quindi:

$$\sigma_{\perp} = 171,02 \text{ MPa} < \frac{f_{tk}}{\beta\gamma_{M2}} = \frac{510}{0,85 \cdot 1,25} \cong 453 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Riparazione dell'arco e inserimento di catena

Una volta rimosso il rivestimento in arella presente sull'arco si prevede di riparare le lesioni presenti mediante l'inserimento di cunei d'acciaio fissati con malta di calce. Al fine di bilanciare le spinte dell'arco si inserisce anche una catena in tondo pieno metallico posta alla quota delle reni dimensionata in modo da assorbire la spinta dell'arco trascurando, a favore di sicurezza, il contributo fornito dalle spallature laterali in

muratura. Le azioni statiche agenti sull'arco derivano essenzialmente dagli scarichi delle coperture e dal peso della porzione muraria soprastante avente spessore di circa 45/50 cm. Nel dettaglio:

- Copertura del presbiterio: $G = 1,45 \text{ kN/m}^2$; $Q = 0,80 \text{ kN/m}^2$;
- Copertura dell'abside: $G = 1,80 \text{ kN/m}^2$; $Q = 0,80 \text{ kN/m}^2$.

I dati geometrici per ricondurre i carichi alle azioni di linea sull'arco trionfale sono:

- Interasse strutturale lato presbiterio $i_{pre} = 6,00 \text{ m}$;
- Interasse strutturale lato abside $i_{abs} = 3,74 \text{ m}$;
- Sviluppo della falda lato presbiterio $l_{pre} = 9,50 \text{ m}$;
- Sviluppo della falda lato abside $l_{abs} = 11,6 \text{ m}$;
- Larghezza totale parete con arco $L = 9,95 \text{ m}$;
- Superficie totale parete (escluso arco) $A_{par} = 44,2 \text{ m}^2$.

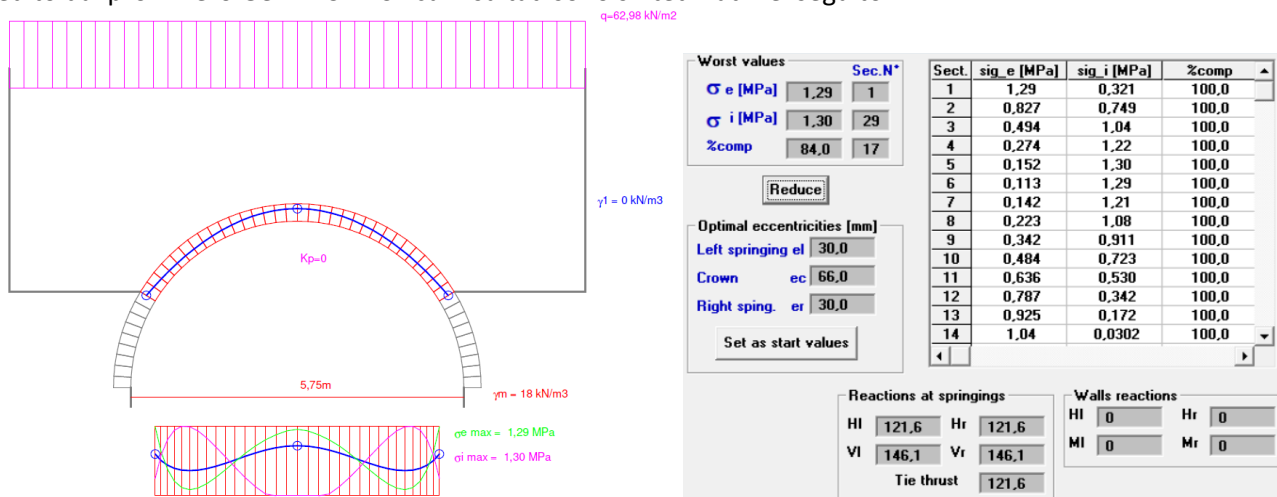
Quindi l'azione agente sull'arco risulta:

- Contributo del presbiterio: $q_{pre} = [(l_{pre} \cdot i_{pre} \cdot G_{pre})/2L]\gamma_{G1} + (Q_{pre} \cdot i_{pre}/2)\gamma_Q \cong 9,00 \text{ kN/m}$;
- Contributo dell'abside: $q_{abs} = [(l_{abs} \cdot i_{abs} \cdot G_{abs})/2L]\gamma_{G1} + (Q_{abs} \cdot i_{abs}/2)\gamma_Q \cong 7,20 \text{ kN/m}$;
- Contributo della parete: $q_{par} = [(A_{par} \cdot t \cdot W)/L]\gamma_{G1} \cong 46,78 \text{ kN/m}$

Il carico complessivo fattorizzato agli SLU quindi attinge:

$$q = q_{pre} + q_{abs} + q_{par} = 62,98 \text{ kN/m}$$

Per determinare la spinta dell'arco e quindi l'azione da attribuire alla catena di progetto si utilizza l'applicativo edito dal prof. Piero Gelfi – UniBS i cui risultati sono sintetizzati nel seguito.



La spinta determinata dal programma e riportata nella tabella riassuntiva dei risultati è pari a 121,6 kN. Si ricorda che tale valore è stato calcolato nelle ipotesi di contributo nullo sia delle spalle alla resistenza alla spinta orizzontale, sia della porzione di "rinfranco" al disopra di quota 1,65 m dall'imposta. Alla luce di queste considerazioni, in analogia a quanto assunto dall'ing. Lanfranco Laghi nella relazione già agli atti dell'Amministrazione, si assume come sforzo per il dimensionamento della catena $H_{Ed} = 100 \text{ kN}$.

A) Per quanto attiene il dimensionamento della catena, dato atto che lo sforzo di progetto è stato assunto pari a $H_{Ed} = 100 \text{ kN}$, considerando un acciaio S355, l'area minima della catena viene determinata in base alla seguente posizione:

$$A \geq \frac{H_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{100000}{355/1,05} \cong 296 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{SI ADOTTA UNA CATENA } \varnothing 24 (A_{res} = 353 \text{ mm}^2)$$

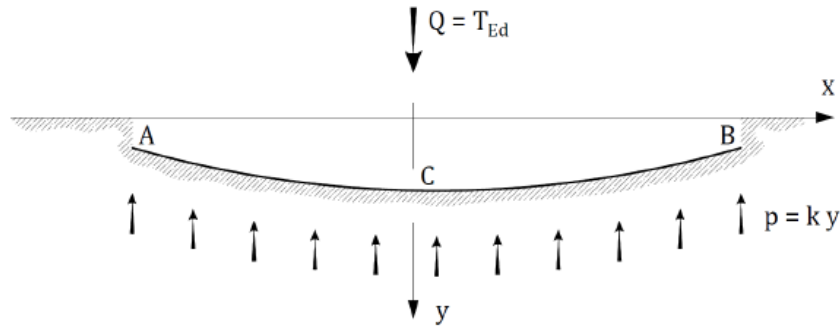
B) Relativamente al capochiave si osserva in primis che, per motivi costruttivi, questi saranno posti esternamente alle spalle dell'arco a circa 2,10 m dall'intradosso dello stesso, andando quindi ad interessare i rinfranchi murari lungo il loro sviluppo la verifica di punzonamento non risulta dimensionante. Nel caso di specie si considerano capochiave a paletto la cui superficie minima di contatto sulla muratura risulta:

$$A_{pal} = L_{pal} \cdot \phi_{pal} - A_{toro} \geq \frac{H_{Ed}}{f_m} = \frac{100000}{2,00} \cong 50000 \text{ mm}^2$$

Adottando un paletto lungo 800 mm dotato di foro centrale $\Phi 26$ ($A_{toro} = 531 \text{ mm}^2$) per il passaggio della catena si ha:

$$\phi_{pal} = \frac{(50000 + 531)}{800} \cong 63 \text{ mm} \rightarrow \text{SI ADOTTA UN PALETTO } \phi 90$$

Rimane da valutare la pressione che si sviluppa sulla muratura lungo lo sviluppo del paletto che, per conformazione geometrica, non potrà essere uniforme. A tal fine si fa riferimento ad un approccio tipicamente utilizzato per questi casi basato sulla risoluzione di una trave su suolo elastico come schematizzato in figura ($Q = T_{Ed} = H_{Ed}$).

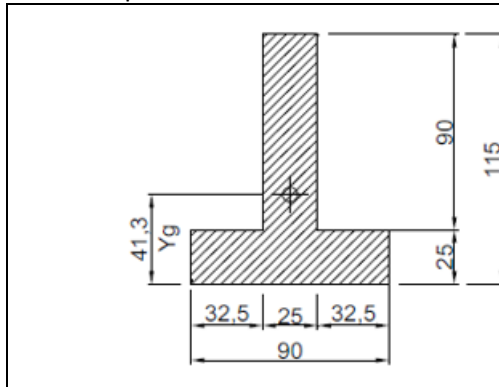


La costante elastica della muratura suggerita dalla letteratura viene assunta pari a $k_0 = 0,33 \text{ N/mm}^3$.

La lunghezza limite del paletto oltre la quale si ha sollevamento dello stesso sotto l'effetto dell'azione di progetto H_{Ed} è funzione della caratteristica λ del sistema. Più specificatamente, perché l'intero paletto risulti efficace deve risultare:

$$\lambda L_{pal} = L_{pal} \cdot \left(\frac{k_0 \phi_{pal}}{4 E J_{pal}} \right)^{0,25} < 1,326$$

Nel caso specifico:



Dati:

$J_{pal} = 5355468 \text{ mm}^4$;
 $W_{pal,x} = 129830 \text{ mm}^3$;
 $W_{pal,y} = 72617 \text{ mm}^3$;
 $L_{pal} = 800 \text{ mm}$;
 $\Phi_{pal} = 90 \text{ mm}$;
 $E = 210000 \text{ MPa}$.

Sostituendo nella precedente espressione si ottiene:

$$\lambda L_{pal} = L_{pal} \cdot \left(\frac{k_0 \phi_{pal}}{4 E J_{pal}} \right)^{0,25} = 800 \cdot \left(\frac{0,33 \cdot 90}{4 \cdot 210000 \cdot 5355468} \right)^{0,25} \cong 1,2823 < 1,326 \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Quindi l'intero paletto comprime la muratura sottostante.

Per quanto concerne le massime sollecitazioni sul paletto che si palesano appena prima e dopo la sezione di attacco della catena si ottiene:

$$q = \frac{H_{Ed}}{L_{pal}} = \frac{100}{0,8} \cong 125 \text{ kN/m} \rightarrow V_{Ed} = \frac{H_{Ed}}{2} = 50,00 \text{ kN}; \quad M_{Ed} = \frac{q \cdot (L_{pal}/2)^2}{2} = 10,00 \text{ kNm}.$$

Dato atto che momento massimo e taglio sono compresenti sulla stessa sezione di verifica si procede con riferimento alla posizione [4.2.4] delle NTC 2018 controllando che la tensione di von Mises sia inferiore al limite.

Studio Tecnico Ing. Massimo Garutti	Chiesa di Sant'Apollonia in Ferrara interventi di riparazione con rafforzamento locale - RCS01 – RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA E DI CALCOLO -	Rev. 00 del DIC. 2025 Pagina - 47 - di 52
--	--	---

$$\sigma_{vM} = \sum_{i=1}^3 \sigma_{ii,Ed}^2 - \sum_{\substack{i,j=1 \\ i \neq j}}^3 \sigma_{i,Ed} \cdot \sigma_{j,Ed} + \sum_{\substack{i,j=1 \\ i \neq j}}^3 3\tau_{ij,Ed}^2 \leq (f_{yk}/\gamma_{M0})$$

Specializzando la [4.2.4] si ottiene:

$$\sigma_{Ed} = M_{Ed}/W_{pal,x} \cong 137,7 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Ed} = 1,5 \cdot V_{Ed}/A_v \cong 26,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{vM} = \sqrt{\sigma_{Ed}^2 + 3\tau_{Ed}^2} \cong 145 \text{ MPa} < f_{yd} = 308 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Regolarizzazione del foro nella parete e consolidamento della muratura

Per il foro di collegamento tra il sottotetto del presbiterio e dell'abside, ricavato grossolanamente con un foro da demolizione della parete, si prevede la regolarizzazione mediante riquadratura con telaio metallico costituito da due cornici rettangolari uguali in profilo angolare da posare sui due bordi contrapposti del foro e collegate tra loro mediante "calastrelli" in piatto. La muratura mancante attorno alle cornici verrà ricostituita/adattata con ammorsatura lungo il profilo esistente e stretta alla cornice metallica, avendo cura di saturare con malta gli interstizi mattone-cornice.

Per l'intera parete si prevede da ambo i lati la ristilatura dei giunti che verranno ricostituiti, dopo scarnitura e approfondita pulizia, con costipamento di malta di calce e finitura a raso mattone ("alla cappuccina"); secondo un reticolo regolare a maglia quadrata dim.mm.400x400 verranno poi inserite, con funzione di tiranti antiespulsivi (diatoni) e di compattazione dell'apparecchio murario, barre passanti in acciaio filettate M8 con rondelle quadrate dimensioni minime 70x70x6 mm.

2.2.3.5. Inserimento delle catene longitudinali del presbiterio

Il progetto prevede l'inserimento di catene longitudinali lungo lo sviluppo del presbiterio atte a confinare come una cucitura le pareti laterali interne del presbiterio che, come si è detto, hanno manifestato lesioni a tutta altezza evidenziando separazione dei corpi adiacenti dell'aula e dell'abside. Si adottano catene in tondo pieno $\Phi 22$ inserita in asse alle pareti con perforazione continua e capochiave munito di piastra esterna a vista. Ai fini del dimensionamento si considera come tiro di progetto nelle catene $H_{Ed} = 80 \text{ kN}$.

A) Per quanto riguarda il dimensionamento della catena, dato atto che lo sforzo di progetto è stato assunto pari a $H_{Ed} = 80 \text{ kN}$, considerando un acciaio S355, l'area minima della catena viene determinata in base alla seguente posizione:

$$A \geq \frac{H_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{80000}{355/1,05} \cong 237 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{SI ADOTTA UNA CATENA } \Phi 22 (A_{res} = 303 \text{ mm}^2)$$

B) Relativamente al capochiave si adotta una piastra con geometria circolare munita di nervature a croce.

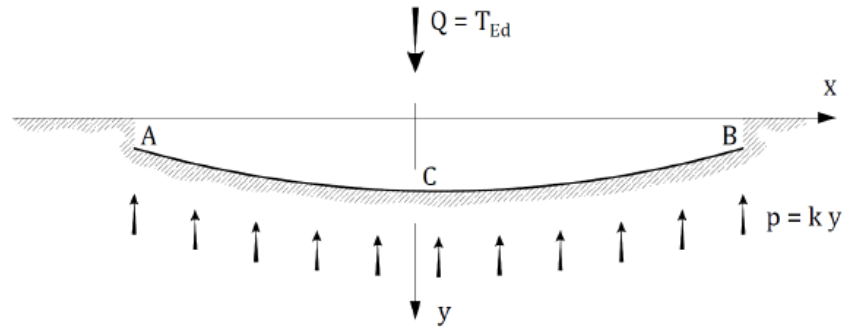
I capochiave esplicano la propria azione nel piano delle pareti longitudinali del presbiterio sicché il problema del punzonamento della muratura risulta irrilevante. Si deve tuttavia valutare la pressione indotta dalla piastra sulla matrice muraria.

Considerando un foro centrale $\Phi 30 \text{ mm}$ per il passaggio della catena la superficie minima della piastra risulta:

$$A_{piastra} = \pi \cdot R_{piastra}^2 - A_{foro} = \pi \cdot R_p^2 - 707 \geq \frac{H_{Ed}}{f_m} = \frac{80000}{2,00} \cong 40000 \text{ mm}^2 \rightarrow R_p \geq 112 \text{ mm}$$

Si assume una piastra con raggio $R_p = 125 \text{ mm}$.

Rimane da valutare la pressione che si sviluppa sulla muratura nell'area della piastra che, per i motivi già discussi nel caso del capochiave a paletto, non potrà essere uniforme. Anche stavolta si fa riferimento al caso di trave su suolo elastico come schematizzato in figura ($Q = T_{Ed} = H_{Ed}$).



La costante elastica della muratura suggerita dalla letteratura viene assunta pari a $k_0 = 0,33 \text{ N/mm}^3$.

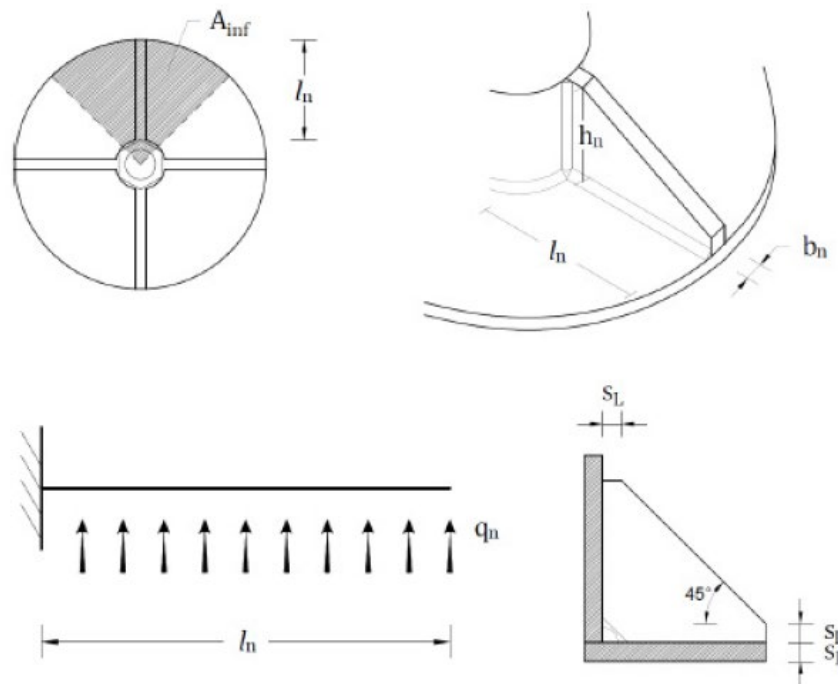
Al fine di ottenere una distribuzione più uniforme possibile risulta cruciale determinare lo spessore della piastra tale da garantire un gradiente delle tensioni di contatto fra piastra e muratura al disotto del 10% (usualmente considerato come accettabile), a tal fine è possibile utilizzare la seguente posizione:

$$s_{L,min} = 3 \cdot \left[\frac{k_0}{E \cdot \left(\frac{1,171}{L_{c,max}} \right)^4} \right]^{0,33} = 3 \cdot \left[\frac{0,33}{210000 \cdot \left(\frac{1,171}{176,8} \right)^4} \right]^{0,33} \cong 13,1 \text{ mm} \rightarrow \text{SI ADOTTA } s_L = 15 \text{ mm}$$

Dove $L_{c,max} = R_p \cdot 2^{0,5}$ è la corda fra due nervature consecutive.

Il dimensionamento dello spessore della piastra è basato su un criterio di deformabilità che è più severo rispetto alla sola resistenza pertanto la verifica tensionale risulta trascurabile.

Per quanto attiene le nervature si considera:



$b_n = 8 \text{ mm}$; $h_n = 60 \text{ mm}$; $l_n = 110 \text{ mm}$; $f_{yd} = 308 \text{ MPa}$.

$$q_n = \frac{H_{Ed}}{n \cdot R_p} = \frac{80}{4 \cdot 0,125} \cong 160 \text{ kN/m} \rightarrow V_{Ed} = q_n \cdot l_n = 17,6 \text{ kN}; M_{Ed} = \frac{q_n \cdot (l_n)^2}{2} = 0,97 \text{ kNm}.$$

Quindi:

$$\sigma_{Ed} = M_{Ed} / W_{n,x} \cong 202 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Ed} = 1,5 \cdot V_{Ed} / A_v \cong 55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{vM} = \sqrt{\sigma_{Ed}^2 + 3\tau_{Ed}^2} \cong 223 \text{ MPa} < f_{yd} = 308 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Gli spessori e le geometrie adottate sono confermate dalla verifica di resistenza.

Studio Tecnico Ing. Massimo Garutti	Chiesa di Sant'Apollonia in Ferrara interventi di riparazione con rafforzamento locale - RCS01 – RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA E DI CALCOLO -	Rev. 00 del DIC. 2025 Pagina - 49 - di 52
--	--	---

Le saldature a cordoni d'angolo che collegano piastra e ciascuna nervatura sono in tutto 2 e presentano gola di 4 mm.

$$\tau_{||} = 0,5 \cdot \frac{1,5 \cdot V_{Ed}}{A} = 0,5 \cdot \frac{1,5 \cdot 17600}{60 \cdot 4} \cong 55 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{\perp} = 0,5 \cdot \frac{M_{Ed}}{W} = 0,5 \cdot \frac{970000}{2400} \cong 202,08 \text{ MPa};$$

Quindi:

$$(\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{||}^2) \cong 223,41 \text{ MPa} < \frac{f_{tk}}{\beta\gamma_{M2}} = \frac{510}{0,85 \cdot 1,25} \cong 453 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

La piastra circolare può essere sostituita, in base alle indicazioni della Soprintendenza, con una quadrata che circoscrive l'impronta di quella circolare appena dimensionata senza inficiare lo stato di verifica.

2.2.3.6. Interventi sulle volte in carmocanna

Il progetto prevede infine il rinforzo delle false volte in carmocanna. In particolare, laddove si palesa la necessità, si prevede di rinforzare le centine esistenti mediante affiancamento con nuove tavole in legno massiccio da appendere opportunamente alla copertura mediante cavi in acciaio.

La tecnica realizzativa dei pendini è la medesima per tutti i punti di appensione e si adottano gli stessi componenti in modo da standardizzare le operazioni. Gli elementi che compongono il sistema sono:

- Fune, con redance e morsetti;
- Tenditore a canaula;
- Piatti in carpenteria metallica realizzati secondo disegno costruttivo;
- Barre filettate (con rondella e dado) o in tondo liscio (con coppiglia).

L'attacco alla volta viene realizzato con piastre forate complete di due bulloni passanti lo spessore della centina. In questo modo è possibile adattare l'ancoraggio a qualsiasi spessore delle centine (da rilievo figurano una centina singola ovvero più di una affiancate) e progettare così da rendere la retta di azione dell'appensione baricentrica rispetto alla bullonatura realizzando così una cerniera.

L'attacco alle orditure lignee della copertura viene eseguito tipicamente sugli arcarecci ed è realizzato con il semplice rigiro della fune d'acciaio attorno alla trave, prevedendo una guaina in gomma o angolari sempre in gomma a protezione degli spigoli del legno.

A seguire si riporta il calcolo di verifica dell'attacco alla centina. Per quanto concerne la fune, il tenditore, le redance, i morsetti e tutti i componenti da ferramenta commerciale, le dimensioni ed i materiali per essi indicate garantiscono valori di portata superiori a quelle previste in progetto per cui non necessita specializzarne la verifica.

Dato atto che le centine presentano una geometria molto articolata e complessa la determinazione dei punti di appensione in termini di interassi diventa specifica per ognuna delle centine. Al fine di standardizzare il processo ed avere pendinature tutte uguali si assume che ad ogni cavo compete un'area di influenza di lunghezza 3,00 m in direzione parallela alla centina e 0,75 m in direzione ortogonale pari all'interasse mediamente rilevato per le centine. In base a quanto detto ciascun punto di appensione è soggetto ad un carico di progetto pari a:

$$Q_{Ed} = \gamma_{G1} \cdot Q = 1,3 \cdot 0,55 \cdot (3,00 \cdot 0,75) \cong 1,61 \text{ kN}.$$

Mentre lungo lo sviluppo della centina si ha:

$$q_{Ed} = \gamma_{G1} \cdot q = (1,3 \cdot 0,55) \cdot 0,75 \cong 0,54 \text{ kN}.$$

Verifica della centina

La prima verifica da condurre riguarda la resistenza della centina appesa ogni 3,00 m (L) e soggetta al carico uniformemente distribuito q_{Ed} , ipotizzando uno schema su più appoggi con buona approssimazione il taglio e il momento di verifica risultano:

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot L}{2} = 0,81 \text{ kN}; \quad M_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot (L)^2}{10} = 0,49 \text{ kNm}.$$

Studio Tecnico Ing. Massimo Garutti	Chiesa di Sant'Apollonia in Ferrara interventi di riparazione con rafforzamento locale - RCS01 - RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA E DI CALCOLO -	Rev. 00 del DIC. 2025
		Pagina - 50 - di 52

In base al rilievo la centina presenta una sezione rettangolare di dimensioni 30x150 mm. Trattandosi di legno esistente non è possibile assumere resistenze elevate tuttavia è plausibile adottare un legname massiccio di classe C16 le cui caratteristiche meccaniche sono:

flessione $f_{mk} = 16 \text{ MPa}$;

trazione parallela $f_{t0k} = 10 \text{ MPa}$;

trazione perpendicolare $f_{t90k} = 0,4 \text{ MPa}$;

compressione parallela $f_{c0k} = 17 \text{ MPa}$;

compressione perpendicolare $f_{c90k} = 2,2 \text{ MPa}$;

taglio $f_{vk} = 3,2 \text{ MPa}$;

massa volumica $\rho_k = 310 \text{ daN/m}^3$.

Considerando inoltre una classe di servizio 1, $k_{mod} = 0,6$; un livello di conoscenza basso ($FC = 1,35$) e un coefficiente parziale per il materiale $\gamma_M = 1,5$ le verifiche restituiscono:

$$\sigma_{md} = \frac{M_{Ed}}{W} = \frac{486000}{112500} \cong 4,32 \text{ MPa} < f_{md} = \frac{k_{mod} f_{mk}}{\gamma_M FC} = \frac{0,6 \cdot 16}{1,5 \cdot 1,35} \cong 4,74 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

$$\tau_d = \frac{1,5 V_{Ed}}{A} = \frac{1,5 \cdot 810}{4500} \cong 0,27 \text{ MPa} < f_{vd} = \frac{k_{mod} f_{vk}}{\gamma_M FC} = \frac{0,6 \cdot 3,2}{1,5 \cdot 1,35} \cong 0,95 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Verifica dell'attacco fune-centina

L'attacco tra fune e centina è realizzato da due piastre metalliche aventi spessore 3 mm in affiancamento alla centina con la quale sono unite mediante due barre passanti M12.

Essendo lo spessore delle piastre inferiore alla metà del diametro delle barre per l'unione acciai-legno si deve considerare il caso di piastre sottili e quindi la resistenza caratteristica della singola barra per piano di taglio del collegamento viene definita con la seguente posizione:

$$F_{V,rk} = \min \left\{ (0,5 f_{h,2,k} t_2 d); \left(1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,2,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \right) \right\}$$

Nel caso specifico la formulazione si specializza come segue:

$$f_{h,2,k} = f_{h,2,k} / k_{90} = \frac{[0,082 \cdot (1 - 0,01d) \rho_k]}{1,35 + 0,015d} \cong 14,62 \text{ MPa};$$

$$M_{y,Rk} = 0,3 f_{uk} d^{2,6} = 153491 \text{ Nmm} \quad (\text{con } f_{uk} = 800 \text{ MPa} - \text{barre in acciaio di classe 8.8.})$$

Trascurando a favore di sicurezza il contributo fornito da $F_{ax,Rk}/4$ la capacità portante caratteristica per ciascun piano di taglio attinge:

$$F_{V,rk} = \min \{ 2632; 8440 \} = 2632 \text{ N}.$$

Considerando il contributo fornito dalla presenza delle due barre M12 ciascuna con 2 piani di taglio la resistenza caratteristica complessiva del collegamento risulta:

$$F_{V,rk,tot} = 4 \cdot 2632 = 10526 \text{ N} \cong 10,53 \text{ kN}.$$

Pertanto la resistenza di progetto finale risulta:

$$F_{V,rd,tot} = \frac{k_{mod} F_{V,rk,tot}}{\gamma_M FC} = 3119 \text{ N} \cong 3,12 \text{ kN} > 1,61 \text{ kN} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Dato che le sollecitazioni sono risibili è possibile trascurare la verifica di resistenza al rifollamento delle piastre e della barra M14 che lo collega in sommità sulla quale è collegato il tenditore.

Studio Tecnico Ing. Massimo Garutti	Chiesa di Sant'Apollonia in Ferrara interventi di riparazione con rafforzamento locale – RCS01 – RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA E DI CALCOLO –	Rev. 00 del DIC. 2025
		Pagina - 51 - di 52

2.3. Sintesi dei risultati ottenuti e conclusioni

La presente relazione si poneva l'obiettivo di rivalutare, con riferimento alle nuove NTC 2018, gli interventi precedentemente progettati con riferimento alle NTC 2008 e già avallati dall'Amministrazione Competente inerenti la ex chiesa di Sant'Apollonia in Ferrara.

Le analisi svolte, che di fatto aggiornano alle NTC 2018 quelle precedentemente effettuate dal progettista ing. Lanfranco Laghi, seppur con qualche lieve differenza, confermano quanto già agli atti dell'Amministrazione Competente e attestano che gli interventi di riparazione con rafforzamento locale di progetto raggiungono gli obiettivi inizialmente prefissati.

A tal proposito si riporta a seguire la tabella riassuntiva degli esiti delle valutazioni della sicurezza in termini di analisi "LV1" ed "LV2" per le condizioni pre e post operam espresse in termini di percentuale di accelerazione sismica resistente (ξ_E) rispetto a quella di progetto e di tempo di ritorno ($T_{R,SLV}$).

VERIFICA ESEGUITA	ANTE OPERAM		POST OPERAM	
	$\xi_{E,SdF}$	$T_{R,SLV,SdF}$	$\xi_{E,SdP}$	$T_{R,SLV,SdP}$
SLV – pareti murarie – LV1: sismiche meccanismi globali	52%	167 anni	83%	476 anni
SLV – pareti murarie – LV2: sismiche ribaltamento pareti longitudinali dell'aula	27%	41 anni	87%	518 anni
SLV – pareti murarie – LV2: sismiche ribaltamento pareti oblique dell'aula	30%	51 anni	99%	696 anni
SLV – pareti murarie – LV2: sismiche ribaltamento parete della facciata	46%	127 anni	151%	> 712 anni
SLV – pareti murarie – LV2: sismiche ribaltamento timpano della facciata	60%	229 anni	113%	> 712 anni
SLV – pareti murarie – LV2: sismiche ribaltamento veletta/cornice della facciata	94%	621 anni	94%	621 anni
SLV – pareti murarie – LV2: sismiche ribaltamento cella campanaria	71%	355 anni	152%	> 712 anni

Si conferma che, come determinato dalle analisi svolte dall'ing. Lanfranco Laghi ai sensi delle precedenti NTC 2008, anche ai sensi delle attuali NTC 2018, gli interventi di progetto producono un miglioramento delle condizioni di sicurezza degli elementi strutturali coinvolti nonché dell'intera unità strutturale.

In particolare le analisi sviluppate consentono di affermare che nei confronti dell'azione sismica le membrature resistenti in condizione post operam (pareti murarie) raggiungono una resistenza $\xi_{E,SLV} = 83\%$.

È pertanto possibile concludere che gli interventi di riparazione con rafforzamento locale previsti da progetto producono un incremento di resistenza. In sintesi:

Unità strutturale	Resistenza pre-intervento	Resistenza post-intervento	% miglioramento
Chiesa S. Apollonia	$\xi_{E,SLV(PRE)} = 27\%$	$\xi_{E,SLV(POST)} = 83\%$	+56%