



REGIONE LOMBARDIA



Regione Lombardia

PROVINCIA DI MANTOVA



COMUNE DI
SAN GIOVANNI DEL DOSSO



DIOCESI DI MANTOVA

UFFICIO BENI CULTURALI ECCLESIASTICI

T 0376319511 F 0376224740

beniculturali@diocesidimantova.it

S. E. E. s.r.l.

Piazza Sordello, 15 - 46100 Mantova

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Geom. Riccardo Pacchioni

PROPRIETA'

PARROCCHIA DI SAN GIOVANNI DEL DOSSO

PARROCO - LEGALE RAPPRESENTANTE: DON PAOLO AZZINI

Via Roma, 11 - 46020 San Giovanni del Dosso (MN) - Tel. 0386/757082

**INTERVENTI DI RESTAURO E CONSOLIDAMENTO STRUTTURALE
DELLA CHIESA PARROCCHIALE "SAN GIOVANNI BATTISTA"
DI SAN GIOVANNI DEL DOSSO (MN)
A SEGUITO DEGLI EVENTI SISMICI DEL MAGGIO 2012**

**PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO ARCHITETTONICO-STRUTTURALE**

RELAZIONI

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

TAVOLA

R.04

SCALA

PROGETTISTI

ING. ALBERTO MANI

ARCH. LUCIANO PASTORIO

ING. PAOLO RAVELLI

VIA A. SACCHI, 6 - 46100 MANTOVA

tel.: 0376 222683 - fax: 0376 750904 - e-mail: alberto.mani@studiotecncomp.it

ARCH. MARTA FASOL

VIA D. MANIN, 9 - 37122 VERONA

cell.: 333 4619603 - fax: 045 4851277 - e-mail: info@emmeastudio.it



IMPIANTI MECCANICI

PER. IND. GIORGI LORENZO

VIA S. PERTINI, 2/C - 46020 PEGOGNAGA (MN)

cell.: 338 4253839 - fax: 0376 507917 - e-mail: lorenzogiorgi@interfree.it

IMPIANTI ELETTRICI

ING. ALLEGRETTI DARIO

VIA ROMA, 9 - 46020 PEGOGNAGA (MN)

tel.: 0376 550176 - cell.: 335 6482529 - e-mail: info@darioallegretti.it



RILIEVI

Data

Giugno 2016

Luglio 2017 (Revisione validazione)



POLITECNICO DI MILANO - POLO TERRITORIALE DI MANTOVA

Laboratorio di Ricerca Mantova - Hesutech group (Heritage Survey Technology) - Dipartimento A.B.C.

1. PREMESSE

La Chiesa Parrocchiale “San Giovanni Battista” di San Giovanni del Dosso, come molti altri edifici, facenti parte del patrimonio architettonico storico ed artistico, situati all'interno del cosiddetto “cratere sismico”, ha subito ingenti danni in seguito agli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012.

Stante la necessità di conciliare la tutela del patrimonio storico ed artistico nazionale con la sicurezza statica degli edifici, per la conservazione dei manufatti di interesse storico/artistico, come la Chiesa di San Giovanni del Dosso, si ritiene che la via da seguire sia quella di interventi di consolidamento non stravolgenti i loro caratteri tradizionali.

Le Norme tecniche del 2008 prevedono tre distinte tipologie di intervento per le costruzioni esistenti: riparazione, miglioramento e adeguamento sismico.

L'adeguamento di una struttura esistente alle norme vigenti richiede generalmente interventi invasivi e difficilmente accettabili dal punto di vista della conservazione. Pertanto per quanto riguarda i Beni Culturali si impone un approccio operativo che miri al miglioramento del comportamento sismico della struttura con tecniche appropriate poco invasive e che garantiscano il massimo grado di reversibilità.

A questo proposito la Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 febbraio 2011 *“Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti di 14/01/2008”* al punto 2.2 cita: “Per i Beni culturali è necessario attenersi ad interventi di miglioramento, a riparazioni o ad interventi locali. Con il termine di miglioramento si deve intendere l'esecuzione di opere in grado di far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza rispetto alle condizioni attuali con un livello di protezione sismica non necessariamente uguale a quello previsto per l'adeguamento delle costruzioni”.

Con il presente progetto si intende pertanto procedere con la riparazione dei gravi danni arrecati al fabbricato dagli eventi sismici del maggio 2012 con interventi locali, integrandoli con opere strutturali opportunamente progettate e dimensionate in modo di apportare un miglioramento al comportamento sismico globale dell'edificio, rinunciando a priori al completo adeguamento sismico del fabbricato secondo i criteri delle NTC 2008.

La presente analisi è finalizzata alla valutazione del grado di sicurezza sismica del fabbricato nello stato di fatto e nello stato di progetto, in seguito alla realizzazione degli interventi proposti.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le norme tecniche adottate sono le seguenti:

D.M. 14/1/2008: Testo unitario: “Norme Tecniche per le Costruzioni”;

Circolare 2/2/2009 n° 617: Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008;

D.P.C.M. 09/02/2011: Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008

INGV – “Dati online della pericolosità sismica” (<http://esse1.mi.ingv.it/>), come da indicazioni contenute nell'allegato A al D.M. 14/1/2008

3. PROCEDURE PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Il DPCM 09/02/2011 – *Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 14/01/2008*, per i beni di interesse culturale esposti ad azioni sismiche, stabilisce l'opportunità di definire un livello di sicurezza sismica di riferimento, differenziato in funzione delle caratteristiche proprie dei manufatti e del loro uso. In particolare, al Progettista è richiesto di determinare i livelli di sicurezza attuali, ossia quelli relativi all'edificio in esame nel suo stato di fatto, ed eventualmente quelli raggiunti mediante interventi locali o di miglioramento sismico.

A tale scopo è necessario innanzitutto definire la vita nominale V_N , a cui viene riferita la valutazione della sicurezza e per la quale deve essere eventualmente progettato un intervento di miglioramento sismico, e la classe d'uso C_u , coerentemente alle diverse classi definite al punto 2.4.2 delle NTC.

Le azioni sismiche sulla costruzione vengono quindi valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R così definito:

$$V_R = V_N C_u$$

In relazione al periodo di riferimento V_R e allo stato limite considerato, cui è associata una probabilità di superamento P_{VR} , nel periodo di riferimento, può essere valutato il periodo di ritorno di riferimento dell'azione sismica T_R :

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

In particolare è possibile definire un **indice di sicurezza sismica**, dato dal rapporto tra il periodo di ritorno T_{SL} dell'azione sismica che porta al generico stato limite ed il corrispondente periodo di ritorno di riferimento $T_{R,SL}$, calcolato mediante la formula sopra riportata. Particolarmente significativo è l'indice di sicurezza sismica riferita allo SLV:

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

Nel caso di progettazione di un intervento di miglioramento sismico può essere opportuno riferirsi direttamente alla vita nominale, ovvero valutare la vita nominale corrispondente allo stato attuale e quella ottenibile a seguito dell'intervento:

$$V_N = -\frac{T_{SL}}{C_U} \cdot \ln(1 - P_{V_R})$$

La valutazione della sicurezza sismica di un edificio esistente può essere effettuata anche tramite il **fattore di accelerazione**, come rapporto tra l'accelerazione al suolo che porta al raggiungimento dello stato limite considerato e quello corrispondente al periodo di ritorno di riferimento, entrambe riferite ad un suolo rigido (categoria di sottosuolo A) (§ 2.4 DPCM 09/02/2011):

$$f_{S,SL} = \frac{a_{SL}}{a_{R,SL}}$$

Valori inferiori all'unità del fattore di accelerazione $f_{S,SL}$ evidenziano situazioni di carenza della resistenza sismica della struttura, perciò il fattore di accelerazione può essere altrimenti designato come *indice di resistenza*.

Il valore dell'accelerazione che determina il raggiungimento dello stato limite (a_{SL}) viene ottenuto aumentando la probabilità di eccedenza nella vita di riferimento. Al valore cercato di probabilità si associa, tramite la relazione sopra riportata, il tempo di ritorno T_{SL} dell'azione sismica che porta allo stato limite.

Per la valutazione della sicurezza sismica ed il progetto degli interventi di miglioramento si è proceduto come segue:

Conseguimento di un'adeguata conoscenza della struttura

In primo luogo è stata effettuata una campagna di rilievo geometrico. La campagna effettuata ha restituito dati certi sulla geometria dell'edificio sia interno che esterno, mentre rimangono zone di incertezza nel sottotetto delle cappelle laterali (aree non accessibili).

Sono stati rilevati inoltre i dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.

Le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati sono state desunte dalle valutazioni a vista effettuate durante i sopralluoghi. Non disponendo di dati esaustivi sui materiali impiegati, si è adottato per l'analisi un *Livello di conoscenza LC1* e un *Fattore di confidenza FC=1.35*, secondo quanto prescritto dalla Circolare n° 617 (2/2/2009) al paragrafo C8A.1.A.4.

Per i valori delle caratteristiche meccaniche dei materiali considerati nelle analisi si vedano i paragrafi successivi.

Utilizzo di uno o più modelli meccanici della struttura o delle sue parti (macroelementi)

Considerata la limitata attendibilità dell'analisi dinamica modale condotta attraverso modelli elastici lineari nella valutazione del comportamento di antichi manufatti architettonici in muratura, al fine di determinare il livello di sicurezza sismica globale del fabbricato si è optato per l'utilizzo del metodo semplificato di cui al paragrafo 5.4.3 del DPCM 09/02/2011(LV1), basato sugli indicatori di vulnerabilità e di presidio antisismico associati a 28 meccanismi di danno. Per la valutazione dei singoli interventi locali di miglioramento sismico, invece, il metodo utilizzato è stato quello dell'analisi cinematica lineare applicata ai principali meccanismi locali di collasso, individuati mediante l'analisi del quadro fessurativo creatosi dopo gli eventi sismici del maggio 2012.

Definizione del livello di sicurezza sismica di riferimento

Per la chiesa (edificio di culto) oggetto dello studio è stata considerata una vita nominale V_N ed una classe d'uso:

$V_N = 50$ anni (opere ordinarie);

Classe III: costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi;

cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U = 1.5$, e quindi un periodo di riferimento:

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

e un periodo di ritorno di riferimento dell'azione sismica, riferita al SLV ($P_{VR} = 10\%$):

$$T_{R,SLV} = - 75 \text{ anni} / \ln(1,00 - 0,10) = 712 \text{ anni}$$

Valutazione della vita nominale nello stato di fatto

Il livello di sicurezza sismica globale della struttura e la vita nominale nello stato di fatto sono stati determinati mediante il metodo semplificato di livello LV1, suggerito dal DPCM 09/02/2011, e mediante l'analisi dei singoli elementi (meccanismi di collasso) che compongono la costruzione, raggiungendo in tal modo un livello di valutazione LV2.

Dalle analisi di livello LV1 effettuate, si è riscontrato che per il fabbricato in esame il periodo di ritorno di riferimento dell'azione sismica, riferita al SLV, è pari a 6 anni. Anche per quanto riguarda i singoli meccanismi di collasso, per alcuni degli elementi esaminati la probabilità di attivazione del meccanismo di rottura è molto alta anche in presenza di azioni sismiche di lieve entità, con tempi di ritorno inferiori ai 5 anni.

Valutazione della vita nominale nello stato di progetto

Sulla base del quadro di danneggiamento rilevato e dell'analisi della vulnerabilità dell'edificio nello stato di fatto, sono stati individuati gli interventi necessari alla riparazione e al consolidamento strutturale del fabbricato. Il livello di sicurezza sismica globale della struttura nello stato di progetto è stato determinato con le medesime modalità descritte al punto precedente, considerando gli effetti sul comportamento dei vari elementi derivanti dagli interventi proposti. La vita nominale del fabbricato nello stato di progetto è risultata pari a 21 anni. Si ritiene utile sottolineare che, come indicato nel DPCM 09/02/2011, valori della vita nominale maggiori di 20 anni possono comunque considerarsi ammissibili per i manufatti tutelati.

Per quanto concerne le verifiche di livello LV2, per tutti i meccanismi di collasso analizzati, le verifiche agli stati limite sono risultate soddisfatte, pertanto la vita nominale, calcolata per i singoli meccanismi nello stato di progetto, può essere considerata maggiore o uguale a 50 anni.

4. MATERIALI

E' previsto l'impiego dei seguenti materiali:

- acciaio per strutture metalliche S235;
- muratura in mattoni pieni e malta di calce (esistente con fattore di conoscenza LC1)

Non sono state eseguite prove tecnologiche per la definizione quantitativa delle resistenze meccaniche delle murature esistenti, rimandandole alla fase esecutiva. Dalle indagini svolte le murature esaminate risultano realizzate in mattoni pieni con malta di calce.

Dall'analisi storica e dalle verifiche in situ appare abbastanza evidente come le caratteristiche meccaniche della muratura siano abbastanza scadenti.

Nelle verifiche strutturali pertanto si è adottato, a titolo cautelativo, un fattore di conoscenza *LC1* (*conoscenza limitata*), assumendo per le caratteristiche meccaniche delle murature i valori di riferimento minimi riportati nella *tabella C8 A.2.1* della *Circolare 02/02/2009 n.617*.

Si riportano di seguito i valori delle caratteristiche meccaniche:

- f_m : resistenza media a compressione della muratura;
- τ_0 : resistenza media a taglio della muratura;
- E: valore medio del modulo di elasticità normale;
- G: valore medio del modulo di elasticità tangenziale;
- w: peso specifico medio della muratura.

	f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E [daN/cm ²]	G [daN/cm ²]	w [kN/m ³]
Muratura	240	6,0	1200	400	18

5. CARICHI SISMICI

Secondo quanto previsto nel paragrafo 3.2.1. e nell'Allegato A delle Norme Tecniche per le Costruzioni, la pericolosità sismica del sito in esame è definita a partire dai dati riportati sul sito dell'INGV.

La pericolosità sismica definita dall'INGV rispetta i requisiti richiesti nell'Allegato A delle NTC e, in particolare, fornisce i valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta:

- nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata, nei modi chiaramente precisati dalle NTC, per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle **NTC**, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle **NTC** sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per ciascun nodo del *reticolo di riferimento* e per ciascuno dei periodi di ritorno T_R considerati dalla *pericolosità sismica*, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo a:

- a_g il valore previsto dalla *pericolosità sismica*,
- F_0 e T_C i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle **NTC** scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla *pericolosità sismica* (la condizione di minimo è imposta operando ai minimi quadrati, su spettri di risposta normalizzati ad uno, per ciascun sito e ciascun periodo di ritorno).

Le forme spettrali previste dalle **NTC** sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tale scopo occorre fissare:

1. la vita di riferimento V_R della costruzione;

2. le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_V associate a ciascuno degli stati limite considerati.

Si individuano, infine, a partire dai dati di *pericolosità sismica* disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

Se non sono disponibili i dati relativi alla specifica vita di riferimento della costruzione, si può operare mediante interpolazione.

Per la chiesa (edificio di culto) oggetto dello studio è stata considerata una vita nominale V_N ed una classe d'uso (vedi § 2.4.1):

$V_N = 50$ anni (opere ordinarie);

Classe III: costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi;

cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U = 1.5$ (vedi § 2.4.3), e quindi un periodo di riferimento:

$V_R = 1,5 \times 50$ anni = 75 anni.

I valori dei parametri corrispondenti sono stati ottenuti per interpolazione a partire da quelli relativi a $T_R=475$ anni ($V_R=50$ anni e $Pr=10\%$) e $T_R=975$ anni ($V_R=50$ anni e $Pr=5\%$).

Per una prima determinazione delle azioni sismiche agenti sull'edificio si è fatto riferimento all'approccio semplificato descritto nel § 3.2.2 del D.M. 14.01.08. In particolare, la pericolosità sismica del sito è stata definita utilizzando i dati pubblicati sul sito dell'INGV, come indicato nell'Allegato A della suddetta norma.

I carichi sismici considerati, per le diverse condizioni di carico in condizioni di esercizio ed agli stati limite ultimi, sono riportati nella seguente tabella:

Stati limite di esercizio	Tempo di ritorno (T_R)	Probabilità di superamento ($P_{vr}\%$)	Accelerazione normalizzata (ag/g)
Stato limite di operatività (SLO)	45	81%	0.0398
Stato limite di danno (SLD)	75	63%	0.0497

Stati limite ultimi	Tempo di ritorno (T_R)	Probabilità di superamento ($Pr\%$)	Accelerazione normalizzata (ag/g)
Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)	712	10%	0.1299
Stato limite di collasso (SLC)	1462	5%	0.1700

Con l'approccio semplificato, i suddetti valori di accelerazione sono moltiplicati per il coefficiente di amplificazione topografica $S_t = 1$ e per il coefficiente di amplificazione stratigrafica per sisma orizzontale $S_s = 1.5$ derivanti dalla presenza di un sottosuolo di categoria C (depositi di terreno in grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti).

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico del suolo è lo spettro di risposta elastico. L'azione sismica di progetto è ricavabile dallo spettro di risposta elastico attraverso un coefficiente q , denominato coefficiente di struttura, che mette in conto la capacità dissipativa della struttura.

L'edificio considerato è in classe di duttilità bassa (CDB) e si assume $q = 2,00$.

Nelle seguenti tabelle si riportano i dati di riepilogo dell'input sismico secondo l'approccio appena descritto:

Stato Limite	Pvr (%)	Tr (anni)	Ag/g	Fo	Tc (sec)
SLO	81	45	0.0398	2.584	0.261
SLD	63	75	0.0497	2.550	0.279
SLV	10	712	0.1299	2.585	0.287
SLC	5	1462	0.1700	2.554	0.292

Cautelativamente, ai fini delle verifiche in condizioni sismiche, si è scelto di applicare il terzo livello di approfondimento in quanto trattasi di edificio strategico e rilevante e soprattutto perché, dalle prove sismiche eseguite in sito, il valore di V_{s30} è di poco sopra alla soglia indicata da normativa per un suolo di tipo C e D e quindi si è preferito definire uno spettro da RSL (Risposta Sismica Locale).

I risultati del calcolo della risposta sismica locale nelle analisi di terzo livello sono riportati nella Relazione Geologica e Geotecnica, allegata al presente progetto.

Di seguito si riportano i parametri dello spettro parametrizzato, secondo la forma proposta dalle NTC 2008, risultante dall'analisi della risposta sismica locale per il sito in esame, per un tempo di ritorno pari a 712 anni (stato limite SLV):

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito =	0,126 g
F_o = amplificazione spettrale massima =	2,593
S_{RSL} = coefficiente di amplificazione locale =	2,327
T_B = periodo caratteristico =	0,460 s
T_C = periodo caratteristico =	0,724 s
T_D = periodo caratteristico =	2,104 s

6. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA GLOBALE (LV1)

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 (facciata, aula, abside, campanile, cupola, arco trionfale, ecc.).

Per questo motivo, nella maggior parte dei casi è preferibile procedere con verifiche locali, le quali in genere possono essere riferite ai diversi macroelementi, che diventano l'unità di riferimento per la verifica strutturale. Il metodo che appare più efficace per l'analisi di tali macroelementi risulta essere quella dell'analisi cinematica.

Nei casi come quello in esame, in cui l'intervento riguarda aree limitate, la valutazione può limitarsi al livello LV2, risultando superflua e problematica una valutazione complessiva della chiesa. L'analisi, pertanto, sarà effettuata a livello del singolo macroelemento sul quale si interviene, con lo scopo di controllare l'efficacia dell'intervento (confronto tra sicurezza prima e dopo) e la congruità rispetto alla pericolosità del sito, come descritto più in dettaglio nei paragrafi successivi.

Essendo la valutazione della capacità dell'intero organismo comunque richiesta, è possibile adottare il metodo semplificato di livello LV1, suggerito dal DPCM 09/02/2011, per la verifica della sicurezza sismica globale del fabbricato.

La metodologia fa ricorso ai parametri della scheda di rilievo del danno e della vulnerabilità e considera 28 meccanismi di danno, associati ai diversi macroelementi che possono essere presenti in una chiesa. Con riferimento alla valutazione della vulnerabilità, è necessario rilevare quei particolari tipologici e costruttivi che giocano un ruolo fondamentale nella risposta sismica del manufatto; in particolare vengono considerati indicatori di vulnerabilità e di presidio antisismico. Nell'Allegato C del DPCM 09/02/2011 sono elencati i 28 meccanismi, unitamente ad una lista di presidi e di indicatori di vulnerabilità, cui è possibile aggiungerne altri, in relazione agli aspetti caratteristici della singola chiesa o del costruito nell'area geografica in esame.

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

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

dove, per il k -esimo meccanismo: ρ_k è il peso attribuito al meccanismo (esso vale 0 per i meccanismi che non si sarebbero potuti attivare nella chiesa, per la mancanza del macroelemento, mentre è compreso tra 0,5 e 1 negli altri casi); v_{ki} e v_{kp} sono, rispettivamente, il punteggio ottenuto dal rilievo degli indicatori di vulnerabilità e dei presidi antisismici, che possono assumere valori compresi tra 0 e 3, secondo il seguente schema:

Giudizio dell'efficacia	Numero degli indicatori di vulnerabilità o dei presidi antisismici	Punteggi v_k
3	almeno 1	3
2	almeno 2	
2	1	2
1	almeno 2	
1	1	1
0	-	0

Nel corso dei numerosi rilievi effettuati su chiese danneggiate dal terremoto, è stato inoltre valutato il livello di danno subito da ogni macroelemento, in relazione ai diversi possibili meccanismi di danno. Ciò porta a definire un indice di danno, variabile tra 0 e 1, come media normalizzata dei danni locali:

$$i_d = \frac{1}{5} \frac{\sum_{k=1}^{28} \rho_k \cdot d_k}{\sum_{k=1}^{28} \rho_k}$$

dove d_k è il livello di danno subito nei riguardi del k -esimo meccanismo, che può assumere valori compresi tra 0 e 5, secondo il seguente criterio:

Livello	Descrizione del danno strutturale
0	<u>Nessun danno</u>
1	<u>Danno trascurabile o lieve</u> : danno lieve o moderato in alcuni meccanismi
2	<u>Danno medio</u> : danno moderato in molti meccanismi, con uno o due meccanismi attivati a livello medio
3	<u>Danno grave</u> : molti meccanismi attivati a livello medio, con alcuni meccanismi a livello grave
4	<u>Danno molto grave</u> : danno grave in molti meccanismi, con possibile crollo di alcuni elementi della chiesa
5	<u>Crollo</u> : oltre 2/3 presentano un livello di danno corrispondente al crollo

Attraverso l'analisi statistica dei danni subiti e la valutazione delle distribuzioni probabilistiche associate a diverse intensità sismiche, al variare dell'indice di vulnerabilità, è possibile calcolare i valori dell'accelerazione al suolo, corrispondenti allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV):

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

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:

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

dove: T_{R1} e T_{R2} sono i periodi di ritorno per i quali è fornita la pericolosità sismica, all'interno dei quali è compreso T_{SLV} , $a_1 \cdot S_1$ e $a_2 \cdot S_2$ sono i corrispondenti valori dell'accelerazione di picco su suolo rigido e del coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche. Negli allegati 1 e 2 della presente relazione sono riportate le schede di valutazione della Chiesa in esame, prima e dopo l'intervento, con l'attribuzione dei punteggi relativi agli indicatori di vulnerabilità, dei presidi antisismici e dei livelli di danno rilevati.

Si riporta di seguito un riepilogo dei risultati ottenuti.

Valutazione pre-intervento

		Peso (range di variabilità)	Peso	Indicatore di vulne- rabilità	Indicatore presidi antisismici	Livello di danno		
			ρ_k	V_{ki}	V_{kp}	d_k	$\rho_k (V_{ki} - V_{kp})$	$\rho_k d_k$
1	RIBALTAMENTO DELLA FACCIATA	1	1	2	0	4	2,0	4,0
2	MECCANISMI NELLA SOMMITA' DELLA FACCIATA	1	1	3	0	5	3,0	5,0
3	MECCANISMI NEL PIANO DELLA FACCIATA	1	1	2	1	3	1,0	3,0
4	PROTIRO - NARTECE	0,5	0	0	0	0	0,0	0,0
5	RISPOSTA TRASVERSALE DELL'AULA	1	1	3	2	3	1,0	3,0
6	MECCANISMI DI TAGLIO NELLE PARETI LATERALI (RISPOSTA LONGITUDINALE)	1	1	2	0	2	2,0	2,0
7	RISPOSTA LONGITUDINALE DEL COLONNATO NELLE CHIESE A PIU' NAVATE	1	1	2	0	2	2,0	2,0
8	VOLTE DELLA NAVATA CENTRALE	1	1	3	1	4	2,0	4,0
9	VOLTE DELLE NAVATE LATERALI	1	1	2	0	2	2,0	2,0
10	RIBALTAMENTO DELLE PARETI DI ESTREMITA' DEL TRANSETTO	0,5 ÷ 1,0	0	0	0	0	0,0	0,0
11	MECCANISMI DI TAGLIO NELLE PARETI DEL TRANSETTO	0,5 ÷ 1,0	0	0	0	0	0,0	0,0
12	VOLTE DEL TRANSETTO	0,5 ÷ 1,0	0	0	0	0	0,0	0,0
13	ARCHI TRIONFALI	1	1	2	1	2	1,0	2,0
14	CUPOLA - TAMBURIO / TIBURIO	1	0	0	0	0	0,0	0,0
15	LANTERNA	0,5	0	0	0	0	0,0	0,0
16	RIBALTAMENTO DELL'ABSIDE	1	1	2	0	2	2,0	2,0
17	MECCANISMI DI TAGLIO NEL PRESBITERIO O NELL'ABSIDE	1	1	1	0	2	1,0	2,0
18	VOLTE DEL PRESBITERIO O DELL'ABSIDE	0,5 ÷ 1,0	1	2	1	2	1,0	2,0
19	MECCANISMI NEGLI ELEMENTI DI COPERTURA - PARETI LATERALI DELL'AULA	1	1	2	0	1	2,0	1,0
20	MECCANISMI NEGLI ELEMENTI DI COPERTURA - TRANSETTO	0,5 ÷ 1,0	0	0	0	0	0,0	0,0
21	MECCANISMI NEGLI ELEMENTI DI COPERTURA - ABSIDE E PRESBITERIO	1	1	1	0	1	1,0	1,0
22	RIBALTAMENTO DELLE CAPPELLE	0,5 ÷ 1,0	0,5	1	0	1	0,5	0,5
23	MECCANISMI DI TAGLIO NELLE PARETI DELLE CAPPELLE	0,5 ÷ 1,0	0,5	1	0	1	0,5	0,5
24	VOLTE DELLE CAPPELLE	0,5 ÷ 1,0	0,5	2	0	2	1,0	1,0
25	INTERAZIONI IN PROSSIMITA' DI IRREGOLARITA' PLANO-ALTIMETRICHE	0,5 ÷ 1,0	0	0	0	0	0,0	0,0
26	AGGETTI (VELA, GUGLIE, PINNACOLI, STATUE)	0,5 ÷ 1,0	0	0	0	0	0,0	0,0
27	TORRE CAMPANARIA	1	0	0	0	0	0,0	0,0
28	CELLA CAMPANARIA	1	0	0	0	0	0,0	0,0
TOTALE			15,5				25,0	37,0

Indice di vulnerabilità:

$$i_v = \frac{1}{6} \frac{\sum_{k=1}^{28} \rho_k \cdot (v_{ki} - v_{kp})}{\sum_{k=1}^{28} \rho_k} + \frac{1}{2} = \frac{25}{6 \cdot 15,5} + \frac{1}{2} = 0,769$$

Indice di danno:

$$i_d = \frac{1}{5} \frac{\sum_{k=1}^{28} \rho_k \cdot d_k}{\sum_{k=1}^{28} \rho_k} = \frac{37}{5 \cdot 15,5} = 0,477$$

Accelerazione al suolo (SLV):

$$a_{SLV} \cdot S = 0,025 \cdot 1,8^{5,1-3,44 \cdot i_v} = 0,025 \cdot 1,8^{5,1-3,44 \cdot 0,769} = 0,106 \cdot g$$

Periodo di ritorno di riferimento dell'azione sismica (SLV):

$$T_{SLV} = T_{R1} \cdot 10^{\log(T_{R2}/T_{R1}) \cdot \log(a_{SLV} \cdot S / F_C \cdot a_1 \cdot S_1) / \log(a_2 \cdot S_2 / a_1 \cdot S_1)} = 84 \text{ anni}$$

dove:

$T_{R1} = 75$ anni ; $a_1 = 0,0497$ g ; $S_1 = 1,500$; $T_{R2} = 712$ anni ; $a_2 = 0,1299$ g; $S_2 = 1,500$; $F_C = 1,35$

Indice di sicurezza sismica:

$$I_{S,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}} = \frac{84}{712} = 0,117$$

Vita nominale:

$$V_N = -\frac{T_{SLV}}{C_U} \cdot \ln(1 - P_{VR}) = 6 \text{ anni}$$

dove il coefficiente d'uso C_U è uguale a 1,5 e la probabilità di superamento P_{VR} è uguale a 0,1.

Fattore di accelerazione:

$$f_{S,SL} = \frac{a_{SLV}}{F_C \cdot a_{R,SLV}} = \frac{0,1060 \cdot g}{1,500 \cdot 1,35 \cdot 0,1299 \cdot g} = 0,402$$

Valutazione post-intervento

		Peso (range di variabilità)	Peso	Indicatore di vulne- rabilità	Indicatore presidi antisismici	Livello di danno		
			ρ_k	V_{ki}	V_{kp}	d_k	$\rho_k (V_{ki} - V_{kp})$	$\rho_k d_k$
1	RIBALTAMENTO DELLA FACCIATA	1	1	2	3	0	0,0	0,0
2	MECCANISMI NELLA SOMMITA' DELLA FACCIATA	1	1	3	3	0	0,0	0,0
3	MECCANISMI NEL PIANO DELLA FACCIATA	1	1	2	2	0	0,0	0,0
4	PROTIRO - NARTECE	0,5	0	0	0	0	0,0	0,0
5	RISPOSTA TRASVERSALE DELL'AULA	1	1	3	3	0	0,0	0,0
6	MECCANISMI DI TAGLIO NELLE PARETI LATERALI (RISPOSTA LONGITUDINALE)	1	1	2	2	0	0,0	0,0
7	RISPOSTA LONGITUDINALE DEL COLONNATO NELLE CHIESE A PIU' NAVATE	1	1	2	3	0	0,0	0,0
8	VOLTE DELLA NAVATA CENTRALE	1	1	3	3	0	0,0	0,0
9	VOLTE DELLE NAVATE LATERALI	1	1	2	2	0	0,0	0,0
10	RIBALTAMENTO DELLE PARETI DI ESTREMITA' DEL TRANSETTO	0,5 ÷ 1,0	0	0	0	0	0,0	0,0
11	MECCANISMI DI TAGLIO NELLE PARETI DEL TRANSETTO	0,5 ÷ 1,0	0	0	0	0	0,0	0,0
12	VOLTE DEL TRANSETTO	0,5 ÷ 1,0	0	0	0	0	0,0	0,0
13	ARCHI TRIONFALI	1	1	2	2	0	0,0	0,0
14	CUPOLA - TAMBURO / TIBURIO	1	0	0	0	0	0,0	0,0
15	LANTERNA	0,5	0	0	0	0	0,0	0,0
16	RIBALTAMENTO DELL'ABSIDE	1	1	2	3	0	0,0	0,0
17	MECCANISMI DI TAGLIO NEL PRESBITERIO O NELL'ABSIDE	1	1	1	2	0	0,0	0,0
18	VOLTE DEL PRESBITERIO O DELL'ABSIDE	0,5 ÷ 1,0	1	2	3	0	0,0	0,0
19	MECCANISMI NEGLI ELEMENTI DI COPERTURA - PARETI LATERALI DELL'AULA	1	1	2	3	0	0,0	0,0
20	MECCANISMI NEGLI ELEMENTI DI COPERTURA - TRANSETTO	0,5 ÷ 1,0	0	0	0	0	0,0	0,0
21	MECCANISMI NEGLI ELEMENTI DI COPERTURA - ABSIDE E PRESBITERIO	1	1	1	3	0	0,0	0,0
22	RIBALTAMENTO DELLE CAPPELLE	0,5 ÷ 1,0	0,5	1	1	0	0,0	0,0
23	MECCANISMI DI TAGLIO NELLE PARETI DELLE CAPPELLE	0,5 ÷ 1,0	0,5	1	0	0	0,5	0,0
24	VOLTE DELLE CAPPELLE	0,5 ÷ 1,0	0,5	2	2	0	0,0	0,0
25	INTERAZIONI IN PROSSIMITA' DI IRREGOLARITA' PLANO-ALTIMETRICHE	0,5 ÷ 1,0	1	0	0	0	0,0	0,0
26	AGGETTI (VELA, GUGLIE, PINNACOLI, STATUE)	0,5 ÷ 1,0	0	0	0	0	0,0	0,0
27	TORRE CAMPANARIA	1	1	0	0	0	0,0	0,0
28	CELLA CAMPANARIA	1	1	0	0	0	0,0	0,0
	TOTALE		15,5				0,5	0,0

Indice di vulnerabilità:

$$i_v = \frac{1}{6} \frac{\sum_{k=1}^{28} \rho_k \cdot (v_{ki} - v_{kp})}{\sum_{k=1}^{28} \rho_k} + \frac{1}{2} = \frac{0,5}{6 \cdot 15,5} + \frac{1}{2} = 0,505$$

Indice di danno:

$$i_d = \frac{1}{5} \frac{\sum_{k=1}^{28} \rho_k \cdot d_k}{\sum_{k=1}^{28} \rho_k} = \frac{0}{5 \cdot 15,5} = 0,000$$

Accelerazione al suolo (SLV):

$$a_{SLV} \cdot S = 0,025 \cdot 1,8^{5,1-3,44 \cdot i_v} = 0,025 \cdot 1,8^{5,1-3,44 \cdot 0,505} = 0,180 \cdot g$$

Periodo di ritorno di riferimento dell'azione sismica (SLV):

$$T_{SLV} = T_{R1} \cdot 10^{\log(T_{R2}/T_{R1}) \cdot \log(a_{SLV} \cdot S / F_C \cdot a_1 \cdot S_1) / \log(a_2 \cdot S_2 / a_1 \cdot S_1)} = 294 \text{ anni}$$

dove:

$T_{R1} = 75$ anni ; $a_1 = 0,0497$ g ; $S_1 = 1,500$; $T_{R2} = 712$ anni ; $a_2 = 0,1299$ g; $S_2 = 1,500$; $F_C = 1,35$

Indice di sicurezza sismica:

$$I_{S,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}} = \frac{294}{712} = 0,412$$

Vita nominale:

$$V_N = -\frac{T_{SLV}}{C_U} \cdot \ln(1 - P_{VR}) = 21 \text{ anni}$$

dove il coefficiente d'uso C_U è uguale a 1,5 e la probabilità di superamento P_{VR} è uguale a 0,1.

Fattore di accelerazione:

$$f_{S,SL} = \frac{a_{SLV}}{F_C \cdot a_{R,SLV}} = \frac{0,1800 \cdot g}{1,500 \cdot 1,35 \cdot 0,1299 \cdot g} = 0,684$$

7. ANALISI CINEMATICA DEI MECCANISMI DI COLLASSO

Come indicato nell'Appendice C8A.4 della Circolare n° 617 del 2 febbraio 2009 - "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008, le verifiche con riferimento ai meccanismi locali di danno e di collasso possono essere svolte tramite l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico, che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e sulla valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematismo. I meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione, nel caso in esame, sono stati individuati sulla base degli stati fessurativi che si sono presentati in seguito agli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012.

Per ogni meccanismo locale preso in esame, il metodo si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- valutazione del moltiplicatore dei carichi orizzontali (sismici) α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- calcolo dell'accelerazione di attivazione del meccanismo a_0^* ;
- verifiche di sicurezza mediante il confronto dell'accelerazione di attivazione del meccanismo con l'accelerazione del sisma di progetto;
- valutazione del livello di sicurezza nello stato di fatto e in seguito alla realizzazione degli interventi proposti.

Dal punto di vista operativo, per il calcolo del moltiplicatore di attivazione del meccanismo si utilizzerà un metodo basato sul Principio dei Lavori Virtuali.

Per l'applicazione di tale metodo si considerano le seguenti forze:

- i pesi propri dei blocchi;
- i carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi di solai, coperture, ecc.);
- un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati (carichi sismici);
- eventuali forze esterne (ad es. carichi spingenti di archi e volte, dispositivi di vincolo quali catene metalliche, ecc.).

Tale metodo, basato sul Principio dei Lavori Virtuali, non consente di tenere in conto forze attrattive e coesive, essendo queste dissipative e in contrasto con le ipotesi base del metodo, pertanto si assume implicitamente che la resistenza al sisma del meccanismo considerato sia dovuta fondamentalmente alla forma stessa della catena cinematica. Tale assunzione, nel caso in cui l'attrito e la coesione fossero di entità rilevante, risulta comunque a favore di sicurezza. Si terrà

invece conto della limitata resistenza a compressione della muratura, considerando le cerniere adeguatamente arretrate rispetto allo spigolo della sezione.

Il moltiplicatore α_0 si ottiene uguagliando il lavoro eseguito dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale definito assegnando una rotazione virtuale θ_k al generico blocco k, in funzione della quale è possibile determinare gli spostamenti delle diverse forze applicate nella rispettiva direzione:

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

dove:

- n è il numero di tutte le forze peso applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;
- m è il numero di forze peso non direttamente gravanti sui blocchi, le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- o è il numero di forze esterne, non applicate a masse, applicate ai diversi blocchi;
- P_i è la generica forza peso applicata;
- P_j è la generica forza peso, non direttamente applicata sui blocchi, la cui massa per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;
- $\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell'i-esimo peso P_i ;
- $\delta_{x,j}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione del j-esimo peso P_j ;
- $\delta_{y,i}$ è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione del i-esimo peso P_i ;
- F_h è la generica forza esterna applicata ad un blocco;
- δ_h è lo spostamento virtuale del punto dove è applicata la h-esima forza esterna;
- L_{fi} è il lavoro di eventuali forze interne.

Il passaggio dal moltiplicatore α_0 alla accelerazione α_0^* si effettua tramite le seguenti formule, desunte dalla Circolare n.617 del 2009 e da applicare nell'ordine in cui sono riportate:

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

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

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

dove:

g è l'accelerazione di gravità;

e* è la frazione di massa partecipante della struttura;

FC è il fattore di confidenza, che nel caso in esame è stato assunto pari a 1,35 (livello di conoscenza LC1);

n+m è il numero delle forze peso P_i applicate, le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;

$\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell'i-esimo peso P_i ;

M^* è la massa partecipante al cinematismo.

Le uniche verifiche di sicurezza richieste dalla Circolare del 2009 per gli edifici esistenti sono quelle a stato limite ultimo (SLU) e, in particolare, quelle relative alla salvaguardia della vita (SLV). La norma distingue i meccanismi di collasso di pareti sostanzialmente appoggiate a terra da quelli che avvengono in quota. Per i primi va svolta solamente la prima delle due verifiche riportate di seguito, mentre per i secondi dovranno essere soddisfatte entrambe le verifiche.

Per i meccanismi di collasso che avvengono sostanzialmente a terra, la condizione da rispettare è la seguente:

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot (P_{VR}) \cdot S}{q}$$

dove:

a_0^* è l'accelerazione di attivazione del meccanismo;

a_g è l'accelerazione orizzontale massima del terreno relativa allo SLV;

S è un coefficiente relativo alla topografia e alla stratigrafia del sito in esame, definito dalle Norme Tecniche delle Costruzioni;

q è il fattore di struttura.

Nel caso di meccanismi di collasso che avvengono in quota, la condizione da rispettare è invece:

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q}$$

dove:

T_1 è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura, che può essere valutato con la formula semplificata proposta dalle Norme Tecniche delle Costruzioni $T_1 = 0,05 H^{3/4}$, con

H è l'altezza dell'edificio in metri;

$S_e(T_1)$ è lo spettro elastico orizzontale in accelerazione, definito secondo le NTC, calcolato per il periodo T_1 ;

Z è l'altezza in metri, rispetto alla fondazione dell'edificio, della cerniera di rotazione considerata per il meccanismo;

$\psi(Z)$ è il primo modo di vibrazione dell'edificio nella direzione considerata, normalizzato ad 1 in sommità all'edificio; in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto pari a Z / H , dove H è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione;

γ è il coefficiente di partecipazione modale.

Dall'analisi del quadro fessurativo manifestatosi a seguito del sisma del maggio 2012, è stato possibile individuare i meccanismi di collasso più probabili per l'edificio in esame, che, nella fattispecie, sono costituiti dal ribaltamento della facciata, del timpano e delle pareti longitudinali.

Fatta eccezione per il ribaltamento delle pareti longitudinali, le cui verifiche verranno trattate a parte nel prossimo paragrafo, l'analisi di tali meccanismi, secondo le modalità descritte nel precedente paragrafo, ha permesso di calcolare il valore dell'indice di resistenza espresso in termini di fattore di accelerazione, ovvero come rapporto fra l'accelerazione che determina il raggiungimento dello stato limite considerato e l'accelerazione di riferimento per il sito in esame.

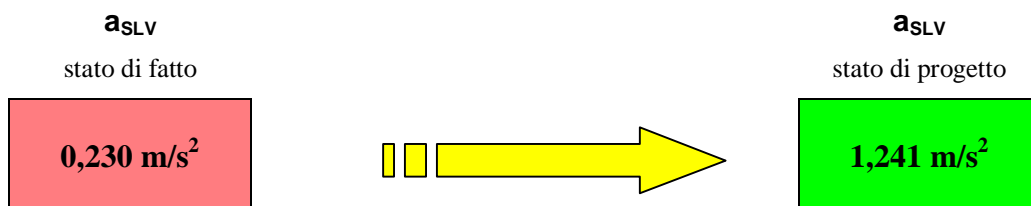
Le verifiche numeriche, riportate nell'Allegato 3 alla presente relazione, sono state condotte dapprima nello stato di fatto e poi nello stato di progetto nel quale, tra le forze stabilizzanti, si è inclusa la forza di trattenuta esercitata dai tiranti nella dimensione e con le caratteristiche meccaniche previste. Di seguito si riporta il confronto tra i valori dell'accelerazione massima sopportabili dall'edificio e fra gli indici di resistenza ottenuti per il meccanismi esaminati, prima e dopo l'intervento di riparazione e miglioramento sismico proposto.

Accelerazione sismica di riferimento per il sito in esame

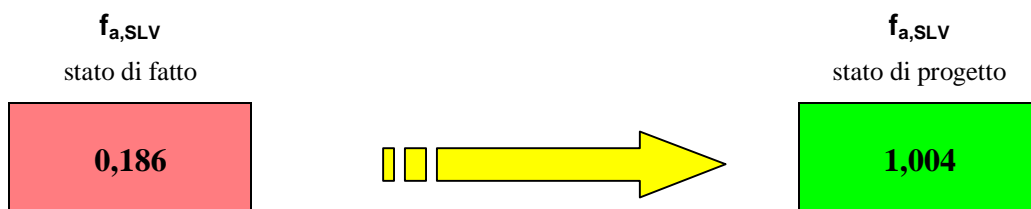
$$a_{SLV} = 0,126 \text{ g} = 1,236 \text{ m / s}^2$$

MECCANISMO N. 1 – RIBALTAMENTO DELLA FACCIATA

Accelerazione sismica massima sopportabile dalla struttura

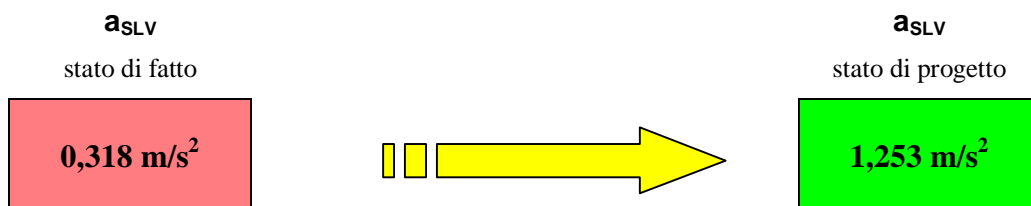


Fattore di accelerazione

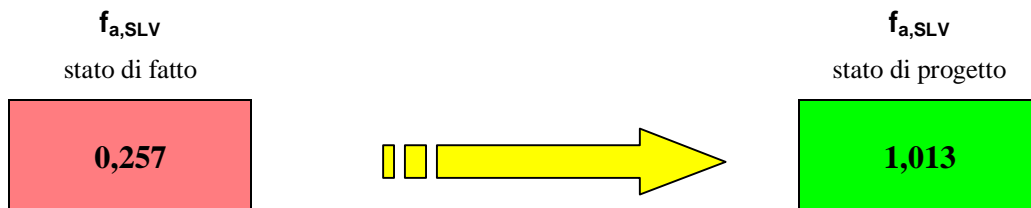


MECCANISMO N. 2 – RIBALTAMENTO DELLA FACCIATA SOPRA CORNICE

Accelerazione sismica massima sopportabile dalla struttura

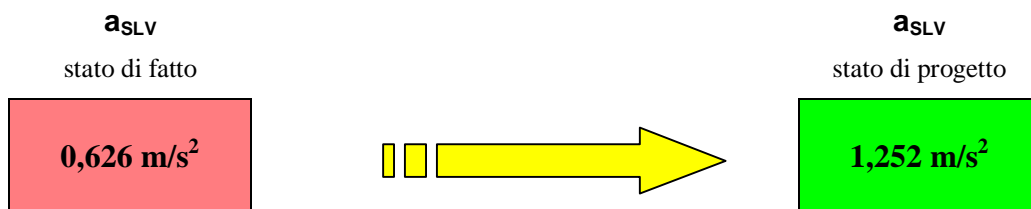


Fattore di accelerazione

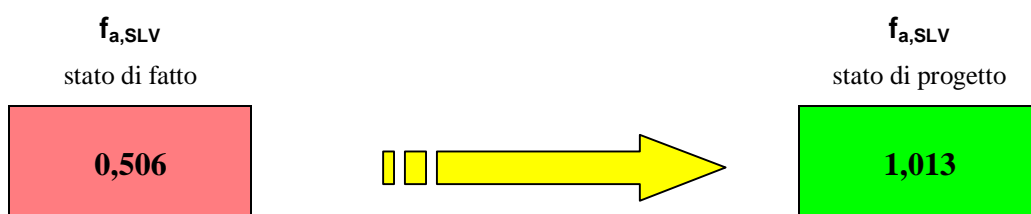


MECCANISMO N. 3 – RIBALTAMENTO DEL TIMPANO

Accelerazione sismica massima sopportabile dalla struttura



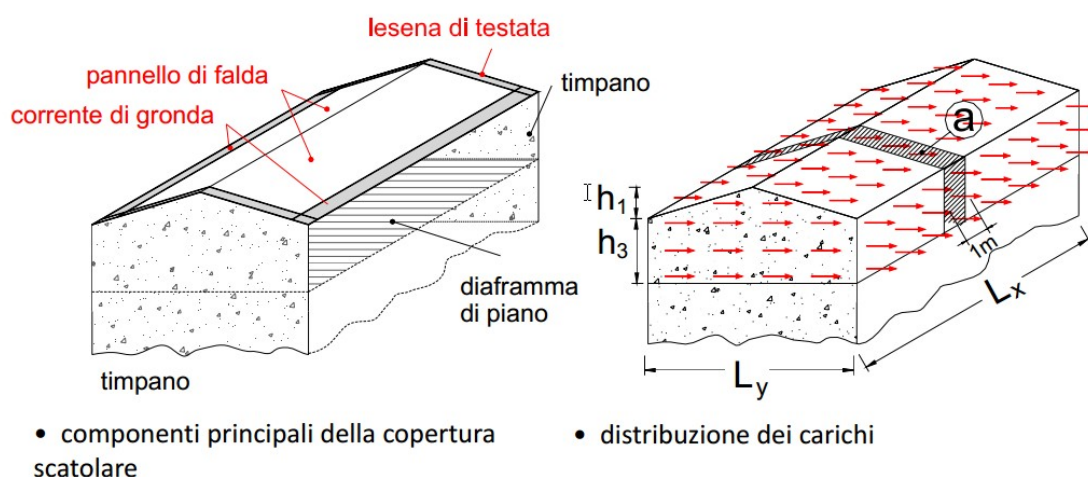
Fattore di accelerazione



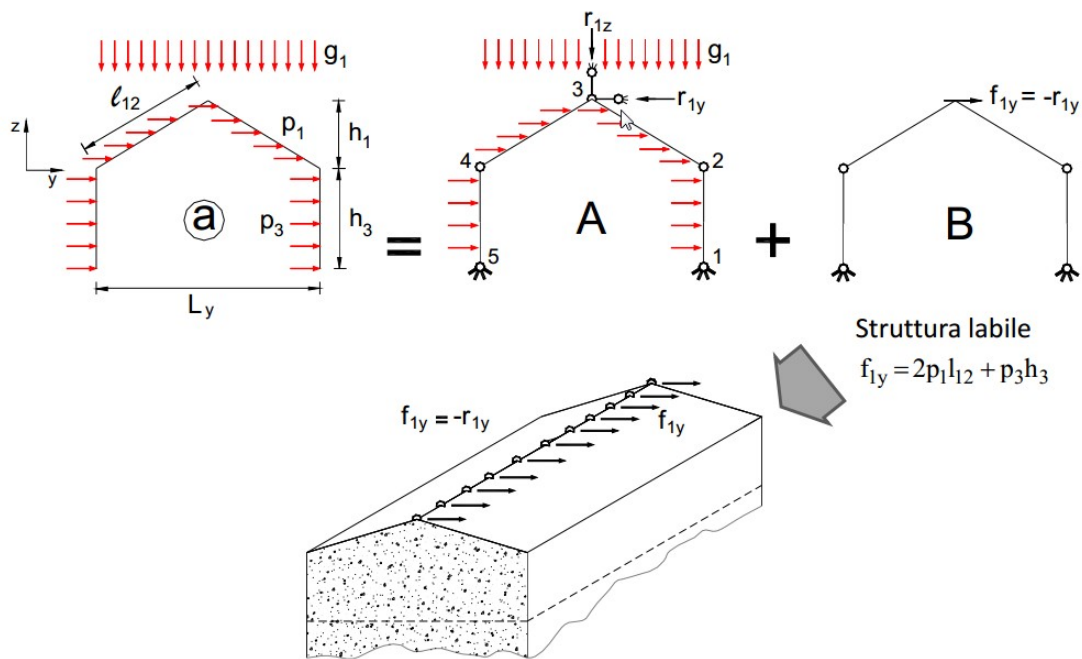
8. DIMENSIONAMENTO DELLA COPERTURA SCATOLARE

Per contrastare il ribaltamento delle pareti perimetrali, si intendono realizzare una serie di interventi, consistenti nella formazione, sopra la struttura di copertura esistente, di un diaframma di falda, costituito da un doppio assito strutturale ligneo, ancorato alle pareti perimetrali mediante un corrente di gronda in acciaio, con la finalità di creare una copertura scatolare che fornisca alla struttura un vincolo allo spostamento orizzontale.

Con riferimento alla figura sopra riportata, si possono definire le seguenti grandezze:



L_x	dimensione longitudinale della copertura
L_y	dimensione trasversale della copertura
h_1	distanza tra il piano di gronda e la linea di colmo
h_3	altezza delle pareti longitudinali
s	spessore delle pareti longitudinali
α	inclinazione della copertura



Dal punto di vista statico, la struttura di copertura può essere schematizzata con una serie di telai, come quello riportato nella figura qui sopra, su cui agiscono i carichi verticali dovuti ai pesi propri della copertura e delle murature e le forze sismiche orizzontali generate dagli stessi carichi verticali. Le azioni sismiche possono essere calcolate come forze statiche, equivalenti alle forze di inerzia indotte dal sisma, valutate convenzionalmente mediante un'analisi statica lineare. Adottando tale tipo di analisi, la forza da applicare a ciascuna massa è data dalla formula seguente:

dove:

$$F_h = \frac{S_d(T_1) \cdot W}{g}$$

$$S_d(T_1) = \frac{A_g \cdot F_0 \cdot S}{q}$$

è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto, funzione del primo periodo di vibrazione T_1 della struttura e W è la massa dell'elemento a cui deve essere applicata l'azione sismica.

Le azioni sismiche agenti sulla copertura e sulle murature longitudinali pertanto risultano rispettivamente:

$$p_1 = \frac{S_d(T_1) \cdot G_1}{g}$$

$$p_3 = \frac{S_d(T_1) \cdot s \cdot \gamma_m}{g}$$

dove G_1 è il carico per unità di superficie agente sulla copertura e γ_m è il peso specifico della muratura.

Con riferimento allo schema statico riportato in figura, la distribuzione delle forze orizzontali lungo la linea di colmo f_{1y} risulta:

$$f_{1y} = 2 \cdot p_1 \cdot l_{12} + p_3 \cdot h_3$$

dove:

$$l_{12} = \sqrt{\left(\frac{L_y}{2}\right)^2 + h_1^2}$$

Considerando la linea di colmo come una trave semplicemente appoggiata sui timpani di testata e soggetta al carico uniforme appena calcolato, il massimo momento in campata M , il taglio agli appoggi V_1 e il flusso degli sforzi tangenziali q_1 lungo i pannelli in legno risultano:

$$M = \frac{f_{1y} \cdot L_x^2}{8}$$

$$V_1 = \frac{f_{1y} \cdot L_x}{2}$$

$$q_1 = \frac{V_1}{L_y}$$

Definito t lo spessore dei pannelli, lo sforzo tangenziale massimo su di essi sarà pari a:

$$\tau_w = \frac{q_1}{t}$$

e dovrà essere inferiore alla resistenza a taglio di progetto del pannello.

L'interasse minimo dei chiodi Δx_c delle chiodature tra i pannelli dovrà essere quindi inferiore a:

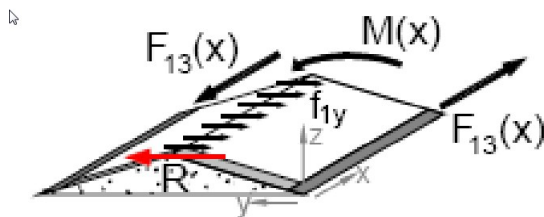
$$\Delta x_c = \frac{V_c}{q_1}$$

dove si considera l'impiego di chiodi di diametro 4 mm, aventi resistenza V_c . Per la connessione tra i pannelli di legno e i correnti di gronda verranno invece utilizzate delle viti autofilettanti aventi resistenza V_v . L'interasse minimo tra le connessioni dovrà essere inferiore a:

$$\Delta x_v = \frac{V_v}{q_1}$$

L'azione assiale agente sui correnti di gronda risulterà quindi:

$$F_{13} = \frac{M}{L_y}$$



Considerando che il corrente lavori con una tensione ridotta σ_s di 100 N/mm^2 , l'area minima della sua sezione dovrà essere maggiore o uguale a:

$$A_{C13} = \frac{F_{13}}{\sigma_s}$$

Al fine di evitare il sollevamento del corrente compresso per effetto dell'instabilità e per trasferire il taglio alle pareti di testata verranno disposti ancoraggi e viti filettate di collegamento ai muri perimetrali ed ai pannelli. Una volta calcolate l'area A , il momento di inerzia J e il raggio minimo d'inerzia ρ della sezione, è possibile ricavare i valori dell'effettiva tensione del corrente σ_s e il fattore di riduzione della tensione nell'acciaio χ :

$$\sigma_s = \frac{F_{13}}{A} \Rightarrow \chi = \frac{\sigma_s}{f_{yk}}$$

ai quali corrisponde una snellezza massima λ .

L'interasse minimo degli ancoraggi Δx_a per evitare il sollevamento del corrente compresso per effetto dell'instabilità può essere ricavato con la seguente relazione:

$$\Delta x_a = 2 \cdot \lambda \cdot l_0$$

L'azione di taglio trasversale V_d che deve essere trasferita dalle pareti alla copertura risulta pari a:

$$V_d = \frac{p_3 \cdot h_3}{2}$$

Considerando di realizzare gli ancoraggi con barre filettate in acciaio di diametro 16 mm, in grado di trasferire ciascuna un'azione di taglio di progetto V_{dn} pari a 6 kN, l'interasse minimo tra gli ancoraggi Δx_d dovrà essere pari a:

$$\Delta x_d = \frac{V_{dn}}{V_d}$$

Le forze distribuite di sollevamento n_A indotte dall'azione a telaio lungo le pareti perimetrali risultano:

$$n_A = \frac{p_1 \cdot l_{12} \cdot h_1 + p_3 \cdot h_3 \cdot h_1}{L_y} - \frac{g_1^* \cdot l_{12}}{2}$$

dove i carichi verticali sono ridotti al 70% ($g_1^* = 0,7 \cdot g_1$) per considerare la possibile riduzione dell'azione verticale per effetto della componente verticale dell'azione sismica.

I flussi degli sforzi tangenziali q_1 dovranno essere trasferiti ai timpani di testata mediante ancoraggi di tipologia analoga a quelli utilizzati per i correnti di gronda, aventi una resistenza di progetto V_{dn} pari a 6 kN. L'interasse minimo tra gli ancoraggi dovrà essere quindi pari a:

$$\Delta x_t = \frac{V_{dn}}{q_1}$$

La profondità minima di infissione degli ancoraggi verticali lungo i timpani dovrà essere pari a:

$$l_{zt} = \frac{f_z}{s \cdot \gamma_m}$$

dove è la forza di estrazione applicata su ciascun ancoraggio è:

$$f_z = 2 \cdot q_1 \cdot \operatorname{tg} \alpha \cdot \Delta x_t$$

Posto E_w il modulo elastico longitudinale del pannello e G_w il modulo elastico, si possono ricavare i valori delle rigidezze equivalenti mediante le seguenti formule:

$$E_w^* = \frac{k_n \cdot l_p}{2 \cdot A_{wn} + \frac{k_n \cdot l_p}{E_w}}$$

$$G_w^* = \frac{k_n \cdot l_p}{2 \cdot A_{wn} + \frac{k_n \cdot l_p}{G_w}}$$

dove l_p è la larghezza del pannello, A_{wn} è l'area efficace della chiodatura ed è data dal prodotto tra il passo della chiodatura Δx_c e lo spessore del pannello t e k_n è la rigidezza del chiodo, calcolata secondo le indicazioni riportate nella tabella 7-14 delle *"Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno"* (CNR DT 206/2007).

Calcolato inoltre il momento d'inerzia ideale J_{id} della sezione della pannellatura con la seguente formula:

$$J_{id} = \frac{t \cdot L_y^3}{12}$$

la massima inflessione della parete y_e e la rotazione degli appoggi y'_e risultano:

$$y_e = \left[\frac{5}{384} \cdot \frac{f_{1y} \cdot L_x^4}{E_w^* \cdot J_{id}} + \frac{f_{1y} \cdot L_x^2}{8 \cdot G_w^* \cdot L_y \cdot t \cdot \cos \alpha} \right]$$

$$y'_e = f_{1y} \cdot \left[\frac{1}{24} \cdot \frac{L_x^3}{E_w^* \cdot J_{id}} + \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{L_y \cdot t} \cdot \frac{1}{G_w^*} \right]$$

Tali valori dovranno essere inferiori rispettivamente al massimo drift per la muratura, pari a 1/100 dell'altezza h_3 , e al valore 0,005.

Si riportano di seguito i calcoli eseguiti relativi alla copertura della navata principale e alla copertura dell'abside.

VERIFICA COPERTURA NAVATA CENTRALE

MATERIALI (LEGNO E ACCIAIO)

γ_M	1,50		coefficiente parziale di sicurezza per legno massiccio
k_{mod}	0,90		coefficiente per classe di servizio 3 e durata carico istantanea (sisma)
E_k	11.000,00	Mpa	modulo elastico caratteristico assito in legno (C24)
E_w	6.600,00	Mpa	modulo elastico di progetto assito in legno (C24)
G_k	690,00	Mpa	modulo di taglio caratteristico assito in legno (C24)
G_w	414,00	Mpa	modulo di taglio di progetto assito in legno (C24)
ρ_k	700,00	kg/m ³	massa volumica del pannello di legno
f_{yk}	235,00	Mpa	resistenza caratteristica dell'acciaio
f_{yd}	223,00	Mpa	resistenza di progetto dell'acciaio
E	210.000,00	Mpa	modulo elastico acciaio

GEOMETRIA

L_x	20,30	m	dimensione longitudinale della copertura
L_y	12,80	m	dimensione trasversale della copertura
h_1	2,80	m	distanza tra il piano di gronda e la linea di colmo
h_3	6,00	m	altezza delle pareti longitudinali
s	0,60	m	spessore delle pareti longitudinali
α	23,63	°	inclinazione della copertura
l_{12}	6,99	m	larghezza della singola falda nel suo piano

CARICHI E FORZE

G_1	2,00	kN/m ²	carico superficiale applicato
γ_m	18,00	kN/m ³	massa volumica della muratura
$S_d(T_1)/g$	0,320		ordinata dello spettro di risposta di progetto
p_1	0,64	kN/m ²	azione sismica orizzontale agente sulla copertura
p_3	3,46	kN/m ²	azione sismica orizzontale agente sulle murature longitudinali
f_{1y}	29,71	KN/m	distribuzione forze orizzontali sulla linea di colmo
M	1.530,60	KNm	massimo momento flettente agente sulla copertura
V_1	301,60	KN	massima forza di taglio agli appoggi
q_1	23,56	kN/m	flusso degli sforzi tangeziali

SPESSORE ASSITO

t	50,00	mm	spessore totale assito in legno
τ_w	0,47	Mpa	tensione tangenziale massima
τ_0	2,40	Mpa	resistenza a taglio di progetto
SI			VERIFICA SPESSORE TOTALE ASSITO

CONNESSIONI ASSITO

V_n	1,39	kN	resistenza di progetto a taglio chiodi anker 4x50
q_n	23,56	kN/m ²	flusso degli sforzi tangenziali massimo nel pannello
Δy_n	250,00	mm	interasse tra le connessioni in direzione longitudinale
$\Delta x_{n,min}$	236,31	mm	interasse massimo tra le connessioni in direzione trasversale
Δx_n	200,00	mm	interasse di progetto tra le connessioni in direzione trasversale
	SI		VERIFICA INTERASSE CONNESSIONI ASSITO

CORRENTI DI GRONDA IN ACCIAIO

F_{13}	119,58	KN	azione assiale agente sui correnti di gronda
$\sigma_{s,max}$	120,00	Mpa	massima tensione di progetto ammessa per l'acciaio
A_{c13}	996,48	mm ²	area minima sezione del corrente di gronda
b	200,00	mm	larghezza corrente di gronda
h	8,00	mm	spessore corrente di gronda
A	1.600,00	mm ²	area corrente di gronda
	SI		VERIFICA SEZIONE DEL CORRENTE DI GRONDA

CONNESSIONI CORRENTI DI GRONDA - ASSITO

V_c	1,49	kN	resistenza di progetto a taglio chiodi anker 4x50 con piatto in acciaio sp. 8 mm
q_c	23,56	kN/m	flusso degli sforzi tangenziali massimo nel pannello
m_{ef}	0,70		coefficiente correlato al numero di connessioni
$\Delta x_{n,min}$	44,27	mm	interasse massimo tra le connessioni
Δx_n	40,00	mm	interasse di progetto tra le connessioni
	SI		VERIFICA INTERASSE CONNESSIONI CORRENTI DI GRONDA - ASSITO

ANCORAGGI CORRENTI DI GRONDA IN ACCIAIO (INSTABILITA')

J	8.533,33	mm ⁴	momento d'inerzia corrente di gronda
ρ	2,31	mm	raggio d'inerzia del corrente di gronda
α	0,49		coefficiente d'imperfezione per curva c
λ_1	93,91		snellezza critica acciaio
$\underline{\lambda}$	1,68		snellezza adimensionale corrente di gronda
λ	157,93		snellezza corrente di gronda
N_{cr}	132,96	kN	carico critico euleriano
$\Delta x_{a,min}$	72,95	cm	interasse massimo tra gli ancoraggi per instabilità
Δx_a	50,00	cm	interasse di progetto tra gli ancoraggi
	SI		VERIFICA INTERASSE ANCORAGGI CORRENTE DI GRONDA (INSTABILITA')

INFISSIONE ANCORAGGI CORRENTI DI GRONDA IN ACCIAIO

n_a	5,52	kN/m	forza di distribuite di sollevamento corrente di gronda
$l_{za,min}$	51,12	cm	profondità minima d'infissione ancoraggi corrente di gronda
l_{zt}	150,00	cm	profondità d'infissione ancoraggi corrente di gronda (barre verticali Ø12)
	SI		VERIFICA PROFONDITA' INFISSIONE ANCORAGGI CORRENTE DI GRONDA

ANCORAGGI CORRENTI DI GRONDA IN ACCIAIO (TAGLIO)

V_d	10,38	kN/m	azione di taglio trasversale trasferita alle pareti laterali dalla copertura
V_s	6,00	kN	resistenza a taglio degli ancoraggi
$\Delta x_{d,min}$	57,80	cm	interasse massimo tra gli ancoraggi per azioni di taglio
Δx_d	50,00	cm	interasse di progetto tra gli ancoraggi
	SI		VERIFICA INTERASSE ANCORAGGI CORRENTE DI GRONDA (TAGLIO)

ANCORAGGI CORRENTI DI TESTATA IN ACCIAIO (TAGLIO)

V_s	6,00	kN	resistenza a taglio degli spinotti
q_{t2}	23,56	kN/m	sforzo di taglio assorbito dagli spinotti
$\Delta x_{t,min}$	25,46	cm	interasse massimo tra le connessioni
Δx_t	25,00	cm	interasse di progetto tra le connessioni
	SI		VERIFICA INTERASSE ANCORAGGI CORRENTE DI TESTATA (TAGLIO)

INFISSIONE ANCORAGGI CORRENTI DI TESTATA IN ACCIAIO

f_z	10,31	kN/m	forza di estrazione sugli ancoraggi
s_t	40,00	cm	spessore muro di testata
$l_{zt,min}$	143,17	cm	profondità minima d'infissione ancoraggi corrente di testata
l_{zt}	150,00	cm	profondità d'infissione ancoraggi corrente di testata
	SI		VERIFICA PROFONDITA' INFISSIONE ANCORAGGI CORRENTE DI TESTATA

DEFORMAZIONE DELLA COPERTURA SCATOLARE

E_w	2.200,00	Mpa	modulo elastico longitudinale ridotto dell'assito
G_w	230,00	Mpa	modulo elastico tangenziale ridotto dell'assito
J_{id}	8,74E+12	mm ⁴	momento d'inerzia della sezione dell'assito
y_e	14,77	mm	massima inflessione della parete
y_{ew}	60,00	mm	deformazione limite allo stato limite di danno
	SI		VERIFICA INFLESSIONE COPERTURA SCATOLARE
γ'_e	2,59E-03		rotazione agli appoggi
γ_{we}	5,00E-03		rotazione limite allo stato limite di danno
	SI		VERIFICA ROTAZIONE AGLI APPOGGI

ALLEGATO 1

**SCHEDE PER LA VALUTAZIONE
DELL'INDICE DI SICUREZZA SISMICA
PRE-INTERVENTO**

SCHEDA PER LA VALUTAZIONE DELL'INDICE DI SICUREZZA SISMICA PRE-INTERVENTO

1 RIBALTAMENTO DELLA FACCIATA

Distacco della facciata dalle pareti o evidenti fuori piombo

4	d_1
---	-------

Presidi antisismici

Presenza di catene longitudinali

Presenza di efficaci elementi di contrasto (contrafforti, corpi addossati, altri edifici)

Ammorsamento di buona qualità tra la facciata e i muri della navata

0	0	v_{1p}
0		
0		

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di elementi spingenti (puntoni di copertura, volte, archi)

Presenza di grandi aperture nelle pareti laterali in vicinanza del cantonale

0	2	v_{1i}
2		

2 MECCANISMI NELLA SOMMITA' DELLA FACCIATA

Ribaltamento del timpano, con lesione orizzontale o a V - Disgregazione della muratura
scorrimento del cordolo - Rotazione delle capriate

Presidi antisismici

Presenza di collegamenti puntuali con gli elementi della copertura

Presenza di controventi di falda

Presenza di cordoli leggeri (metallici reticolari, muratura armata, altro)

5	d_2
---	-------

0	0	v_{2p}
0		
0		

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di grandi aperture (rosone)

Presenza di una sommità a vela di grande dimensione e peso

Cordoli rigidi, trave di colmo in c.a., copertura pesante in c.a.

2	3	v_{2i}
2		
0		

3 MECCANISMI NEL PIANO DELLA FACCIATA

Lesioni inclinate (taglio) - Lesioni verticali o arcuate (rotazione) - Altre fessurazioni o spanciamenti

Presidi antisismici

Presenza di una catena in controfacciata

Contrasto laterale fornito da corpi addossati; chiesa inserita in aggregato

3	d_3
---	-------

0	1	v_{3p}
1		

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di aperture di grandi dimensioni o in numero elevato (anche se tamponate)

Elevata snellezza (rapporto altezza/larghezza)

2	2	v_{3i}
1		

4 PROTIRO - NARTECE

Lesioni negli archi o nella trabeazione per rotazione delle colonne - Distacco della facciata - Martellamento

Presidi antisismici

Presenza di catene

Presenza di colonne/pilastri di adeguata dimensione

0	d_4
---	-------

0	0	v_{4p}
0		

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di elementi spingenti (archi, volte)

0	0	v_{4i}
---	---	----------

5 RISPOSTA TRASVERSALE DELL'AULA

Lesioni negli arconi (con eventuale prosecuzione nella volta) - Rotazioni delle pareti laterali - Lesioni a taglio nelle volte - Fuori piombo e schiacciamento nelle colonne

Presidi antisismici

Presenza di paraste o contrafforti esterni

Presenza di corpi annessi adiacenti

Presenza di catene trasversali

3	d_5
---	-------

0	2	v_{5p}
1		
1		

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di pareti con elevata snellezza

Presenza di volte e archi

1	3	v_{5i}
3		

6 MECCANISMI DI TAGLIO NELLE PARETI LATERALI (RISPOSTA LONGITUDINALE)

Lesioni inclinate (singole o incrociate) - Lesioni in corrispondenza di discontinuità della muratura

2	d_6
---	-------

Presidi antisismici

Muratura uniforme (unica fase costruttiva) e di buona qualità

Presenza di buone architravi nelle aperture

Presenza di cordoli leggeri (metallici reticolari, muratura armata, altro)

0	0	v_{6p}
0		
0		

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di grandi aperture o di ampie zone con muratura di limitato spessore

Cordoli in c.a. molto rigidi, copertura pesante in c.a.

2	2	v_{6i}
0		

7 RISPOSTA LONGITUDINALE DEL COLONNATO NELLE CHIESE A PIU' NAVATE

Lesioni negli archi o negli architravi longitudinali - Schiacciamento e/o lesioni alla base dei pilastri -

Lesioni a taglio nelle volte delle navate laterali

2	d_7
---	-------

Presidi antisismici

Presenza di catene longitudinali

Presenza di contrafforti in facciata

0	0	v_{7p}
0		

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di volte pesanti nella navata centrale

Copertura pesante in c.a., cappe armate di significativo spessore nelle volte

2	2	v_{7i}
0		

8 VOLTE DELLA NAVATA CENTRALE

Lesioni nelle volte dell'aula centrale - Sconnessioni delle volte dagli arconi

4	d_8
---	-------

Presidi antisismici

Presenza di catene in posizione efficace

Presenza di rinfilanchi o frenelli

1	1	v_{8p}
0		

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di carichi concentrati trasmessi dalla copertura

Volte in foglio, specialmente se su campate di grande luce

Presenza di lunette o interruzioni ed irregolarità nel profilo delle volte

0	3	v_{8i}
2		
2		

9 VOLTE DELLE NAVATE LATERALI

Lesioni nelle volte o sconnessioni dagli arconi o dalle pareti laterali

2	d_9
---	-------

Presidi antisismici

Presenza di catene in posizione efficace

Presenza di rinfilanchi o frenelli

0	0	v_{9p}
0		

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di carichi concentrati trasmessi dalla copertura

Volte in foglio, specialmente se su campate di grande luce

Presenza di lunette o interruzioni ed irregolarità nel profilo delle volte

0	2	v_{9i}
2		
0		

10 RIBALTAMENTO DELLE PARETI DI ESTREMITA' DEL TRANSETTO

Distacco della parete frontale dalle pareti laterali - Ribaltamento o disgregazioni del timpano in sommità

0	d_{10}
---	----------

Presidi antisismici

Presenza di catene longitudinali
Presenza di efficaci elementi di contrasto (contrafforti, corpi addossati, altri edifici)
Buon collegamento con la copertura (travi-catena, controventi)
Ammorsamento di buona qualità tra la parete frontale ed i muri laterali
Presenza di cordoli leggeri (metallici reticolari, muratura armata, altro)

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di cordoli rigidi, travi di colmo in c.a., copertura pesante
Presenza di grandi aperture nella parete frontale (rosone) e/o in quelle laterali
Presenza di una sommità a vela di grande dimensione

0	0	V_{10p}
0		
0		
0		
0		

0	0	V_{10i}
0		
0		

11 MECCANISMI DI TAGLIO NELLE PARETI DEL TRANSETTO

Lesioni inclinate (singole o incrociate) - Lesioni attraverso discontinuità

Presidi antisismici

Muratura uniforme (unica fase costruttiva) e di buona qualità
Presenza di buoni architravi nelle aperture
Presenza di cordoli leggeri (metallici reticolari, muratura armata, altro)

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di cordoli rigidi, copertura pesante
Presenza di grandi aperture o di ampie zone con muratura di limitato spessore

0	d_{11}
---	----------

0	0	V_{11p}
0		
0		

0	0	V_{11i}
0		

12 VOLTE DEL TRANSETTO

Lesioni nelle volte o sconnessioni dagli arconi e dalle pareti laterali

Presidi antisismici

Presenza di catene in posizione efficace
Presenza di rinfilanchi o frenelli

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di carichi concentrati trasmessi dalla copertura
Volte in foglio, specialmente se su campate di grande luce
Presenza di lunette o interruzioni ed irregolarità nel profilo delle volte

0	d_{12}
---	----------

0	0	V_{12p}
0		

0	0	V_{12i}
0		
0		

13 ARCHI TRIONFALI

Lesioni nell'arco - Scorrimento di conci - Schiacciamento o lesioni orizzontali alla base dei piedritti

Presidi antisismici

Pareti di contrasto efficaci (basso rapporto luce/larghezza aula, transetto, altri corpi di fabbrica)
Presenza di una catena in posizione efficace
Conci di buona fattura e/o adeguato spessore dell'arco

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di copertura pesante in c.a.
Presenza di cupola o tiburio

2	d_{13}
---	----------

0	1	V_{13p}
1		
0		

2	2	V_{13i}
0		

14 CUPOLA - TAMBURIO / TIBURIO

Lesioni nella cupola (ad arco) con eventuale prosecuzione nel tamburo

Presidi antisismici

Presenza di una cerchiatura esterna, anche a più livelli
Presenza nel tamburo di contrafforti esterni o paraste
Cupola direttamente impostata sugli archi trionfali (assenza del tamburo)

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di grandi aperture nel tamburo
Presenza di carichi concentrati trasmessi dalla copertura

0	d_{14}
---	----------

0	0	V_{14p}
0		
0		

0	0	V_{14i}
0		

15 LANTERNA

Lesioni nel cupolino della lanterna - Rotazioni o scorrimenti dei piedritti

Presidi antisismici

Presenza di catene o di una cerchiatura esterna

Presenza di paraste o contrafforti

Dimensioni contenute rispetto a quelle della cupola

Indicatori di vulnerabilità

Lanterna di elevata snellezza, con grandi aperture e piccoli pilastri

0	d₁₅
---	-----------------------

0	0	v_{15p}
0		
0		

0	0	v_{15i}
---	---	------------------------

16 RIBALTAMENTO DELL'ABSIDE

Lesioni verticali o arcuate nelle pareti dell'abside - Lesioni verticali negli absidi poligonali - Lesioni ad U negli absidi semicirculari

Presidi antisismici

Presenza di cerchiatura (semicircolare e poligonale) o catene (rettangolare)

Presenza di efficaci elementi di contrasto (contrafforti, corpi addossati)

Presenza di copertura controventata, non spingente

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di un forte indebolimento per la presenza di aperture (anche tamponate) nelle pareti

Presenza di volte spingenti

Cordoli rigidi, copertura pesante, puntoni di falda in c.a.

2	d₁₆
---	-----------------------

0	0	v_{16p}
0		
0		

0	2	v_{16i}
2		
0		

17 MECCANISMI DI TAGLIO NEL PRESBITERIO O NELL'ABSIDE

Lesioni inclinate (singole o incrociate) - Lesioni in corrispondenza di discontinuità murarie

Presidi antisismici

Muratura uniforme (unica fase costruttiva) e di buona qualità

Presenza di buoni architravi nelle aperture

Presenza di cordoli leggeri (metallici reticolari, muratura armata, altro)

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di cordoli rigidi, copertura pesante

Presenza di grandi aperture o di ampie zone con muratura di limitato spessore

2	d₁₇
---	-----------------------

0	0	v_{17p}
0		
0		

0	1	v_{17i}
1		

18 VOLTE DEL PRESBITERIO O DELL'ABSIDE

Lesioni nelle volte o sconnessioni dagli arconi o dalle pareti laterali

Presidi antisismici

Presenza di catene in posizione efficace

Presenza di rinfilanchi o frenelli

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di carichi concentrati trasmessi dalla copertura

Volte in foglio, specialmente se su campate di grande luce

Presenza di lunette o interruzioni ed irregolarità nel profilo delle volte

2	d₁₈
---	-----------------------

1	1	v_{18p}
0		

0	2	v_{18i}
1		
2		

19 MECCANISMI NEGLI ELEMENTI DI COPERTURA - PARETI LATERALI DELL'AULA

Lesioni vicine alle teste delle travi lignee, scorrimento delle stesse - Sconnessioni tra cordoli e muratura - Movimenti significativi del manto di copertura

Presidi antisismici

Presenza di cordoli leggeri (metallici reticolari, muratura armata, altro)

Presenza di collegamenti delle travi alla muratura

Presenza di controventi di falda (tavolato incrociato o tiranti metallici)

Presenza di buone connessioni tra gli elementi di orditura della copertura

1	d₁₉
---	-----------------------

0	0	v_{19p}
0		
0		
0		

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di copertura staticamente spingente
Presenza di cordoli rigidi, copertura pesante

2	2	V_{19i}
0		

20 MECCANISMI NEGLI ELEMENTI DI COPERTURA - TRANSETTO

Lesioni vicine alle teste delle travi lignee, scorrimento delle stesse - Sconnessioni tra cordoli e muratura - Movimenti significativi del manto di copertura

0	d_{20}
---	----------

Presidi antisismici

Presenza di cordoli leggeri (metallici reticolari, muratura armata, altro)
Presenza di collegamenti delle travi alla muratura
Presenza di controventi di falda (tavolato incrociato o tiranti metallici)
Presenza di buone connessioni tra gli elementi di orditura della copertura

0	0	V_{20p}
0		
0		
0		

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di copertura staticamente spingente
Presenza di cordoli rigidi, copertura pesante

0	0	V_{20i}
0		

21 MECCANISMI NEGLI ELEMENTI DI COPERTURA - ABSIDE E PRESBITERIO

Lesioni vicine alle teste delle travi lignee, scorrimento delle stesse - Sconnessioni tra cordoli e muratura - Movimenti significativi del manto di copertura

1	d_{21}
---	----------

Presidi antisismici

Presenza di cordoli leggeri (metallici reticolari, muratura armata, altro)
Presenza di collegamenti delle travi alla muratura
Presenza di controventi di falda (tavolato incrociato o tiranti metallici)
Presenza di buone connessioni tra gli elementi di orditura della copertura

0	0	V_{21p}
0		
0		
0		

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di copertura staticamente spingente
Presenza di cordoli rigidi, copertura pesante

1	1	V_{21i}
0		

22 RIBALTAMENTO DELLE CAPPELLE

Distacco della parete frontale dalle pareti laterali

1	d_{22}
---	----------

Presidi antisismici

Presenza di efficaci elementi di contrasto (contrafforti, edifici addossati)
Presenza di cerchiatura o incatenamento
Ammassamento di buona qualità tra la parete frontale ed i muri laterali

0	0	V_{22p}
0		
0		

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di forte indebolimento per la presenza di aperture nelle pareti

1	1	V_{22i}
---	---	-----------

23 MECCANISMI DI TAGLIO NELLE PARETI DELLE CAPPELLE

Lesioni inclinate (singole o incrociate) - Lesioni in corrispondenza di discontinuità murarie

1	d_{23}
---	----------

Presidi antisismici

Muratura uniforme (unica fase costruttiva) e di buona qualità
Presenza di buoni architravi nelle aperture
Presenza di cordoli leggeri (metallici reticolari, muratura armata, altro)

0	0	V_{23p}
0		
0		

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di cordoli rigidi, copertura pesante
Presenza di grandi aperture (anche tamponate), muratura di limitato spessore

0	1	V_{23i}
1		

24 VOLTE DELLE CAPPELLE

Lesioni nelle volte o sconnessioni dalle pareti laterali

2	d_{24}
---	----------

Presidi antisismici

Presenza di catene in posizione efficace

Presenza di rinfianchi o frenelli

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di carichi concentrati trasmessi dalla copertura

Volte in foglio, specialmente se molto ribassate

Presenza di lunette o interruzioni ed irregolarità nel profilo delle volte

0	0	V _{24p}
0		

0	2	V _{24i}
2		
0		

25 INTERAZIONI IN PROSSIMITA' DI IRREGOLARITA' PLANO-ALTIMETRICHE

Movimento in corrispondenza di discontinuità costruttive - Lesioni nella muratura per martellamento

Presidi antisismici

Presenza di un'adeguata connessione fra le murature di fasi diverse

Presenza di catene di collegamento

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di un'elevata differenza di rigidità tra i due corpi

Possibilità di azioni concentrate trasmesse dall'elemento di collegamento

0	d ₂₅
---	-----------------

0	0	V _{25p}
0		

0	0	V _{25i}
0		

26 AGGETTI (VELA, GUGLIE, PINNACOLI, STATUE)

Evidenza di rotazioni permanenti o scorrimento - Lesioni

Presidi antisismici

Presenza di perni di collegamento con la muratura o elementi di ritegno

Elementi di limitata importanza o dimensione

Muratura monolitica (a conci squadrati o comunque di buona qualità)

Indicatori di vulnerabilità

Elementi di elevata snellezza

Appoggio in falso sulle murature sottostanti in falso

Posizione asimmetrica rispetto all'elemento sottostante (specie se l'aggetto ha notevole massa)

0	d ₂₆
---	-----------------

0	0	V _{26p}
0		
0		

0	0	V _{26i}
0		
0		

27 TORRE CAMPANARIA

Lesioni vicino allo stacco dal corpo della chiesa - Lesioni a taglio o scorrimento - Lesioni verticali o arcuate (espulsione di uno o più angoli)

Presidi antisismici

Muratura uniforme (unica fase costruttiva) e di buona qualità

Presenza di catene ai diversi ordini

Presenza di adeguata distanza dalle pareti della chiesa (se adiacente)

Presenza buon collegamento con le pareti della chiesa (se inglobata)

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di aperture significative su più livelli

Vincolo asimmetrico sulle murature alla base (torre inglobata)

Appoggio irregolare a terra della torre (presenza di archi su alcuni lati, pareti a sbalzo)

0	d ₂₇
---	-----------------

0	0	V _{27p}
0		
0		
0		

0	0	V _{27i}
0		
0		

28 CELLA CAMPANARIA

Lesioni negli archi - Rotazioni o scorrimenti dei piedritti

Presidi antisismici

Presenza di piedritti tozzi e/o archi di luce ridotta

Presenza di catene o cerchiature

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di copertura pesante o altre masse significative

Presenza di copertura spingente

0	d ₂₈
---	-----------------

0	0	V _{28p}
0		

0	0	V _{28i}
0		

ALLEGATO 2
SCHEDE PER LA VALUTAZIONE
DELL'INDICE DI SICUREZZA SISMICA
POST-INTERVENTO

SCHEDA PER LA VALUTAZIONE DELL'INDICE DI SICUREZZA SISMICA POST-INTERVENTO

1 RIBALTAMENTO DELLA FACCIATA

Distacco della facciata dalle pareti o evidenti fuori piombo

0		d_1
---	--	-------

Presidi antisismici

Presenza di catene longitudinali

Presenza di efficaci elementi di contrasto (contrafforti, corpi addossati, altri edifici)

Ammorsamento di buona qualità tra la facciata e i muri della navata

3	3	v_{1p}
0		
0		

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di elementi spingenti (punti di copertura, volte, archi)

Presenza di grandi aperture nelle pareti laterali in vicinanza del cantonale

0	2	v_{1i}
2		

2 MECCANISMI NELLA SOMMITÀ DELLA FACCIATA

Ribaltamento del timpano, con lesione orizzontale o a V - Disgregazione della muratura
scorrimento del cordolo - Rotazione delle capriate

Presidi antisismici

Presenza di collegamenti puntuali con gli elementi della copertura

Presenza di controventi di falda

Presenza di cordoli leggeri (metallici reticolari, muratura armata, altro)

0		d_2
---	--	-------

2	3	v_{2p}
2		
0		

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di grandi aperture (rosone)

Presenza di una sommità a vela di grande dimensione e peso

Cordoli rigidi, trave di colmo in c.a., copertura pesante in c.a.

2	3	v_{2i}
2		
0		

3 MECCANISMI NEL PIANO DELLA FACCIATA

Lesioni inclinate (taglio) - Lesioni verticali o arcuate (rotazione) - Altre fessurazioni o spanciamenti

Presidi antisismici

Presenza di una catena in controfacciata

Contrasto laterale fornito da corpi addossati; chiesa inserita in aggregato

0		d_3
---	--	-------

2	2	v_{3p}
1		

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di aperture di grandi dimensioni o in numero elevato (anche se tamponate)

Elevata snellezza (rapporto altezza/larghezza)

2	2	v_{3i}
1		

4 PROTIRO - NARTECE

Lesioni negli archi o nella trabeazione per rotazione delle colonne - Distacco della facciata - Martellamento

Presidi antisismici

Presenza di catene

Presenza di colonne/pilastri di adeguata dimensione

0		d_4
---	--	-------

0	0	v_{4p}
0		

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di elementi spingenti (archi, volte)

0	0	v_{4i}
---	---	----------

5 RISPOSTA TRASVERSALE DELL'AULA

Lesioni negli arconi (con eventuale prosecuzione nella volta) - Rotazioni delle pareti laterali - Lesioni a taglio nelle volte - Fuori piombo e schiacciamento nelle colonne

Presidi antisismici

Presenza di paraste o contrafforti esterni

Presenza di corpi annessi adiacenti

Presenza di catene trasversali

0		d_5
---	--	-------

0	3	v_{5p}
1		
3		

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di pareti con elevata snellezza

Presenza di volte e archi

1	3	v_{5i}
3		

6 MECCANISMI DI TAGLIO NELLE PARETI LATERALI (RISPOSTA LONGITUDINALE)

Lesioni inclinate (singole o incrociate) - Lesioni in corrispondenza di discontinuità della muratura

0	d_6
---	-------

Presidi antisismici

Muratura uniforme (unica fase costruttiva) e di buona qualità

Presenza di buone architravi nelle aperture

Presenza di cordoli leggeri (metallici reticolari, muratura armata, altro)

0	2	v_{6p}
0		
2		

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di grandi aperture o di ampie zone con muratura di limitato spessore

Cordoli in c.a. molto rigidi, copertura pesante in c.a.

2	2	v_{6i}
0		

7 RISPOSTA LONGITUDINALE DEL COLONNATO NELLE CHIESE A PIU' NAVATE

Lesioni negli archi o negli architravi longitudinali - Schiacciamento e/o lesioni alla base dei pilastri - Lesioni a taglio nelle volte delle navate laterali

0	d_7
---	-------

Presidi antisismici

Presenza di catene longitudinali

Presenza di contrafforti in facciata

3	3	v_{7p}
0		

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di volte pesanti nella navata centrale

Copertura pesante in c.a., cappe armate di significativo spessore nelle volte

2	2	v_{7i}
0		

8 VOLTE DELLA NAVATA CENTRALE

Lesioni nelle volte dell'aula centrale - Sconnessioni delle volte dagli arconi

0	d_8
---	-------

Presidi antisismici

Presenza di catene in posizione efficace

Presenza di rinfilanchi o frenelli

2	3	v_{8p}
2		

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di carichi concentrati trasmessi dalla copertura

Volte in foglio, specialmente se su campate di grande luce

Presenza di lunette o interruzioni ed irregolarità nel profilo delle volte

0	3	v_{8i}
2		
2		

9 VOLTE DELLE NAVATE LATERALI

Lesioni nelle volte o sconnessioni dagli arconi o dalle pareti laterali

0	d_9
---	-------

Presidi antisismici

Presenza di catene in posizione efficace

Presenza di rinfilanchi o frenelli

0	2	v_{9p}
2		

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di carichi concentrati trasmessi dalla copertura

Volte in foglio, specialmente se su campate di grande luce

Presenza di lunette o interruzioni ed irregolarità nel profilo delle volte

0	2	v_{9i}
2		
0		

10 RIBALTAMENTO DELLE PARETI DI ESTREMITA' DEL TRANSETTO

Distacco della parete frontale dalle pareti laterali - Ribaltamento o disgregazioni del timpano in sommità

0	d_{10}
---	----------

Presidi antisismici

Presenza di catene longitudinali
Presenza di efficaci elementi di contrasto (contrafforti, corpi addossati, altri edifici)
Buon collegamento con la copertura (travi-catena, controventi)
Ammorsamento di buona qualità tra la parete frontale ed i muri laterali
Presenza di cordoli leggeri (metallici reticolari, muratura armata, altro)

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di cordoli rigidi, travi di colmo in c.a., copertura pesante
Presenza di grandi aperture nella parete frontale (rosone) e/o in quelle laterali
Presenza di una sommità a vela di grande dimensione

0	0	V_{10p}
0		
0		
0		
0		

0	0	V_{10i}
0		
0		

11 MECCANISMI DI TAGLIO NELLE PARETI DEL TRANSETTO

Lesioni inclinate (singole o incrociate) - Lesioni attraverso discontinuità

Presidi antisismici

Muratura uniforme (unica fase costruttiva) e di buona qualità
Presenza di buoni architravi nelle aperture
Presenza di cordoli leggeri (metallici reticolari, muratura armata, altro)

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di cordoli rigidi, copertura pesante
Presenza di grandi aperture o di ampie zone con muratura di limitato spessore

0	d_{11}
---	----------

0	0	V_{11p}
0		
0		

0	0	V_{11i}
0		

12 VOLTE DEL TRANSETTO

Lesioni nelle volte o sconnessioni dagli arconi e dalle pareti laterali

Presidi antisismici

Presenza di catene in posizione efficace
Presenza di rinfilanchi o frenelli

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di carichi concentrati trasmessi dalla copertura
Volte in foglio, specialmente se su campate di grande luce
Presenza di lunette o interruzioni ed irregolarità nel profilo delle volte

0	d_{12}
---	----------

0	0	V_{12p}
0		

0	0	V_{12i}
0		
0		

13 ARCHI TRIONFALI

Lesioni nell'arco - Scorrimento di conci - Schiacciamento o lesioni orizzontali alla base dei piedritti

Presidi antisismici

Pareti di contrasto efficaci (basso rapporto luce/larghezza aula, transetto, altri corpi di fabbrica)
Presenza di una catena in posizione efficace
Conci di buona fattura e/o adeguato spessore dell'arco

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di copertura pesante in c.a.
Presenza di cupola o tiburio

0	d_{13}
---	----------

0	2	V_{13p}
2		
0		

2	2	V_{13i}
0		

14 CUPOLA - TAMBURIO / TIBURIO

Lesioni nella cupola (ad arco) con eventuale prosecuzione nel tamburo

Presidi antisismici

Presenza di una cerchiatura esterna, anche a più livelli
Presenza nel tamburo di contrafforti esterni o paraste
Cupola direttamente impostata sugli archi trionfali (assenza del tamburo)

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di grandi aperture nel tamburo
Presenza di carichi concentrati trasmessi dalla copertura

0	d_{14}
---	----------

0	0	V_{14p}
0		
0		

0	0	V_{14i}
0		

15 LANTERNA

Lesioni nel cupolino della lanterna - Rotazioni o scorrimenti dei piedritti

Presidi antisismici

Presenza di catene o di una cerchiatura esterna

Presenza di paraste o contrafforti

Dimensioni contenute rispetto a quelle della cupola

Indicatori di vulnerabilità

Lanterna di elevata snellezza, con grandi aperture e piccoli pilastri

0	d ₁₅
---	-----------------

0	0	V _{15p}
0		
0		

0	0	V _{15i}
---	---	------------------

16 RIBALTAMENTO DELL'ABSIDE

Lesioni verticali o arcuate nelle pareti dell'abside - Lesioni verticali negli absidi poligonali - Lesioni ad U negli absidi semicirculari

Presidi antisismici

Presenza di cerchiatura (semicircolare e poligonale) o catene (rettangolare)

Presenza di efficaci elementi di contrasto (contrafforti, corpi addossati)

Presenza di copertura controventata, non spingente

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di un forte indebolimento per la presenza di aperture (anche tamponate) nelle pareti

Presenza di volte spingenti

Cordoli rigidi, copertura pesante, puntoni di falda in c.a.

0	d ₁₆
---	-----------------

2	3	V _{16p}
0		
2		

0	2	V _{16i}
2		
0		

17 MECCANISMI DI TAGLIO NEL PRESBITERIO O NELL'ABSIDE

Lesioni inclinate (singole o incrociate) - Lesioni in corrispondenza di discontinuità murarie

Presidi antisismici

Muratura uniforme (unica fase costruttiva) e di buona qualità

Presenza di buoni architravi nelle aperture

Presenza di cordoli leggeri (metallici reticolari, muratura armata, altro)

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di cordoli rigidi, copertura pesante

Presenza di grandi aperture o di ampie zone con muratura di limitato spessore

0	d ₁₇
---	-----------------

0	2	V _{17p}
0		
2		

0	1	V _{17i}
1		

18 VOLTE DEL PRESBITERIO O DELL'ABSIDE

Lesioni nelle volte o sconnessioni dagli arconi o dalle pareti laterali

Presidi antisismici

Presenza di catene in posizione efficace

Presenza di rinfilanchi o frenelli

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di carichi concentrati trasmessi dalla copertura

Volte in foglio, specialmente se su campate di grande luce

Presenza di lunette o interruzioni ed irregolarità nel profilo delle volte

0	d ₁₈
---	-----------------

2	3	V _{18p}
2		

0	2	V _{18i}
1		
2		

19 MECCANISMI NEGLI ELEMENTI DI COPERTURA - PARETI LATERALI DELL'AULA

Lesioni vicine alle teste delle travi lignee, scorrimento delle stesse - Sconnessioni tra cordoli e muratura - Movimenti significativi del manto di copertura

Presidi antisismici

Presenza di cordoli leggeri (metallici reticolari, muratura armata, altro)

Presenza di collegamenti delle travi alla muratura

Presenza di controventi di falda (tavolato incrociato o tiranti metallici)

Presenza di buone connessioni tra gli elementi di orditura della copertura

0	d ₁₉
---	-----------------

2	3	V _{19p}
2		
2		
2		

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di copertura staticamente spingente

Presenza di cordoli rigidi, copertura pesante

2	2	V_{19i}
0		

20 MECCANISMI NEGLI ELEMENTI DI COPERTURA - TRANSETTO

Lesioni vicine alle teste delle travi lignee, scorrimento delle stesse - Sconnessioni tra cordoli e muratura - Movimenti significativi del manto di copertura

0	d_{20}
---	----------

Presidi antisismici

Presenza di cordoli leggeri (metallici reticolari, muratura armata, altro)

Presenza di collegamenti delle travi alla muratura

Presenza di controventi di falda (tavolato incrociato o tiranti metallici)

Presenza di buone connessioni tra gli elementi di orditura della copertura

0	0	V_{20p}
0		
0		
0		

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di copertura staticamente spingente

Presenza di cordoli rigidi, copertura pesante

0	0	V_{20i}
0		

21 MECCANISMI NEGLI ELEMENTI DI COPERTURA - ABSIDE E PRESBITERIO

Lesioni vicine alle teste delle travi lignee, scorrimento delle stesse - Sconnessioni tra cordoli e muratura - Movimenti significativi del manto di copertura

0	d_{21}
---	----------

Presidi antisismici

Presenza di cordoli leggeri (metallici reticolari, muratura armata, altro)

Presenza di collegamenti delle travi alla muratura

Presenza di controventi di falda (tavolato incrociato o tiranti metallici)

Presenza di buone connessioni tra gli elementi di orditura della copertura

2	3	V_{21p}
2		
2		
2		

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di copertura staticamente spingente

Presenza di cordoli rigidi, copertura pesante

1	1	V_{21i}
0		

22 RIBALTAMENTO DELLE CAPPELLE

Distacco della parete frontale dalle pareti laterali

0	d_{22}
---	----------

Presidi antisismici

Presenza di efficaci elementi di contrasto (contrafforti, edifici addossati)

Presenza di cerchiatura o incatenamento

Ammorsamento di buona qualità tra la parete frontale ed i muri laterali

0	1	V_{22p}
1		
0		

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di forte indebolimento per la presenza di aperture nelle pareti

1	1	V_{22i}
---	---	-----------

23 MECCANISMI DI TAGLIO NELLE PARETI DELLE CAPPELLE

Lesioni inclinate (singole o incrociate) - Lesioni in corrispondenza di discontinuità murarie

0	d_{23}
---	----------

Presidi antisismici

Muratura uniforme (unica fase costruttiva) e di buona qualità

Presenza di buoni architravi nelle aperture

Presenza di cordoli leggeri (metallici reticolari, muratura armata, altro)

0	0	V_{23p}
0		
0		

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di cordoli rigidi, copertura pesante

Presenza di grandi aperture (anche tamponate), muratura di limitato spessore

0	1	V_{23i}
1		

24 VOLTE DELLE CAPPELLE

Lesioni nelle volte o sconnessioni dalle pareti laterali

0	d_{24}
---	----------

Presidi antisismici

Presenza di catene in posizione efficace
Presenza di rinfianchi o frenelli

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di carichi concentrati trasmessi dalla copertura
Volte in foglio, specialmente se molto ribassate
Presenza di lunette o interruzioni ed irregolarità nel profilo delle volte

0	2	V _{24p}
2		

0	2	V _{24i}
2		
0		

25 INTERAZIONI IN PROSSIMITA' DI IRREGOLARITA' PLANO-ALTIMETRICHE

Movimento in corrispondenza di discontinuità costruttive - Lesioni nella muratura per martellamento

Presidi antisismici

Presenza di un'adeguata connessione fra le murature di fasi diverse
Presenza di catene di collegamento

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di un'elevata differenza di rigidità tra i due corpi
Possibilità di azioni concentrate trasmesse dall'elemento di collegamento

0	d ₂₅	
---	-----------------	--

0	0	V _{25p}
0		

0	0	V _{25i}
0		

26 AGGETTI (VELA, GUGLIE, PINNACOLI, STATUE)

Evidenza di rotazioni permanenti o scorrimento - Lesioni

Presidi antisismici

Presenza di perni di collegamento con la muratura o elementi di ritegno
Elementi di limitata importanza o dimensione
Muratura monolitica (a conci squadriati o comunque di buona qualità)

Indicatori di vulnerabilità

Elementi di elevata snellezza
Appoggio in falso sulle murature sottostanti in falso
Posizione asimmetrica rispetto all'elemento sottostante (specie se l'aggetto ha notevole massa)

0	d ₂₆	
---	-----------------	--

0	0	V _{26p}
0		
0		

0	0	V _{26i}
0		
0		

27 TORRE CAMPANARIA

Lesioni vicino allo stacco dal corpo della chiesa - Lesioni a taglio o scorrimento - Lesioni verticali o arcuate (espulsione di uno o più angoli)

Presidi antisismici

Muratura uniforme (unica fase costruttiva) e di buona qualità
Presenza di catene ai diversi ordini
Presenza di adeguata distanza dalle pareti della chiesa (se adiacente)
Presenza buon collegamento con le pareti della chiesa (se inglobata)

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di aperture significative su più livelli
Vincolo asimmetrico sulle murature alla base (torre inglobata)
Appoggio irregolare a terra della torre (presenza di archi su alcuni lati, pareti a sbalzo)

0	d ₂₇	
---	-----------------	--

0	0	V _{27p}
0		
0		
0		

0	0	V _{27i}
0		
0		

28 CELLA CAMPANARIA

Lesioni negli archi - Rotazioni o scorrimenti dei piedritti

Presidi antisismici

Presenza di piedritti tozzi e/o archi di luce ridotta
Presenza di catene o cerchiature

Indicatori di vulnerabilità

Presenza di copertura pesante o altre masse significative
Presenza di copertura spingente

0	d ₂₈	
---	-----------------	--

0	0	V _{28p}
0		

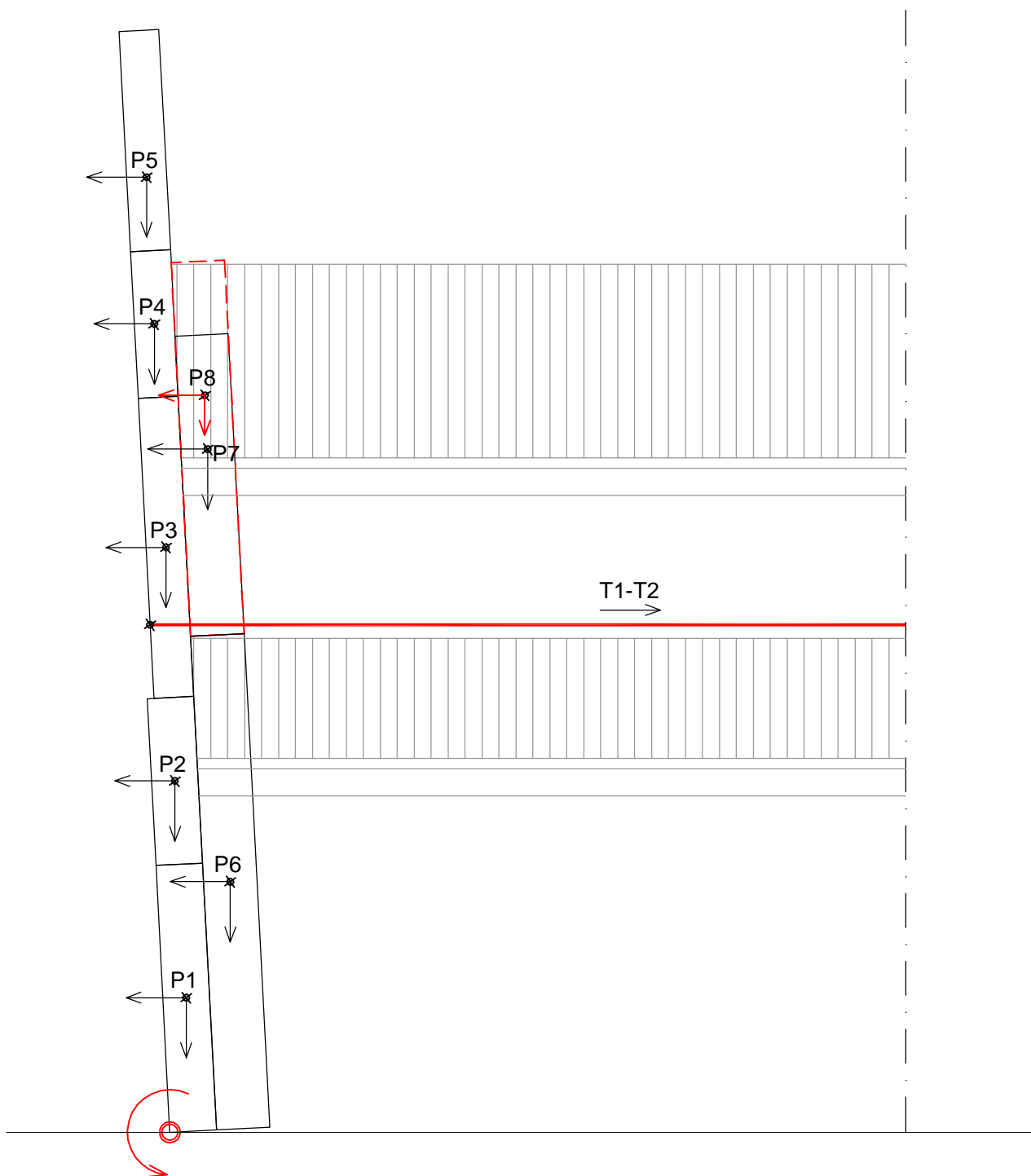
0	0	V _{28i}
0		

ALLEGATO 3

**ANALISI CINEMATICA
DEI MECCANISMI DI COLLASSO**

MECCANISMO DI COLLASSO N.1

RIBALTAMENTO DELLA FACCIATA



MECCANISMO DI COLLASSO N.1

RIBALTAMENTO DELLA FACCIATA

Caratteristiche muratura

Resistenza a compressione media	f_m	(N/cm ²)	240,0
Resistenza a compressione di progetto	f_d	(N/cm ²)	88,9
Resistenza a taglio media	t_0	(N/cm ²)	6,0
Resistenza a taglio di progetto	t_{0d}	(N/cm ²)	2,2

Coefficienti di sicurezza

Fattore confidenza	FC	(adim.)	1,35
Fattore di sicurezza materiale	γ_M	(adim.)	2,00

Dati del fabbricato

Fattore di struttura	η	(adim.)	2,00
Altezza meccanismo	h	(m)	0,00
Altezza edificio	H	(m)	13,00

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (NTC 2008)

Parametri spettrali da NTC 2008 (SLV)

Accelerazione a_g	(g)	0,1260
Amplificazione F_0	(adim)	2,593
Periodo T^*c	(sec)	0,287
Coefficiente S_T	(adim)	-
Coefficiente S_S	(adim)	-
Coefficiente S	(adim)	2,327
Coefficiente C_C	(adim)	-
Periodo T_B	(sec)	0,460
Periodo T_C	(sec)	0,724
Periodo T_D	(sec)	2,104
Periodo edificio T_1	(sec)	0,342

Il sistema di riferimento è costituito da una coppia di assi cartesiani ortogonali aventi origine nella cerniera di rotazione senza tener conto del suo eventuale arretramento t; asse X orizzontale positivo nel verso opposto alla rotazione del muro; asse Y verticale positivo verso l'alto.

Analisi carichi

		Larghezza	Lunghezza	Altezza	Carico unitario	Carico totale
		m	m	m	kg/(u.m.)	kg
P1	Parete facciata - porte	0,70	9,10	4,00	1.800	45.870
P2	Parete facciata sotto cornice	0,70	11,50	2,50	1.800	36.230
P3	Parete facciata - finestre	0,60	9,00	4,50	1.800	43.740
P4	Parete facciata - sopra finestre	0,60	11,50	2,20	1.800	27.330
P5	Timpano	0,60	5,75	3,30	1.800	20.500
P6	Cuneo pareti longitudinali	0,70	1,60	7,40	1.800	14.920
P7	Arco	0,80	3,45		1.800	4.970
P8	Muro sopra arco	0,80	5,55		1.800	8.000

STATO DI FATTO

Forze peso applicate sui blocchi

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	G1 + G2 kg
P1	Parete facciata - porte	0,350	2,000	45.870
P2	Parete facciata sotto cornice	0,350	5,250	36.230
P3	Parete facciata - finestre	0,400	8,750	43.740
P4	Parete facciata - sopra finestre	0,400	12,100	27.330
P5	Timpano	0,400	14,300	20.500
P6	Cuneo pareti longitudinali	1,100	3,700	14.920
P7	Arco	1,100	10,186	4.970
Totale				193.560 kg

Valutazione arretramento cerniera di rotazione

Arretramento polo di rotazione rispetto al filo esterno parete (m):

Resistenza compressione di progetto muratura	(N/cm ²)	89
Larghezza sezione della cerniera	(m)	11,50
Peso totale coinvolto	(kg)	193.560
Arretramento cerniera - $t = 2N / 3 \sigma L$	(m)	0,126

Valutazione degli spostamenti e dei lavori virtuali

Forze peso applicate sui blocchi (carichi verticali)

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	Pi kg	Spost. virtuale δy cm	Pi $\delta y, i$ kg cm
P1	Parete facciata - porte	0,350	2,000	45.870	0,659	30.233
P2	Parete facciata sotto cornice	0,350	5,250	36.230	0,461	16.706
P3	Parete facciata - finestre	0,400	8,750	43.740	0,422	18.476
P4	Parete facciata - sopra finestre	0,400	12,100	27.330	0,218	5.967
P5	Timpano	0,400	14,300	20.500	0,084	1.728
P6	Cuneo pareti longitudinali	1,100	3,700	14.920	3,173	47.341
P7	Arco	1,100	10,186	4.970	2,778	13.806
Totale				193.560 kg		134.257 kg cm

Forze peso applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	Pi kg	Spost. virtuale δx cm	Pi $\delta x, i$ kg cm	Pi $\delta x, i^2$ kg cm ²
P1	Parete facciata - porte	0,350	2,000	45.870	6,994	320.793	2.243.477
P2	Parete facciata sotto cornice	0,350	5,250	36.230	18,336	664.308	12.180.672
P3	Parete facciata - finestre	0,400	8,750	43.740	30,554	1.336.420	40.832.638
P4	Parete facciata - sopra finestre	0,400	12,100	27.330	42,245	1.154.558	48.774.369
P5	Timpano	0,400	14,300	20.500	49,923	1.023.421	51.092.184
P6	Cuneo pareti longitudinali	1,100	3,700	14.920	12,972	193.544	2.510.681
P7	Arco	1,100	10,186	4.970	35,608	176.971	6.301.591
Totale				193.560 kg		4.870.016 kg cm	163.935.613 kg cm²

Forze peso non direttamente applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	Pj kg	Spost. virtuale δx cm	Pj $\delta x, j$ kg cm	Pi $\delta x, i^2$ kg cm ²
Totale				0 kg		0 kg cm	0 kg cm²

Forze esterne

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	Fh kg 0	Spost. virtuale δh cm	Fh δh kg cm 0
Totale				kg		0 kg cm

Valutazione del moltiplicatore di attivazione del cinematismo α_0

$$\alpha_0 = 0,028$$

Calcolo della massa partecipante M^* e della accelerazione a^*_0

Massa partecipante	M^*g	144.673	kg
Coeff.di partecipaz.	e^*	0,747	
Accelerazione di attivazione	a^*_0	0,0273	g
	a^*_0	0,268	m/s ²

Verifica allo stato limite ultimo

Accelerazione al suolo

$$a^*_0 = 0,0273 \text{ g}$$

Ponendo $a_{0^*} = a_{SLV} S / q$, si ricavano:

P(Vr)	1,00	
S	2,33	
a_{SLV}	0,230	m/s ²
$f_{a,SLV}$	0,186	< 1,00 NON VERIFICATO

Livello di sicurezza sismica

T_{SLV}	13	anni
$I_{S,SLV}$	0,018	
V_N	1	anni

STATO DI PROGETTO

Forze peso applicate sui blocchi

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	G1 + G2 kg
P1	Parete facciata - porte	0,350	2,000	45.870
P2	Parete facciata sotto cornice	0,350	5,250	36.230
P3	Parete facciata - finestre	0,400	8,750	43.740
P4	Parete facciata - sopra finestre	0,400	12,100	27.330
P5	Timpano	0,400	14,300	20.500
P6	Cuneo pareti longitudinali	1,100	3,700	14.920
P7	Arco	1,100	10,186	4.970
P8	Muro sopra arco	1,100	10,992	8.000
Totale				201.560 kg

Valutazione arretramento cerniera di rotazione

Arretramento polo di rotazione rispetto al filo esterno parete (m):

Resistenza compressione di progetto muratura	(N/cm ²)	89
Larghezza sezione della cerniera	(m)	11,50
Peso totale coinvolto	(kg)	201.560
Arretramento cerniera - $t = 2N / 3 \sigma L$	(m)	0,131

Valutazione degli spostamenti e dei lavori virtuali

Forze peso applicate sui blocchi (carichi verticali)

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	Pi kg	Spost. virtuale δy cm	Pi $\delta y, i$ kg cm
P1	Parete facciata - porte	0,350	2,000	45.870	0,641	29.397
P2	Parete facciata sotto cornice	0,350	5,250	36.230	0,443	16.046
P3	Parete facciata - finestre	0,400	8,750	43.740	0,404	17.679
P4	Parete facciata - sopra finestre	0,400	12,100	27.330	0,200	5.469
P5	Timpano	0,400	14,300	20.500	0,066	1.355
P6	Cuneo pareti longitudinali	1,100	3,700	14.920	3,155	47.069
P7	Arco	1,100	10,186	4.970	2,760	13.716
P8	Muro sopra arco	1,100	10,992	8.000	2,711	21.685
Totale				201.560 kg		152.417 kg cm

Forze peso applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	Pi kg	Spost. virtuale δx cm	Pi $\delta x, i$ kg cm	Pi $\delta x, i^2$ kg cm ²
P1	Parete facciata - porte	0,350	2,000	45.870	6,993	320.779	2.243.273
P2	Parete facciata sotto cornice	0,350	5,250	36.230	18,336	664.297	12.180.249
P3	Parete facciata - finestre	0,400	8,750	43.740	30,553	1.336.407	40.831.789
P4	Parete facciata - sopra finestre	0,400	12,100	27.330	42,245	1.154.549	48.773.635
P5	Timpano	0,400	14,300	20.500	49,923	1.023.414	51.091.534
P6	Cuneo pareti longitudinali	1,100	3,700	14.920	12,972	193.539	2.510.558
P7	Arco	1,100	10,186	4.970	35,608	176.970	6.301.479
P8	Muro sopra arco	1,100	10,992	8.000	38,421	307.364	11.809.096
Totale				201.560 kg		5.177.319 kg cm	175.741.613 kg cm ²

Forze peso non direttamente applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	Pj kg	Spost. virtuale δx cm	Pj $\delta x, j$ kg cm	Pi $\delta x, i^2$ kg cm ²
Totale				0 kg		0 kg cm	0 kg cm ²

Forze esterne

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Fh	Spost. virtuale δh	Fh δh
		m	m	kg	cm	kg cm
T1	Tirante in acciaio	0,000	7,800	11.500	27,214	312.956
T2	Tirante in acciaio	0,000	7,800	11.500	27,214	312.956
Totale				23.000		625.913
				kg		kg cm

Valutazione del moltiplicatore di attivazione del cinematismo α_0

$\alpha_0 =$ **0,150**

Calcolo della massa partecipante M^* e della accelerazione a_0^*

Massa partecipante	M^*g	152.523	kg
Coeff.di partecipaz.	e^*	0,757	
Accelerazione di attivazione	a_0^*	0,1472	g
	a_0^*	1,444	m/s ²

Verifica allo stato limite ultimo

Accelerazione al suolo

a_0^* 0,1472 g

Ponendo $a_{0^*} = a_{SLV} S / q$, si ricavano:

$P(Vr)$	1,44	
S	2,33	
a_{SLV}	1,241	m/s ²
$f_{a,SLV}$	1,004	>= 1,00
VERIFICATO		

Livello di sicurezza sismica

T_{SLV}	720	anni
$I_{S,SLV}$	1,011	
V_N	>= 50	anni

Verifica tirante

Caratteristiche tirante in acciaio

Tipo Acciaio			S235
Modulo elastico	E	kg/cmq	2.100.000
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	kg/cmq	2.350
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	kg/cmq	3.600
Fattore di sicurezza materiale	γ_{Mo}	adim.	1,05
Coefficiente di espansione termica lineare tirante	α_f	$10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	1,2
Coefficiente di espansione termica lineare muratura	α_m	$10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	0,6
Temperatura posa in opera tirante	t_i	$^\circ\text{C}$	15
Temperatura minima in esercizio	t_{min}	$^\circ\text{C}$	-5
Temperatura massima in esercizio	t_{max}	$^\circ\text{C}$	30
Tensione minima in esercizio	$\sigma_{es,min}$	kg/cmq	100
Variazione di tensione in esercizio = $E (\alpha_a - \alpha_m) (t_i - t_{max})$	$\Delta\sigma_{min}$	kg/cmq	-18,9
Variazione di tensione in esercizio = $E (\alpha_a - \alpha_m) (t_i - t_{min})$	$\Delta\sigma_{max}$	kg/cmq	25,2
Tensione di precompressione = $\sigma_{es,min} - \Delta\sigma_{min}$	σ_p	kg/cmq	118,9
Tensione massima di esercizio = $\sigma_p + \Delta\sigma_{max}$	$\sigma_{es,max}$	kg/cmq	144,1

Verifica tirante

Dimensioni tirante		mm	100x10	
Area sezione tirante	A	cmq	10,0	
Resistenza a trazione tirante	$N_{a,Rd}$	kg	22.381	
Sforzo normale di trazione massimo in caso di sisma	N_{max}	kg	11.500	
Sforzo normale ultimo nel tirante = $A \sigma_{es,max} + N_{max}$	N_u	N	12.941	< $N_{a,Rd}$
				VERIFICATO

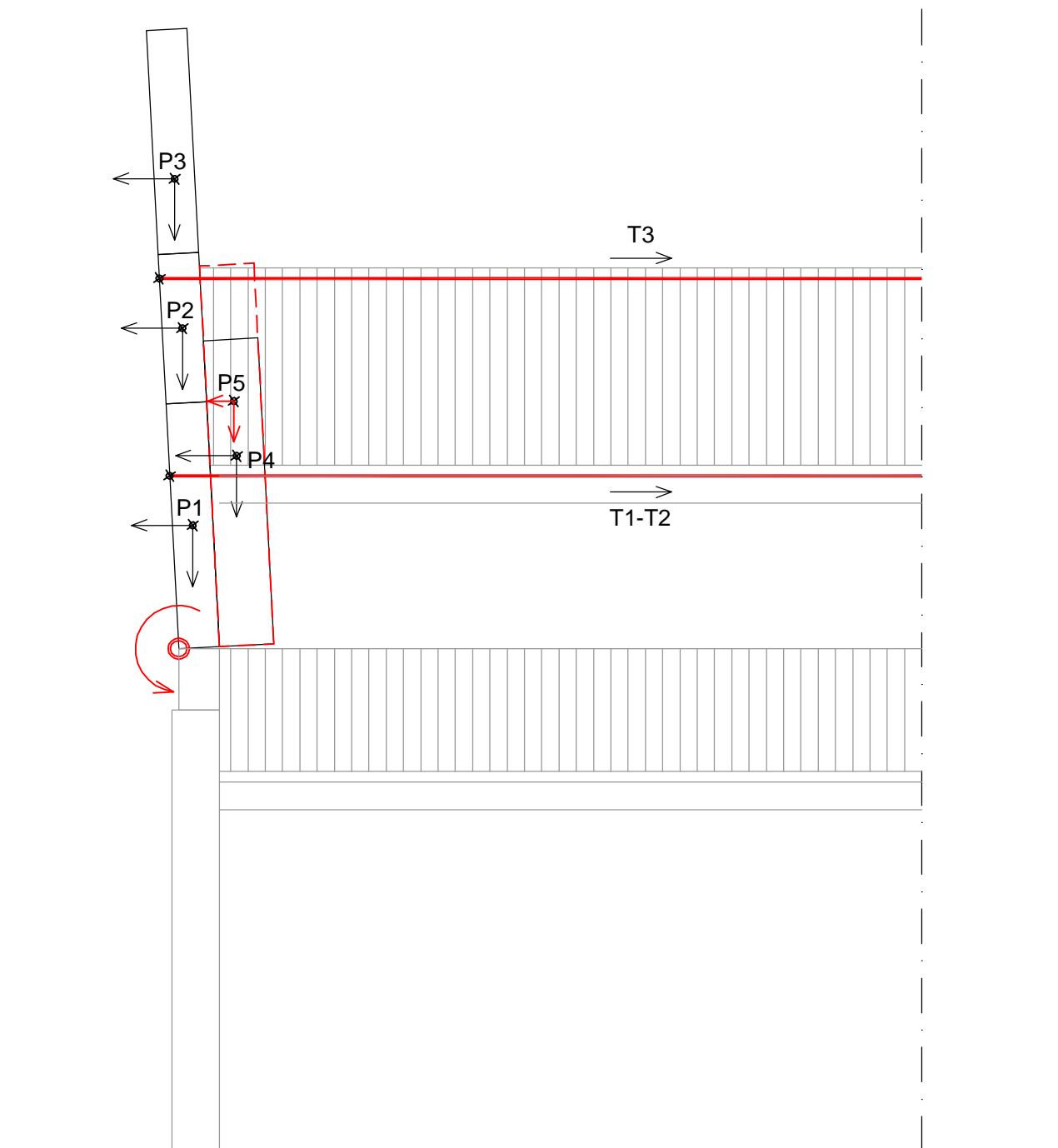
Verifica muratura

Spessore muratura	s	cm	110	*
Larghezza piastra	l	cm	40	
Altezza piastra	a	cm	40	
Superficie laterale solido di distacco = $(4s + 2l + 2a) s$	A_d	cmq	66.000	
Resistenza a taglio muratura per unità di superficie	τ_{0d}	kg/cmq	0,22	
Resistenza a trazione muratura	$N_{m,Rd}$	N	14.520	
Sforzo normale ultimo nel tirante	N_u	N	12.941	< $N_{m,Rd}$
				VERIFICATO

* si considerano le porzioni di muratura (solido di distacco) alle quali viene trasferita la sollecitazione agente sulla piastra. Lo spessore indicato rappresenta il valore medio tra lo spessore della facciata (80 cm) e quello della parete longitudinale fino alla prima lesena (140 cm)

MECCANISMO DI COLLASSO N.2

RIBALTAMENTO DELLA FACCIATA SOPRA CORNICE



MECCANISMO DI COLLASSO N.2

RIBALTAMENTO DELLA FACCIATA SOPRA CORNICE

Caratteristiche muratura

Resistenza a compressione media	f_m	(N/cm ²)	240,0
Resistenza a compressione di progetto	f_d	(N/cm ²)	88,9
Resistenza a taglio media	t_0	(N/cm ²)	6,0
Resistenza a taglio di progetto	t_{0d}	(N/cm ²)	2,2

Coefficienti di sicurezza

Fattore confidenza	FC	(adim.)	1,35
Fattore di sicurezza materiale	γ_M	(adim.)	2,00

Dati del fabbricato

Fattore di struttura	η	(adim.)	2,00
Altezza meccanismo	h	(m)	7,40
Altezza edificio	H	(m)	13,00

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (NTC 2008)

Parametri spettrali da NTC 2008 (SLV)

Accelerazione a_g	(g)	0,1260
Amplificazione F_0	(adim)	2,593
Periodo T^*c	(sec)	0,287
Coefficiente S_T	(adim)	-
Coefficiente S_S	(adim)	-
Coefficiente S	(adim)	2,327
Coefficiente C_C	(adim)	-
Periodo T_B	(sec)	0,460
Periodo T_C	(sec)	0,724
Periodo T_D	(sec)	2,104
Periodo edificio T_1	(sec)	0,342

Il sistema di riferimento è costituito da una coppia di assi cartesiani ortogonali aventi origine nella cerniera di rotazione senza tener conto del suo eventuale arretramento t; asse X orizzontale positivo nel verso opposto alla rotazione del muro; asse Y verticale positivo verso l'alto.

Analisi carichi

		Larghezza	Lunghezza	Altezza	Carico unitario	Carico totale
		m	m	m	kg/(u.m.)	kg
P1	Parete facciata - finestre	0,60	9,00	3,60	1.800	35.000
P2	Parete facciata - sopra finestre	0,60	11,50	2,20	1.800	27.330
P3	Timpano	0,60	5,75	3,30	1.800	20.500
P4	Arco	0,80	3,45		1.800	4.970
P5	Muro sopra arco	0,80	5,55		1.800	8.000

STATO DI FATTO

Forze peso applicate sui blocchi

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	G1 + G2 kg
P1	Parete facciata - finestre	0,300	1,800	35.000
P2	Parete facciata - sopra finestre	0,300	4,700	27.330
P3	Timpano	0,300	6,900	20.500
P4	Arco	1,000	2,786	4.970
Totale				87.800 kg

Valutazione arretramento cerniera di rotazione

Arretramento polo di rotazione rispetto al filo esterno parete (m):

Resistenza compressione di progetto muratura	(N/cm ²)	89
Larghezza sezione della cerniera	(m)	11,50
Peso totale coinvolto	(kg)	87.800
Arretramento cerniera - $t = 2N / 3 \sigma L$	(m)	0,057

Valutazione degli spostamenti e dei lavori virtuali

Forze peso applicate sui blocchi (carichi verticali)

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	Pi kg	Spost. virtuale δy cm	Pi $\delta y, i$ kg cm
P1	Parete facciata - finestre	0,300	1,800	35.000	0,737	25.812
P2	Parete facciata - sopra finestre	0,300	4,700	27.330	0,561	15.328
P3	Timpano	0,300	6,900	20.500	0,427	8.750
P4	Arco	1,000	2,786	4.970	3,120	15.508
Totale				87.800 kg		65.398 kg cm

Forze peso applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	Pi kg	Spost. virtuale δx cm	Pi $\delta x, i$ kg cm	Pi $\delta x, i^2$ kg cm ²
P1	Parete facciata - finestre	0,300	1,800	35.000	6,297	220.384	1.387.694
P2	Parete facciata - sopra finestre	0,300	4,700	27.330	16,418	448.692	7.366.418
P3	Timpano	0,300	6,900	20.500	24,095	493.957	11.902.099
P4	Arco	1,000	2,786	4.970	9,780	48.609	475.414
Totale				87.800 kg		1.211.641 kg cm	21.131.625 kg cm

Forze peso non direttamente applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	Pj kg	Spost. virtuale δx cm	Pj $\delta x, j$ kg cm	Pi $\delta x, i^2$ kg cm ²
				0		0	0
Totale				0 kg		0 kg cm	0 kg cm

Forze esterne

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	Fh kg 0	Spost. virtuale δh cm	Fh δh kg cm 0
Totale				kg		0 kg cm

Valutazione del moltiplicatore di attivazione del cinematismo α_0

$$\alpha_0 = 0,054$$

Calcolo della massa partecipante M^* e della accelerazione a^*_0

Massa partecipante	M^*g	69.473	kg
Coeff.di partecipaz.	e^*	0,791	
Accelerazione di attivazione	a^*_0	0,0505	g
	a^*_0	0,496	m/s ²

Verifica allo stato limite ultimo

Accelerazione al suolo

$$a^*_0 \quad 0,0505 \quad g$$

Ponendo $a_{0^*} = a_{SLV} S / q$, si ricavano:

$P(Vr)$	0,75	
S	2,33	
a_{SLV}	0,426	m/s ²
$f_{a,SLV}$	0,345	< 1,00 NON VERIFICATO

Accelerazione in quota

$$\begin{array}{lll} a^*_0 & 0,0505 & g \\ \psi(Z) & 0,569 & \\ \gamma & 1,100 & \end{array}$$

Ponendo $a_{0^*} = S_{e,SLV}(T_1) \psi(Z) \gamma / q$, si ricavano:

$S_{e,SLV}(T_1)$	1,583	m/s ²
$P(Vr)$	0,94	
a_{SLV}	0,318	m/s ²
$f_{a,SLV}$	0,257	< 1,00 NON VERIFICATO

Livello di sicurezza sismica

$$\begin{array}{lll} T_{SLV} & 27 & \text{anni} \\ I_{S,SLV} & 0,038 & \\ V_N & 2 & \text{anni} \end{array}$$

STATO DI PROGETTO

Forze peso applicate sui blocchi

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	G1 + G2 kg
P1	Parete facciata - finestre	0,300	1,800	35.000
P2	Parete facciata - sopra finestre	0,300	4,700	27.330
P3	Timpano	0,300	6,900	20.500
P4	Arco	1,000	2,786	4.970
P5	Muro sopra arco	1,000	3,592	8.000
Totale				95.800 kg

Valutazione arretramento cerniera di rotazione

Arretramento polo di rotazione rispetto al filo esterno parete (m):

Resistenza compressione di progetto muratura	(N/cm ²)	89
Larghezza sezione della cerniera	(m)	11,50
Peso totale coinvolto	(kg)	95.800
Arretramento cerniera - $t = 2N / 3 \sigma L$	(m)	0,062

Valutazione degli spostamenti e dei lavori virtuali

Forze peso applicate sui blocchi (carichi verticali)

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	Pi kg	Spost. virtuale δy cm	Pi $\delta y, i$ kg cm
P1	Parete facciata - finestre	0,300	1,800	35.000	0,719	25.175
P2	Parete facciata - sopra finestre	0,300	4,700	27.330	0,543	14.830
P3	Timpano	0,300	6,900	20.500	0,409	8.376
P4	Arco	1,000	2,786	4.970	3,102	15.418
P5	Muro sopra arco	1,000	3,592	8.000	3,053	24.425
Totale				95.800 kg		88.224 kg cm

Forze peso applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	Pi kg	Spost. virtuale δx cm	Pi $\delta x, i$ kg cm	Pi $\delta x, i^2$ kg cm ²
P1	Parete facciata - finestre	0,300	1,800	35.000	6,296	220.373	1.387.553
P2	Parete facciata - sopra finestre	0,300	4,700	27.330	16,417	448.683	7.366.133
P3	Timpano	0,300	6,900	20.500	24,095	493.950	11.901.785
P4	Arco	1,000	2,786	4.970	9,780	48.607	475.383
P5	Muro sopra arco	1,000	3,592	8.000	12,593	100.744	1.268.671
Totale				95.800 kg		1.312.357 kg cm	22.399.526 kg cm

Forze peso non direttamente applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	Pj kg	Spost. virtuale δx cm	Pj $\delta x, j$ kg cm	Pi $\delta x, i^2$ kg cm ²
				0		0	0
Totale				0 kg		0 kg cm	0 kg cm

Forze esterne

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Fh	Spost. virtuale δh	Fh δh
		m	m	kg	cm	kg cm
T1	Corrente di gronda	0,000	2,700	6.000	9,419	56.514
T2	Corrente di gronda	0,000	2,700	6.000	9,419	56.514
T3	Corrente di colmo	0,000	5,600	4.500	19,540	87.930
Totale				16.500		200.958
				kg		kg cm

Valutazione del moltiplicatore di attivazione del cinematiso α_0

$\alpha_0 =$ 0,220

Calcolo della massa partecipante M^* e della accelerazione a_0^*

Massa partecipante	M^*g	76.889	kg
Coeff.di partecipaz.	e^*	0,803	
Accelerazione di attivazione	a_0^*	0,2034	g
	a_0^*	1,995	m/s ²

Verifica allo stato limite ultimo

Accelerazione al suolo

a_0^* 0,2034 g

Ponendo $a_{0^*} = a_{SLV} S / q$, si ricavano:

$P(Vr)$	2,00	
S	2,33	
a_{SLV}	1,715	m/s ²
$f_{a,SLV}$	1,387	>= 1,00
VERIFICATO		

Accelerazione in quota

a_0^* 0,2034 g
 $\psi(Z)$ 0,569
 γ 1,100

Ponendo $a_{0^*} = S_{e,SLV}(T_1) \psi(Z) \gamma / q$, si ricavano:

$S_{e,SLV}(T_1)$	6,372	m/s ²
$P(Vr)$	0,10	
a_{SLV}	1,253	m/s ²
$f_{a,SLV}$	1,013	>= 1,00
VERIFICATO		

Livello di sicurezza sismica

T_{SLV} 736 anni
 $I_{S,SLV}$ 1,034
 V_N >= 50 anni

Verifica tirante

Caratteristiche tirante in acciaio

Tipo Acciaio			S235
Modulo elastico	E	kg/cmq	2.100.000
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	kg/cmq	2.350
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	kg/cmq	3.600
Fattore di sicurezza materiale	γ_{Mo}	adim.	1,05
Coefficiente di espansione termica lineare tirante	α_f	$10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	1,2
Coefficiente di espansione termica lineare muratura	α_m	$10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	0,6
Temperatura posa in opera tirante	t_i	$^\circ\text{C}$	15
Temperatura minima in esercizio	t_{min}	$^\circ\text{C}$	-5
Temperatura massima in esercizio	t_{max}	$^\circ\text{C}$	30
Tensione minima in esercizio	$\sigma_{es,min}$	kg/cmq	100
Variazione di tensione in esercizio = $E (\alpha_a - \alpha_m) (t_i - t_{max})$	$\Delta\sigma_{min}$	kg/cmq	-18,9
Variazione di tensione in esercizio = $E (\alpha_a - \alpha_m) (t_i - t_{min})$	$\Delta\sigma_{max}$	kg/cmq	25,2
Tensione di precompressione = $\sigma_{es,min} - \Delta\sigma_{min}$	σ_p	kg/cmq	118,9
Tensione massima di esercizio = $\sigma_p + \Delta\sigma_{max}$	$\sigma_{es,max}$	kg/cmq	144,1

Verifica tirante

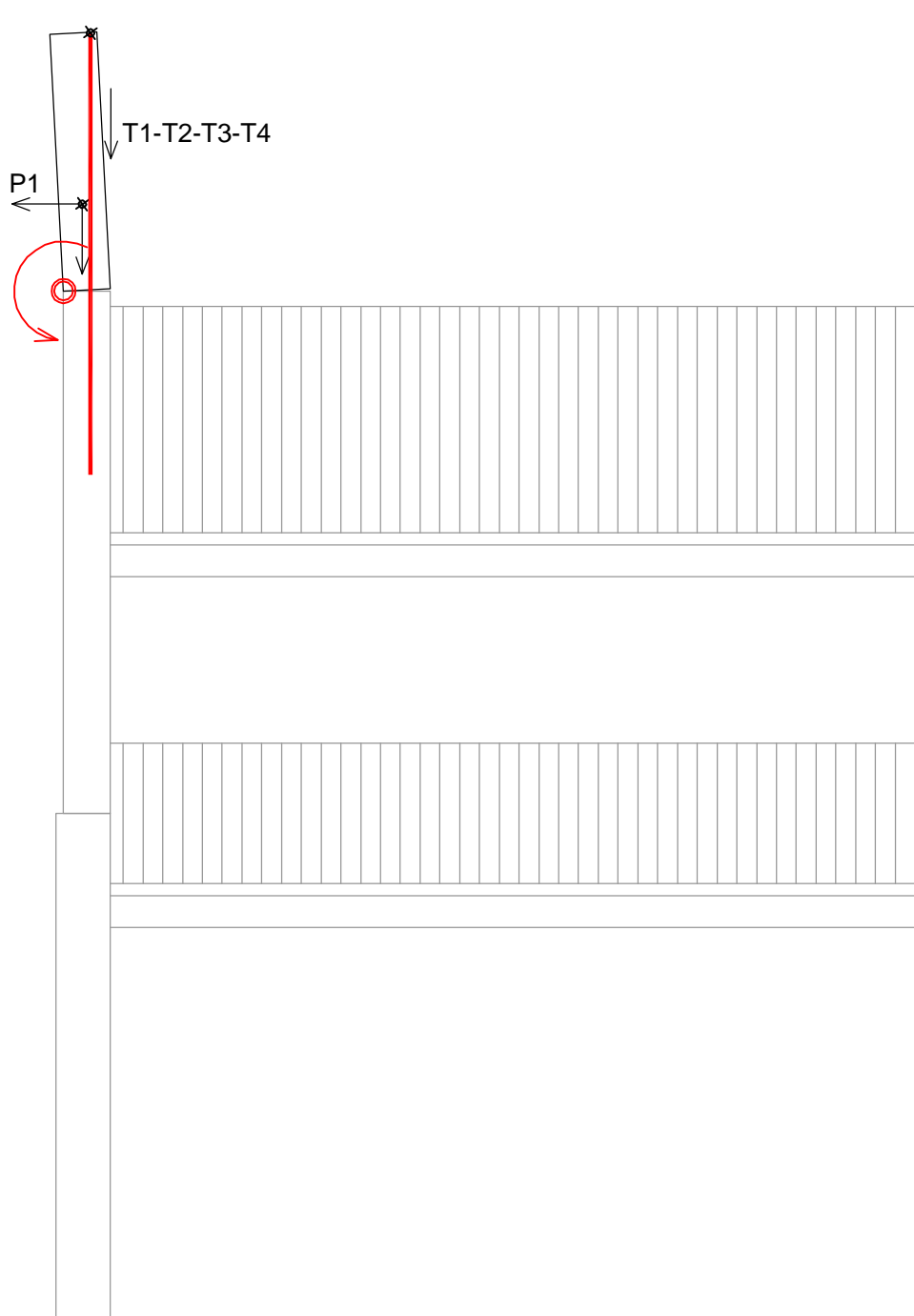
Dimensioni tirante		mm	200x8
Area sezione tirante	A	cmq	16,0
Resistenza a trazione tirante	$N_{a,Rd}$	kg	35.810
Sforzo normale di trazione massimo in caso di sisma	N_{max}	kg	6.000
Sforzo normale ultimo nel tirante = $A \sigma_{es,max} + N_{max}$	N_u	N	8.306
			< $N_{a,Rd}$
			VERIFICATO

Verifica muratura

Spessore muratura	s	cm	80
Larghezza piastra	l	cm	40
Altezza piastra	a	cm	40
Superficie laterale solido di distacco = $(4s + 2l + 2a) s$	A_d	cmq	38.400
Resistenza a taglio muratura per unità di superficie	τ_{0d}	kg/cmq	0,22
Resistenza a trazione muratura	$N_{m,Rd}$	N	8.448
Sforzo normale ultimo nel tirante	N_u	N	8.306
			< $N_{m,Rd}$
			VERIFICATO

MECCANISMO DI COLLASSO N.3

RIBALTAMENTO DEL TIMPANO



MECCANISMO DI COLLASSO N.3

RIBALTAMENTO DEL TIMPANO

Caratteristiche muratura

Resistenza a compressione media	f_m	(N/cm ²)	240,0
Resistenza a compressione di progetto	f_d	(N/cm ²)	88,9
Resistenza a taglio media	t_0	(N/cm ²)	6,0
Resistenza a taglio di progetto	t_{0d}	(N/cm ²)	2,2

Coefficienti di sicurezza

Fattore confidenza	FC	(adim.)	1,35
Fattore di sicurezza materiale	γ_M	(adim.)	2,00

Dati del fabbricato

Fattore di struttura	η	(adim.)	2,00
Altezza meccanismo	h	(m)	13,20
Altezza edificio	H	(m)	13,00

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (NTC 2008)

Parametri spettrali da NTC 2008 (SLV)

Accelerazione a_g	(g)	0,1260
Amplificazione F_0	(adim)	2,593
Periodo T^*c	(sec)	0,287
Coefficiente S_T	(adim)	-
Coefficiente S_S	(adim)	-
Coefficiente S	(adim)	2,327
Coefficiente C_C	(adim)	-
Periodo T_B	(sec)	0,460
Periodo T_C	(sec)	0,724
Periodo T_D	(sec)	2,104
Periodo edificio T_1	(sec)	0,342

Il sistema di riferimento è costituito da una coppia di assi cartesiani ortogonali aventi origine nella cerniera di rotazione senza tener conto del suo eventuale arretramento t; asse X orizzontale positivo nel verso opposto alla rotazione del muro; asse Y verticale positivo verso l'alto.

Analisi carichi

		Larghezza	Lunghezza	Altezza	Carico unitario	Carico totale
		m	m	m	kg/(u.m.)	kg
P3	Timpano	0,60	5,75	3,30	1.800	20.500

Forze peso applicate sui blocchi

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	G1 + G2 kg
P3	Timpano	0,300	1,100	20.500
Totale				20.500 kg

Valutazione arretramento cerniera di rotazione

Arretramento polo di rotazione rispetto al filo esterno parete (m):

Resistenza compressione di progetto muratura	(N/cm ²)	89
Larghezza sezione della cerniera	(m)	11,50
Peso totale coinvolto	(kg)	20.500
Arretramento cerniera - $t = 2N / 3 \sigma L$	(m)	0,013

Valutazione degli spostamenti e dei lavori virtuali

Forze peso applicate sui blocchi (carichi verticali)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pi	Spost. virtuale δy	Pi δy_i
		m	m	kg	cm	kg cm
P3	Timpano	0,300	1,100	20.500	0,933	19.133
Totale				20.500		19.133
				kg		kg cm

Forze peso applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pi	Spost. virtuale δx	Pi δx_i	Pi δx_i^2
		m	m	kg	cm	kg cm	kg cm ²
P3	Timpano	0,300	1,100	20.500	3,856	79.056	304.873
Totale				20.500		79.056	304.873
				kg		kg cm	kg cm

Forze peso non direttamente applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pj	Spost. virtuale δx	Pj δx_j	Pi δx_i^2
		m	m	kg	cm	kg cm	kg cm ²
				0		0	0
Totale				0		0	0
				kg		kg cm	kg cm

STATO DI FATTO

Forze esterne

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	Fh kg 0	Spost. virtuale δh cm	Fh δh kg cm 0
Totale				kg		0 kg cm

Valutazione del moltiplicatore di attivazione del cinematiso α_0

$$\alpha_0 = 0,242$$

Calcolo della massa partecipante M^* e della accelerazione a_0^*

Massa partecipante	M^*g	20.500	kg
Coeff.di partecipaz.	e^*	1,000	
Accelerazione di attivazione	a_0^*	0,1793	g
	a_0^*	1,759	m/s ²

Verifica allo stato limite ultimo

Accelerazione al suolo

$$a_0^* = 0,1793 \quad g$$

Ponendo $a_0^* = a_{SLV} S / q$, si ricavano:

$P(Vr)$	0,06	
S	2,33	
a_{SLV}	1,512	m/s ²
$f_{a,SLV}$	1,223	$\geq 1,00$ VERIFICATO

Accelerazione in quota

$$\begin{aligned} a_0^* &= 0,1793 \quad g \\ \psi(Z) &= 1,015 \\ \gamma &= 1,100 \end{aligned}$$

Ponendo $a_0^* = S_{e,SLV}(T_1) \psi(Z) \gamma / q$, si ricavano:

$S_{e,SLV}(T_1)$	3,149	m/s ²
$P(Vr)$	0,42	
a_{SLV}	0,626	m/s ²
$f_{a,SLV}$	0,506	$< 1,00$ NON VERIFICATO

Livello di sicurezza sismica

$$\begin{aligned} T_{SLV} &= 138 \quad \text{anni} \\ I_{S,SLV} &= 0,194 \\ V_N &= 10 \quad \text{anni} \end{aligned}$$

STATO DI PROGETTO

Forze esterne

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Fh	Spost. virtuale δy	Pi $\delta y, i$
		m	m	kg	cm	kg cm
T1	Tirante verticale	0,500	0,200	3.000	1,686	5.058
T2	Tirante verticale	0,500	2,000	3.000	1,576	4.729
T3	Tirante verticale	0,500	2,000	3.000	1,576	4.729
T4	Tirante verticale	0,500	0,200	3.000	1,686	5.058
Totale				12.000		19.576
				kg		kg cm

Valutazione del moltiplicatore di attivazione del cinematismo α_0

$\alpha_0 =$ **0,490**

Calcolo della massa partecipante M^* e della accelerazione a^*_0

Massa partecipante	M^*g	20.500	kg
Coeff.di partecipaz.	e^*	1,000	
Accelerazione di attivazione	a^*_0	0,3627	g
	a^*_0	3,558	m/s ²

Verifica allo stato limite ultimo

Accelerazione al suolo

a^*_0 0,3627 g

Ponendo $a_{0^*} = a_{SLV} S / q$, si ricavano:

P(Vr)	3,56	
S	2,33	
a_{SLV}	3,058	m/s ²
$f_{a,SLV}$	2,474	>= 1,00
		VERIFICATO

Accelerazione in quota

a^*_0 0,3627 g
 $\psi(Z)$ 1,015
 γ 1,100

Ponendo $a_{0^*} = S_{e,SLV}(T_1) \psi(Z) \gamma / q$, si ricavano:

$S_{e,SLV}(T_1)$	6,371	m/s ²
P(Vr)	0,10	
a_{SLV}	1,252	m/s ²
$f_{a,SLV}$	1,013	>= 1,00
		VERIFICATO

Livello di sicurezza sismica

T_{SLV} **736** anni
 $I_{S,SLV}$ **1,034**
 V_N **>= 50** anni