



REGIONE LOMBARDIA



PROVINCIA DI MANTOVA



COMUNE DI MOGLIA



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

Arch. Alessandro Campera

PROPRIETA'

**PARROCCHIA DI MOGLIA**

**PARROCO - LEGALE RAPPRESENTANTE DON ALBERTO FERRARI**

Piazza D.A.Ghidini - 46024 Moglia (MN) - Tel 0376/598062

OGGETTO

**INTERVENTI DI RISTRUTTURAZIONE E RECUPERO FUNZIONALE  
DELLA CHIESA PARROCCHIALE "SAN GIOVANNI BATTISTA"  
DI MOGLIA (MN) A SEGUITO DEGLI EVENTI SISMICI DEL MAGGIO 2012**

**PROGETTO ESECUTIVO**

**RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

PROGETTO ARCHITETTONICO E STRUTTURALE

VIA A. SACCHI N. 6 - 46100 MANTOVA -  
TEL: 0376 222683 - FAX: 0376 750904 -  
E-MAIL: alberto.mani@studiotecncomp.it

**ING. ALBERTO MANI  
ARCH. LUCIANO PASTORIO  
ING. PAOLO RAVELLI**

COLLABORATORI

**ARCH. ARRIGO ROVERSI - ARCH. MARCO ESORNATI - ING. LEO TRALDI**

IMPIANTI MECCANICI

**ING. RENATO BORRINI**

VIA CREMONA N. 27/A - 46100 MANTOVA  
TEL: 0376 262598 - FAX: 0376 268896 - E-MAIL: studioborrini@ngi.it

IMPIANTI ELETTRICI

**STUDIO TECNICO ASSOCIATO EL-TEC - P.I. DAVIDE MORETTO**

VIA CATANIA N. 1/A - 46031 BAGNOLO SAN VITO (MN)  
TEL: 0376 253641 - FAX: 0376 1994127 - E-MAIL: info@studio-eltec.it

RILIEVI

**GEOGRA**

VIA INDIPENDENZA N. 106 - 46028 SERMIDE (MN)  
TEL: 0386 62628 - E-MAIL: info@geogra.it - SITO WEB: www.geogra.it

TAVOLA

**A.06**

SCALA

TIMBRO

Data

Marzo 2016

## **INDICE**

<b>1.</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>2</b>
<b>2.</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>4</b>
<b>3.</b>	<b>LA SICUREZZA SISMICA DI UN EDIFICIO .....</b>	<b>5</b>
<b>3.1.</b>	<b>STATI LIMITE DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>5</b>
<b>3.2.</b>	<b>LIVELLI DI VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA.....</b>	<b>6</b>
<b>3.3.</b>	<b>INDICE DI SICUREZZA SISMICA .....</b>	<b>9</b>
<b>4.</b>	<b>VERIFICA DELL'ACCELERAZIONE SPETTRALE SUBITA DAL FABBRICATO.....</b>	<b>12</b>
<b>4.1.</b>	<b>SISMA DEL 20/05 (Mg. 5.9).....</b>	<b>13</b>
<b>4.2.</b>	<b>SISMA DEL 29/05 (Mg. 5.8).....</b>	<b>17</b>
<b>5.</b>	<b>PROCEDURE PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA .....</b>	<b>21</b>
<b>6.</b>	<b>LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA .....</b>	<b>24</b>
<b>6.1.</b>	<b>DEFINIZIONE DEL FATTORE DI CONFIDENZA.....</b>	<b>24</b>
<b>6.2.</b>	<b>CARATTERISTICHE MECCANICHE ATTRIBUITE ALLE MURATURE.....</b>	<b>26</b>
<b>7.</b>	<b>AZIONI.....</b>	<b>28</b>
<b>7.1.</b>	<b>CARICHI STATICI.....</b>	<b>28</b>
<b>7.2.</b>	<b>CARICHI SISMICI .....</b>	<b>28</b>
<b>8.</b>	<b>ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI MEDIANTE ANALISI CINEMATICA.....</b>	<b>33</b>
<b>9.</b>	<b>ANALISI STATICA NON-LINEARE (PUSHOVER): LV3 .....</b>	<b>39</b>
<b>9.1.</b>	<b>METODO DI CALCOLO DELL'ANALISI STATICA NON-LINEARE (PUSHOVER).....</b>	<b>39</b>
<b>9.2.</b>	<b>MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI .....</b>	<b>42</b>
<b>9.3.</b>	<b>RISULTATI DELL'ANALISI STATICA NON-LINEARE .....</b>	<b>45</b>
<b>10</b>	<b>VERIFICA DEGLI ELEMENTI DI RINFORZO DELLA STRUTTURA .....</b>	<b>56</b>
<b>10.1.</b>	<b>VERIFICA DEL PIANO DI COPERTURA CON DOPPIO ASSITO STRUTTURALE .....</b>	<b>56</b>
<b>10.2.</b>	<b>VERIFICA DELLE CAPRIATE IN LEGNO .....</b>	<b>65</b>
<b>10.3.</b>	<b>VERIFICA DELLE STRUTTURE DI CONTROVENTAMENTO NEL SOTTOTETTO.....</b>	<b>72</b>
<b>10.4.</b>	<b>VERIFICA DELLE CATENE METALLICHE NEGLI ARCHI.....</b>	<b>74</b>
<b>10.5.</b>	<b>VERIFICA DEL TRALICCIO IN CARPENTERIA METALLICA IN FACCIATA.....</b>	<b>79</b>
<b>11</b>	<b>VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DEL CAMPANILE .....</b>	<b>81</b>
<b>12.</b>	<b>CONCLUSIONI .....</b>	<b>89</b>

## **APPENDICE:                   SCHEDE DI CALCOLO MECCANISMI LOCALI**

## 1. PREMESSA

La Chiesa Parrocchiale “San Giovanni Battista” di Moglia, 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 Moglia, 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 dl 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.

In particolare, la presente analisi, sia per lo stato di fatto che per lo stato di progetto, si articolerà in due fasi:

### Analisi di meccanismi locali

Sulla base dell'analisi del funzionamento strutturale del fabbricato, del quadro fessurativo e dei danni subiti dall'edificio in seguito al sisma, si individuano meccanismi di probabile significativa vulnerabilità. Essi vengono, quindi, analizzati quantitativamente mediante analisi cinematica lineare che consente la formulazione di uno specifico indice di resistenza. Gli indici ottenuti nello stato di fatto potranno anche risultare significativamente inferiori all'indice globale. Ciò significa che, prima del raggiungimento del livello di sollecitazione sismica non sopportabile dall'edificio, stante l'obiettivo di salvaguardia della vita delle persone, possono attivarsi particolari meccanismi di danneggiamento. Nello stato di progetto invece gli interventi verranno dimensionati in modo tale da ottenere un indice di resistenza comunque maggiore di 1.

### Modellazione agli elementi finiti

La modellazione agli elementi finiti del fabbricato viene effettuata mediante un programma di calcolo, che consente di verificare la risposta sismica globale ed il raggiungimento di specificati stati limite, corrispondenti a diverse richieste prestazionali, prescritte dalla normativa vigente. Nell'ambito del calcolo, la struttura viene progressivamente caricata con le forze sismiche di progetto. L'indice di resistenza ottenuto ingloba l'effetto cumulato dei molteplici meccanismi di crisi che possono interessare le strutture sismo-resistenti nel corso della progressione del caricamento. Pertanto, il superamento delle capacità resistenti di ciascun singolo elemento, pur comportandone il danneggiamento, determina la redistribuzione dei carichi sismici. La procedura s'arresta al raggiungimento dello stato limite. Per sollecitazioni sismiche inferiori alle capacità di resistenza della struttura così individuate, il fabbricato potrà comunque subire danneggiamenti, anche diffusi.

La valutazione finale del grado di sicurezza deve tenere conto dei risultati aggregati forniti dai due livelli di analisi. Gli indici parziali ottenuti nella prima fase consentono di valutare la necessità di interventi localizzati di presidio rispetto a fenomeni di crisi o danneggiamento singolari, la cui attivazione, tuttavia, non determina la crisi dell'intera struttura. L'indice ottenuto dalla seconda fase sintetizza la capacità globale dell'edificio di garantire l'incolumità delle persone (stati limite di salvaguardia della vita), mobilitando tutte le risorse degli elementi strutturali.



## **2.      NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Le norme tecniche di riferimento per la valutazione della sicurezza sismica del fabbricato 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;

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

**DPCM 09/02/2011:** “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 del 14 gennaio 2008”;

**L. 122 01/08/2012** di conversione del **D.L. 74 06/06/2012** recante: “Interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici che hanno interessato il territorio delle province di Bologna, Modena, Ferrara, Mantova, Reggio Emilia e Rovigo, il 20 e il 29 maggio 2012”;

### 3. LA SICUREZZA SISMICA DI UN EDIFICIO

Nel presente capitolo si espone il significato del concetto di sicurezza sismica o, reciprocamente, della vulnerabilità sismica, attribuibile ad un edificio. Il risultato di sintesi dell'analisi volta alla definizione della sicurezza sismica di un fabbricato viene esplicitato in un indice numerico. Un valore dell'indice di sicurezza sismica maggiore di 1 indica che il manufatto è idoneo a sopportare l'azione sismica di riferimento nel sito, definita con criteri coerenti a quelli adottati dalle NTC per l'adeguamento delle costruzioni non tutelate, in funzione della vita nominale e della classe d'uso; al contrario se l'indice di sicurezza è inferiore, la sicurezza del manufatto è inferiore a quella sopra descritta.

#### 3.1. STATI LIMITE DI RIFERIMENTO

Per i manufatti architettonici di interesse storico artistico l'acquisizione di un sufficiente livello di sicurezza e protezione nei riguardi del rischio sismico è garantita attraverso il rispetto di tre stati limite: due fanno riferimento agli stati limite definiti dalle NTC, mentre uno è specifico per i beni culturali.

Gli Stati Limite Ultimi, SLU, sono motivati dalla volontà di salvaguardare la costruzione e l'incolumità degli occupanti nel caso di terremoti rari e di forte intensità. Gli Stati Limite di Esercizio, SLE, hanno l'obiettivo di limitare i danni per terremoti meno intensi ma più frequenti. Gli stati limite da considerare per i beni culturali sono, di norma, **SLV** e **SLD**.

In presenza opere d'arte (affreschi, stucchi, ecc.), si fa riferimento ad uno specifico Stato Limite di danno ai beni Artistici, **SLA**, così definito: "a seguito di un terremoto di livello opportuno (in genere quello preso in considerazione per lo stato limite di danno), i beni artistici contenuti nel manufatto, intesi come apparati decorativi, superfici pittoriche, elementi architettonici di pregio (altari, organi, balaustre, pavimentazioni, ecc.) nonché beni mobili pertinenziali (pale d'altare, fonti battesimali, statue, ecc.) subiscono danni di modesta entità, tali da poter essere restaurati senza una significativa perdita del valore culturale."

Con una verifica nei confronti dello SLV si garantisce non solo l'incolumità delle persone ma la stessa conservazione del manufatto, che potrà essere restaurato a seguito dell'evento.

La verifica nei confronti dello SLD è considerata solo in relazione alla perdita di funzionalità (agibilità) del manufatto, in quanto si ritiene che la vulnerabilità di una costruzione storica in muratura, specie nei riguardi di un'azione sismica frequente, sia caratteristica intrinseca ed imprescindibile per tali manufatti e, come tale, conseguenza del tutto accettabile.

In caso di distribuzione non uniforme in sole alcune parti della costruzione di componenti di valore artistico, si procede all'isolamento di tali porzioni, definite macroelementi, ed all'applicazione ad esse della valutazione agli SLA.

Nel caso in cui siano presenti elementi di valore artistico in alcune parti della costruzione, la valutazione dello SLA andrà eseguita esclusivamente in quelle zone, attraverso modelli locali su parti strutturalmente autonome (una tale sottostruttura verrà definita macroelemento; essa può corrispondere ad elementi architettonici, ma più in generale andrà riconosciuta sulla base di una lettura costruttiva e storica della costruzione).

In conclusione, gli stati limite rispetto ai quali effettuare la valutazione sono:

- **SLV**, richiesta per ciascun manufatto tutelato, anche se non soggetto ad uso, in quanto garantisce non solo la salvaguardia degli occupanti ma anche la conservazione stessa del manufatto;
- **SLD** per i manufatti tutelati di cui si vuole sostanzialmente garantire la funzionalità dopo il terremoto, in relazione al loro uso;
- **SLA**, da condursi esclusivamente a livello locale, nelle parti della costruzione in cui sono presenti elementi di particolare valore storico artistico.

Nel caso specifico, trattandosi di un intervento di miglioramento sismico su un edificio esistente, ai sensi del § 8.3 delle NTC 2008, con la presente analisi la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi verrà eseguita facendo riferimento ai soli stati limite ultimi e, in particolare, agli stati limite di salvaguardia della vita (SLV).

### **3.2. LIVELLI DI VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA**

In base alla DPCM dello 09/02/20011, l'analisi sismica del patrimonio culturale può venire effettuata a diversi livelli di approfondimento, a cui corrispondono differenti strumenti analitici per il conseguimento di una valutazione quantitativa in termini di indice di sicurezza o, equivalentemente, di vita nominale.

#### **1) LV1: analisi qualitativa e valutazione con modelli meccanici semplificati.**

Viene adottato per una qualificazione del patrimonio culturale a scala territoriale o per un primo grado di approfondimento dello studio del singolo manufatto. Si avvale di metodi semplificati. La normativa (DPCM dello 09/02/2011) fornisce modelli analitici differenziati per le principali tipologie di edifici storici. Tali modelli tengono conto anche del fattore di confidenza FC. Inoltre, a questo livello si fa riferimento ad un'interpretazione qualitativa del funzionamento sismico, in genere basata su una lettura per macroelementi, ovvero

individuando parti architettoniche caratterizzate da un comportamento in una certa misura autonomo rispetto al resto della costruzione. Su ciascun macroelemento possono essere individuati uno o più possibili meccanismi di collasso, valutando la maggiore o minore vulnerabilità in relazione alla presenza di presidi antisismici di tipo tradizionale (catene metalliche, contrafforti, ammorsamenti, ecc.) o moderno; deve anche essere considerata la maggiore vulnerabilità eventualmente indotta da trasformazioni, dissesti ed interventi di consolidamento non corretti.

## **2) LV2: valutazione su singoli macroelementi (meccanismi locali di collasso)**

Questo livello di valutazione si applica nei casi in cui sono previsti interventi di restauro che interessano singole parti della costruzione. La valutazione della sicurezza sismica nell'ambito di progetti di intervento su singoli elementi può essere eseguita facendo riferimento a modelli locali, riferiti a porzioni strutturalmente autonome della costruzione (macroelementi). Nel caso di interventi locali, che non modifichino in modo sostanziale il funzionamento originale accertato, sarebbe particolarmente gravoso imporre un'accurata valutazione complessiva, estesa all'intera costruzione, specie quando questa risulta molto articolata e l'intervento ha un impatto modesto sul comportamento complessivo. In tali casi per la valutazione della sicurezza sismica complessiva del manufatto possono essere utilizzati gli strumenti del livello di valutazione LV1. Nella definizione dei macroelementi e dei meccanismi di collasso che possono interessare la zona oggetto di intervento è necessario considerare l'eventuale presenza di stati di danneggiamento pregressi (specie se di origine sismica) e le conoscenze sul comportamento di strutture simili (desunte dal rilievo sistematico dei danni post-terremoto). L'analisi cinematica, lineare o non lineare, rappresenta lo strumento in genere più efficace ed agevole per tale valutazione. Per ciascun macroelemento analizzato, il confronto tra le accelerazioni allo stato limite ultimo prima e dopo l'intervento consente di esprimere un giudizio sul grado di miglioramento conseguito, evidenziando l'inutilità di alcuni interventi, nel caso in cui il margine di miglioramento fosse modesto rispetto al negativo impatto dell'intervento in termini di conservazione. Inoltre, considerando l'accelerazione massima al suolo di riferimento nel sito, è possibile valutare l'effettiva necessità degli interventi; infatti, negli elementi in cui l'accelerazione allo stato limite ultimo fosse già superiore a quest'ultima, non sarebbe necessario procedere al miglioramento sismico di quella parte.

### **3) LV3: valutazione complessiva della risposta sismica del manufatto**

Questo livello di valutazione considera la sicurezza sismica della costruzione nel suo complesso, ovvero l'accelerazione del suolo che porta allo stato limite ultimo la costruzione nel suo complesso o singole sue parti significative (macroelementi). Il livello LV3 deve essere adottato nella progettazione di interventi che modifichino il funzionamento accertato della costruzione e, comunque, quando il restauro riguarda un edificio di tipo strategico, per l'importanza sociale di conoscere in modo attendibile la sicurezza di tali strutture. La verifica complessiva della risposta sismica del manufatto non richiede necessariamente il ricorso ad un modello globale della costruzione, ma è possibile procedere alla scomposizione della struttura in parti (macroelementi), a condizione che venga valutata la ripartizione delle azioni sismiche tra i diversi sistemi strutturali, in ragione delle diverse rigidezze e dei collegamenti tra le stesse; tale ripartizione può essere operata anche in modo approssimato, purché venga garantito l'equilibrio nei riguardi della totalità delle azioni orizzontali. La valutazione può quindi essere eseguita con gli stessi metodi utilizzati al livello LV2, ma sistematicamente su ciascun elemento della costruzione, ritenuto rilevante ai fini dell'interpretazione del comportamento del fabbricato.

Nella presente analisi, sia per lo stato di fatto che per lo stato di progetto si procederà con una valutazione complessiva della risposta sismica del manufatto mediante un'analisi statica non-lineare "pushover" (LV3) e l'analisi del comportamento di macroelementi individuati come tipologicamente significativi nel contesto generale del fabbricato; le procedure analitiche di esecuzione dell'analisi di dettaglio di alcuni elementi nell'ambito dell'analisi LV3 sono costituite dall'analisi cinematica lineare, per come definite al § C8A.4 della Circolare n°617 dello 02/02/2009 ai sensi del § 5.3 della DPCM del 09/02/2011 nell'analisi di livello LV2.

### 3.3. INDICE DI SICUREZZA SISMICA

I risultati analitici della valutazione della sicurezza sismica di un fabbricato vengono sinteticamente espressi in termini di indice di resistenza (o fattore di accelerazione). Di seguito si chiarisce il significato di tale parametro.

Il livello di sicurezza sismica attribuito ad un edificio viene differenziato in funzione delle caratteristiche proprie dei manufatti e del loro uso e, quindi, delle conseguenze più o meno gravi di un danneggiamento prodotto da un evento sismico.

A tal fine, la normativa definisce (§§ 2.4.2 e 2.4.3 NTC 2008):

- la vita nominale  $V_N$  (in anni) a cui viene riferita la valutazione della sicurezza dell'edificio;
- la classe d'uso  $C_U$ , coerentemente alle diverse classi definite al § 2.4.2 delle NTC 2008 ed esplicitate in Allegato A, punto B.6, con riferimento ai beni culturali nel seguente modo:

Classe I – uso saltuario o non utilizzato;

Classe II – uso frequente con normali affollamenti;

Classe III – uso molto frequente e/o con affollamenti significativi;

Classe IV – edificio strategico e uso molto frequente e/o con affollamenti significativi.

Le azioni sismiche vengono, quindi, valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$ , così definito (§ 2.4.3 NTC 2008):

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Una volta valutata preliminarmente la vita di riferimento  $V_R$ , a ciascuno stato limite si associa una probabilità di superamento  $P_{VR}$ , corrispondente alla probabilità accettata che, nell'arco di tempo  $V_R$ , si verifichi un sisma con intensità pari o superiore al sisma di progetto. I valori di probabilità di superamento (81% per SLO, 63% per SLD, 10% per SLV e 5% per SLC) restano, immutati quale che sia la classe d'uso dell'edificio (§ C.3.2.1 Cir. 671/2009). Assegnata una vita di riferimento, per ciascuna probabilità di superamento, è possibile definire il sisma associato mediante il corrispondente tempo di ritorno  $T_R$ , legato analiticamente alle prime due grandezze, con la relazione (§ C.3.2.1 Cir. 671/2009):

$$T_R = -\frac{C_U \cdot V_N}{\ln(1 - P_{VR})}$$

In base ai valori di  $P_{VR}$  stabiliti dalla normativa, si ottengono le seguenti relazioni dirette fra  $T_R$  e  $V_R$  (ex tab. C3.2.1, § C.3.2.1 Cir. 671/2009):

Stato Limite		$P_R$	Valori in anni del periodo di ritorno $T_R$ al variare del periodo di riferimento $P_R$
Stati limite di esercizio (SLE)	<b>SLO</b>	81%	$30 \text{ anni} \leq T_R = 0,60 \cdot V_R$
	<b>SLD</b>	63%	$T_R = V_R$
Stati Limite Ultimi (SLU)	<b>SLV</b>	10%	$T_R = 9,50 \cdot V_R$
	<b>SLC</b>	5%	$T_R = 19,50 \cdot V_R \leq 2.475 \text{ anni}$

La valutazione della sicurezza sismica di un edificio esistente può essere effettuata tramite il **fattore di accelerazione**, come rapporto tra l'accelerazione al suolo che porta al raggiungimento dello SL 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.

La norma definisce l'**indice di sicurezza sismica** come il rapporto tra il periodo di  $T_{SL}$  dell'azione sismica che porta al generico stato limite (SL = SLD, SLV) ed il corrispondente periodo di ritorno di riferimento per lo stato limite  $T_{SL}$  (§ 2.4 DPCM 09/02/2011):

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

E', inoltre, significativo esprimere l'indice di sicurezza sismico, anziché in termini tempo di ritorno ( $T_{SL} / T_R$ ), in riferimento alla vita nominale, definendo **vita residua** dell'edificio la vita nominale corrispondente allo stato attuale del fabbricato, esprimibile in termini di:



$$V_{Nres} = -\frac{T_{SL}}{C_U} \cdot \ln(1 - P_{VR})$$

Dalla tabella sopra riportata, per gli SLD ed SLV si ottiene:

$$V_{Nres}(SLD) = \frac{T_{SL}}{C_U} \quad \text{vita residua agli SLD}$$

$$V_{Nres}(SLV) = \frac{T_{SL}}{9,50 \cdot C_U} \quad \text{vita residua agli SLV}$$

Definita la vita residua, è immediato ottenere la probabilità di superamento annua del sisma di progetto per lo stato limite considerato come reciproco del tempo di ritorno del sisma che conduce allo stato limite:

$$P_a = \frac{1}{T_{SL}}$$

In base al valore attinto dall'indice di sicurezza (fattore di accelerazione) rispetto agli SLV, è possibile esprimere un giudizio qualitativo sintetico del livello di sicurezza sismica dell'edificio, secondo la seguente classificazione:

<b>f<sub>S,SL</sub></b> fattore di accelerazione in termini percentuali	<b>Giudizio sintetico</b>
f <sub>S,SL</sub> < 30%	<i>molto carente</i>
30% ≤ f <sub>S,SL</sub> < 60%	<i>carente</i>
60% ≤ f <sub>S,SL</sub> < 80%	<i>soddisfacente</i>
80% ≤ f <sub>S,SL</sub> < 100%	<i>auspicabile</i>
f <sub>S,SL</sub> ≥ 100%	<i>edificio nuovo</i>

#### **4. VERIFICA DELL'ACCELERAZIONE SPETTRALE SUBITA DAL FABBRICATO**

Importanti indicazioni in merito al comportamento sismico dell'edificio sono state fornite dal confronto tra il livello dell'accelerazione subita dal fabbricato durante gli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012 e gli effetti che ne sono scaturiti, in termini di danneggiamento e formazione di quadri fessurativi. A tal fine, per fornire una più completa conoscenza delle sollecitazioni subite dal fabbricato e rapportarle ai carichi sismici di progetto previsti dal D.M. del 14/01/2008, si è ritenuto utile effettuare il raffronto spettrale fra il sisma di progetto e le accelerazioni ottenute dalle mappe di scuotimento per gli eventi sismici maggiori del 20/05 (Mg. 5.9) e del 29/05 (Mg. 5.8), fornite dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia e disponibili, alla data della presente, alla pagina web: <http://shakemap.rm.ingv.it/shake/archive/>.

L'INGV fornisce mappe in termini di Intensità Macrosismica in scala Mercalli Modificata (MMI), valori di picco dell'accelerazione (Peak Ground Acceleration – PGA), valori di picco della velocità (Peak Ground Velocity – PGV) e, per terremoti con magnitudo  $M_L \geq 4.8$ , le risposte spettrali (Spectral Response – PSA) per i periodi 0.3, 1.0 e 3.0 secondi. L'INGV non calcola mappe di scuotimento per altri periodi.

Nelle mappe INGV, i “triangoli” rappresentano le stazioni che hanno contribuito al calcolo della mappa stessa (con colori diversi a seconda delle diverse reti sismiche che gestiscono i dati); la “stella” rappresenta l'epicentro del terremoto; il “rettangolo” rappresenta la proiezione della faglia che ha causato il terremoto (se disponibile), le cui dimensioni sono dedotte dalla Magnitudo; sono inoltre indicate le principali città vicino all'area dell'epicentro. Sulla base dei dati registrati dalle stazioni sismiche, lo scuotimento tra una stazione e l'altra viene stimato tramite delle relazioni empiriche che lo mettono in relazione con la magnitudo e la distanza epicentrale o dalla faglia. Il movimento del terreno può variare molto anche a piccole distanze, a causa di condizioni geologiche locali che spesso non sono note. Quindi le mappe di scuotimento qui riportate sono solo approssimate.

Il valore riportato già comprende una correzione per il tipo di sito basata sul valore di Vs30 dedotto dalla carta geologica italiana al 1:100.000. Queste correzioni sono generiche e non possono tenere conto di eventuali effetti locali specifici del sito.

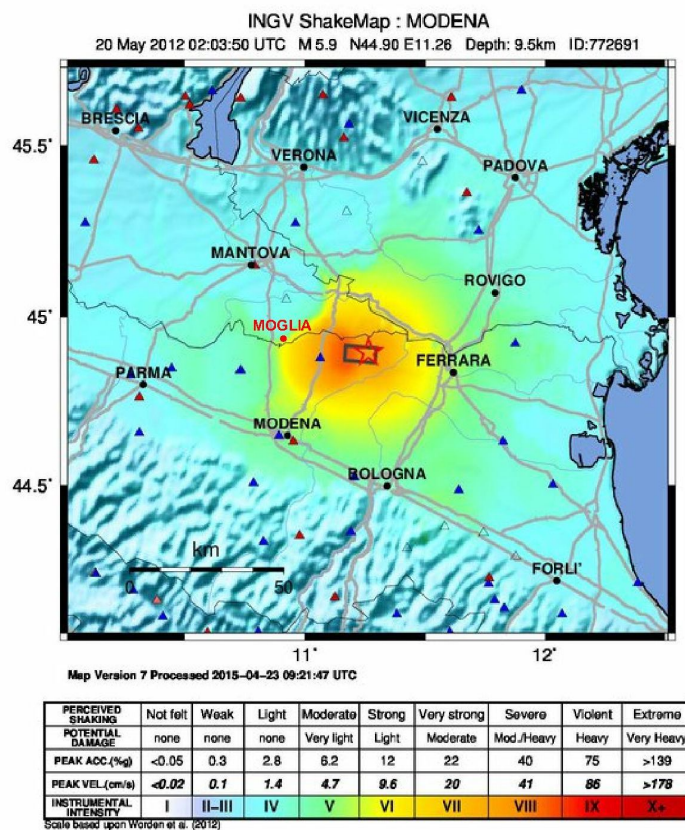
In generale le mappe di scuotimento sono generate automaticamente subito dopo un terremoto e vengono aggiornate man mano che i dati vengono verificati e se ne acquisiscono di nuovi. Le mappe del 20 maggio sono state calcolate utilizzando tutti i dati disponibili registrati dalle stazioni della Rete Sismica Nazionale e della Rete Accelerometrica Nazionale. A seguito di questo terremoto sono state installate decine di ulteriori stazioni sismiche temporanee per il monitoraggio della sequenza di aftershocks,

per cui le mappe del 29 maggio sono calcolate sulla base di un maggior numero di stazioni. Per ogni stazione sono riportati i valori registrati (Max Vel, Max Acc, PSA 0.3 s, PSA 1.0 s, PSA 3.0 s).

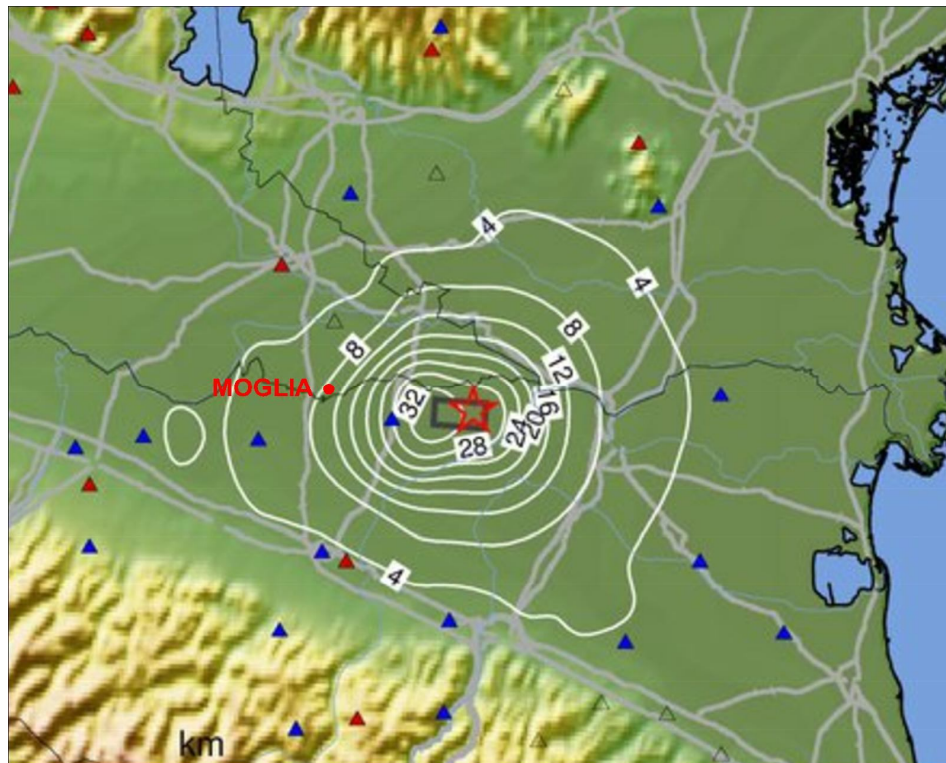
#### 4.1. SISMA DEL 20/05 (Mg. 5.9)

Si riportano le mappe di scuotimento relative per l'evento sismico 772691, verificatosi il 20/05/2012 alle ore UTC 02:03:50 con epicentro di profondità 9,5 km alle coordinate N44.90, E11.26. Oltre alla mappa di intensità Macrosismica in scala Mercalli Modificata (MMI) si riportano le curve di accelerazione relative, rispettivamente, a:

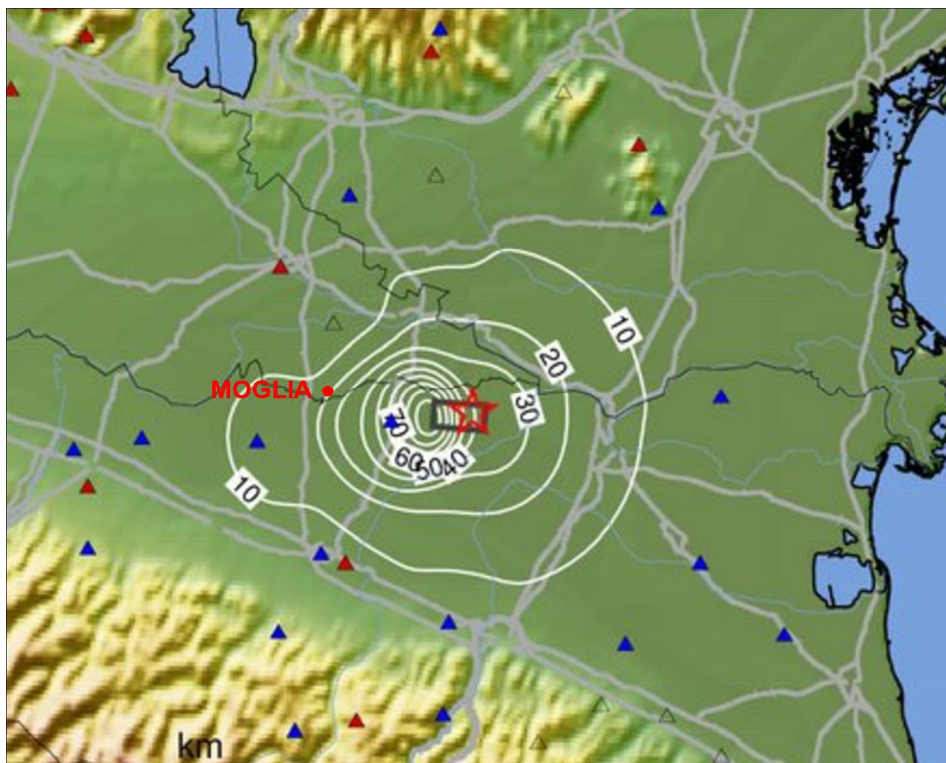
- PGA (peak ground acceleration);
- PSA 03 (accelerazione spettrale a 0,3 sec.);
- PSA 10 (accelerazione spettrale a 1,0 sec.);
- PSA 30 (accelerazione spettrale a 3,0 sec.).



**Mappa di Intensità Macrosismica in scala Mercalli Modificata (MMI)**

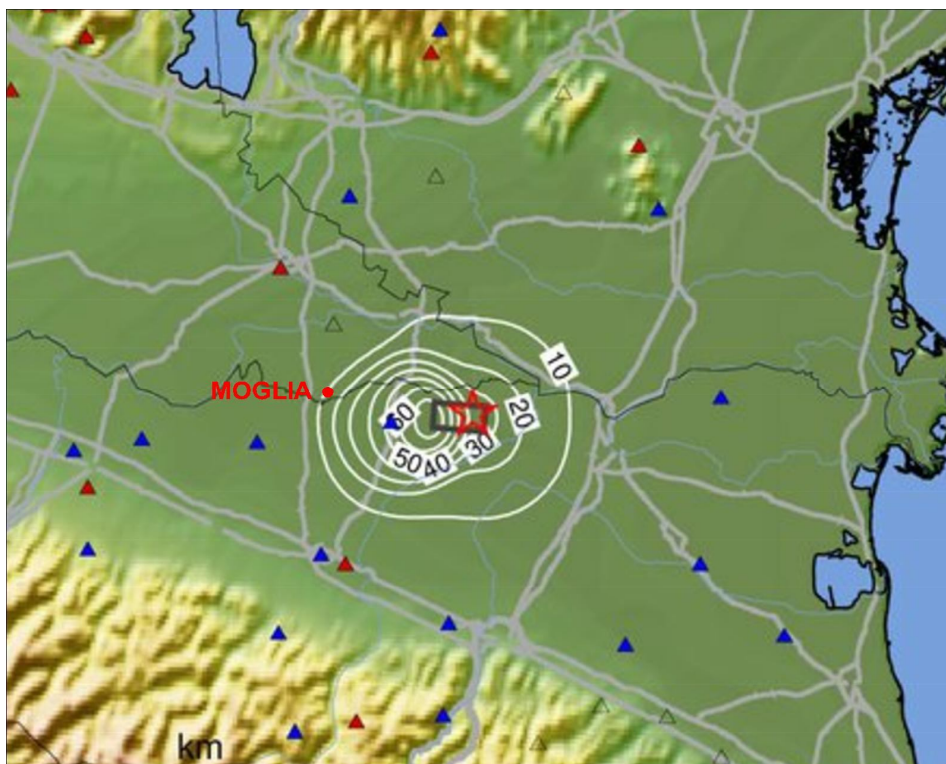


**Mapa di scuotimento con curve PGA**

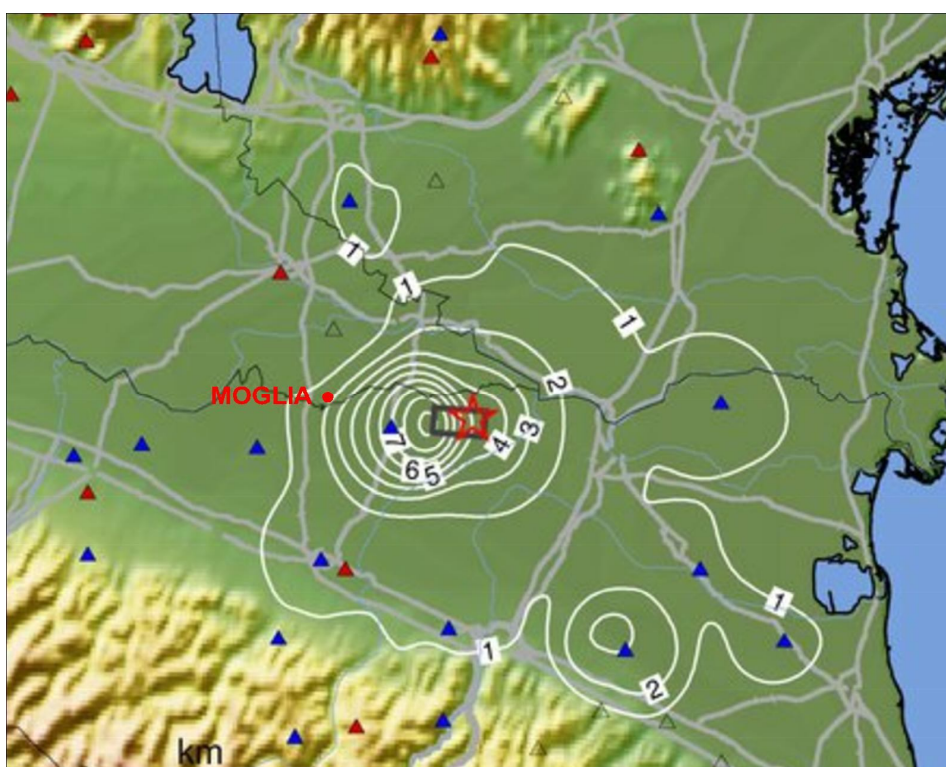


**Mapa di scuotimento con curve PSA 0,3 sec.**





Mapa di scuotimento con curve PSA 1,0 sec.

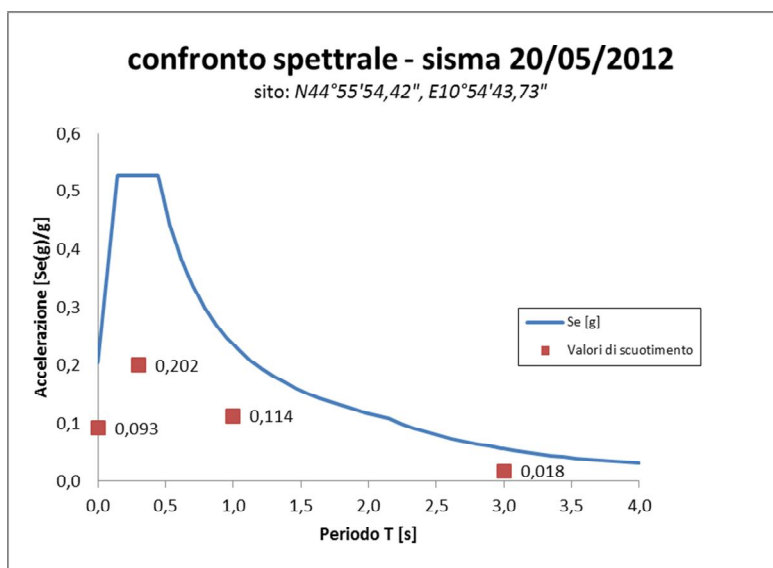


Mapa di scuotimento con curve PSA 3,0 sec.

I dati di PGA ed accelerazione spettrale per il sito di interesse, posto alle coordinate N44°55'54.42", E10°54'43.73", sono ottenuti per interpolazione tra i valori associati alle curve più prossime. Si ottiene:

evento <b>772691</b> del 20/05/2012, ore UTC 02:03:50 <b>Mg. 5.9</b>	
<i>epicentro: coordinate N44.90, E11,26 prof. 9,5 km</i>	
<i>sito: coordinate N44°55'54.42", E10°54'43.73"</i>	
<i>distanza epicentrale: 27,6 km</i>	
PGA	0,0931 g
PSA03	0,2016 g
PSA10	0,1139 g
PSA30	0,0180 g

Nel grafico si riportano l'accelerazione spettrale elastica agli SLV ( $S_e[g]$ ), confrontata con i valori spettrali sopra riportati e determinati nel sito.



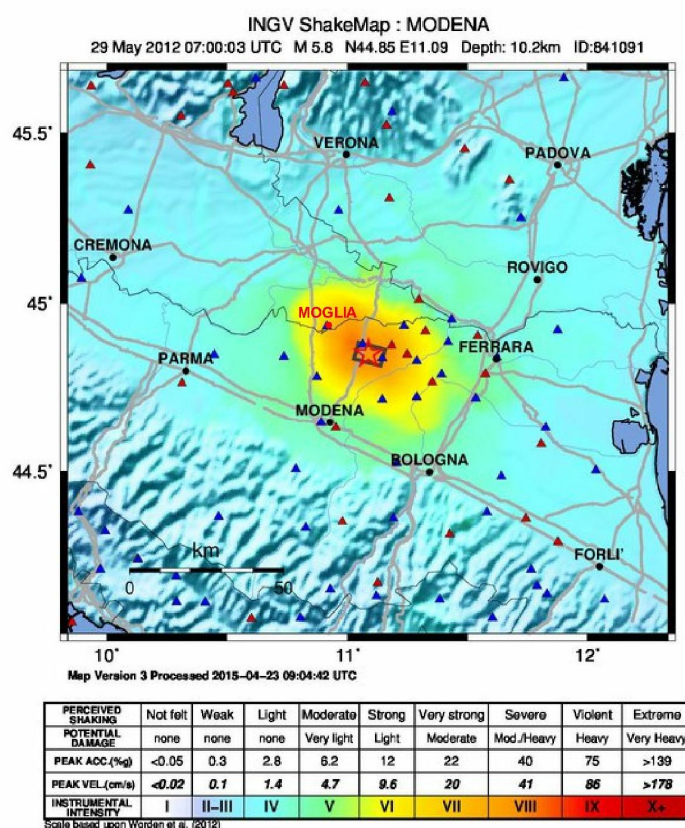
**Confronto spettrale per il sisma del 20/05/2012**

Essendo il valore del periodo fondamentale di vibrazione atteso per l'edificio in esame compreso tra 0.3 s e 1.0 s, il valore dell'accelerazione spettrale risulta inferiore all'accelerazione spettrale elastica. In particolare, per i suddetti periodi di vibrazione il sisma verificatosi è risultato rispettivamente pari al 38% e al 48% del sisma di progetto.

#### 4.2. SISMA DEL 29/05 (Mg. 5.8)

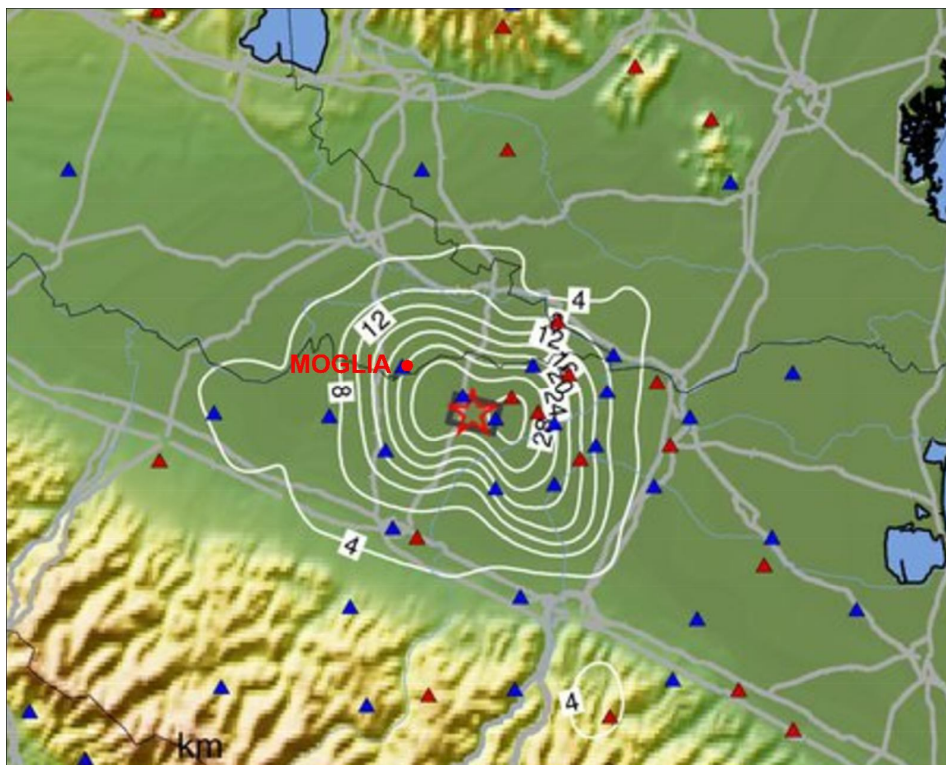
Si riportano le mappe di scuotimento relative per l'evento sismico 841091, verificatosi il 29/05/2012 alle ore UTC 07:00:03 con epicentro di profondità 10,2 km alle coordinate N44.85, E11.09. Oltre alla mappa di intensità Macrosismica in scala Mercalli Modificata (MMI) si riportano le curve di accelerazione relative, rispettivamente, a:

- PGA (peak ground acceleration);
- PSA03 (accelerazione spettrale a 0,3 sec.);
- PSA10 (accelerazione spettrale a 1,0 sec.);
- PSA30 (accelerazione spettrale a 3,0 sec.).

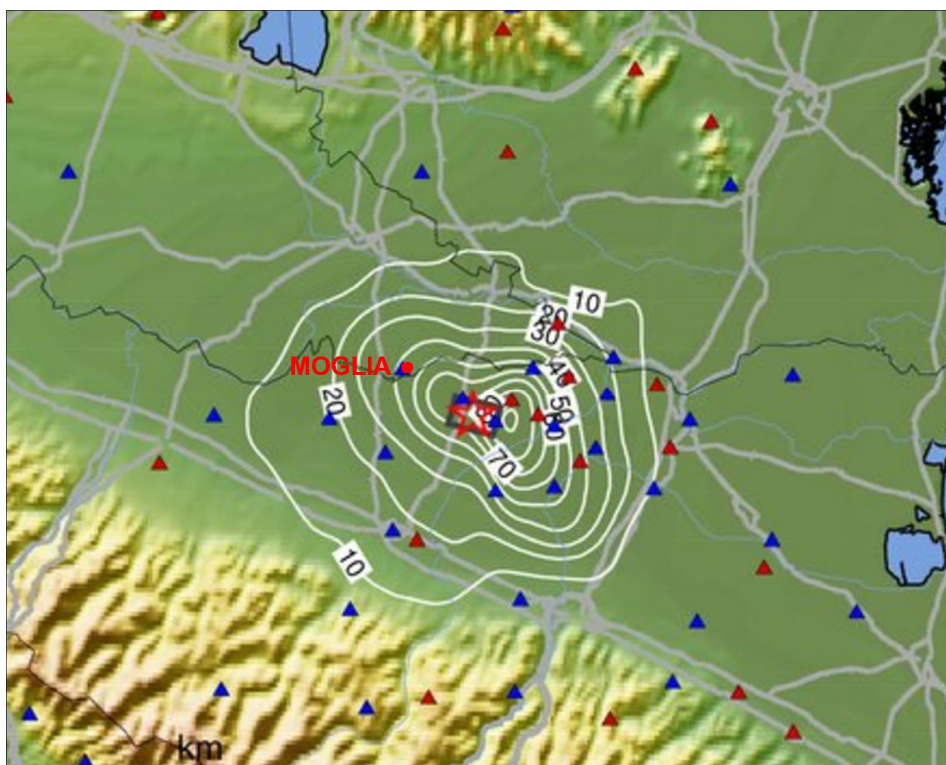


**Mappa di Intensità Macrosismica in scala Mercalli Modificata (MMI)**

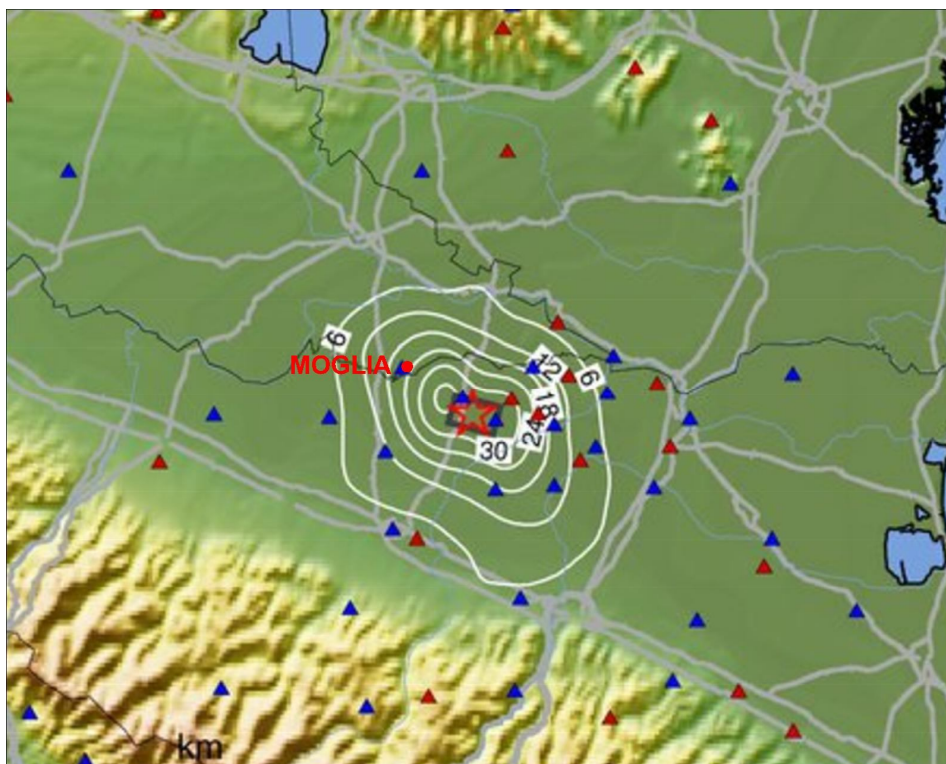




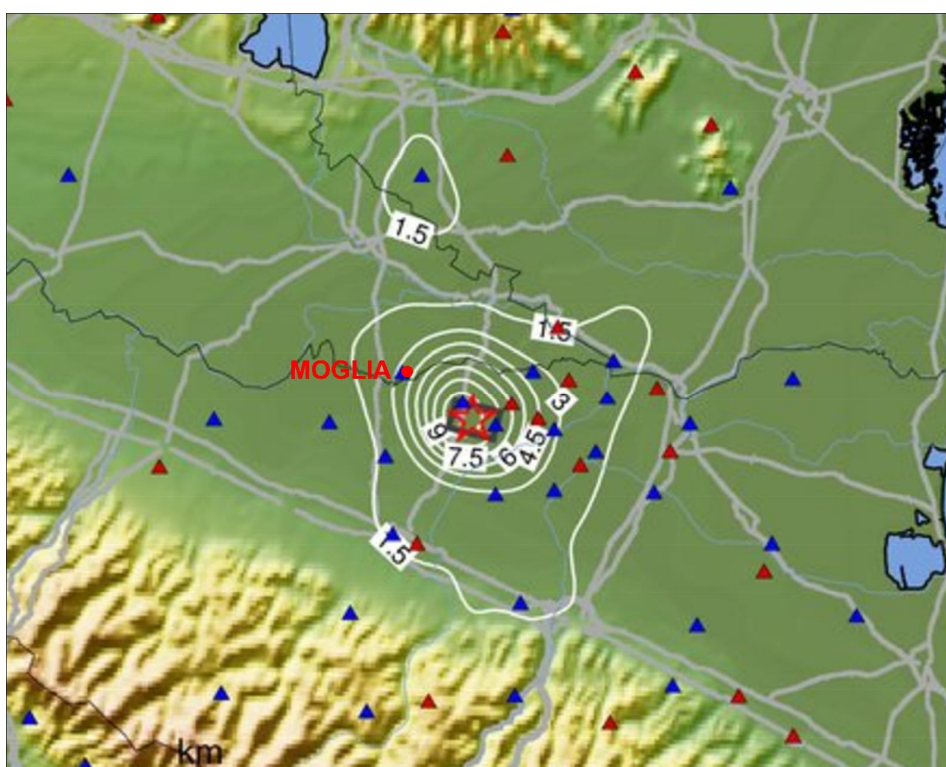
**Mapa di scuotimento con curve PGA**



**Mapa di scuotimento con curve PSA 0,3 sec.**



**Mapa di scuotimento con curve PSA 1,0 sec.**



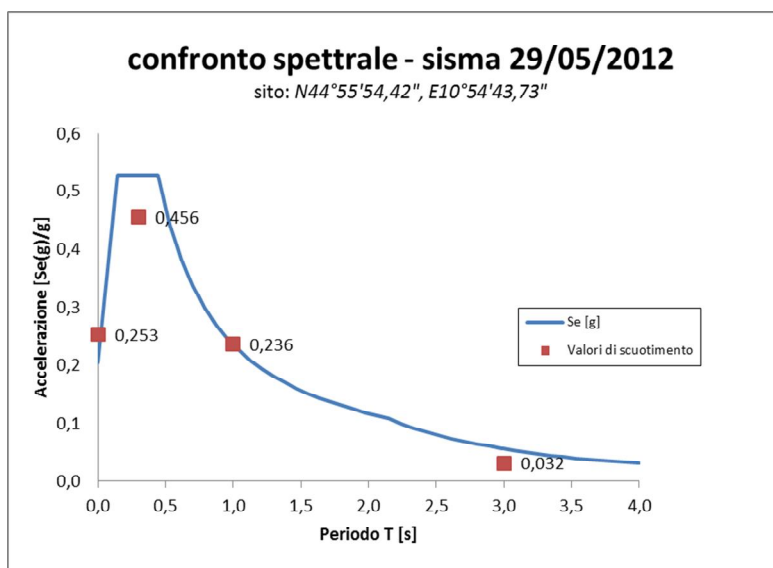
**Mapa di scuotimento con curve PSA 3,0 sec.**



I dati di PGA ed accelerazione spettrale per il sito di interesse, posto alle coordinate N44°55'54.42", E10°54'43.73", sono ottenuti per interpolazione tra i valori associati alle curve più prossime. Si ottiene:

evento <b>841091</b> del 29/05/2012, ore UTC 07:00:03 <b>Mg. 5.9</b>	
<i>epicentro: coordinate N44.85, E11,09 prof. 10,2 km</i>	
<i>sito: coordinate N44°55'54.42", E10°54'43.73"</i>	
<i>distanza epicentrale: 16,7 km</i>	
PGA	0,2531 g
PSA03	0,4561 g
PSA10	0,2363 g
PSA30	0,0320 g

Nel grafico si riportano l'accelerazione spettrale elastica agli SLV ( $S_e[g]$ ), confrontata con i valori spettrali sopra riportati e determinati nel sito.



**Confronto spettrale per il sisma del 29/05/2012**

Essendo il valore del periodo fondamentale di vibrazione atteso per l'edificio in esame compreso tra 0.3 s e 1.0 s, il valore dell'accelerazione spettrale risulta molto vicina all'accelerazione spettrale elastica. In particolare, per i suddetti periodi di vibrazione il sisma verificatosi è risultato rispettivamente pari al 86% e al 100% del sisma di progetto.

## 5. PROCEDURE PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

Per la valutazione della sicurezza sismica del fabbricato sia nello stato di fatto che nello stato di progetto si è proceduto seguendo le indicazioni riportate al § 8.5 e al § 8.7 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (“Procedure per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti”).

In particolare, la normativa indica di procedere secondo il seguente schema:

### Analisi storico-critica (N.T.C. § 8.5.1)

Al fine di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione, la normativa sottolinea l'importanza di ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato. E' stata pertanto presa visione ed analizzata la documentazione inerente la storia del fabbricato, oltre alla documentazione progettuale disponibile relativa agli ultimi restauri effettuati alla fine del XX secolo. I documenti analizzati e la descrizione del fabbricato, nella sua evoluzione storica e nello stato di fatto, sono trattati dettagliatamente nell'**Allegato A.3** (*“Analisi storica e descrizione del fabbricato”*) del presente progetto.

### Rilievo (N.T.C. § 8.5.2)

La definizione geometrica e strutturale del fabbricato risulta fondamentale per ottenere indicazioni in merito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi, compresi i rapporti con le eventuali strutture in aderenza.

Nel caso in esame, la conformazione geometrica delle strutture è stata determinata dalla documentazione progettuale esistente e verificata mediante operazioni di rilievo metrico. Nel corso della campagna di rilievi, si è posta particolare attenzione all'individuazione di tutti quegli elementi costruttivi in grado di modificare la risposta strutturale dell'edificio, quali catene, tiranti e opere di rinforzo strutturale in genere.

Sono stati rilevati inoltre i dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno. Per la descrizione dettagliata del quadro di danneggiamento del fabbricato si rimanda all'**Allegato A.4** (*“Indagine conoscitiva e analisi del danno”*) del presente progetto e agli elaborati grafici (piante, sezioni e prospetti) relativi allo stato di fatto.

Per quanto riguarda la definizione degli interventi strutturali che si intendono eseguire si rimanda agli elaborati grafici di progetto (piante, sezioni, prospetti e particolari costruttivi) relativi allo stato di progetto e all'**Allegato A.5** (*“Descrizione degli interventi”*) del presente progetto.

#### Caratterizzazione meccanica dei materiali (N.T.C. § 8.5.3)

Al fine di conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, è stata pianificata una campagna di prove in relazione alle esigenze di modellazione del fabbricato. I risultati della campagna di prove, eseguita dal Laboratorio Tecnologico Mantovano (L.T.M. s.r.l.), con sede a Levata di Curtatone (MN), nei mesi di giugno e luglio 2015 sono riportati dettagliatamente nell'**Allegato 8** (*"Indagini sui materiali"*) del presente progetto.

Per quanto riguarda la caratterizzazione geotecnica del sito si rimanda all'**Allegato A.7** (*"Relazione geologica e geotecnica"*) del presente progetto e alle considerazioni svolte nell'**Allegato A.5** (*"Descrizione degli interventi"*) .

#### Livelli di conoscenza e fattori di confidenza (N.T.C. § 8.5.4)

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive precedenti, si sono potuti individuare i livelli di conoscenza dei diversi parametri coinvolti nel modello (geometria, dettagli costruttivi e materiali) e definire i correlati fattori di confidenza, da utilizzare come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza che tengono conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello. Per la valutazione del fattore di confidenza si è tenuto conto di quanto prescritto dalla Circolare n° 617 (2/2/2009) al paragrafo C8A.1.A, dal DPCM dello 09/02/2011 al § 4.2. Il fattore di confidenza globale assunto è  $FC=1,35$ . Per una più completa esposizione della procedura adottata per la definizione del fattore di confidenza si si rinvia al **§ 6.1** della presente.

Sulla base del fattore di confidenza è stato poi possibile definire i valori di calcolo delle caratteristiche meccaniche, utilizzati nelle analisi successive, secondo quanto riportato nel **§ 6.2**.

#### Azioni (N.T.C. § 8.5.5)

I valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo per la valutazione della sicurezza sono stati definiti sulla base delle indicazioni fornite dalle Norme Tecniche delle Costruzioni e, per i carichi permanenti, sulla base delle risultanze del rilievo geometrico-strutturale e dei materiali del fabbricato. Per i carichi sismici si è fatto riferimento alla pericolosità sismica del sito in esame, definita a partire dai dati riportati sul sito dell'INGV. I valori delle azioni statiche e sismiche utilizzati per la presente analisi, sia nello stato di fatto che nello stato di progetto, sono riportati in modo esaustivo nel **§ 7**.

Valutazione della sicurezza sismica (N.T.C. § 8.7.1)

Lo scopo principale della presente relazione di calcolo è la valutazione della sicurezza sismica nello stato di fatto e nello stato di progetto, ossia di verificare se il manufatto è idoneo a sopportare l'azione sismica di riferimento nel sito. I risultati analitici della valutazione della sicurezza sismica di un fabbricato vengono sinteticamente espressi in termini di indice di resistenza (o fattore di accelerazione). Un valore dell'indice di sicurezza sismica maggiore di 1 indica che il manufatto è idoneo a sopportare l'azione sismica di riferimento nel sito, in funzione della vita nominale e della classe d'uso.

La presente valutazione verrà effettuata nei confronti dello stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e procederà secondo i seguenti livelli di approfondimento, a cui corrispondono differenti strumenti analitici per il conseguimento di una valutazione quantitativa in termini di indice di sicurezza:

- nel **§ 8** verrà effettuata l'analisi del comportamento di macroelementi individuati come tipologicamente significativi nel contesto generale del fabbricato; le procedure analitiche di esecuzione dell'analisi di dettaglio di alcuni elementi nell'ambito dell'analisi LV3 sono costituite dall'analisi cinematica lineare, per come definite al § C8A.4 della Circolare n°617 dello 02/02/2009 ai sensi del § 5.3 della DPCM del 09/02/2011 nell'analisi di livello LV2;
- nel **§ 9** verrà effettuata una valutazione complessiva della risposta sismica del manufatto mediante l'analisi statica non-lineare "pushover" (LV3);
- nel **§ 10** si procederà con la verifica degli elementi di rinforzo della struttura, sia esistenti che di progetto, che esulano dalle verifiche di cui ai punti precedenti, quali il piano di falda della copertura eseguito con doppio assito strutturale, le capriate in legno, le strutture di controventamento in acciaio previste nel sottotetto a livello dell'estradosso delle volte, le catene metalliche esistenti in corrispondenza degli archi della navata principale e il traliccio in acciaio inserito nella muratura della porzione di facciata da ricostruire.

Nel **§ 11** verrà effettuata una valutazione complessiva della sicurezza sismica del campanile utilizzando il modello meccanico semplificato (LV1) suggerito dal DPCM 09/02/2011. L'esame del campanile verrà integrato poi con l'analisi cinematica lineare del meccanismo di collasso dovuto al ribaltamento dei pilastri della cella campanaria.

Infine, nel **§ 12** verranno riportati un riepilogo dei risultati e un giudizio sintetico in merito alla sicurezza sismica della Chiesa e del campanile in esame, sia nello stato di fatto che in seguito agli interventi di miglioramento sismico proposti.

## 6. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

### 6.1. DEFINIZIONE DEL FATTORE DI CONFIDENZA

La conoscenza della costruzione in muratura oggetto della verifica è di fondamentale importanza ai fini di una adeguata analisi, e può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali.

Sulla base del livello di conoscenza del fabbricato acquisito, si possono poi definire i valori medi dei parametri meccanici e i fattori di confidenza, che verranno impiegati nel calcolo per la valutazione della sicurezza. In particolare, il livello di conoscenza dipende dalle informazioni disponibili in merito alla geometria, ai dettagli costruttivi e alla proprietà dei materiali che costituiscono l'edificio in esame.

Ai fini della presente analisi, che comprende una valutazione globale della risposta sismica del fabbricato ed uno studio puntuale di alcuni specifici meccanismi, il rilievo geometrico e del quadro deformativo e fessurativo disponibili possono ritenersi completi ed accurati.

Nonostante siano state eseguite diverse indagini sui materiali, che per tipologia, quantità e dislocazione, in accordo con la tabella C8A.1.1. di cui al § C8A.1.A.4 della Circolare n° 617 del 02/02/2009, riportata a pagina seguente, avrebbero potuto essere classificate come esaustive, numerosi campioni di materiale prelevati in situ sono risultati disturbati e non è stato pertanto possibile desumere valori attendibili delle caratteristiche meccaniche indagate. Per questi motivi le indagini in situ, secondo la nomenclatura della normativa, sono classificabili come *limitate*.

In base a quanto indicato nella tabella riportata di seguito è pertanto possibile adottare un *livello di conoscenza LC1 e, di conseguenza, un fattore di confidenza  $FC=1,35$* .

Noto il fattore di confidenza, è possibile quindi definire le caratteristiche meccaniche delle murature, per le quali si rimanda al paragrafo successivo.



Livello di conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
<b>LC1</b>	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo	verifiche in situ limitate	Indagini in situ <i>limitate</i>  Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	<b>1,35</b>
<b>LC2</b>			Indagini in situ <i>estese</i>  Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		<b>1,20</b>
<b>LC3</b>		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ <i>esaustive</i>  -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1  -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).  -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		<b>1,00</b>

Tabella C8A.1.1. della Circolare n° 617 del 02/02/2009

## 6.2. CARATTERISTICHE MECCANICHE ATTRIBUITE ALLE MURATURE

Poiché l'edificio è esistente, la definizione delle caratteristiche meccaniche delle murature viene effettuata secondo le prescrizioni contenute al § C8A.1.A.4 della Circolare n° 617 del 02/02/2009, con particolare riferimento alla tabella C8A.1.1.

Essendo le indagini eseguite in situ classificabili come limitate, si assumono per le caratteristiche meccaniche delle murature esistenti i valori di riferimento minimi riportati nella tabella C8 A.2.1 della Circolare 02/02/2009 n.617 per le resistenze e i valori medi per i moduli elastici.

Il materiale delle strutture portanti verticali e resistenti alle forze sismiche orizzontali è costituito da mattoni pieni in laterizio legati con malta di calce. Dalle indagini svolte appare abbastanza evidente come le caratteristiche meccaniche della muratura siano abbastanza scadenti e pertanto non è possibile applicare i coefficienti migliorativi indicati nella tabella C8 A.2.2.

Si riportano di seguito i valori delle caratteristiche meccaniche delle murature esistenti:

	$f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_0$ [N/cm <sup>2</sup> ]	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	w [kN/m <sup>3</sup> ]
<b>Muratura esistente</b>	240	6,0	1500	500	18

dove:

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

Per i materiali previsti nello stato di progetto si prevedono invece le seguenti caratteristiche meccaniche:

	$f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_0$ [N/cm <sup>2</sup> ]	E [daN/cm <sup>2</sup> ]	G [daN/cm <sup>2</sup> ]	w [kN/m <sup>3</sup> ]
<b>Muratura in gasbeton (sopra archi)</b>	300	14,2	1500	500	6
<b>Nuova muratura in mattoni pieni</b>	720	14,2	6000	2400	18

I valori medi delle resistenze a trazione per le murature sono stati ricavati a partire dai valori riportati nelle tabelle precedenti per la resistenza a taglio, adottando la relazione suggerita dalle Norme Tecniche ( $f_{mt} = 1,5 \tau_0$ ).

Riferimento NTC 2008	Coefficiente parziale di sicurezza del materiale	$\gamma_m$
§ 4.5.6.1	Coefficiente parziale di sicurezza del materiale in cond. NON sismiche (SLU)	3
§ 7.8.1.1	Coefficiente parziale di sicurezza del materiale in cond. Sismiche (SLV)	2
§ 7.8.2.2.1	Coefficiente parziale di sicurezza del materiale per analisi statiche non lineari (pushover)	1

I valori di calcolo delle resistenze meccaniche si possono invece ottenere dividendo i valori medi forniti dalle tabelle precedenti per il fattore di confidenza, considerato pari a 1 per i materiali relativi ai nuovi interventi e pari a 1,35 per i materiali relativi agli elementi esistenti, e per i coefficienti parziali di sicurezza dei materiali, in funzione del tipo di analisi eseguita.

## 7. AZIONI

### 7.1. CARICHI STATICI

In base a quanto rilevato in sede di sopralluogo e rilievo, oltre ai pesi propri strutturali, determinati sulla base del volume e del peso specifico dei materiali dei vari elementi di cui è costituita la struttura portante del fabbricato, sulla base dei valori dei carichi accidentali d'esercizio previsti dalla normativa vigente (Tab. 3.1.II, § 3.1.4, D.M. 14/01/2008), si sono assunti i carichi distribuiti principali riportati nella tabella seguente:

<b>COPERTURA</b>	
<b>Descrizione</b>	<b>Peso/mq</b>
Carichi permanenti strutturali ( $G_1$ ) (*)	50 daN/m <sup>2</sup>
Carichi permanenti portati ( $G_2$ )	100 daN/m <sup>2</sup>
Accidentali (neve) (Q)	80 daN/m <sup>2</sup>
Totale	<b>230</b> daN/m <sup>2</sup>

### 7.2. CARICHI SISMICI

Secondo quanto previsto nel § 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, ed in particolare fornisce i valori di accelerazione orizzontale massima  $a_g$  e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, 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 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 seguenti parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima del terreno;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_B$  periodo d'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C$  periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_D$  periodo d'inizio del tratto a spostamento 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 parametri sopra indicati si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50° percentile ed attribuendo a:

- $a_g$  il valore previsto dalla *pericolosità sismica*,
- $F_0$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$ : 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 gli edifici oggetto dello studio, adibiti ad edilizia scolastica e pubblica, sono state considerate 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 una vita 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 la determinazione delle azioni sismiche agenti sull'edificio si è fatto riferimento al procedimento descritto nel 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:

<b>Sati limite di esercizio</b>	Tempo di ritorno ( $T_R$ )	Probabilità di superamento ( $P_v\%$ )	Accelerazione normalizzata (ag/g)
Stato limite di operatività (SLO)	45	81%	0.0409
Stato limite di danno (SLD)	75	63%	0.0510

<b>Sati limite ultimi</b>	Tempo di ritorno ( $T_R$ )	Probabilità di superamento ( $Pr\%$ )	Accelerazione normalizzata (ag/g)
Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)	712	10%	0.1375
Stato limite di collasso (SLC)	1462	5%	0.1820

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).

Si è assunto che il moto del terreno possa avvenire, non contemporaneamente, in due direzioni orizzontali ortogonali individuate dalle due direzioni principali dell'edificio.

Nell'analisi statica non-lineare svolta non si applica fattore di struttura. Nell'ambito dell'analisi cinematica lineare, le forze sismiche di confronto dell'accelerazione di attivazione del meccanismo vengono ottenute dallo spettro elastico ridotto mediante un fattore di struttura  $q=2$ .

I calcoli vengono sviluppati secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. Gli stati limite corrispondono alle condizioni di sollecitazione entro le quali l'edificio deve possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi (**SLU**): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone, ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti degli stati limite di esercizio (**SLE**): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- robustezza nei confronti di azioni eccezionali: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti, quali incendio, esplosioni o urti.

Nei confronti delle azioni sismiche, sono definiti i seguenti stati limite di esercizio:

- *stato limite di operatività* (**SLO**): a seguito del terremoto, la costruzione, nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- *stato limite di danno* (**SLD**): a seguito del terremoto, la costruzione, nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti di azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile, pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature;

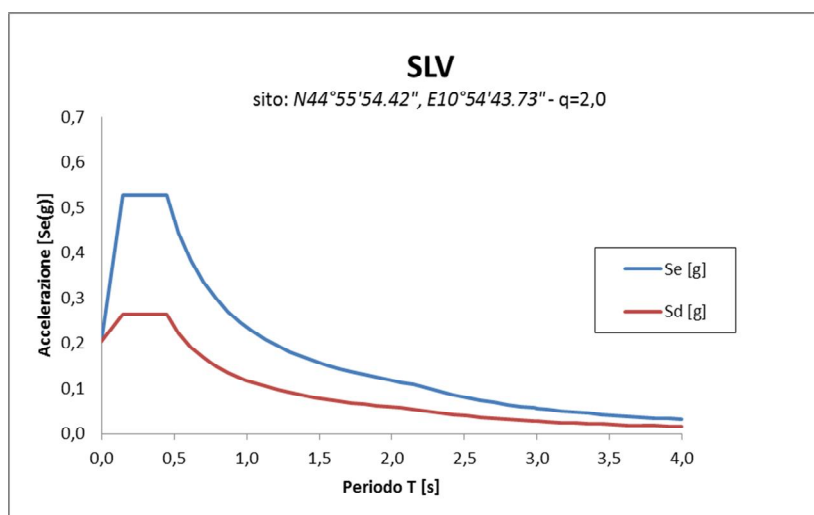
Gli stati limite ultimi per azioni sismiche sono:

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



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

Conformemente alla tipologia ed alla classe d'uso del fabbricato, le verifiche sono state condotte con riferimento ai soli **SLV** (accelerazione di aggancio  $ag/g = 0,1375$ ). Nella figura seguente sono rappresentati gli spettri di risposta adottati per l'azione agli Stati Limite Ultimi (SLV), valutati coerentemente con i coefficienti precedentemente indicati. In essi, la linea rossa rappresenta lo spettro elastico e quella blu lo spettro di progetto derivante dall'applicazione di un fattore di struttura pari a 2.



**Spettri di risposta in accelerazione elastico e di progetto agli SLV**

Nella seguente tabella si riportano i dati di riepilogo dell'input sismico:

Stato Limite	Pvr (%)	Tr (anni)	Ag/g	Fo	Tc (sec)
<b>SLO</b>	81	45	0.0409	2.579	0.261
<b>SLD</b>	63	75	0.0510	2.542	0.277
<b>SLV</b>	10	712	0.1375	2.581	0.279
<b>SLC</b>	5	1462	0.1820	2.542	0.286

## 8. ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI MEDIANTE ANALISI CINEMATICA

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)  $\alpha_0$  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  $\alpha_0$  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  $\theta_k$  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;

$\delta_h$  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  $\alpha_0$  alla accelerazione  $\alpha_0^*$  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, che nel caso in esame è stato assunto pari a 2.

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;

$\gamma$  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, delle pareti longitudinali e dell'abside.

Fatta eccezione per il ribaltamento delle pareti longitudinali, le cui verifiche verranno trattate a parte nel § 10.1, 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 in appendice alla presente relazione, sono state condotte dapprima nello stato di fatto e poi nello stato di progetto nel quale, tra le forze stabilizzanti,

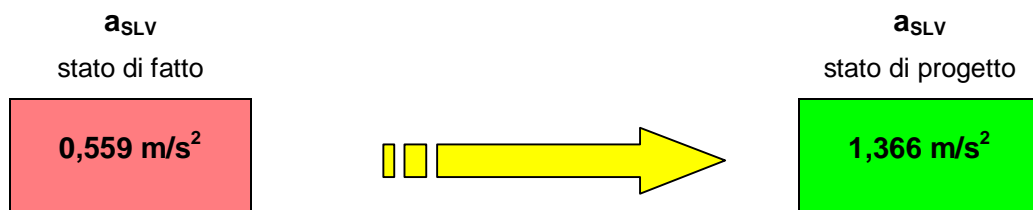
si è inclusa la forza di trattenuta esercitata dai tiranti nella dimensione e con le caratteristiche meccaniche previste. Di seguito si riporta il confronto tra i valori dell'accelerazione massima sopportabili dall'edificio e fra gli indici di resistenza ottenuti per il meccanismi esaminati, prima e dopo l'intervento di riparazione e miglioramento sismico proposto.

Accelerazione sismica di riferimento per il sito in esame

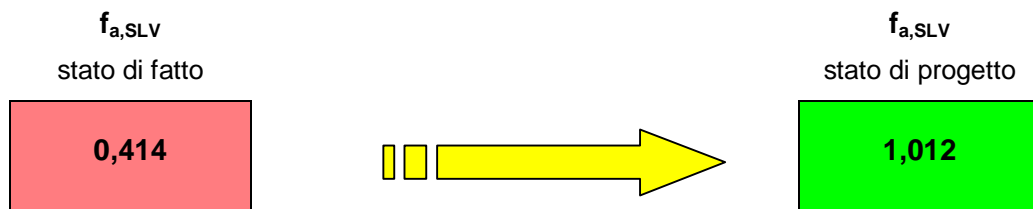
$$a_{SLV} = 0,1375 \text{ g} = 1,349 \text{ m / s}^2$$

### MECCANISMO N. 1 – RIBALTAMENTO DELLA FACCIATA

Accelerazione sismica massima sopportabile dalla struttura

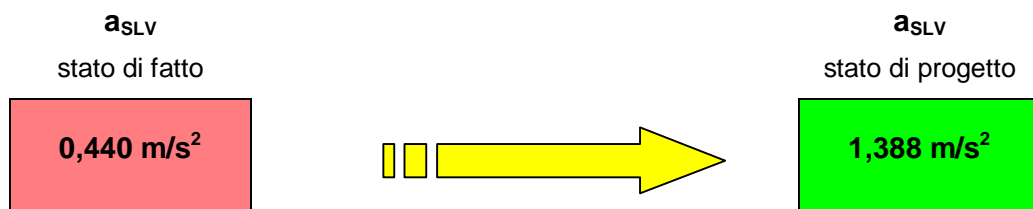


Fattore di accelerazione

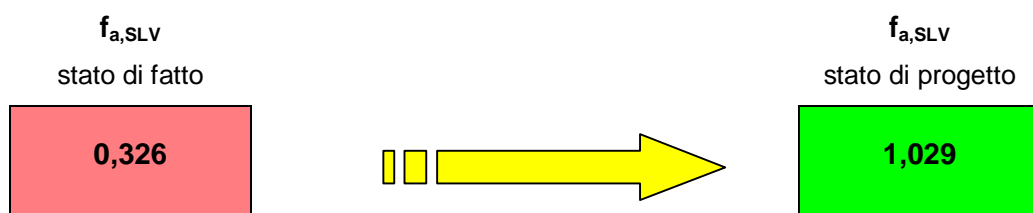


## MECCANISMO N. 2 – RIBALTAMENTO DEL TIMPANO

### Accelerazione sismica massima sopportabile dalla struttura

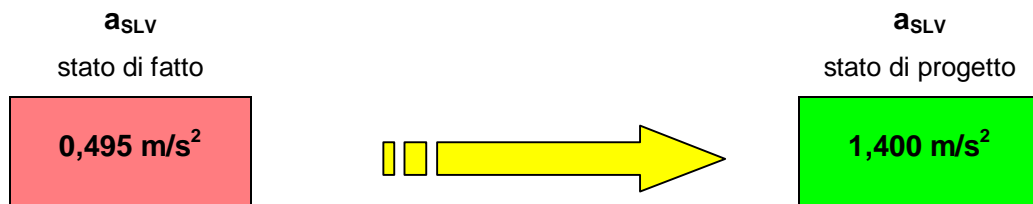


### Fattore di accelerazione

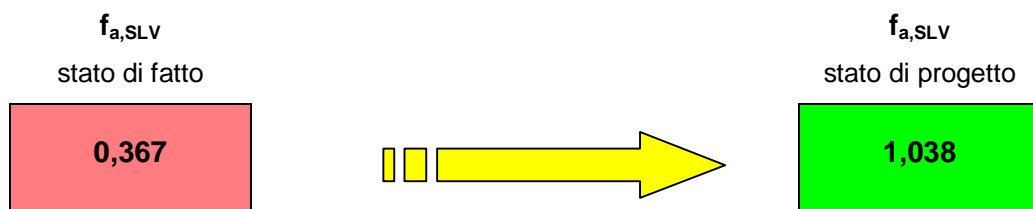


## MECCANISMO N. 3 – RIBALTAMENTO DELL'ABSIDE

### Accelerazione sismica massima sopportabile dalla struttura



### Fattore di accelerazione



## **9. ANALISI STATICA NON-LINEARE (PUSHOVER): LV3**

Di seguito si presenta la modellazione agli elementi finiti svolta sul fabbricato, corrispondenti ad un'analisi di livello LV3.

### **9.1. METODO DI CALCOLO DELL'ANALISI STATICA NON-LINEARE (PUSHOVER)**

Per descrivere il comportamento globale di un edificio in muratura, caratterizzato da un comportamento non lineare, risulta più significativa un'analisi di tipo statico non-lineare (vd. § C7.8.1.5.1 Circolare n° 617 dello 02/02/2009). Pertanto, in deroga ai requisiti di cui al § 7.3.4.1 del D.M. del 14/01/2008, tale metodo è applicabile ad edifici in muratura anche se il modo di vibrare fondamentale ha una massa partecipante inferiore al 75%. Nel caso di edifici esistenti, quindi, non è necessaria l'esecuzione di un'analisi modale preliminare all'analisi statica non lineare.

Come descritto al § C7.8.1.5.1 Circolare n° 617 dello 02/02/2009: "l'analisi statica non lineare consiste nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali che, mantenendo invariati i rapporti relativi tra le forze stesse, vengano tutte scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo (ad esempio in sommità dell'edificio, a livello della copertura) sulla struttura fino al raggiungimento delle condizioni ultime. Il risultato dell'analisi consisterà in un diagramma riportante in ascissa lo spostamento orizzontale del punto di controllo, in ordinata la forza orizzontale totale applicata (taglio alla base)". La capacità di spostamento relativa agli stati limite di danno e ultimo viene valutata sulla curva forza-spostamento, in corrispondenza dei punti:

- *stato limite di danno* dello spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due piani consecutivi eccede i valori riportati al § 7.3.7.2 (D.M. del 14/01/2008);
- *stato limite ultimo* dello spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo.

Inoltre, "tale metodo prevede, in ogni caso, *solo una verifica globale in spostamento e non le verifiche nei singoli elementi*. Le verifiche fuori piano potranno, invece, essere effettuate separatamente secondo le procedure indicate per l'analisi statica lineare".

Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) appresso illustrate.



**Gruppo 1 - Distribuzioni principali:**

- distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la 2 a);
- distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a TC.

**Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:**

- distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.

L'analisi richiede che al sistema strutturale reale venga associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà.

La procedura dell'analisi statica non lineare (pushover) è così riassumibile:

- 1) definito un punto di controllo, applicazione di due sistemi di forze orizzontali che vengono fatti variare in modo monotono crescente, fino alla definizione, per ogni combinazione di carico di ciascun sistema di una curva di capacità, che correla lo spostamento del punto di controllo ( $d_c$ ) al taglio alla base della struttura ( $F_b$ ), il cui massimo valore  $F_{bu}$ , viene assunto come resistenza ultima dell'edificio;
- 2) per ciascun sistema di forze viene individuato un sistema equivalente ad un grado di libertà, al quale si attribuisce un comportamento bilineare. Detto  $\Gamma$  il coefficiente di partecipazione modale, le relazioni in campo elastico che descrivono il comportamento del sistema equivalente sono:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

Il punto rappresentativo dello snervamento, detta  $k^*$  la rigidezza secante del sistema equivalente è individuato da:

$$F_y^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma} \quad d_y^* = \frac{F_y^*}{k^*}$$

Si definisce, inoltre, il periodo elastico del sistema equivalente  $T^*$ , calcolato come:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y^*}{F_y^*}}$$

- 3)** si valuta la risposta massima in termini di spostamento del sistema equivalente in base allo spettro di risposta elastico:

$$d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*) \quad \text{se } T^* \geq T_C$$

$$d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}^*}{q^*} \cdot \left[ 1 + (q^* - 1) \cdot \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,\max}^* \quad \text{se } T^* < T_C$$

Ove

$$q^* = \frac{S_{De}(T^*) \cdot m^*}{F_y^*}$$

è il rapporto fra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente;

- 4)** si calcola lo spostamento massimo del punto di controllo come  $d_{\max} = \Gamma \cdot d_{\max}^*$  in modo da controllare che durante l'analisi sia stato raggiunto uno spostamento del punto di controllo  $d_c$  almeno pari a  $d_{\max}$ .

Come evidenziato al § 7.3.4.1 del D.M. del 14/01/2008, l'analisi non lineare consente:

- valutare i rapporti di sovrarresistenza  $\alpha_u/\alpha_1$  di cui ai §§ 7.4.3.2, 7.4.5.1, 7.5.2.2, 7.6.2.2, 7.7.3, 7.8.1.3 e 7.9.2.1;
- verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di struttura  $q$ ;
- progettare gli edifici di nuova costruzione sostitutivo dei metodi di analisi lineari;
- come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.

Ai sensi del § 7.8.1.5.4 del D.M. 14/01/2008, i pannelli vengono caratterizzati con un comportamento bilineare elastico-perfettamente plastico, con resistenza equivalente al limite elastico e spostamenti al limite elastico e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale o a taglio come da normativa. Il superamento dello spostamento limite per taglio (0,4% della altezza del pannello) ed in contemporaneo raggiungimento del taglio ultimo comporta il rilascio dello sforzo di taglio. Il superamento dello spostamento limite per pressoflessione (0,8% della altezza del pannello per edifici nuovi, 0,6% per edifici esistenti) ed in contemporaneo raggiungimento del momento ultimo comporta il rilascio del momento. Nel corso della spinta i maschi subiscono continue variazioni dei parametri

di sollecitazione. Può avvenire che il taglio o il momento flettente raggiungano i valori ultimi che sono dipendenti dallo sforzo normale. Se un maschio nel corso della spinta ha raggiunto la resistenza ultima a taglio mantiene la sollecitazione di taglio fino a che raggiunge lo spostamento relativo tra le basi dello 0,4%; raggiunto lo 0,4% la resistenza a taglio si annulla e si ha quindi la perdita dello sforzo (mantenendo gli sforzi normali e di momento). Analoghe considerazioni valgono per la sollecitazione di pressoflessione con unica differenza nei limiti dello spostamento relativo tra le basi che sono posti dalla norma pari a 0,6% per gli esistenti e 0,8% per i nuovi.

La verifica di sicurezza per edifici in muratura analizzati con analisi statica non lineare consiste nel confronto tra domanda e capacità di spostamento così definita:

- *stato limite di danno*: spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo tra due punti sulla stessa verticale appartenenti a piani consecutivi eccede i valori riportati al punto 4.11.2 della normativa vigente;
- *stato limite ultimo*: spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo.

Occorre inoltre controllare che si verifichi  $q^* < 3$  dove  $q^*$  rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

## 9.2. MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI

Il modello è stato creato nel rispetto della geometria del fabbricato, come risultante dalle ricognizioni e dai rilievi metrici effettuati nel corso delle operazioni di ispezione, mediante l'ausilio del software *Midas FX+ 2014 v.1.1*, prodotto dalla Ditta Midas Information Technology Co., Ltd..

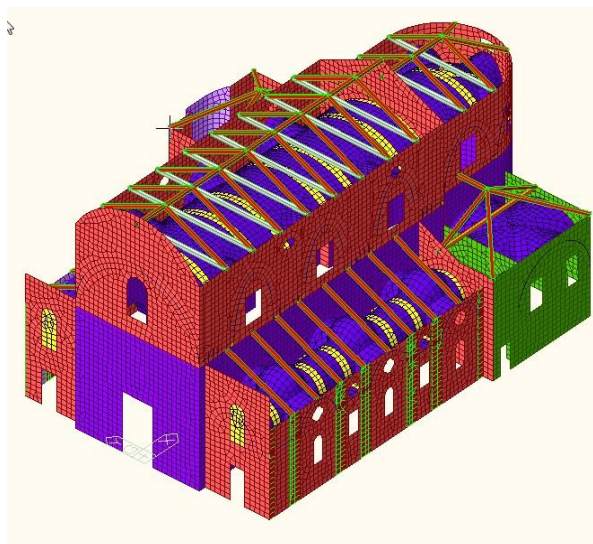
Midas FX+ è un modellatore geometrico tridimensionale molto potente in grado di modellare e meshare elementi di notevole complessità (1-2-3 D) a livello di dettaglio e di esportare il modello nei software agli elementi finiti Midas Gen (*Midas FX+*).

Nel caso in esame, la modellazione è stata effettuata seguendo i seguenti criteri:

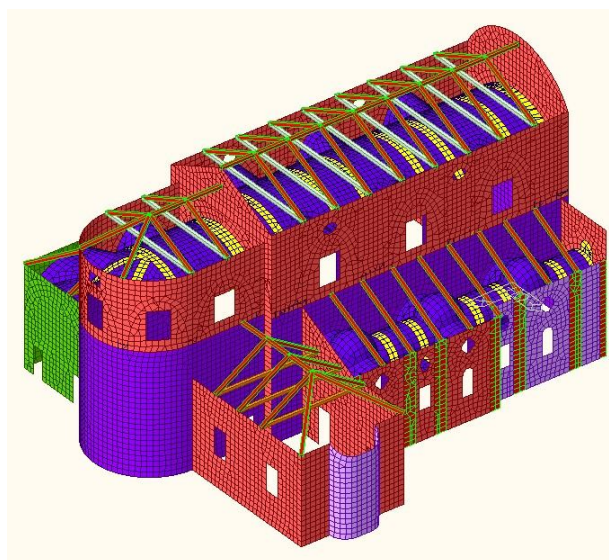
- le pareti verticali, le volte e gli archi sono stati modellati come elementi *shell*;
- le travi in legno di copertura sono state modellate come elementi *beam*, ai quali sono state applicate le forze distribuite lineari dovute ai carichi della copertura;
- i tiranti e le catene delle capriate sono stati modellati come elementi *truss*;
- nello stato di progetto, l'irrigidimento del piano di falda della copertura con pannelli fenolici in compensato marino è stato simulato inserendo dei *link elastici di tipo rigido* tra le travi di copertura.

A tutti gli elementi sono stati poi attribuiti gli spessori, le sezioni e le proprietà dei materiali desunti dai rilievi effettuati. Alle volte costituite da mattoni in foglio è stato assegnato il materiale 'muratura' considerato come perfettamente elastico, dal momento che si è ritenuto opportuno, nonché a favore di sicurezza, non considerare il contributo plastico delle stesse per via della loro fragilità.

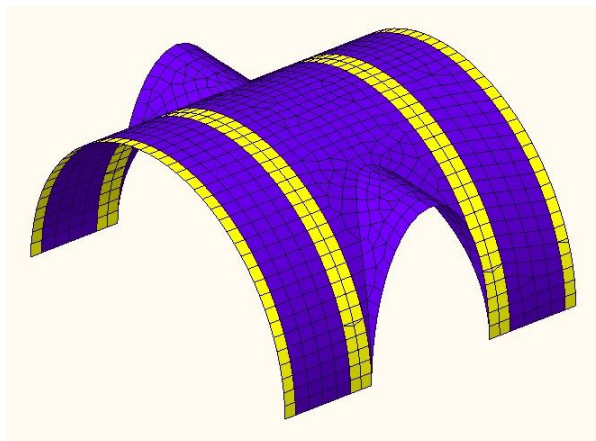
Si riportano di seguito alcune immagini del modello agli elementi finiti utilizzato per l'analisi statica non-lineare.



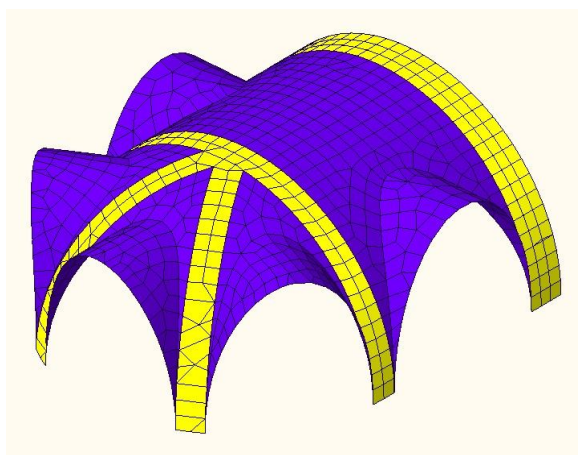
**Vista assonometrica del fabbricato da nord-ovest**



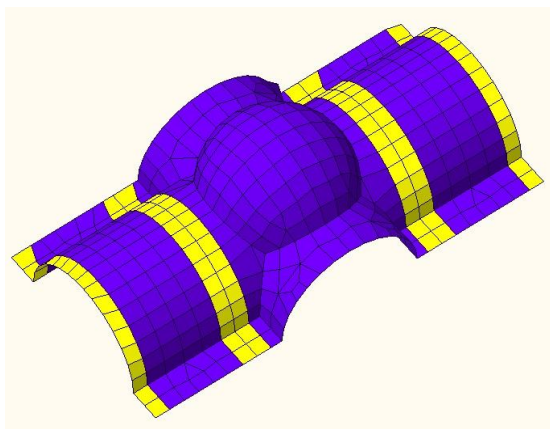
**Vista assonometrica del fabbricato da sud-est**



**Particolare della modellazione delle volte della navata principale**



**Particolare della modellazione delle volte dell'abside**



**Particolare della modellazione delle volte delle navate laterali**

### 9.3. RISULTATI DELL'ANALISI STATICA NON-LINEARE

L'analisi è stata condotta con l'ausilio del software *MidasGen* 2015 v.1.1, prodotto dalla Ditta Midas Information Technology Co., Ltd..

MidasGen è un programma per il calcolo strutturale con modellazione agli elementi finiti (FEM), in grado di eseguire analisi statiche e dinamiche, lineari e non-lineari, per geometria e materiali, e di costruzioni per fasi per edifici di qualsiasi complessità, oltre a verifiche di sezioni in acciaio, C.A. e miste con EC2, EC3.

Nell'ambito dell'analisi non lineare eseguita, l'edificio è stato rappresentato con una modellazione tridimensionale ad inelasticità diffusa.

Le verifiche sono state effettuate applicando all'edificio due distribuzioni di forze, ricadenti nei due gruppi previsti dalla normativa.

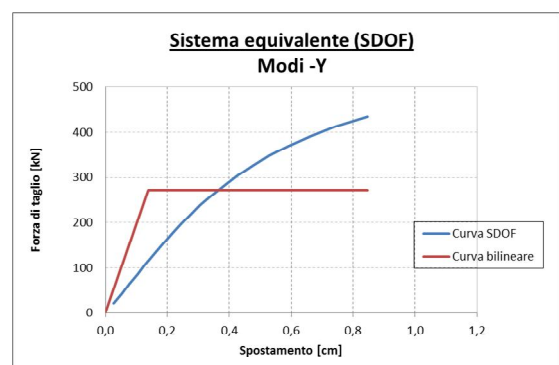
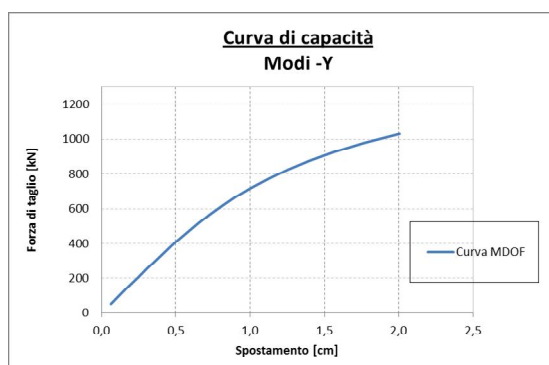
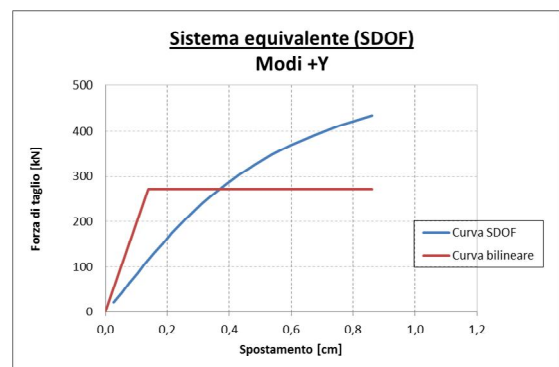
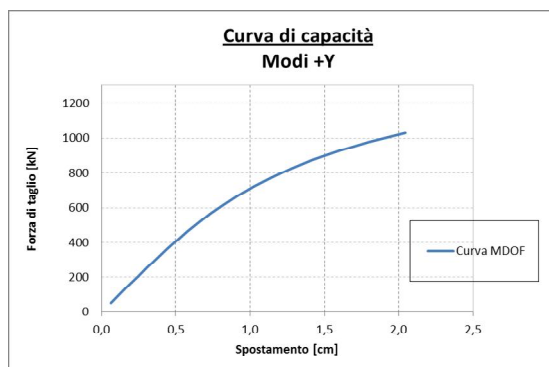
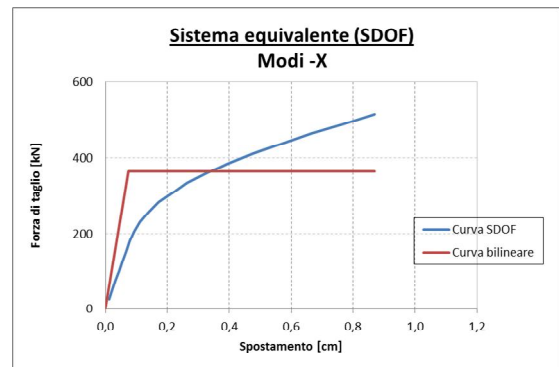
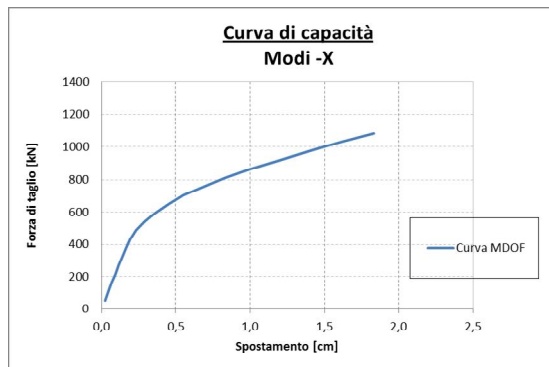
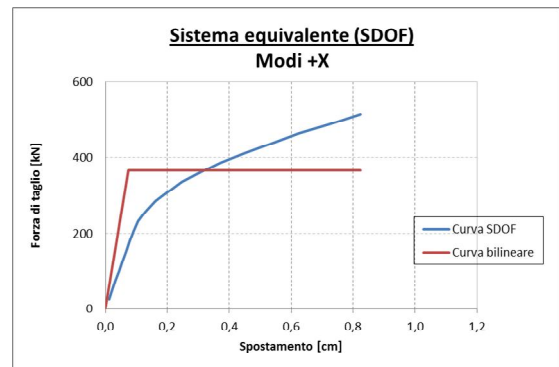
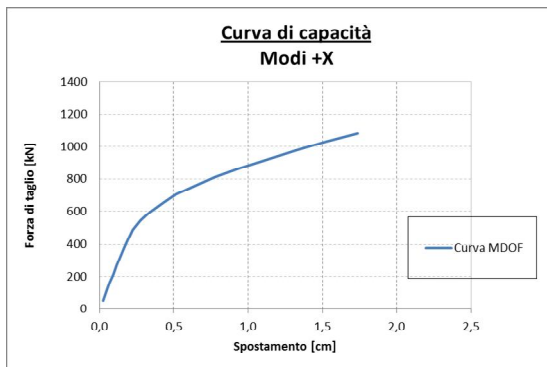
I gruppi di combinazioni di carico utilizzati sono:

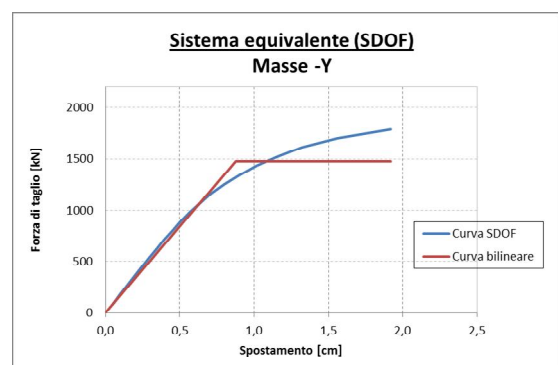
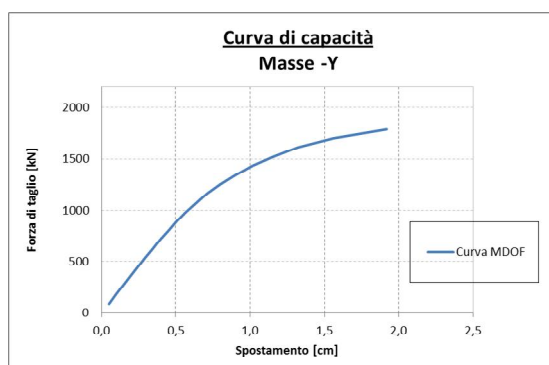
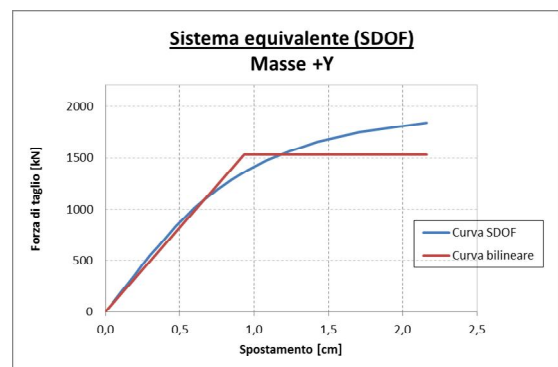
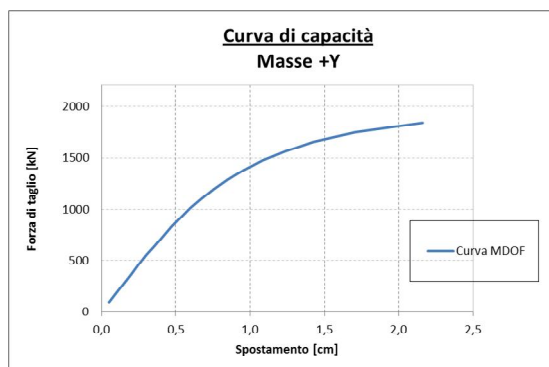
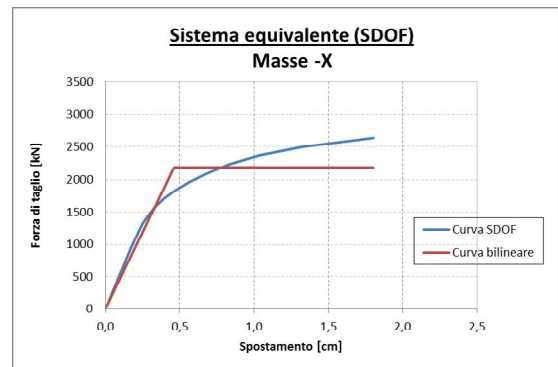
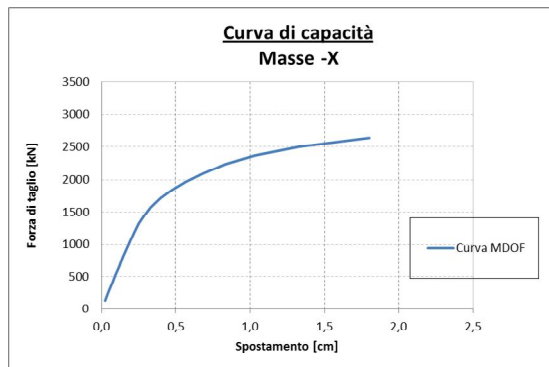
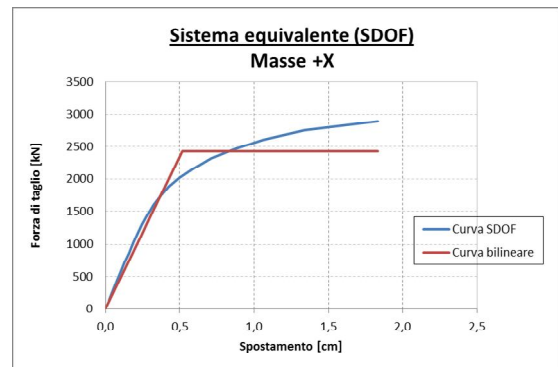
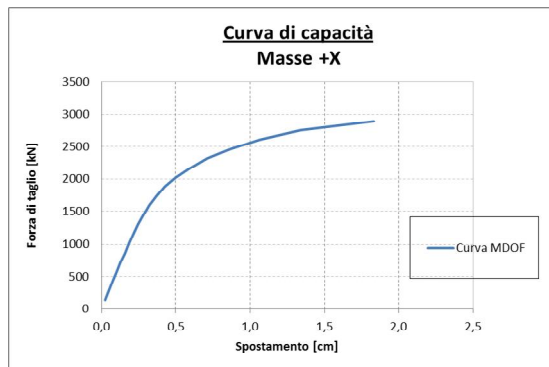
- **Gruppo 1:** distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare ("*proporzionale ai modi*").
- **Gruppo 2:** distribuzione corrispondente ad una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione ("*proporzionale alle masse*").

Sono state eseguite quattro analisi per ogni gruppo di distribuzione di forze, variando la direzione e il verso di applicazione dei carichi. Le direzioni considerate sono una parallela all'asse longitudinale della chiesa (asse X) e l'altra parallela all'asse trasversale (asse Y). Per ogni direzione si è considerato di applicare i carichi secondo il verso positivo e secondo il verso negativo degli assi. Lo stesso procedimento è stato utilizzato per l'analisi del fabbricato sia nello stato di fatto che nello stato di progetto.

Nel seguito si riportano i risultati di sintesi dell'analisi statica non-lineare (pushover) dell'edificio nello stato di fatto e nello stato di progetto. In particolare, per ogni combinazione di ciascun gruppo si riportano le relative curve di capacità, che correlano lo spostamento del punto di controllo ( $d_c$ ) al taglio alla base della struttura ( $F_b$ ), e la curva bilineare che rappresenta il sistema equivalente ad un grado di libertà. Inoltre, viene fornito il quadro riassuntivo delle verifiche con indicazione dei valori del coefficiente di partecipazione modale  $\Gamma$ , della massa partecipante  $m^*$ , della forza di taglio alla base della struttura  $F_y^*$  e dello spostamento  $d_y^*$  in corrispondenza del punto di snervamento, del periodo elastico del sistema equivalente  $T^*$ , dello spostamento massimo del punto di controllo  $d_{max}$  e dell'indice di resistenza, espresso, coerentemente a quanto esposto nel § 3.2 della presente, in termini di fattore di accelerazione agli SLV.

## STATO DI FATTO



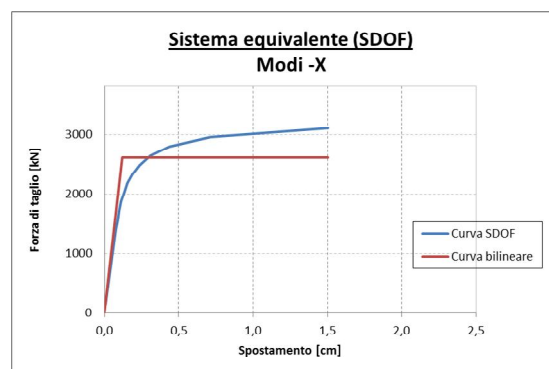
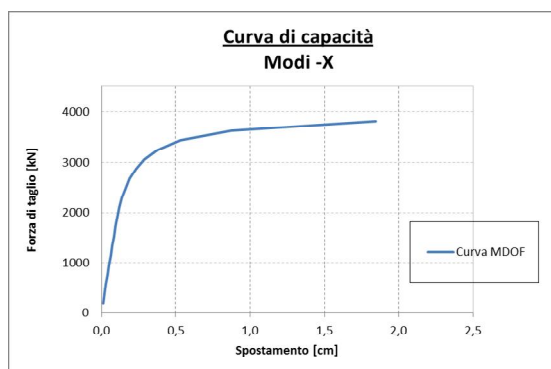
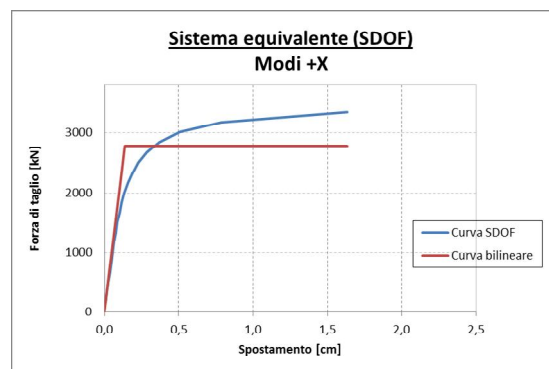
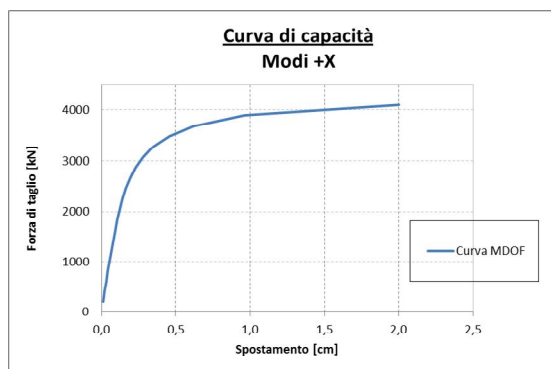


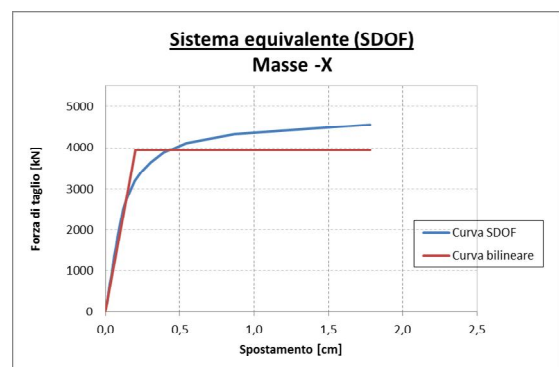
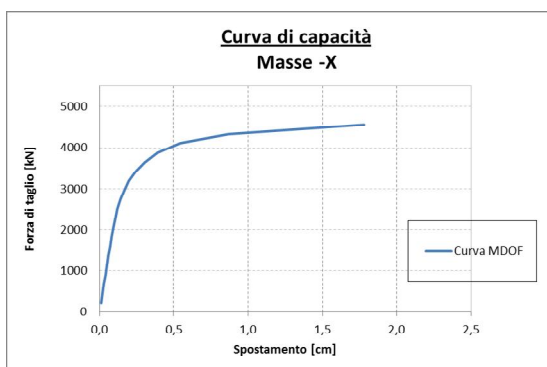
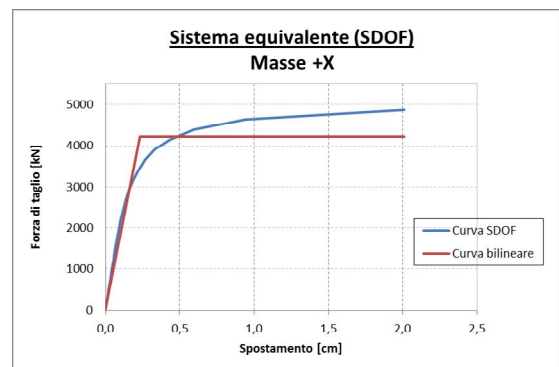
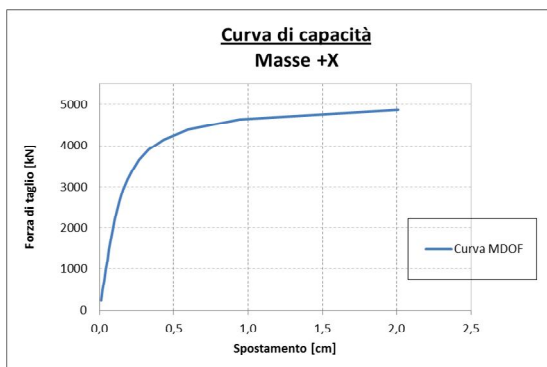
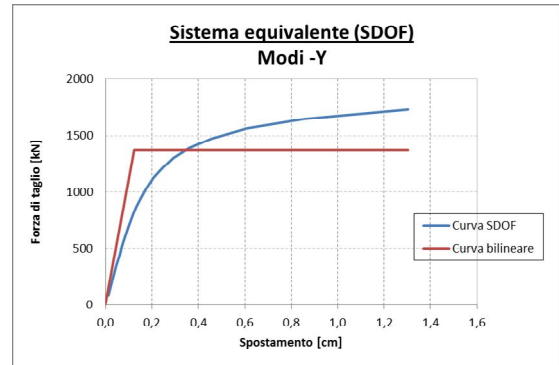
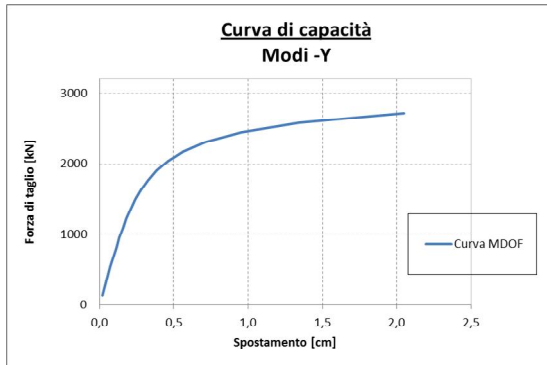
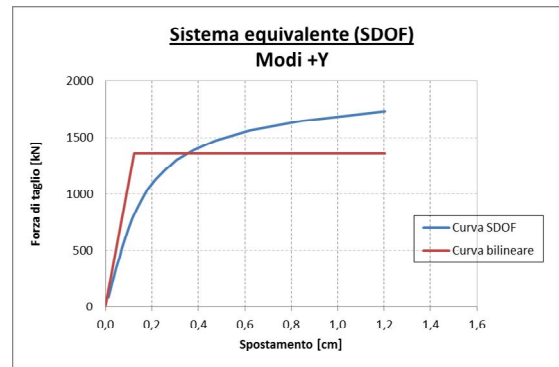
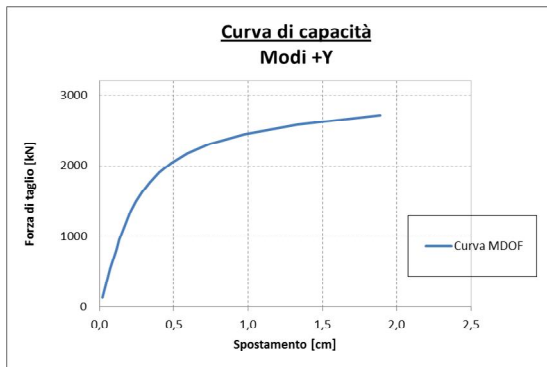


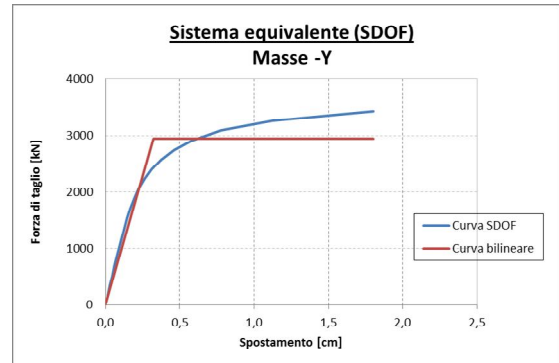
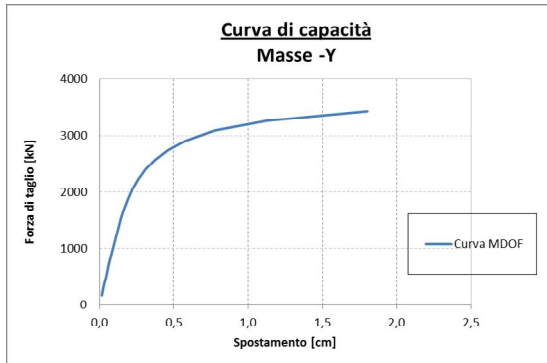
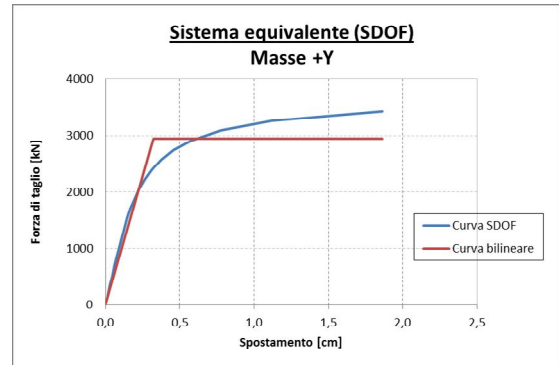
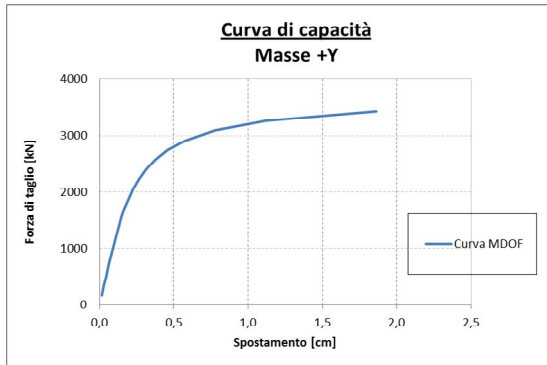
Distribuzione Forze	$\Gamma$	$m^*$ [kN]	$F_y$ [kN]	$d_y$ [cm]	$T^*$ [s]	$d_{max}$ [cm]	I.R.
Modi + X	2,11	2331	366	0,08	0,43	5,36	0,386
Modi - X	2,11	2331	366	0,08	0,44	5,37	0,386
<b>Modi + Y</b>	<b>2,37</b>	<b>2384</b>	<b>272</b>	<b>0,14</b>	<b>0,69</b>	<b>9,62</b>	<b>0,207</b>
<b>Modi - Y</b>	<b>2,37</b>	<b>2384</b>	<b>272</b>	<b>0,14</b>	<b>0,69</b>	<b>9,61</b>	<b>0,207</b>
Masse + X	1,00	2519	2426	0,52	0,46	2,70	0,733
Masse - X	1,00	2519	2195	0,46	0,46	2,68	0,733
Masse + Y	1,00	2519	1531	0,93	0,78	4,55	0,438
Masse - Y	1,00	2519	1478	0,88	0,77	4,50	0,438

Il minimo tra i valori degli indici di resistenza riportati in tabella (espressi in termini di fattore di accelerazione) rappresenta l'indice di resistenza del fabbricato **nello stato di fatto**. Nel caso in esame, **l'indice di resistenza risulta pari al 20,7%** e quindi, secondo la classificazione esposta al § 3.3 della presente relazione, il livello di sicurezza sismica dell'edificio può essere definito **molto carente**.

## STATO DI PROGETTO



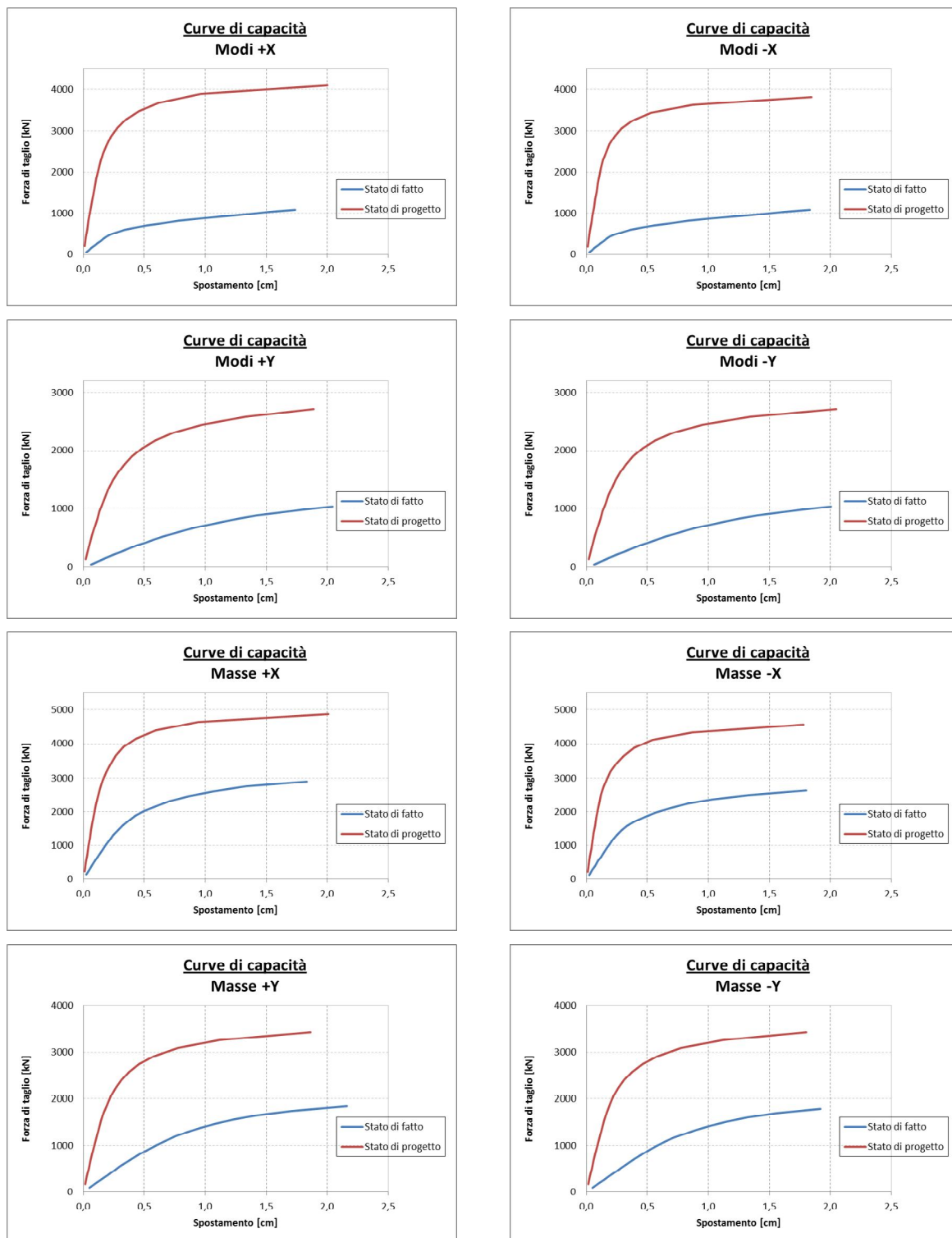




Distribuzione Forze	$\Gamma$	$m^*$ [kN]	$F_y$ [kN]	$d_y$ [cm]	$T^*$ [s]	$d_{max}$ [cm]	I.R.
Modi + X	1,23	2430	2776	0,14	0,22	1,37	1,401
Modi - X	1,23	2430	2616	0,12	0,21	1,34	1,401
<b>Modi + Y</b>	<b>1,57</b>	<b>2465</b>	<b>1358</b>	<b>0,12</b>	<b>0,30</b>	<b>2,64</b>	<b>0,739</b>
<b>Modi - Y</b>	<b>1,57</b>	<b>2465</b>	<b>1372</b>	<b>0,13</b>	<b>0,30</b>	<b>2,64</b>	<b>0,739</b>
Masse + X	1,00	2523	4224	0,23	0,23	1,15	1,556
Masse - X	1,00	2523	3933	0,20	0,23	1,12	1,659
Masse + Y	1,00	2523	2941	0,33	0,33	1,83	1,086
Masse - Y	1,00	2523	2939	0,32	0,33	1,82	1,086

Il minimo tra i valori degli indici di resistenza riportati in tabella (espressi in termini di fattore di accelerazione) rappresenta l'indice di resistenza del fabbricato **nello stato di progetto**. Nel caso in esame, l'**indice di resistenza risulta pari al 73,9%** e quindi, secondo la classificazione esposta al § 3.3 della presente relazione, il livello di sicurezza sismica dell'edificio può essere definito **soddisfacente**.

Il miglioramento sismico ottenuto con gli interventi proposti, in termini di incremento dell'indice di resistenza, può essere apprezzato mettendo a confronto le curve di capacità ricavate per lo stato di fatto e per lo stato di progetto. Si riportano di seguito, per le 8 distribuzioni di carico considerate, le curve di capacità ottenute, osservando le quali risulta evidente, a parità di spostamenti, l'incremento dei valori delle forze di taglio alla base della struttura prima e dopo l'intervento di miglioramento sismico:



Come ulteriore verifica dei risultati ottenuti con gli interventi proposti, è stata condotta anche un'analisi sismica modale del fabbricato sia nello stato di fatto che nello stato di progetto, al fine di valutare come variano le frequenze proprie della struttura, le deformate modali e le masse partecipanti per ogni modo di vibrare.

Nella tabelle seguenti sono riportati i valori dei periodi, in secondi, dei primi modi propri di vibrare della struttura e le corrispondenti percentuali di masse partecipanti. Si evidenzia come nello stato di fatto, per la direzione Y, i massimi valori di massa partecipante si hanno in corrispondenza dei primi modi di vibrare con periodi compresi tra 0,40 s e 0,56 s. Negli altri casi, ossia per la direzione X sia nello stato di fatto che nello stato di progetto e per la direzione Y nello stato di progetto, i massimi valori di massa partecipante si hanno sempre in corrispondenza di modi di vibrare con periodo compreso tra 0,19 s e 0,26 s. Poiché il tratto costante dello spettro di risposta relativo al sito in esame è compreso tra i periodi di 0,149 s e 0,446 s, si può affermare che ai modi di vibrazione principali del fabbricato corrisponde la massima amplificazione prevista delle accelerazioni al piede, sia nello stato di fatto che nello stato di progetto.

Le immagini successive mostrano, mediante diverse colorazioni delle varie parti della struttura, le deformazioni del fabbricato, nello stato di fatto e nello stato di progetto, nel caso fosse soggetto a un'azione sismica in direzione X e a un'azione sismica in direzione Y rispettivamente, di entità pari a quella del sisma di progetto, previsto dalla normativa per gli SLV. Risulta evidente come le deformazioni, in seguito agli interventi di miglioramento sismico proposti, risultino marcatamente inferiori rispetto a quelle riscontrabili nello stato di fatto. In particolare, si evidenzia come risultino contenute le deformazioni nella parte alta della facciata per l'azione sismica in direzione X e quelle delle pareti longitudinali a livello della gronda per l'azione sismica in direzione Y.

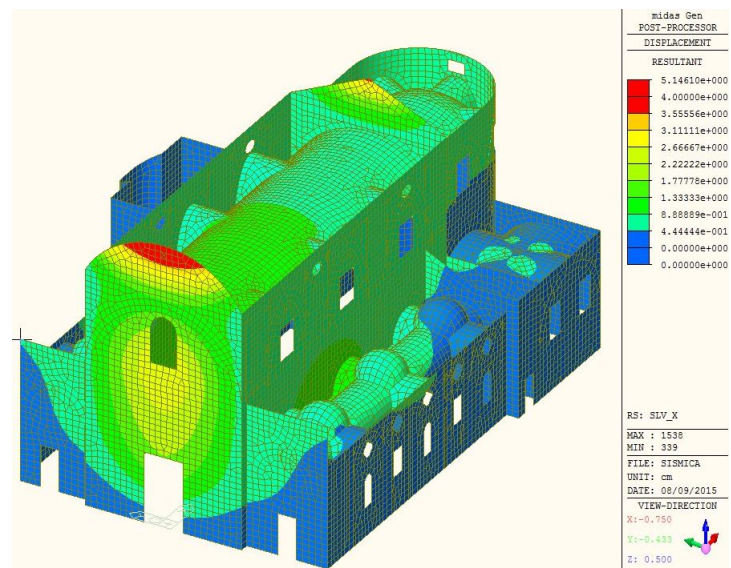
EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode No	Frequency		Period		Tolerance							
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	(sec)								
1	11.1967	1.7820	0.5612	0.0000e+000								
2	15.5084	2.4682	0.4051	0.0000e+000								
3	18.0838	2.8781	0.3474	0.0000e+000								
4	18.6124	2.9623	0.3376	0.0000e+000								
5	20.7444	3.3016	0.3029	0.0000e+000								
6	23.9537	3.8123	0.2623	0.0000e+000								
7	25.0997	3.9947	0.2503	0.0000e+000								
8	33.5605	5.3413	0.1872	0.0000e+000								
9	34.8733	5.5503	0.1802	0.0000e+000								
10	38.7799	6.1720	0.1620	0.0000e+000								
11	44.4426	7.0733	0.1414	0.0000e+000								
12	65.7399	10.4628	0.0956	0.0000e+000								
13	65.9837	10.5016	0.0952	0.0000e+000								
14	75.7682	12.0589	0.0829	0.0000e+000								
15	120.1620	19.1244	0.0523	0.0000e+000								
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)
1	0.0001	0.0001	24.2121	24.2121	0.0001	0.0001	8.5813	8.5813	0.0000	0.0000	1.5561	1.5561
2	0.0000	0.0001	18.0959	42.3081	0.0001	0.0002	0.6308	9.2121	0.0002	0.0002	4.3460	5.9022
3	9.7392	9.7393	0.0042	42.3123	0.0024	0.0027	0.0003	9.2124	2.9774	2.9776	0.0341	5.9362
4	0.1083	9.8476	0.9731	43.2854	0.0006	0.0032	0.0560	9.2684	0.0088	2.9863	6.4699	12.4061
5	1.2947	11.1422	0.0079	43.2933	0.0020	0.0052	0.0174	9.2858	0.0031	2.9895	0.4747	12.8809
6	0.0300	11.1723	9.0430	52.3363	0.0018	0.0070	2.9615	12.2473	0.0001	2.9896	1.2315	14.1123
7	40.8045	51.9768	0.0165	52.3528	0.0649	0.0719	0.0011	12.2484	1.4424	4.4320	0.0098	14.1222
8	0.4133	52.3901	0.0020	52.3548	0.4876	0.5595	0.0016	12.2500	0.1765	4.6084	0.0040	14.1262
9	16.3445	68.7346	0.4360	52.7908	0.0039	0.5633	0.0018	12.2519	0.3422	4.9506	0.0025	14.1287
10	0.4160	69.1506	21.6875	74.4783	0.0023	0.5656	0.0119	12.2638	0.0072	4.9578	0.1871	14.3158
11	0.0005	69.1511	0.0181	74.4964	0.5767	1.1423	0.0005	12.2642	0.0017	4.9596	0.0121	14.3279
12	1.7535	70.9046	1.4531	75.9495	33.1075	34.2498	0.3170	12.5813	4.6719	9.6314	0.4915	14.8195
13	0.0765	70.9811	15.6121	91.5616	2.9983	37.2481	4.5479	17.1292	0.3577	9.9891	6.2176	21.0370
14	18.8314	89.8125	0.3146	91.8762	1.5059	38.7540	0.1230	17.2522	2.0491	12.0382	0.4477	21.4847
15	0.0062	89.8187	0.0057	91.8819	43.9295	82.6835	0.0493	17.3014	2.2723	14.3105	0.0022	21.4869

## Periodi di vibrazione e masse partecipanti del fabbricato nello stato di fatto

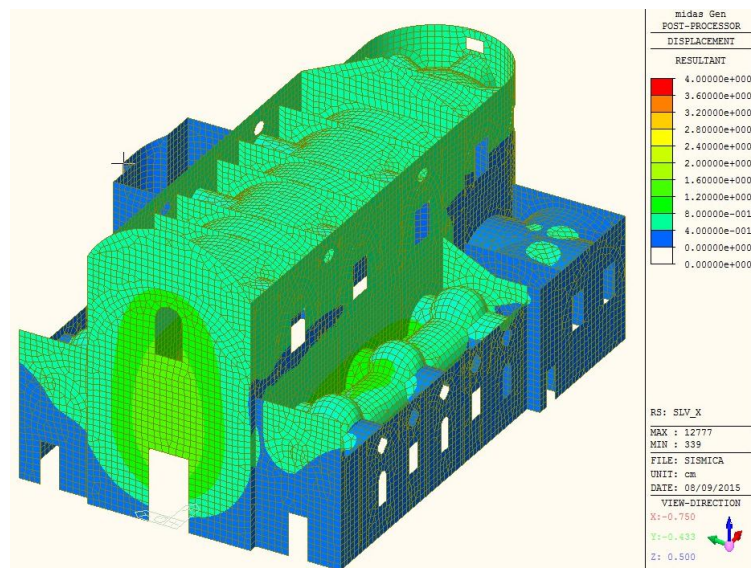
Node	Mode	ux	uy	uz	Rx	Ry	Rz
EIGENVALUE ANALYSIS							
Mode No	Frequency		Period		Tolerance		
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	(sec)			
1	23.6472	3.7636	0.2657	0.0000e+000			
2	28.6077	4.5531	0.2196	0.0000e+000			
3	30.4259	4.8424	0.2065	0.0000e+000			
4	32.1287	5.1134	0.1956	0.0000e+000			
5	36.2024	5.7618	0.1736	0.0000e+000			
6	40.7799	6.4903	0.1541	0.0000e+000			
7	41.6954	6.6360	0.1507	0.0000e+000			
8	43.8360	6.9767	0.1433	0.0000e+000			
9	51.4445	8.1876	0.1221	0.0000e+000			
10	62.6457	9.9704	0.1003	0.0000e+000			
11	64.3023	10.2340	0.0977	0.0000e+000			
12	76.3838	12.1569	0.0823	0.0000e+000			
13	109.1166	17.3664	0.0576	0.0000e+000			
14	122.2401	19.4551	0.0514	0.0000e+000			
15	156.9387	24.9776	0.0400	0.0000e+000			
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT							
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		
	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)
1	0.0198	0.0198	62.5856	62.5856	0.0011	0.0011	8.5363
2	23.7153	23.7351	0.0258	62.6114	0.0634	0.0646	8.9097
3	3.1830	26.9181	3.4974	66.1088	0.0048	0.0693	5.2213
4	32.4778	59.3959	0.1044	66.2133	0.0060	0.0753	0.1346
5	10.3351	69.7310	0.0031	66.2164	0.0140	0.0894	0.0024
6	0.7647	70.4958	8.0561	74.2725	0.0341	0.1234	0.6788
7	4.2847	74.7805	0.7043	74.9768	0.0476	0.1710	0.0000
8	0.0684	74.8489	1.0425	76.0192	0.3180	0.4890	0.3106
9	0.0016	74.8505	9.7866	85.8058	0.0096	0.4987	0.7780
10	7.1233	81.9738	0.0059	85.8117	3.2555	3.7542	0.0015
11	1.2526	83.2264	0.0015	85.8131	4.0044	7.7587	0.0646
12	0.1129	83.3393	0.0058	85.8190	46.0379	53.7966	0.0330
13	0.0047	83.3440	8.9959	94.8148	0.0105	53.8071	7.0224
14	9.8666	93.2105	0.0073	94.8221	2.4049	56.2120	0.0683
15	0.2841	93.4946	0.0001	94.8222	31.9815	88.1936	0.0026

## Periodi di vibrazione e masse partecipanti del fabbricato nello stato di progetto



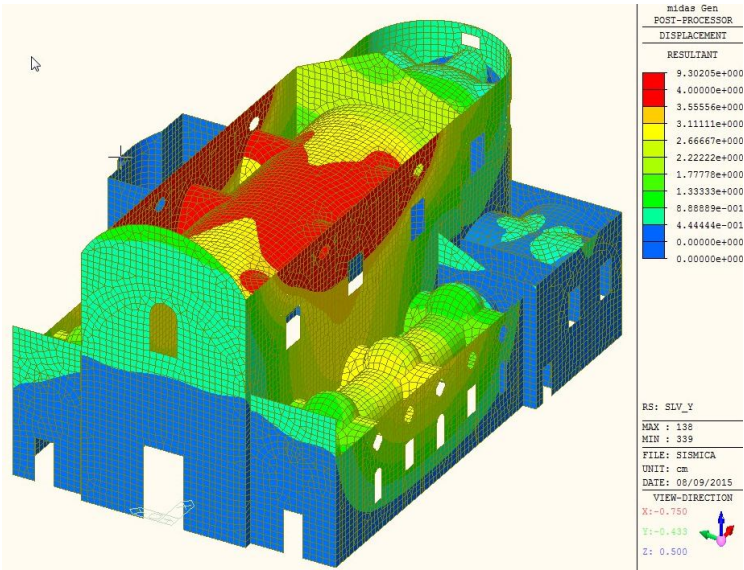


Deformazioni del fabbricato per un sisma in direzione X nello stato di fatto

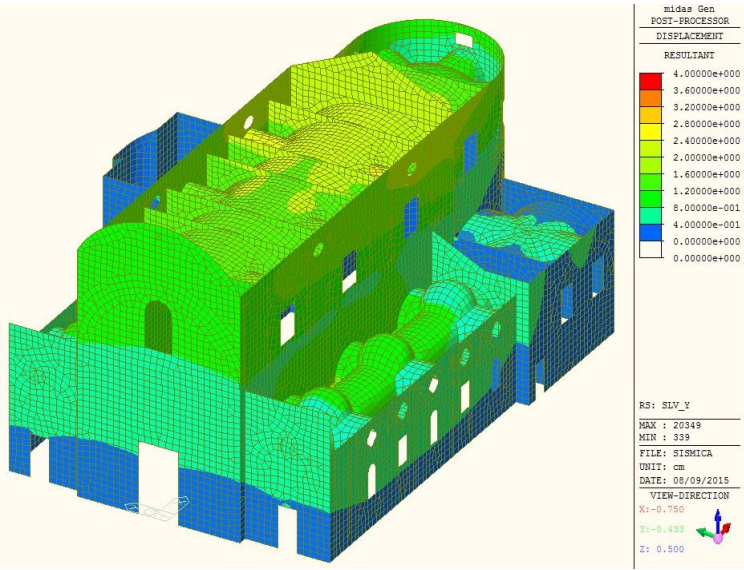


Deformazioni del fabbricato per un sisma in direzione X nello stato di progetto





Deformazioni del fabbricato per un sisma in direzione Y nello stato di fatto



Deformazioni del fabbricato per un sisma in direzione Y nello stato di progetto

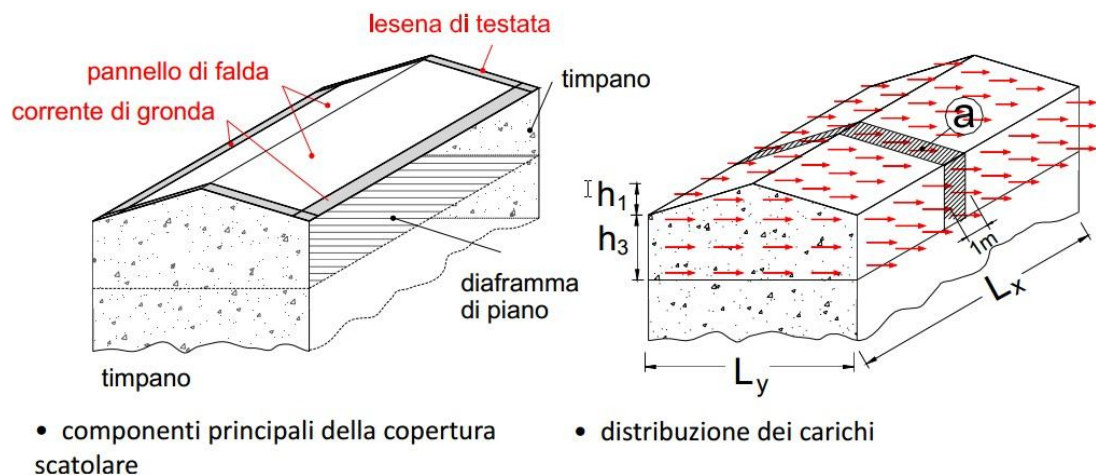
## 10 VERIFICA DEGLI ELEMENTI DI RINFORZO DELLA STRUTTURA

Nel presente capitolo si procederà con la verifica degli elementi di rinforzo della struttura, sia esistenti che di progetto, che non sono stati verificati nelle analisi eseguite nei capitoli precedenti, quali il piano di falda della copertura eseguito con doppio assito strutturale, le capriate in legno, le strutture di controventamento in acciaio previste nel sottotetto a livello dell'estradosso delle volte, le catene metalliche esistenti in corrispondenza degli archi della navata principale e il traliccio in acciaio inserito nella muratura della porzione di facciata da ricostruire.

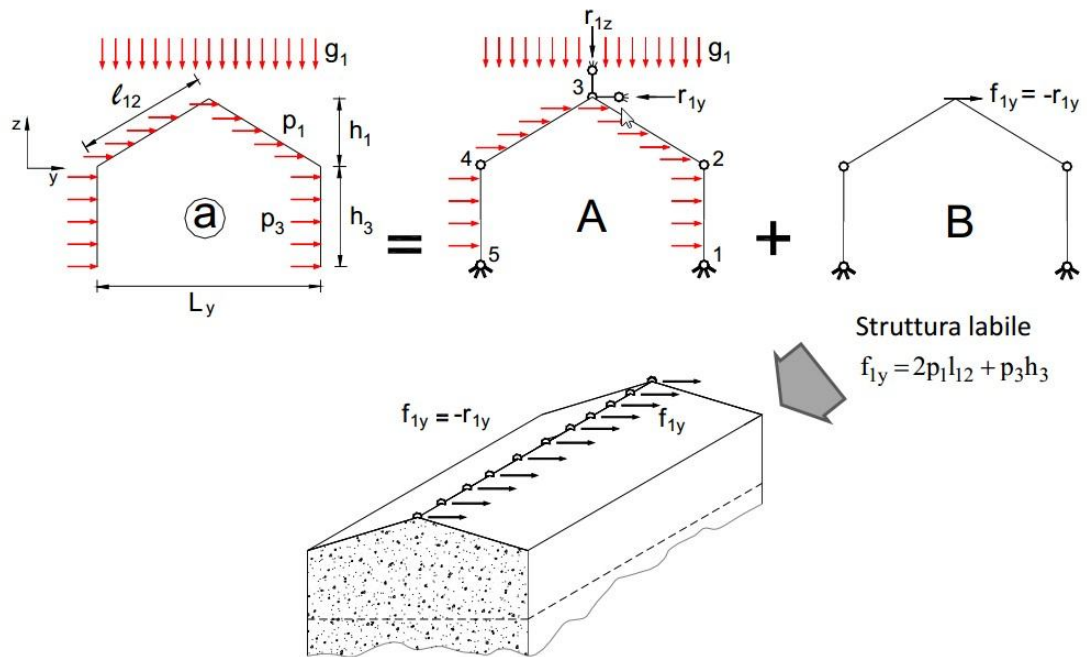
### 10.1. VERIFICA DEL PIANO DI COPERTURA CON DOPPIO ASSITO STRUTTURALE

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, 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
$\alpha$	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:

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

dove:

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

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  $\gamma_m$  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  $q_1$  risultano:

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

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

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

L'interasse minimo dei chiodi  $\Delta x_c$  delle chiodature per il fissaggio degli assiti dovrà essere quindi inferiore a:

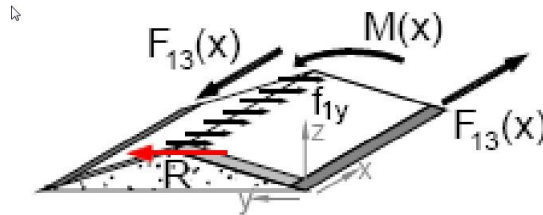
$$\Delta x_c = \frac{V_c}{q_1}$$

dove si considera l'impiego di chiodi di diametro 4 mm, aventi resistenza  $V_c$ . La stessa tipologia di chiodi verrà utilizzata per la connessione tra l'assito in legno e i correnti di gronda. 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  $\sigma_s$  di  $100 \text{ N/mm}^2$ , 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 di collegamento ai muri perimetrali e all'assito. Una volta calcolate l'area  $A$ , il momento di inerzia  $J$  e il raggio minimo d'inerzia  $\rho$  della sezione, è possibile ricavare i valori dell'effettiva tensione del corrente  $\sigma_s$  e il fattore di riduzione della tensione nell'acciaio  $\chi$ :

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

ai quali corrisponde una snellezza massima  $\lambda$ .

L'interasse minimo degli ancoraggi  $\Delta x_a$  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 12 mm e spinotti di diametro 20 mm, in grado di trasferire ciascuna un'azione di taglio di progetto  $V_{dn}$  pari a 6 kN, l'interasse minimo tra gli ancoraggi  $\Delta x_d$  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  $f_z$  è la forza di estrazione applicata su ciascun ancoraggio è:

$$f_z = 2 \cdot q_1 \cdot \tan \alpha \cdot \Delta x_t$$

Detti  $\underline{E}_w$  e  $\underline{G}_w$  il modulo elastico longitudinale e il modulo elastico tangenziale dell'assito e calcolato inoltre il momento d'inerzia ideale  $J_{id}$  della sezione dell'assito 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.

## VERIFICA COPERTURA NAVATA CENTRALE

### MATERIALI (LEGNO E ACCIAIO)

$\gamma_M$	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)
$\rho_k$	700,00	kg/m <sup>3</sup>	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

$L_x$	25,60	m	dimensione longitudinale della copertura
$L_y$	12,50	m	dimensione trasversale della copertura
$h_1$	3,00	m	distanza tra il piano di gronda e la linea di colmo
$h_3$	6,00	m	altezza delle pareti longitudinali
$s$	0,50	m	spessore delle pareti longitudinali
$\alpha$	25,64	°	inclinazione della copertura
$l_{12}$	6,93	m	larghezza della singola falda nel suo piano

### CARICHI E FORZE

$G_1$	2,00	kN/m <sup>2</sup>	carico superficiale applicato
$\gamma_m$	18,00	kN/m <sup>3</sup>	massa volumica della muratura
$S_d(T_1)/g$	0,264		ordinata dello spettro di risposta di progetto
$p_1$	0,53	kN/m <sup>2</sup>	azione sismica orizzontale agente sulla copertura
$p_3$	2,37	kN/m <sup>2</sup>	azione sismica orizzontale agente sulle murature longitudinali
$f_{1y}$	21,57	KN/m	distribuzione forze orizzontali sulla linea di colmo
$M$	1.766,72	KNm	massimo momento flettente agente sulla copertura
$V_1$	276,05	KN	massima forza di taglio agli appoggi
$q_1$	22,08	kN/m	flusso degli sforzi tangenziali

### SPESSORE ASSITO

$t$	50,00	mm	spessore totale assito in legno
$\tau_w$	0,44	Mpa	tensione tangenziale massima

$\tau_0$	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
$q_n$	22,08	kN/m <sup>2</sup>	flusso degli sforzi tangenziali massimo nel pannello
$\Delta y_n$	200,00	mm	interasse tra le connessioni in direzione longitudinale
$\Delta x_{n,min}$	315,16	mm	interasse minimo tra le connessioni in direzione trasversale
$\Delta x_n$	250,00	mm	interasse di progetto tra le connessioni in direzione trasversale
	SI		VERIFICA INTERASSE CONNESSIONI ASSITO

**CORRENTI DI GRONDA IN ACCIAIO**

$F_{13}$	141,34	kN	azione assiale agente sui correnti di gronda
$\sigma_{s,max}$	120,00	Mpa	massima tensione di progetto ammessa per l'acciaio
$A_{c13}$	1.177,81	mm <sup>2</sup>	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 <sup>2</sup>	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
$q_c$	22,08	kN/m	flusso degli sforzi tangenziali massimo nel pannello
$m_{ef}$	0,70		coefficiente correlato al numero di connessioni
$\Delta x_{n,min}$	47,23	mm	interasse minimo tra le connessioni
$\Delta x_n$	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 <sup>4</sup>	momento d'inerzia corrente di gronda
$\rho$	2,31	mm	raggio d'inerzia del corrente di gronda
$\alpha$	0,49		coefficiente d'imperfezione per curva c
$\lambda_1$	93,91		snellezza critica acciaio
$\underline{\lambda}$	1,29		snellezza adimensionale corrente di gronda
$\lambda$	120,88		snellezza corrente di gronda
$N_{cr}$	226,96	kN	carico critico euleriano
$\Delta x_{a,min}$	55,83	cm	interasse minimo tra gli ancoraggi per instabilità
$\Delta x_a$	50,00	cm	interasse di progetto tra gli ancoraggi
	SI		VERIFICA INTERASSE ANCORAGGI CORRENTE DI GRONDA (INSTABILITA')

**INFISSIONE ANCORAGGI CORRENTI DI GRONDA IN ACCIAIO**

$n_a$	4,30	kN/m	forza di distribuite di sollevamento corrente di gronda
$l_{za,min}$	47,75	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)**

$V_d$	7,12	kN/m	azione di taglio trasversale trasferita alle pareti laterali dalla copertura
$V_s$	6,00	kN	resistenza a taglio degli ancoraggi
$\Delta x_{d,min}$	84,22	cm	interasse minimo tra gli ancoraggi per azioni di taglio
$\Delta x_d$	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
$q_{t2}$	22,08	kN/m	sforzo di taglio assorbito dagli spinotti
$\Delta x_{t,min}$	27,17	cm	interasse minimo tra le connessioni
$\Delta x_t$	25,00	cm	interasse di progetto tra le connessioni
	SI		VERIFICA INTERASSE ANCORAGGI CORRENTE DI TESTATA (TAGLIO)

**INFISSIONE ANCORAGGI CORRENTI DI TESTATA IN ACCIAIO**

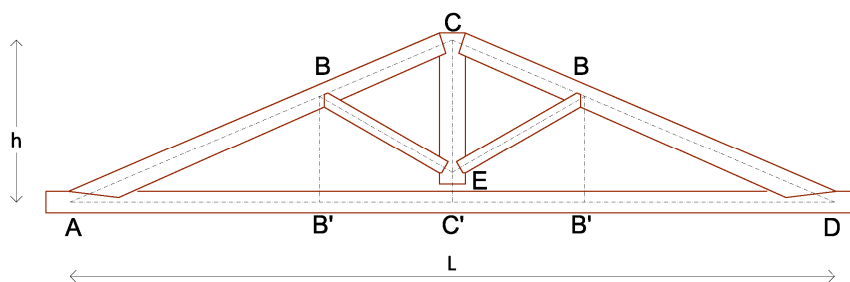
$f_z$	10,60	kN/m	forza di estrazione sugli ancoraggi
$s_t$	40,00	cm	spessore muro di testata
$l_{zt,min}$	147,23	cm	profondità minima d'infissione ancoraggi corrente di testata
$l_{zt}$	150,00	cm	profondità d'infissione ancoraggi corrente di testata
	SI		VERIFICA PROFONDITA' INFISSIONE ANCORAGGI CORRENTE 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
$J_{id}$	8,14E+12	mm <sup>4</sup>	momento d'inerzia della sezione dell'assito
$y_e$	20,37	mm	massima inflessione della parete
$y_{ew}$	60,00	mm	deformazione limite allo stato limite di danno
	SI		VERIFICA INFLESSIONE COPERTURA SCATOLARE
$\gamma'_e$	2,76E-03		rotazione agli appoggi
$\gamma_{we}$	5,00E-03		rotazione limite allo stato limite di danno
	SI		VERIFICA ROTAZIONE AGLI APPOGGI

## **10.2. VERIFICA DELLE CAPRIATE IN LEGNO**

E' stata eseguita la verifica statica, nei confronti dei carichi permanenti, delle capriate in legno della navata principale esistenti e sono emerse delle carenze dimensionali nei puntoni e nelle saette. Si propone quindi di sostituire le saette con elementi di sezione 12x12 cm, maggiormente inclinati rispetto alla verticale in modo tale da limitare l'inflessione dei puntoni. Si riportano nelle pagine successive i calcoli relativi alla capriata nello stato di fatto e nella configurazione modificata secondo le modalità appena descritte.

**VERIFICA CAPRIATA – STATO DI FATTO****DATI MATERIALE**

	Legno abete S3		
res. a flessione	$f_{m,k}$	17	MPa
res. a trazione semplice	$f_{t,0,k}$	10	MPa
res. a compressione	$f_{c,0,k}$	18	MPa
taglio	$f_{v,k}$	1,9	MPa
modulo elastico (5-percentile)	$E_{0,05}$	6.400	MPa
modulo di taglio	$G$	590	MPa
massa volumica	$\rho_k$	415	kg/m <sup>3</sup>
	$k_{mod}$	0,6	
coeff. di sicurezza del materiale	$\gamma_M$	1,5	

**DATI GEOMETRICI**

lunghezza catena	$L_{AD}$	11	m
lunghezza AB'	$L_{AB'}$	4,2	m
lunghezza B'C'	$L_{B'C'}$	1,3	m
monta	$h_{cc'}$	2,6	m
stacco monaco	$d_{eC'}$	0,4	m
staffa di sostegno catena		no	
inclinazione puntone (gradi)	$\alpha$	25,30	°
inclinazione puntone (rad)	$\alpha_{rad}$	0,44	rad
angolo fra saette e monaco (rad)	$\theta_{rad}$	0,69	rad
lunghezza puntone	$L_{AC}$	6,08	m
lunghezza puntone AB	$L_{AB}$	4,65	m
lunghezza puntone BC	$L_{BC}$	1,44	m
lunghezza saette	$L_{BE}$	2,05	m
lunghezza monaco	$L_{CE}$	2,20	m
interasse capriate	$i_{cap}$	2,8	m

**Puntone**

coef. di redistribuzione puntone	$k_{m,punt}$	0,7	
coefficiente di imperfezione puntone	$\beta_{c,punt}$	0,2	
base puntone	$b_{punt}$	0,22	m

altezza puntone	$h_{\text{punt}}$	0,22	m
momento d'inerzia puntone	$I_{\text{punt}}$	1,95E-04	m <sup>4</sup>
modulo di res. puntone	$W_{\text{punt}}$	1,77E-03	m <sup>3</sup>
raggio d'inerzia puntone	$\rho_{\text{punt}}$	6,35E-02	m
snellezza puntone	$\lambda_{\text{punt}}$	96	
coefficiente di sezione	$K_{\text{sh,punt}}$	1,15	

**Catena**

coef. di redistribuzione catena	$k_{\text{m,cat}}$	0,7	
base catena	$b_{\text{cat}}$	0,26	m
altezza catena	$h_{\text{cat}}$	0,26	m
momento d'inerzia catena	$I_{\text{cat}}$	3,81E-04	m <sup>4</sup>
modulo di res. catena	$W_{\text{cat}}$	2,93E-03	m <sup>3</sup>

**Monaco**

coef. di redistribuzione monaco	$k_{\text{m,mon}}$	0,7	
base monaco	$b_{\text{mon}}$	0,26	m
altezza monaco	$h_{\text{mon}}$	0,26	m
momento d'inerzia monaco	$I_{\text{mon}}$	3,81E-04	m <sup>4</sup>
modulo di res. monaco	$W_{\text{mon}}$	2,93E-03	m <sup>3</sup>

**Saette**

coef. di redistribuzione saette	$k_{\text{m,saet}}$	0,7	
coefficiente di imperfezione saette	$\beta_{\text{c,saet}}$	0,2	
base saette	$b_{\text{saet}}$	0,08	m
altezza saette	$h_{\text{saet}}$	0,08	m
momento d'inerzia saette	$I_{\text{saet}}$	3,41E-06	m <sup>4</sup>
modulo di res. saette	$W_{\text{saet}}$	8,53E-05	m <sup>3</sup>
raggio d'inerzia saette	$\rho_{\text{saet}}$	2,31E-02	m
snellezza saetta	$\lambda_{\text{saet}}$	89	
coefficiente di sezione	$K_{\text{sh,saet}}$	1,15	

**CARICHI**

carico distribuito copertura	$p_{\text{cop,k}}$	1,20	kN/m <sup>2</sup>
carico lineare copertura	$q_{\text{cop,k}}$	3,36	kN/m
peso proprio capriata	$W_{\text{cap}}$	2,06	kN
carico lineare totale caratteristico	$q_{\text{tot,k}}$	3,55	kN/m
carico lineare totale di progetto	$q_{\text{tot,d}}$	5,28	kN/m

**AZIONI**

reazioni agli appoggi esterni	$R_{\text{app}}$	32,14	kN
momento massimo puntone in AB	$M_{\text{punt,A}}$	10,41	kNm
momento massimo negativo in B	$M_{\text{punt,b}}$	-8,29	kNm
momento massimo puntone in BC	$M_{\text{punt,B}}$	0,37	kNm
taglio nel puntone agli appoggi	$T_{\text{punt,ap}}$	10,49	kN
sforzo assiale nei puntoni	$N_{\text{punt}}$	53,02	kN

trazione nella catena	$N_{cat}$	52,42 kN
momento massimo nella catena (pp)	$M_{cat}$	4,24 kNm
sforzo assiale nelle saette	$N_{saet}$	24,35 kN

<b>SOLLECITAZIONI E VERIFICHE</b>
-----------------------------------

**Puntone**

sollecitazione massima a flessione	$\sigma_{m,d,pun}$	5,86 MPa	
tensione massima a compressione	$\sigma_{c,0,d,pu}$	1,10 MPa	
tensione massima a taglio	$\tau_{d,punt}$	0,22 MPa	
$\sigma$ critica euleriana puntone	$\sigma_{m,crit,p}$	6,88 MPa	
snellezza relativa di trave puntone	$\lambda_{rel,m,pu}$	1,57	
coef. riduttivo tensione critica	$k_{crit,m,p}$	0,40	
snellezza relativa puntone a compres.	$\lambda_{rel,c,pu}$	1,62	
coef. K	$k_{punt}$	1,94	
coef. rid. tensione critica a compr.	$k_{crit,c,pu}$	0,33	
verifica a pressoflessione	c.s.	1,13	SI
verifica a taglio	c.s.	3,51	SI
verifica a stabilità di elemento inflesso	c.s.	0,20	NO

**Catena**

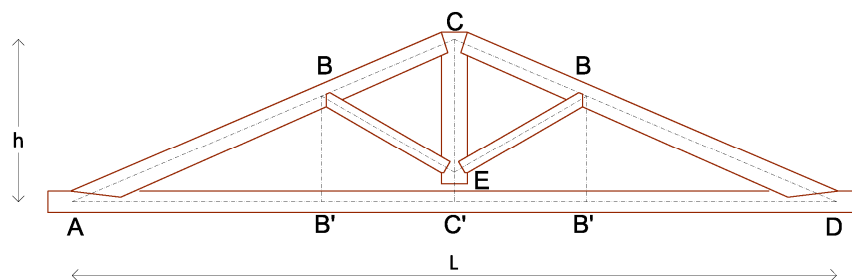
sollecitazione massima a trazione	$\sigma_{t,0,d,cat}$	0,78 MPa	
sollecitazione massima a flessione	$\sigma_{m,d,cat}$	1,45 MPa	
verifica a tensoflessione	c.s.	2,46	SI

**Monaco**

sollecitazione massima a trazione	$\sigma_{t,0,d,m}$	0,00 MPa	
verifica a trazione monaco	c.s.	1,00	SI

**Saette**

tensione massima a compressione	$\sigma_{c,0,d,sa}$	3,80 MPa	
snellezza relativa saetta a compres.	$\lambda_{rel,c,sa}$	1,50	
coef. K	$k_{saet}$	1,74	
coef. rid. tensione critica a compr.	$k_{crit,c,sa}$	0,38	
verifica a stabilità di saetta compressa	c.s.	0,72	NO

**VERIFICA CAPRIATA – STATO DI PROGETTO****DATI MATERIALE**

	Legno	abete S3	
res. a flessione	$f_{m,k}$	17	MPa
res. a trazione semplice	$f_{t,0,k}$	10	MPa
res. a compressione	$f_{c,0,k}$	18	MPa
taglio	$f_{v,k}$	1,9	MPa
modulo elastico (5-percentile)	$E_{0,05}$	6.400	MPa
modulo di taglio	$G$	590	MPa
massa volumica	$\rho_k$	415	kg/m <sup>3</sup>
	$k_{mod}$	0,6	
coeff. di sicurezza del materiale	$\gamma_M$	1,5	

**DATI GEOMETRICI**

lunghezza catena	$L_{AD}$	11	m
lunghezza AB'	$L_{AB'}$	3,7	m
lunghezza B'C'	$L_{B'C'}$	1,8	m
monta	$h_{cc'}$	2,6	m
stacco monaco	$d_{eC'}$	0,4	m
staffa di sostegno catena		no	
inclinazione puntone (gradi)	$\alpha$	25,30	°
inclinazione puntone (rad)	$\alpha_{rad}$	0,44	rad
angolo fra saette e monaco (rad)	$\theta_{rad}$	0,93	rad
lunghezza puntone	$L_{AC}$	6,08	m
lunghezza puntone AB	$L_{AB}$	4,09	m
lunghezza puntone BC	$L_{BC}$	1,99	m
lunghezza saette	$L_{BE}$	2,25	m
lunghezza monaco	$L_{CE}$	2,20	m
interasse capriate	$i_{cap}$	2,8	m
<b>Puntone</b>			
coef. di redistribuzione puntone	$k_{m,punt}$	0,7	
coefficiente di imperfezione puntone	$\beta_{c,punt}$	0,2	
base puntone	$b_{punt}$	0,26	m



altezza puntone	$h_{\text{punt}}$	0,26 m
momento d'inerzia puntone	$I_{\text{punt}}$	3,81E-04 m <sup>4</sup>
modulo di res. puntone	$W_{\text{punt}}$	2,93E-03 m <sup>3</sup>
raggio d'inerzia puntone	$\rho_{\text{punt}}$	7,51E-02 m
snellezza puntone	$\lambda_{\text{punt}}$	81
coefficiente di sezione	$K_{\text{sh,punt}}$	1,15

**Catena**

coef. di redistribuzione catena	$k_{\text{m,cat}}$	0,7
base catena	$b_{\text{cat}}$	0,26 m
altezza catena	$h_{\text{cat}}$	0,26 m
momento d'inerzia catena	$I_{\text{cat}}$	3,81E-04 m <sup>4</sup>
modulo di res. catena	$W_{\text{cat}}$	2,93E-03 m <sup>3</sup>

**Monaco**

coef. di redistribuzione monaco	$k_{\text{m,mon}}$	0,7
base monaco	$b_{\text{mon}}$	0,26 m
altezza monaco	$h_{\text{mon}}$	0,26 m
momento d'inerzia monaco	$I_{\text{mon}}$	3,81E-04 m <sup>4</sup>
modulo di res. monaco	$W_{\text{mon}}$	2,93E-03 m <sup>3</sup>

**Saette**

coef. di redistribuzione saette	$k_{\text{m,saet}}$	0,7
coefficiente di imperfezione saette	$\beta_{\text{c,saet}}$	0,2
base saette	$b_{\text{saet}}$	0,12 m
altezza saette	$h_{\text{saet}}$	0,12 m
momento d'inerzia saette	$I_{\text{saet}}$	1,73E-05 m <sup>4</sup>
modulo di res. saette	$W_{\text{saet}}$	2,88E-04 m <sup>3</sup>
raggio d'inerzia saette	$\rho_{\text{saet}}$	3,46E-02 m
snellezza saetta	$\lambda_{\text{saet}}$	65
coefficiente di sezione	$K_{\text{sh,saet}}$	1,15

**CARICHI**

carico distribuito copertura	$p_{\text{cop,k}}$	1,20 kN/m <sup>2</sup>
carico lineare copertura	$q_{\text{cop,k}}$	3,36 kN/m
peso proprio capriata	$W_{\text{cap}}$	2,45 kN
carico lineare totale caratteristico	$q_{\text{tot,k}}$	3,58 kN/m
carico lineare totale di progetto	$q_{\text{tot,d}}$	5,33 kN/m

**AZIONI**

reazioni agli appoggi esterni	$R_{\text{app}}$	32,42 kN
momento massimo puntone in AB	$M_{\text{punt,AB}}$	8,28 kNm
momento massimo negativo in B	$M_{\text{punt,b}}$	-6,19 kNm
momento massimo puntone in BC	$M_{\text{punt,BC}}$	0,45 kNm
taglio nel puntone agli appoggi	$T_{\text{punt,app}}$	9,39 kN
sforzo assiale nei puntoni	$N_{\text{punt}}$	56,00 kN

trazione nella catena	$N_{cat}$	54,64 kN
momento massimo nella catena (pp)	$M_{cat}$	4,24 kNm
sforzo assiale nelle saette	$N_{saet}$	23,57 kN

<b>SOLLECITAZIONI E VERIFICHE</b>
-----------------------------------

**Puntone**

sollecitazione massima a flessione	$\sigma_{m,d,punt}$	2,83 MPa	
tensione massima a compressione	$\sigma_{c,0,d,punt}$	0,83 MPa	
tensione massima a taglio	$\tau_{d,punt}$	0,14 MPa	
$\sigma$ critica euleriana puntone	$\sigma_{m,crit,punt}$	9,61 MPa	
snellezza relativa di trave puntone	$\lambda_{rel,m,punt}$	1,33	
coef. riduttivo tensione critica	$k_{crit,m,punt}$	0,56	
snellezza relativa puntone a compres.	$\lambda_{rel,c,punt}$	1,37	
coef. K	$k_{punt}$	1,54	
coef. rid. tensione critica a compr.	$k_{crit,c,punt}$	0,44	
verifica a pressoflessione	C.S.	2,33	Si
verifica a taglio	C.S.	5,47	Si
verifica a stabilità di elemento inflesso	C.S.	1,24	Si

**Catena**

sollecitazione massima a trazione	$\sigma_{t,0,d,cat}$	0,81 MPa	
sollecitazione massima a flessione	$\sigma_{m,d,cat}$	1,45 MPa	
verifica a tensoflessione	C.S.	2,41	Si

**Monaco**

sollecitazione massima a trazione	$\sigma_{t,0,d,mon}$	0,00 MPa	
verifica a trazione monaco	C.S.	1,00	Si

**Saette**

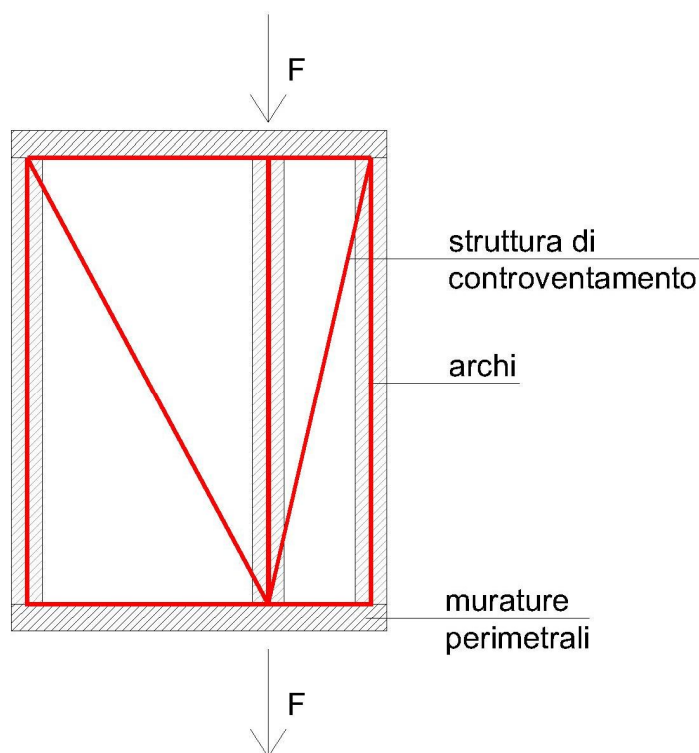
tensione massima a compressione	$\sigma_{c,0,d,saet}$	1,64 MPa	
snellezza relativa saetta a compres.	$\lambda_{rel,c,saet}$	1,10	
coef. K	$k_{saet}$	1,18	
coef. rid. tensione critica a compr.	$k_{crit,c,saet}$	0,62	
verifica a stabilità di saetta compressa	C.S.	2,72	Si

### 10.3. VERIFICA DELLE STRUTTURE DI CONTROVENTAMENTO NEL SOTTOTETTO

Per limitare il dondolio delle volte si prevede di realizzare una struttura di controventamento in acciaio nel sottotetto.

Al fine di modellare il comportamento sismico delle volte, si sono applicate alle pareti perimetrali e alla copertura delle forze statiche, equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica, valutate convenzionalmente mediante un'analisi statica lineare.

Lo schema statico utilizzato è rappresentato nella figura seguente, dove le forze applicate  $F$  sono le azioni sismiche e dove in rosso è evidenziata la struttura di controventamento in carpenteria metallica.



Adottando un'analisi statica lineare, la forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

dove:

- $T_1$  è il periodo del modo di vibrare principale della struttura, valutato mediante l'analisi sismica modale già effettuata;
- $S_d(T_1)$  è l'ordinata dello spettro di risposta, calcolata in corrispondenza del periodo  $T_1$ ;

- $W$  è la massa della costruzione;
- $\lambda$  è un coefficiente pari a 1;
- $g$  è l'accelerazione di gravità.

L'ordinata dello spettro di risposta  $S_d(T_1)$  può essere calcolato mediante l'espressione:

$$S_d(T_1) = A_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 = (0,1375 \cdot g) \cdot 1,5 \cdot 0,5 \cdot 2,581 = 0,266 \cdot g$$

dove:

$$S = S_S \cdot S_T = 1,5 \cdot 1,0 = 1,5$$

$$\eta = 1 / q = 1 / 2 = 0,5$$

$A_g$ ,  $F_0$  sono i parametri caratteristici del sito, relativi allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Le masse delle pareti perimetrali, delle volte e della copertura coinvolte risulta pari a 150.000 kg circa.

Di conseguenza le forze statiche, equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica, da applicare alla struttura di sostegno, risultano complessivamente pari a:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g = 0,266 \cdot g \cdot 150.000 \text{ kg} \cdot 1,0 / g = 40.000 \text{ kg}$$

Considerando di utilizzare dei profili L80x8 accoppiati per la struttura di controventamento e che gli archi in muratura contribuiscono ad assorbire gli sforzi di compressione in gioco, risolvendo lo schema statico riportato nella figura precedente si ottiene una deformazione massima degli archi e delle volte pari a circa 5 mm, valore che può essere considerato accettabile al fine di limitare il dondolio delle volte.

#### **10.4. VERIFICA DELLE CATENE METALLICHE NEGLI ARCHI**

Si riporta di seguito il calcolo del tiro delle catene esistenti in corrispondenza degli archi della navata centrale, calcolato nello stato di fatto e nello stato di progetto, considerando il contributo stabilizzante dei diaframmi in gasbeton sugli archi principali.

Si ritiene opportuno mettere in evidenza come l'irrigidimento degli archi mediante l'intervento proposto porti a una diminuzione di oltre il 50% dell'effetto spingente degli archi.

In sede esecutiva si prevede comunque di verificare la tesatura delle catene e l'efficacia degli ancoraggi dei tiranti alle murature perimetrali.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati.

**VERIFICA CATENA ARCO – STATO DI FATTO****GEOMETRIA ARCO**

$i_d$	3,60	m	interasse tra gli archi
$L_n$	9,60	m	luce netta
$z$	4,95	m	freccia geometrica
$h_a$	0,25	m	altezza sezione
$b_a$	0,70	m	larghezza sezione
$H_d$	2,90	m	altezza minima diaframma
$\Delta H_d$	0,30	m	incremento altezza diaframma alle reni
$t_d$	0,50	m	spessore diaframma
$z^*$	4,80	m	freccia arco ideale
$L$	9,80	m	luce arco ideale

**GEOMETRIA CATENA**

$H_c$	11,10	m	altezza catena
$b_c$	70	mm	larghezza
$h_c$	15	mm	spessore
$A_c$	10,50	cm <sup>2</sup>	area sezione

**GEOMETRIA PIEDRITTO E LESENA**

$H_0$	9,90	m	altezza base del piedritto
$H_p$	15,50	m	altezza piedritto
$t_p$	0,50	m	spessore piedritto
$b_l$	0,70	m	larghezza lesena
$H_l$	9,90	m	altezza lesena
$t_l$	0,30	m	spessore lesena

**GEOMETRIA COPERTURA**

$i_t$	2,80	m	interasse travi principali
-------	------	---	----------------------------

**CARICHI UNITARI E COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

$g$	1,50	kN/m <sup>2</sup>	peso proprio copertura
-----	------	-------------------	------------------------

$q$	0,80	$\text{kN/m}^2$ neve
$\gamma_m$	18,00	$\text{kN/m}^3$ peso specifico muratura
$\gamma_G$	1,05	coefficiente di sicurezza per carichi permanenti
$\gamma_Q$	1,50	coefficiente di sicurezza per carichi accidentali
$\gamma_S$	0,95	coefficiente di sicurezza per carichi stabilizzanti

**CARICHI AGENTI**

$f_{ts}$	3,99	$\text{kN/m}$	carico stabilizzante travi copertura
$f_t$	7,77	$\text{kN/m}$	carico massimo travi di copertura
$Q_{ts}$	477,09	$\text{kN}$	carico stabilizzante parete laterale
$Q_t$	527,31	$\text{kN}$	carico massimo parete laterale
$Q_{ls}$	35,55	$\text{kN}$	carico stabilizzante lesena
$Q_l$	39,29	$\text{kN}$	carico massimo lesena
$f_{0s}$	27,79	$\text{kN/m}$	carico stabilizzante arco (carico costante)
$f_0$	30,71	$\text{kN/m}$	carico massimo arco (carico costante)
$f_{1s}$	2,57	$\text{kN/m}$	carico stabilizzante arco (carico triangolare)
$f_1$	2,84	$\text{kN/m}$	carico massimo arco (carico triangolare)
$M$	467,02	$\text{kN m}$	azione flettente massima sull'arco
$F_0$	97,30	$\text{kN}$	spinta in B*
$F_{vas}$	159,90	$\text{kN}$	carico stabilizzante imposta arco
$F_{va}$	193,19	$\text{kN}$	carico massimo imposta arco

**TRAZIONE CATENA**

$M_{rib}$	963,24	$\text{kN m}$	momento ribaltante
$M_{st}$	228,68	$\text{kN m}$	momento stabilizzante
$F_{cs}$	<b>66,18</b>	$\text{kN}$	tiro della catena

**VERIFICA CATENA ARCO – STATO DI PROGETTO****GEOMETRIA ARCO**

$i_d$	3,60	m	interasse tra gli archi
$L_n$	9,60	m	luce netta
$z$	4,95	m	freccia geometrica
$h_a$	0,25	m	altezza sezione
$b_a$	0,70	m	larghezza sezione
$H_d$	5,40	m	altezza minima diaframma
$\Delta H_d$	0,00	m	incremento altezza diaframma alle reni
$t_d$	0,30	m	spessore diaframma
$z^*$	4,80	m	freccia arco ideale
$L$	9,80	m	luce arco ideale

**GEOMETRIA CATENA**

$H_c$	11,10	m	altezza catena
$b_c$	70	mm	larghezza
$h_c$	15	mm	spessore
$A_c$	10,50	cm <sup>2</sup>	area sezione

**GEOMETRIA PIEDRITTO E LESENA**

$H_0$	9,90	m	altezza base del piedritto
$H_p$	15,50	m	altezza piedritto
$t_p$	0,50	m	spessore piedritto
$b_l$	0,70	m	larghezza lesena
$H_l$	9,90	m	altezza lesena
$t_l$	0,30	m	spessore lesena

**GEOMETRIA COPERTURA**

$i_t$	2,80	m	interasse travi principali
-------	------	---	----------------------------

**CARICHI UNITARI E COEFFICIENTI DI SICUREZZA**

$g$	1,50	kN/m <sup>2</sup>	peso proprio copertura
$q$	0,80	kN/m <sup>2</sup>	neve



$\gamma_m$	18,00	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico muratura
$\gamma_d$	6,00	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico gasbeton
$\gamma_G$	1,05		coefficiente di sicurezza per carichi permanenti
$\gamma_Q$	1,50		coefficiente di sicurezza per carichi accidentali
$\gamma_S$	0,95		coefficiente di sicurezza per carichi stabilizzanti

**CARICHI AGENTI**

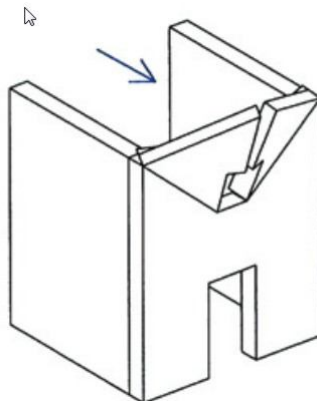
$f_{ts}$	3,99	kN/m	carico stabilizzante travi copertura
$f_t$	7,77	kN/m	carico massimo travi di copertura
$Q_{ts}$	477,09	kN	carico stabilizzante parete laterale
$Q_t$	527,31	kN	carico massimo parete laterale
$Q_{ls}$	35,55	kN	carico stabilizzante lesena
$Q_l$	39,29	kN	carico massimo lesena
$f_{0s}$	12,23	kN/m	carico stabilizzante arco (carico costante)
$f_0$	13,51	kN/m	carico massimo arco (carico costante)
$f_{1s}$	0,00	kN/m	carico stabilizzante arco (carico triangolare)
$f_1$	0,00	kN/m	carico massimo arco (carico triangolare)
$M$	255,51	kN m	azione flettente massima sull'arco
$F_0$	53,23	kN	spinta in B*
$F_{vas}$	79,46	kN	carico stabilizzante imposta arco
$F_{va}$	104,29	kN	carico massimo imposta arco

**TRAZIONE CATENA**

$M_{rib}$	526,99	kN m	momento ribaltante
$M_{st}$	172,37	kN m	momento stabilizzante
$F_{cs}$	<b>31,95</b>	kN	tiro della catena

### 10.5. VERIFICA DEL TRALICCIO IN CARPENTERIA METALLICA IN FACCIATA

Per la ricostruzione della facciata si prevede di inserire al suo interno un traliccio in carpenteria metallica al fine di prevenire eventuali cinematismi dovuti alle azioni nel piano, secondo lo schema riportato nella figura seguente:



**Meccanismo di danneggiamento della facciata**

Al fine di modellare il comportamento sismico della porzione di facciata soggetta a tali azioni, si sono applicate alla struttura delle forze statiche, equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica, valutate convenzionalmente mediante un'analisi statica lineare. Adottando tale tipo di analisi, la forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

dove:

- $T_1$  è il periodo del modo di vibrare principale della struttura, valutato mediante l'analisi sismica modale già effettuata;
- $S_d(T_1)$  è l'ordinata dello spettro di risposta, calcolata in corrispondenza del periodo  $T_1$ ;
- $W$  è la massa della costruzione;
- $\lambda$  è un coefficiente pari a 1;
- $g$  è l'accelerazione di gravità.

L'ordinata dello spettro di risposta  $S_d(T_1)$  può essere calcolato mediante l'espressione:

$$S_d(T_1) = A_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 = (0,1375 \cdot g) \cdot 1,5 \cdot 0,5 \cdot 2,581 = 0,266 \cdot g$$

dove:

$$S = S_s \cdot S_T = 1,5 \cdot 1,0 = 1,5$$

$$\eta = 1 / q = 1 / 2 = 0,5$$

$A_g$ ,  $F_o$  sono i parametri caratteristici del sito, relativi allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

La massa della porzione di facciata che risulta essere a rischio di ribaltamento in caso di evento sismico è pari a 40.000 kg circa.

Di conseguenza le forze statiche, equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica, da applicare alla struttura di sostegno, risultano pari a:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g = 0,266 \cdot g \cdot 40.000 \text{ kg} \cdot 1,0 / g = 10.640 \text{ kg}$$

Considerato che la larghezza del traliccio, posto a livello della cornice del primo ordine, è pari a 11,60 m e che la distribuzione del carico agente su di esso può essere considerata triangolare con carico massimo posto in mezzzeria, il valore massimo del carico distribuito agente sul traliccio sarà pari a:

$$q = 2 \times 10.640 \text{ kg} / 11,60 \text{ m} = 1.835 \text{ kg/m}$$

mentre il momento agente sarà:

$$M = 1.835 \text{ kg/m} \times (11,60 \text{ m})^2 / 12 = 20.580 \text{ kg m}$$

I correnti del traliccio saranno posizionati a una distanza di 80 cm uno dall'altro e pertanto le forze di trazione/compressione agenti saranno pari a:

$$T = 20.580 \text{ kg m} / 0,80 \text{ m} = 25.725 \text{ kg}$$

L'area minima dei correnti in acciaio dovrà quindi essere non inferiore a:

$$A = 25.725 \text{ kg} / 1.600 \text{ kg/cm}^2 = 16,07 \text{ cmq}$$

Si utilizzerà pertanto un corrente costituito da due piatti accoppiati di sezione 600x15 mm ( $A = 1.800 \text{ mm}^2$ ).

## 11 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA DEL CAMPANILE

Per la valutazione della sicurezza sismica dei campanili, si è utilizzato un modello meccanico semplificato (LV1), come indicato dal *DPCM 09/02/2011*, facendo riferimento al collasso per pressoflessione e considerando il campanile come una mensola, sollecitata da un sistema di forze orizzontali oltre che dal proprio peso, che può andare in crisi in una generica sezione per schiacciamento della zona compressa o a seguito della parzializzazione dovuta alla non resistenza a trazione della muratura.

Dal punto di vista operativo, la verifica a pressoflessione si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente, calcolato assumendo la muratura non resistente a trazione, secondo le due direzioni principali di inerzia della sezione e a diverse altezze, in quanto non è possibile identificare a priori la sezione più critica. A tale scopo è necessario suddividere la struttura in  $n$  settori di caratteristiche geometriche uniformi effettuando la verifica in corrispondenza di ogni cambio di sezione.

Il momento agente di calcolo può essere valutato considerando un sistema di forze distribuite lungo l'altezza della struttura, assumendo una forma lineare degli spostamenti. La forza da applicare in corrispondenza del baricentro di ciascun settore è dato dalla seguente formula:

$$F_i = \frac{W_i \cdot z_i}{\sum_{k=1}^n W_k \cdot z_k} \cdot F_h$$

dove:

$$F_h = \frac{0,85 \cdot S_e(T_1) \cdot W}{q \cdot g}$$

è la forza sismica orizzontale complessiva agente sul campanile e:

- $W_i, W_k$  sono i pesi dei settori  $i$  e  $k$  rispettivamente;
- $z_i, z_k$  sono le altezze dei baricentri dei settori  $i$  e  $k$  rispetto alle fondazioni;
- $S_e(T_1)$  è l'ordinata dello spettro di risposta elastico, funzione del primo periodo di vibrazione  $T_1$  della struttura secondo la direzione considerata;
- $W = \sum W_i$  è il peso complessivo della struttura;
- $q$  è il fattore di struttura, che, a meno di più accurate valutazioni, può essere assunto pari a 3.6, nel caso di strutture regolari in elevazione, o ridotto fino

a 2.8, in presenza di bruschi cambiamenti di rigidezza lungo l'altezza o di strutture adiacenti a contatto;

$g$  è l'accelerazione di gravità.

La risultante delle forze sismiche agenti nella sezione  $i$ -esima è data da:

$$F_{hi} = \frac{\sum_{k=i}^n z_k \cdot W_k}{\sum_{k=1}^n z_k \cdot W_k} \cdot F_h$$

L'altezza  $z_{Fi}$  alla quale applicare la forza  $F_{hi}$  viene valutata attraverso la relazione:

$$z_{Fi} = \frac{\sum_{k=i}^n z_k^2 \cdot W_k}{\sum_{k=i}^n z_k \cdot W_k} - z_{i*}$$

dove:

$z_k$  è la quota del baricentro della massa del  $k$ -esimo settore rispetto alla base, avente peso  $W_k$ ;

$z_{i*}$  è la quota della  $i$ -esima sezione di verifica rispetto alla base.

Per ciascuna direzione principale d'inerzia della sezione alla base dell' $i$ -esimo settore, il momento ultimo resistente può essere calcolato mediante il procedimento di seguito descritto. Partendo dal presupposto che la sezione di verifica può andare in crisi o per lo schiacciamento della zona compressa, o in seguito alla parzializzazione della stessa, dovuta alla non resistenza a trazione della muratura, il momento resistente ultimo è il minimo tra quelli che portano la sezione di verifica al collasso per uno dei fenomeni appena citati.

Il momento ultimo a trazione è dato da:

$$M_{ut,i} = \frac{\sigma_{0,i} \cdot J_i}{\max(l_{1,i}; l_{2,i})}$$

dove:

$$\sigma_{0,i} = \frac{\sum_{k=i}^n W_k}{A_i}$$

è la tensione normale media  $\sigma_{0,i}$  nella sezione di analisi dovuta al peso della struttura presente al di sopra di essa e rappresenta la tensione massima di trazione che può essere sopportata dalla sezione, nel caso fosse soggetta unicamente ad una sollecitazione di flessione semplice dovuta alle forze sismiche orizzontali;

$J_i$  è il momento principale d'inerzia della sezione di verifica calcolato rispetto all'asse perpendicolare alla direzione della forza sismica considerata;

$l_{1,i}, l_{2,i}$  sono le distanze tra il baricentro geometrico della sezione e i lati esterni della stessa, misurate perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata, dove  $l_{1,i} = d_{Gi}$  e  $l_{2,i} = a_i - d_{Gi}$  con  $d_{Gi}$  distanza del baricentro geometrico della sezione da uno dei lati esterni della stessa e  $a_i$  lunghezza del lato della sezione parallelo alla direzione dell'azione sismica.

Il momento ultimo a compressione, analogamente, è dato da:

$$M_{uc,i} = \frac{\sigma_{res,i} \cdot J_i}{\max(l_{1,i}; l_{2,i})}$$

dove:

$$\sigma_{res,i} = 0,85 \cdot f_d - \sigma_{0,i}$$

è la tensione massima di compressione che può essere sopportata dalla sezione, nel caso fosse soggetta unicamente ad una sollecitazione di flessione semplice dovuta alle forze sismiche orizzontali.

Imponendo l'uguaglianza tra il momento ultimo e il momento di progetto:

$$M_{u,i} = F_{hi} \cdot z_{F_i}$$

è possibile ricavare il valore dell'ordinata dello spettro di risposta elastico corrispondente al raggiungimento dello stato limite SLV nella sezione  $i$ -esima, tenendo conto del fattore di confidenza  $F_C$ :

$$S_{e,SLV,i}(T_1) = \frac{q \cdot g \cdot M_{u,i} \cdot \sum_{k=1}^n z_k \cdot W_k}{0.85 \cdot W \cdot \left( \sum_{k=1}^n z_k^2 \cdot W_k - z_{i*} \cdot \sum_{k=1}^n z_k \cdot W_k \right) \cdot F_C}$$

In base a tale valore si determinano il tempo di ritorno  $T_{SLV}$  dell'azione sismica corrispondente, mediante un procedimento iterativo, e il valore dell'indice di sicurezza sismica. Individuata la sezione nella quale si raggiunge lo stato limite per l'accelerazione spettrale minima  $S_{e,SLV}$ , il valore dell'accelerazione massima del suolo corrispondente al raggiungimento dello stato limite ultimo SLV, con il quale si può poi ricavare il fattore di accelerazione, può essere calcolato come:

$$a_{SLV} = \begin{cases} \frac{S_{e,SLV}}{S \cdot F_0} & T_B \leq T_1 < T_C \\ \frac{S_{e,SLV}}{S \cdot F_0} \cdot \frac{T_1}{T_C} & T_C \leq T_1 < T_D \end{cases}$$

dove:

$T_1$  è il primo periodo di vibrazione della struttura, che è stato ricavato mediante prove sperimentali;

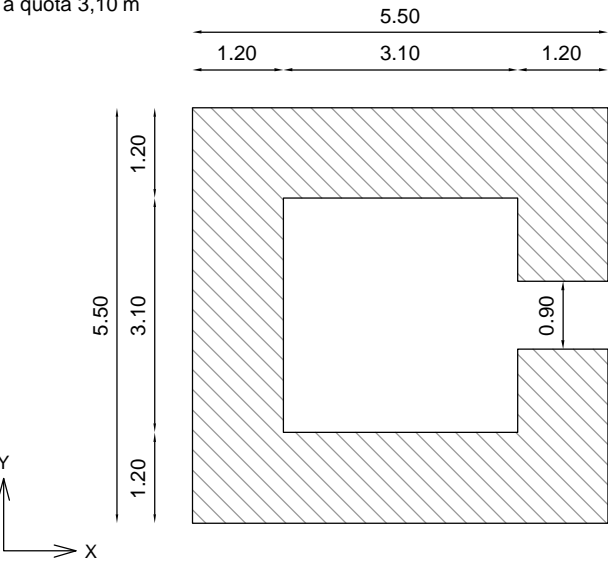
$T_B, T_C, T_D$  sono i periodi caratteristici dello spettro di risposta, definiti al punto 3.2.3.2 delle NTC;

$S=S_S \cdot S_T$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.

Si riportano di seguito la distinta delle sezioni considerate per l'analisi, le verifiche relative a ciascuna sezione e i valori dell'indice di sicurezza sismica e del fattore di accelerazione relativi al campanile nello stato di fatto.

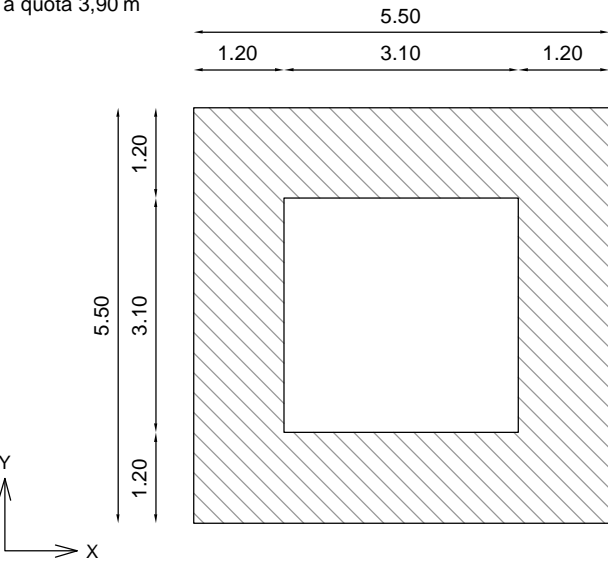
LIVELLO 1

da quota 0,00 m  
a quota 3,10 m



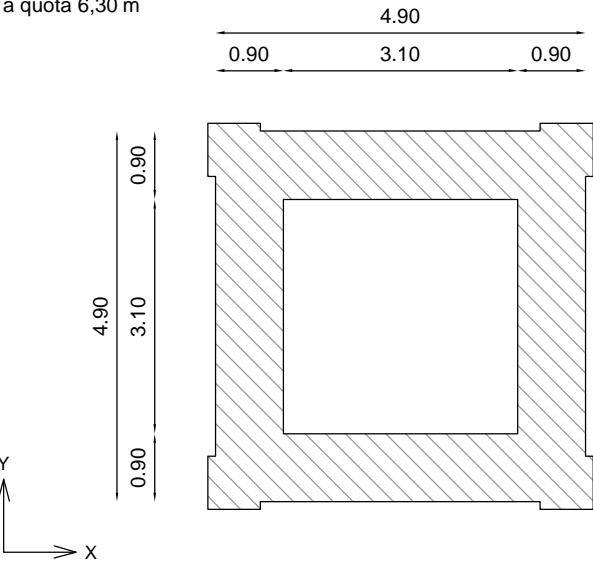
LIVELLO 2

da quota 3,10 m  
a quota 3,90 m



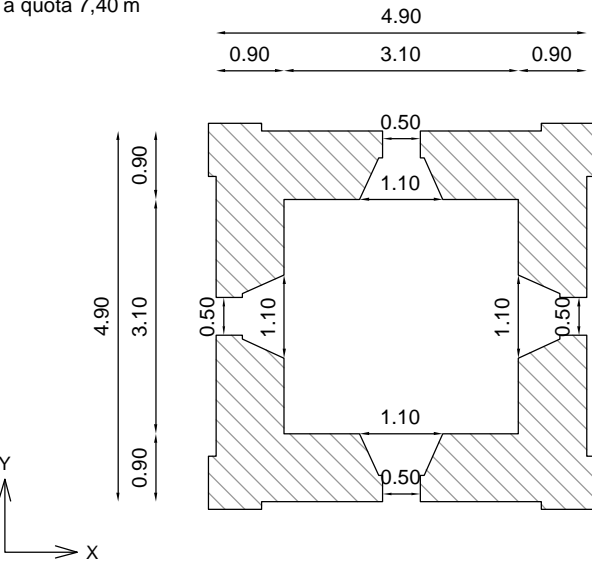
LIVELLO 3

da quota 3,90 m  
a quota 6,30 m



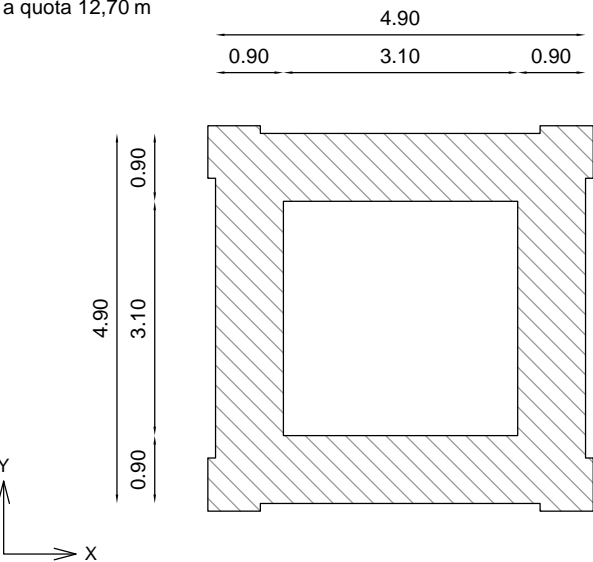
LIVELLO 4

da quota 6,30 m  
a quota 7,40 m



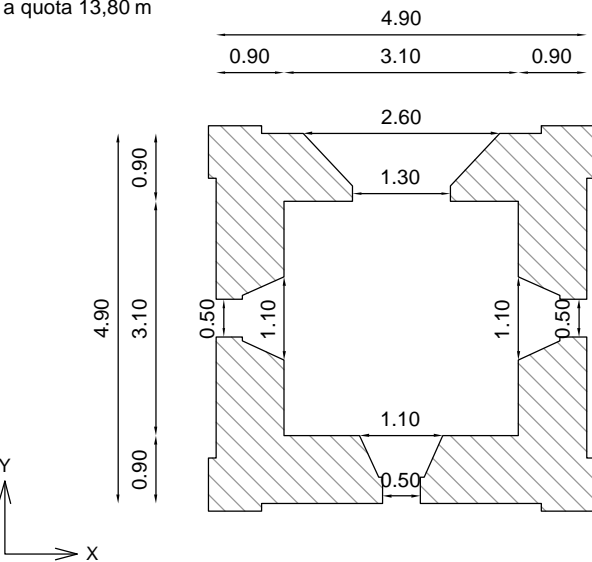
LIVELLO 5

da quota 7,40 m  
a quota 12,70 m



LIVELLO 6

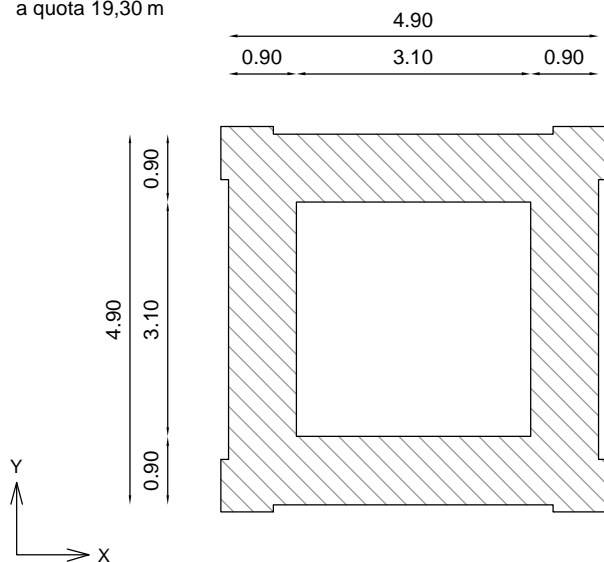
da quota 12,70 m  
a quota 13,80 m





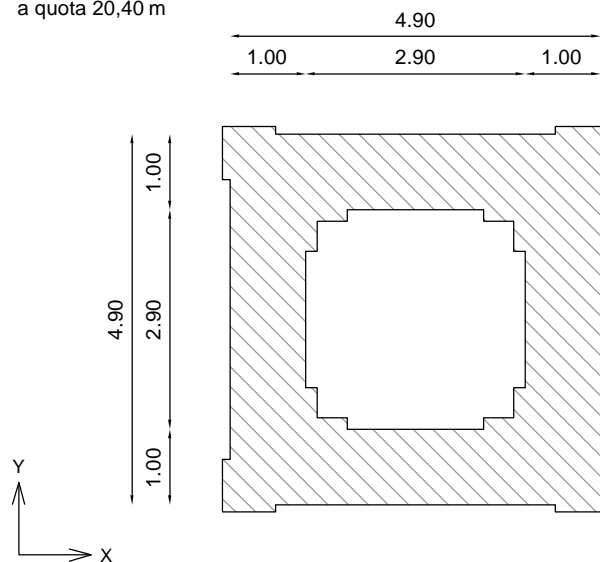
### LIVELLO 7

da quota 13,80 m  
a quota 19,30 m



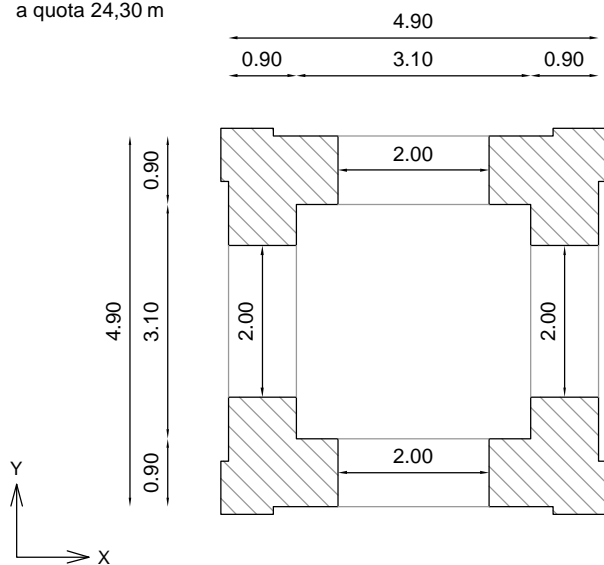
### LIVELLO 8

da quota 19,30 m  
a quota 20,40 m



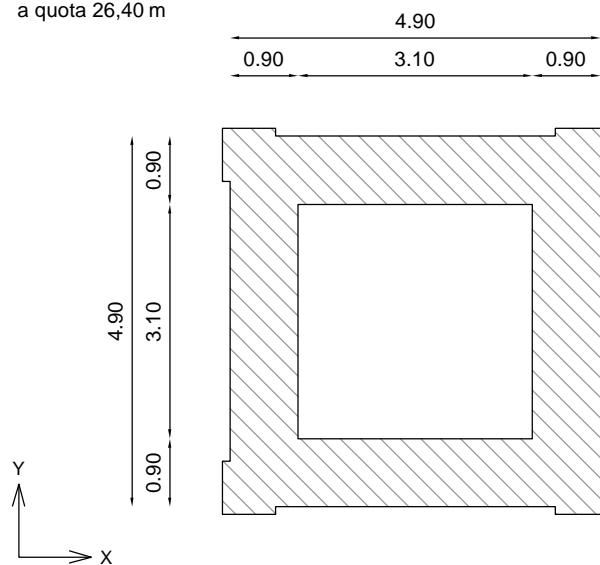
### LIVELLO 9

da quota 20,40 m  
a quota 24,30 m



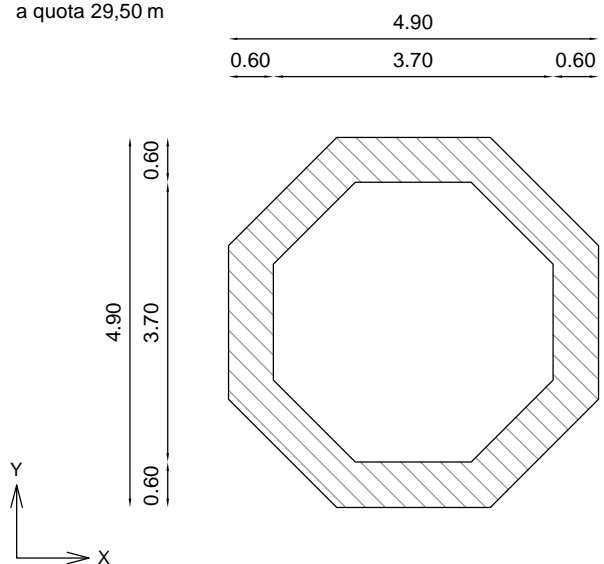
### LIVELLO 10

da quota 24,30 m  
a quota 26,40 m



### LIVELLO 11

da quota 26,40 m  
a quota 29,50 m



**CARATTERISTICHE MURATURA**

$F_c$	= fattore di confidenza	1,35
$\gamma_M$	= fattore di sicurezza del materiale	2
$f_m$	= resistenza a compressione media	24 kg/cm <sup>2</sup>
$f_d$	= resistenza a compressione di progetto = $f_m / (F_c \cdot \gamma_M)$	8,9 kg/cm <sup>2</sup>

**SISMA DI PROGETTO (SLV)**

$a_g$	= accelerazione orizzontale massima del terreno	0,1375 g
$F_0$	= valore massimo del fattore di amplificazione	2,581
$T_C^*$	= periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro per sottosuolo di categoria A	0,279 s
Categoria sottosuolo		C
$S_T$	= coefficiente di amplificazione topografica	1,00
$S_S$	= coefficiente di amplificazione stratigrafica	1,50
$S$	= coefficiente funzione di sottosuolo e condizione topografica	1,50
$C_C$	= coefficiente funzione della categoria di sottosuolo	1,60
$T_B$	= periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante	0,149 s
$T_C$	= periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante	0,446 s
$T_D$	= periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante	2,150 s

**DATI DEL FABBRICATO**

$W$	= peso complessivo della struttura	761.678 kg
$q$	= fattore di struttura	3,6
$T_{1,x}$	= periodo di vibrazione fondamentale con sisma in direzione X	0,76 s
$T_{1,y}$	= periodo di vibrazione fondamentale con sisma in direzione Y	0,76 s

**CARICHI SISMICI DI PROGETTO**

$S_{e,SLV,x}$	= ordinata spettro di risposta elastico per sisma in direzione X	3,041 m/s <sup>2</sup>
$F_{h,x}$	= forza sismica totale per sisma in direzione X	55.749 kg
$S_{e,SLV,y}$	= ordinata spettro di risposta elastico per sisma in direzione Y	3,041 m/s <sup>2</sup>
$F_{h,y}$	= forza sismica totale per sisma in direzione Y	55.749 kg

La struttura è stata suddivisa in  $n$  settori a sezione costante. Per ogni settore, si considera come sezione di verifica quella posta alla base.

- $z_i^*$  = quota rispetto alla fondazione della sezione di verifica dell' $i$ -esimo settore;
- $A_i$  = area della sezione di verifica dell' $i$ -esimo settore, depurata di eventuali aperture;
- $h_i$  = altezza dell' $i$ -esimo settore;
- $P_{sol,i}$  = peso di eventuali solai o carichi distribuiti posti in sommità all' $i$ -esimo settore;
- $W_i$  = peso dell' $i$ -esimo settore;
- $z_i$  = quota rispetto alla fondazione del baricentro dell' $i$ -esimo settore;
- $F_i$  = forza sismica da applicare nel baricentro dell' $i$ -esimo settore;
- $F_{hi}$  = risultante delle forze sismiche agenti al di sopra della sezione di verifica dell' $i$ -esimo settore;
- $z_{Fi}$  = altezza rispetto alla sezione di verifica del punto di applicazione della forza sismica  $F_{hi}$ ;
- $M_{di}$  = momento agente di calcolo nella sezione di verifica dell' $i$ -esimo settore;
- $\sigma_{0,i}$  = tensione normale media agente nella sezione di verifica dell' $i$ -esimo settore, dovuta al peso della struttura presente al di sopra di essa;
- $\sigma_{res,i}$  = tensione massima di compressione che può essere sopportata dalla sezione, nel caso fosse soggetta unicamente ad una sollecitazione di flessione semplice dovuta alle forze sismiche orizzontali;
- $J_i$  = momento principale d'inerzia della sezione di verifica dell' $i$ -esimo settore, calcolato rispetto all'asse perpendicolare alla direzione della forza sismica;
- $a_i$  = lunghezza del lato della sezione di verifica dell' $i$ -esimo settore, parallelo alla direzione dell'azione sismica considerata;
- $d_{Gi}$  = distanza tra il baricentro geometrico della sezione di verifica dell' $i$ -esimo settore e uno dei lati esterni, perpendicolari alla direzione dell'azione sismica considerata;
- $M_{ut,i}$  = momento ultimo a compressione per schiacciamento, calcolato nella sezione di verifica dell' $i$ -esimo settore;
- $M_{uc,i}$  = momento ultimo a trazione per parzializzazione della sezione di verifica dell' $i$ -esimo settore;
- $M_{u,i}$  = momento ultimo resistente calcolato nella sezione di verifica dell' $i$ -esimo settore, corrispondente al minimo tra  $M_{ut,i}$  e  $M_{uc,i}$ ;
- $S_{e,i}^*$  = valore dell'ordinata dello spettro di risposta elastico corrispondente al raggiungimento dello stato limite SLV nella sezione di verifica dell' $i$ -esimo settore.

**VERIFICA SISMICA DEL CAMPANILE**  
**SISMA IN DIREZIONE X**

Sezione	$z_i^*$ [m]	$A_i$ [m <sup>2</sup> ]	$h_i$ [m]	$P_{sol}$ [kg]	$W_i$ [kg]	$z_i$ [m]	$W_i z_i$ [kg m]	$F_{i,x}$ [kg]	$\Sigma W_k z_k$ [kg m]	$F_{hi,x}$ [kg]	$\Sigma W_k z_k^2$ [kg m <sup>2</sup> ]	$z_{Fi}$ [m]	$M_{di,y}$ [kg m]
1	0,00	19,56	3,10	0	109.145	1,55	169.174	906	10.411.622	55.749	199.277.597	19,14	1.067.038
2	3,10	20,64	0,80	0	29.722	3,50	104.026	557	10.242.448	54.844	199.015.376	16,33	895.619
3	3,90	14,92	2,40	0	64.454	5,10	328.717	1.760	10.138.422	54.287	198.651.287	15,69	851.967
4	6,30	12,35	1,10	0	24.453	6,85	167.503	897	9.809.705	52.526	196.974.828	13,78	723.792
5	7,40	14,92	5,30	0	142.337	10,05	1.430.485	7.660	9.642.202	51.629	195.827.432	12,91	666.506
6	12,70	11,37	1,10	0	22.513	13,25	298.292	1.597	8.211.717	43.970	181.451.059	9,40	413.168
7	13,80	14,92	5,50	0	147.708	16,55	2.444.567	13.090	7.913.425	42.373	177.498.691	8,63	365.679
8	19,30	16,69	1,10	0	33.046	19,85	655.967	3.512	5.468.858	29.283	137.041.100	5,76	168.626
9	20,40	7,72	3,90	0	54.194	22,35	1.211.245	6.486	4.812.891	25.771	124.020.154	5,37	138.346
10	24,30	14,92	2,10	0	56.398	25,35	1.429.679	7.655	3.601.646	19.285	96.948.832	2,62	50.487
11	26,40	8,55	3,10	30.000	77.709	27,95	2.171.967	11.630	2.171.967	11.630	60.706.465	1,55	18.026
					761.678		10.411.622						
					[kg]		[kg m]						

**VERIFICA SISMICA DEL CAMPANILE**  
**SISMA IN DIREZIONE X**

[illegible]

**VERIFICA SISMICA DEL CAMPANILE**  
**SISMA IN DIREZIONE Y**

Sezione	$z_i^*$ [m]	$A_i$ [m <sup>2</sup> ]	$h_i$ [m]	$P_{sol,i}$ [kg]	$W_i$ [kg]	$z_i$ [m]	$W_i z_i$ [kg m]	$F_{i,y}$ [kg]	$\Sigma W_k z_k$ [kg m]	$F_{hi,y}$ [kg]	$\Sigma W_k z_k^2$ [kg m <sup>2</sup> ]	$z_{Fi}$ [m]	$M_{di,y}$ [kg m]
1	0,00	19,56	3,10	0	109.145	1,55	169.174	906	10.411.622	55.749	199.277.597	19,14	1.067.038
2	3,10	20,64	0,80	0	29.722	3,50	104.026	557	10.242.448	54.844	199.015.376	16,33	895.619
3	3,90	14,92	2,40	0	64.454	5,10	328.717	1.760	10.138.422	54.287	198.651.287	15,69	851.967
4	6,30	12,35	1,10	0	24.453	6,85	167.503	897	9.809.705	52.526	196.974.828	13,78	723.792
5	7,40	14,92	5,30	0	142.337	10,05	1.430.485	7.660	9.642.202	51.629	195.827.432	12,91	666.506
6	12,70	11,37	1,10	0	22.513	13,25	298.292	1.597	8.211.717	43.970	181.451.059	9,40	413.168
7	13,80	14,92	5,50	0	147.708	16,55	2.444.567	13.090	7.913.425	42.373	177.498.691	8,63	365.679
8	19,30	16,69	1,10	0	33.046	19,85	655.967	3.512	5.468.858	29.283	137.041.100	5,76	168.626
9	20,40	7,72	3,90	0	54.194	22,35	1.211.245	6.486	4.812.891	25.771	124.020.154	5,37	138.346
10	24,30	14,92	2,10	0	56.398	25,35	1.429.679	7.655	3.601.646	19.285	96.948.832	2,62	50.487
11	26,40	8,55	3,10	30.000	77.709	27,95	2.171.967	11.630	2.171.967	11.630	60.706.465	1,55	18.026
					761.678		10.411.622						
					[kg]		[kg m]						



Sisma in direzione X

Sezione di verifica più critica: 3

$S_{e,SLV,3}(T_{1,x})$  = ordinata dello spettro di risposta elastico corrispondente al SLV = 2,9112  $m/s^2$

$T_{SLV}$  = periodo di ritorno azione sismica corrispondente al SLV = 422 anni

$T_{R,SLV}$  = periodo di ritorno azione sismica di riferimento (SLV) = 712 anni

$I_{S,SLV}$  = indice di sicurezza sismica =  $T_{SLV} / T_{R,SLV} = \mathbf{0,592}$

$V_N$  = vita nominale = 30 anni

$a_{SLV}$  = accelerazione massima del suolo corrispondente al SLV = 0,1093 g

$a_{R,SLV}$  = accelerazione massima del suolo di riferimento (SLV) = 0,1375 g

$f_{S,SLV}$  = fattore di accelerazione =  $a_{SLV} / a_{R,SLV} = \mathbf{0,794}$

Sisma in direzione Y

Sezione di verifica più critica: 1

$S_{e,SLV,1}(T_{1,y})$  = ordinata dello spettro di risposta elastico corrispondente al SLV = 2,8435  $m/s^2$

$T_{SLV}$  = periodo di ritorno azione sismica corrispondente al SLV = 401 anni

$T_{R,SLV}$  = periodo di ritorno azione sismica di riferimento (SLV) = 712 anni

$I_{S,SLV}$  = indice di sicurezza sismica =  $T_{SLV} / T_{R,SLV} = \mathbf{0,563}$

$V_N$  = vita nominale = 29 anni

$a_{SLV}$  = accelerazione massima del suolo corrispondente al SLV = 0,1068 g

$a_{R,SLV}$  = accelerazione massima del suolo di riferimento (SLV) = 0,1375 g

$f_{S,SLV}$  = fattore di accelerazione =  $a_{SLV} / a_{R,SLV} = \mathbf{0,776}$

In appendice alla presente relazione, si riportano anche le verifiche numeriche relative all'analisi cinematica lineare del meccanismo di collasso dovuto al ribaltamento dei pilastri della cella campanaria. Le verifiche sono state condotte, dapprima nello stato di fatto e poi nello stato di progetto, secondo le modalità descritte nel § 8 della presente relazione. Di seguito si riporta il confronto tra i valori dell'accelerazione massima sopportabili dal campanile e fra gli indici di resistenza ottenuti per il meccanismo esaminato, prima e dopo l'intervento di riparazione e miglioramento sismico proposto.

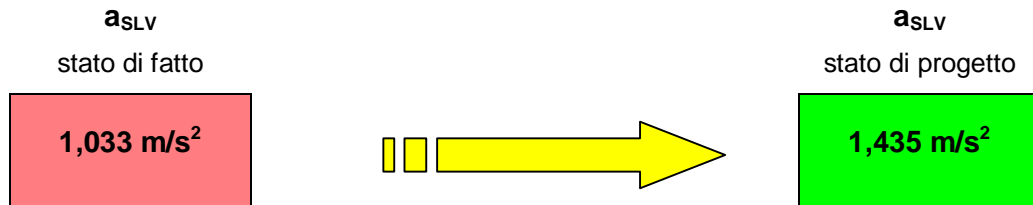


Accelerazione sismica di riferimento per il sito in esame

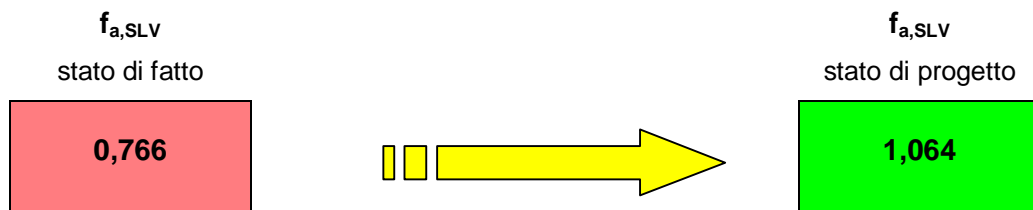
$$a_{SLV} = 0,1375 \text{ g} = 1,349 \text{ m / s}^2$$

MECCANISMO N. 4 – RIBALTAMENTO DEI PILASTRINI DELLA CELLA CAMPANARIA

Accelerazione sismica massima sopportabile dalla struttura



Fattore di accelerazione



## 12. CONCLUSIONI

Le varie analisi svolte sulla **Chiesa** nello stato di fatto e nello stato di progetto hanno consentito di determinare per ciascuno dei casi analizzati il fattore di accelerazione, attraverso il quale è possibile esprimere sinteticamente una valutazione della resistenza sismica della struttura.

Nell'ambito dell'analisi cinematica lineare, nello stato di fatto si sono individuati alcuni meccanismi di collasso locali per i quali l'indice di sicurezza sismica è risultato inferiore all'unità. In particolare, il minore tra i fattori di accelerazione, che si sono ottenuti dall'analisi di ciascuno dei meccanismi di collasso presi in esame, è risultato quello relativo al ribaltamento del timpano ( $f_s = 0,326$ ). Sulla base dei risultati ottenuti dall'analisi cinematica lineare sono stati progettati alcuni interventi locali che hanno consentito di risolvere le criticità emerse. Gli stessi cinematismi di collasso, analizzati considerando gli effetti dovuti alle forze di trattenuta esercitate dai tiranti di progetto, hanno restituito fattori di accelerazione superiori all'unità.

Con l'analisi statica non-lineare (pushover), eseguita mediante la modellazione agli elementi finiti dell'edificio, per gli stati limite di salvaguardia della vita (SLV) si sono individuati valori dell'indice di resistenza globale del fabbricato. Nello **stato di fatto**, **l'indice di resistenza** è risultato **pari al 20,7%** ed essendo inferiore al fattore di accelerazione ottenuto con l'analisi cinematica lineare, può essere considerato l'effettivo indice di sicurezza sismica del fabbricato. Secondo la classificazione esposta al § 3.3 della presente relazione, l'edificio dal punto di vista della sicurezza sismica può essere quindi definito **molto carente**.

**Nello stato di progetto**, a seguito degli interventi di miglioramento sismico proposti, **l'indice di resistenza** è risultato invece **pari al 73,9%** e quindi, secondo la classificazione esposta al § 3.3 della presente relazione, il livello di sicurezza sismica dell'edificio può essere definito **soddisfacente**.

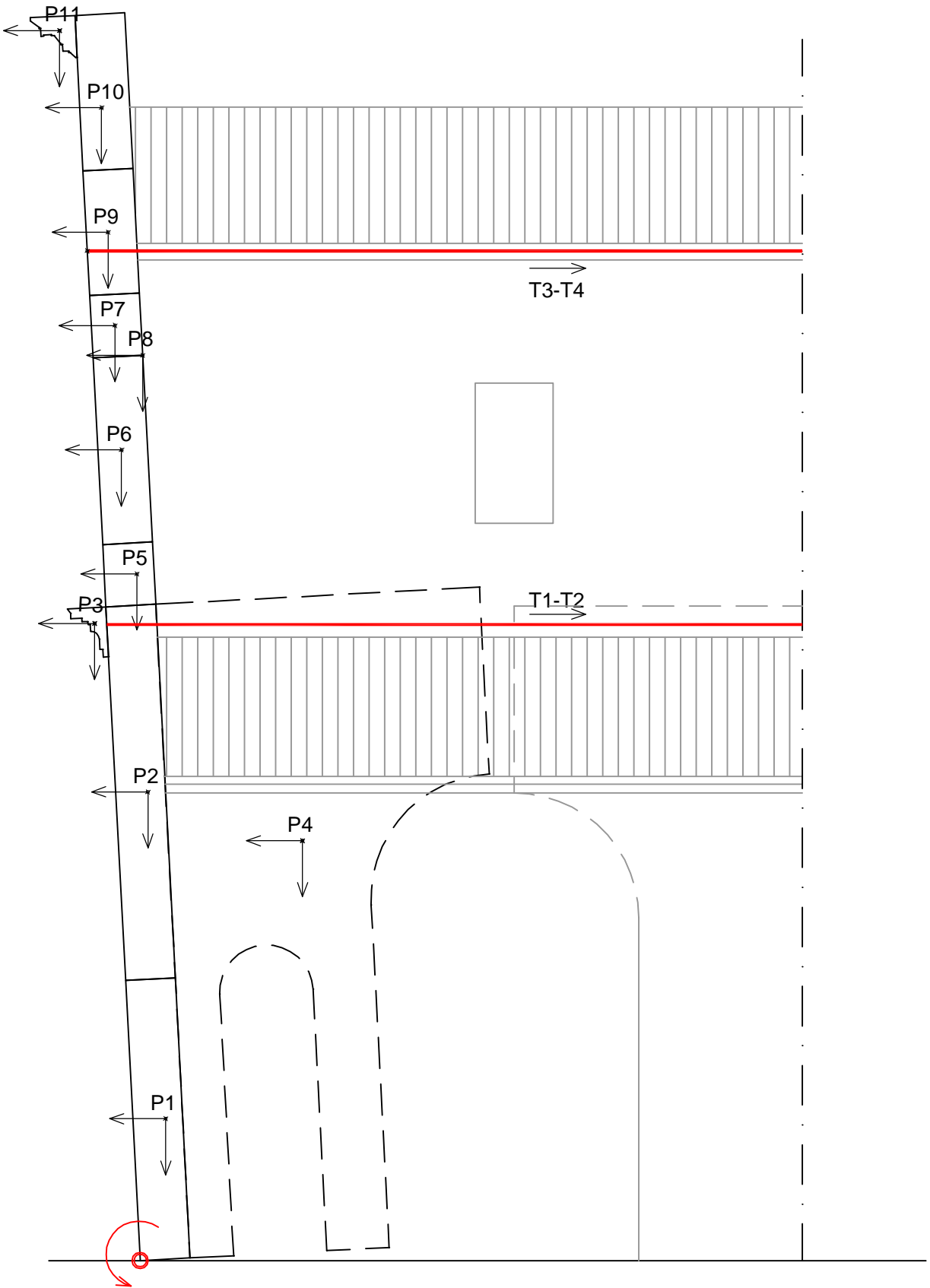
Per il **campanile**, con l'analisi eseguita mediante il modello meccanico semplificato suggerito dal *DPCM 09/02/2011*, è stato individuato un valore dell'**indice di resistenza** globale **nello stato di fatto pari al 78%**, che può essere considerato **soddisfacente**, secondo la classificazione esposta al § 3.3. Visti i risultati ottenuti, in fase progettuale si è deciso quindi di intervenire solamente sulle parti che hanno evidenziato danneggiamenti in seguito al sisma del 2012. In particolare, è stata prevista la realizzazione di una struttura di rinforzo dei pilastri della cella campanaria. Dall'analisi cinematica lineare del

meccanismo di collasso dovuto al ribaltamento dei pilastrini si è ottenuto un indice di resistenza nello stato di fatto pari al 77%. Lo stesso cinematismo di collasso, analizzato considerando gli effetti dovuti alle forze di trattenuta esercitate dalla struttura in acciaio di progetto, ha restituito fattori di accelerazione superiori all'unità.

## **APPENDICE**

### **SCHEDE DI CALCOLO MECCANISMI LOCALI**

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

#### Coefficienti di sicurezza

Fattore confidenza	FC	(adim.)	<b>1,35</b>
Fattore di sicurezza materiale	$\gamma_M$	(adim.)	<b>2,00</b>

#### Dati del fabbricato

Fattore di struttura	$\alpha$	(adim.)	<b>2,00</b>
Altezza meccanismo	$z$	(m)	<b>0,00</b>
Altezza edificio	H	(m)	<b>16,00</b>

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

##### Parametri spettrali da NTC 2008 (SLV)

Accelerazione $a_g$	(g)	<b>0,1375</b>
Amplificazione $F_0$	(adim)	<b>2,581</b>
Periodo $T^*c$	(sec)	<b>0,279</b>
Coefficiente $S_T$	(adim)	<b>1,00</b>
Coefficiente $S_S$	(adim)	<b>1,50</b>
Coefficiente $S$	(adim)	<b>1,50</b>
Coefficiente $C_C$	(adim)	<b>1,60</b>
Periodo $T_B$	(sec)	<b>0,149</b>
Periodo $T_C$	(sec)	<b>0,446</b>
Periodo $T_D$	(sec)	<b>2,150</b>
Periodo edificio $T_1$	(sec)	<b>0,400</b>

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	Facciata inferiore - portali	11,84		4,50	1.800	95.910
P2	Facciata inferiore	14,80		6,00	1.800	159.840
P3	Cornice inferiore	34,30		0,22	1.800	13.590
P4	Muri di spina	66,54		0,80	1.800	95.820
P5	Facciata superiore - zoccolo	15,70		1,00	1.800	28.260
P6	Facciata superiore - finestra	6,83		3,00	1.800	36.890
P7	Facciata superiore	7,68		1,00	1.800	13.830
P8	Arco	13,72		0,50	1.800	12.350
P9	Facciata superiore	7,68		2,00	1.800	27.650
P10	Timpano	19,07		0,50	1.800	17.170
P11	Cornice timpano	12,50		0,27	1.800	6.080

**Forze peso applicate sui blocchi**

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	G1 + G2 kg
P1	Facciata inferiore - portali	0,528	2,250	95.910
P2	Facciata inferiore	0,517	7,500	159.840
P3	Cornice inferiore	0,287	10,243	13.590
P4	Muri di spina	2,754	6,588	95.820
P5	Facciata superiore - zoccolo	0,525	11,000	28.260
P6	Facciata superiore - finestra	0,382	13,000	36.890
P7	Facciata superiore	0,380	15,000	13.830
P8	Arco	0,850	14,420	12.350
P9	Facciata superiore	0,380	16,500	27.650
P10	Timpano	0,350	18,516	17.170
P11	Cornice timpano	-0,158	18,934	6.080
<b>Totale</b>				<b>507.390 kg</b>

**Valutazione arretramento cerniera di rotazione**

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

Resistenza compressione di progetto muratura	(N/cm <sup>2</sup> )	<b>89</b>
Larghezza sezione della cerniera	(m)	<b>9,80</b>
Peso totale coinvolto	(kg)	<b>507.390</b>
Arretramento cerniera - $t = 2N / 3 \sigma L$	(m)	<b>0,388</b>

**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 $\delta y$ cm	Pi $\delta y, i$ kg cm
P1	Facciata inferiore - portali	0,528	2,250	95.910	0,350	33.612
P2	Facciata inferiore	0,517	7,500	159.840	-0,008	-1.239
P3	Cornice inferiore	0,287	10,243	13.590	-0,978	-13.285
P4	Muri di spina	2,754	6,588	95.820	7,855	752.649
P5	Facciata superiore - zoccolo	0,525	11,000	28.260	-0,193	-5.455
P6	Facciata superiore - finestra	0,382	13,000	36.890	-0,814	-30.026
P7	Facciata superiore	0,380	15,000	13.830	-0,943	-13.038
P8	Arco	0,850	14,420	12.350	0,733	9.051
P9	Facciata superiore	0,380	16,500	27.650	-1,034	-28.594
P10	Timpano	0,350	18,516	17.170	-1,262	-21.662
P11	Cornice timpano	-0,158	18,934	6.080	-3,060	-18.605
<b>Totale</b>				<b>507.390 kg</b>		<b>663.406 kg cm</b>

Forze peso applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	Pi kg	Spost. virtuale $\delta x$ cm	Pi $\delta x, i$ kg cm	Pi $\delta x, i^2$ kg cm <sup>2</sup>
P1	Facciata inferiore - portali	0,528	2,250	95.910	7,861	753.939	5.926.633
P2	Facciata inferiore	0,517	7,500	159.840	26,182	4.185.005	109.573.728
P3	Cornice inferiore	0,287	10,243	13.590	35,741	485.725	17.360.497
P4	Muri di spina	2,754	6,588	95.820	23,136	2.216.882	51.289.559
P5	Facciata superiore - zoccolo	0,525	11,000	28.260	38,398	1.085.121	41.666.233
P6	Facciata superiore - finestra	0,382	13,000	36.890	45,369	1.673.661	75.932.261
P7	Facciata superiore	0,380	15,000	13.830	52,349	723.983	37.899.600
P8	Arco	0,850	14,420	12.350	50,353	621.862	31.312.742
P9	Facciata superiore	0,380	16,500	27.650	57,584	1.592.188	91.684.035
P10	Timpano	0,350	18,516	17.170	64,618	1.109.484	71.692.149
P11	Cornice timpano	-0,158	18,934	6.080	66,045	401.556	26.520.951
<b>Totale</b>				<b>507.390 kg</b>		<b>14.849.406 kg cm</b>	<b>560.858.387 kg cm<sup>2</sup></b>

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

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

## STATO DI FATTO

### Forze esterne

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	Fh kg 0	Spost. virtuale $\delta h$ cm	Fh $\delta h$ kg cm 0
Totale				kg		0 kg cm

### Valutazione del moltiplicatore di attivazione del cinematismo $\alpha_0$

$$\alpha_0 = 0,045$$

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

Massa partecipante	$M^*g$	393.156	kg
Coeff.di partecipaz.	$e^*$	0,775	
Accelerazione di attivazione	$a_0^*$	0,0427	g
	$a_0^*$	0,419	m/s <sup>2</sup>

### Verifica allo stato limite ultimo

#### Accelerazione al suolo

$$a_0^* = 0,0427 \quad g$$

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

$P(Vr)$	0,54	
$S$	1,50	
$a_{SLV}$	0,559	m/s <sup>2</sup>
$f_{a,SLV}$	<b>0,414</b>	<b>&lt; 1,00</b> <b>NON VERIFICATO</b>

### Livello di sicurezza sismica

$T_{SLV}$	<b>97</b>	anni
$I_{s,SLV}$	<b>0,136</b>	
$V_N$	<b>7</b>	anni



## STATO DI PROGETTO

### Forze esterne

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Fh	Spost. virtuale $\delta h$	Fh $\delta h$
		m	m	kg	cm	kg cm
T1	Tirante sopra cornice	0,000	10,200	7.000	35,574	249.017
T2	Tirante sopra cornice	0,000	10,200	7.000	35,574	249.017
T3	Corrente di gronda	0,000	16,500	4.000	57,561	230.242
T4	Corrente di gronda	0,000	16,500	4.000	57,561	230.242
<b>Totale</b>				<b>22.000</b>		<b>958.518</b>
				kg		kg cm

### Valutazione del moltiplicatore di attivazione del cinematisimo $\alpha_0$

$\alpha_0 =$  **0,109**

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

Massa partecipante	$M^*g$	393.156	kg
Coeff.di partecipaz.	$e^*$	0,775	
Accelerazione di attivazione	$a^*_0$	0,1044	g
	$a^*_0$	1,024	m/s <sup>2</sup>

### Verifica allo stato limite ultimo

#### Accelerazione al suolo

$a^*_0$                       0,1044    g

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

P(Vr)	1,02	
S	1,50	
$a_{SLV}$	1,366	m/s <sup>2</sup>
$f_{a,SLV}$	<b>1,012</b>	<b>&gt;= 1,00</b>
<b>VERIFICATO</b>		

### Livello di sicurezza sismica

$T_{SLV}$	<b>733</b>	anni
$I_{S,SLV}$	<b>1,029</b>	
$V_N$	<b>&gt;= 50</b>	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	$\gamma_{Mo}$	adim.	1,05
Coefficiente di espansione termica lineare tirante	$\alpha_f$	$10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	1,2
Coefficiente di espansione termica lineare muratura	$\alpha_m$	$10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	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 = $\sigma_{es,min} - \Delta\sigma_{min}$	$\sigma_p$	kg/cmq	118,9
Tensione massima di esercizio = $\sigma_p + \Delta\sigma_{max}$	$\sigma_{es,max}$	kg/cmq	144,1

### Verifica tirante

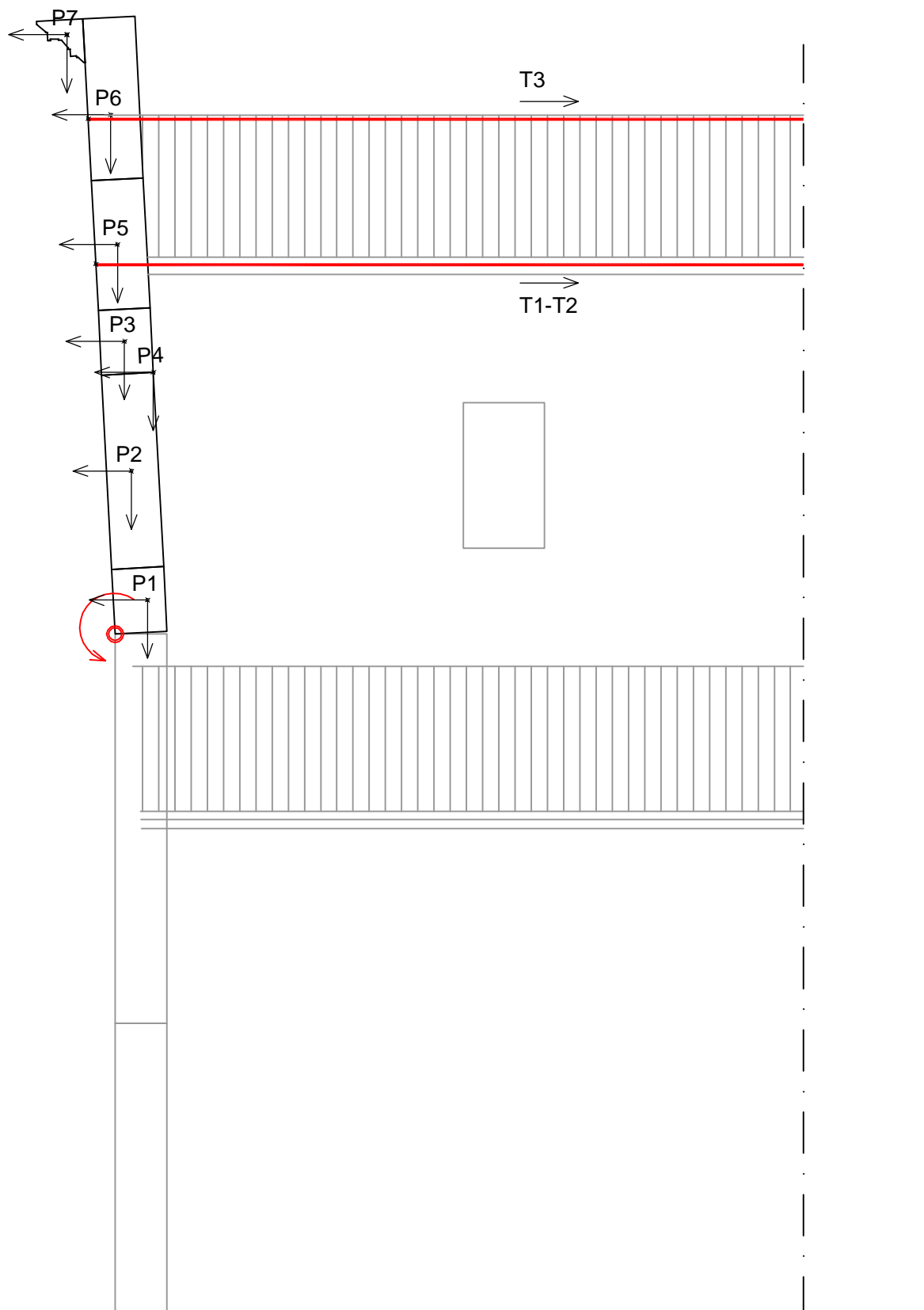
Dimensioni tirante	$\varnothing$	mm	32
Area sezione tirante	A	cmq	8,0
<b>Resistenza a trazione tirante</b>	$N_{a,Rd}$	kg	<b>18.000</b>
Sforzo normale di trazione massimo in caso di sisma	$N_{max}$	kg	7.000
<b>Sforzo normale ultimo nel tirante = <math>A \sigma_{es,max} + N_{max}</math></b>	$N_u$	kg	<b>8.159</b>
<b>&lt; <math>N_{a,Rd}</math></b>			
<b>VERIFICATO</b>			

### 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	$\tau_{0d}$	kg/cmq	0,22
<b>Resistenza a trazione muratura</b>	$N_{m,Rd}$	N	<b>8.448</b>
<b>Sforzo normale ultimo nel tirante</b>	$N_u$	N	<b>8.159</b>
<b>&lt; <math>N_{m,Rd}</math></b>			
<b>VERIFICATO</b>			

## MECCANISMO DI COLLASSO N.2

### RIBALTAMENTO DEL TIMPANO



## **MECCANISMO DI COLLASSO N.2**

### **RIBALTAMENTO DEL TIMPANO**

#### **Caratteristiche muratura**

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

#### **Coefficienti di sicurezza**

Fattore confidenza	FC	(adim.)	<b>1,35</b>
Fattore di sicurezza materiale	$\gamma_M$	(adim.)	<b>2,00</b>

#### **Dati del fabbricato**

Fattore di struttura	$\eta$	(adim.)	<b>2,00</b>
Altezza meccanismo	$h$	(m)	<b>11,50</b>
Altezza edificio	$H$	(m)	<b>16,00</b>

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

#### **Parametri spettrali da NTC 2008 (SLV)**

Accelerazione $a_g$	(g)	<b>0,1375</b>
Amplificazione $F_0$	(adim)	<b>2,581</b>
Periodo $T^*c$	(sec)	<b>0,279</b>
Coefficiente $S_T$	(adim)	<b>1,00</b>
Coefficiente $S_S$	(adim)	<b>1,50</b>
Coefficiente $S$	(adim)	<b>1,50</b>
Coefficiente $C_C$	(adim)	<b>1,60</b>
Periodo $T_B$	(sec)	<b>0,149</b>
Periodo $T_C$	(sec)	<b>0,446</b>
Periodo $T_D$	(sec)	<b>2,150</b>
Periodo edificio $T_1$	(sec)	<b>0,400</b>

**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	Facciata superiore - zoccolo	15,70		1,00	1.800	28.260
P2	Facciata superiore - finestra	6,83		3,00	1.800	36.890
P3	Facciata superiore	7,68		1,00	1.800	13.830
P4	Arco	13,72		0,50	1.800	12.350
P5	Facciata superiore	7,68		2,00	1.800	27.650
P6	Timpano	19,07		0,50	1.800	17.170
P7	Cornice timpano	12,50		0,27	1.800	6.080

**Forze peso applicate sui blocchi**

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	G1 + G2 kg
P1	Facciata superiore - zoccolo	0,525	0,500	28.260
P2	Facciata superiore - finestra	0,382	2,500	36.890
P3	Facciata superiore	0,380	4,500	13.830
P4	Arco	0,850	3,920	12.350
P5	Facciata superiore	0,380	5,000	27.650
P6	Timpano	0,350	8,016	17.170
P7	Cornice timpano	-0,158	8,434	6.080
<b>Totale</b>				<b>142.230 kg</b>

**Valutazione arretramento cerniera di rotazione**

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

Resistenza compressione di progetto muratura	(N/cm <sup>2</sup> )	<b>89</b>
Larghezza sezione della cerniera	(m)	<b>9,80</b>
Peso totale coinvolto	(kg)	<b>142.230</b>
Arretramento cerniera - $t = 2N / 3 \sigma L$	(m)	<b>0,109</b>

**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 $\delta y$ cm	Pi $\delta y, i$ kg cm
P1	Facciata superiore - zoccolo	0,525	0,500	28.260	1,422	40.182
P2	Facciata superiore - finestra	0,382	2,500	36.890	0,801	29.548
P3	Facciata superiore	0,380	4,500	13.830	0,672	9.296
P4	Arco	0,850	3,920	12.350	2,348	28.995
P5	Facciata superiore	0,380	5,000	27.650	0,642	17.743
P6	Timpano	0,350	8,016	17.170	0,353	6.066
P7	Cornice timpano	-0,158	8,434	6.080	-1,445	-8.786
<b>Totale</b>				<b>142.230 kg</b>		<b>123.046 kg cm</b>

**Forze peso applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)**

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	Pi kg	Spost. virtuale $\delta x$ cm	Pi $\delta x, i$ kg cm	Pi $\delta x, i^2$ kg cm <sup>2</sup>
P1	Facciata superiore - zoccolo	0,525	0,500	28.260	1,770	50.029	88.568
P2	Facciata superiore - finestra	0,382	2,500	36.890	8,742	322.474	2.818.915
P3	Facciata superiore	0,380	4,500	13.830	15,721	217.425	3.418.209
P4	Arco	0,850	3,920	12.350	13,726	169.513	2.326.694
P5	Facciata superiore	0,380	5,000	27.650	17,466	482.942	8.435.198
P6	Timpano	0,350	8,016	17.170	27,990	480.590	13.451.788
P7	Cornice timpano	-0,158	8,434	6.080	29,418	178.861	5.261.739
<b>Totale</b>				<b>142.230 kg</b>		<b>1.901.836 kg cm</b>	<b>35.801.111 kg cm<sup>2</sup></b>

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

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

## STATO DI FATTO

### Forze esterne

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	Fh kg 0	Spost. virtuale $\delta h$ cm	Fh $\delta h$ kg cm 0
Totale				kg		0 kg cm

### Valutazione del moltiplicatore di attivazione del cinematiso $\alpha_0$

$$\alpha_0 = 0,065$$

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

Massa partecipante	$M^*g$	101.030	kg
Coeff.di partecipaz.	$e^*$	0,710	
Accelerazione di attivazione	$a_0^*$	0,0675	g
	$a_0^*$	0,662	m/s <sup>2</sup>

### Verifica allo stato limite ultimo

#### Accelerazione al suolo

$$a_0^* = 0,0675 \quad g$$

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

$P(Vr)$	0,24	
$S$	1,50	
$a_{SLV}$	0,883	m/s <sup>2</sup>
$f_{a,SLV}$	<b>0,654</b>	<b>&lt; 1,00</b> <b>NON VERIFICATO</b>

#### Accelerazione in quota

$$\begin{aligned} a_0^* &= 0,0675 \quad g \\ \psi(Z) &= 0,719 \\ \gamma &= 1,100 \end{aligned}$$

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

$S_{e,SLV}(T_1)$	1,674	m/s <sup>2</sup>
$P(Vr)$	0,74	
$a_{SLV}$	0,440	m/s <sup>2</sup>
$f_{a,SLV}$	<b>0,326</b>	<b>&lt; 1,00</b> <b>NON VERIFICATO</b>

### Livello di sicurezza sismica

$$\begin{aligned} T_{SLV} &= 57 \quad \text{anni} \\ I_{S,SLV} &= 0,080 \\ V_N &= 5 \quad \text{anni} \end{aligned}$$

## STATO DI PROGETTO

### Forze esterne

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Fh	Spost. virtuale $\delta h$	Fh $\delta h$
		m	m	kg	cm	kg cm
T1	Corrente di gronda	0,000	6,000	5.000	20,933	104.665
T2	Corrente di gronda	0,000	6,000	5.000	20,933	104.665
T3	Piatto colmo copertura	0,000	9,000	2.000	31,403	62.806
Totale				12.000 kg		272.137 kg cm

### Valutazione del moltiplicatore di attivazione del cinematismo $\alpha_0$

$\alpha_0 =$  **0,208**

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

Massa partecipante	$M^*g$	101.030	kg
Coeff.di partecipaz.	$e^*$	0,710	
Accelerazione di attivazione	$a^*_0$	0,2167	g
	$a^*_0$	2,126	m/s <sup>2</sup>

### Verifica allo stato limite ultimo

#### Accelerazione al suolo

$a^*_0$  0,2167 g

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

P(Vr)	2,13	
S	1,05	
$a_{SLV}$	4,048	m/s <sup>2</sup>
$f_{a,SLV}$	3,001	<b><math>\geq 1,00</math></b> <b>VERIFICATO</b>

#### Accelerazione in quota

$a^*_0$  0,2167 g  
 $\psi(Z)$  0,719  
 $\gamma$  1,100

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

$S_{e,SLV}(T_1)$	5,377	m/s <sup>2</sup>
P(Vr)	0,09	
$a_{SLV}$	1,388	m/s <sup>2</sup>
$f_{a,SLV}$	1,029	<b><math>\geq 1,00</math></b> <b>VERIFICATO</b>

### Livello di sicurezza sismica

$T_{SLV}$  **760** anni  
 $I_{S,SLV}$  **1,067**  
 $V_N$   **$\geq 50$**  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	$\gamma_{Mo}$	adim.	1,05
Coefficiente di espansione termica lineare tirante	$\alpha_f$	$10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	1,2
Coefficiente di espansione termica lineare muratura	$\alpha_m$	$10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	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 = $\sigma_{es,min} - \Delta\sigma_{min}$	$\sigma_p$	kg/cmq	118,9
Tensione massima di esercizio = $\sigma_p + \Delta\sigma_{max}$	$\sigma_{es,max}$	kg/cmq	144,1

### Verifica tirante

Dimensioni tirante	$\varnothing$	mm	32	
Area sezione tirante	A	cmq	8,0	
<b>Resistenza a trazione tirante</b>	<b><math>N_{a,Rd}</math></b>	<b>kg</b>	<b>18.000</b>	
Sforzo normale di trazione massimo in caso di sisma	$N_{max}$	kg	5.000	
<b>Sforzo normale ultimo nel tirante = <math>A \sigma_{es,max} + N_{max}</math></b>	<b><math>N_u</math></b>	<b>N</b>	<b>6.159</b>	<b>&lt; <math>N_{a,Rd}</math></b> <b>VERIFICATO</b>

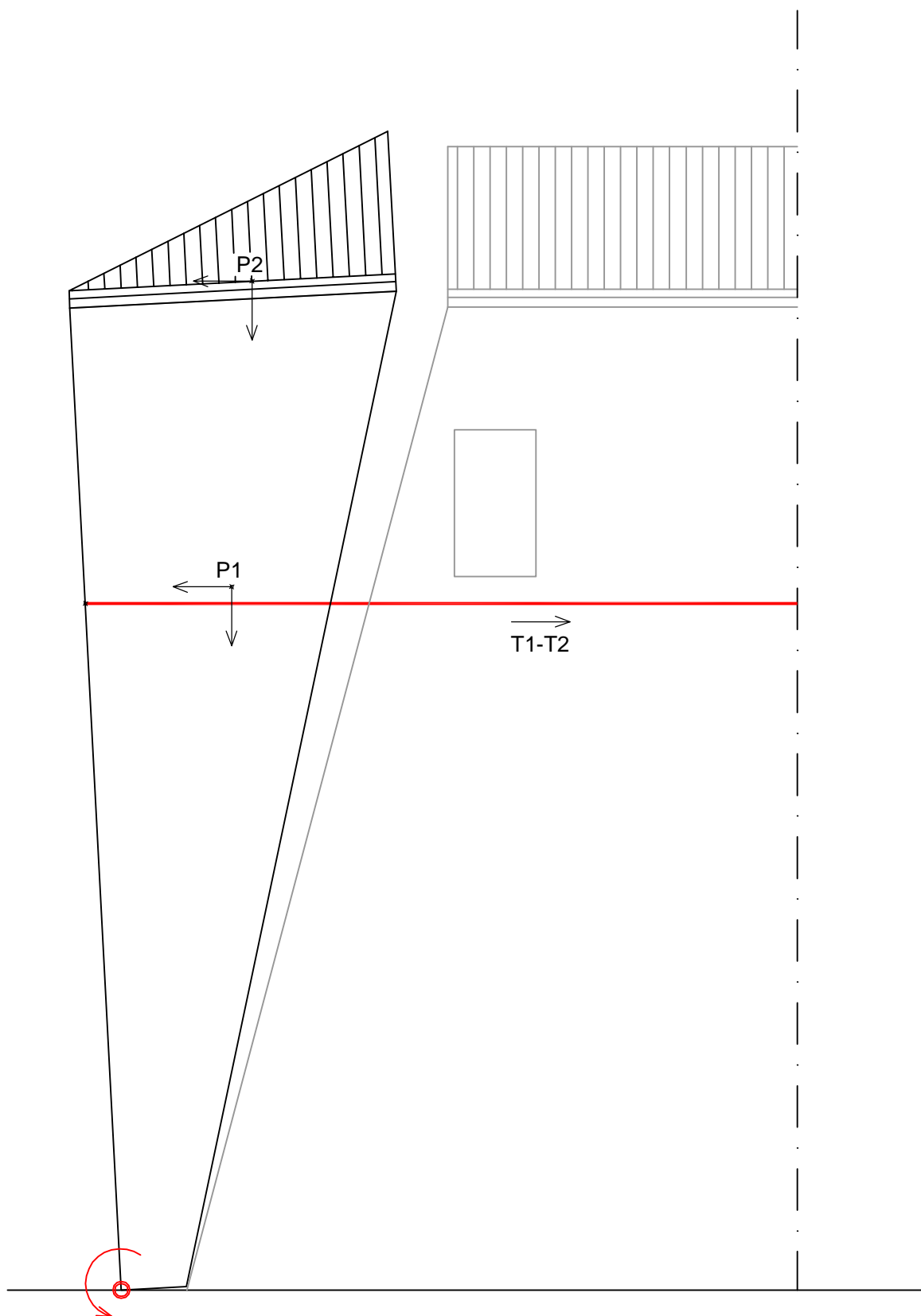
### Verifica muratura

Spessore muratura	s	cm	50	
Larghezza piastra	l	cm	40	
Altezza piastra	a	cm	40	
Superficie laterale solido di distacco = $(4s + 2l + 2a) s$	$A_d$	cmq	18.000	
Resistenza a taglio muratura per unità di superficie	$\tau_{0d}$	kg/cmq	0,70	
<b>Resistenza a trazione muratura</b>	<b><math>N_{m,Rd}</math></b>	<b>N</b>	<b>12.600</b>	
<b>Sforzo normale ultimo nel tirante</b>	<b><math>N_u</math></b>	<b>N</b>	<b>6.159</b>	<b>&lt; <math>N_{m,Rd}</math></b> <b>VERIFICATO</b>



# MECCANISMO DI COLLASSO N.3

## RIBALTAMENTO DELL'ABSIDE



## MECCANISMO DI COLLASSO N.3

### RIBALTAMENTO DELL'ABSIDE

#### Caratteristiche muratura

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

#### Coefficienti di sicurezza

Fattore confidenza	FC	(adim.)	<b>1,35</b>
Fattore di sicurezza materiale	$\gamma_M$	(adim.)	<b>2,00</b>

#### Dati del fabbricato

Fattore di struttura	$\eta$	(adim.)	<b>2,00</b>
Altezza meccanismo	$z$	(m)	<b>0,00</b>
Altezza edificio	$H$	(m)	<b>16,00</b>

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

##### Parametri spettrali da NTC 2008 (SLV)

Accelerazione $a_g$	(g)	<b>0,1375</b>
Amplificazione $F_0$	(adim)	<b>2,581</b>
Periodo $T^*c$	(sec)	<b>0,279</b>
Coefficiente $S_T$	(adim)	<b>1,00</b>
Coefficiente $S_S$	(adim)	<b>1,50</b>
Coefficiente $S$	(adim)	<b>1,50</b>
Coefficiente $C_C$	(adim)	<b>1,60</b>
Periodo $T_B$	(sec)	<b>0,149</b>
Periodo $T_C$	(sec)	<b>0,446</b>
Periodo $T_D$	(sec)	<b>2,150</b>
Periodo edificio $T_1$	(sec)	<b>0,400</b>

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	Muratura abside	8,04		15,50	1.800	224.320
P2	Copertura	26,60			250	6.650

**Forze peso applicate sui blocchi**

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	G1 + G2 kg
P1	Muratura abside	1,012	10,593	224.320
P2	Copertura	1,099	15,500	6.650
<b>Totale</b>				<b>230.970</b> kg

**Valutazione arretramento cerniera di rotazione**

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

Resistenza compressione di progetto muratura	(N/cm <sup>2</sup> )	<b>89</b>
Larghezza sezione della cerniera	(m)	<b>6,15</b>
Peso totale coinvolto	(kg)	<b>230.970</b>
Arretramento cerniera - $t = 2N / 3 \sigma L$	(m)	<b>0,282</b>

**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 $\delta y$ cm	Pi $\delta y, i$ kg cm
P1	Muratura abside	1,012	10,593	224.320	1,904	426.997
P2	Copertura	1,099	15,500	6.650	1,908	12.690
<b>Totale</b>				<b>230.970</b> kg		<b>439.686</b> kg cm

Forze peso applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	Pi kg	Spost. virtuale $\delta x$ cm	Pi $\delta x, i$ kg cm	Pi $\delta x, i^2$ kg cm <sup>2</sup>
P1	Muratura abside	1,012	10,593	224.320	37,014	8.302.874	307.318.657
P2	Copertura	1,099	15,500	6.650	54,144	360.058	19.494.965
<b>Totale</b>				<b>230.970</b> kg		<b>8.662.932</b> kg cm	<b>326.813.623</b> 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 $\delta x$ cm	Pj $\delta x, j$ kg cm	Pi $\delta x, i^2$ kg cm <sup>2</sup>
				0		0	0
<b>Totale</b>				<b>0</b> kg		<b>0</b> kg cm	<b>0</b> kg cm

## STATO DI FATTO

### Forze esterne

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	Fh kg 0	Spost. virtuale $\delta h$ cm	Fh $\delta h$ kg cm 0
Totale				kg		0 kg cm

### Valutazione del moltiplicatore di attivazione del cinematismo $\alpha_0$

$$\alpha_0 = 0,051$$

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

Massa partecipante	$M^*g$	229.631	kg
Coeff.di partecipaz.	$e^*$	0,994	
Accelerazione di attivazione	$a_0^*$	0,0378	g
	$a_0^*$	0,371	m/s <sup>2</sup>

### Verifica allo stato limite ultimo

#### Accelerazione al suolo

$$a_0^* = 0,0378 \quad g$$

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

$P(Vr)$	0,64	
$S$	1,50	
$a_{SLV}$	0,495	m/s <sup>2</sup>
$f_{a,SLV}$	<b>0,367</b>	<b>&lt; 1,00</b>
<b>NON VERIFICATO</b>		

### Livello di sicurezza sismica

$T_{SLV}$	<b>74</b>	anni
$I_{S,SLV}$	<b>0,104</b>	
$V_N$	<b>6</b>	anni

## STATO DI PROGETTO

### Forze esterne

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Fh	Spost. virtuale $\delta h$	Fh $\delta h$
		m	m	kg	cm	kg cm
T1	Tirante sopra cornice	0,000	10,500	11.000	36,627	402.900
T2	Tirante sopra cornice	0,000	10,500	11.000	36,627	402.900
Totale				22.000		805.801
				kg		kg cm

### Valutazione del moltiplicatore di attivazione del cinematismo $\alpha_0$

$\alpha_0 =$  0,144

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

Massa partecipante	$M^*g$	229.631	kg
Coeff.di partecipaz.	$e^*$	0,994	
Accelerazione di attivazione	$a_0^*$	0,1071	g
	$a_0^*$	1,051	m/s <sup>2</sup>

### Verifica allo stato limite ultimo

#### Accelerazione al suolo

$a_0^*$  0,1071 g

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

$P(V_r)$	1,05	
$S$	1,50	
$a_{SLV}$	1,400	m/s <sup>2</sup>
$f_{a,SLV}$	1,038	$\geq 1,00$
VERIFICATO		

### Livello di sicurezza sismica

$T_{SLV}$	776	anni
$I_{S,SLV}$	1,090	
$V_N$	$\geq 50$	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	$\gamma_{Mo}$	adim.	1,05
Coefficiente di espansione termica lineare tirante	$\alpha_f$	$10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	1,2
Coefficiente di espansione termica lineare muratura	$\alpha_m$	$10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	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 = $\sigma_{es,min} - \Delta\sigma_{min}$	$\sigma_p$	kg/cmq	118,9
Tensione massima di esercizio = $\sigma_p + \Delta\sigma_{max}$	$\sigma_{es,max}$	kg/cmq	144,1

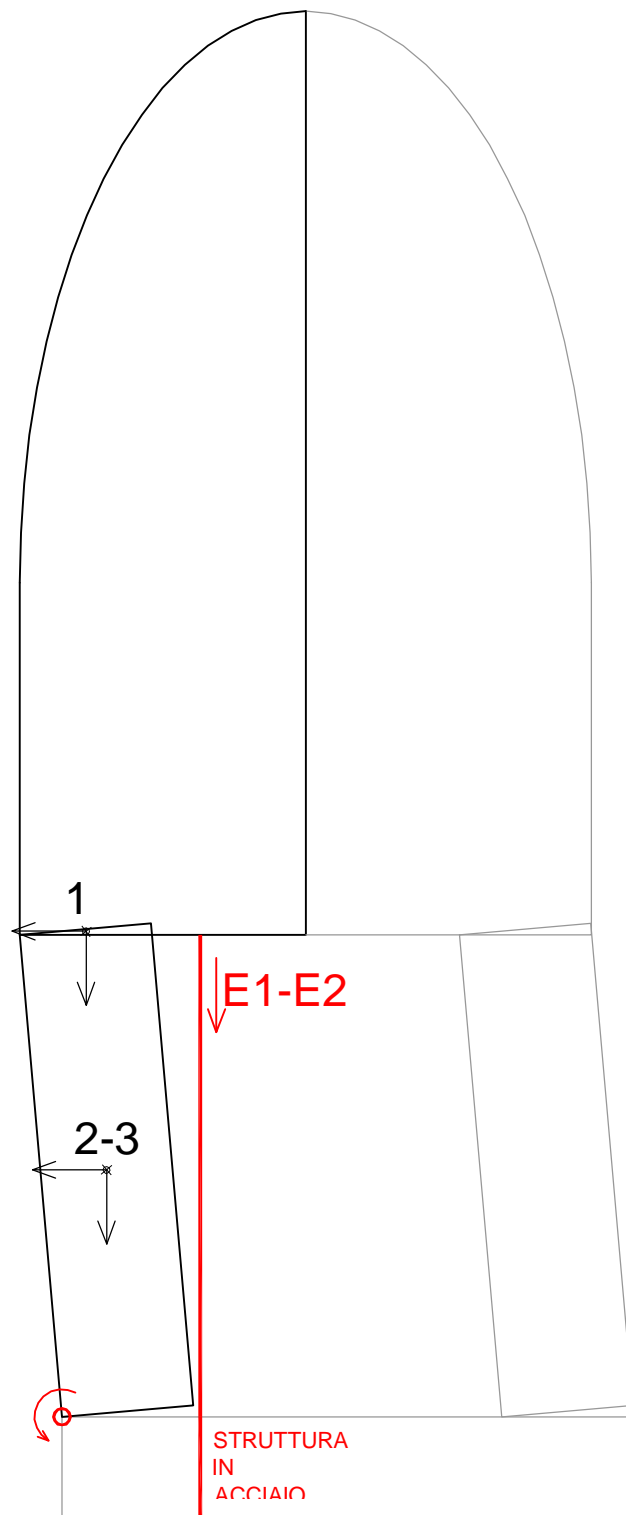
### Verifica tirante

Dimensioni tirante	$\varnothing$	mm	32
Area sezione tirante	A	cmq	8,0
<b>Resistenza a trazione tirante</b>	<b><math>N_{a,Rd}</math></b>	<b>kg</b>	<b>18.000</b>
Sforzo normale di trazione massimo in caso di sisma	$N_{max}$	kg	11.000
<b>Sforzo normale ultimo nel tirante = <math>A \sigma_{es,max} + N_{max}</math></b>	<b><math>N_u</math></b>	<b>kg</b>	<b>12.159</b>
			<b>&lt; <math>N_{a,Rd}</math></b>
			<b>VERIFICATO</b>

### Verifica muratura

Spessore muratura	s	cm	100
Larghezza piastra	l	cm	40
Altezza piastra	a	cm	40
Superficie laterale solido di distacco = $(4s + 2l + 2a) s$	$A_d$	cmq	56.000
Resistenza a taglio muratura per unità di superficie	$\tau_{0d}$	kg/cmq	0,22
<b>Resistenza a trazione muratura</b>	<b><math>N_{m,Rd}</math></b>	<b>N</b>	<b>12.320</b>
<b>Sforzo normale ultimo nel tirante</b>	<b><math>N_u</math></b>	<b>N</b>	<b>12.159</b>
			<b>&lt; <math>N_{m,Rd}</math></b>
			<b>VERIFICATO</b>

MECCANISMO DI COLLASSO N.4  
RIBALTAMENTO PILASTRINI CELLA CAMPANARIA



## **Meccanismo di collasso N. 4:**

### **ROTTURA PILASTRINI CELLA CAMPANARIA**

#### **Caratteristiche muratura**

Resistenza a compressione media	$f_m$	t/mq	<b>240</b>
Resistenza a compressione di progetto	$f_d$	t/mq	<b>89</b>
Resistenza a taglio media	$\tau_o$	t/mq	<b>6,0</b>
Resistenza a taglio di progetto	$\tau_{od}$	t/mq	<b>2,2</b>

#### **Coefficienti di sicurezza**

Fattore confidenza	FC	adim.	<b>1,35</b>
Fattore di sicurezza materiale	$\gamma_M$	adim.	<b>2</b>

#### **Dati del fabbricato**

Fattore di struttura	q	adim.	<b>3,6</b>
Altezza meccanismo	Z	ml	<b>20,40</b>
Altezza edificio	H	ml	<b>37,50</b>

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

#### **Parametri spettrali da NTC 2008 (SLV)**

Accelerazione $a_g$	(g)	<b>0,1375</b>
Amplificazione $F_0$	(adim)	<b>2,581</b>
Periodo $T^*c$	(sec)	<b>0,279</b>
Coefficiente $S_T$	(adim)	<b>1,00</b>
Coefficiente $S_S$	(adim)	<b>1,50</b>
Coefficiente $S$	(adim)	<b>1,50</b>
Coefficiente $C_c$	(adim)	<b>1,60</b>
Periodo $T_B$	(sec)	<b>0,149</b>
Periodo $T_C$	(sec)	<b>0,446</b>
Periodo $T_D$	(sec)	<b>2,150</b>
Periodo edificio $T_1$	(sec)	<b>0,760</b>

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.

#### **Forze peso applicate sui blocchi**

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	G1 + G2 kg
1	Cupola	0,700	3,900	65.000
2	Pilastrino 1	0,613	1,950	13.550
3	Pilastrino 2	0,613	1,950	13.550
<b>Totale</b>				<b>92.100</b> kg



### Valutazione arretramento cerniera di rotazione

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

Resistenza compressione di progetto murature	(t/mq)	89
Larghezza sezione della cerniera	(m)	2,90
Peso totale coinvolto	(kg)	92.100
Formula $t = 2N / 3 \sigma L$	(m)	0,238

### Valutazione degli spostamenti e dei lavori virtuali

Forze peso applicate sui blocchi (carichi verticali)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pi	Spost. virtuale $\delta y$	Pi $\delta y_i$
		m	m	kg	cm	kg cm
1	Cupola	0,700	3,900	65.000	1,374	89.318
2	Pilastrino 1	0,613	1,950	13.550	1,189	16.115
3	Pilastrino 2	0,613	1,950	13.550	1,189	16.115
Totale				92.100		121.547
				kg		kg cm

Forze peso applicate sui blocchi (carichi orizzontali sismici)

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Pi	Spost. virtuale $\delta x$	Pi $\delta x_i$	Pi $\delta x_i^2$
		m	m	kg	cm	kg cm	kg cm <sup>2</sup>
1	Cupola	0,700	3,900	65.000	13,639	886.531	12.091.337
2	Pilastrino 1	0,613	1,950	13.550	6,828	92.523	631.766
3	Pilastrino 2	0,613	1,950	13.550	6,828	92.523	631.766
Totale				92.100		1.071.576	13.354.869
				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 $\delta x$	Pj $\delta x_j$	Pi $\delta x_i^2$
		m	m	kg	cm	kg cm	kg cm <sup>2</sup>
1						0	0
Totale				0		0	0
				kg		kg cm	kg cm

## Stato di fatto

### Forze esterne

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Fh	Spost. virtuale $\delta h$	Fh $\delta h$
		m	m	kg	cm	kg cm
1						0
	Totale			0		0
				kg		kg cm

### Valutazione del moltiplicatore di attivazione del cinematismo $\alpha_0$

$$\alpha_0 = 0,113$$

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

Massa partecipante	$M^*g$	85.982	kg
Coeff.di partecipaz.	$e^*$	0,934	
Accelerazione di attivazione	$a_0^*$ $a_0^*$	0,0900 0,883	g m/sec <sup>2</sup>

### Verifica allo stato limite ultimo

#### Accelerazione al suolo

$$a_0^* = 0,0900 \quad g$$

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

$P(Vr)$	0,04	
$S$	1,50	
$a_{SLV}$	2,119	m/sec <sup>2</sup>
$f_{a,SLV}$	1,571	$\geq 1,00$ VERIFICATO

#### Accelerazione in quota

$$\begin{aligned} a_0^* &= 0,0900 \quad g \\ \psi(Z) &= 0,544 \\ \gamma &= 2,500 \end{aligned}$$

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

$S_{e,SLV}(T_1)$	2,337	m/sec <sup>2</sup>
$P(Vr)$	0,18	
$a_{SLV}$	1,033	m/sec <sup>2</sup>
$f_{a,SLV}$	0,766	$< 1,00$ NON VERIFICATO

### Livello di sicurezza sismica

$T_{SLV}$	389	anni
$I_{S,SLV}$	0,546	
$V_N$	28	anni

## Stato di progetto

### Forze esterne

n.	Elemento considerato	Coord. X	Coord. Y	Fh	Spost. virtuale $\delta h$	Fh $\delta h$
		m	m	kg	cm	kg cm
1	Profilo L100x8 + barra Ø26	1,000	3,900	10.000	2,421	24.211
2	Profilo L100x8 + barra Ø26	1,000	3,900	10.000	2,421	24.211
Totale				20.000 kg		48.422 kg cm

### Valutazione del moltiplicatore di attivazione del cinematismo $\alpha_0$

$$\alpha_0 = 0,159$$

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

Massa partecipante	$M^*g$	85.982	kg
Coeff.di partecipaz.	$e^*$	0,934	
Accelerazione di attivazione	$a_0^*$ $a_0^*$	0,1259 1,235	g m/sec <sup>2</sup>

### Verifica allo stato limite ultimo

#### Accelerazione al suolo

$$a_0^* = 0,1259 \quad g$$

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

P(Vr)	0,01	
S	1,00	
$a_{SLV}$	4,445	m/sec <sup>2</sup>
$f_{a,SLV}$	3,295	$\geq 1,00$ VERIFICATO

#### Accelerazione in quota

$$\begin{aligned} a_0^* &= 0,1259 \quad g \\ \psi(Z) &= 0,544 \\ \gamma &= 2,500 \end{aligned}$$

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

$S_{e,SLV}(T_1)$	3,268	m/sec <sup>2</sup>
P(Vr)	0,09	
$a_{SLV}$	1,435	m/sec <sup>2</sup>
$f_{a,SLV}$	1,064	$\geq 1,00$ VERIFICATO

### Livello di sicurezza sismica

$$\begin{aligned} T_{SLV} &= 820 \quad \text{anni} \\ I_{s,SLV} &= 1,152 \\ V_N &\geq 50 \quad \text{anni} \end{aligned}$$

## Verifica tirante

### Caratteristiche tirante in acciaio

#### Profilo L100x8

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

#### Barra Ø26

Tipo Acciaio			B450C
Modulo elastico	E	kg/cmq	2.100.000
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	kg/cmq	4.500
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	kg/cmq	5.400

Fattore di sicurezza materiale	$\gamma_{M0}$	adim.	1,05
Coefficiente di espansione termica lineare tirante	$\alpha_f$	$10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	1,2
Coefficiente di espansione termica lineare muratura	$\alpha_m$	$10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	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 = $\sigma_{es,min} - \Delta\sigma_{min}$	$\sigma_p$	kg/cmq	118,9
Tensione massima di esercizio = $\sigma_p + \Delta\sigma_{max}$	$\sigma_{es,max}$	kg/cmq	144,1

### Verifica tirante

#### Profilo L100x8

Area sezione tirante	A	cmq	14,4
<b>Resistenza a trazione tirante</b>	<b><math>N_{a,Rd}</math></b>	<b>kg</b>	<b>32.229</b>
Sforzo normale di trazione massimo in caso di sisma	$N_{max}$	kg	10.000
<b>Sforzo normale ultimo nel tirante = <math>A \sigma_{es,max} + N_{max}</math></b>	<b><math>N_u</math></b>	<b>N</b>	<b>12.075</b>
			<b>&lt; <math>N_{a,Rd}</math></b>
			<b>VERIFICATO</b>

#### Barra Ø26

Area sezione tirante	A	cmq	5,3
<b>Resistenza a trazione tirante</b>	<b><math>N_{a,Rd}</math></b>	<b>kg</b>	<b>22.754</b>
Sforzo normale di trazione massimo in caso di sisma	$N_{max}$	kg	10.000
<b>Sforzo normale ultimo nel tirante = <math>A \sigma_{es,max} + N_{max}</math></b>	<b><math>N_u</math></b>	<b>N</b>	<b>10.765</b>
			<b>&lt; <math>N_{a,Rd}</math></b>
			<b>VERIFICATO</b>