



REGIONE LOMBARDIA



Regione Lombardia

PROVINCIA DI MANTOVA



COMUNE DI  
PORTO MANTOVANO



PROPRIETA'

**COMUNE DI PORTO MANTOVANO**

**Strada Statale Cisa, 112 - 46047 Porto Mantovano (MN)**

OGGETTO

**INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO  
DELL'ASILO NIDO DI VIA UGO FOSCOLO  
A PORTO MANTOVANO**

(CUP: C32B17000140004)

N° TAVOLA

**D**

**PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO**

**RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**

PROGETTISTA

**ING. ALBERTO MANI**

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

Timbro

Data

GENNAIO 2018

## Sommario

1.	PREMESSA .....	2
2.	DESCRIZIONE DEL FABBRICATO.....	3
3.	RISULTATI DELLE INDAGINI SVOLTE IN PASSATO .....	4
4.	LA PROGETTAZIONE ESECUTIVA E LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA.....	5
5.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	8
6.	LA SICUREZZA SISMICA DI UN EDIFICIO ESISTENTE .....	9
6.1.	STATI LIMITE DI RIFERIMENTO .....	9
6.2.	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA.....	10
6.3.	INDICE DI SICUREZZA SISMICA .....	11
7.	PROCEDURE PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA.....	15
8.	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI E LIVELLI DI CONOSCENZA .....	18
8.1.	RISULTATI DELLA CAMPAGNA DI PROVE EFFETTUATA.....	18
8.2.	DEFINIZIONE DEL FATTORE DI CONFIDENZA.....	20
8.3.	CARATTERISTICHE MECCANICHE ATTRIBUITE AI MATERIALI.....	23
9.	ANALISI DEI CARICHI .....	28
9.1.	CARICHI STATICI.....	28
9.2.	CARICHI SISMICI .....	29
10.	ANALISI STATICA NON-LINEARE (PUSHOVER): LV3 .....	33
10.1.	METODO DI CALCOLO DELL'ANALISI STATICA NON-LINEARE (PUSHOVER).....	33
10.2.	MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI .....	36
10.3.	RISULTATI DELL'ANALISI STATICA NON-LINEARE .....	38
10.4.	RISULTATI DELL'ANALISI STATICA E DELL'ANALISI MODALE .....	42
11.	APPROFONDIMENTO LOCALE MEDIANTE ANALISI CINEMATICA .....	45
11.1.	METODO DI CALCOLO.....	45
11.2.	RISULTATI DELL'ANALISI CINEMATICA LINEARE .....	45
12.	CONCLUSIONI .....	52

## 1. PREMESSA

Il Comune di Porto Mantovano ha incaricato il sottoscritto ingegnere di redigere il progetto di miglioramento sismico dell'asilo nido sito in via Ugo Foscolo.

Nello studio di fattibilità, redatto nel mese di novembre del 2017 e approvato in data 07/12/2017 con D.G.C. n. 157, è stata effettuata una valutazione preliminare del livello di sicurezza dell'edificio, finalizzata ad una definizione di massima degli interventi necessari al miglioramento sismico del fabbricato, rimandando alle fasi progettuali successive l'approfondimento delle analisi e la determinazione più puntuale degli interventi da realizzare. Sono state inoltre fornite le indicazioni procedurali alle quali ci si deve attenere per la progettazione esecutiva e per la Valutazione della sicurezza ai sensi del punto 8.3 del D.M. 14/01/2008.

Con il presente progetto sono stati effettuati gli approfondimenti necessari alla valutazione del livello di sicurezza dell'edificio e ad individuare puntualmente le opere da eseguire per l'ottenimento di un significativo miglioramento del comportamento sismico del fabbricato.

In particolare, sulla base dei risultati ottenuti, sono stati definiti i seguenti interventi:

- realizzazione di una soletta collaborante in calcestruzzo leggero strutturale di spessore pari a 5 cm all'estradosso del secondo solaio, nella porzione sud del fabbricato, al fine di permettere una corretta redistribuzione dei carichi sismici sui setti murari trasversali resistenti;
- realizzazione, all'estradosso del secondo solaio, di un cordolo irrigidente e di rinforzo in continuità con i setti murari trasversali presenti;
- rinforzo di un setto murario trasversale, indebolito dalla realizzazione dell'apertura di collegamento, con l'inserimento di un portale in acciaio realizzato con profili in piatti di acciaio saldati (sezione a C) zincati e verniciati, fissati con tasselli e barre filettate al setto murario stesso e alle travi in acciaio esistenti con funzione di architravi;
- puntellazione della porzione di solaio interessata dal getto della soletta collaborante in modo tale da porre in atto un'azione di scarico del solaio stesso, al fine di:
  - rendere maggiormente efficace la collaborazione tra solaio esistente e cappa integrativa;
  - alleggerire la pressione della trave centrale in corrispondenza dei setti di appoggio;
  - limitare la concentrazione degli sforzi di compressione agli appoggi.

## 2. DESCRIZIONE DEL FABBRICATO

L'edificio in oggetto, realizzato nella prima metà degli anni '70, si sviluppa su un solo piano fuori terra, rialzato di circa 110 cm rispetto alla quota della strada antistante, ed è costituito da un unico corpo di fabbrica molto articolato in pianta.

La geometria in pianta risulta a geometria irregolare con sagoma iscrivibile in una forma a T avente le dimensioni massime di m. 50,40x27,10 circa.

Le fondazioni sono costituite da travi rovesce in calcestruzzo debolmente armato di spessore 40 cm e presentano degli allargamenti in corrispondenza dei pilastri in c.a. per la creazione dei plinti di fondazione. Al di sopra delle fondazioni è stato realizzato un casserato con muri in c.a. di spessore 25 cm e altezza pari a circa 150 cm.

La struttura portante verticale della porzione fuori terra del fabbricato è di tipo misto con pilastri in c.a. e pareti in muratura, realizzate con blocchi di laterizio semipieni e malta bastarda dello spessore di cm 25, sulle quali poggiano i cordoli e le travi in c.a.. L'altezza interna netta del piano terra è pari a m 3,30.

Gli orizzontamenti sono costituiti da solai a struttura mista in latero-cemento con getto di completamento in opera. Il primo solaio, di spessore 16+4 cm, costituisce il pavimento del piano terra ed è posato sui muri rompitratta in c.a. del casserato. Il secondo solaio costituisce il soffitto della scuola e ha uno spessore di 16 cm con getto in c.a. sovrastante di spessore pari a circa 1-2 cm. Il solaio che costituisce la struttura portante del tetto è realizzato invece con travetti a doppio T, prefabbricati in C.A.V., con tavelloni interposti sia all'intradosso che all'estradosso (tipo "Varese").

### **3. RISULTATI DELLE INDAGINI SVOLTE IN PASSATO**

Il Comune di Porto Mantovano ha commissionato nel recente passato due studi sul fabbricato in oggetto.

Il primo, eseguito nel 2015 dalla Ditta Tecnoindagini srl di Cusano Milanino (MI), ha indagato lo stato dei solai in latero-cemento al fine di individuare potenziali rischi di sfondellamento delle pignatte in laterizio.

Il secondo trattasi di una verifica di calcolo della vulnerabilità sismica del fabbricato ed era stato condotto dall'ing. Massimo Trivini Bellini.

Nel primo documento sono state individuate alcune zone di solaio dove i laterizi sono affetti da problematiche di sfondellamento di varia entità.

Nella verifica della vulnerabilità sismica si sono riscontrate carenze su alcuni muri trasversali soggetti al carico concentrato trasmesso dalla trave di spina che porta il solaio piano, il muro in falso e la copertura. Il carico che grava su questi muri supera quello ammissibile anche nella combinazione statica.

#### 4. LA PROGETTAZIONE ESECUTIVA E LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La Progettazione esecutiva e la Valutazione della Sicurezza devono essere condotte secondo i criteri e le modalità previste dalle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14-01-2008 (NTC2008) e nella relativa Circolare delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni n. 617 del 02-02-2009.

In particolare, per le costruzioni esistenti, la normativa prevede che la valutazione della sicurezza venga effettuata ogni qual volta si eseguono interventi strutturali e che il livello di sicurezza della costruzione venga determinato prima e dopo l'intervento. Il Progettista ha il compito di esplicitare i livelli di sicurezza già presenti e quelli raggiunti con l'intervento, nonché le eventuali conseguenti limitazioni da imporre nell'uso della costruzione. Sono individuate tre categorie di intervento; adeguamento, miglioramento e riparazione, stabilendo altresì le condizioni per le quali si rende necessario l'intervento di adeguamento.

La normativa definisce inoltre i passi principali di un progetto di adeguamento o miglioramento sismico, che, partendo dalla verifica della struttura prima dell'intervento, con identificazione delle carenze strutturali e del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo Stato limite ultimo (e Stato limite di esercizio, se richiesto), procede con la scelta dell'intervento e delle tecniche da adottare, con il dimensionamento preliminare, l'analisi strutturale e la verifica finale con la determinazione del nuovo livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo Stato limite ultimo (e Stato limite di esercizio, se richiesto).

Nel caso specifico in esame, l'edificio è adibito a funzioni di carattere pubblico il cui uso prevede anche affollamenti significativi e, pertanto, è classificabile secondo la **Classe d'Uso III** ai sensi del punto 2.4. del citato decreto. La valutazione dovrà essere estesa a tutti gli elementi edilizi strutturali e non strutturali, nonché ai componenti il cui dissesto o collasso possano costituire pericolo per l'incolumità degli occupanti l'edificio e sarà effettuata considerando una vita nominale per l'edificio **Vn = 50 anni**.

L'analisi del fabbricato sarà finalizzata in particolare:

- a modellare la risposta sismica dell'edificio, ottenendo un indice di sicurezza globale;
- ad individuare e valutare criticità locali riferibili a meccanismi fuori piano.

e si articolerà pertanto in due fasi principali:

##### 1) Analisi statica non-lineare (pushover) mediante modellazione agli elementi finiti

L'analisi statica non-lineare viene effettuata mediante la modellazione agli elementi finiti del fabbricato con 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 subirà danneggiamenti, anche diffusi. Meccanismi locali, anche significativi per l'operatività della struttura e la salvaguardia di cose e persone, possono essere caratterizzati da indici di sicurezza sensibilmente inferiori.

## 2) Analisi di meccanismi locali

Sulla base dell'analisi del funzionamento strutturale del fabbricato 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 potranno 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.



*Articolazione concettuale della valutazione del grado di sicurezza sismica*

La valutazione finale del grado di sicurezza, sia nello stato di fatto che a seguito della realizzazione degli interventi proposti, dovrà tenere conto dei risultati aggregati forniti da entrambi i livelli di analisi. L'indice ottenuto dalla prima 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. Gli indici parziali ottenuti nella seconda 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.

## 5. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le norme tecniche che dovranno essere adottate nelle analisi 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 negli allegati A e B al D.M. 14/1/2008.

## 6. LA SICUREZZA SISMICA DI UN EDIFICIO ESISTENTE

Nel presente capitolo si espone il significato del concetto di sicurezza sismica o, reciprocamente, della vulnerabilità sismica, attribuibile ad un edificio esistente. 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, 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.

### 6.1. STATI LIMITE DI RIFERIMENTO

Ai sensi del § 2.1 del D.M. 14/01/2008 - "*Norme Tecniche delle Costruzioni*", la sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In generale, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di **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 di **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, urti.

In particolare, gli **stati limite di esercizio** sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed

orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli **stati limite ultimi** sono invece:

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

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

Nel caso specifico, trattandosi di un edificio esistente, ai sensi del § 8.3 delle NTC 2008, **la valutazione della sicurezza verrà eseguita facendo riferimento ai soli stati limite ultimi e, in particolare, agli stati limite di salvaguardia della vita (SLV).**

## 6.2. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

Per la valutazione degli edifici esistenti, oltre all'analisi sismica globale, da effettuarsi con i metodi previsti dalle norme di progetto per le nuove costruzioni, è da considerarsi anche l'analisi dei meccanismi locali.

L'analisi della risposta sismica globale può essere effettuata con uno dei metodi di cui al § 7.3 delle NTC (analisi statica o dinamica, lineare o non lineare). 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.

Negli edifici esistenti in muratura spesso però avvengono collassi di porzioni murarie per cause sismiche, in genere per perdita dell'equilibrio. Questi meccanismi locali si verificano nelle pareti murarie prevalentemente per azioni perpendicolari al loro piano. Le verifiche con riferimento ai meccanismi locali di danno e collasso (nel piano e fuori piano) possono essere svolte tramite l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico, che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematico. L'applicazione del metodo di verifica presuppone quindi l'analisi dei meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione, che possono essere ipotizzati sulla base della conoscenza del

comportamento sismico di strutture analoghe, già danneggiate dal terremoto, o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi, anche di natura non sismica; inoltre andranno tenute presente la qualità della connessione tra le pareti murarie, la tessitura muraria, la presenza di catene, le interazioni con altri elementi della costruzione o degli edifici adiacenti.

L'analisi, alla luce di queste considerazioni, dovrà articolarsi pertanto in due fasi:

- 1) Valutazione della risposta sismica globale mediante analisi statica non lineare (pushover)
- 2) Analisi dei meccanismi locali

e la valutazione finale del grado di sicurezza dovrà tenere conto dei risultati aggregati forniti dai due livelli di analisi.

### 6.3. INDICE DI SICUREZZA SISMICA

I risultati analitici della valutazione della sicurezza sismica di un fabbricato verranno 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  $V_N$**  a cui viene riferita la valutazione della sicurezza e per la quale viene eventualmente progettato un intervento di miglioramento sismico;
- la **classe d'uso  $C_U$** , coerentemente alle diverse classi definite al § 2.4.2 delle NTC 2008.

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

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

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, è possibile definire per ciascuna probabilità di superamento 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):

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

In base ai valori di  $P_{V_R}$  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, ecc.) 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 di tempo di ritorno ( $T_{SL} / T_R$ ), in termini di vita nominale, definendo **vita residua** dell'edificio la vita nominale corrispondente allo stato attuale del fabbricato, esprimibile come:

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

Dalla tabella riportata alla pagina precedente, 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:

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

Per il fabbricato in oggetto, i risultati in termini di fattore di accelerazione saranno espressi in una tabella strutturata come la seguente, in cui vengono premessi i dati di riferimento da normativa che rappresentano i requisiti di resistenza richiesti ad un edificio nuovo.

Indice di resistenza

	dati di riferimento da normativa				dati derivati dall'analisi					
Stato limite	$f_{S,SL}$	$V_N$	$P_{VR}$	$T_R$	$f_{S,SL}$	$V_{Nres}$	$P_{VR,SL}$	$T_{R,SL}$	$P_a$	giudizio
SLV	100%	50	10%	712						

In base al valore dell'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:

$f_{s,SL}$ fattore di accelerazione in termini percentuali	Giudizio sintetico
$f_{s,SL} < 30\%$	<i>molto carente</i>
$30\% \leq f_{s,SL} < 60\%$	<i>carente</i>
$60\% \leq f_{s,SL} < 80\%$	<i>soddisfacente</i>
$80\% \leq f_{s,SL} < 100\%$	<i>auspicabile</i>
$f_{s,SL} \geq 100\%$	<i>adeguato</i>

## 7. PROCEDURE PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

Per la valutazione della sicurezza sismica si dovrà procedere 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' stato pertanto effettuato un accurato esame visivo delle strutture nello stato di fatto, nonché della documentazione progettuale disponibile presso l'Archivio del Comune di Porto Mantovano, dalla quale si è potuto risalire alla data precisa di costruzione del fabbricato, avvenuta negli anni 1971-1972.

### 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.

La conformazione geometrica delle strutture è stata determinata sulla base della documentazione progettuale reperita presso l'Archivio del Comune di Porto Mantovano e di quella fornita dall'Amministrazione Comunale, relativa ad interventi di manutenzione realizzati nel corso degli ultimi anni.

L'Amministrazione Comunale ha messo a disposizione dello scrivente anche un rilievo delle vulnerabilità presenti nei soffitti intonacati (rischi di sfondellamento o distacchi di intonaco), eseguito dalla Ditta Tecnoindagini s.r.l. di Milano nel febbraio 2015.

Per la determinazione delle caratteristiche degli elementi strutturali e in relazione alle esigenze di modellazione del fabbricato e coerentemente con la finalità dell'ottenimento di un adeguato livello di conoscenza, è stata inoltre programmata dallo scrivente una campagna di prove, eseguita dalla Ditta L.T.M. Laboratorio Tecnologico Mantovano s.r.l., con sede a Levata di Curtatone (MN), nel mese di agosto 2017. Le relazioni descrittive, la documentazione fotografica e i rapporti di prova, riportanti i risultati della campagna di indagini, sono riportate nell'allegato B (“Relazioni specialistiche - Indagini sul fabbricato”) al presente progetto. Per il rilievo del

fabbricato nello stato di fatto si rimanda invece agli elaborati grafici (Allegati C.02 – C.03 – C.04 – C.05).

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

Durante la campagna di prove, eseguita dalla Ditta L.T.M. Laboratorio Tecnologico Mantovano s.r.l., sono state eseguite anche delle indagini conoscitive sulle caratteristiche meccaniche dei materiali e la caratterizzazione dinamica dell'edificio. I risultati principali della campagna di prove, utilizzati nel corso delle analisi, sono riportati e analizzati nel successivo paragrafo **§ 8.1**.

#### 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. Il fattore di confidenza globale assunto è **FC=1,00**. Per una più completa esposizione della procedura adottata per la definizione del fattore di confidenza si rinvia al paragrafo **§ 8.2** 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 paragrafo **§ 8.3**.

#### Azioni (N.T.C. § 8.5.5)

I valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo per la valutazione della sicurezza vengono 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 costitutivi del fabbricato. Per i carichi sismici si deve fare 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 sono riportati in modo esaustivo nel successivo capitolo **§ 9**.

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

Lo scopo principale delle analisi strutturali che sono state eseguite è la valutazione della sicurezza sismica, ossia di verificare se i manufatti analizzati sono idonei 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.

Ai sensi del § 8.3 della normativa vigente, la sicurezza del fabbricato viene valutata nei riguardi dei soli stati limite di salvaguardia della vita (stato limite ultimo con azione sismica).

Le analisi dovranno essere eseguite secondo diversi livelli di approfondimento, a cui corrispondono differenti strumenti analitici per il conseguimento di una valutazione quantitativa in termini di indice di sicurezza:

- nel capitolo **§ 10** verrà effettuata una valutazione complessiva della risposta sismica del manufatto mediante l'analisi statica non-lineare "pushover".
- nel capitolo **§ 11** verrà effettuata l'analisi del comportamento di macroelementi individuati come tipologicamente significativi nel contesto generale del fabbricato, così come definite al § C8A.4 della Circolare n°617 dello 02/02/2009 (analisi cinematica lineare).

Infine, nel capitolo **§ 12**, verranno riportate le conclusioni delle verifiche effettuate, con il riepilogo sintetico dei risultati e la descrizione degli interventi di miglioramento sismico proposti.

## 8. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI E LIVELLI DI CONOSCENZA

Aspetto saliente della fase di conoscenza del manufatto è costituito dalla caratterizzazione meccanica dei materiali, necessaria allo svolgimento delle analisi quantitative. L'analisi sismica, infatti, comporta l'assegnazione agli elementi costruttivi delle caratteristiche meccaniche proprie del materiale stesso, sia per una corretta distribuzione delle rigidità nel corso dell'analisi, sia, a valle della stessa, per l'effettuazione delle verifiche di resistenza. L'esame della qualità dei materiali e l'eventuale valutazione sperimentale delle caratteristiche meccaniche hanno quale finalità principale quella di stabilire se i materiali in esame dispongono di risorse strutturali sufficienti a sostenere le azioni statiche e dinamiche prevedibili per l'edificio in oggetto.

L'esame strumentale delle caratteristiche meccaniche dei materiali strutturali concorre alla determinazione del livello di conoscenza, e dunque del relativo fattore di confidenza, da impiegarsi nelle verifiche strutturali globali e locali. Tale disciplina e la relativa metodologia di determinazione del fattore di confidenza è svolta in accordo con quanto al § C8A.1.A.4 della Circolare n. 617 dello 02/02/2009.

Per addivenire ad una conoscenza adeguata al grado di approfondimento richiesto, si è proceduto, una volta acquisiti i rilievi geometrici e consolidata la comprensione delle fasi costruttive dell'edificio, ad una campagna di prove in sito e di laboratorio sui materiali.

Le tecniche di indagine sono state selezionate in modo da garantire il massimo livello di conoscenza dei materiali, compatibilmente con la salvaguardia integrale delle componenti strutturali.

### 8.1. RISULTATI DELLA CAMPAGNA DI PROVE EFFETTUATA

La campagna di prove è stata programmata dallo scrivente in relazione alle esigenze di modellazione del fabbricato e coerentemente con la finalità dell'ottenimento di un adeguato livello di conoscenza.

Nello specifico, è stato predisposto un programma di intervento che comprende le prove di seguito riportate:

- n° 2 prove con martinetto piatto singolo, finalizzate alla determinazione dei carichi d'esercizio gravanti nelle sezioni murarie indagate.
- n° 2 prove con martinetto piatto doppio, finalizzate alla valutazione del modulo elastico  $E$  e della resistenza media a compressione  $f_m$  delle sezioni murarie indagate.

- n° 2 prove di scorrimento diretto "Shove Test" con determinazione della resistenza a taglio  $f_{vk}$  lungo i giunti di malta;
- n° 1 prova sclerometrica su malta;
- n° 4 prove endoscopiche/visive;
- n° 12 indagini pacometriche;
- n° 8 prelievi di carote in cls e successiva prova a compressione;
- n° 3 prove sclerometriche su elementi in cls;
- n° 3 scalpellature per individuazione dei ferri di armatura;
- prove per la caratterizzazione dinamica del fabbricato per la determinazione dei periodi fondamentali della struttura relativi ai primi modi di vibrare.

I rilievi delle strutture e le indagini in sito sono stati svolti nel mese di agosto del 2017 da un team di tecnici della ditta specializzata L.T.M. Laboratorio Tecnologico Mantovano s.r.l., con sede a Levata di Curtatone (MN).

Si è stimato che le prove eseguite, in ragione dell'omogeneità costruttiva del fabbricato e dei risultati conseguiti, siano sufficienti a configurare un livello di conoscenza LC3.

Nelle tabelle seguenti sono riepilogati i risultati delle prove con martinetto piatto singolo – per la valutazione delle tensioni di esercizio della muratura – e con martinetto piatto doppio – per la determinazione delle caratteristiche mecano-elastiche di ciascun paramento murario oggetto di indagine:

<b>RISULTATI DELLE PROVE CON MARTINETTO PIATTO SINGOLO</b>		
<b>Id Prova</b>	<b>Ubicazione</b>	<b>Tensione di esercizio <math>\sigma</math> (N/cm<sup>2</sup>)</b>
MP1	Muratura perimetrale fronte via Foscolo	27,5
MP2	Muratura perimetrale fronte via Manzoni	15,7

<b>RISULTATI DELLE PROVE CON MARTINETTO PIATTO DOPPIO</b>			
<b>Id Prova</b>	<b>Ubicazione</b>	<b><math>f_m</math> (N/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>E (N/mm<sup>2</sup>)</b>
MP1	Muratura perimetrale fronte via Foscolo	299	2.030
MP2	Muratura perimetrale fronte via Manzoni	255	1.588
<b>Valori medi</b>		<b>277</b>	<b>1.809</b>

Le prove evidenziano una relativa omogeneità di qualità della muratura in termini di resistenza a compressione.

Sono state eseguite anche delle prove di scorrimento ("Shove Test"), che hanno consentito di determinare in sito il valore medio di resistenza a taglio dell'interfaccia tra il mattone e la malta e di completare quindi il quadro conoscitivo relativo alla parametrizzazione meccanica della muratura. Sono state effettuate due prove, la prima delle quali nella stessa posizione in cui è stata effettuata la prova con i martinetti piatti denominata MP1, mentre la seconda è stata eseguita appena al di sotto di una finestra, in modo tale da valutare la resistenza a taglio anche in assenza di carichi verticali. Di seguito si riportano i risultati ottenuti:

<b>RISULTATI DELLE PROVE DI SCORRIMENTO (SHOVE TEST)</b>			
<b>Id Prova</b>	<b>Ubicazione</b>	<b>Resistenza a taglio <math>f_{vk}</math> (N/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Stato tensionale <math>\sigma</math> (N/cm<sup>2</sup>)</b>
T1	Muratura fronte via Foscolo	68	27,5
T2	Muratura fronte parcheggio	55	0
<b>Valori medi</b>		<b>61,5</b>	<b>13,7</b>

## 8.2. DEFINIZIONE DEL FATTORE DI CONFIDENZA

La conoscenza della costruzione 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 dell'analisi, che dovrà comprendere una valutazione globale della risposta sismica del fabbricato in esame ed uno studio puntuale di alcuni specifici meccanismi, il rilievo geometrico e del quadro deformativo e fessurativo disponibili possono ritenersi completi ed accurati.

Inoltre, 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 con evidenziazione delle scelte effettuate, le indagini eseguite sugli elementi in muratura e in calcestruzzo armato sono classificabili, secondo la nomenclatura della normativa, per tipologia, quantità e dislocazione, come *esaustive*.

In base a quanto indicato nelle tabelle seguenti è pertanto possibile adottare un *livello di conoscenza LC3 e, di conseguenza, un fattore di confidenza FC=1,00*. Noto il fattore di confidenza, è possibile definire le caratteristiche meccaniche dei materiali, per le quali si rimanda al paragrafo successivo.

Livello di conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	<p>Rilievo muratura, volte, solai, scale.                      Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete                      Individuazione tipologia fondazioni.                      Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo</p>	verifiche in situ limitate	<p>Indagini in situ <i>limitate</i></p> <p>Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1                      Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1</p>	Tutti	<b>1,35</b>
LC2			<p>Indagini in situ <i>estese</i></p> <p>Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1                      Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1</p>		<b>1,20</b>
LC3		verifiche in situ estese ed esaustive	<p>Indagini in situ <i>esaustive</i></p> <p>-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</p> <p>-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).</p> <p>-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).</p>		<b>1,00</b>

Edifici in muratura - Tabella C8A.1.1. della Circolare n° 617 del 02/02/2009

Livello di conoscenza	Geometria	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e limitate verifiche in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e limitate prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	<b>1,35</b>
LC2		Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ oppure estese verifiche in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	<b>1,20</b>
LC3		Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di Progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	<b>1,00</b>

Edifici in calcestruzzo armato o in acciaio - Tabella C8A.1.2. della Circolare n° 617 del 02/02/2009

### 8.3. CARATTERISTICHE MECCANICHE ATTRIBUITE AI MATERIALI

Il materiale delle strutture portanti verticali principali, resistenti alle forze sismiche orizzontali, è costituito in parte da mattoni semipieni in laterizio legati con malta bastarda (murature) e in parte da calcestruzzo armato (pilastri).

Per quanto riguarda il calcestruzzo armato, le prove sclerometriche e le prove a compressione eseguite sulle carote prelevate in sito, hanno evidenziato che il materiale presente è assimilabile a un calcestruzzo **C25/30**.

Si riportano di seguito i valori delle caratteristiche meccaniche del materiale utilizzati per la modellazione agli elementi finiti, calcolati in base a quanto indicato dalla normativa, considerando cautelativamente il materiale fessurato e adottando pertanto un fattore riduttivo pari a 0,50 per il valore del modulo elastico:

Riferimento	Tipologia materiale	w [kN/m <sup>3</sup> ]	E [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>ck</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>ctk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
NTC08	Calcestruzzo C25/30	25	15.730	24,9	1,79

dove:

w: peso specifico medio del calcestruzzo;

E: valore medio del modulo di elasticità normale;

$f_{ck}$ : resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo;

$f_{ctk}$ : resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo;

La definizione delle caratteristiche meccaniche delle murature invece, poiché l'edificio è esistente, 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.

Nell'assegnazione delle caratteristiche meccaniche alle murature si fa riferimento ai valori sperimentali, riportati nel § 8.1 e ottenuti durante la campagna di prove eseguita dalla Ditta L.T.M. Laboratorio Tecnologico Mantovano s.r.l..

Le caratteristiche meccaniche sono definite mediante il raffronto dei valori sperimentali con i valori tabellari (tabelle C8A.2.1 e C8A.2.2 della Circolare), secondo le modalità prescritte dalla tabella C8A.1.1., in base al numero di prove disponibili. La tipologia muraria di riferimento nella gamma della tabella C8A.2.1 è stata individuata in *muratura in mattoni semipieni con malta cementizia*.

Riferimento NTC 2008	Tipologia di muratura di riferimento	w [kN/m <sup>3</sup> ]	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_0$ [N/cm <sup>2</sup> ]
			min-max	min-max	min-max	min-max
Tabella C8A.2.1	Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia	15	3.500	875	500	24
			5.600	1400	800	32

dove:

w: peso specifico medio della muratura;

E: valore medio del modulo di elasticità normale;

G: valore medio del modulo di elasticità tangenziale;

$f_m$ : resistenza media a compressione della muratura;

$\tau_0$ : resistenza media a taglio della muratura.

Nella seguente tabella si riporta invece un riepilogo dei valori medi delle caratteristiche meccaniche così come risultano dalle prove sperimentali, illustrate nel § 8.1..

Riferimento	Tipologia materiale	w [kN/m <sup>3</sup> ]	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G * [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>m</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	τ <sub>0</sub> ** [N/cm <sup>2</sup> ]
Prove sperimentali	Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia	-	1.809	724	277	47,8

\* Il valore del modulo elastico tangenziale  $G$  è stato ricavato mediante la formula  $G = E / 2 \cdot (1 + \nu)$ , con  $\nu$  (coefficiente di Poisson) pari a 0,25. Il valore di  $G$  ottenuto risulta in tal modo identico a quello ricavato con la formula  $G = 0,4 \cdot E$ , che le NTC 2008 (§ 11.10.3.4) suggeriscono di utilizzare in mancanza di determinazioni sperimentali.

\*\* Il valore della resistenza a taglio  $\tau_0$  è stato ricavato mediante la formula  $\tau_0 = f_{vk} - k \cdot \sigma_0$ , dove:  $f_{vk}$  (pari a 61,5 N/cm<sup>2</sup>) è la resistenza a taglio in presenza di carichi verticali, determinata mediante prove sperimentali;  $\sigma_0$  (pari a 13,7 N/cm<sup>2</sup>) è la tensione di esercizio media presente sui provini al momento della prova;  $k$  è il coefficiente di attrito, che le NTC 2008 (§ 11.10.3.3) assumono pari a 0,4. Sulla base dell'esperienza dello scrivente, tale valore si assume in via prudenziale pari a 1,0.

Sulla base del numero di prove effettuate e secondo le modalità prescritte dalla tabella C8A.1.1., sono stati determinati quindi i valori delle caratteristiche meccaniche da utilizzare nelle analisi.

Disponendo di due valori sperimentali per ciascuna tipologia di prova effettuata, si ricade nel caso (b) della Tabella C8A.1.1 e pertanto i valori da assumere sono:

nel caso dei valori di resistenza:

- il valore massimo dell'intervallo riportato nella Tabella C8A.2.1, se il valore medio sperimentale è maggiore di tale valore;
- il valore medio dell'intervallo riportato nella Tabella C8A.2.1, se il valore medio sperimentale è compreso nell'intervallo;
- il valore medio sperimentale, se il valore medio sperimentale è inferiore al valore minimo dell'intervallo riportato nella Tabella C8A.2.1.

nel caso dei moduli elastici:

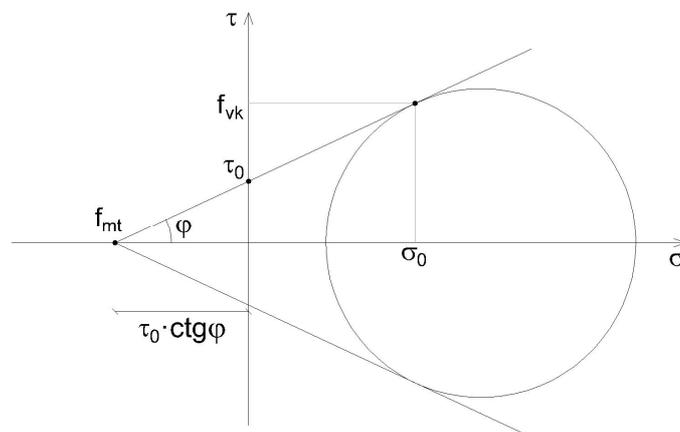
- il valore medio dei risultati delle prove oppure il valore medio dell'intervallo riportato nella Tabella C8A.2.1.

Si riportano di seguito i valori delle caratteristiche meccaniche delle murature esistenti adottati per le analisi:

Riferimento	Tipologia materiale	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	$\tau_0$ [N/cm <sup>2</sup> ]
Valori caratteristici	Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia	15	<b>1.809</b>	<b>724</b>	<b>277</b>	<b>40</b>

Il valore medio della resistenza a trazione è stato ricavato utilizzando i criteri di resistenza di Mohr-Coulomb (vedi immagine seguente) e, in particolare, la relazione che lega tale valore a quelli della resistenza a taglio  $\tau_0$  e del coefficiente di attrito  $k$  (uguale a  $\text{tg}\varphi$ ), ricavati dalle prove sperimentali. La resistenza a trazione caratteristica della muratura esistente risulta quindi pari a:  
 $f_{mt} = \tau_0 \cdot \text{ctg}\varphi = \tau_0 \cdot (1 / k) = 40 \text{ N/cm}^2 \cdot (1 / 1) = \mathbf{40 \text{ N/cm}^2}$ .

Il valore assunto risulta a favore di sicurezza rispetto a quello proposto dalla Circolare n° 617 del 02/02/2009, dove, nel paragrafo § C8.7.1.5, si suggerisce di determinare la resistenza a trazione delle murature mediante la relazione  $f_{mt} = 1,5 \tau_0$ , con la quale si otterrebbe un valore di resistenza pari a  $60 \text{ N/cm}^2$ .



I valori di calcolo delle resistenze meccaniche si ottengono invece dividendo i valori medi forniti dalle tabelle precedenti per il fattore di confidenza, considerato pari a 1,00, e per i coefficienti parziali di sicurezza dei materiali, in funzione del tipo di analisi eseguita, secondo la tabella seguente:

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

## 9. ANALISI DEI CARICHI

### 9.1. CARICHI STATICI

I carichi statici applicati alla struttura sono stati determinati sulla base di quanto rilevato in sede di sopralluogo e rilievo, dei carichi indicati nella documentazione di progetto ed in base ai valori dei carichi accidentali d'esercizio previsti dalla normativa vigente (Tab. 3.1.II, § 3.1.4, D.M. 14/01/2008). Oltre ai pesi propri permanenti strutturali e non strutturali, determinati sulla base del volume e del peso specifico dei materiali dei vari elementi di cui è costituita la struttura del fabbricato, si sono considerati i valori dei carichi accidentali d'esercizio previsti dalla normativa sopra citata. Nelle tabelle qui sotto si elencano i carichi distribuiti principali che dovranno essere assunti nell'analisi del fabbricato.

#### PRIMO SOLAIO (PIANO TERRA)

Tipologia carico	Peso/mq
Carichi permanenti strutturali ( $G_1$ )	300 daN/m <sup>2</sup>
Carichi permanenti portati ( $G_2$ )	380 daN/m <sup>2</sup>
Accidentali (Cat. C.1 - Scuole) (Q)	300 daN/m <sup>2</sup>
Totale	<b>980</b> daN/m <sup>2</sup>

#### SECONDO SOLAIO (SOTTOTETTO)

Tipologia carico	Peso/mq
Carichi permanenti strutturali ( $G_1$ )	220 daN/m <sup>2</sup>
Carichi permanenti portati ( $G_2$ )	180 daN/m <sup>2</sup>
Coperture e sottotetti (Cat. H.1) (Q)	50 daN/m <sup>2</sup>
Totale	<b>450</b> daN/m <sup>2</sup>

**COPERTURA**

<b>Tipologia carico</b>	<b>Peso/mq</b>
Carichi permanenti strutturali ( $G_1$ )	60 daN/m <sup>2</sup>
Carichi permanenti portati ( $G_2$ )	120 daN/m <sup>2</sup>
Accidentali (neve) (Q)	80 daN/m <sup>2</sup>
Totale	<b>260</b> daN/m <sup>2</sup>

**9.2. 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 il fabbricato oggetto dello studio, adibito ad edilizia scolastica, è stata considerata una vita nominale  $V_N$  ed una classe d'uso (vedi § 2.4.1):

**$V_N = 50$  anni (opere ordinarie);**

**Classe III: costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi;**

cui corrisponde un coefficiente d'uso  $C_U = 1,5$  (vedi § 2.4.3), e quindi una vita di riferimento:

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

Nelle verifiche agli stati limite ultimi (Stato limite di Salvaguardia della Vita – SLV), la probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R$  è da considerarsi pari al 10 %.

Pertanto, i parametri da utilizzare per ricavare i parametri necessari per la definizione degli spettri elastici sono:

- Periodo di riferimento  $V_R = 75$  anni,
- Probabilità di superamento = 10 %.
- Periodo di ritorno dell'azione sismica = 712 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 sugli edifici 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:

Sati limite di esercizio	Tempo di ritorno ( $T_R$ )	Probabilità di superamento ( $P_v$ %)	Accelerazione normalizzata (ag/g)
Stato limite di operatività (SLO)	45	81%	0.0389
Stato limite di danno (SLD)	75	63%	0.0479

Sati limite ultimi	Tempo di ritorno ( $T_R$ )	Probabilità di superamento ( $Pr$ %)	Accelerazione normalizzata (ag/g)
Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)	712	10%	0.1131
Stato limite di collasso (SLC)	1.462	5%	0.1459

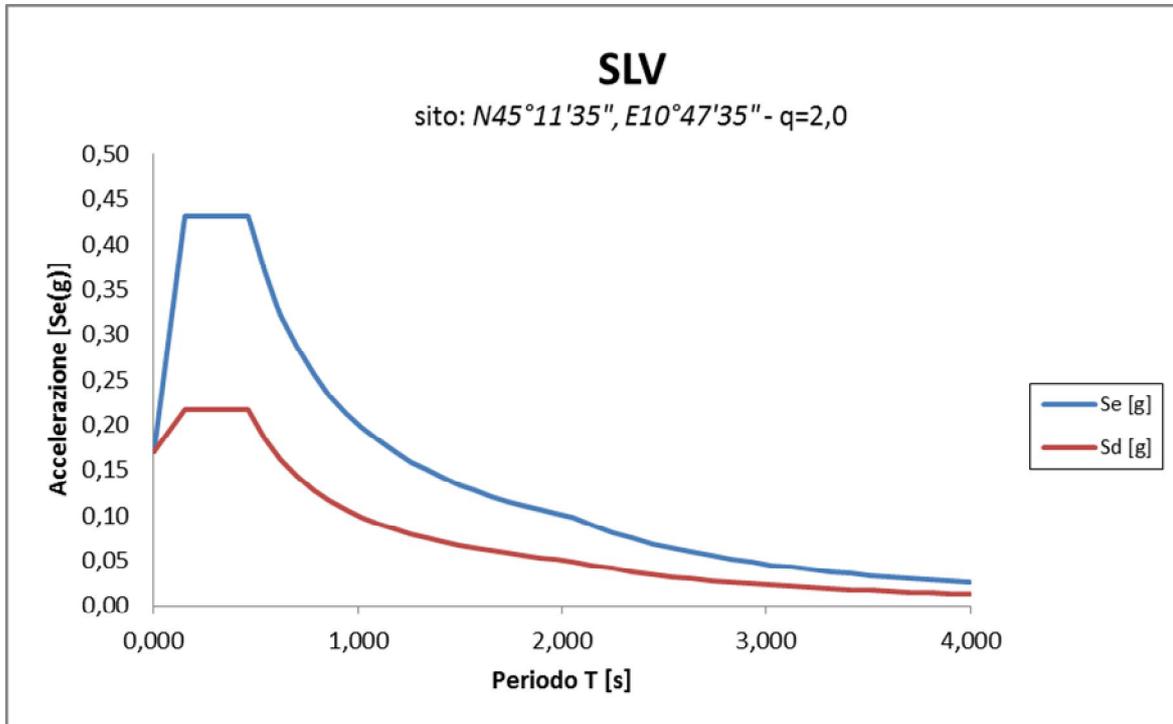
I suddetti valori di accelerazione sono moltiplicati per il coefficiente di amplificazione topografica  $S_t = 1$  e per il coefficiente di amplificazione stratigrafica per sisma orizzontale  $S_s = 1,5$  derivanti dalla presenza di un sottosuolo di categoria C (depositi di terreno in grana grossa mediamente 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  $q = 2$ .

Come già illustrato nel paragrafo § 6.1, le verifiche verranno condotte con riferimento ai soli SLV. Nella figura seguente è rappresentato lo spettro di risposta adottato per l'azione agli Stati Limite

Ultimi (SLV), valutati coerentemente con i coefficienti precedentemente indicati. In essi, la linea blu rappresenta lo spettro elastico, utilizzato anche per l'analisi statica non-lineare, e quella rosso lo spettro di progetto, che dovrà essere utilizzato nell'ambito dell'analisi cinematica lineare.



*Spettro di risposta in accelerazione agli SLV*

Nella seguente tabella si riportano i dati di riepilogo dei carichi sismici applicati:

Stato Limite	Pvr (%)	Tr (anni)	Ag/g	Fo	Tc (sec)
<b>SLO</b>	81	45	0.0389	2.550	0.251
<b>SLD</b>	63	75	0.0479	2.519	0.273
<b>SLV</b>	10	712	0.1131	2.547	0.295
<b>SLC</b>	5	1.462	0.1459	2.521	0.300

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

### 10.1. 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).

Come indicato al § C8.7.1.4 della Circolare, in deroga ai requisiti di cui al § 7.3.4.1 del D.M. del 14/01/2008, per gli edifici esistenti tale metodo è applicabile indipendentemente dalla percentuale di massa partecipante per il primo modo di vibrare e quindi 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 rigidità 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 sovreresistenza  $\alpha_u/\alpha_1$  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.

## 10.2. MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI

Per la struttura in esame, è stato creato un modello agli elementi finiti 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 nel software per il calcolo agli elementi finiti Midas Gen.

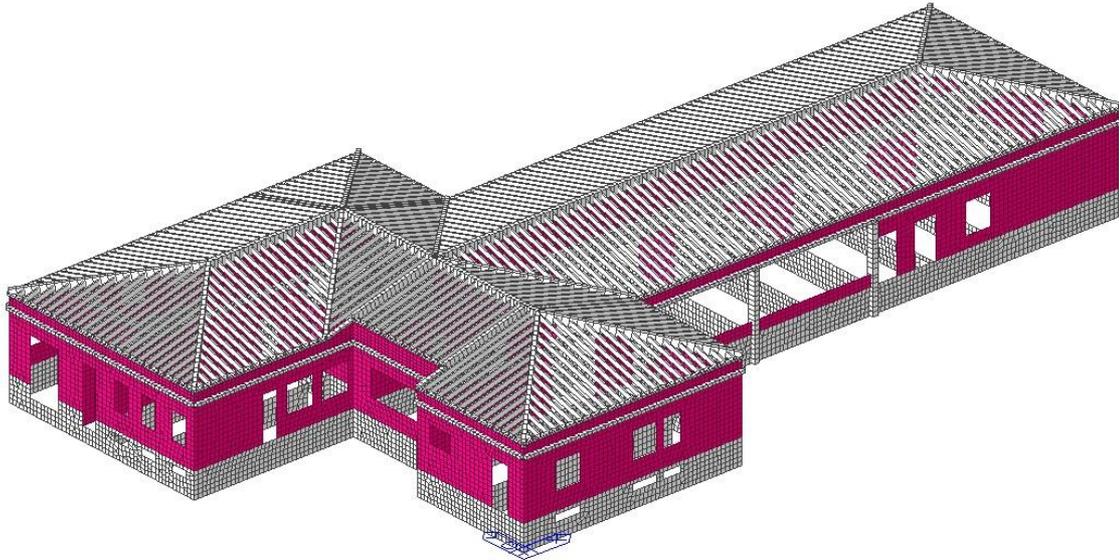
In generale, la modellazione è stata effettuata seguendo i seguenti criteri:

- le pareti verticali, sia in muratura che in c.a., sono state modellate come elementi *shell*;
- le travi e i cordoli in c.a. sono stati modellati come elementi *beam*, ai quali sono state applicate le forze distribuite lineari dovute ai carichi dei solai e della copertura;
- il primo solaio in latero-cemento (piano di calpestio del piano terra) è stato considerato come solaio rigido (*story*); il secondo solaio (piano di calpestio del sottotetto) non è stato modellato come solaio rigido in quanto non soddisfa le condizioni indicate dalle Norme Tecniche delle Costruzioni (§ 7.2.6), necessarie per poter essere considerato tale. Il

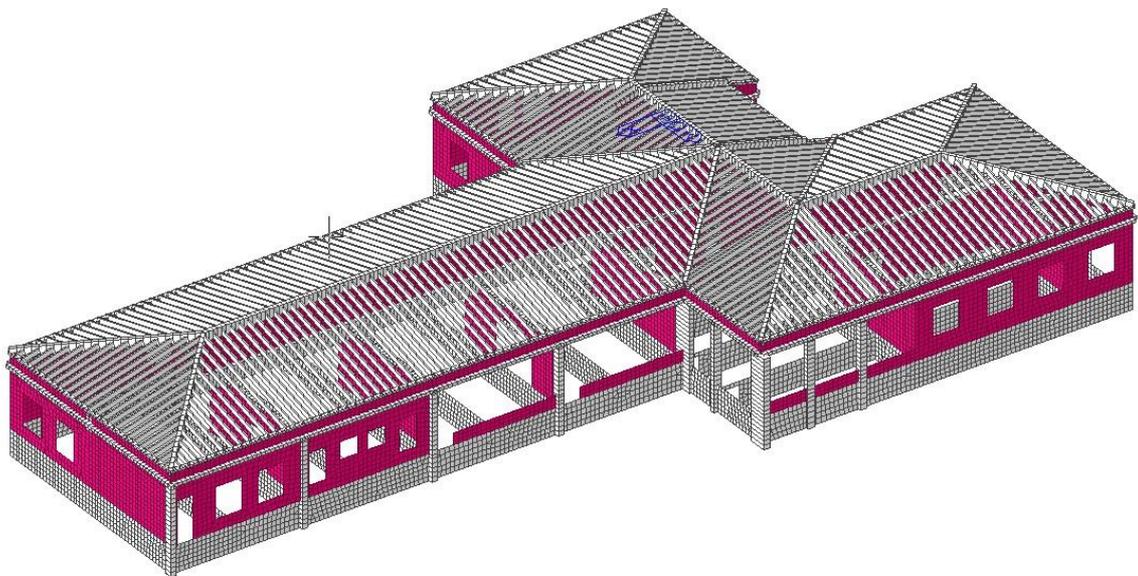
secondo solaio infatti è in latero-cemento con una soletta di spessore pari a circa 10-20 mm, mentre la normativa impone uno spessore minimo di 40 mm;

- per la copertura è stata effettuata la modellazione di tutte le travi e i travetti (elementi *beam*) costituenti la struttura principale, ai quali sono stati applicati i carichi permanenti e variabili trasmessi dal piano di copertura.

A tutti gli elementi sono stati attribuiti gli spessori, le sezioni e le proprietà dei materiali desunti dai rilievi effettuati.



*Modello agli elementi finiti – Vista da nord-ovest*



*Modello agli elementi finiti del Blocco A – Vista da sud-est*

### 10.3. 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 12 analisi per ogni gruppo di distribuzione di forze, variando la direzione, il verso e l'eccentricità 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, considerando un'eccentricità (nulla, positiva o negativa) del punto di applicazione dei carichi. 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 più significativi dell'analisi statica non-lineare (pushover) dell'edificio nello stato di fatto e nello stato di progetto. In particolare, per ogni combinazione di ciascuna distribuzione di forze sono state ricavate 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. Sulla base di tali curve, viene fornito il quadro riassuntivo delle verifiche con indicazione dei valori del coefficiente di partecipazione modale  $T$ , 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  $d_{cap}$  (capacità di spostamento), dello spostamento necessario per soddisfare le verifiche relative allo stato limite considerato  $d_{dom}$  (domanda di spostamento) e dell'indice di resistenza, espresso in termini di fattore di

accelerazione agli SLV. Le verifiche riportate nella tabella seguente si riferiscono al caso di eccentricità del carico che ha dato gli esiti più sfavorevoli.

RISULTATI ANALISI STATICA NON LINEARE (SLV) STATO DI FATTO									
Distr.	Dir.	$\Gamma$	$m^*$	$F_y^*$	$d_y^*$	$T^*$	$d_{cap}$	$d_{dom}$	I.R.
Forze	Forze		[kN]	[kN]	[cm]	[s]	[cm]	[cm]	
Masse	+X	1	23272	12611	0.727	0.230	1.038	0.568	1.666
Masse	-X	1	23272	11496	0.603	0.220	0.698	0.517	1.282
<b>Masse</b>	<b>+Y</b>	<b>1</b>	<b>23272</b>	<b>23191</b>	<b>0.016</b>	<b>0.080</b>	<b>0.021</b>	<b>0.204</b>	<b>0.328</b>
Masse	-Y	1	23272	12571	1.853	0.368	3.736	1.453	2.879
Modi	+X	1.605	10073	4587	0.450	0.197	1.014	0.671	1.289
Modi	-X	1.605	10073	4423	0.397	0.189	0.753	0.614	1.118
<b>Modi</b>	<b>+Y</b>	<b>1.605</b>	<b>10073</b>	<b>969</b>	<b>0.032</b>	<b>0.115</b>	<b>0.069</b>	<b>0.621</b>	<b>0.269</b>
Modi	-Y	1.605	10073	4440	1.134	0.318	3.459	1.749	1.841

L'analisi statica non lineare ha evidenziato una risposta del fabbricato al sisma molto diversa nelle due direzioni principali. In direzione X, ovvero in direzione parallela al lato più lungo del fabbricato, si è ottenuto un indice di resistenza superiore all'unità. Ciò è dovuto evidentemente alla presenza di un numero cospicuo di setti murari, alcuni dei quali di lunghezza considerevole, che danno al fabbricato una rigidezza tale da poter sopportare anche i carichi orizzontali derivanti da un sisma pari a quello di progetto.

Al contrario, per la direzione ortogonale, ovvero in direzione Y, l'indice di resistenza per gli stati limite di salvaguardia della vita, espresso in termini del fattore di accelerazione, risulta inferiore al 30%, corrispondente ad un livello di sicurezza che può essere considerato molto carente per un edificio esistente. Tale comportamento è dovuto alla mancanza di maschi murari in quella direzione soprattutto nella zona sud del fabbricato.

ANALISI STATICA NON-LINEARE (SLV): STATO DI FATTO										
dati di riferimento da normativa					dati derivati dall'analisi					giudizio
Stato limite	$f_{s,SL}$	$V_{Nres}$ (anni)	$P_{VR}$	$T_{R,SL}$ (anni)	$f_{s,SL}$	$V_{Nres}$ (anni)	$P_{VR,SL}$	$T_{R,SL}$ (anni)	$P_a$	
SLV	100%	75	10%	712	<b>27%</b>	2	95%	25	4%	<b>Molto carente</b>

Al fine di ridurre la vulnerabilità conseguente a tale criticità, si propone un intervento atto a contenere l'elevata deformabilità del fabbricato lungo quella direzione, mediante la creazione di un diaframma rigido a livello del sottotetto. Le Norme Tecniche delle Costruzioni, al paragrafo § 7.2.6, forniscono le caratteristiche necessarie affinché un orizzontamento possa essere considerato infinitamente rigido nel proprio piano: *"Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza"*.

Al fine di permettere una corretta redistribuzione dei carichi sismici sui setti murari trasversali resistenti si propone pertanto di realizzare, nella porzione sud del fabbricato, una soletta collaborante in calcestruzzo leggero strutturale di spessore pari a 5 cm all'estradosso del secondo solaio, collegata a quest'ultimo mediante connettori in acciaio da posizionare in corrispondenza dei travetti esistenti.

In continuità con i setti murari presenti si propone inoltre di realizzare (sempre all'estradosso del solaio) un cordolo irrigidente e di rinforzo. La soletta sarà armata con rete elettrosaldata e collegata alle strutture in c.a. esistenti (travi e cordoli perimetrali) tramite barre di armatura fissata con resine chimiche.

Infine, si propone di rinforzare il setto murario, indebolito dalla realizzazione dell'apertura di collegamento, con l'inserimento di un portale in acciaio realizzato con profili in piatti di acciaio saldati (sezione a C) zincati e verniciati, fissati con tasselli e barre filettate al setto murario stesso e alle travi in acciaio esistenti con funzione di architravi.

Si è effettuata una nuova analisi statica non lineare del fabbricato, considerando gli effetti dell'intervento proposto e di seguito si riportano i risultati ottenuti applicando i sistemi di forze orizzontali previsti dalla normativa nella direzione per cui si sono riscontrate le maggiori criticità:

RISULTATI ANALISI STATICA NON LINEARE (SLV) STATO DI PROGETTO									
Distr. Forze	Dir. Forze	$\Gamma$	$m^*$ [kN]	$F_y^*$ [kN]	$d_y^*$ [cm]	$T^*$ [s]	$d_{cap}$ [cm]	$d_{dom}$ [cm]	I.R.
Masse	+Y	1	23272	11748	2.127	0.408	2.902	1.785	1.695
Modi	+Y	1.605	10073	4774	1.320	0.331	2.909	1.894	1.488

Sulla base delle verifiche effettuate, risulta che, con l'intervento proposto, per gli stati limite di salvaguardia, l'edificio possa raggiungere un indice di resistenza globale, espresso in termini del fattore di accelerazione, superiore al 100%.

<b>ANALISI STATICA NON-LINEARE (SLV): STATO DI PROGETTO</b>										
dati di riferimento da normativa					dati derivati dall'analisi					
Stato limite	$f_{s,SL}$	$V_{Nres}$ (anni)	$P_{VR}$	$T_{R,SL}$ (anni)	$f_{s,SL}$	$V_{Nres}$ (anni)	$P_{VR,SL}$	$T_{R,SL}$ (anni)	$P_a$	giudizio
SLV	100%	75	10%	712	>100%	> 75	> 10%	>712	< 0,1%	Adeguito

## 10.4. RISULTATI DELL'ANALISI STATICA E DELL'ANALISI MODALE

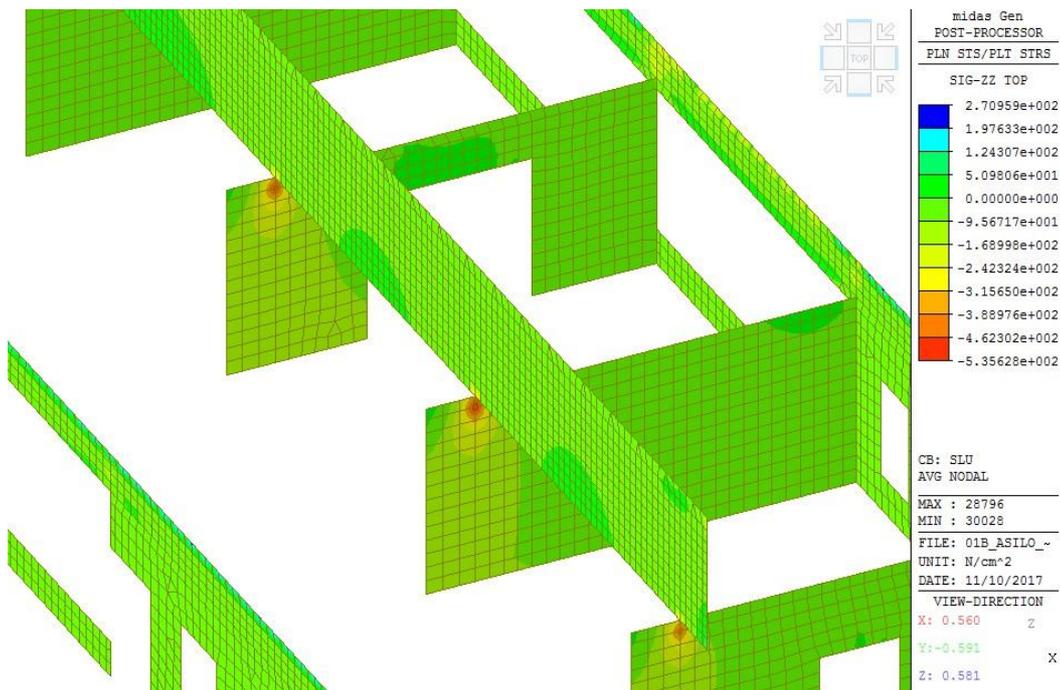
Sebbene non richiesto dalla normativa, è stata condotta anche un'analisi sismica modale del fabbricato, al fine di valutare la bontà del modello agli elementi finiti utilizzato, confrontando le frequenze proprie della struttura, ottenute dall'analisi modale, con quelle risultanti dalla caratterizzazione dinamica eseguite dalla Ditta LTM Laboratorio Tecnologico Mantovano srl nei mesi di agosto e settembre 2017.

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, ricavati dall'analisi sismica modale. Si evidenzia come i periodi corrispondenti ai modi di vibrare più significativi non si discostano sensibilmente da quelli ottenuti con le prove dinamiche (0,28 s in direzione X e 0,36-0,38 s in direzione Y), ma soprattutto come, in entrambi i casi, i periodi di vibrazione principali siano compresi tra 0,15 s e 0,44 s e ricadano nel tratto costante dello spettro di risposta relativo al sito in esame. Si può affermare quindi che sia nel modello agli elementi finiti predisposto, sia nel caso reale, ai modi di vibrazione principali del fabbricato corrisponde la massima amplificazione prevista delle accelerazioni al piede.

Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ					
<b>EIGENVALUE ANALYSIS</b>												
Mode No	Frequency		Period		Tolerance							
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
1	17.0527	2.7140	0.3685	0.0000e+000								
2	19.5947	3.1186	0.3207	0.0000e+000								
3	20.5670	3.2733	0.3055	0.0000e+000								
4	23.9236	3.8076	0.2626	0.0000e+000								
5	25.0203	3.9821	0.2511	0.0000e+000								
6	25.9331	4.1274	0.2423	0.0000e+000								
7	26.4542	4.2103	0.2375	0.0000e+000								
8	31.3166	4.9842	0.2006	0.0000e+000								
9	31.7648	5.0555	0.1978	0.0000e+000								
10	34.3048	5.4598	0.1832	0.0000e+000								
11	39.3534	6.2633	0.1597	0.0000e+000								
12	46.5528	7.4091	0.1350	0.0000e+000								
13	48.7146	7.7532	0.1290	0.0000e+000								
14	58.8204	9.3616	0.1068	0.0000e+000								
15	61.3818	9.7692	0.1024	0.0000e+000								
16	121.6810	19.3661	0.0516	0.0000e+000								
17	156.3276	24.8803	0.0402	0.0000e+000								
18	168.3475	26.7933	0.0373	0.0000e+000								
<b>MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT</b>												
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	0.0018	0.0018	1.2533	1.2533	0.0000	0.0000	0.0912	0.0912	0.0002	0.0002	0.2920	0.2920
2	0.0000	0.0018	0.0000	1.2533	0.1987	0.1987	0.2114	0.3026	0.0318	0.0320	0.0000	0.2920
3	0.0004	0.0021	1.0544	2.3077	0.0000	0.1987	0.0863	0.3889	0.0000	0.0320	0.2351	0.5271
4	0.0160	0.0181	1.4998	3.8076	0.0000	0.1988	0.1662	0.5550	0.0000	0.0320	1.6497	2.1767
5	0.2868	0.3049	4.3893	8.1969	0.0000	0.1988	0.4854	1.0405	0.0090	0.0410	0.0073	2.1840
6	0.1986	0.5035	1.5960	9.7928	0.0216	0.2204	0.3567	1.3972	0.0030	0.0440	2.3103	4.4943
7	0.7751	1.2786	11.4439	21.2368	0.0054	0.2258	1.5817	2.9789	0.0470	0.0910	0.0191	4.5133
8	1.1097	2.3883	3.7628	24.9996	0.0000	0.2258	0.7683	3.7472	0.0044	0.0954	0.1668	4.6801
9	3.7022	6.0905	1.2308	26.2305	0.0014	0.2272	0.2167	3.9639	0.0042	0.0996	0.6568	5.3369
10	0.3238	6.4142	0.1045	26.3349	0.1622	0.3894	0.1274	4.0913	0.1195	0.2191	0.0206	5.3575
11	19.3269	25.7412	0.0661	26.4011	0.0577	0.4471	0.0017	4.0930	0.5432	0.7623	0.0711	5.4286
12	0.0156	25.7568	1.0399	27.4410	3.9119	4.3589	0.4034	4.4964	0.4041	1.1664	0.0068	5.4354
13	0.0092	25.7659	8.0678	35.5088	0.1905	4.5494	1.0647	5.5611	0.0028	1.1692	0.3985	5.8338
14	11.3922	37.1581	0.0137	35.5226	0.8015	5.3509	0.0363	5.5975	1.5472	2.7164	0.8592	6.6931
15	1.6639	38.8221	0.0812	35.6038	10.6561	16.0070	0.0147	5.6122	0.7425	3.4589	0.1519	6.8449
16	0.2464	39.0685	19.4861	55.0899	0.0439	16.0508	0.0616	5.6737	0.0319	3.4907	0.0044	6.8494
17	17.6574	56.7259	0.3607	55.4506	0.0158	16.0666	0.0294	5.7031	0.0043	3.4950	2.4572	9.3065
18	0.0043	56.7302	0.0383	55.4889	27.4872	43.5538	0.0001	5.7032	2.0062	5.5012	0.0213	9.3278

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

E' stato osservato anche il comportamento del modello agli elementi finiti, in condizioni di carico non sismiche. Le analisi effettuate hanno evidenziato che in corrispondenza degli appoggi della trave in c.a. del secondo solaio, che porta il setto murario sul quale appoggia il colmo della copertura, nella porzione sud del fabbricato, si hanno delle concentrazioni di sforzo sui setti murari sottostanti dovute ai carichi verticali. Tali sforzi superano localmente i valori di resistenza a compressione che è in grado di sopportare la muratura, come si vede dall'immagine sottostante in cui in tinta rossa e arancio sono rappresentate le zone di maggiore concentrazione delle tensioni.



*Sforzi di compressione sulle murature in condizioni di carico SLU*

Al fine di ridurre gli sforzi di compressione agenti sulla muratura, prima di effettuare il getto della soletta collaborante, descritta nel paragrafo precedente, si prevede di puntellare tutta la porzione di solaio interessata e di agire con una modesta ma sensibile azione di scarico del solaio stesso. Ciò al fine di rendere maggiormente efficace la collaborazione tra solaio esistente e cappa integrativa e per alleggerire la pressione della trave centrale in corrispondenza dei setti di appoggio.

Per limitare la concentrazione degli sforzi di compressione agli appoggi, si prevede inoltre di realizzare dei setti in c.a. a forma triangolare che scarichino su di una superficie più ampia ed

estesa il carico verticale. Inoltre gli stessi setti hanno un benefico effetto bloccante in relazione a possibili movimenti di rotazione della trave intorno al punto di appoggio.

Si prevede infine di rinforzare con l'inserimento di un profilo UNP240 verticale la testata di un setto murario dove non è stato originariamente realizzato un pilastro in c.a.

## 11. APPROFONDIMENTO LOCALE MEDIANTE ANALISI CINEMATICA

Negli edifici esistenti in muratura spesso avvengono collassi parziali per cause sismiche, in genere per perdita dell'equilibrio di porzioni murarie. La verifica nei riguardi di questi meccanismi, secondo le modalità descritte nel seguito, assume significato se è garantita una certa monoliticità della parete muraria, tale da impedire collassi puntuali per disgregazione della muratura. Meccanismi locali si verificano nelle pareti murarie prevalentemente per azioni perpendicolari al loro piano, mentre nel caso di sistemi ad arco, anche per azioni nel piano. Le verifiche con riferimento ai meccanismi locali di danno e collasso (nel piano e fuori piano) possono essere svolte tramite l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico, che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematismo. L'applicazione del metodo di verifica presuppone quindi l'analisi dei meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione, che possono essere ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, già danneggiate dal terremoto, o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi, anche di natura non sismica; inoltre andranno tenute presente la qualità della connessione tra le pareti murarie, la tessitura muraria, la presenza di catene, le interazioni con altri elementi della costruzione o degli edifici adiacenti.

### 11.1. METODO DI CALCOLO

L'applicazione dell'analisi cinematica lineare richiede l'individuazione dei meccanismi di probabile collasso dell'unità strutturale sottoposta a verifica. 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.

Il calcolo del moltiplicatore di attivazione del meccanismo si effettua mediante il 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, etc.);
- un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati (carichi sismici);
- eventuali forze esterne (e.g. carichi spingenti di archi e volte, dispositivi di vincolo quali catene metalliche, etc.).

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 tiene 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  $a_0^*$  si effettua tramite le seguenti formule, fornite 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 sarà assunto pari a 1,00 (livello di conoscenza LC3);  
 $n+m$  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 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 NTC 2008;

$q$  è il fattore di struttura.

Nel caso di meccanismi di collasso in quota, deve essere rispettata anche la condizione:

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

dove:

$T_1$  è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura;

$S_e(T_1)$  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, che in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto pari a:

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

dove  $N$  è il numero di piani dell'edificio.

Secondo quanto prescritto dalle NTC 2008, nell'ambito di un'analisi cinematica lineare si adotta un fattore di struttura:

$$q = 2$$

Le verifiche dovranno essere condotte con riferimento agli SLV per l'applicazione del 100% delle forze sismiche di progetto (accelerazione di aggancio  $a_g/g = 0,1311$ ).

## 11.2. RISULTATI DELL'ANALISI CINEMATICA LINEARE

L'analisi dei meccanismi considerati più significativi per l'unità strutturale esaminata 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.

I meccanismi di collasso considerati più probabili per il fabbricato sono quelli relativi alla flessione verticale delle pareti, con la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale, che divide la parete compresa tra due solai rigidi in due blocchi, e la rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano.

Le pareti analizzate sono quelle comprese tra il primo e il secondo solaio. Cautelativamente, si sono scelte anche le pareti per le quali è minima l'entità dei momenti stabilizzanti dovuti ai carichi trasmessi alla muratura dal secondo solaio e dalla copertura e quelle di dimensioni ridotte comprese tra due aperture, per le quali è minima la larghezza della sezione della "cerniera" resistente.

Si riporta di seguito il riepilogo dei risultati ottenuti dall'analisi cinematica dei meccanismi considerati e, a seguire, il dettaglio dei calcoli eseguiti per ciascun cinematicismo.

**Meccanismo di collasso n.1 – Flessione verticale parete tipo (con carico secondo solaio)**

<b>ANALISI CINEMATICA LINEARE: STATO DI PROGETTO</b>										
<b>MECCANISMO DI COLLASSO N.1</b>										
dati di riferimento da normativa					dati derivati dall'analisi					giudizio
Stato limite	$f_{S,SL}$	$V_{Nres}$ (anni)	$P_{VR}$	$T_{R,SL}$ (anni)	$f_{S,SL}$	$V_{Nres}$ (anni)	$P_{VR,SL}$	$T_{R,SL}$ (anni)	$P_a$	
SLV	100%	75	10%	712	>100%	> 75	> 10%	>712	< 0,1%	<b>Adeguato</b>

**Meccanismo di collasso n.2 – Flessione verticale parete tipo (senza carico secondo solaio)**

<b>ANALISI CINEMATICA LINEARE: STATO DI PROGETTO</b>										
<b>MECCANISMO DI COLLASSO N.2</b>										
dati di riferimento da normativa					dati derivati dall'analisi					giudizio
Stato limite	$f_{S,SL}$	$V_{Nres}$ (anni)	$P_{VR}$	$T_{R,SL}$ (anni)	$f_{S,SL}$	$V_{Nres}$ (anni)	$P_{VR,SL}$	$T_{R,SL}$ (anni)	$P_a$	
SLV	100%	75	10%	712	>100%	> 75	> 10%	>712	< 0,1%	<b>Adeguato</b>

**Meccanismo di collasso n.3 – Flessione verticale parete zona sud - Lato est**

<b>ANALISI CINEMATICA LINEARE: STATO DI PROGETTO</b>										
<b>MECCANISMO DI COLLASSO N.3</b>										
dati di riferimento da normativa					dati derivati dall'analisi					giudizio
Stato limite	$f_{S,SL}$	$V_{Nres}$ (anni)	$P_{VR}$	$T_{R,SL}$ (anni)	$f_{S,SL}$	$V_{Nres}$ (anni)	$P_{VR,SL}$	$T_{R,SL}$ (anni)	$P_a$	
SLV	100%	75	10%	712	>100%	> 75	> 10%	>712	< 0,1%	<b>Adeguato</b>

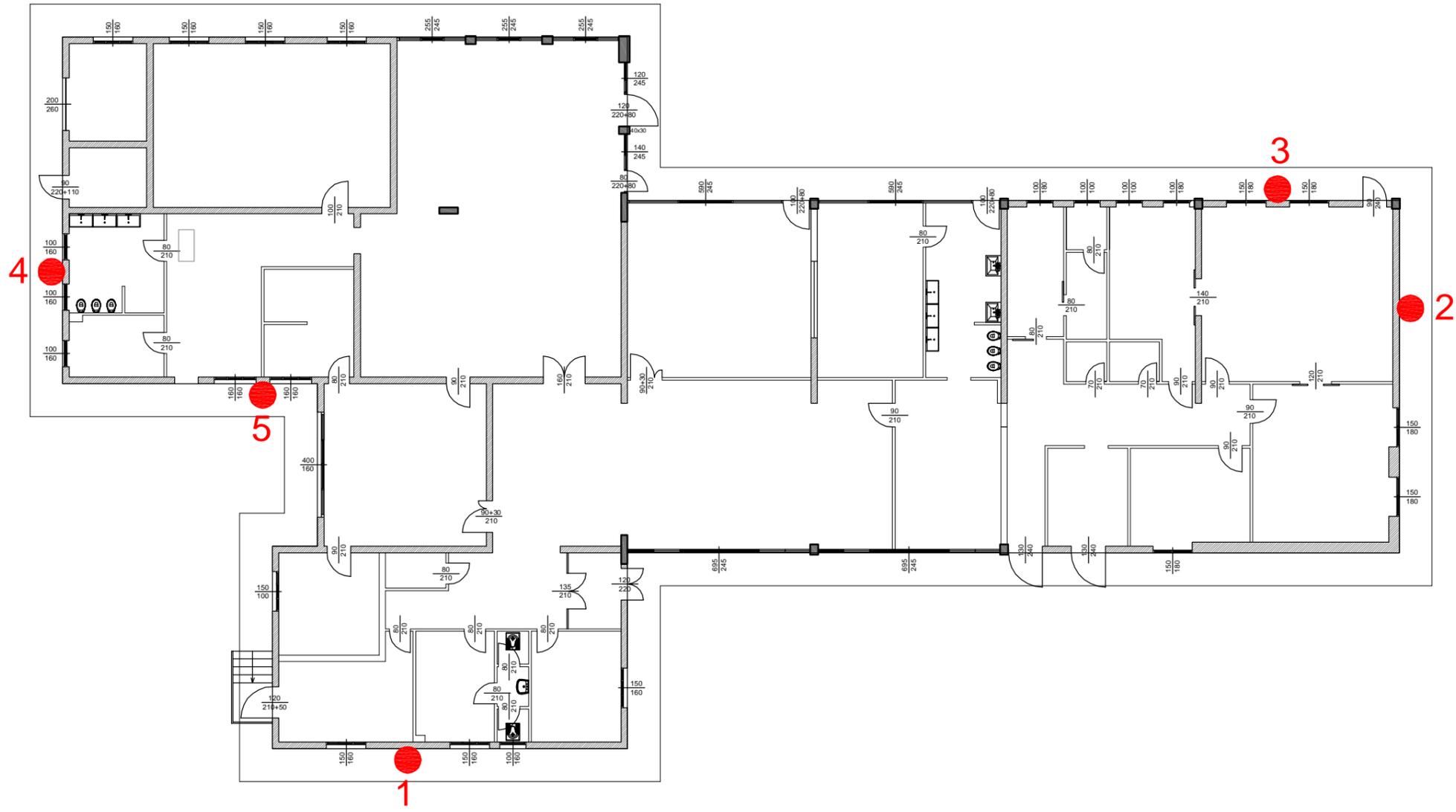
**Meccanismo di collasso n.4 – Flessione verticale parete zona nord-est - Lato nord**

<b>ANALISI CINEMATICA LINEARE: STATO DI PROGETTO</b>										
<b>MECCANISMO DI COLLASSO N.4</b>										
dati di riferimento da normativa					dati derivati dall'analisi					
Stato limite	$f_{S,SL}$	$V_{Nres}$ (anni)	$P_{VR}$	$T_{R,SL}$ (anni)	$f_{S,SL}$	$V_{Nres}$ (anni)	$P_{VR,SL}$	$T_{R,SL}$ (anni)	$P_a$	giudizio
SLV	100%	75	10%	712	>100%	> 75	> 10%	>712	< 0,1%	Adeguito

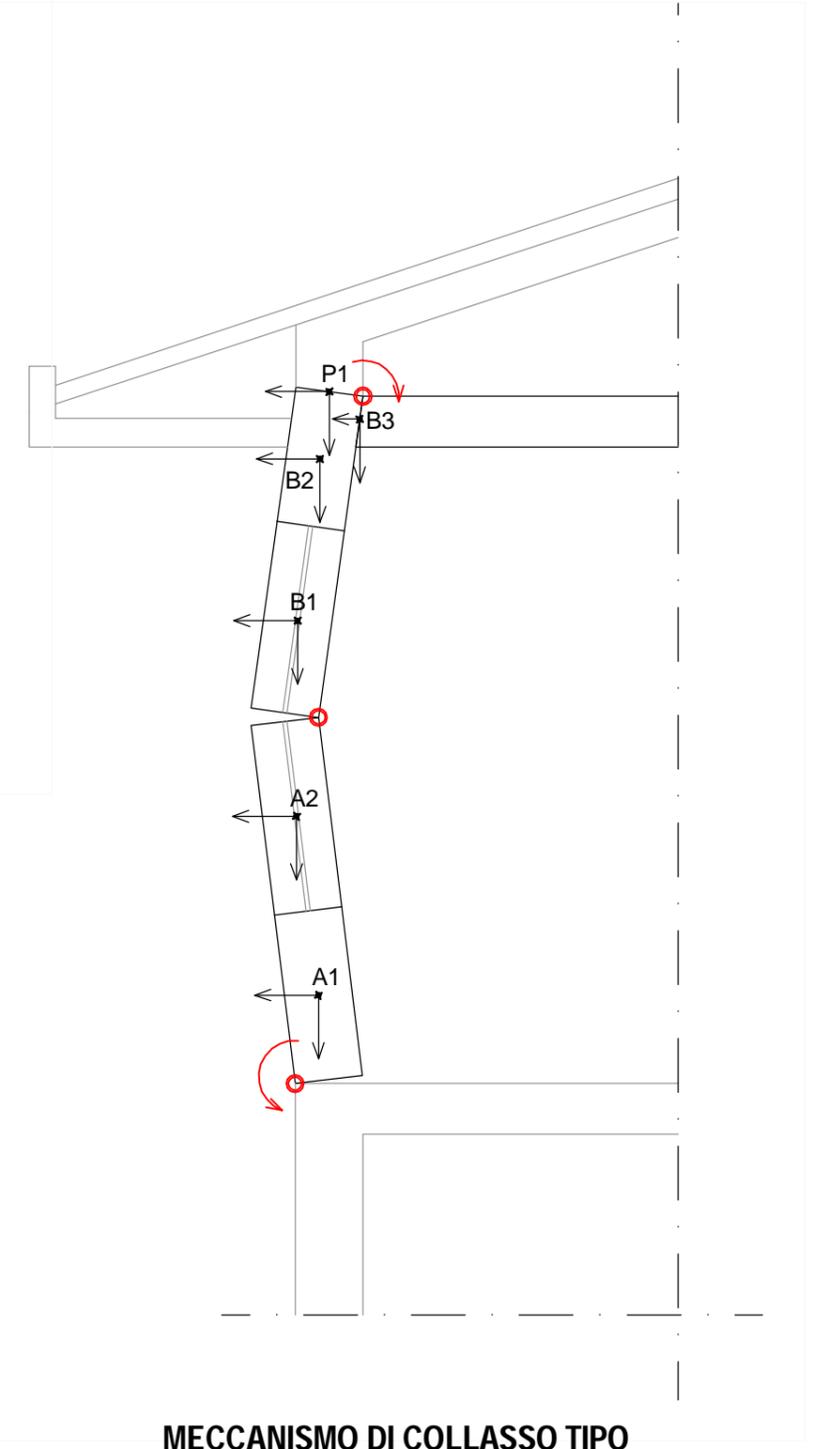
**Meccanismo di collasso n.5 – Flessione verticale parete zona nord-est - Lato ovest**

<b>ANALISI CINEMATICA LINEARE: STATO DI PROGETTO</b>										
<b>MECCANISMO DI COLLASSO N.5</b>										
dati di riferimento da normativa					dati derivati dall'analisi					
Stato limite	$f_{S,SL}$	$V_{Nres}$ (anni)	$P_{VR}$	$T_{R,SL}$ (anni)	$f_{S,SL}$	$V_{Nres}$ (anni)	$P_{VR,SL}$	$T_{R,SL}$ (anni)	$P_a$	giudizio
SLV	100%	75	10%	712	>100%	> 75	> 10%	>712	< 0,1%	Adeguito

Per tutti i meccanismi di collasso locali esaminati, l'indice di sicurezza sismica è risultato sempre superiore all'unità. Non si sono rilevate quindi criticità tali da ipotizzare che eventuali danneggiamenti del fabbricato, in seguito a un evento sismico, possano essere tali da portare all'attivazione di meccanismi locali di collasso e al crollo di alcune porzioni limitate dell'edificio.



**PIANTA CON INDIVIDUAZIONE DEI MECCANISMI DI COLLASSO ESAMINATI** scala 1:200



**MECCANISMO DI COLLASSO TIPO**

## MECCANISMO DI COLLASSO N.1

### PARETE TIPO (CON CARICO SECONDO SOLAIO)

#### Caratteristiche muratura

Resistenza a compressione media	$f_m$	(N/cm <sup>2</sup> )	<b>277,0</b>
Resistenza a compressione di progetto	$f_d$	(N/cm <sup>2</sup> )	<b>138,5</b>
Resistenza a taglio media	$t_0$	(N/cm <sup>2</sup> )	<b>40,0</b>
Resistenza a taglio di progetto	$t_{0d}$	(N/cm <sup>2</sup> )	<b>20,0</b>

#### Coefficienti di sicurezza

Fattore confidenza	FC	(adim.)	<b>1,00</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>0,70</b>
Altezza edificio	H	(m)	<b>4,40</b>

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

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

Accelerazione $a_g$	(g)	<b>0,1131</b>
Amplificazione $F_0$	(adim)	<b>2,547</b>
Periodo $T^*c$	(sec)	<b>0,295</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>1,57</b>
Periodo $T_B$	(sec)	<b>0,154</b>
Periodo $T_C$	(sec)	<b>0,463</b>
Periodo $T_D$	(sec)	<b>2,052</b>
Periodo edificio $T_1$	(sec)	<b>0,300</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
A1	Parete sotto davanzale	0,25	1,00	1,00	1.800	450
A2	Parete finestra	0,25	1,00	0,80	1.800	360
B1	Parete finestra	0,25	1,00	0,80	1.800	360
B2	Parete sopra finestra	0,25	1,00	1,10	1.800	500
B3	Solaio laterocemento	3,75	1,00		400	1.500
P1	Carichi a quota superiore					1.615

### Forze peso applicate sui blocchi

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	G1 + G2 kg
A1	Parete sotto davanzale	0,125	0,500	450
A2	Parete finestra	0,125	1,400	360
B1	Parete finestra	0,125	2,200	360
B2	Parete sopra finestra	0,125	3,150	500
B3	Solaio laterocemento	0,250	3,500	1.500
P1	Carichi a quota superiore			1.615
<b>Totale</b>				<b>4.785</b> kg

### Valutazione arretramento cerniera di rotazione

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

Resistenza a compressione di progetto	(N/cm <sup>2</sup> )	<b>139</b>
Larghezza sezione della cerniera	(m)	<b>1,00</b>
Peso totale coinvolto	(kg)	<b>4.785</b>
Arretramento cerniera - $t = 2N / 3 \sigma L$	(m)	<b>0,023</b>
<u>Posizione cerniera intermedia</u>	X (m)	<b>0,250</b>
	Y (m)	<b>1,800</b>
<u>Posizione vincolo in sommità</u>	X (m)	<b>0,250</b>
	Y (m)	<b>3,700</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
A1	Parete sotto davanzale	0,125	0,500	450	0,325	146
A2	Parete finestra	0,125	1,400	360	0,271	97
B1	Parete finestra	0,125	2,200	360	0,498	179
B2	Parete sopra finestra	0,125	3,150	500	0,446	223
B3	Solaio laterocemento	0,250	3,500	1.500	0,011	17
<b>Totale</b>				<b>3.170</b> kg		<b>663</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>
A1	Parete sotto davanzale	0,125	0,500	450	1,751	788	1.380
A2	Parete finestra	0,125	1,400	360	4,892	1.761	8.616
B1	Parete finestra	0,125	2,200	360	4,979	1.792	8.923
B2	Parete sopra finestra	0,125	3,150	500	1,821	911	1.658
B3	Solaio laterocemento	0,250	3,500	1.500	0,665	997	663
<b>Totale</b>				<b>3.170</b> kg		<b>6.249</b> kg cm	<b>21.240</b> kg cm <sup>2</sup>

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</b> kg		<b>0</b> kg cm	<b>0</b> kg cm <sup>2</sup>

## Forze esterne

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

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

$$\alpha_0 = 0,106$$

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

Massa partecipante	$M^*g$	1.839	kg
Coeff. di partecipaz.	$e^*$	0,580	
Accelerazione di attivazione	$a^*_0$	0,1828	g
	$a^*_0$	1,793	m/s <sup>2</sup>

## Verifica allo stato limite ultimo

### Accelerazione al suolo

$$a^*_0 = 0,1828 \text{ g}$$

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

P(Vr)	0,862	%
S	1,246	
$a_{SLV}$	2,880	m/s <sup>2</sup>
$f_{a,SLV}$	<b>2,595</b>	<b>&gt;= 1,00</b>
		<b>VERIFICATO</b>

### Accelerazione in quota

$$\begin{aligned} a^*_0 &= 0,1828 \text{ g} \\ \psi(Z) &= 0,159 \\ \text{Numero di piani} &= 4 \\ \gamma &= 1,333 \end{aligned}$$

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

$S_{e,SLV}(T_1)$	16,912	m/s <sup>2</sup>
P(Vr)	0,103	%
$a_{SLV}$	6,491	m/s <sup>2</sup>
$f_{a,SLV}$	<b>5,850</b>	<b>&gt;= 1,00</b>
		<b>VERIFICATO</b>

## Livello di sicurezza sismica

$T_{SLV}$	<b>8660</b>	anni
$I_{S,SLV}$	<b>12,163</b>	
$V_N$	<b>&gt;= 75</b>	anni

## MECCANISMO DI COLLASSO N.2

### PARETE TIPO (SENZA CARICO SECONDO SOLAIO)

#### Caratteristiche muratura

Resistenza a compressione media	$f_m$	(N/cm <sup>2</sup> )	<b>277,0</b>
Resistenza a compressione di progetto	$f_d$	(N/cm <sup>2</sup> )	<b>138,5</b>
Resistenza a taglio media	$t_0$	(N/cm <sup>2</sup> )	<b>40,0</b>
Resistenza a taglio di progetto	$t_{0d}$	(N/cm <sup>2</sup> )	<b>20,0</b>

#### Coefficienti di sicurezza

Fattore confidenza	FC	(adim.)	<b>1,00</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>0,00</b>
Altezza edificio	H	(m)	<b>3,70</b>

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

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

Accelerazione $a_g$	(g)	<b>0,1131</b>
Amplificazione $F_0$	(adim)	<b>2,547</b>
Periodo $T^*c$	(sec)	<b>0,295</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>1,57</b>
Periodo $T_B$	(sec)	<b>0,154</b>
Periodo $T_C$	(sec)	<b>0,463</b>
Periodo $T_D$	(sec)	<b>2,052</b>
Periodo edificio $T_1$	(sec)	<b>0,300</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
A1	Parete sotto davanzale	0,25	1,00	1,00	1.800	450
A2	Parete finestra	0,25	1,00	0,80	1.800	360
B1	Parete finestra	0,25	1,00	0,80	1.800	360
B2	Parete sopra finestra	0,25	1,00	1,10	1.800	500
B3	Solaio laterocemento	0,50	1,00		400	200
P1	Carichi a quota superiore					1.552

### Forze peso applicate sui blocchi

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	G1 + G2 kg
A1	Parete sotto davanzale	0,125	0,500	450
A2	Parete finestra	0,125	1,400	360
B1	Parete finestra	0,125	2,200	360
B2	Parete sopra finestra	0,125	3,150	500
B3	Solaio laterocemento	0,250	3,500	200
P1	Carichi a quota superiore			1.552
<b>Totale</b>				<b>3.422</b> kg

### Valutazione arretramento cerniera di rotazione

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

Resistenza a compressione di progetto	(N/cm <sup>2</sup> )	<b>139</b>
Larghezza sezione della cerniera	(m)	<b>1,00</b>
Peso totale coinvolto	(kg)	<b>3.422</b>
Arretramento cerniera - $t = 2N / 3 \sigma L$	(m)	<b>0,016</b>
<u>Posizione cerniera intermedia</u>	X (m)	<b>0,250</b>
	Y (m)	<b>1,800</b>
<u>Posizione vincolo in sommità</u>	X (m)	<b>0,250</b>
	Y (m)	<b>3,700</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
A1	Parete sotto davanzale	0,125	0,500	450	0,348	157
A2	Parete finestra	0,125	1,400	360	0,293	106
B1	Parete finestra	0,125	2,200	360	0,498	179
B2	Parete sopra finestra	0,125	3,150	500	0,446	223
B3	Solaio laterocemento	0,250	3,500	200	0,011	2
<b>Totale</b>				<b>1.870</b> kg		<b>667</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>
A1	Parete sotto davanzale	0,125	0,500	450	1,752	788	1.381
A2	Parete finestra	0,125	1,400	360	4,893	1.761	8.617
B1	Parete finestra	0,125	2,200	360	4,979	1.793	8.926
B2	Parete sopra finestra	0,125	3,150	500	1,821	911	1.659
B3	Solaio laterocemento	0,250	3,500	200	0,665	133	88
<b>Totale</b>				<b>1.870</b> kg		<b>5.386</b> kg cm	<b>20.671</b> kg cm <sup>2</sup>

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</b> kg		<b>0</b> kg cm	<b>0</b> kg cm <sup>2</sup>

## Forze esterne

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

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

$$\alpha_0 = 0,124$$

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

Massa partecipante	$M^*g$	1.403	kg
Coeff. di partecipaz.	$e^*$	0,750	
Accelerazione di attivazione	$a^*_0$	0,1650	g
	$a^*_0$	1,618	m/s <sup>2</sup>

## Verifica allo stato limite ultimo

### Accelerazione al suolo

$$a^*_0 = 0,1650 \text{ g}$$

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

P(Vr)	1,826	%
S	1,500	
$a_{SLV}$	2,158	m/s <sup>2</sup>
$f_{a,SLV}$	1,945	<b><math>\geq 1,00</math></b>
		<b>VERIFICATO</b>

## Livello di sicurezza sismica

$T_{SLV}$	4069	anni
$I_{S,SLV}$	5,715	
$V_N$	$\geq 75$	anni

## MECCANISMO DI COLLASSO N.3

### PARETE ZONA SUD - LATO EST

#### Caratteristiche muratura

Resistenza a compressione media	$f_m$	(N/cm <sup>2</sup> )	<b>277,0</b>
Resistenza a compressione di progetto	$f_d$	(N/cm <sup>2</sup> )	<b>138,5</b>
Resistenza a taglio media	$t_0$	(N/cm <sup>2</sup> )	<b>40,0</b>
Resistenza a taglio di progetto	$t_{0d}$	(N/cm <sup>2</sup> )	<b>20,0</b>

#### Coefficienti di sicurezza

Fattore confidenza	FC	(adim.)	<b>1,00</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>0,00</b>
Altezza edificio	H	(m)	<b>3,70</b>

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

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

Accelerazione $a_g$	(g)	<b>0,1131</b>
Amplificazione $F_0$	(adim)	<b>2,547</b>
Periodo $T^*c$	(sec)	<b>0,295</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>1,57</b>
Periodo $T_B$	(sec)	<b>0,154</b>
Periodo $T_C$	(sec)	<b>0,463</b>
Periodo $T_D$	(sec)	<b>2,052</b>
Periodo edificio $T_1$	(sec)	<b>0,300</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
A1	Parete sotto davanzale	0,25	0,90	0,65	1.800	270
A2	Parete finestra	0,25	0,90	0,90	1.800	370
B1	Parete finestra	0,25	0,90	0,90	1.800	370
B2	Parete sopra finestra	0,25	2,40	1,25	1.800	1.350
B3	Solaio laterocemento	3,40	2,40		400	3.270
P1	Carichi a quota superiore					3.725

**Forze peso applicate sui blocchi**

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	G1 + G2 kg
A1	Parete sotto davanzale	0,125	0,325	270
A2	Parete finestra	0,125	1,100	370
B1	Parete finestra	0,125	2,000	370
B2	Parete sopra finestra	0,125	3,075	1.350
B3	Solaio laterocemento	0,250	3,500	3.270
P1	Carichi a quota superiore			3.725
<b>Totale</b>				<b>9.355</b> kg

**Valutazione arretramento cerniera di rotazione**

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

Resistenza a compressione di progetto	(N/cm <sup>2</sup> )	<b>139</b>
Larghezza sezione della cerniera	(m)	<b>0,90</b>
Peso totale coinvolto	(kg)	<b>9.355</b>
Arretramento cerniera - $t = 2N / 3 \sigma L$	(m)	<b>0,050</b>
<u>Posizione cerniera intermedia</u>	X (m)	<b>0,250</b>
	Y (m)	<b>1,550</b>
<u>Posizione vincolo in sommità</u>	X (m)	<b>0,250</b>
	Y (m)	<b>3,700</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
A1	Parete sotto davanzale	0,125	0,325	270	0,242	65
A2	Parete finestra	0,125	1,100	370	0,195	72
B1	Parete finestra	0,125	2,000	370	0,370	137
B2	Parete sopra finestra	0,125	3,075	1.350	0,336	454
B3	Solaio laterocemento	0,250	3,500	3.270	0,006	21
<b>Totale</b>				<b>5.630</b> kg	<b>749</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>
A1	Parete sotto davanzale	0,125	0,325	270	1,139	307	350
A2	Parete finestra	0,125	1,100	370	3,844	1.422	5.466
B1	Parete finestra	0,125	2,000	370	4,294	1.589	6.821
B2	Parete sopra finestra	0,125	3,075	1.350	1,576	2.128	3.353
B3	Solaio laterocemento	0,250	3,500	3.270	0,506	1.653	836
<b>Totale</b>				<b>5.630</b> kg	<b>7.099</b> kg cm	<b>16.826</b> kg cm <sup>2</sup>	

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</b> kg	<b>0</b> kg cm	<b>0</b> kg cm <sup>2</sup>	

## Forze esterne

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

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

$$\alpha_0 = 0,105$$

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

Massa partecipante	$M^*g$	2.995	kg
Coeff. di partecipaz.	$e^*$	0,532	
Accelerazione di attivazione	$a^*_0$	0,1983	g
	$a^*_0$	1,944	m/s <sup>2</sup>

## Verifica allo stato limite ultimo

### Accelerazione al suolo

$$a^*_0 = 0,1983 \text{ g}$$

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

P(Vr)	0,603	%
S	1,178	
$a_{SLV}$	3,303	m/s <sup>2</sup>
$f_{a,SLV}$	<b>2,977</b>	<b>&gt;= 1,00</b> <b>VERIFICATO</b>

## Livello di sicurezza sismica

$T_{SLV}$	<b>12404</b>	<b>anni</b>
$I_{S,SLV}$	<b>17,421</b>	
$V_N$	<b>&gt;= 75</b>	<b>anni</b>

## MECCANISMO DI COLLASSO N.4

### PARETE ZONA NORD-EST - LATO NORD

#### Caratteristiche muratura

Resistenza a compressione media	$f_m$	(N/cm <sup>2</sup> )	<b>277,0</b>
Resistenza a compressione di progetto	$f_d$	(N/cm <sup>2</sup> )	<b>138,5</b>
Resistenza a taglio media	$t_0$	(N/cm <sup>2</sup> )	<b>40,0</b>
Resistenza a taglio di progetto	$t_{0d}$	(N/cm <sup>2</sup> )	<b>20,0</b>

#### Coefficienti di sicurezza

Fattore confidenza	FC	(adim.)	<b>1,00</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>0,70</b>
Altezza edificio	H	(m)	<b>4,40</b>

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

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

Accelerazione $a_g$	(g)	<b>0,1131</b>
Amplificazione $F_0$	(adim)	<b>2,547</b>
Periodo $T^*c$	(sec)	<b>0,295</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>1,57</b>
Periodo $T_B$	(sec)	<b>0,154</b>
Periodo $T_C$	(sec)	<b>0,463</b>
Periodo $T_D$	(sec)	<b>2,052</b>
Periodo edificio $T_1$	(sec)	<b>0,300</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
A1	Parete sotto davanzale	0,25	0,90	1,00	1.800	410
A2	Parete finestra	0,25	0,90	0,80	1.800	330
B1	Parete finestra	0,25	0,90	0,80	1.800	330
B2	Parete sopra finestra	0,25	1,90	1,10	1.800	950
B3	Solaio laterocemento	0,50	1,90		400	380
P1	Carichi a quota superiore					2.915

### Forze peso applicate sui blocchi

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	G1 + G2 kg
A1	Parete sotto davanzale	0,125	0,500	410
A2	Parete finestra	0,125	1,400	330
B1	Parete finestra	0,125	2,200	330
B2	Parete sopra finestra	0,125	3,150	950
B3	Solaio laterocemento	0,250	3,500	380
P1	Carichi a quota superiore			2.915
<b>Totale</b>				<b>5.315</b> kg

### Valutazione arretramento cerniera di rotazione

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

Resistenza a compressione di progetto	(N/cm <sup>2</sup> )	<b>139</b>
Larghezza sezione della cerniera	(m)	<b>0,90</b>
Peso totale coinvolto	(kg)	<b>5.315</b>
Arretramento cerniera - $t = 2N / 3 \sigma L$	(m)	<b>0,028</b>
<u>Posizione cerniera intermedia</u>	X (m)	<b>0,250</b>
	Y (m)	<b>1,800</b>
<u>Posizione vincolo in sommità</u>	X (m)	<b>0,250</b>
	Y (m)	<b>3,700</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
A1	Parete sotto davanzale	0,125	0,500	410	0,307	126
A2	Parete finestra	0,125	1,400	330	0,252	83
B1	Parete finestra	0,125	2,200	330	0,498	164
B2	Parete sopra finestra	0,125	3,150	950	0,446	423
B3	Solaio laterocemento	0,250	3,500	380	0,011	4
<b>Totale</b>				<b>2.400</b> kg		<b>801</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>
A1	Parete sotto davanzale	0,125	0,500	410	1,751	718	1.257
A2	Parete finestra	0,125	1,400	330	4,892	1.614	7.897
B1	Parete finestra	0,125	2,200	330	4,978	1.643	8.177
B2	Parete sopra finestra	0,125	3,150	950	1,821	1.730	3.150
B3	Solaio laterocemento	0,250	3,500	380	0,665	253	168
<b>Totale</b>				<b>2.400</b> kg		<b>5.957</b> kg cm	<b>20.648</b> kg cm <sup>2</sup>

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</b> kg		<b>0</b> kg cm	<b>0</b> kg cm <sup>2</sup>

## Forze esterne

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

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

$$\alpha_0 = 0,134$$

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

Massa partecipante	$M^*g$	1.719	kg
Coeff. di partecipaz.	$e^*$	0,716	
Accelerazione di attivazione	$a^*_0$	0,1877	g
	$a^*_0$	1,841	m/s <sup>2</sup>

## Verifica allo stato limite ultimo

### Accelerazione al suolo

$$a^*_0 = 0,1877 \text{ g}$$

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

P(Vr)	0,772	%
S	1,226	
$a_{SLV}$	3,004	m/s <sup>2</sup>
$f_{a,SLV}$	<b>2,708</b>	<b>&gt;= 1,00</b> <b>VERIFICATO</b>

### Accelerazione in quota

$$\begin{aligned} a^*_0 &= 0,1877 \text{ g} \\ \psi(Z) &= 0,159 \\ \text{Numero di piani} &= 4 \\ \gamma &= 1,333 \end{aligned}$$

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

$S_{e,SLV}(T_1)$	17,364	m/s <sup>2</sup>
P(Vr)	0,096	%
$a_{SLV}$	6,662	m/s <sup>2</sup>
$f_{a,SLV}$	<b>6,005</b>	<b>&gt;= 1,00</b> <b>VERIFICATO</b>

## Livello di sicurezza sismica

$T_{SLV}$	<b>9675</b>	anni
$I_{S,SLV}$	<b>13,588</b>	
$V_N$	<b>&gt;= 75</b>	anni

## MECCANISMO DI COLLASSO N.5

### PARETE ZONA NORD-EST - LATO OVEST

#### Caratteristiche muratura

Resistenza a compressione media	$f_m$	(N/cm <sup>2</sup> )	<b>277,0</b>
Resistenza a compressione di progetto	$f_d$	(N/cm <sup>2</sup> )	<b>138,5</b>
Resistenza a taglio media	$t_0$	(N/cm <sup>2</sup> )	<b>40,0</b>
Resistenza a taglio di progetto	$t_{0d}$	(N/cm <sup>2</sup> )	<b>20,0</b>

#### Coefficienti di sicurezza

Fattore confidenza	FC	(adim.)	<b>1,00</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>0,70</b>
Altezza edificio	H	(m)	<b>4,40</b>

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

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

Accelerazione $a_g$	(g)	<b>0,1131</b>
Amplificazione $F_0$	(adim)	<b>2,547</b>
Periodo $T^*c$	(sec)	<b>0,295</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>1,57</b>
Periodo $T_B$	(sec)	<b>0,154</b>
Periodo $T_C$	(sec)	<b>0,463</b>
Periodo $T_D$	(sec)	<b>2,052</b>
Periodo edificio $T_1$	(sec)	<b>0,300</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
A1	Parete sotto davanzale	0,25	0,50	1,00	1.800	230
A2	Parete finestra	0,25	0,50	0,80	1.800	180
B1	Parete finestra	0,25	0,50	0,80	1.800	180
B2	Parete sopra finestra	0,25	2,10	1,10	1.800	1.040
B3	Solaio laterocemento	3,30	2,10		400	2.780
P1	Carichi a quota superiore					3.221

### Forze peso applicate sui blocchi

n.	Elemento considerato	Coord. X m	Coord. Y m	G1 + G2 kg
A1	Parete sotto davanzale	0,125	0,500	230
A2	Parete finestra	0,125	1,400	180
B1	Parete finestra	0,125	2,200	180
B2	Parete sopra finestra	0,125	3,150	1.040
B3	Solaio laterocemento	0,250	3,500	2.780
P1	Carichi a quota superiore			3.221
<b>Totale</b>				<b>7.631</b> kg

### Valutazione arretramento cerniera di rotazione

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

Resistenza a compressione di progetto	(N/cm <sup>2</sup> )	<b>139</b>
Larghezza sezione della cerniera	(m)	<b>0,50</b>
Peso totale coinvolto	(kg)	<b>7.631</b>
Arretramento cerniera - $t = 2N / 3 \sigma L$	(m)	<b>0,073</b>
<u>Posizione cerniera intermedia</u>	X (m)	<b>0,250</b>
	Y (m)	<b>1,800</b>
<u>Posizione vincolo in sommità</u>	X (m)	<b>0,250</b>
	Y (m)	<b>3,700</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
A1	Parete sotto davanzale	0,125	0,500	230	0,149	34
A2	Parete finestra	0,125	1,400	180	0,095	17
B1	Parete finestra	0,125	2,200	180	0,498	90
B2	Parete sopra finestra	0,125	3,150	1.040	0,445	463
B3	Solaio laterocemento	0,250	3,500	2.780	0,011	31
<b>Totale</b>				<b>4.410</b> kg		<b>635</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>
A1	Parete sotto davanzale	0,125	0,500	230	1,748	402	703
A2	Parete finestra	0,125	1,400	180	4,889	880	4.303
B1	Parete finestra	0,125	2,200	180	4,972	895	4.449
B2	Parete sopra finestra	0,125	3,150	1.040	1,819	1.891	3.439
B3	Solaio laterocemento	0,250	3,500	2.780	0,664	1.845	1.225
<b>Totale</b>				<b>4.410</b> kg		<b>5.914</b> kg cm	<b>14.119</b> kg cm <sup>2</sup>

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</b> kg		<b>0</b> kg cm	<b>0</b> kg cm <sup>2</sup>

## Forze esterne

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

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

$$\alpha_0 = 0,107$$

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

Massa partecipante	$M^*g$	2.477	kg
Coeff. di partecipaz.	$e^*$	0,562	
Accelerazione di attivazione	$a^*_0$	0,1910	g
	$a^*_0$	1,873	m/s <sup>2</sup>

### Verifica allo stato limite ultimo

#### Accelerazione al suolo

$$a^*_0 = 0,1910 \text{ g}$$

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

P(Vr)	0,716	%
S	1,212	
$a_{SLV}$	3,092	m/s <sup>2</sup>
$f_{a,SLV}$	<b>2,787</b>	<b>&gt;= 1,00</b> <b>VERIFICATO</b>

#### Accelerazione in quota

$$\begin{aligned} a^*_0 &= 0,1910 \text{ g} \\ \psi(Z) &= 0,159 \\ \text{Numero di piani} &= 4 \\ \gamma &= 1,333 \end{aligned}$$

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

$S_{e,SLV}(T_1)$	17,671	m/s <sup>2</sup>
P(Vr)	0,092	%
$a_{SLV}$	6,778	m/s <sup>2</sup>
$f_{a,SLV}$	<b>6,109</b>	<b>&gt;= 1,00</b> <b>VERIFICATO</b>

### Livello di sicurezza sismica

$T_{SLV}$	<b>10434</b>	anni
$I_{S,SLV}$	<b>14,654</b>	
$V_N$	<b>&gt;= 75</b>	anni

## 12. CONCLUSIONI

Sulla base dei risultati ottenuti dalle verifiche compiute, consistite in:

- raccolta documentazione tecnica preesistente;
- definizione della geometria delle strutture portanti;
- definizione delle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati;
- ispezioni e indagini visive;
- modellazione FEM e valutazione con analisi statica non lineare;
- analisi cinematica dei meccanismi di collasso tipologicamente significativi;

sono stati definiti gli interventi necessari per il raggiungimento di un elevato livello di miglioramento sismico dell'edificio.

Le vulnerabilità individuate sono di due tipologie che sotto riportiamo:

- 1- Nella direzione trasversale al fabbricato, l'indice di resistenza per gli stati limite di salvaguardia della vita, espresso in termini del fattore di accelerazione, risulta inferiore al 30%, corrispondente ad un livello di sicurezza che può essere considerato molto carente per un edificio esistente. Tale comportamento è dovuto alla mancanza di maschi murari in quella direzione soprattutto nella zona sud del fabbricato e soprattutto all'esigua cappa presente sul solaio della soffitta che non permette di poter considerare rigido nel proprio piano il solaio stesso.

Al fine di permettere una corretta redistribuzione dei carichi sismici sui setti murari trasversali resistenti si propongono i seguenti interventi:

- a) Realizzazione di una soletta collaborante in calcestruzzo leggero strutturale di spessore pari a 5 cm all'estradosso del secondo solaio nella porzione sud del fabbricato, collegata ad esso mediante connettori in acciaio da posizionare in corrispondenza dei travetti esistenti.
  - b) Realizzazione all'estradosso del secondo solaio di un cordolo irrigidente e di rinforzo in continuità con i setti murari presenti.
  - c) Rinforzo del setto murario, indebolito dalla realizzazione dell'apertura di collegamento, con l'inserimento di un portale in acciaio realizzato con profili in piatti di acciaio saldati (sezione a C) zincati e verniciati, fissati con tasselli e barre filettate al setto murario stesso e alle travi in acciaio esistenti con funzione di architravi.
- 2- In corrispondenza degli appoggi della trave in c.a. del secondo solaio, che porta il setto murario sul quale appoggia il colmo della copertura, si hanno delle concentrazioni di

sforzo sui setti murari sottostanti dovute ai carichi verticali. Tali sforzi superano localmente i valori di resistenza a compressione che è in grado di sopportare la muratura. Al fine di ridurre gli sforzi di compressione agenti sulla muratura si propongono i seguenti interventi:

- a) Prima di effettuare il getto della soletta collaborante, descritta nel punto precedente, puntellazione di tutta la porzione di solaio interessata in modo tale da agire con una modesta, ma sensibile azione di scarico del solaio stesso. Ciò al fine di rendere maggiormente efficace la collaborazione tra solaio esistente e cappa integrativa e per alleggerire la pressione della trave centrale in corrispondenza dei setti di appoggio.
- b) Realizzazione di setti in c.a. a forma triangolare che scarichino su di una superficie più ampia ed estesa il carico verticale, al fine di limitare la concentrazione degli sforzi di compressione agli appoggi e di fornire un benefico effetto bloccante in relazione a possibili movimenti di rotazione della trave intorno al punto di appoggio.
- c) Rinforzo della testata di un setto murario, dove non è stato originariamente realizzato un pilastro in c.a., con l'inserimento di un profilo UNP240 verticale.

Tali interventi permettono il raggiungimento di un **comportamento sismico globale** del fabbricato caratterizzato da un indice di sicurezza superiore all'unità, corrispondente ad un **livello di sicurezza** che può essere considerato **adeguato** per un edificio esistente. E' possibile sostenere pertanto che il fabbricato, nel suo complesso, è in grado di resistere al sisma di progetto previsto per il sito in esame, mantenendo la rigidità nei confronti dei carichi statici e buona parte della rigidità e resistenza nei confronti dei carichi sismici.

Tuttavia, si evidenzia che la Circolare n° 617 del 02/02/2009 al paragrafo C8.4.1, prevede che negli interventi di adeguamento non sia necessario il soddisfacimento delle prescrizioni relative ai dettagli costruttivi valide per le costruzioni nuove (armature minime, dimensioni minime di travi e pilastri, ecc.), purché il progettista dimostri che siano garantite comunque le prestazioni minime di resistenza, duttilità e deformabilità previste per i vari stati limite.

Ciò significa che il fabbricato, pur potendosi considerare adeguato secondo i criteri stabiliti dalla normativa, può comunque presentare delle criticità locali dovute, ad esempio, alla mancanza o all'inefficacia dei collegamenti tra solai e pareti, tra copertura e pareti e tra pareti confluenti (martelli murari ed angolate) o a punti di debolezza nelle murature localizzati intorno alle aperture.

Il superamento delle criticità sopra elencate richiederebbe l'ispezione della quasi totalità dei nodi strutturali del fabbricato, mediante prove distruttive, e la realizzazione di interventi locali diffusi

che il sottoscritto reputa eccessivamente onerosi, a fronte di un miglioramento del comportamento sismico del fabbricato poco rilevante.

Inoltre, nel caso in esame, la valutazione della sicurezza è stata svolta solamente nei confronti degli Stati Limite di Salvaguardia della Vita, come prescritto dalla normativa e pertanto non è possibile escludere che per eventi sismici anche significativamente inferiori al sisma di progetto, il fabbricato possa subire danni, sia a parti strutturali che non strutturali, tali però da non pregiudicare l'incolumità degli occupanti l'edificio.