

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Immobile “Villa Zorn”

Via Cesare da Sesto n. 113, Sesto San Giovanni (MI)

VALUTAZIONI DI SICUREZZA IN AMBITO STATICO E SISMICO CERTIFICATO DI IDONEITÀ STATICA



p.c.: Comune di Sesto San Giovanni (MI)

Documento RdC-099-2022	Data Marzo 2022	Pagine relazione 58
Revisione -	Data di revisione - 	Allegati Allegato 1: RdP- 098-2022 Allegato 2: Relazione geologica Allegato 3: Doc. storica interventi di consolidamento anni '80 Allegato 4: Tav01_Planimetrie con indicazione dei possibili interventi di consolidamento
Il responsabile Ing. Paolo Panzeri		

INDICE

1. PREMESSE E SCOPI	4
2. NORMATIVE E LINEE GUIDA DI RIFERIMENTO	6
3. RELAZIONE ILLUSTRATIVA DEL FABBRICATO	8
3.1 DESCRIZIONE DEL FABBRICATO E ANALISI STORICO CRITICA	8
3.1.1 <i>Elaborati grafici e documentazione storica</i>	12
3.1.2 <i>Caratterizzazione del terreno</i>	12
3.2 RESOCONTO FOTOGRAFICO	14
4. LIVELLO DI CONOSCENZA	16
4.1 COSTRUZIONI IN MURATURA	16
5. MATERIALI E CARICHI	19
5.1 MATERIALI E LIVELLO DI CONOSCENZA	19
5.2 ANALISI DEI CARICHI	21
5.2.1 <i>Peso proprio struttura</i>	21
5.2.2 <i>Carichi permanenti e accidentali</i>	21
5.2.3 <i>Combinazioni di carico</i>	25
6. METODI DI ANALISI E MODELLO FEM	27
6.1 METODI DI ANALISI	27
6.2 CRITERI DI MODELLAZIONE E MODELLO FEM	27
6.3 RISPOSTA MODALE	30
7. ANALISI STATICA E VERIFICHE DI VULNERABILITÀ SISMICA	32
7.1 VERIFICA DELLE FONDAZIONI	32
7.2 VERIFICHE ELEMENTI IN MURATURA	32
7.2.1 <i>Verifiche meccanismi globali</i>	34
7.2.2 <i>Verifiche meccanismi locali</i>	38
7.2.3 <i>Esempio di verifica maschio murario</i>	44
7.3 VERIFICHE ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO	49
7.4 VALUTAZIONE DEI RISULTATI OTTENUTI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITÀ	53
8. CRITERI DI VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	54
9. INDIVIDUAZIONE DEGLI INTERVENTI ATTI A MIGLIORARE IL COMPORTAMENTO SISMICO DEL FABBRICATO	57
10. CERTIFICATO DI IDONEITÀ STATICA	58

ALLEGATI

Allegato 1: RdP-098-2022 “Rapporto tecnico di prova – Immobile “Villa Zorn” in sesto San Giovanni (MI) – Indagini diagnostico e conoscitive”

Allegato 2: Relazione geologica a corredo del Piano di Governo del Territorio del Comune di Sesto San Giovanni ed in particolare all’elaborato a firma del Dott. Geol. Paolo Granata: “Adeguamento dello studio geologico, idrogeologico e sismico ai sensi della L.R. 12/05 – Integrazioni alla pericolosità sismica relativamente ai comparti stazione, scalo ferroviario, Unione, Concordia e tra appartenenti agli ambiti ATs1 e ATs2”.

Allegato 3: Documentazione storica relativa agli interventi di sistemazione e consolidamento svolti negli anni '80.

Allegato 4: Tav01- Planimetrie con indicazione dei possibili interventi di consolidamento.

1. PREMESSE E SCOPI

Nell’ambito della valutazione della sicurezza strutturale di edifici esistenti, uno degli aspetti di maggior interesse è stabilire come questi si comportino nei confronti di azioni dinamiche derivanti da eventi sismici. L’insieme dei procedimenti e delle azioni che permettono di raggiungere un’adeguata conoscenza del comportamento strutturale di un edificio in caso di terremoto, prende il nome di analisi di vulnerabilità sismica.

Il presente studio riferisce in merito all’esecuzione ed elaborazione delle indagini diagnostico-conoscitive, alle successive elaborazioni relativamente alla valutazione di vulnerabilità sismica e certificato di idoneità statica in merito all’edificio denominato Villa Zorn” sito in via Cesare da Sesto n. 113 in Sesto San Giovanni (MI)

Lo studio è stato affidato dal Comune di Sesto San Giovanni a P&P Consulting Engineers Studio Associato Mediante determina Dirigenziale n. 1820/2021 del 24/12/021 (CIG. N. Z5E3430F5E).

Nel mese di dicembre 2021 sul fabbricato in esame sono state svolte indagini diagnostico-conoscitive dalla società P&P LMC S.r.l. di Seriate (BG), Laboratorio Ministeriale LL.PP. Autorizzato ai sensi dell’art. 59 della Legge 1086 del 1971. I risultati delle indagini eseguite sono riportati nella seguente relazione di prova allegata alla presente relazione a cui si rimanda per ogni dettaglio:

Allegato: RdP- 098-2022 “Rapporto tecnico di prova – Immobile “Villa Zorn” in Sesto San Giovanni (MI) – Indagini diagnostico e conoscitive”

Le seguenti fotografie satellitari consentono di identificare la posizione del fabbricato oggetto di studio.



Inquadramento del fabbricato oggetto di studio



Dettaglio dell'ubicazione del fabbricato oggetto di studio

Le attività eseguite sono di seguito elencate:

ATTIVITA' DIAGNOSTICO-CONOSCITIVE

- analisi della documentazione tecnica esistente (progetti, collaudi, ecc.). Analisi storico-critica finalizzata a comprendere le vicende costruttive, i dissesti, i fenomeni di degrado, i cimenti subiti dall'edificio e le trasformazioni prodotte dall'uomo che possono aver prodotto cambiamenti all'assetto statico originario
- accurato rilievo geometrico strutturale del fabbricato mediante Laser-Scanner 3d con generazione della nuvola di punti e verifica incrociata con i disegni esistenti. Il Laser Scanner ha permesso in primo luogo di semplificare l'esecuzione del rilievo geometrico, limitando al minimo l'interferenza
- controllo delle principali geometrie e dettagli costruttivi (ad integrazione e verifica della documentazione disponibile)
- ispezione visiva delle strutture e verifica del loro stato di conservazione
- verifica e controlli strumentali dei materiali costituenti (sempre ad integrazione e verifica di quanto desumibile dalla documentazione disponibile). Sono stati eseguiti saggi per determinare tipologia e caratteristiche della tessitura muraria integrati dall'esecuzione di endoscopie, prove sclerometriche su mattone e prove penetrometriche su malta. Sul tetto in c.a. è stato eseguito uno scasso per valutare l'armatura, un carotaggio sul calcestruzzo e prelevato un campione di armatura per l'esecuzione delle prove di trazione di laboratorio. I solai sono stati indagati mediante endoscopie e saggi localizzati. Per caratterizzare il legno della copertura sono state eseguite prove

con WoodPecker e Resistograph per valutare la resistenza del legno, il modulo elastico e lo stato di conservazione degli elementi lignei;

- su di un campo di solaio rappresentativo della condizione degli impalcati di piano primo è stata eseguita una prova di carico statico per accertare le effettive capacità portanti degli orizzontamenti

ATTIVITA' DI CALCOLO, VERIFICA E RESTITUZIONE DOCUMENTALE

- relazione tecnica con i risultati delle indagini diagnostico-conoscitive e l'esito dei rilievi geometrici strutturali;
- modellazione FEM della struttura con specifico software di calcolo;
- verifiche sismiche delle strutture con identificazione di eventuali carenze e del livello di azione massima sismica sostenibile;
- relazione di calcolo con l'esito dei risultati delle verifiche sismiche;
- definizione dei possibili interventi di miglioramento sismico;
- accertamenti statici con verifica di 1° livello e rilascio del certificato di idoneità statica;

Nei capitoli seguenti vengono descritte le diverse fasi, attraverso le quali si è sviluppato il presente studio.

2. NORMATIVE E LINEE GUIDA DI RIFERIMENTO

Il calcolo e la verifica delle strutture avvengono in base alle direttive ed alle prescrizioni in materia di sicurezza strutturale, contenute nelle normative vigenti nel seguito indicizzate:

[1] D.P.R. n. 380 del 6 Giugno 2001 e sue successive modifiche ed integrazioni - “Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia”

[2] Legge n. 1086 del 5 Novembre 1971 - “Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”

[3] D. M. Infrastrutture e Trasporti del 17 Gennaio 2018 - “Norme tecniche per le costruzioni”

[4] Circolare 21 gennaio 2019 n.7 ” Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”

[5] D.G.R. n. 2129 del 11/07/2014 - “Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia”

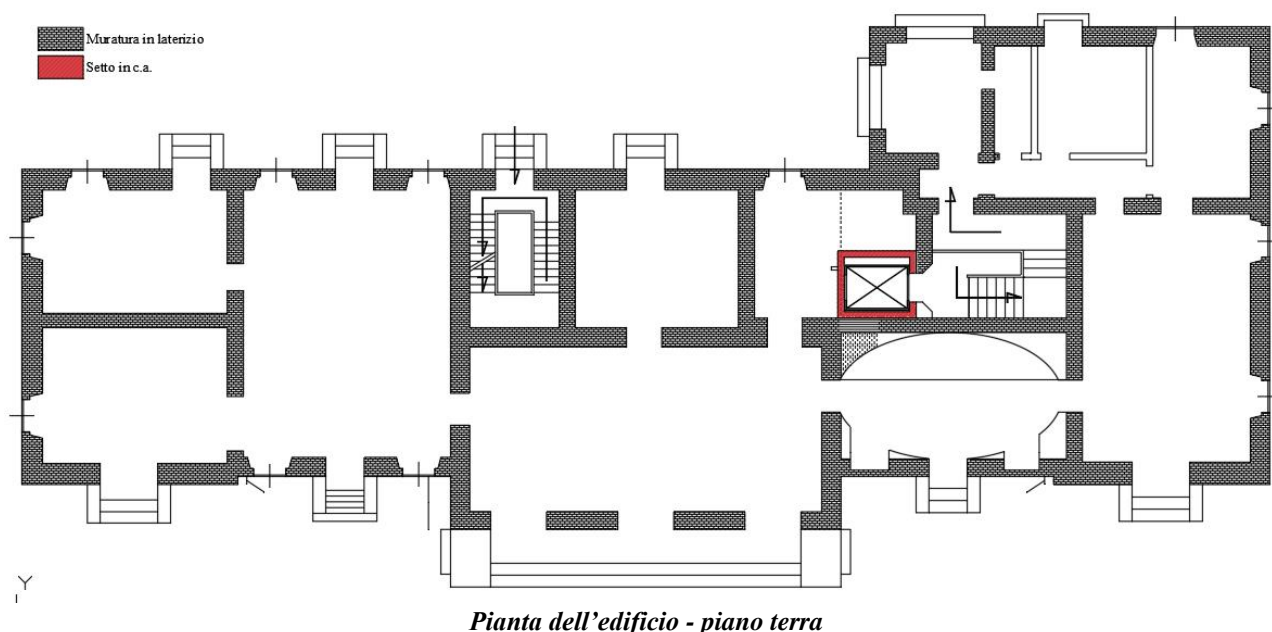
[6] L.R. n. 33 del 12/10/2015 - “Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche”

- [7] D. Lgs n. 42 del 22/01/2004 - “Codice dei beni culturali e del paesaggio”
- [8] “Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale – allineamento alle nuove Norme tecniche per le costruzioni”
- [9] Circolare n. 15 del 30/04/2015 - “Disposizioni in materia di tutela del patrimonio architettonico e mitigazione del rischio sismico”
- [10] Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 12 ottobre 2007 - Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni
- [11] UNI EN 12390-1 – Prova sul calcestruzzo indurito – Forma, dimensioni ed altri requisiti per provini e per casseforme;
- [12] UNI EN 12390-2 – Prova sul calcestruzzo indurito - Confezionamento e stagionatura dei provini per prove di resistenza;
- [13] UNI EN 12390-3 – Prova sul calcestruzzo indurito – resistenza a compressione dei provini;
- [14] UNI EN 12504-1 – Prelievo sul calcestruzzo delle strutture – carote – prelievo, esame e prova di compressione
- [15] UNI EN 12504-2 – Prelievo sul calcestruzzo delle strutture – prove non distruttive – determinazione dell’indice sclerometrico
- [16] UNI 11119:2004 – Manufatti Lignei. Strutture portanti degli edifici – Ispezione in situ per la diagnosi degli elementi in opera
- [17] UNI EN 1992 - Eurocodice 2, Progettazione delle strutture in calcestruzzo
- [18] UNI EN 1993 - Eurocodice 3, Progettazione delle strutture di acciaio
- [19] UNI EN 1996 - Eurocodice 6, Progettazione delle strutture di muratura
- [20] UNI EN 1998 - Eurocodice 8, Progettazione delle strutture per la resistenza in zona sismica

3. RELAZIONE ILLUSTRATIVA DEL FABBRICATO

3.1 DESCRIZIONE DEL FABBRICATO E ANALISI STORICO CRITICA

Ai fini dell'analisi svolte, in considerazione del materiale storico reperito presso la Committenza, e sulla base delle informazioni raccolte nelle indagini eseguite e descritte nel Rapporto tecnico di prova RdP-098-2022 allegato, l'edificio, edificato nei primi anni del XIX secolo, risulta essere costituito da una struttura portante per lo più in laterizio. Nel tempo sono avvenute trasformazioni dell'assetto strutturale originario. Di seguito si riporta la planimetria del piano terra dell'edificio in esame:



L'edificio ha pianta e altezza irregolare di dimensioni in pianta pari a circa 39x15 m con superficie lorda in pianta di circa 1075 mq. L'altezza massima con riferimento alla copertura della torretta è di 15,70 m da piano campagna. L'edificio è composto da piano terra, piano primo, sottotetto e una torretta centrale con altri n.2 livelli. Le strutture portanti sono costituite da murature in laterizio pieno e da solai che possono essere considerati rigidi nel proprio piano.

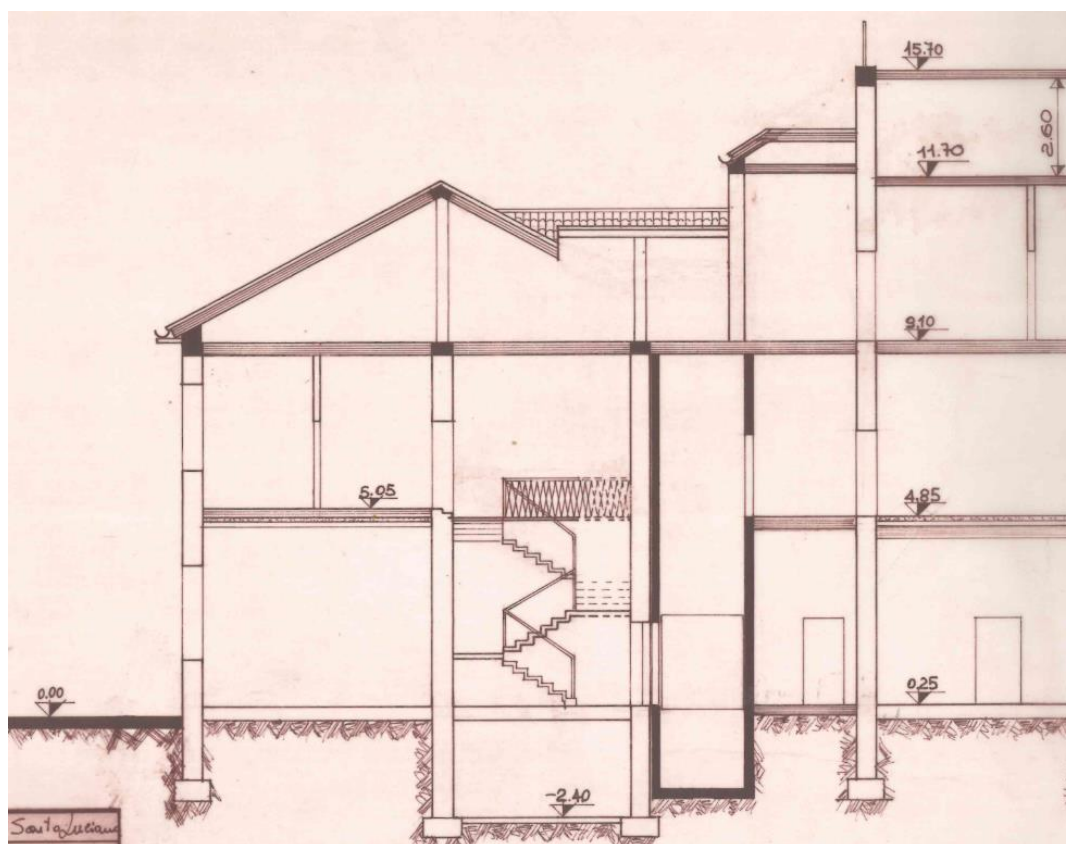
Dalla documentazione tecnica reperita è emerso che, alcuni anni or sono, vennero effettuati interventi diffusi di consolidamento dei solai migliorando da un lato il sistema di vincolo alle murature per mezzo di cordoli e dall'altro sostituendo completamente i solai esistenti presumibilmente in legno con solai rigidi sia a piano primo (al netto delle volte che comunque sono state consolidate) che a piano sottotetto. L'intervento di consolidamento statico a firma dell'Ing. Perrucchetti è stato eseguito negli anni '80. I solai sono stati opportunamente vincolati alle murature portanti mediante la realizzazione di alloggiamenti e cordoli in calcestruzzo. A piano terra sono altresì presenti dei solai a volta in laterizio anch'essi consolidati per mezzo di un getto in calcestruzzo estradossale dello spessore di circa 6 cm vincolato alla volta per mezzo di connettori.

Nell'ambito di tali interventi di ristrutturazione è stato inoltre inserito un corpo ascensore in c.a. per ammodernare l'edificio.

Tra gli documenti analizzati è presente una relazione tecnica a firma del Professor Franco Mola che prevede la realizzazione di un consolidamento delle murature per mezzo di intonaco armato con rete elettrosaldata $\Phi 6 / 10 \times 10$ vincolata alla muratura con spillatura. Le indagini eseguite in sito hanno effettivamente messo in evidenza l'esecuzione di tali interventi di consolidamento, ma solo in alcuni punti delle murature esaminate in sito.

Pertanto, in considerazione di un intervento non facilmente collocabile, a favore di sicurezza, si è ritenuto opportuno sviluppare le successive analisi senza tenere in considerazione questi interventi di consolidamento delle murature. In particolar modo, durante la campagna di indagine, dei n.8 saggi localizzati eseguiti per caratterizzare la tessitura e il grado di ammorsamento dei maschi murari, solo in due situazioni è stato riscontrato un consolidamento mediante intonaco armato. Tali interventi risultano di difficile complessiva collocazione. A fronte di ciò, in fase di modellazione e verifica a favore di sicurezza non è stato considerato il contributo di tale intervento.

Di seguito si riporta la sezione del fabbricato:

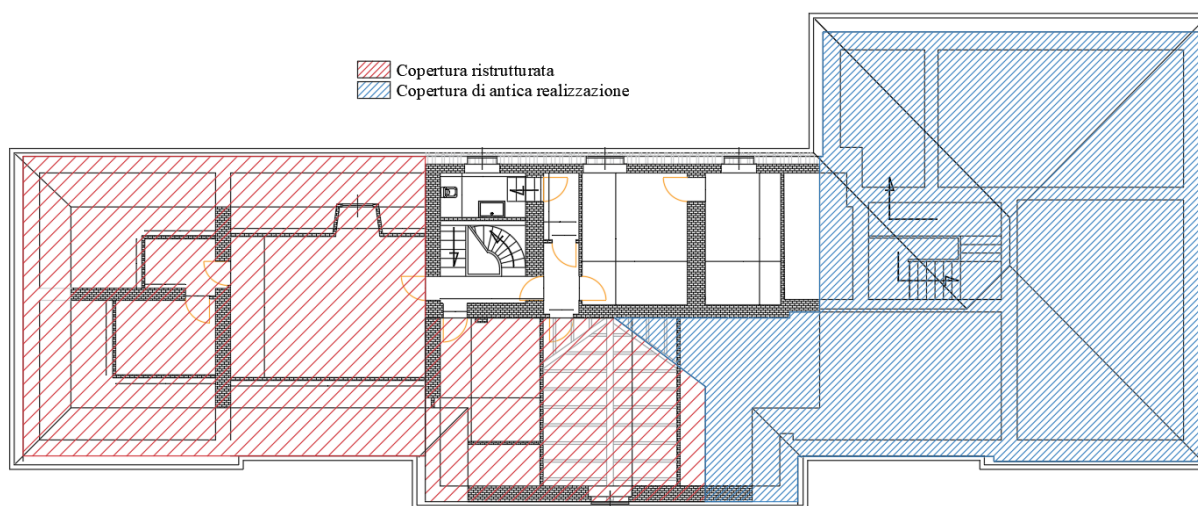


Sezione del fabbricato – tavola storica

La copertura in legno dell'edificio è di tipo parzialmente spingente e di tipo leggero. Parte della copertura è stata ristrutturata, mentre la parte più estesa risulta ancora quella originaria o comunque

di più antica realizzazione. Se la porzione ristrutturata risulta in buono stato di conservazione, quella meno recente mostra evidenti segni di degrado e vetustà ed in particolare sono state rilevate evidenti fessurazioni negli elementi lignei, zone soggette ad infiltrazioni di acqua e alcuni elementi di precaria stabilità. Infine, presumibilmente durante gli interventi sulle strutture realizzati negli anni '80, sono stati effettuati consolidamenti del cordolo a sostegno della copertura per mezzo di intonaco. Anche se lo stato generale del cordolo risulta mediamente discreto, vi sono delle zone che evidenziano necessità di risanamento e consolidamento.

Di seguito si riporta la planimetria con indicazione della porzione di copertura soggetta a ristrutturazione e di quella di più antica realizzazione unitamente ad alcune fotografie esemplificative relative allo stato di conservazione degli elementi strutturali a livello del sottotetto.



Planimetria della copertura con indicazione delle aree soggette ad intervento di rifacimento



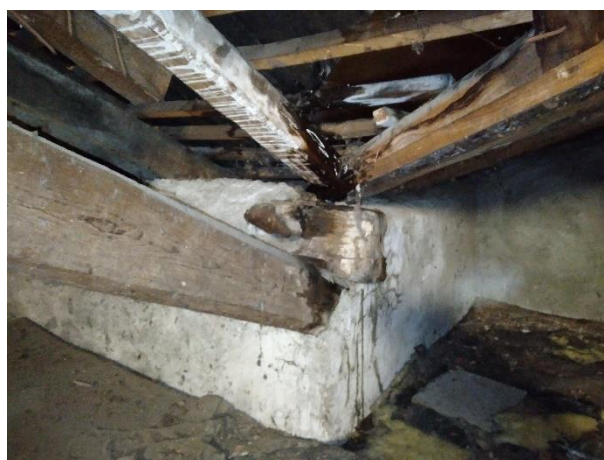
Copertura ristrutturata



Copertura non oggetto di interventi di rifacimento



Copertura non oggetto di interventi di rifacimento



Copertura non oggetto di interventi di rifacimento – presenza di infiltrazioni

3.1.1 Elaborati grafici e documentazione storica

Di seguito si riporta l’elenco degli elaborati grafici e dei documenti storici utilizzati, forniti dalla Committenza:

Doc. n.	Denominazione	Data	Redatto da
I 1 - 2874	Prospetti	1982	Uff. Tecnico Comunale
I 1 - 2875	Sezione AA	1982	Uff. Tecnico Comunale
-	Piante architettoniche	1982*	Uff. Tecnico Comunale
-	Relazione tecnica sulla situazione statica e sugli interventi di adeguamento delle strutture in muratura di Villa Zorn in Sesto S. Giovanni	1988	Prof. Ing. Franco Mola
-	Relazione finale del direttore dei lavori	1988	Dott. Ing. Riccardo Perucchetti
-	Verbale di prova di carico volta	1988	Dott. Ing. Riccardo Perucchetti
-	Verbale di prova di carico scala	1989	Dott. Ing. Riccardo Perucchetti
-	Certificato di collaudo	1989	Dott. Ing. Gianmario Fontana
* presunta data di redazione elaborato			

3.1.2 Caratterizzazione del terreno

Per quanto riguarda la classificazione sismica del terreno si è fatto riferimento alla relazione geologica a corredo del Piano di Governo del Territorio del Comune di Sesto San Giovanni ed in particolare all’elaborato a firma del Dott. Geol. Paolo Granata: *“Adeguamento dello studio geologico, idrogeologico e sismico ai sensi della L.R. 12/05 – Integrazioni alla pericolosità sismica relativamente ai comparti stazione, scalo ferroviario, Unione, Concordia e traî appartenenti agli ambiti ATs1 e ATs2”*.

La relazione di riferimento è riportata in allegato alla presente relazione.

Sulla base dei risultati dell’indagine si definisce il sito appartenente alla categoria di sottosuolo B. L’applicazione delle procedure regionali in relazione ai fenomeni di amplificazione sismica locale hanno permesso di definire un fattore di amplificazione sismica locale superiore ai valori di soglia della Regione Lombardia per il Comune di Sesto San Giovanni per i suoli di categoria B

$$F_{a(0.1-0.5)} \text{ calcolato} = 1,82 > F_{a(0.1-0.5)} \text{ soglia} = 1,4$$

$$Fa_{(0.5-1.5)} \text{ calcolato} = < 1,37 \quad Fa_{(0.5-1.5)} \text{ soglia} = 1,7$$

Per cui l'applicazione degli spettri previsti dalle N.T.C. 2018 non risultano adeguati a considerare i fenomeni di amplificazione litologica locale.

Pertanto, in fase di modellazione è stata utilizzata una **categoria di sottosuolo di tipo D**.

La natura litologica dei depositi caratterizzati da una elevata permeabilità non comporta rischi di liquefazione del terreno al passaggio di onde sismiche.

3.2 RESOCONTO FOTOGRAFICO

Di seguito si riportano alcune immagini rappresentative dell’edificio in oggetto.



Prospetto est



Prospetto sud



Prospetto ovest



Prospetto nord

4. LIVELLO DI CONOSCENZA

Il fabbricato oggetto di studio è stato esaminato con l’obiettivo di raggiungere la conoscenza delle strutture e delle entità architettoniche necessaria al fine di condurre le analisi di vulnerabilità sismica. Preliminarmente all’effettuazione delle valutazioni di sicurezza sono state condotte una serie di indagini per il conseguimento di un “livello di conoscenza” pari a LC2, a cui corrisponde, secondo la normativa vigente, una “conoscenza adeguata” del fabbricato.

Di seguito si riportano nello specifico le definizioni del livello di conoscenza per il fabbricato in esame.

4.1 COSTRUZIONI IN MURATURA

Il livello di conoscenza LC2 per strutture in muratura prevede un fattore di confidenza $FC = 1,20$. Gli aspetti da tenere in considerazione sono i seguenti:

- Analisi storico critica: finalizzata a comprendere le vicende costruttive, i dissesti, i fenomeni di degrado, i cimenti subiti dall’edificio e, particolarmente frequenti nelle costruzioni in muratura, le trasformazioni operate dall’uomo che possono aver prodotto cambiamenti nell’assetto statico originario. L’analisi è iniziata con il reperire tutti i documenti disponibili sulle origini del fabbricato quali, ad esempio, elaborati e relazioni progettuali della prima realizzazione della costruzione e di eventuali successivi interventi, elaborati e rilievi già prodotti ed eventuali relazioni di collaudo. In definitiva, in questa fase è stata esaminata la condizione attuale dell’edificio come risultato di una serie di vicende statiche e di trasformazioni che si sono sovrapposte nel tempo.
- Rilievo: sono state previste indagini basate sia su ispezioni di tipo visivo che di rilievo di tipo geometrico. Sono stati eseguiti saggi che hanno consentito di esaminare le caratteristiche della muratura sotto intonaco e nello spessore, caratterizzando così la sezione muraria e il grado di ammorsamento tra pareti ortogonali. Tali indagini, accompagnate da saggi più estesi e diffusi, hanno permesso di ottenere tipizzazioni delle caratteristiche dei materiali.

E’ stato condotto un rilievo per mezzo di laser scanner, i cui risultati e modalità sono descritti nel rapporto tecnico di prova RdP-098-2022, allegata alla presente relazione. Lo scopo del rilievo è stato quello di ottenere le informazioni geometriche necessarie per l’esecuzione di una verifica incrociata con le tavole esistenti e che ha messo in evidenza una sostanziale corrispondenza tra lo stato di fatto e gli elaborati grafici. Di seguito si riportano alcune immagini esemplificative relative alla nuvola di punti rilevata durante la campagna di indagini:



Nuvola di punti - vista generale dell'edificio



Nuvola di punti – sezione dell'edificio

- Caratterizzazione dei materiali: sono state eseguite prove estese per caratterizzare i materiali con indagini visive diffuse accompagnate da approfondimenti locali. Saggi mirati alla conoscenza dei materiali e della morfologia muraria, oltre che dei fenomeni di degrado. Sono state eseguite prove diagnostiche non distruttive quali prove sclerometriche su mattone e penetrometriche su malta.
In relazione ai risultati scaturiti dalle indagini, sono stati utilizzati nel calcolo i valori più elevati forniti dalla tabella C8.5.I. e C8.5.II.
Si riportano nel seguito le tabelle C8.5.I e C8.5.II estratte dalla normativa vigente, in cui si possono osservare i valori di riferimento dei parametri meccanici delle murature esistenti e i possibili coefficienti migliorativi da utilizzare nelle verifiche di sicurezza.

Tabella C8.5.I -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 + 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbazzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

Tabella C8.5.II -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonaco armato (*)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a-posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

(**) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come “malta buona” una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0,35}$ (f_m in N/mm²).

(****) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

Per caratterizzare il calcestruzzo e l'acciaio di armatura che realizza il vano ascensore dell'edificio sono state eseguite n.1 prova di compressione su una carota estratta da un setto e n.1 prova di trazione su una barra d'armatura. Inoltre, mediante scasso localizzato e indagini pacometriche sono stati definiti i dettagli d'armatura del setto in c.a.

5. MATERIALI E CARICHI

5.1 MATERIALI E LIVELLO DI CONOSCENZA

Premesso quanto sopra riportato in merito alla conoscenza dei disegni di progetto e dell'esecuzione di indagini in opera è stato adottato un livello di conoscenza delle strutture LC2.

Nelle verifiche di vulnerabilità sismica delle strutture sono stati pertanto adottati i parametri meccanici resistenti dei materiali di seguito riportati e determinati sulla base delle risultanze delle indagini riportate nella relazione RdP-089-2022 allegata.

Muratura

Al fine di caratterizzare le proprietà meccaniche dei materiali sono state eseguite prove di tipo penetrometrico su malta e sclerometrico sul laterizio.

La resistenza media a compressione ottenuta dalle prove penetrometriche su malta è stata utilizzata al fine di identificare la classe di resistenza della muratura secondo la due tabelle C8.5.I e C8.5.II delle NTC2018 sopra riportate. In particolare, in considerazione del buono stato di consistenza delle murature, sono stati utilizzati i parametri massimi degli intervalli di resistenza proposti dalla norma. Inoltre, avendo riscontrato malta con caratteristiche apprezzabili ($3 \text{ MPa} > 2 \text{ MPa}$), sono stati utilizzati i fattori correttivi dettati dalla normativa, che hanno portato ai seguenti valori di resistenza caratteristica:

I risultati così ottenuti sono riassunti nella seguente tabella:

PROPRIETA' MECCANICHE DELLA MURATURA IN MATTONI PIENI E MALTA DI CALCE						
Parametro	f [MPa]	τ_0 [MPa]	f_{v0} [MPa]	E [MPa]	G [MPa]	w [kN/m ³]
Valori massimi da Tab.C.8.5.I	4,30	0,13	0,27	1500	500	18
Malta buona ($f_m > 2 \text{ MPa}$)	1,46	1,46	1,46	1,46	1,46	-
Parametri utilizzati nel calcolo	6,30	0,19	0,39	2190	730	18

Calcestruzzo

I risultati delle prove di compressione delle carote eseguite vano ascensore hanno fornito i seguenti valori di resistenza.

$R_{cm} = 29,1 \text{ MPa}$ (resistenza cubica media in opera da carotaggi)

Si assume pertanto, a favore di sicurezza, una resistenza caratteristica del materiale calcestruzzo pari a 25 MPa.

Tenuto conto degli esiti delle prove a compressione, si assumono i seguenti valori:

$$f_{cm} = 0,83 \cdot 25 \text{ MPa} = 20,7 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = f_{cm} / FC = 20,7 \text{ MPa} / 1,2 = 17,25 \text{ MPa} \text{ (resistenza di verifica per meccanismi duttili)}$$

$$f_{cd} = f_{cm} / (FC \times \gamma_c) = 20,7 \text{ MPa} / (1,2 \times 1,5) = 11,5 \text{ MPa} \text{ (resistenza di verifica per meccanismi fragili)}$$

$$E_s = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 22000 \times (20,7/10)^{0.3} = 27366 \text{ MPa} \text{ (modulo elastico medio)}$$

Acciaio d'armatura

I risultati delle prove di trazione delle barre d'armatura prelevate in sito hanno fornito i seguenti valori di resistenza:

$$f_y = 507,1 \text{ Mpa}$$

$$f_t = 766,7 \text{ Mpa}$$

Prendendo come riferimento la seguente tabella estrapolata dal saggio “*le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzati dal 1950 al 1980*” redatto dal dipartimento di ingegneria strutturale, Università degli Studi di Napoli Federico II, i risultati ottenuti dalle prove sperimentali eseguite sono compatibili con l'acciaio di classe FeB44K.

Tabella 1 - Evoluzione temporale delle principali indicazioni normative relative alla classificazione degli acciai di armatura

Normativa	R.D.L. n°2229/1939			LL.PP. n°1472/1957				D.M.30/05/1972					D.M. 30/05/1974			
Tipologia	liscio			liscio		a.m.		liscio		aderenza migliorata (a.m)			liscio		a.m.	
Denominazione	Dolce	Semi duro	Duro	Aq42	Aq50	Aq60		FeB22	FeB32	A38	A41	FeB44	FeB22	FeB32	FeB38	FeB44
Snervamento (kgf/mm ²)	≥ 23	≥ 27	≥ 31	≥ 23	≥ 27	≥ 31	/	≥ 22	≥ 32	≥ 38	≥ 41	≥ 44	≥ 22	≥ 32	≥ 38	≥ 44
Rottura (kgf/mm ²)	42-50	50-60	60-70	42 - 50	50 - 60	60-70	/	≥ 34	≥ 50	≥ 46	≥ 50	≥ 55	≥ 34	≥ 50	≥ 46	≥ 55
Allungamento (%)	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 12	≥ 24	≥ 23	≥ 14	≥ 14	≥ 12	≥ 24	≥ 23	≥ 14	≥ 12

ReLUIS – le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzati dal 1950 al 1980

Pertanto, nelle verifiche sono stati considerati i seguenti valori:

$$f_{yd} = f_y / (FC) = 440,0 \text{ MPa} / 1,2 = 366,7 \text{ MPa} \text{ (resistenza di verifica per meccanismi duttili)}$$

$$f_{yd} = f_y / (FC \times \gamma_s) = 440,0 \text{ MPa} / (1,2 \times 1,15) = 318,8 \text{ MPa} \text{ (resistenza di verifica per meccanismi fragili)}$$

5.2 ANALISI DEI CARICHI

Nell'ottica della valutazione di sicurezza in ambito sismico, l'analisi ha tenuto conto dei pesi propri degli elementi strutturali, dei carichi permanenti oltre che dei sovraccarichi accidentali.

5.2.1 Peso proprio struttura

I pesi propri degli elementi strutturali setti, pilastri e travi sono stati direttamente introdotti con la geometria del modello FEM realizzato.

5.2.2 Carichi permanenti e accidentali

Come desunto dalla documentazione di progetto e dalle indagini effettuate in sito, i carichi permanenti e accidentali applicati agli impalcati del fabbricato sono i seguenti.

1° Solaio (piano terra)

Solaio a volte in laterizio:

- $G1 = 250 \text{ kg/mq}$ (peso proprio solaio)
- $G2 = 500 \text{ kg/mq}$ (perm. $(220 + 105 + 160 + 15) \text{ kg/mq}$ = riempimento + sottofondo e pavimento + tavolati + intonaco)
- $Q = 300 \text{ kg/mq}$ (categoria C1)

2° Solaio (piano primo) – 3° Solaio (Piano Secondo)

Solaio rigido in corrispondenza dei livelli superiori

- $G1 = 350 \text{ kg/mq}$ (peso proprio solaio)
- $G2 = 375 \text{ kg/mq}$ (perm. $(160 + 200 + 15) \text{ kg/mq}$ = sottofondo e pavimento + tavolati + intonaco)
- $Q = 300 \text{ kg/mq}$ (categoria C1)

Solaio di copertura

- $G1 = 350 \text{ kg/mq}$ (peso proprio solaio)
- $G2 = 535 \text{ kg/mq}$ (perm. $(160 + 15 + 160) \text{ kg/mq}$ = sottofondo e pavimento + intonaco + copertura e codolo sommitale distribuiti sul solaio)
- $Q = 120 \text{ kg/mq}$ (neve)

Solaio di copertura torretta

Solaio a volta in laterizio

- $G1 = 250 \text{ kg/mq}$ (peso proprio solaio)
- $G2 = 500 \text{ kg/mq}$ (perm. $(220 + 105 + 160 + 15) \text{ kg/mq}$ = riempimento + sottofondo e pavimento + tavolati + intonaco)
- $Q = 120 \text{ kg/mq}$ (neve)

- Azione del sisma

Le caratteristiche dello spettro sismico relative al sito in esame sono riportate nella tabella seguente:

Stato Limite	T_r (anni)	A_g/g	F_0	T_c^* (sec)
SLV	475	0.0525	2.639	0.280
SLD	50	0.0249	2.544	0.192

La struttura in esame non avendo destinazione d'uso particolare ricade in Classe II e risulta caratterizzata dai seguenti parametri sismici:

Vita nominale $V_n \geq 50$ anni (opere ordinarie)

Coefficiente d'uso: $C_u=1,00$

Dunque, il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica risulta pari a 50 anni.

Considerando quanto riportato nella relazione geologica allegata al PGT del Comune di Sesto San Giovanni, la categoria per il sottosuolo è stata assunta pari a D con una categoria topografica del tipo T1.

Si considera un'azione sismica caratterizzata dalle due componenti traslatorie in direzione orizzontale X e Y definite da uno spettro di risposta in accelerazione espresso in forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento del 5%.

Le azioni sismiche sono state calcolate con riferimento ad uno spettro di progetto ottenuto dalla riduzione dello spettro elastico con un fattore di struttura q pari a 1.5, in accordo anche con quanto riportato nella Circolare n.7 del 21 gennaio 2019 (paragrafo C.8.7.2.2.1 – Analisi statica lineare con fattore di comportamento q).

Di seguito si riportano gli spettri allo SLV e SLD:



Sisma in direzione X-Y in condizione SLV ($q=1.5$)

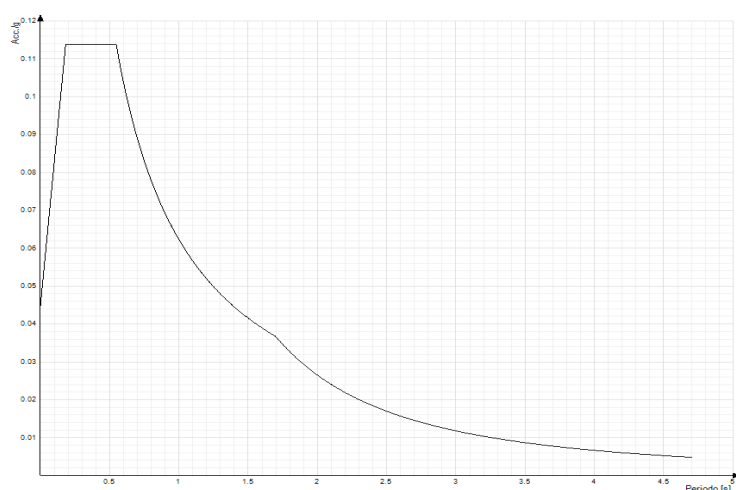
Ind.vertice	T	a/g	Ind.vertice	T	a/g	Ind.vertice	T	a/g	Ind.vertice	T	a/g
1	0	0.095	2	0.22	0.166	3	0.661	0.166	4	0.673	0.164
5	0.684	0.161	6	0.696	0.158	7	0.707	0.156	8	0.718	0.153
9	0.73	0.151	10	0.741	0.148	11	0.752	0.146	12	0.764	0.144
13	0.775	0.142	14	0.787	0.14	15	0.798	0.138	16	0.809	0.136
17	0.821	0.134	18	0.832	0.132	19	0.843	0.13	20	0.855	0.129
21	0.866	0.127	22	0.878	0.125	23	0.889	0.124	24	0.9	0.122
25	0.912	0.121	26	0.923	0.119	27	0.934	0.118	28	0.946	0.116
29	0.957	0.115	30	0.969	0.114	31	0.98	0.112	32	0.991	0.111
33	1.003	0.11	34	1.014	0.109	35	1.025	0.107	36	1.037	0.106
37	1.048	0.105	38	1.06	0.104	39	1.071	0.103	40	1.082	0.102
41	1.094	0.101	42	1.105	0.1	43	1.116	0.099	44	1.128	0.098
45	1.139	0.097	46	1.15	0.096	47	1.162	0.095	48	1.173	0.094
49	1.185	0.093	50	1.196	0.092	51	1.207	0.091	52	1.219	0.09
53	1.23	0.089	54	1.241	0.089	55	1.253	0.088	56	1.264	0.087
57	1.276	0.086	58	1.287	0.086	59	1.298	0.085	60	1.31	0.084
61	1.321	0.083	62	1.332	0.083	63	1.344	0.082	64	1.355	0.081
65	1.367	0.081	66	1.378	0.08	67	1.389	0.079	68	1.401	0.079
69	1.412	0.078	70	1.423	0.077	71	1.435	0.077	72	1.446	0.076
73	1.458	0.075	74	1.469	0.075	75	1.48	0.074	76	1.492	0.074
77	1.503	0.073	78	1.514	0.073	79	1.526	0.072	80	1.537	0.072
81	1.549	0.071	82	1.56	0.071	83	1.571	0.07	84	1.583	0.07
85	1.594	0.069	86	1.605	0.069	87	1.617	0.068	88	1.628	0.068
89	1.64	0.067	90	1.651	0.067	91	1.662	0.066	92	1.674	0.066
93	1.685	0.065	94	1.696	0.065	95	1.708	0.064	96	1.719	0.064
97	1.731	0.064	98	1.742	0.063	99	1.753	0.063	100	1.765	0.062
101	1.776	0.062	102	1.787	0.062	103	1.799	0.061	104	1.81	0.061
105	1.86	0.058	106	1.91	0.055	107	1.96	0.052	108	2.01	0.049
109	2.06	0.047	110	2.11	0.045	111	2.16	0.043	112	2.21	0.041
113	2.26	0.039	114	2.31	0.037	115	2.36	0.036	116	2.41	0.034
117	2.46	0.033	118	2.51	0.032	119	2.56	0.03	120	2.61	0.029
121	2.66	0.028	122	2.71	0.027	123	2.76	0.026	124	2.81	0.025
125	2.86	0.024	126	2.91	0.024	127	2.96	0.023	128	3.01	0.022
129	3.06	0.021	130	3.11	0.021	131	3.16	0.02	132	3.21	0.019
133	3.26	0.019	134	3.31	0.018	135	3.36	0.018	136	3.41	0.017
137	3.46	0.017	138	3.51	0.016	139	3.56	0.016	140	3.61	0.015

Ind.vertice	T	a/g	Ind.vertice	T	a/g	Ind.vertice	T	a/g	Ind.vertice	T	a/g
141	3.66	0.015	142	3.71	0.014	143	3.76	0.014	144	3.81	0.014
145	3.86	0.013	146	3.91	0.013	147	3.96	0.013	148	4.01	0.012
149	4.06	0.012	150	4.11	0.012	151	4.16	0.012	152	4.21	0.011
153	4.26	0.011	154	4.31	0.011	155	4.36	0.011	156	4.41	0.011
157	4.46	0.011	158	4.51	0.011	159	4.56	0.011	160	4.61	0.011
161	4.66	0.011	162	4.71	0.011	163	4.76	0.011	164	4.81	0.011

dove:

T: Periodo. [s]

a/g: Accelerazione normalizzata ottenuta dividendo l'accelerazione per l'accelerazione di gravità.



Sisma in direzione X-Y in condizione SLD ($q=1.5$)

Ind.vertice	T	a/g	Ind.vertice	T	a/g	Ind.vertice	T	a/g	Ind.vertice	T	a/g
1	0	0.045	2	0.183	0.076	3	0.548	0.076	4	0.559	0.074
5	0.57	0.073	6	0.582	0.071	7	0.593	0.07	8	0.605	0.069
9	0.616	0.067	10	0.628	0.066	11	0.639	0.065	12	0.65	0.064
13	0.662	0.063	14	0.673	0.062	15	0.685	0.061	16	0.696	0.06
17	0.707	0.059	18	0.719	0.058	19	0.73	0.057	20	0.742	0.056
21	0.753	0.055	22	0.764	0.054	23	0.776	0.054	24	0.787	0.053
25	0.799	0.052	26	0.81	0.051	27	0.821	0.051	28	0.833	0.05
29	0.844	0.049	30	0.856	0.049	31	0.867	0.048	32	0.878	0.047
33	0.89	0.047	34	0.901	0.046	35	0.913	0.046	36	0.924	0.045
37	0.935	0.044	38	0.947	0.044	39	0.958	0.043	40	0.97	0.043
41	0.981	0.042	42	0.992	0.042	43	1.004	0.041	44	1.015	0.041
45	1.027	0.04	46	1.038	0.04	47	1.049	0.04	48	1.061	0.039
49	1.072	0.039	50	1.084	0.038	51	1.095	0.038	52	1.106	0.038
53	1.118	0.037	54	1.129	0.037	55	1.141	0.036	56	1.152	0.036
57	1.163	0.036	58	1.175	0.035	59	1.186	0.035	60	1.198	0.035
61	1.209	0.034	62	1.22	0.034	63	1.232	0.034	64	1.243	0.033
65	1.255	0.033	66	1.266	0.033	67	1.277	0.033	68	1.289	0.032
69	1.3	0.032	70	1.312	0.032	71	1.323	0.031	72	1.335	0.031
73	1.346	0.031	74	1.357	0.031	75	1.369	0.03	76	1.38	0.03
77	1.392	0.03	78	1.403	0.03	79	1.414	0.029	80	1.426	0.029

Ind.vertice	T	a/g	Ind.vertice	T	a/g	Ind.vertice	T	a/g	Ind.vertice	T	a/g
81	1.437	0.029	82	1.449	0.029	83	1.46	0.028	84	1.471	0.028
85	1.483	0.028	86	1.494	0.028	87	1.506	0.028	88	1.517	0.027
89	1.528	0.027	90	1.54	0.027	91	1.551	0.027	92	1.563	0.027
93	1.574	0.026	94	1.585	0.026	95	1.597	0.026	96	1.608	0.026
97	1.62	0.026	98	1.631	0.025	99	1.642	0.025	100	1.654	0.025
101	1.665	0.025	102	1.677	0.025	103	1.688	0.025	104	1.699	0.024
105	1.749	0.023	106	1.799	0.022	107	1.849	0.021	108	1.899	0.02
109	1.949	0.019	110	1.999	0.018	111	2.049	0.017	112	2.099	0.016
113	2.149	0.015	114	2.199	0.015	115	2.249	0.014	116	2.299	0.013
117	2.349	0.013	118	2.399	0.012	119	2.449	0.012	120	2.499	0.011
121	2.549	0.011	122	2.599	0.01	123	2.649	0.01	124	2.699	0.01
125	2.749	0.009	126	2.799	0.009	127	2.849	0.009	128	2.899	0.008
129	2.949	0.008	130	2.999	0.008	131	3.049	0.008	132	3.099	0.007
133	3.149	0.007	134	3.199	0.007	135	3.249	0.007	136	3.299	0.006
137	3.349	0.006	138	3.399	0.006	139	3.449	0.006	140	3.499	0.006
141	3.549	0.006	142	3.599	0.005	143	3.649	0.005	144	3.699	0.005
145	3.749	0.005	146	3.799	0.005	147	3.849	0.005	148	3.899	0.005
149	3.949	0.005	150	3.999	0.005	151	4.049	0.005	152	4.099	0.005
153	4.149	0.005	154	4.199	0.005	155	4.249	0.005	156	4.299	0.005
157	4.349	0.005	158	4.399	0.005	159	4.449	0.005	160	4.499	0.005
161	4.549	0.005	162	4.599	0.005	163	4.649	0.005	164	4.699	0.005

dove:

T: Periodo. [s]

a/g: Accelerazione normalizzata ottenuta dividendo l'accelerazione per l'accelerazione di gravità.

5.2.3 Combinazioni di carico

Come prescritto dal D.M. 17 gennaio 2018 sono state considerate le seguenti combinazioni di carico:

Combinazioni di carico statiche:

Combinazioni statiche impiegate per gli stati limite ultimi connessi alle sollecitazioni statiche

I) Combinazione fondamentale (SLU)

$$V_{G1} \cdot G_1 + V_{G2} \cdot G_2 + V_P \cdot P + V_{Q1} \cdot Q_{k1} + V_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + V_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

II) Combinazione caratteristica rara (SLE irreversibili)

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

III) Combinazione frequente (SLE reversibili)

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

IV) Combinazione quasi permanente (SLE effetti a lungo termine)

$$G1 + G2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazioni di carico sismiche:

Combinazioni sismiche impiegate per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E

I) $E_x + 0,3 \times E_y + 0,3 \times E_z + G1 + G2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$ (Sisma principale in direzione x)

II) $0,3 \times E_x + E_y + 0,3 \times E_z + G1 + G2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$ (Sisma principale in direzione y)

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G1 + G2 + \sum \psi_{2j} \times Q_{kj}$$

Per i coefficienti ψ_{2j} sono stati considerati i valori indicati dalle NTC2018 per ogni tipologia di azione agente.

I carichi dovuti alle azioni della neve e del vento non rientrano nelle combinazioni di carico sismiche ma solo in quelle statiche come previsto dalle normative vigenti ($\psi_{02} = 0$).

6. METODI DI ANALISI E MODELLO FEM

6.1 METODI DI ANALISI

Sono state eseguite analisi statiche e sismiche. La vulnerabilità sismica delle strutture è stata calcolata implementando un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta.

L'analisi dinamica modale consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale)
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati
- nella combinazione di questi effetti
- nella verifica di vulnerabilità sismica degli elementi in oggetto

Sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. A tal riguardo è stato considerato un n. di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

6.2 CRITERI DI MODELLAZIONE E MODELLO FEM

Con il software di calcolo Sismicad nella sua versione più aggiornata (V. 12.9) è stato realizzato un modello FEM delle strutture tridimensionali tali da rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza.

La struttura del fabbricato è stata modellata utilizzando elementi monodimensionali "beam" per rappresentare gli elementi travi e cordoli. I paramenti in muratura portante, così come i setti in calcestruzzo armato, sono stati modellati con elementi bidimensionali "shell". Le strutture portanti verticali sono state considerate incastrate alla base.

I carichi permanenti e accidentali uniformemente distribuiti sono stati applicati ai vari impalcati del fabbricato. Dalle indagini eseguite, i solai sono caratterizzati dalla presenza di una cappa superiore almeno pari a 4 cm e pertanto sono stati considerati rigidi nel proprio piano (comportamento a diaframma rigido).

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa è stata attribuita un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. L'eccentricità accidentale in ogni direzione è stata considerata pari a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

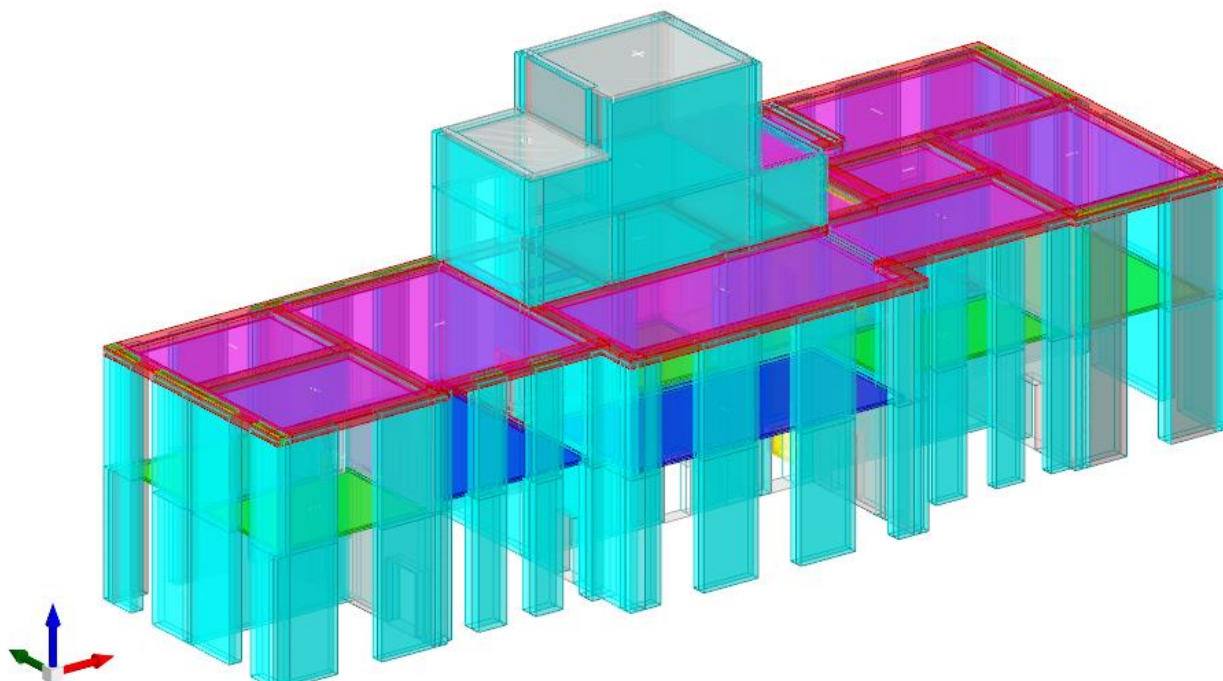
In accordo a quanto indicato nelle NTC2018 per tenere conto della fessurazione dei materiali in condizioni sismiche, la rigidità degli elementi costruttivi portanti in muratura è stata ridotta del 50%.

Per quanto riguarda l'esame dei meccanismi cinematici locali di collasso ed in particolare la verifica locale a ribaltamento dei maschi murari è stata considerata una forza di aggancio al piano pari a 4 daN/cm compatibile con la presenza di cordoli di piano.

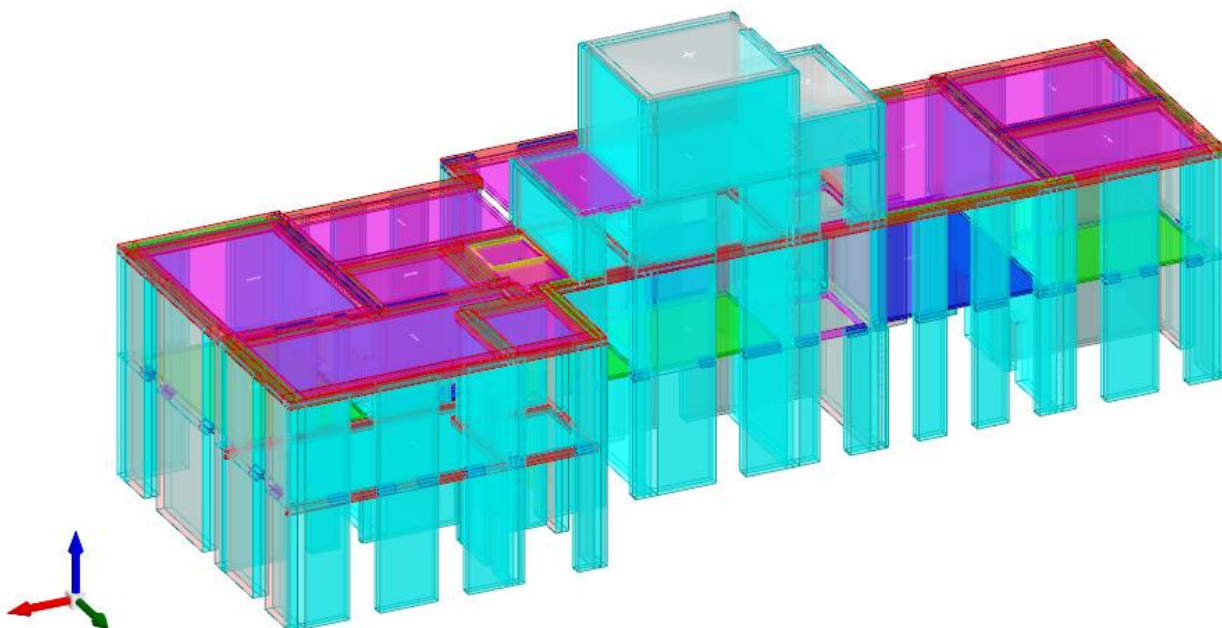
I carichi verticali derivanti dalla copertura e dagli elementi a sostegno della stessa sono stati opportunamente distribuiti sui solai a livello del sottotetto, ovvero modellati come carichi lineari agenti sulle murature sottostanti. Per quanto riguarda le spinte orizzontali, data la ridotta intensità derivante dal carico limitato sono completamente assorbite dal cordolo sommitale in copertura e dall'azione a catena del solaio sottostante.

In riferimento alle scale del fabbricato, non avendo evidenziato durante la campagna di prove alcun elemento che ne pregiudichi la stabilità e/o che possa far presagire un cattivo stato di conservazione, e tenuto conto degli interventi di consolidamento e ristrutturazione avvenuti negli anni '80 ed in particolare alla relazione finale del direttore dei lavori e al certificato di collaudo statico che evidenziano il buon esito della prova di carico condotta sulla scala, non essendoci i presupposti per prendere in considerazione la possibilità di modifiche strutturali nel tempo, durante la fase di analisi statica, non sono state eseguite ulteriori verifiche sulle scale.

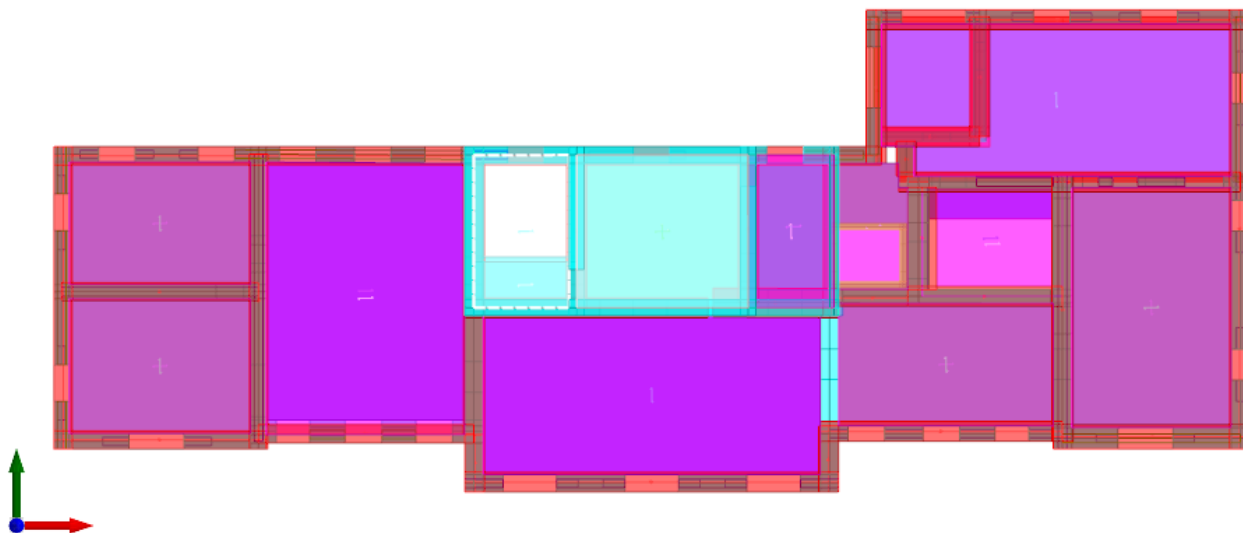
Di seguito si riportano alcune immagini ritenute significative del modello FEM globale del fabbricato. Le immagini seguenti consentono inoltre di determinare il sistema di riferimento spaziale (assi X Y Z) utilizzato nel modello.



Vista prospettica del modello FEM globale – Lato Nord-Ovest



Vista prospettica del modello FEM globale – Lato Sud-Est



Vista dall'alto del modello FEM globale

6.3 RISPOSTA MODALE

Modo n.	Periodo [sec]	Traslazione Massa X [%]		Traslazione Massa Y [%]	
		Massa X [%]	Somma X [%]	Massa Y [%]	Somma Y [%]
1	0,509	0,000%	0,000%	0,000%	0,000%
2	0,357	0,006%	0,006%	3,677%	3,677%
3	0,308	5,429%	5,436%	41,947%	45,624%
4	0,299	77,089%	82,525%	0,784%	46,408%
5	0,283	2,014%	84,539%	30,739%	77,147%
6	0,165	0,000%	84,539%	0,464%	77,611%
7	0,153	0,038%	84,578%	12,518%	90,129%
8	0,132	3,731%	88,308%	0,035%	90,164%
9	0,092	4,379%	92,688%	0,113%	90,277%
10	0,082	0,162%	92,849%	8,527%	98,804%
11	0,076	6,563%	99,412%	0,043%	98,847%
12	0,004	0,000%	99,412%	0,000%	98,847%

Dove:

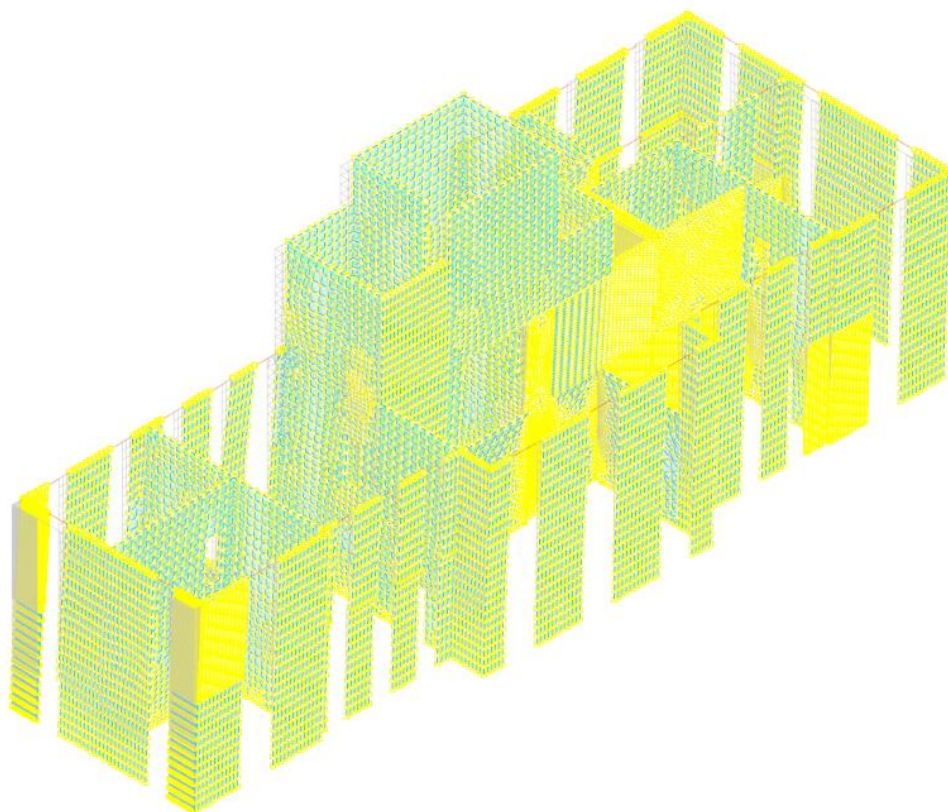
Modo: identificativo del modo di vibrare ; Periodo: periodo [s]

Traslazione Massa X: massa traslazionale partecipante in direzione globale X. Il valore è adimensionale.

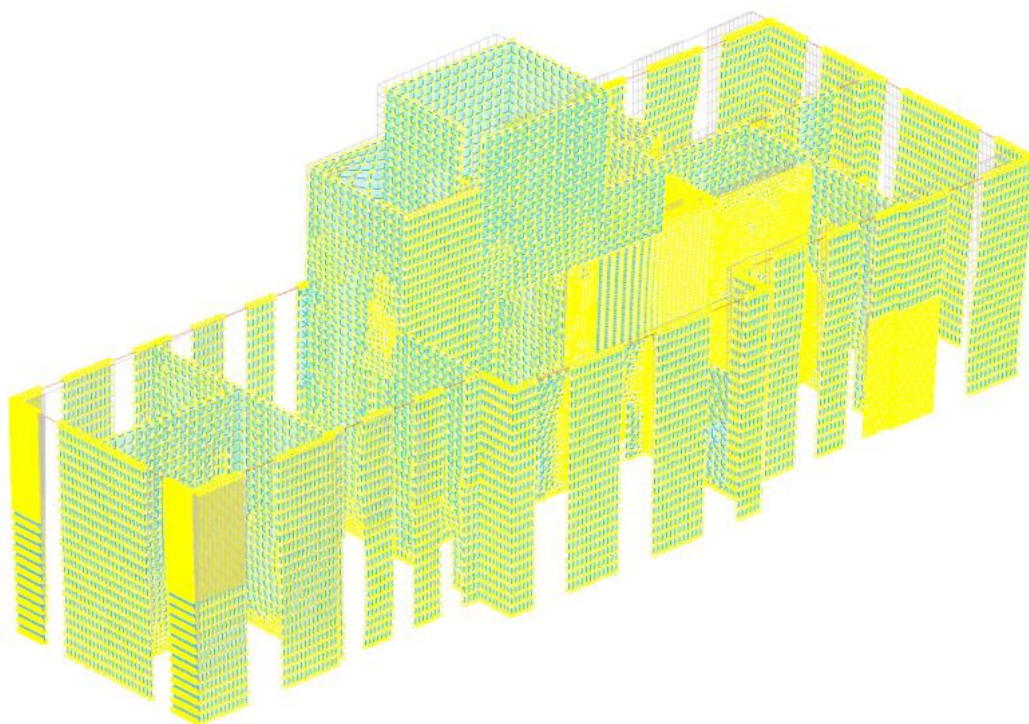
Traslazione Massa Y: massa traslazionale partecipante in direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

Le immagini seguenti mostrano due modi di vibrare significativi della struttura in esame:

Le immagini seguenti mostrano i modi principali di vibrare della struttura in esame:



Modo N.4 (T = 0.30 sec) – Direzione X



Modo N.3 (T = 0.31 sec) – Direzione Y

7. ANALISI STATICA E VERIFICHE DI VULNERABILITÀ SISMICA

Nel presente paragrafo sono riportate i risultati delle analisi statiche e le verifiche di vulnerabilità sismica eseguite per le strutture analizzate.

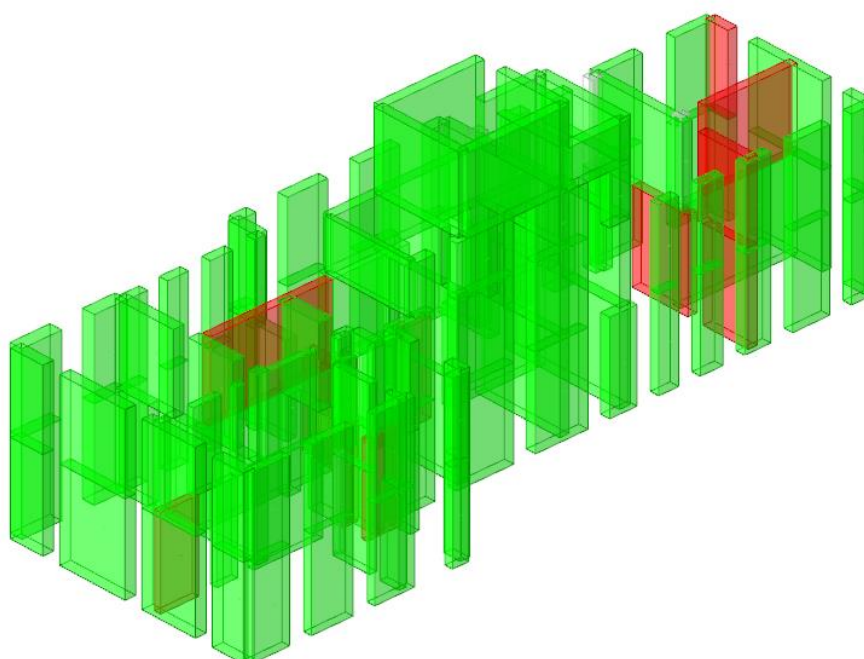
7.1 VERIFICA DELLE FONDAZIONI

In accordo a quanto riportato al capitolo 8.3 delle NTC la verifica del sistema fondazionale non è eseguita in quanto non sussistono condizioni che possano dar luogo a fenomeni di instabilità globale e poiché sono soddisfatte le seguenti condizioni:

- nella costruzione non sono presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura non si sono prodotti nel passato
- non sono possibili fenomeni di ribaltamento/scorrimento della costruzione per effetto di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto
- non sono possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.

7.2 VERIFICHE ELEMENTI IN MURATURA

Si mostra di seguito l'esito delle verifiche effettuate sugli elementi portanti in muratura. In verde si riportano gli elementi che soddisfano le verifiche mentre in rosso gli elementi non verificati.



Esito complessivo delle verifiche a pressoflessione e taglio degli elementi in muratura

Moltiplicatori minimi delle condizioni sismiche

(Il valore di ζ_E corrisponde al valore di I.R. PGA secondo quanto riportato nella Circolare 7 21-01-19 §C8.3)

Rottura a taglio

Moltiplicatore: 0.436

Maschio 58

Lunghezza: 210; altezza: 446; spessore: 37; sezione a quota: -20

Combinazione SLV 15 N = -18964 V par. = 7909 l' = 0 fvd = 0 Vt scorrimento = 0 Vt fess. diag. = 10892

Tempo di ritorno 45 anni

Indicatore $iTr = (Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0.381$

PGA 0.043

Indicatore $iPGA = PGA/PGA,SLVrif = 0.45$

Fattore di accelerazione $fa = 0.4496$

Rottura a pressoflessione nel piano della muratura

Moltiplicatore: 1.006

Maschio 25

Lunghezza: 150.2; altezza: 446; spessore: 52 sezione a quota -20

Combinazione SLV 15 N = -11223 M = -788540 $\sigma_0 = 1.44$ fd = 26.25 Mu = 788688

Tempo di ritorno 485 anni

Indicatore $iTr = (Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 1.009$

PGA 0.095

Indicatore $iPGA = PGA/PGA,SLVrif = 1.006$

Fattore di accelerazione $fa = 1.0057$

Rottura a pressoflessione nel piano ortogonale alla muratura

Moltiplicatore: 1.031

Maschio 67

Lunghezza: 130; altezza: 393; spessore: 50; sezione a quota: 661

Combinazione SLV 12 fd = 26.25 Ta = 0.1 Wa = 0.09 N = -460 M = 11387 Mc = 11475

Tempo di ritorno 501 anni

Indicatore $iTr = (Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 1.022$

PGA 0.098

Indicatore $iPGA = PGA/PGA,SLVrif = 1.031$

Fattore di accelerazione $fa = 1.0308$

Rottura per meccanismi locali di collasso

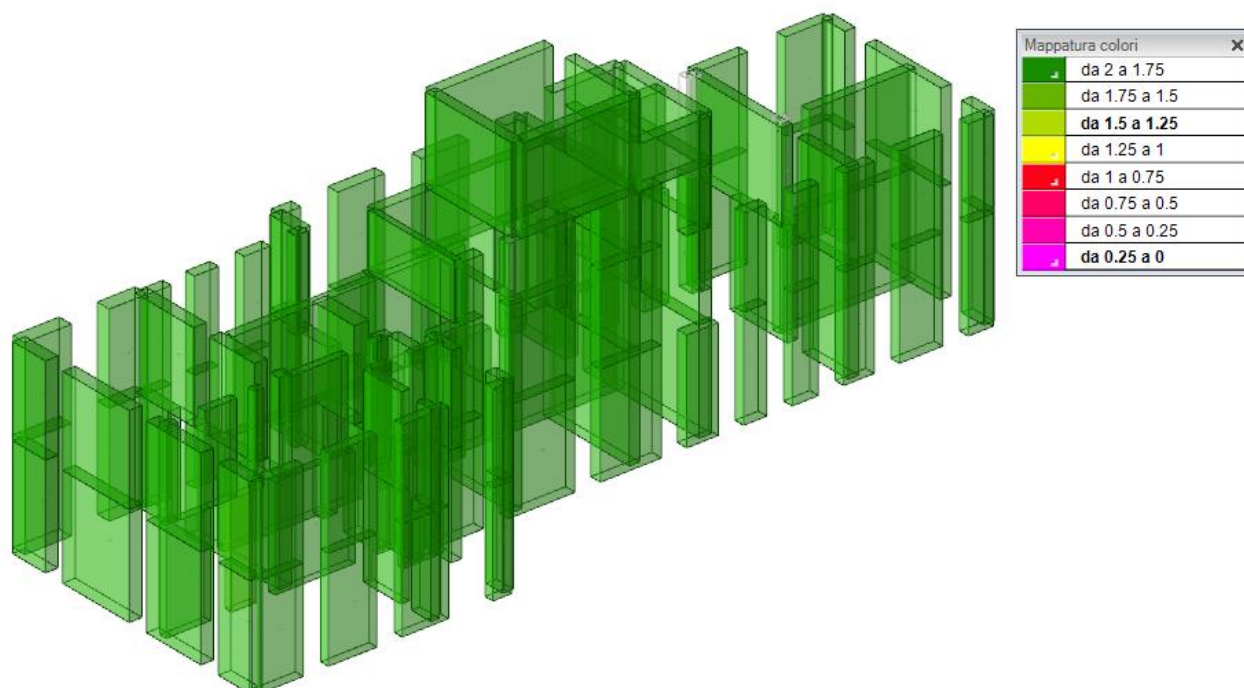
In merito ai meccanismi di collasso, in considerazione della presenza dei cordoli di interpiano e del cordolo sommitale, sono state condotte verifiche unicamente a ribaltamento per i cinematismi locali dei maschi murari, non considerando i cinematismi globali delle pareti perché chiaramente impediti.

Indicatori minimi riferiti al solo materiale muratura

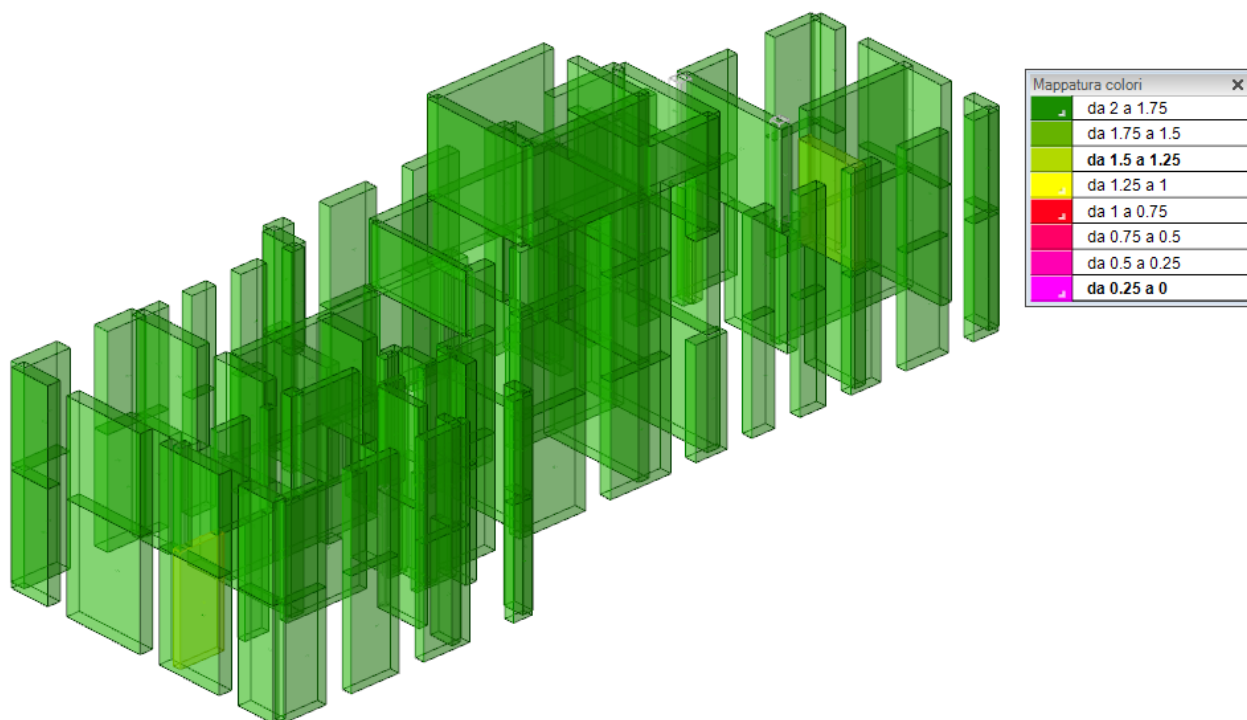
Desc.	Stato limite	Molt.	Comb.	PGA	iPGA (ZE)	TR	$(TR/TR_{rif})^{.41}$	fa
Maschio 25	PF	1.006	SLV 15	0.0951	1.0057	485	1.0086	1.0057
Maschio 58	V	0.436	SLV 15	0.0425	0.4496	45	0.3805	0.4496
Maschio 67	FFFF	1.031	SLV 12	0.0979	1.0309	501	1.022	1.0308

7.2.1 Verifiche meccanismi globali

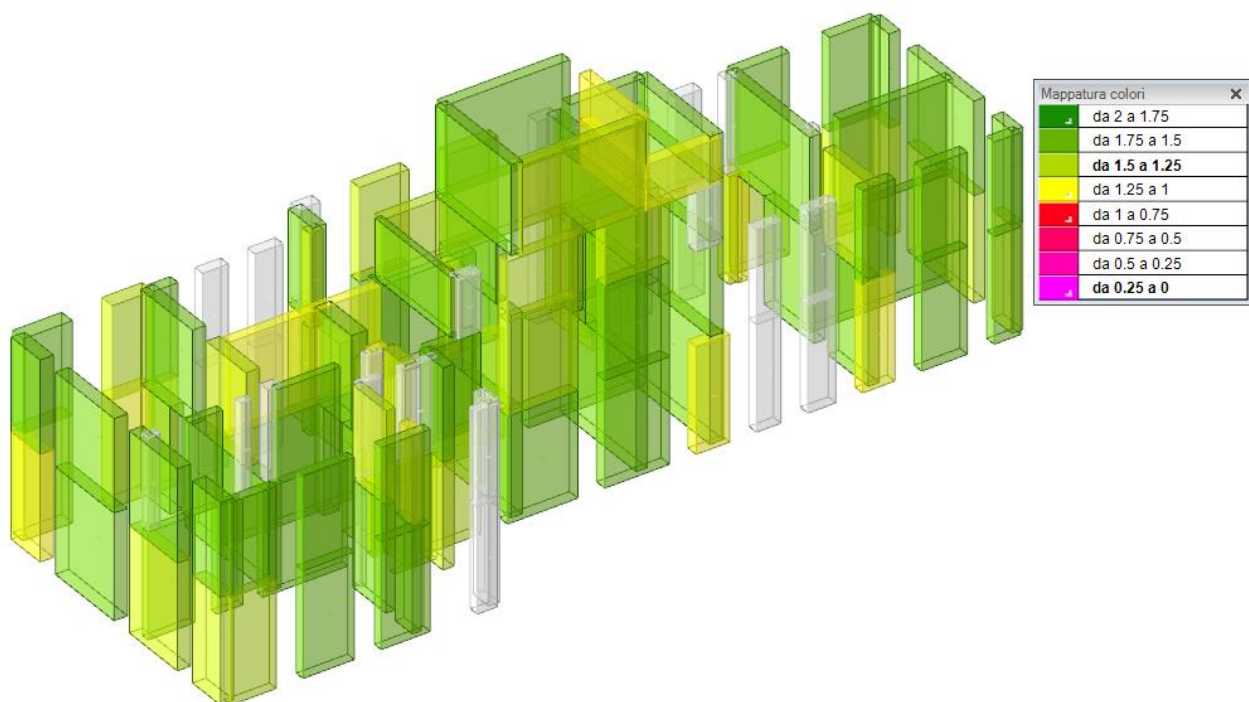
Di seguito si riportano le verifiche effettuate sugli elementi portanti in muratura. Le verifiche riguardano la pressoflessione nel piano, la verifica a taglio per fessurazione diagonale e la verifica a pressoflessione fuori piano. Le immagini di seguito riportate rappresentano l'esito delle verifiche in oggetto. Vengono dapprima illustrati i risultati dell'analisi statica a pressoflessione e taglio ed a seguire gli esiti delle verifiche sismiche.



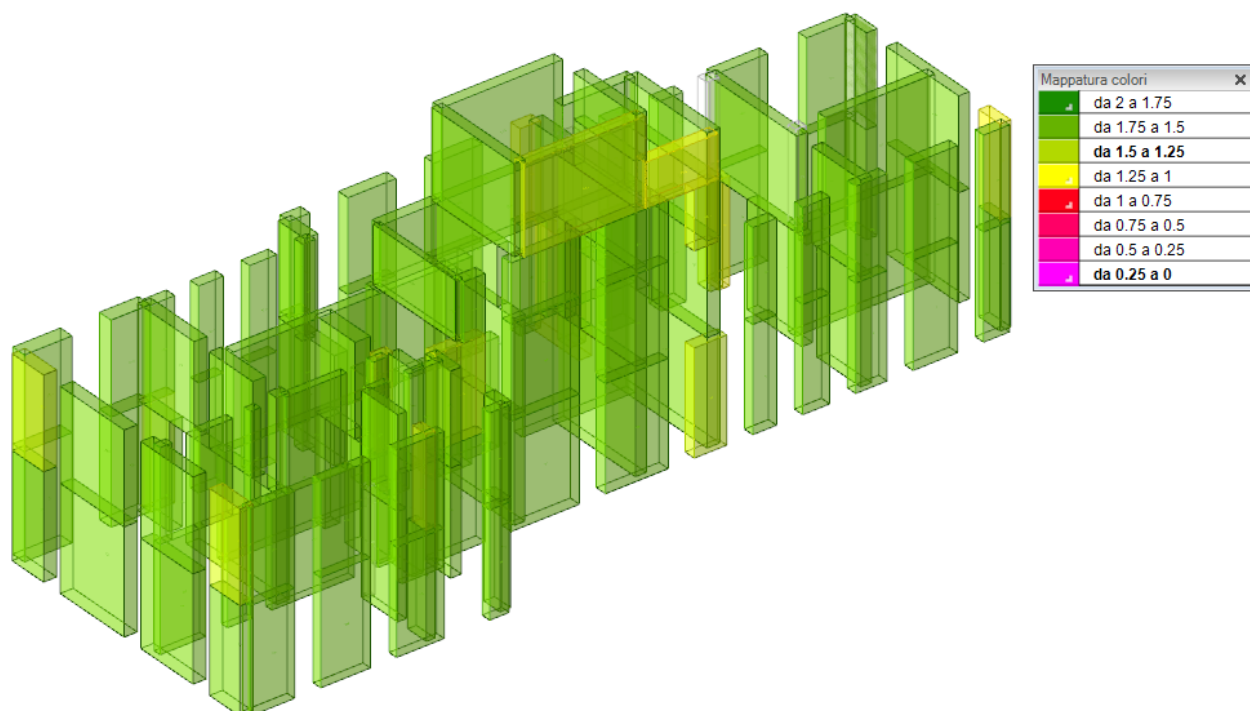
Coefficienti di verifica a flessione non sismica delle murature (coeff.>1 esito positivo)



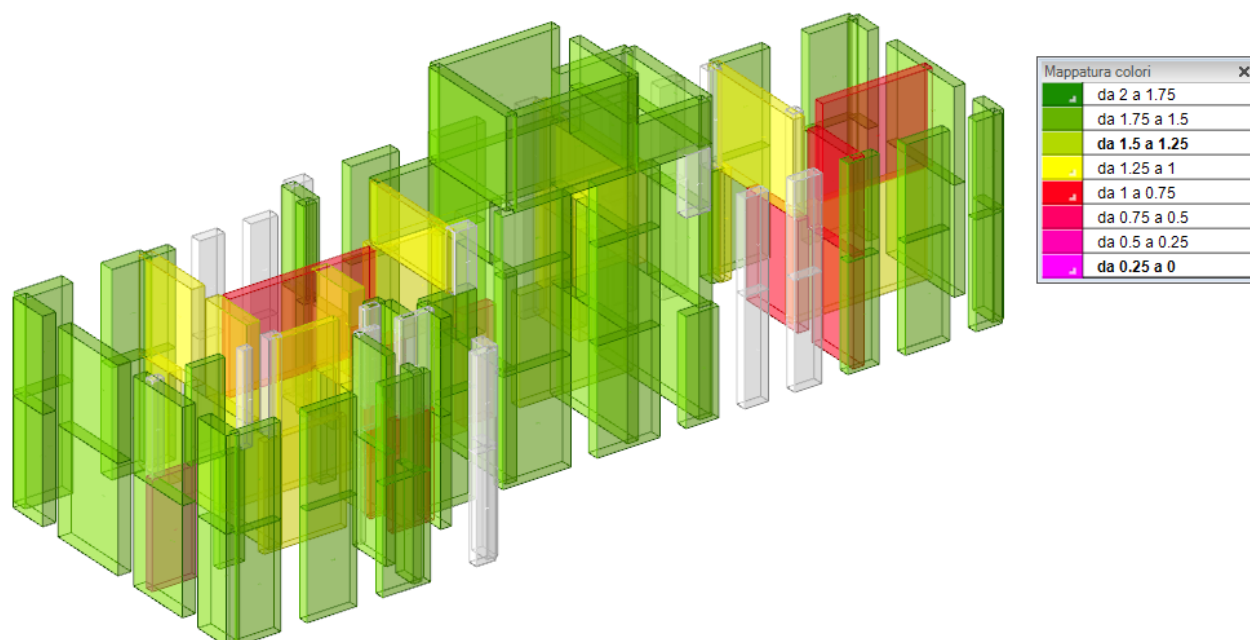
Coefficienti di verifica a taglio non sismico delle murature (coeff.>1 esito positivo)



Coefficienti di verifica a pressoflessione sismica nel piano delle murature (coeff.>1 esito positivo)



Coefficienti di verifica a pressoflessione sismica fuori piano delle murature (coeff.>1 esito positivo)



Coefficienti di verifica a taglio sismico delle murature (coeff.>1 esito positivo)

I coefficienti di verifica riportati nelle immagini precedenti indicano che le murature del fabbricato non sono in grado di resistere alla massima azione sismica prevista da norma per il sito in oggetto. In particolare, sono state riscontrate criticità a taglio che interessano peraltro solo un numero limitato di pareti in muratura; nessuna carenza invece in merito all'azione sismica a pressoflessione.

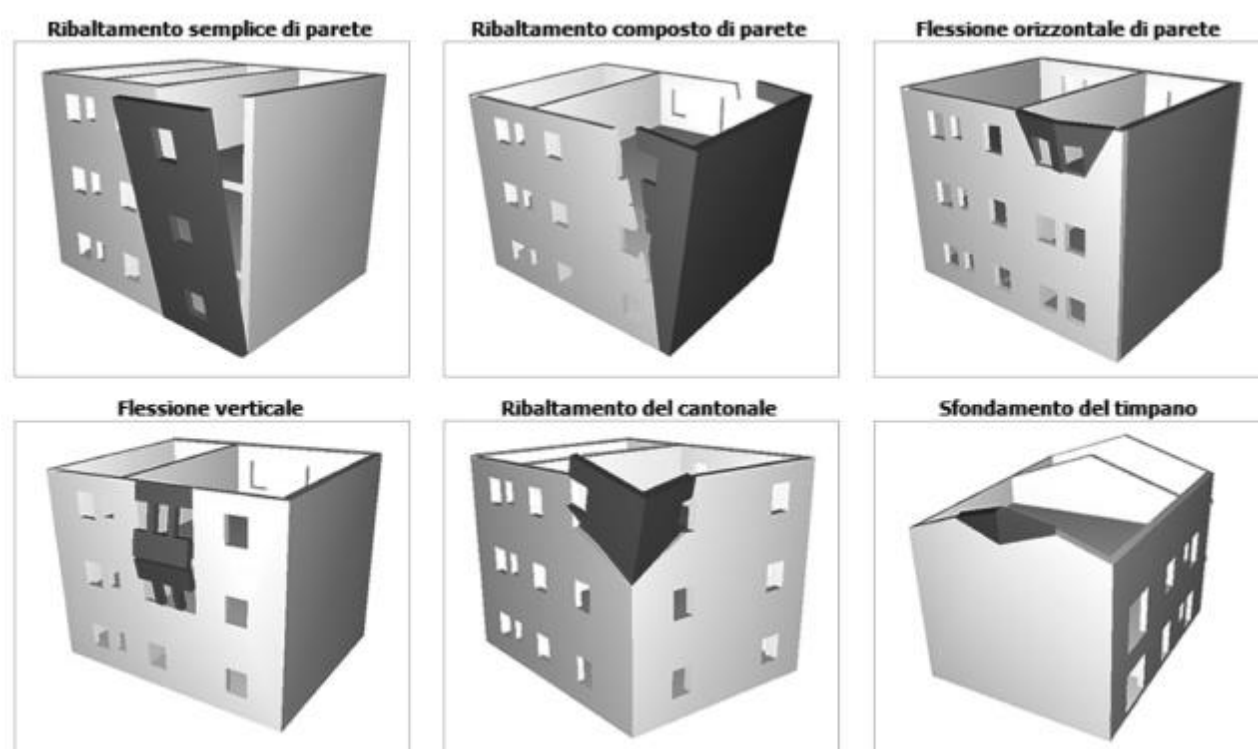
Analogamente nessuna criticità è stata riscontrata per le azioni statiche.

La struttura, in riferimento alle murature in laterizio, è in grado di sopportare solamente il 45% dell'azioni di progetto.

7.2.2 Verifiche meccanismi locali

Come già detto, i meccanismi di collasso illustrati nello schema sottostante, sono chiaramente contrastati dalla presenza di ammorsamenti delle pareti murarie ai cordoli di piano ed al cordolo sommitale che interrompono la continuità del maschio murario. Inoltre, deve anche essere considerato che la copertura è di tipo leggero e parzialmente spingente, con conseguente modesta azione destabilizzante.

Di seguito si riporta uno schema esemplificativo dei tipici cinematismi che possono manifestarsi in una struttura in muratura.

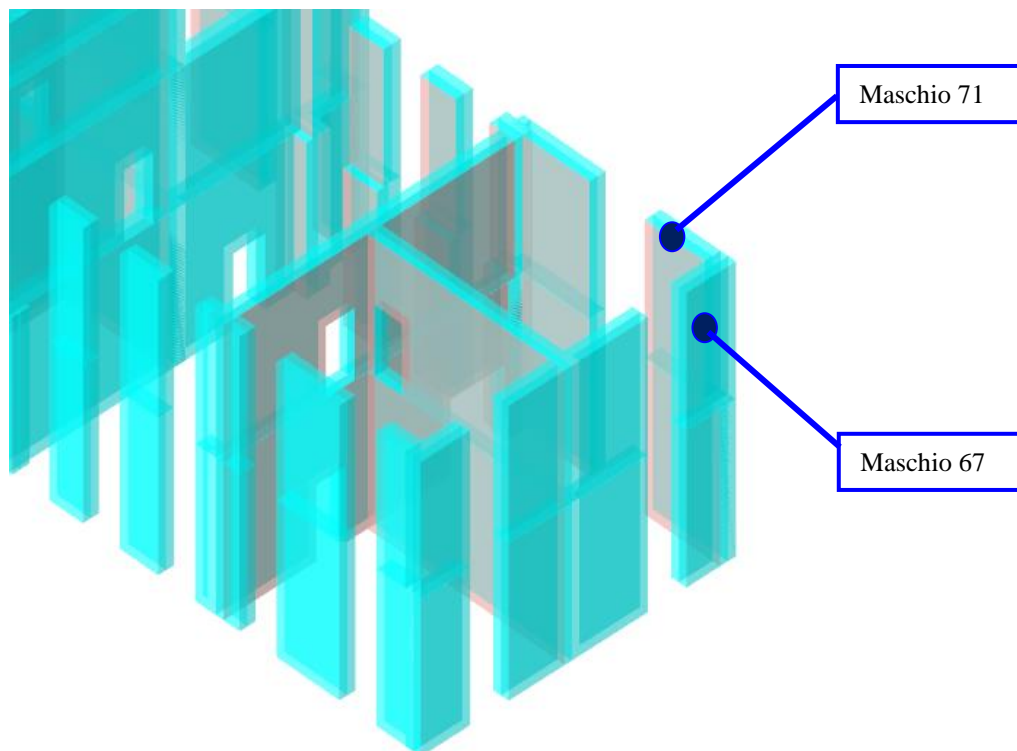


Schemi esemplificativi dei meccanismi dei cinematismi tipici che possono manifestarsi in una struttura in muratura

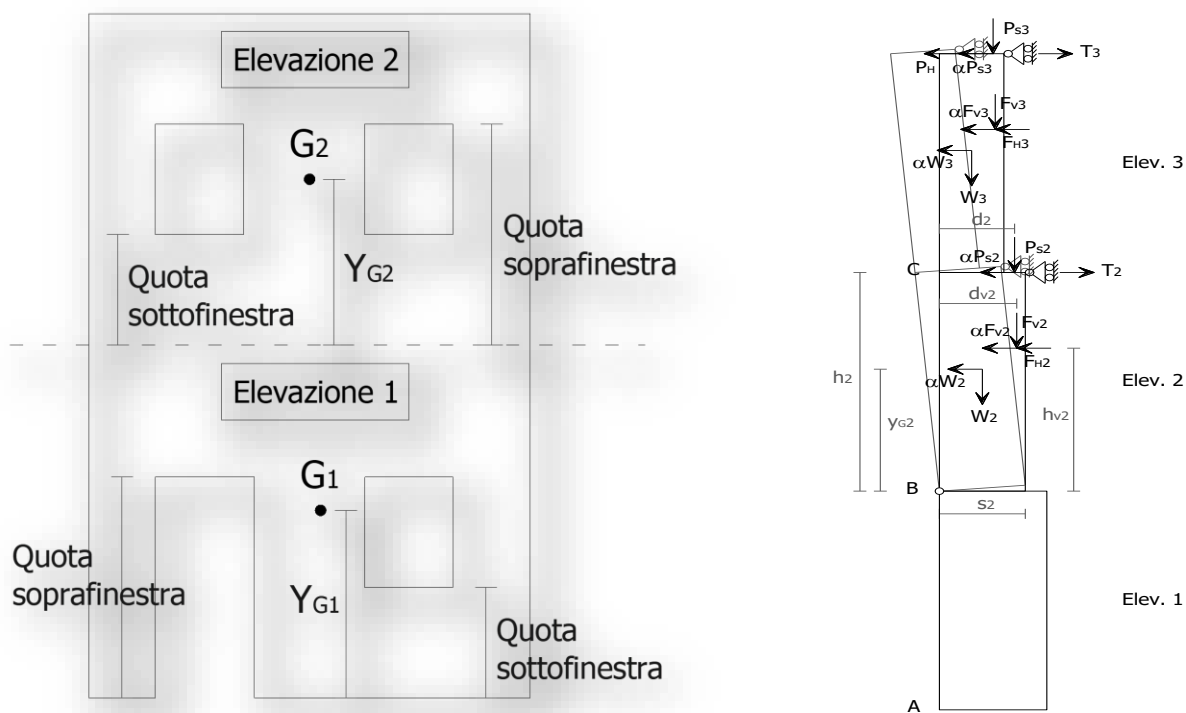
A titolo esemplificativo, sono pertanto state condotte unicamente le verifiche dei cinematismi locali a ribaltamento del maschio murario attorno alla sua base.

La verifica dei meccanismi locali di collasso viene svolta mediante l'analisi limite dell'equilibrio secondo l'approccio cinematico che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso (ribaltamento semplice di parete) e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale meccanismo. La muratura viene considerata caratterizzata da una resistenza a trazione nulla, una resistenza a compressione infinita e dall'assenza di scorrimento tra i blocchi. Nell'analisi è stata considerata la presenza di un'opportuna forza di aggancio ai piani.

Si riportano a titolo esemplificativo due verifiche di due maschi murari cantonali tra loro adiacenti posti a sostegno del solaio di copertura.



maschi in muratura significativi per verifiche a ribaltamento



a sx. rappresentazione schematica della parete ribaltante – a dx. schema di calcolo

Maschio 67							
DATI INIZIALI	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)					Peso specifico della muratura g_i [kN/m ³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
	Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie				
	Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]		
	4,25		1,55			18,0	0,00
	Spessore della parete al piano i-esimo s_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{v_i} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{v_i} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo y_{G_i} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) y_{G_i} [m]
	0,50	4,25	0,25			2,13	
	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{S_i} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{v_i} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{H_i} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]
	59,3		16,0	3,2			5.5
DATI DI CALCOLO	MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI						
	Peso proprio delle pareti [kNm]		Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]		Azione dei tiranti [kNm]	
	14,8		4,0	0,0		23,4	
	MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI						
	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]		Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]	
	126,0	68,0	0,0		0,0	13,6	

MOLTIPLI-CATORE a_0	Valore di a_0
	0,147

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE ULTIMO OPCM 3274/03 e ss. mm. ii.						
PARAMETRI DI CALCOLO	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]	Altezza baricentro delle forze peso Z [m]	Fattore di Suolo S	Fattore di Struttura q
	6,890	0,898	1,611	2,58	1,00	1,50

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008 (bozza del 07-03-2008)					
PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q			1,50	
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T			1,00	
	Categoria suolo di fondazione			D	
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]			0,095	
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0			2,630	
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]			0,280	
	Fattore di smorzamento h			0,050	
	Altezza della struttura H [m]			4,25	
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s			1,800	
	Coefficiente C_c			2,362	
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S			1,800	
	Coefficiente di partecipazione modale g			1,000	
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]			0,148	
	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$y(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8D.9)	$S_e(T_1)$ (C8D.10)
	1			0,1374	

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8D.9; C8D.10)
	1	0,137

Pertanto, essendo la resistenza al ribaltamento $a_{g(SLV)}$ [0.137] superiore all'accelerazione al suolo di riferimento $a_g(P_{VR})$, [0.095] le verifiche sono da considerarsi soddisfatte.

Maschio 71							
DATI INIZIALI	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)					Peso specifico della muratura g_i [kN/m³]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
	Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie				
	Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]		
	4,25		2,55			18,0	0,00
	Spessore della parete al piano i-esimo s_i [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h_i [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_i [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d_{vi} [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo h_{vi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo y_{Gi} [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) y_{Gi} [m]
	0,50	4,25	0,25			2,13	
	Peso proprio della parete al piano i-esimo W_i [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) W_i [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo P_{Si} [kN]	Spinta statica della copertura P_H [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Vi} [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo F_{Hi} [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo T_i [kN]
	97,5		44,0	6,7			9.8
DATI DI CALCOLO	MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI						
	Peso proprio delle pareti [kNm]		Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]		Azione dei tiranti [kNm]	
	24,4		11,0	0,0		41,7	
	MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI						
	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]		Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]	
	207.3	187.0	0.0		0.0	28.5	

MOLTIPLI-CATORE a_0	Valore di a_0
	0,123

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE ULTIMO OPCM 3274/03 e ss. mm. ii.						
PARAMETRI DI CALCOLO	Massa partecipante M^*	Frazione massa partecipante e^*	Accelerazione spettrale a_0^* [m/sec ²]	Altezza baricentro delle forze peso Z [m]	Fattore di Suolo S	Fattore di Struttura q
	12,829	0,889	1,359	2,79	1,00	1,50

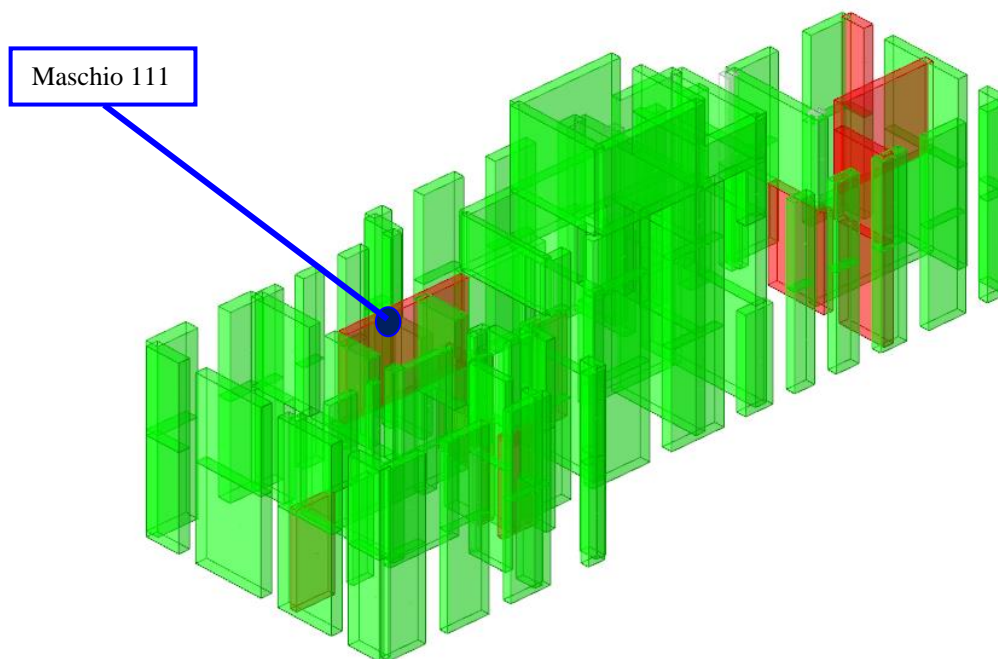
CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008 (bozza del 07-03-2008)					
PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q			1,50	
	Coefficiente di amplificazione topografica S_T			1,00	
	Categoria suolo di fondazione			D	
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]			0,095	
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F_0			2,630	
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T_C^* [sec]			0,280	
	Fattore di smorzamento h			0,050	
	Altezza della struttura H [m]			4,25	
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s			1,800	
	Coefficiente C_c			2,362	
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S			1,800	
	Coefficiente di partecipazione modale g			1,000	
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T_1 [sec]			0,148	
	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$y(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8D.9)	$S_e(T_1)$ (C8D.10)
	1			0,115	

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8D.9; C8D.10)
	1	0,115

Pertanto, essendo la resistenza al ribaltamento $a_{g(SLV)}$ [0.115] superiore all'accelerazione al suolo di riferimento $a_g(P_{VR})$ [0.095], le verifiche sono da considerarsi soddisfatte.

7.2.3 Esempio di verifica maschio murario

A titolo di esempio si riporta di seguito la verifica di un maschio in muratura da ritenersi rappresentativa per l'edificio:



Maschio in muratura rappresentativo

Verifica a pressoflessione per azioni non sismiche 4.5.6.2 D.M. 17-01-18 (N.T.C.) $\gamma_M = 3$

Comb.	Quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver	Φ_t	Φ_l	Nu	Verifica
SLU 65	453	-63432		1	0	3.5	1.97	0	5.47	0.56	1	299766	Si
SLU 65	661	-46396		1	0	3.5	1.97	0	2.73	0.7	1	375346	Si
SLU 65	869	-32672		1	0	3.5	1.97	0	5.47	0.56	1	299766	Si
SLU 68	453	-63432		1	0	3.5	1.97	0	5.47	0.56	1	299766	Si
SLU 68	661	-46396		1	0	3.5	1.97	0	2.73	0.7	1	375346	Si
SLU 68	869	-32672		1	0	3.5	1.97	0	5.47	0.56	1	299766	Si
SLU 67	453	-63276		1	0	3.47	1.97	0	5.44	0.56	1	300412	Si
SLU 67	661	-46239		1	0	3.47	1.97	0	2.72	0.7	1	375855	Si
SLU 67	869	-32497		1	0	3.47	1.97	0	5.44	0.56	1	300412	Si
SLU 70	453	-63276		1	0	3.47	1.97	0	5.44	0.56	1	300412	Si
SLU 70	661	-46239		1	0	3.47	1.97	0	2.72	0.7	1	375855	Si
SLU 70	869	-32497		1	0	3.47	1.97	0	5.44	0.56	1	300412	Si
SLU 76	453	-64599		1	0	3.13	1.97	0	5.1	0.58	1	308224	Si
SLU 76	661	-47480		1	0	3.13	1.97	0	2.55	0.72	1	382020	Si
SLU 76	869	-33613		1	0	3.13	1.97	0	5.1	0.58	1	308224	Si
SLU 73	453	-64599		1	0	3.13	1.97	0	5.1	0.58	1	308224	Si
SLU 73	661	-47480		1	0	3.13	1.97	0	2.55	0.72	1	382020	Si
SLU 73	869	-33613		1	0	3.13	1.97	0	5.1	0.58	1	308224	Si
SLU 78	453	-64443		1	0	3.1	1.97	0	5.07	0.58	1	308896	Si
SLU 78	661	-47323		1	0	3.1	1.97	0	2.53	0.72	1	382550	Si
SLU 78	869	-33439		1	0	3.1	1.97	0	5.07	0.58	1	308896	Si
SLU 75	453	-64443		1	0	3.1	1.97	0	5.07	0.58	1	308896	Si
SLU 75	661	-47323		1	0	3.1	1.97	0	2.53	0.72	1	382550	Si

Comb.	Quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver	Φ_t	Φ_l	Nu	Verifica
SLU 75	869	-33439		1	0	3.1	1.97	0	5.07	0.58	1	308896	Si
SLU 72	453	-62495		1	0	3.33	1.97	0	5.29	0.57	1	303749	Si
SLU 72	661	-45453		1	0	3.33	1.97	0	2.65	0.71	1	378489	Si
SLU 72	869	-31625		1	0	3.33	1.97	0	5.29	0.57	1	303749	Si
SLU 66	453	-62339		1	0	3.3	1.97	0	5.26	0.57	1	304438	Si
SLU 66	661	-45296		1	0	3.3	1.97	0	2.63	0.71	1	379033	Si
SLU 66	869	-31451		1	0	3.3	1.97	0	5.26	0.57	1	304438	Si

Verifica a pressoflessione nel piano secondo D.M. 17-01-18 NTC §7.8.2.2.1 in combinazioni sismiche, $\gamma_M = 2$

Comb.	Quota	N	M	σ_0	Mu	c.s.	Verifica
SLV 8	453	-27094	927522	0.89	8809148	9.498	Si
SLV 8	869	-21826	-5909726	0.72	7153525	1.21	Si
SLD 7	453	-36620	292567	1.2	11732614	40.102	Si
SLD 7	869	-21674	-4676043	0.71	7105305	1.52	Si
SLV 7	453	-25719	693849	0.84	8379481	12.077	Si
SLV 7	869	-21834	-6021477	0.72	7156021	1.188	Si
SLV 1	453	-33123	5662028	1.09	10669649	1.884	Si
SLV 1	869	-26055	-6684679	0.85	8484572	1.269	Si
SLD 3	453	-36059	2338547	1.18	11562914	4.944	Si
SLD 3	869	-23333	-5351858	0.77	7629780	1.426	Si
SLV 4	453	-25359	5324618	0.83	8266867	1.553	Si
SLV 4	869	-25469	-7430700	0.84	8301454	1.117	Si
SLD 8	453	-37248	399138	1.22	11921994	29.869	Si
SLD 8	869	-21670	-4625077	0.71	7104166	1.536	Si
SLD 4	453	-36462	2405850	1.2	11684578	4.857	Si
SLD 4	869	-23334	-5318398	0.77	7630092	1.435	Si
SLV 2	453	-34004	5809598	1.12	10938783	1.883	Si
SLV 2	869	-26057	-6611313	0.85	8485251	1.283	Si
SLV 3	453	-24477	5177048	0.8	7990140	1.543	Si
SLV 3	869	-25467	-7504065	0.84	8300774	1.106	Si

Verifica a taglio nel piano secondo Circolare 7 21-01-19 §C8.7.1.3.1.1 con rottura per fessurazione diagonale regolare in combinazioni non sismiche, $\gamma_M = 3$

Comb.	Quota	N	V par	M	σ_0	σ_N	I'	fvd	Vt scorr.	Vt fess.diag.	Vt,lim	c.s.	Verifica
SLU 84	453	-64163	8367	-143236	2.11					48551	33223	3.97	Si
SLU 84	869	-32971	10792	-5121602	1.08					36074	28360	2.63	Si
SLU 80	453	-63663	8236	-139045	2.09					48351	33151	4.02	Si
SLU 80	869	-32567	10638	-4999972	1.07					35913	28291	2.66	Si
SLU 83	453	-63226	8291	-133424	2.07					48176	33087	3.99	Si
SLU 83	869	-31924	10665	-5055200	1.05					35656	28182	2.64	Si
SLU 76	453	-64599	8312	-148857	2.12					48725	33286	4	Si
SLU 76	869	-33613	10765	-5066374	1.1					36332	28468	2.64	Si
SLU 75	453	-64443	8300	-147222	2.11					48663	33264	4.01	Si
SLU 75	869	-33439	10743	-5055307	1.1					36262	28439	2.65	Si
SLU 73	453	-64599	8312	-148857	2.12					48725	33286	4	Si
SLU 73	869	-33613	10765	-5066374	1.1					36332	28468	2.64	Si
SLU 81	453	-63226	8291	-133424	2.07					48176	33087	3.99	Si
SLU 81	869	-31924	10665	-5055200	1.05					35656	28182	2.64	Si
SLU 78	453	-64443	8300	-147222	2.11					48663	33264	4.01	Si

Comb.	Quota	N	V par	M	σ_0	σ_N	I'	fvd	Vt scorr.	Vt fess.diag.	Vt,lim	c.s.	Verifica
SLU 78	869	-33439	10743	-5055307	1.1					36262	28439	2.65	Si
SLU 77	453	-63506	8224	-137410	2.08					48288	33128	4.03	Si
SLU 77	869	-32393	10617	-4988905	1.06					35843	28262	2.66	Si
SLU 82	453	-64163	8367	-143236	2.11					48551	33223	3.97	Si
SLU 82	869	-32971	10792	-5121602	1.08					36074	28360	2.63	Si

Verifica a taglio nel piano secondo Circolare 7 21-01-19 §C8.7.1.3.1.1 con rottura per fessurazione diagonale regolare in combinazioni sismiche, $\gamma M = 2$

Comb.	Quota	N	V par	M	σ_0	σ_N	I'	fvd	Vt scorr.	Vt fess.diag.	Vt,lim	c.s.	Verifica
SLV 4	453	-25359	47317	5324618	0.83					44473	38243	0.81	No, Vu<V
SLV 4	869	-25469	48609	-7430700	0.84					44518	38264	0.79	No, Vu<V
SLD 3	453	-36059	24586	2338547	1.18					48753	40208	1.64	Si
SLD 3	869	-23333	26108	-5351858	0.77					43663	37860	1.45	Si
SLV 1	453	-33123	44358	5662028	1.09					47579	39678	0.89	No, Vu<V
SLV 1	869	-26055	46323	-6684679	0.85					44752	38374	0.83	No, Vu<V
SLV 2	453	-34004	44737	5809598	1.12					47931	39838	0.89	No, Vu<V
SLV 2	869	-26057	46703	-6611313	0.85					44752	38375	0.82	No, Vu<V
SLV 13	453	-66193	-35628	-5407507	2.17					60806	45284	1.27	Si
SLV 13	869	-17617	-33496	337414	0.58					41377	36757	1.1	Si
SLV 3	453	-24477	46938	5177048	0.8					44121	38077	0.81	No, Vu<V
SLV 3	869	-25467	48228	-7504065	0.84					44517	38264	0.79	No, Vu<V
SLD 4	453	-36462	24759	2405850	1.2					48914	40280	1.63	Si
SLD 4	869	-23334	26281	-5318398	0.77					43663	37860	1.44	Si
SLV 16	453	-58429	-32669	-5744917	1.92					57701	44032	1.35	Si
SLV 16	869	-17032	-31209	-408607	0.56					41143	36642	1.17	Si
SLV 14	453	-67075	-35249	-5259937	2.2					61159	45424	1.29	Si
SLV 14	869	-17619	-33115	410780	0.58					41377	36757	1.11	Si
SLV 15	453	-57547	-33048	-5892487	1.89					57348	43888	1.33	Si
SLV 15	869	-17029	-31590	-481973	0.56					41142	36641	1.16	Si

Verifica a pressoflessione fuori piano D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

quota 661 Wa 0.08 denominatore 8 $\gamma M = 2$

Comb.	fd	Sa	σ_0	N	M	Mc	Coeff.s.	Verifica
SLV 7	26	0.16	0.81	-24754	54981	536693	9.76	Si
SLV 8	26	0.16	0.82	-25084	54981	543569	9.89	Si
SLV 3	26	0.16	0.83	-25175	54981	545468	9.92	Si
SLV 4	26	0.16	0.83	-25394	54981	550031	10	Si
SLV 11	26	0.16	0.92	-28022	54981	604520	11	Si
SLV 12	26	0.16	0.93	-28352	54981	611325	11.12	Si
SLV 1	26	0.16	0.94	-28757	54981	619661	11.27	Si
SLV 2	26	0.16	0.95	-28976	54981	624172	11.35	Si
SLV 15	26	0.16	1.18	-36069	54981	768506	13.98	Si
SLV 16	26	0.16	1.19	-36288	54981	772911	14.06	Si

Tabella dei coefficienti di sicurezza minimi

Stato limite	Coeff.s.	Comb.	Verifica
PF_SLU	4.726	SLU 65	Si
V_SLU	2.628	SLU 82	Si
PF_SLV	1.106	SLV 3	Si
V_SLV	0.787	SLV 4	No
PFFP_SLV	9.761	SLV 7	Si

Significato dei simboli utilizzati:

Le unità di misura elencate sono in [cm, daN, deg] ove non espressamente specificato.

X ini.: coordinate del punto iniziale del maschio. [cm]

Y ini.: coordinate del punto iniziale del maschio. [cm]

X fin.: coordinate del punto finale del maschio. [cm]

Y fin.: coordinate del punto finale del maschio. [cm]

Quota i.: livello o falda inferiore.

Quota.s.: livello o falda superiore.

l: lunghezza del maschio. [cm]

Sp.: spessore. [cm]

h netta: altezza netta (a filo solai). [cm]

h ini.: altezza nel modello al punto iniziale. [cm]

h fin.: altezza nel modello al punto finale. [cm]

a: distanza tra irrigidimenti laterali. [cm]

a.s.,sx: lunghezza di appoggio del solaio di sinistra. [cm]

a.s.,dx: lunghezza di appoggio del solaio di destra. [cm]

fb: resistenza normalizzata a compressione verticale dei blocchi. [daN/cm²]

fk: resistenza caratteristica a compressione della muratura utilizzata. [daN/cm²]

fk0: resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali. [daN/cm²]

fmedio: resistenza media a compressione della muratura utilizzata. [daN/cm²]

τ0: resistenza media a taglio in assenza di azioni normali [C8.7.1.16]. [daN/cm²]

fv0: resistenza media a taglio in assenza di azioni normali [C8.7.1.17]. [daN/cm²]

μ: coefficiente di attrito [C8.7.1.17].

φ: coefficiente di ammassamento o ingranamento secondo Circolare 7 21-01-19 §C8.7.1.3.1.1.

fv,lim: valore massimo della resistenza a taglio che può essere impiegata nel calcolo. [daN/cm²]

E: modulo di elasticità longitudinale della muratura utilizzato. [daN/cm²]

G: modulo di elasticità tangenziale della muratura utilizzato. [daN/cm²]

FC: fattore di confidenza della muratura.

Comb.: combinazione.

Quota: quota della sezione di verifica. [cm]

N: sforzo normale alla quota. [daN]

M: momento flettente nel piano. [daN*cm]

p: fattore laterale di vincolo (4.5.6).

es1: eccentricità dovuta alla posizione eccentrica dei maschi sovrastanti la sezione di verifica. [cm]

es2: eccentricità dovuta alla risultante eccentrica delle reazioni di appoggio dei solai sovrastanti. [cm]

ea: eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione. [cm]

ev: eccentricità dovuta ad azioni ortogonali (vento, sisma). [cm]

e ver: eccentricità di verifica nel piano normale al piano medio del maschio. [cm]

Φt: coefficiente di riduzione della resistenza per eccentricità nel piano normale al mediano.

Φl: coefficiente di riduzione della resistenza per eccentricità nel piano mediano.

Nu: sforzo normale ultimo. [daN]

Verifica: stato di verifica.

N: sforzo normale. [daN]

σ0: tensione media di compressione. [daN/cm²]

Mu: momento flettente ultimo. [daN*cm]

c.s.: coefficiente di sicurezza.

V_{par}: taglio nel piano. [daN]

σ_N: tensione media di compressione sulla parte reagente. [daN/cm²]

l': lunghezza della parte compressa della parete. [cm]

f_{vd}: resistenza a taglio di calcolo. [daN/cm²]

V_{t scorr.}: taglio ultimo per verifica a scorrimento. [daN]

V_{t fess.diag.}: taglio ultimo per verifica a fessurazione diagonale regolare [C8.7.1.17]. [daN]

V_{t,lim}: taglio limite [C8.7.1.18]. [daN]

c.s.: coefficiente di sicurezza a taglio.

f_d: resistenza a compressione di calcolo. [daN/cm²]

S_a: accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a g, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma.

M: momento flettente fuori piano. [daN*cm]

M_c: momento di collasso per azioni perpendicolari al piano. [daN*cm]

Coeff.s.: coefficiente di sicurezza.

N_{top}: sforzo normale in sommità. [daN]

N_{base}: sforzo normale al piede. [daN]

V_{orto}: taglio fuori piano. [daN]

α₀: moltiplicatore secondo [C8.7.1.1].

*M**: massa partecipante al cinematismo. [daN/(cm/s²)]

*e**: frazione di massa partecipante della muratura [C8.7.1.5].

α_{0}*: accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo [C8.7.1.8]. [cm/s²]

a_{Lim}: accelerazione limite [C7.2.11]. [cm/s²]

Stato limite: pF_SLV=Presso flessione per azioni non sismiche; V_SLV=Taglio per azioni non sismiche; PF_SLV=Presso flessione per azioni sismiche; V_SLV=Taglio per azioni sismiche; PFFP_SLV=Presso flessione fuori piano per azioni sismiche; R_SLV=Ribaltamento per azioni sismiche.

7.3 VERIFICHE ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO

L'unico elemento in calcestruzzo armato presente è il vano ascensore.

Moltiplicatori minimi delle condizioni sismiche per il calcestruzzo armato

(Il valore di ζ_E corrisponde al valore di I.R. PGA secondo quanto riportato nella Circolare 7 21-01-19 §C8.3)

Rottura a taglio

Moltiplicatore: 0.432

Parete Fondazione - Piano 2

Combinazione SLV 7

Nucleo N1

Sezione a quota 460

Tempo di ritorno 44 anni

Indicatore $i_{Tr} = (Tr/Tr_{SLVrif})^{.41} = 0.377$

PGA 0.042

Indicatore $i_{PGA} = PGA/PGA_{SLVrif} = 0.445$

Fattore di accelerazione $f_a = 0.4447$

Rottura a flessione

Moltiplicatore: 0.869

Parete Fondazione - Piano 2

Combinazione SLV 3

Nucleo N1

Sezione a quota 0

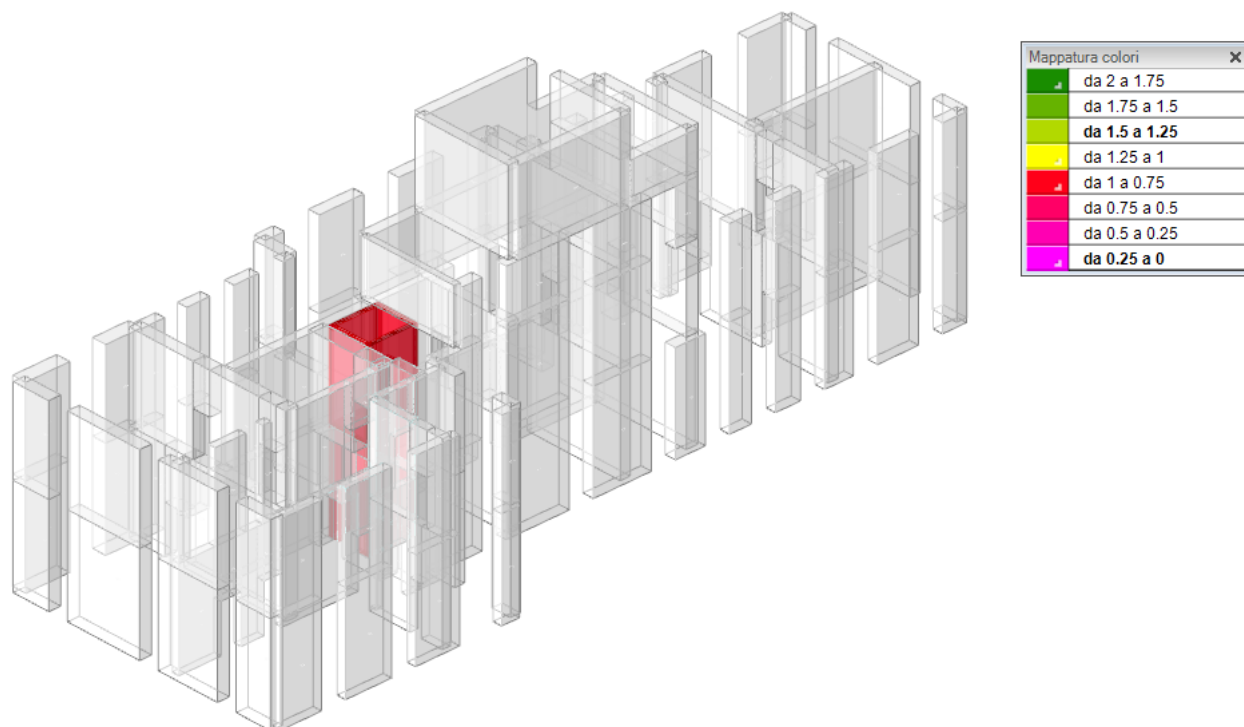
Tempo di ritorno 308 anni

Indicatore $i_{Tr} = (Tr/Tr_{SLVrif})^{.41} = 0.837$

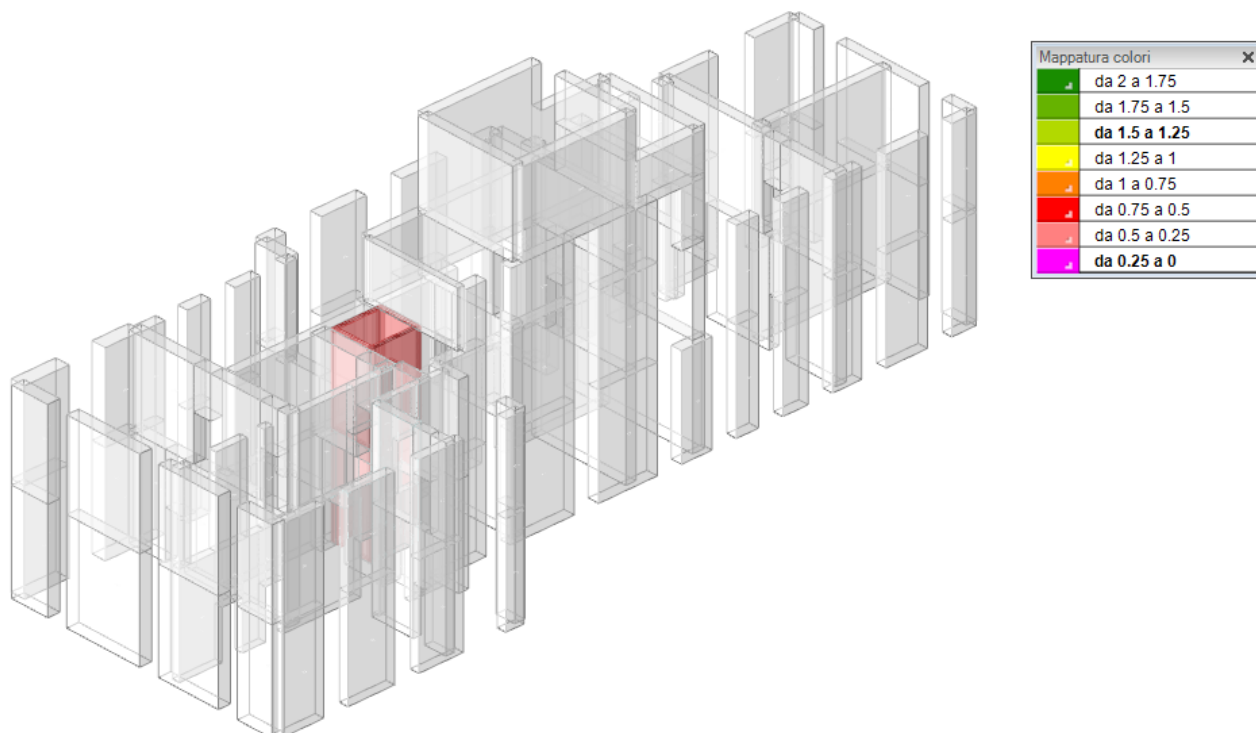
PGA 0.083

Indicatore $i_{PGA} = PGA/PGA_{SLVrif} = 0.875$

Fattore di accelerazione $f_a = 0.8745$



Coefficienti di verifica a flessione riferita al materiale c.a. (coeff.>1 esito positivo)



Coefficienti di verifica a taglio riferita al materiale c.a. (coeff.>1 esito positivo)

I coefficienti di verifica riportati nelle immagini precedenti indicano che gli elementi in c.a. del fabbricato non sono in grado di resistere alla massima azione sismica prevista da norma per il sito in oggetto. Si osserva in particolare che sono state riscontrate criticità sia per l'azione di pressoflessione che per le sollecitazioni di taglio per il nucleo in c.a. che risulta in grado di sopportare solamente il 45% dell'azione sismica di progetto.

Significato dei simboli utilizzati:

Le unità di misura elencate sono in [cm, daN, deg] ove non espressamente specificato.

X_{ini.}: coordinate del punto iniziale del maschio. [cm]

Y_{ini.}: coordinate del punto iniziale del maschio. [cm]

X_{fin.}: coordinate del punto finale del maschio. [cm]

Y_{fin.}: coordinate del punto finale del maschio. [cm]

Quota i.: livello o falda inferiore.

Quota s.: livello o falda superiore.

l: lunghezza del maschio. [cm]

Sp.: spessore. [cm]

h_{netta}: altezza netta (a filo solai). [cm]

h_{ini.}: altezza nel modello al punto iniziale. [cm]

h_{fin.}: altezza nel modello al punto finale. [cm]

a: distanza tra irrigidimenti laterali. [cm]

a.s.,sx: lunghezza di appoggio del solaio di sinistra. [cm]

a.s.,dx: lunghezza di appoggio del solaio di destra. [cm]

f_b: resistenza normalizzata a compressione verticale dei blocchi. [daN/cm²]

f_k: resistenza caratteristica a compressione della muratura utilizzata. [daN/cm²]

f_{vk0}: resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali. [daN/cm²]

f_{medio}: resistenza media a compressione della muratura utilizzata. [daN/cm²]

τ₀: resistenza media a taglio in assenza di azioni normali [C8.7.1.16]. [daN/cm²]

f_{v0}: resistenza media a taglio in assenza di azioni normali [C8.7.1.17]. [daN/cm²]

μ: coefficiente di attrito [C8.7.1.17].

φ: coefficiente di ammortamento o ingranamento secondo Circolare 7 21-01-19 §C8.7.1.3.1.1.

f_{v,lim}: valore massimo della resistenza a taglio che può essere impiegata nel calcolo. [daN/cm²]

E: modulo di elasticità longitudinale della muratura utilizzato. [daN/cm²]

G: modulo di elasticità tangenziale della muratura utilizzato. [daN/cm²]

FC: fattore di confidenza della muratura.

Comb.: combinazione.

Quota: quota della sezione di verifica. [cm]

N: sforzo normale alla quota. [daN]

M: momento flettente nel piano. [daN*cm]

p: fattore laterale di vincolo (4.5.6).

es1: eccentricità dovuta alla posizione eccentrica dei maschi sovrastanti la sezione di verifica. [cm]

es2: eccentricità dovuta alla risultante eccentrica delle reazioni di appoggio dei solai sovrastanti. [cm]

ea: eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione. [cm]

ev: eccentricità dovuta ad azioni ortogonali (vento, sisma). [cm]

e_{ver}: eccentricità di verifica nel piano normale al piano medio del maschio. [cm]

Φ_t: coefficiente di riduzione della resistenza per eccentricità nel piano normale al mediano.

Φ_l: coefficiente di riduzione della resistenza per eccentricità nel piano mediano.

N_u: sforzo normale ultimo. [daN]

Verifica: stato di verifica.

N: sforzo normale. [daN]

σ₀: tensione media di compressione. [daN/cm²]

M_u: momento flettente ultimo. [daN*cm]

c.s.: coefficiente di sicurezza.

V_{par}: taglio nel piano. [daN]

σ_N: tensione media di compressione sulla parte reagente. [daN/cm²]

l': lunghezza della parte compressa della parete. [cm]

f_{vd}: resistenza a taglio di calcolo. [daN/cm²]

V_{t scorr.}: taglio ultimo per verifica a scorrimento. [daN]

V_{t fess.diag.}: taglio ultimo per verifica a fessurazione diagonale regolare [C8.7.1.17]. [daN]

V_{t,lim}: taglio limite [C8.7.1.18]. [daN]

c.s.: coefficiente di sicurezza a taglio.

f_d: resistenza a compressione di calcolo. [daN/cm²]

S_a: accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a g, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma.

M: momento flettente fuori piano. [daN*cm]

M_c: momento di collasso per azioni perpendicolari al piano. [daN*cm]

Coeff.s.: coefficiente di sicurezza.

N_{top}: sforzo normale in sommità. [daN]

N_{base}: sforzo normale al piede. [daN]

V_{orto}: taglio fuori piano. [daN]

α₀: moltiplicatore secondo [C8.7.1.1].

*M**: massa partecipante al cinematismo. [daN/(cm/s²)]

*e**: frazione di massa partecipante della muratura [C8.7.1.5].

α_{0}*: accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo [C8.7.1.8]. [cm/s²]

α_{Lim}: accelerazione limite [C7.2.11]. [cm/s²]

Stato limite: pF_SLV=Presso flessione per azioni non sismiche; V_SLV=Taglio per azioni non sismiche; PF_SLV=Presso flessione per azioni sismiche; V_SLV=Taglio per azioni sismiche; PFFP_SLV=Presso flessione fuori piano per azioni sismiche; R_SLV=Ribaltamento per azioni sismiche.

7.4 VALUTAZIONE DEI RISULTATI OTTENUTI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITÀ

Il programma di calcolo utilizzato Sismicad Concrete è idoneo a riprodurre nel modello matematico il comportamento della struttura e gli elementi finiti disponibili e utilizzati sono rappresentativi della realtà costruttiva. Le funzioni di controllo disponibili, innanzitutto quelle grafiche, consentono di verificare la riproduzione della realtà costruttiva ed accertare la corrispondenza del modello con la geometria strutturale e con le condizioni di carico ipotizzate.

Si evidenzia che il modello viene generato direttamente dal disegno architettonico, affinato con il rilievo a mezzo laser scanner effettuato, riproducendone così fedelmente le proporzioni geometriche. In ogni caso sono stati effettuati alcuni controlli dimensionali con gli strumenti software a disposizione dell'utente.

Tutte le proprietà di rilevanza strutturale (materiali, sezioni, carichi, sconnessioni, etc.) sono state controllate attraverso le funzioni di indagine specificatamente previste.

Sono state sfruttate le funzioni di autodiagnostica presenti nel software che hanno accertato che non sussistono difetti formali di impostazione.

Si è accertato che le risultanti delle azioni verticali sono in equilibrio con i carichi applicati. Sono state controllate le azioni taglianti di piano ed accertata la loro congruenza con quella ricavabile da semplici ed agevoli elaborazioni.

Le sollecitazioni prodotte da alcune combinazioni di carico di prova hanno prodotto valori prossimi a quelli ricavabili adottando consolidate formulazioni ricavate della Scienza delle Costruzioni. Anche le deformazioni risultano prossime ai valori attesi.

Il dimensionamento e le verifiche di sicurezza hanno determinato risultati che sono in linea con casi di comprovata validità, confortati anche dalla propria esperienza.

8. CRITERI DI VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Le indagini sul fabbricato e le analisi/verifiche sismiche eseguite hanno messo in evidenza alcune carenze strutturali nei confronti delle sollecitazioni sismiche, mentre per quanto riguarda le azioni statiche non sono state riscontrate criticità.

Preso atto dell'inadeguatezza di alcuni elementi strutturali a sostenere le azioni sismiche previste dalla vigente normativa, vengono valutati gli indicatori di rischio sismico in termini di PGA e periodi di ritorno che consentono di quantificare il margine di sicurezza della struttura in esame rispetto all'azione sismica prevista dalle norme vigenti. Valori prossimi o superiori all'unità caratterizzano casi in cui il livello di rischio è prossimo a quello richiesto dalle norme; valori bassi, prossimi a zero, caratterizzano casi a elevato rischio.

Si definiscono due tipi di indicatori di rischio sismico: il primo dato dal rapporto fra capacità e domanda in termini di PGA ed il secondo espresso dall'analogo rapporto tra i periodi di ritorno dell'azione sismica. Il primo rapporto è concettualmente in coerenza con gli allegati all'Ordinanza 3274/03 e s.m.i. e con il Decreto del Capo Dipartimento di Protezione Civile n. 3685/03. Tale indicatore, nel nuovo quadro normativo di riferimento determinatosi con le nuove NTC, non è sufficiente a descrivere compiutamente il rapporto tra le azioni sismiche, vista la maggiore articolazione della definizione di queste ultime. Esso, tuttavia, continua a rappresentare una "scala di percezione" del rischio, ormai largamente utilizzata e con la quale è bene mantenere una certa affinità.

Viene quindi introdotto il secondo rapporto, fra i periodi di ritorno di Capacità e Domanda. Quest'ultimo, però, darebbe luogo a una scala di rischio molto diversa a causa della conformazione delle curve di pericolosità (accelerazione o ordinata spettrale in funzione del periodo di ritorno), che sono tipicamente concave. Al fine di ottenere una scala di rischio simile alla precedente, quindi, il rapporto tra i periodi propri viene elevato ad un coefficiente "a" pari a $1/2.43$ ottenuto dall'analisi statistica delle curve di pericolosità a livello nazionale.

Si riportano nel seguito i valori degli indicatori di rischio sismico (i.e. rapporto tra Capacità e Domanda) per lo stato limite considerato, sia in termini di PGA che in termini di periodo di ritorno T_r .

In particolare:

$$i_{PGA,SL} = \frac{PGA,SL}{PGA,RIF,SL}$$

$$iTr = \frac{Tr, SL}{Tr, RIF, SL}$$

PGA_{SLV}: Capacità in termini di PGA per un certo stato limite (SLV)

PGA_{RIF,SLV}: Domanda in termini di PGA per un certo stato limite (SLV)

Tr_{SLV} : Capacità in termini di periodi di ritorno dell'azione sismica per un certo stato limite (SLV)

Tr_{RIF,SLV} : Domanda in termini di periodi di ritorno dell'azione sismica per un certo stato limite (SLV)

Come mostrato dalle analisi eseguite, se da un lato la resistenza nei confronti delle azioni statiche è verificata, dall'alto la struttura portante dell'edificio presenta alcune criticità legate alle azioni dinamiche ed in particolar modo all'azione sismica. Infatti, alcune verifiche a taglio sismico risultano non soddisfatte.

La massima azione sismica sopportabile dalla struttura risulta pertanto pari a circa il 45% della massima azione sismica prevista da norma ($\xi E = 0.44$).

Di seguito si presentano i valori di riferimento in termini di PGA e periodi di ritorno Tr per l'edificio oggetto di studio in riferimento agli elementi più sollecitati per le diverse verifiche condotte e i relativi indicatori di rischio ottenuti.

Desc.	Stato limite	Comb.	PGA _{SLV}	PGA _{RIF,SLV}	iPGA (ξE)	T _{r,SLV}	T _{r,RIF,SLV}	iT _{r,SLV}
Maschio 25	Pressoflessione	SLV 15	0.0951	0.095	1.0057	485 anni	475 anni	1.0086
Maschio 58	Taglio	SLV 15	0.0425	0.095	0.4496	45 anni	475 anni	0.3805
Maschio 67	Presso flessione fuori piano	SLV 12	0.0979	0.095	1.031	501 anni	475 anni	1.022
Setti del vano ascensore in c.a.	Taglio	SLV 7	0.0420	0.095	0.4450	44 anni	475 anni	0.3771
Setti del vano ascensore in c.a.	Flessione	SLV 3	0.083	0.095	0.8745	308 anni	475 anni	0.8370

Il periodo di vita di riferimento corrispondente al livello di accelerazione attualmente sopportabile dalla struttura è pari a $V_r = 44$ anni.

In merito alle carenze del fabbricato relativamente alla capacità di supportare un sisma, si fa presente che nella situazione in esame non sussiste obbligo di eseguire interventi di adeguamento della costruzione in quanto, come sancito al punto 8.4.3. del cap. 8 delle NTC 2018, *interventi di adeguamento risultano obbligatori quando si intenda: a) sopraelevare la costruzione; b) ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta; c) apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica di*

cui alla equazione 2.5.2 del § 2.5.3, includendo i soli carichi gravitazionali. Resta comunque fermo l’obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione; d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l’impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani. e) apportare modifiche di classe d’uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.

Pertanto, gli interventi di adeguamento sismico descritti nel capitolo successivo della presente relazione sono da intendersi non obbligatori.

9. INDIVIDUAZIONE DEGLI INTERVENTI ATTI A MIGLIORARE IL COMPORTAMENTO SISMICO DEL FABBRICATO

Sintesi delle carenze sismiche dell'organismo strutturale

Per quanto riguarda le murature del fabbricato, è emerso che non risultano completamente in grado di resistere alla massima azione sismica prevista da norma per il sito in oggetto. Si osserva in particolare che sono state individuate alcune murature carenti a taglio, alle quali si affiancano le pareti del vano ascensore che hanno mostrato carenze sia a taglio sia pressoflessione.

Nella tavola 01 "*Planimetrie con indicazione dei possibili interventi di consolidamento*" allegata alla presente relazione, sono individuate le pareti che hanno evidenziato delle carenze. Per queste pareti è possibile ipotizzare un intervento di rinforzo per mezzo di sistema CRM (*Composite Reinforced Mortar*) unitamente all'impiego di GFRP (*Glass Fiber Reinforced Polymer*), che consentirebbero di conseguire un notevole miglioramento se non addirittura di raggiungere la condizione di adeguamento, che per l'edificio in questione potrebbe ritenersi conseguita al raggiungimento di una resistenza pari all'80% rispetto a quella di progetto.

La tavola 01 sopra richiamata mostra inoltre la possibile esecuzione di un eventuale intervento di consolidamento del cordolo sommitale di copertura, che per quanto sia già stato rinsaldato nel corso degli interventi di consolidamento degli anni '80, potrebbe essere ulteriormente consolidato al fine di assicurare un adeguato sostegno all'azione spingente della copertura oltre che un'efficace azione di confinamento perimetrale. L'intervento di rinforzo del cordolo potrebbe essere convenientemente limitato ai soli tratti che maggiormente evidenziano necessità di ulteriore consolidamento.

Si riporta di seguito una tabella che fornisce una previsione indicativa di sintesi della spesa per gli interventi proposti:

TIPOLOGIA di INTERVENTO	Quantità	PREZZO unitario [€]	TOT LAVORI
Pareti in muratura e setti in cls <i>Intonaco armato e rete in GFRP</i>	237 mq	300,00	71.100,00 €
Rinforzo cordolo sommitale di copertura	50 ml (*)	350,00	17.500,00 €
Imprevisti e opere accessorie	10%	+	8.860,00 €
TOTALE			97.460,00 €

(*) Intervento perimetrale parziale

10. CERTIFICATO DI IDONEITÀ STATICA

Premesso quanto sopra descritto e considerato in particolare:

- che dalla documentazione storica raccolta, l'immobile oggetto del presente certificato di idoneità statica, denominato "Villa Zorn", risulta essere stato edificato nei primi anni del XIX secolo e presenta una struttura portante in muratura di laterizio con setto in calcestruzzo armato per vano ascensore realizzato negli anni '80 del secolo scorso
- che negli anni '80 del secolo scorso sono state realizzate opere di sistemazione e consolidamento dell'immobile finalizzate al rinforzo/sostituzione dei solai e delle volte nonché ad ottenere il rinforzo di alcuni maschi murari
- che i suddetti interventi sono stati positivamente certificati da un collaudo statico a firma del dott. Ing. Gianmario Fontana, tramite anche l'esecuzione di due prove di carico eseguite su una scala e su un solaio sovrastante una volta;
- che lo studio di ingegneria P&P Consulting Engineers Studio Associato ha eseguito indagini diagnostiche conoscitive sulle strutture portanti dell'edificio riassunte e descritte nel documento RdP-098-2022 qui allegato;
- che dalle analisi visive condotte non sono state riscontrate deformazioni significative e/o evidenti criticità nei solai;
- che tra le indagini effettuate è stata condotta con buon esito una prova di carico su un solaio ritenuto rappresentativo;
- che è stata effettuata un'analisi della vulnerabilità statica e sismica del fabbricato descritta nella presente relazione tecnica RdP-099-2022 di cui il presente Certificato fa parte integrante;

il sottoscritto Dott. Ing. Paolo Panzeri

CERTIFICA

che la struttura in oggetto è in grado di sopportare i carichi statici previsti dalla normativa. Occorre invece provvedere ad interventi di adeguamento/miglioramento per sopperire alle carenze relative alla capacità di resistere ai carichi sismici di normativa.

Dr. Ing. Paolo Panzeri

