



REGIONE ABRUZZO
PROVINCIA DI TERAMO

COMUNE DI SANT'EGIDIO ALLA VIBRATA

Piazza Umberto I - 64016 Sant'Egidio alla Vibrata (TE)

Valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio denominato "Scuola Primaria - Plesso Vecchio Capoluogo" sito in Piazza Benedetto Croce nel Comune di Sant'Egidio alla Vibrata (TE)



INDAGINI DIAGNOSTICHE

Elaborato:

AII.02

REV.0 Nov. 2016

Riepilogo elaborati:

All.01 : Relazione sulla vulnerabilità sismica
All.02 : Indagini diagnostiche
All.03 : Documentazione fotografica relativa all'elaborato grafico S.04

A.01 : Rilievo della geometria globale
S.01 : Rilievo della geometria strutturale - Piano terra - Piano primo
S.02 : Rilievo della geometria strutturale - Piano sottotetto - Copertura
S.03 : Rilievo della geometria strutturale - Carpenteria solaio copertura
S.04 : Rilievo del quadro fessurativo

Visto/Approvazione



area 77 s.r.l.
architectural office

Viale Kennedy, 68-64016
Sant'Egidio alla Vibrata(TE)
Tel. e Fax 0861-842077
E-mail: Area77office@gmail.com
Partita I.V.A.: 01761390671

PROVINCIA DI TERAMO

REGIONE ABRUZZO

Comune di Sant'Egidio alla Vibrata (TE)

Valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio denominato "Scuola Primaria - Plesso Vecchio Capoluogo" sito in Piazza Benedetto Croce nel Comune di Sant'Egidio alla Vibrata (TE)

Relazione Tecnica



Sant'Egidio alla Vibrata (TE), 28/11/2016

IL TECNICO
Ing. Alessandro Ciutti

Indice	
1. Premessa	3
2. Classificazione sismica e normativa	4
2.1. <i>Classificazione sismica</i>	
2.2. <i>Normativa di riferimento</i>	
3. Raccolta dati	6
3.1. <i>Inquadramento territoriale</i>	
3.2. <i>Ricerca di materiale storico documentale relativo al fabbricato e alle strutture</i>	
3.3. <i>Descrizione dell'edificio</i>	
3.4. <i>Caratterizzazione dei suoli</i>	
4. Tipologia costruttiva dell'opera	15
5. Indagini sull'edificio per il conseguimento del livello di conoscenza	18
5.1. <i>Criteri d'indagine</i>	
5.2. <i>Rilievo geometrico strutturale e rilievo fessurativo</i>	
5.3. <i>Verifiche e Indagini in situ estese ed esaustive</i>	
5.4. <i>Caratterizzazione dei materiali</i>	
5.5. <i>Risultati delle indagini effettuate e criticità riscontrate</i>	
6. Definizione del livello di conoscenza dell'edificio	26
7. Valutazione della sicurezza	27
8. Modellazione della struttura	28
8.1. <i>Analisi dell'apparato strutturale</i>	
8.2. <i>Azioni sulla costruzione</i>	
8.3. <i>Analisi statica modale (SITUAZIONE ESISTENTE per la verifica della vulnerabilità sismica e la determinazione dell'indicatore di rischio PGA)</i>	
8.4. <i>Grafici sintetici dei risultati di calcolo</i>	
9. Verifiche di vulnerabilità sismica e determinazione dell'indicatore di rischio	52
10. Considerazioni sull'analisi svolta e individuazione degli elementi di vulnerabilità della struttura.	62
11. Proposta di eventuali interventi di adeguamento/miglioramento sismico e valutazione dei costi.	63
12. Conclusioni	66

Riepilogo elaborati:

All.01 : Relazione sulla vulnerabilità sismica

All.02 : Indagini diagnostiche

All.03 : Documentazione fotografica relativa all'elaborato grafico S.04

A.01 : Rilievo della geometria globale

S.01 : Rilievo della geometria strutturale - Piano terra - Piano primo

S.02 : Rilievo della geometria strutturale - Piano sottotetto - Copertura

S.03 : Rilievo della geometria strutturale - Carpenteria solaio copertura

S.04 : Rilievo del quadro fessurativo

1. PREMESSA

Il sottoscritto Ing. Alessandro Ciutti, iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Teramo al n.1008, residente in Viale J. F. Kennedy n.68, Sant'Egidio alla Vibrata (TE),

INCARICATO quale tecnico verificatore strutturale dalla società di ingegneria Area 77srl, come da convenzione con l'Amministrazione Comunale di Sant'Egidio alla Vibrata.

Ha proceduto alla **valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio denominato "Scuola Primaria - Plesso Vecchio Capoluogo" sito in Piazza Benedetto Croce nel Comune di Sant'Egidio alla Vibrata (TE)** distinto al Catasto fabbricati del Comune di Sant'Egidio alla Vibrata al Foglio n.13, Particella n.333.

Premesso che l'edificio oggetto di valutazione in data 24/08/2016 è stato dichiarato inagibile a seguito dei danni causati dagli eventi sismici del 24/08/2016 con ordinanza n.46

e

che tali danni sono stati aggravati dai successivi eventi sismici del 26/10/2016 e del 30/10/2016 .

Preso atto che sono state eseguite delle verifiche speditive da parte del centro interdipartimentale di ricerca industriale edilizia e costruzioni (CIRI-EC) dell'Alma Mater studiorum - Università di Bologna tramite il metodo RE.SIS.TO.

In seguito allo sviluppo della campagna di indagini diagnostiche sperimentali a cura della ditta DEPARTEST e vista la documentazione trasmessa dall'Amministrazione Comunale in data 25/11/2016 a conclusione delle indagini sopra richiamate, ovvero il Rapporto di prova contenente le indagini per la caratterizzazione strutturale dell'edificio denominato "Scuola Primaria Plesso Vecchio Capoluogo".

A seguito degli accertamenti e delle verifiche di seguito descritte, ha provveduto ad acquisire tutti i dati necessari al fine di verificare le reali condizioni dell'edificio ed ha proceduto a redigere la presente relazione tecnica di vulnerabilità sul fabbricato in oggetto.

2. CLASSIFICAZIONE SISMICA E NORMATIVA

2.1 Classificazione sismica

Fino al 28 aprile 2006 il territorio nazionale risultava suddiviso in 4 zone a pericolosità decrescente sulla base del valore dell'azione sismica espresso in termini di accelerazione massima su roccia. Ogni Regione, sulla scorta dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 23.03.2003, compilò l'elenco dei propri comuni con la relativa attribuzione di una delle quattro zone secondo la classificazione sotto riportata.

Zona sismica	definizione	Acc. Max di progetto (G)
1	zona più pericolosa dove possono verificarsi forti terremoti	0.35
2	zona in cui possono verificarsi terremoti abbastanza forti	0.25
3	zona in cui possono verificarsi scuotimenti modesti	0.15
4	zona meno pericolosa	0.05

La nuova normativa di riferimento per la classificazione del territorio nazionale dal punto di vista della pericolosità sismica è l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3519 del 28.04.2006 che ha introdotto specifici intervalli dell'accelerazione di riferimento (a_g = accelerazione orizzontale massima su suolo rigido e pianeggiante) con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni. Sotto questo aspetto il territorio nazionale è stato classificato ancora in 4 zone sismiche, ma questa volta in relazione ad intervalli di accelerazione a_g .

Zona sismica Accelerazione (a_g) con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni Sotto questo aspetto il territorio nazionale è stato classificato ancora in 4 zone sismiche, ma questa volta in relazione ad intervalli di accelerazione a_g .

Zona sismica	Accelerazione (a_g) con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni
1	$a_g > 0,25$
2	$0,15 < a_g \leq 0,25$
3	$0,05 < a_g \leq 0,15$
4	$a_g \leq 0,05$

Con riferimento alla OPCM 3519 il Comune di SANT'EGIDIO ALLA VIBRATA (TE) rientra in zona sismica 2

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
42.8266	13.7150	241

La **classe d'Uso** dell'edificio è pari a 3.

Il suolo di fondazione è stato classificato di **categoria C**

2.2 Normativa di riferimento

Le verifiche di vulnerabilità sismica dell'edificio in questione sono state condotte sulla base delle seguenti norme tecniche di riferimento:

- **O.P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274**
“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica, ulteriormente modificata e integrata con l'O.P.C.M. n. 3431 del 3 Maggio 2005”;
- **D.P.C.M. 21 ottobre 2003**
“Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2,3 e 4 dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20.3.2003, per quanto riguarda la definizione degli indicatori di rischio”;
- **Regione Abruzzo - Linee guida per la valutazione della resistenza sismica degli edifici strategici e rilevanti**
“Verifica delle opere strategiche e rilevanti di cui alla O.P.C.M. n. 3274/2003 (D.P.C.M. 21 ottobre 2003 - O.P.C.M. n. 3362/2004 – D.G.R.A. n. 438/2005)”;
- **OPCM 28 aprile 2006, n. 3519**
“Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone”;
- **D.M. 14 gennaio 2008**
“Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- **CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617**
Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

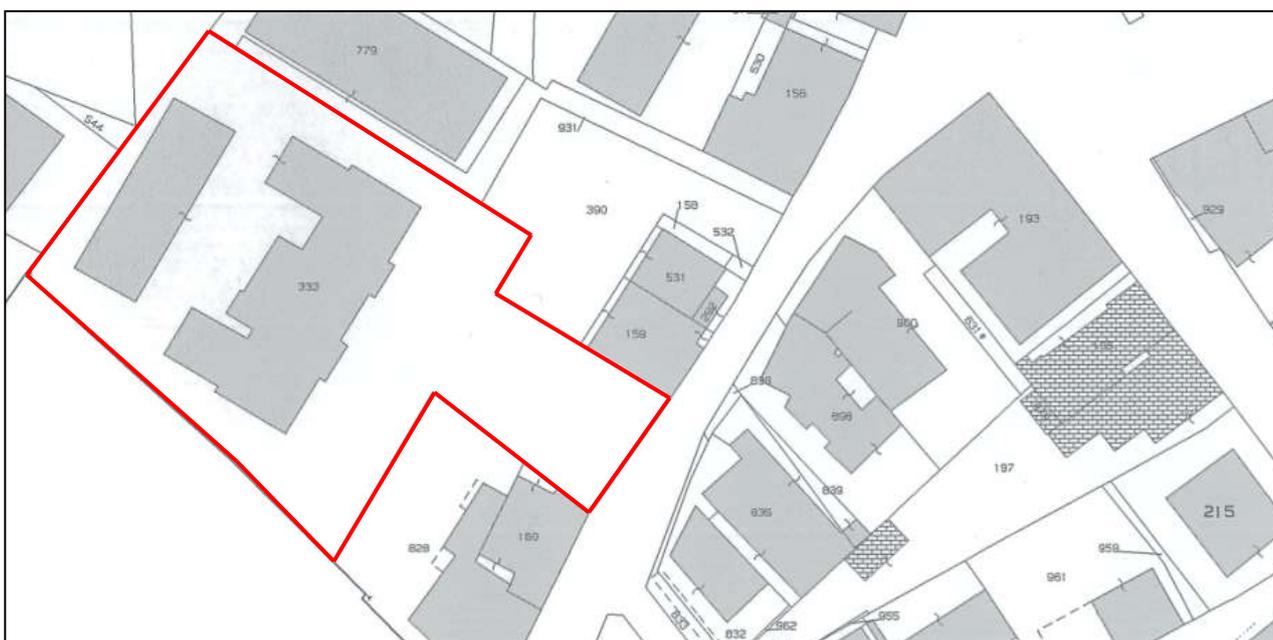
3. RACCOLTA DATI

3.1. Inquadramento territoriale

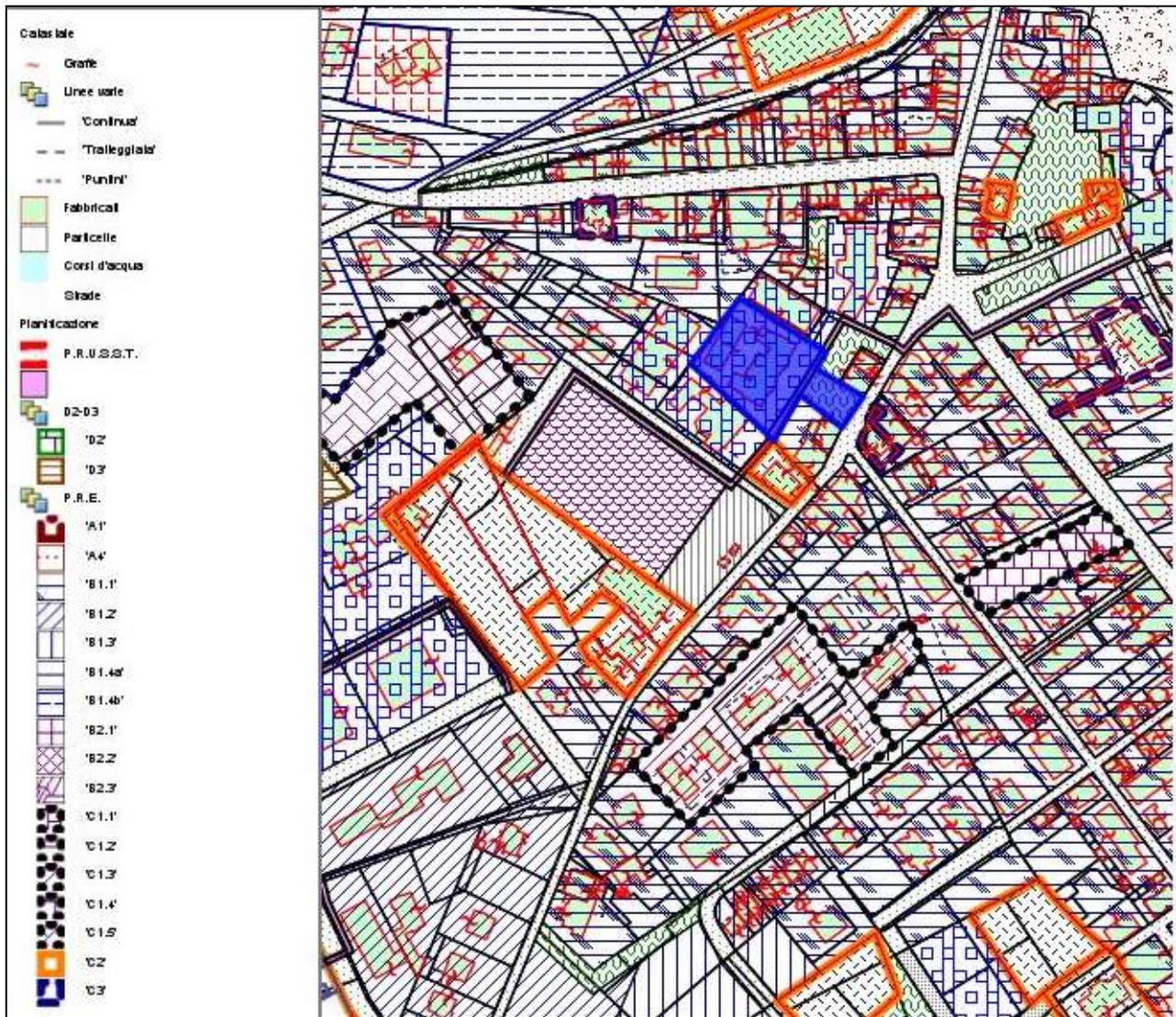
L'edificio oggetto della presente verifica di vulnerabilità sismica, denominato "Scuola Primaria - Plesso Vecchio Capoluogo", è sito in Piazza Benedetto Croce nel Comune di Sant'Egidio alla Vibrata (TE). L'edificio è distinto al Catasto fabbricati del Comune di Sant'Egidio alla Vibrata al Foglio n.13, Particella n.333 ed è inserito nel vigente P.R.E. di detto comune in zona territoriale F1.1 e G.2 dove risulta "F1.1- Attrezzature di interesse comune – Istruzione" e "G.2 – Piazze e spazi pedonali".



Foto aerea dell'edificio oggetto di analisi



Planimetria catastale del plesso scolastico (fuori scala)



Stralcio del PRE del plesso scolastico (fuori scala)

3.2. Ricerca di materiale storico documentale relativo al fabbricato e alle strutture

Presso l'ufficio tecnico del Comune di Sant'Egidio alla Vibrata non sono stati reperiti atti riguardanti il progetto originario dell'edificio né le modalità per la sua esecuzione. Pertanto in riferimento all'edificio oggetto di valutazione non esiste alcuna documentazione tecnico-amministrativa del progetto originario.

La documentazione reperita direttamente si riferisce al **Certificato di idoneità sismica**, con i relativi allegati, redatto dall'Ing. Maurizio Di Monti iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Teramo al n° 355, abilitato alla professione di Ingegnere, con studio tecnico a Sant'Egidio alla Vibrata (TE), in Via A. Toscanini, 17, su incarico dell'Amministrazione Comunale di Sant'Egidio alla Vibrata in data 20-11-2002.

Si precisa che tale certificato è stato fornito in formato .doc e pertanto non presenta firma e timbro del tecnico.

Dal suddetto documento è possibile ricostruire la storia dell'edificio ed in particolare si evince che:

- L'edificio è stato realizzato probabilmente negli anni 1930-1935 (vedi Decreto Prefettizio del 2 gennaio 1936 n° 18809 Div. 4 Registrato a Nereto il 07-02-1936 per volturare il terreno su cui l'edificio era stato edificato).
- Dagli accertamenti eseguiti presso il competente Ufficio del Genio Civile di Teramo, non risultano essere stati depositati progetti o rilasciate autorizzazioni per lavori eseguiti sull'edificio dopo la data della sua costruzione.
- Nel 1989 l'edificio è stato accatastato presso il Nuovo catasto edilizio urbano di Teramo.
- Nel 1994, al piano terra viene realizzata la centrale termica in muratura in aderenza all'edificio esistente ma a questo non collegata visibilmente da strutture murarie.
- Nel 1998 sono stati eseguiti lavori di ristrutturazione per la manutenzione della copertura e degli impianti: per quanto riguarda la copertura, sono state sostituite alcune travi secondarie in legno, dei murali e delle tegole, inoltre sono stati adeguati gli impianti termo-idraulici ed elettrici e sono stati realizzati di alcuni divisori al piano terra.

Sono stati inoltre reperiti gli elaborati grafici relativi al progetto definitivo esecutivo per la **“Ristrutturazione edifici scolastici di proprietà comunale – Direzione Didattica (Plesso vecchio)”**, redatti dai tecnici Arch. Elisabetta Chiodi, Ing. Lucio Chiodi, Geom. Mario De Dominicis e Geom. Luca Marcolini, in data Febbraio 1998. I suddetti elaborati sono parziali, in quanto non corredati dalla relazione tecnica né da altri allegati, tuttavia si evince che il progetto è riferito all'impermeabilizzazione della copertura con guaina ardesiata e alla sostituzione del manto di copertura con coppi e contro coppi anticati.

Si precisa che tali elaborati sono stati forniti in formato .dwg e non presentano firme e timbri dei tecnici.

Si riporta per completezza un elenco della documentazione reperita e a disposizione durante la redazione del presente elaborato.

- **Certificato di idoneità sismica Scuola Elementare e Direzione Didattica sita in Piazza B. Croce**, redatto dall'Ing. Maurizio Di Monti su incarico dell'Amministrazione Comunale di Sant'Egidio alla Vibrata in data 20-11-2002.
- **Allegati** al certificato di idoneità sismica:
 - Tav. 1 - Pianta dei Piani e Particolare della Copertura
 - Rilievo fotografico
 - Relazione di calcolo POR
 - Documentazione fotografica della prova di carico

-
- **Rilievo dello stato di fatto della documentazione esistente - Riepilogo schematico degli interventi da eseguire**
 - **Localizzazione delle scuole nel capoluogo** - elaborato grafico
 - **Riepilogo schematico degli interventi e delle verifiche effettuate**
 - **Relazione tecnica conclusiva** redatta dall'Ing. Maurizio Di Monti
 - **n.3 tavole grafiche relative al progetto definitivo esecutivo per la “Ristrutturazione edifici scolastici di proprietà comunale – Direzione Didattica (Plesso vecchio)”**, redatte dei tecnici Arch. Elisabetta Chiodi, Ing. Lucio Chiodi, Geom. Mario De Dominicis e Geom. Luca Marcolini, in data Febbraio 1998
 - TAV. N. 2 – Architettonico stato attuale (Pianta piano terra, pianta piano primo, pianta copertura - scala 1:100, Particolare copertura – scala 1:25)
 - TAV. N. 3 – Architettonico stato modificato (Pianta copertura - scala 1:100, Particolare copertura – scala 1:25)
 - TAV. N. 4 – Prospetto principale (scala1:100)

Inoltre è stata acquisita la "VALUTAZIONE DI VULNERABILITA' SISMICA" di carattere speditivo con metodo RE.SIS.TO. eseguita dal CENTRO INTERDIPARTIMENTALE DI RICERCA INDUSTRIALE ALMA MATER STUDIORUM- UNIVERSITÀ DI BOLOGNA .

3.3. Descrizione dell'edificio

In riferimento alla documentazione raccolta e sopra elencata, si evidenzia che l'edificio non è stato oggetto di interventi che nel tempo ne abbiano modificato sostanzialmente la forma, le strutture o l'uso. L'epoca di realizzazione si attesta probabilmente negli anni 1930-1935.



Prospetto principale – Sud-Ovest

L'edificio si compone di due piani fuori terra e di un sottotetto ispezionabile: la superficie lorda risulta essere di circa 657,20 m² per ciascun piano. Geometricamente la struttura è alquanto regolare e presenta una pianta ad E inscrivibile in un rettangolo avente lati di dimensioni massime pari a: lunghezza 39,10 m e larghezza 21,80 m. A piano terra è stato realizzato in epoca successiva, probabilmente nel 1994, un locale in muratura adibito a centrale termica di superficie lorda pari a circa 16,30 m², in aderenza all'edificio esistente ma a questo non collegato visibilmente da strutture murarie. L'altezza massima dell'edificio è pari a circa 12,80 m, l'altezza dell'edificio, misurata dal piano di calpestio all'intradosso del cornicione, misura circa 10,00 m: sia il piano terra che il piano primo hanno altezza interna di circa 4,50 m. Le aperture, generalmente di ampia superficie, sono simmetriche e disposte regolarmente.

La struttura portante al piano terra risulta essere in muratura costituita da pietrame e ciottoli e in mattoni pieni al piano primo; tuttavia gli angoli dell'edificio sono realizzati con ricorsi di mattoni pieni e malta. La copertura è realizzata con capriate in legno.

Il fabbricato ospitava aule e relativi servizi destinati ad attività didattiche ed in particolare:

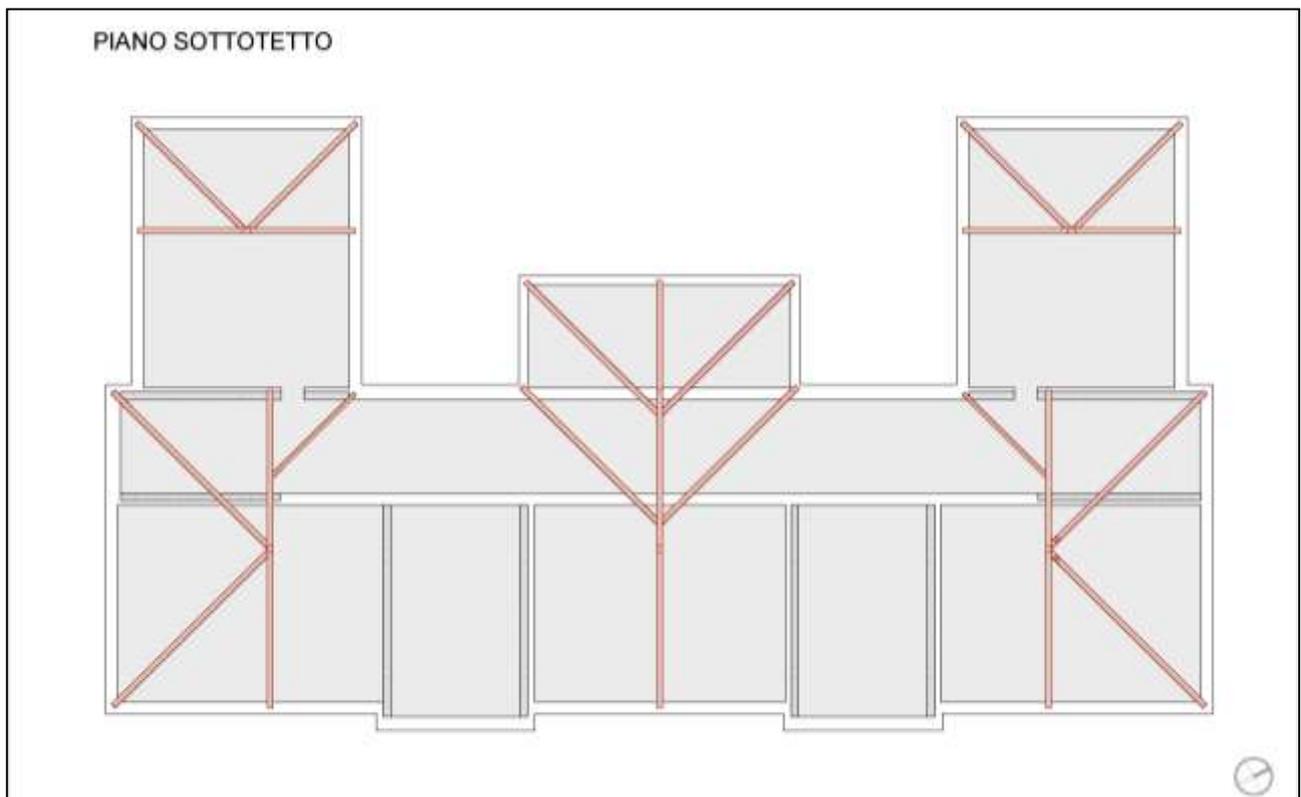
- il piano terra l'edificio risulta suddiviso in due zone: una parte presa in gestione dal Comune per attività di doposcuola, con ingresso separato, composta da n.4 aule e relativi servizi igienici, ed una parte relativa alla scuola elementare, composta da n.2 aule didattiche, servizi igienici e ripostiglio.



- Il piano primo, che ospitava interamente la scuola elementare, è organizzato attraverso un ampio disimpegno che distribuisce n.5 aule didattiche, gli uffici e i servizi igienici. I due livelli sono collegati tramite due vani scala, uno dei quali dotato di ascensore.



Attraverso una botola posizionata nella zona WC è possibile accedere al piano sottotetto.



La copertura è a padiglione e ricalca l'andamento articolato della pianta.

La struttura fa parte di un complesso scolastico più ampio che comprende un edificio secondario ad un solo piano adibito a magazzino ed un piccolo parco con alberi e pavimentazione in asfalto.

Si precisa che, in base al Codice dei Beni Culturali e del Paesaggio e nello specifico all'art. 12 del D.Lgs. 42/2004, così come modificato dall'art.4 comma 16 del D.L. 70/2011, convertito con legge 106/2011 entrata in vigore il 12/07/2011, l'edificio potrebbe essere sottoposto a Verifica dell'interesse culturale, essendo bene immobile appartenente ad ente pubblico, il cui anno di costruzione risale ad oltre settanta anni.

Il Plesso della scuola primaria prima della dichiarazione di inagibilità del 24/08/2016 ospitava circa 100 alunni e 30 unità tra personale docente e personale a.t.a.



Prospetto Nord-est

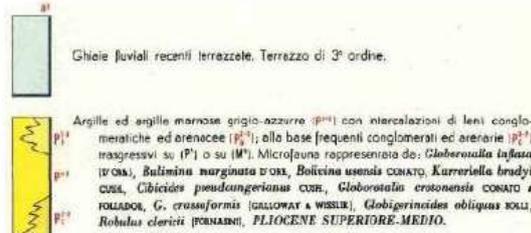


Prospetto principale ingresso

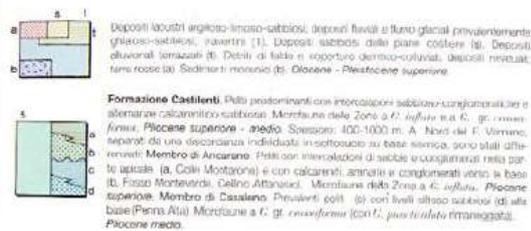
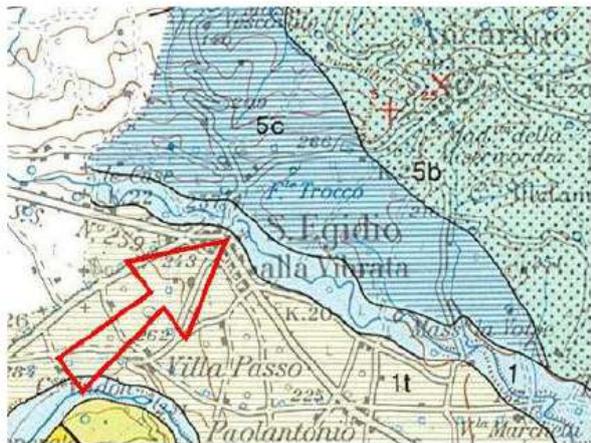
3.4. Caratterizzazione dei suoli

Al fine della caratterizzazione del terreno e all'individuazione della categoria del suolo ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008, in tale fase preliminare si è fatto riferimento a saggi ed analisi eseguite in interventi nelle immediate vicinanze e alla raccolta ed analisi della letteratura geologica esistente.

Carta Geologica d'Italia - Foglio 133-134



Carta Geologica d'Abruzzo



Da tali studi si evince che l'area in oggetto ricade nella estesa piana alluvionale del T.Vibrata - F.Salinello, a morfologia regolare e priva di fenomeni geomorfici in evoluzione, come palesato dall'assenza di dissesti nelle opere presenti nell'intorno.

Risulta infatti esterna alle aree esondabili del Piano Stralcio Difesa Alluvioni della Regione Abruzzo ed alle aree individuate come pericolose per "Fenomeni Gravitativi e Processi Erosivi" nel Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico ... della Regione Abruzzo, pertanto non esige lo Studio di Compatibilità Idrogeologica.

In merito alla risposta sismica locale in relazione alle condizioni topografiche (definite in § 3.2.2 delle NTC), ricadendo in un sito dalla configurazione superficiale semplice, compresa nelle Categorie topografiche indicate nella Tabella 3.2.IV, si può adottare la seguente classificazione, e quindi determinare il valore del Coefficiente di Amplificazione Topografica St, come dalla:

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica St:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica	Ubicazione	ST
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	Sup. pianeggiante	1.0



Da tali studi è stata ricavata la categoria di appartenenza del volume significativo, mediante i risultati delle MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) eseguita in tali aree adiacenti alla nostra e con sottosuolo comparabile a quello oggetto di studio.

Tabella 3.2.II – **Categorie di sottosuolo C**

Descrizione:

Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

Infine è stata dedotta la **caratterizzazione geotecnica del terreno**, presumibilmente costituito da depositi di origine francamente alluvionale, a granulometria grossolana (ghiaiosi e sabbiosi).

N _{TRN}	g _T	K			f	c _u	c'	E _d	E _{cu}	A _{S-B}
		K _X	K _Y	K _Z						
	[N/m ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[N/cm ³]	[°]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
Terreno scuola										
T001	20 000	60	60	200	32	0,000	0,000	60	0	0,000

LEGENDA:

- N_{TRN} Numero identificativo del terreno.
- γ_T Peso specifico del terreno.
- K Valori della costante di sottofondo del terreno nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K_X), Y (K_Y), e Z (K_Z).
- φ Angolo di attrito del terreno.
- c_u Coesione non drenata.
- c' Coesione efficace.
- E_d Modulo edometrico.
- E_{cu} Modulo elastico in condizione non drenate.
- A_{S-B} Parametro "A" di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.

4. TIPOLOGIA COSTRUTTIVA DELL'EDIFICIO

L'edificio oggetto di studio, da un punto di vista tipologico, è classificabile come edificio in muratura.

Il meccanismo resistente della struttura in muratura sottoposta all'azione sismica nonostante l'apparente regolarità non può essere ricondotta ad un sistema scatolare, infatti come poi di seguito meglio descritto, l'assenza di efficaci collegamenti tra le pareti ortogonali, la presenza di solai non rigidi e con luci rilevanti, l'assenza di cordolature ben realizzate, o assenti rappresentano i principali elementi di debolezza della struttura e insieme alla presenza di ampie aperture permettono di escludere un comportamento scatolare della stessa.

A piano terra la muratura risulta essere in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche ed irregolari) con malta di caratteristiche scarse: sul perimetro esterno è di spessore variabile tra 64 cm e 60 cm, mentre sui muri interni è di spessore pari a circa 53 cm.

Si rileva inoltre che il nucleo interno della muratura è costituito da materiale di minore pezzatura rispetto al paramento esterno e che sono presenti dei vuoti tra gli elementi.

Le murature a piano terra risultano in genere ben ammassate, ad eccezione dello spigolo interno dell'aula all'estrema sinistra in basso, in cui le murature non sono ammassate.

Sul perimetro esterno, gli angoli dell'edificio sono realizzati in mattoni pieni ammassati, probabilmente per conferire regolarità al fabbricato durante la fase costruttiva.

Il blocco servizi igienici, ipoteticamente edificato in una seconda fase, risulta essere in mattoni pieni a più teste, dello spessore di circa 45 cm. A conferma di questa ipotesi, dalle indagini eseguite sulle strutture di fondazione esterne, si evince che il blocco servizi igienici presenta una fondazione in muratura su calcestruzzo (F1), che risulta differente rispetto a quella del corpo principale che è in pietrame su calcestruzzo (F2).

Si è verificata la presenza di un cordolo di piano in calcestruzzo armato tra il piano terra ed il piano primo.

A piano terra è presente un corpo annesso di modeste dimensioni, realizzato nel 1994, adibito a centrale termica: esso è realizzato con muratura in mattoni doppio UNI e malta di buone caratteristiche che non risulta ammassata all'edificio principale, in copertura presenta una soletta piana in calcestruzzo.

Al piano primo la muratura risulta essere in mattoni pieni a più teste con malta di caratteristiche scarse, dallo spessore pressoché costante di circa 40 cm.



Vista di una Parete non ammassata



Vista di una Parete non ammassata e del cordolo di piano in c.a.

Le murature al piano primo risultano in parte ammassate ed in parte non ammassate. In particolare gli spigoli in basso, sia a destra che a sinistra, non risultano ammassati: a seguito degli eventi sismici dell'anno 2016, la mancata ammassatura tra le murature ha comportato il verificarsi di profonde lesioni passanti, in corrispondenza dei suddetti spigoli del fabbricato.

L'edificio presenta due scale di collegamento verticale entrambe con soletta in calcestruzzo armato.

Ad eccezione del solaio del corridoio, i solai sono caratterizzati da ampie luci e spessori variabili.

I solai del primo impalcato sono in laterocemento con travetti portanti in cls armato gettati in opera: sulle aule i solai risultano essere armati con 2 barre in acciaio $\varnothing 14$ ed interasse pari a circa 32,5 cm, alleggeriti con elementi in laterizio di altezza pari a circa 20 cm, mentre sul corridoio i solai risultano essere armati con 2 barre in acciaio $\varnothing 12$ ed interasse dei travetti pari a circa 43 cm, alleggeriti con elementi in laterizio di altezza pari a circa 12 cm.

Viste le due tipologie riscontrate, e vista la presenza di un cordolo di piano, il solaio del primo impalcato è considerato come un elemento rigido.

I solai del secondo impalcato sono costituiti da profilati in acciaio IPE interposti ad elementi di alleggerimento in laterizio. Sulle aule e sugli uffici i solai risultano essere costituiti da profilati in acciaio IPE 160, con interasse pari ad 85 cm, ed elementi in laterizio forato. Sul corridoio il solaio risulta essere costituito da profilati in acciaio IPE 160, con interasse pari ad 85 cm, e tavelloni in laterizio. Sul blocco dei servizi igienici il solaio risulta essere costituito da profilati in acciaio IPE 140 ed elementi in laterizio forato. Viste le tipologie riscontrate, e vista l'assenza di un cordolo di piano, il solaio del secondo impalcato è considerato come non rigido.

La copertura è del tipo a falde inclinate ed è costituita da una serie di capriate lignee ammassate ai muri perimetrali. Le capriate lignee sono di diversa tipologia e alla vista risultano essere in buono stato di conservazione. La copertura è stata oggetto di manutenzione straordinaria nel 1998. Nel rilievo effettuato nelle parti in vista della copertura, (dalla botola di accesso al piano sottotetto posta entro i locali adibiti a servizi igienici), è stata verificata la buona consistenza delle travi in legno e l'assenza di significative lesioni.



Viste della copertura in legno

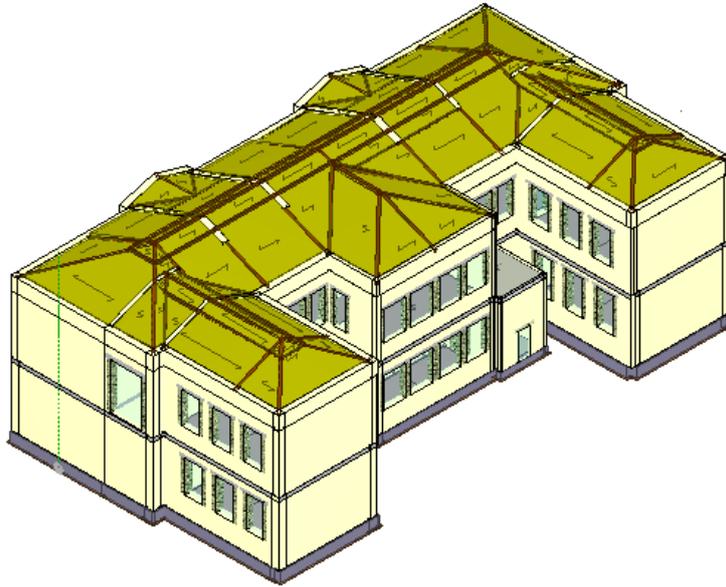
L'orditura secondaria è costituita da una serie di travicelli su cui sono appoggiati i correnti che sostengono il manto di tegole in laterizio.

L'edificio è caratterizzato da numerose ed ampie aperture soprattutto sul prospetto sud-est; sulle bucaure esterne sono presenti architravi in calcestruzzo e mazzette in mattoni pieni.

Vengono riportate di seguito due viste assonometriche contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:

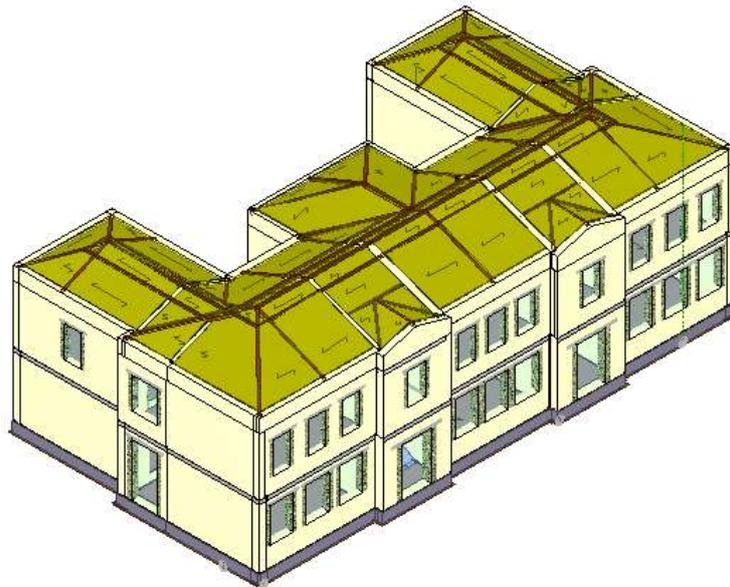
Vista Anteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore (1;1;-1)



Vista Posteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore (-1;-1;-1)



5. INDAGINI SULL'EDIFICIO PER IL CONSEGUIMENTO DEL LIVELLO DI CONOSCENZA

5.1. Criteri d'indagine

Le indagini svolte presso l'edificio in oggetto, hanno avuto lo scopo di ricostruire il modello strutturale dell'edificio ed eseguire la conseguente verifica di vulnerabilità sismica.

Tali indagini sono state indirizzate alla comprensione ed alla ricostruzione più affidabile possibile di tutte le caratteristiche costituenti la struttura.

Pertanto, successivamente alla fase di raccolta dei dati, si è proceduto ad un attento rilievo degli elementi strutturali e alla conseguente pianificazione delle indagini diagnostiche in situ al fine di comprendere e valutare tutte le caratteristiche fisico meccaniche dell'edificio, dei materiali e dei dettagli costruttivi.

5.2. Rilievo geometrico strutturale e rilievo fessurativo

Il rilievo dell'edificio, riportato in dettaglio negli elaborati grafici allegati (A.01 - S.01 - S.02 - S.03 - S.04), è stato sviluppato in due fasi :

- una prima fase in cui si è proceduto alla Verifica dettagliata di rispondenza tra la documentazione acquisita e stato di fatto con rilievo strumentale dell'edificio e sovrapposizione con disegni strutturali esistenti.
 - una seconda fase in cui a seguito delle indagini diagnostiche per la caratterizzazione della struttura eseguite dalla ditta "DEPAR TEST Srl" è stata effettuata una verifica delle ipotesi, sviluppate in precedenza, sulle caratteristiche strutturali e sui dettagli costruttivi.
- In particolare sono state rilevate :
- le tipologie di murature presenti;
 - la tipologia e le armature presenti sugli elementi in calcestruzzo (scale, cordolo di piano al P.T. , architravi delle aperture)
 - la tipologia e la stratigrafia dei solai presenti oltre all'individuazione delle armature quando presenti.
 - la tipologia delle fondazioni.
 - La tipologia e il rilievo dettagliato delle carpenterie in legno del tetto.

Inoltre si è proceduto all'individuazione dei carichi gravanti su ogni elemento di parete ed infine è stato rilevato il quadro fessurativo e deformativo della struttura come riportato negli elaborati grafici e fotografici di dettaglio allegati alla presente, da cui si evince la natura e i possibili meccanismi di danno . In particolare si evidenziano fessurazioni importanti negli elementi murari e sul solaio del secondo impalcato, riconducibili principalmente ai recenti eventi sismici.

5.3. Verifiche e Indagini in situ estese ed esaustive e caratterizzazione dei materiali

Le indagini svolte presso l'edificio in oggetto (*rapporto di prova DEPAR TEST srl n. 334 del 25/11/2016*) , hanno avuto lo scopo di:

- Definire le proprietà del materiale calcestruzzo e acciaio utilizzato per gli elementi portanti secondari in c.a.;
- Definire la quantità delle armature presenti nelle strutture secondarie in c.a.;
- Definire la sezione e la tipologia delle strutture di fondazione;
- Definire le proprietà del materiale acciaio costituente le armature delle strutture secondarie in calcestruzzo armato;
- Definire la tipologia e le proprietà strutturali dei solai.
- Definire le proprietà e le caratteristiche costruttive delle strutture in muratura;

Sono state svolte pertanto le seguenti prove ed indagini:

- CAROTAGGI E PROVE DI COMPRESSIONE (EN 12504-1:2002)

Estrazione di carote di diametro 80 mm; i prelievi sono stati eseguiti con carotatrice a corona diamantata sulle strutture in calcestruzzo, previa individuazione delle armature metalliche e successiva prova di compressione in laboratorio.

- VERIFICA DELLO SPESSORE DI CALCESTRUZZO CARBONATATO (UNI 9944)

Sono state eseguite verifiche dello spessore di calcestruzzo soggetto a carbonatazione al fine indagare le cause di un fenomeno di corrosione dell'armatura già avvenuto, così come per ricavare elementi di giudizio sul comportamento nel tempo dell'armatura.

- PROVE MAGNETOMETRICHE (BS 1881-204:1988) E RILIEVI DIRETTI

Sono state eseguite indagini magnetometriche con pacometro su elementi strutturali in c.a. al fine di stimare lo spessore del copriferro, individuare la posizione delle barre e stimarne il diametro, sia per i ferri longitudinali che per le staffe.

- PROVE DUROMETRICHE (UNI EN ISO 6506-1)

Sono state eseguite prove durometriche di barre di armatura e su putrelle in acciaio.

- INDAGINI IN FONDAZIONE

Sono stati eseguiti scavi a mezzo meccanico e messa a nudo delle strutture di fondazione della struttura principale e del corpo di fabbrica dove si trova la palestra.

- RILIEVI DIRETTI PER LA CARATTERIZZAZIONE DELLE STRUTTURE ORIZZONTALI

È stato eseguito il rilievo degli elementi costituenti i solai, dei cordoli e degli architravi.

- RILIEVI DIRETTI PER LA CARATTERIZZAZIONE DELLE STRUTTURE VERTICALI

È stato eseguito il rilievo degli elementi costituenti le murature portanti.

- INDAGINI ENDOSCOPICHE

Sono state eseguite indagini endoscopiche al fine di ricostruire le sezioni di murature e solai e verificare l'eventuale presenza di vuoti presenti all'interno.

- PROVE DI CARICO SU SOLAI

E' stata eseguita una prova di carico per verificare la portanza del solaio.

- RILIEVO TERMOGRAFICO

È stato eseguito un rilievo termografico per la determinazione della tessitura dei solai e la verifica della presenza di travi piate.

- PROVE SU MURATURA CON MARTINETTI PIATTI DOPPI (ASTM C 1196-91 - RILEM Lum 90/2 Lum.D.2.)

Sono state eseguite delle prove su muratura con martinetti piatti per la determinazione delle proprietà strutturali della muratura.

- PROVE SCLEROMETRICHE SU MALTE

Sono state eseguite prove sclerometriche per la caratterizzazione delle malte presenti nelle strutture in muratura.

5.4. Caratterizzazione dei materiali

Dalle indagini e dalle prove effettuate sono stati desunti i valori delle caratteristiche meccaniche dei materiali presenti.

MURATURE:

sono state effettuate 3 prove con martinetti piatti doppi e sono stati ottenuti i seguenti risultati

prova M1 al piano primo su di una parete in mattoni pieni:

Tensione di rottura della muratura rilevato: 2,981 N/mm²

Modulo elastico rilevato: 1497,1 N/mm²

prova M2 al piano terra su di una parete in mattoni pieni:

Tensione di rottura della muratura rilevato: 3,138 N/mm²

Modulo elastico rilevato: 1888,8 N/mm²

prova M3 al piano terra su di una parete in pietrame :

Tensione di rottura della muratura rilevato: 1,961 N/mm²

Modulo elastico rilevato: 539,5 N/mm²

i risultati sono stati quindi valutati in base alle **NORME TECNICHE PER IL PROGETTO, LA VALUTAZIONE E L'ADEGUAMENTO SISMICO DEGLI EDIFICI all'Ordinanza 3274 come modificato dall'OPCM 3431 del 3/5/05 ALLEGATO 11.D e alla Tabella C8A.2.1 della CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617**.
 Pertanto in fase di verifica sono stati utilizzati i seguenti valori caratteristici:

Caratteristiche Muratura

N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	Stz	γ _{m,v} / γ _{m,s}	f _{cm(k)/}	f _{tk/}	f _{ck,0/}	f _{vk0/}	μ	λ	TRT	
								f _{cd,v/} f _{cd,s}	f _{td,v/} f _{td,s}	f _{cd,0,v/} f _{cd,0,s}	f _{vd0,v/} f _{vd0,s}			M	F
		[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]				
Muratura in mattoni pieni e malta di calce - con malta di caratteristiche scarse - (Mur)															
005	18 000	0,000010	1 500	503	60	F	3,00	3,01	0,072	3,01	0,072	0,40	12	1	2
							2,00	0,84	0,020	0,84	0,020				
								1,25	0,030	1,25	0,030				
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari) - con malta di caratteristiche scarse - (M.P.)															
006	19 000	0,000010	690	232	60	F	3,00	1,80	0,032	1,80	0,032	0,40	12	2	2
							2,00	0,50	0,009	0,50	0,009				
								0,75	0,013	0,75	0,013				
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI) - con malta di caratteristiche scarse - (M.B.L.S.)															
007	15 000	0,000010	4 970	1 668	60	F	2,20	7,10	0,296	7,10	0,296	0,40	12	1	2
							2,00	2,69	0,112	2,69	0,112				
								2,96	0,123	2,96	0,123				

LEGENDA:

- N_{id}** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
- γ_k** Peso specifico.
- α_{T, i}** Coefficiente di dilatazione termica.
- E** Modulo elastico normale.
- G** Modulo elastico tangenziale.
- C_{Erid}** Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E_{sisma} = E · C_{Erid}].
- Stz** Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
- γ_{m,s}** Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV della muratura nel caso di combinazioni SISMICHE.
- γ_{m,v}** Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU della muratura nel caso di combinazioni a carichi VERTICALI (NON sismiche).
- f_{cm(k)/} f_{cd,v/}** f_{cm(k)}= Resistenza a compressione: media nel caso di muri "di Fatto" (Esistenti); caratteristica nel caso di muri "di Progetto" (Nuovi). f_{cd,v}= Resistenza di calcolo a compressione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\bar{\sigma}_{m,v}$ e LC/FC). f_{cd,s}= Resistenza di calcolo a compressione per combinazioni SISMICHE (funzione di $\bar{\sigma}_{m,s}$ e LC/FC).
- f_{tk/} f_{td,v/}** f_{tk}= Resistenza caratteristica a trazione. f_{td,v}= Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\bar{\sigma}_{m,v}$ e LC/FC). f_{td,s}= Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni SISMICHE (funzione di $\bar{\sigma}_{m,s}$ e LC/FC).
- f_{ck,0/} f_{cd,0,v/}** f_{ck,0}= Resistenza caratteristica a compressione orizzontale. f_{cd,0,v}= Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\bar{\sigma}_{m,v}$ e LC/FC). f_{cd,0,s}= Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni SISMICHE (funzione di $\bar{\sigma}_{m,s}$ e LC/FC).
- f_{vk0/} f_{vd0,v/}** f_{vk0}= Resistenza caratteristica a taglio senza compressione. f_{vd0,v}= Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di $\bar{\sigma}_{m,v}$ e LC/FC). f_{vd0,s}= Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni SISMICHE (funzione di $\bar{\sigma}_{m,s}$ e LC/FC).
- μ** Coefficiente di attrito.
- λ** Snellezza.
- TRT M** Tipo rottura a taglio dei MASCHI: [1] = per scorrimento; [2] = per fessurazione diagonale; [3] = per scorrimento e fessurazione.
- TRT F** Tipo rottura a taglio delle FASCE: [1] = per scorrimento; [2] = per fessurazione diagonale; [3] = per scorrimento e fessurazione; [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MALTE:

Dall'indagine sclerometrica eseguita si riscontra la presenza di una malta nelle murature scarsa o inconsistente.

CALCESTRUZZO ARMATO:

Le qualità dei materiali degli elementi strutturali resistenti in calcestruzzo. sono state verificate mediante esecuzione di prelievi di campioni di calcestruzzo che sono stati poi posti a prove di resistenza a compressione fornendo i seguenti risultati:

N.ro Prelievo	Posizione in opera	Resistenza a compressione cilindrica del provino f _{cm} [Mpa]	F _{1/s}	F _{1/s}	F _{mc}	F _s	H provino [mm]	diam. Provino [mm]	Rapporto h/diam	Resistenza cilindrica in sito del campione di conglomerato cementizio f _{c,ls} [Mpa]
C1	Cordolo di piano	5,67	0,8724	1,03	1	1,06	79,0	79,0	1,0000	5,40
C2	Cordolo di piano	6,01	0,8726	1,03	1	1,06	79,0	79,0	1,0000	5,73

dalla valutazione dei sopracitati risultati di prova in considerazione del grado di conoscenza della struttura, l'epoca di realizzazione della stessa e dei fattori di confidenza *in fase di verifica sono stati utilizzati i seguenti valori caratteristici*:

Caratteristiche calcestruzzo armato															
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	γ _c	f _{cd}	f _{ctd}	f _{ctm}	N	n Ac
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]		[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Calcestruzzo scuola															
001	25 000	0,000010	30 200	12 583	60	F	15,00	-	0,85	1,50	5,88	0,63	1,61	15	002

LEGENDA:

- N_{id}** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
- γ_k** Peso specifico.
- α_{T, i}** Coefficiente di dilatazione termica.
- E** Modulo elastico normale.
- G** Modulo elastico tangenziale.
- C_{Erid}** Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E_{sisma} = E·C_{Erid}].
- Stz** Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
- R_{ck}** Resistenza caratteristica cubica.
- R_{cm}** Resistenza media cubica.
- %R_{ck}** Percentuale di riduzione della R_{ck}
- γ_c** Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
- f_{cd}** Resistenza di calcolo a compressione.
- f_{ctd}** Resistenza di calcolo a trazione.
- f_{ctm}** Resistenza media a trazione per flessione.
- n Ac** Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

ACCIAIO:

Le qualità dei materiali in acciaio è stata valutata mediante indagini durometriche al fine di individuare la resistenza meccanica delle barre in acciaio presenti nelle strutture in calcestruzzo armato e delle putrelle (IPE) del solaio sottotetto.

PROVA	UBICAZIONE	DUREZZA Vickers - HV					INDICE DI RIMBALZO MEDIO	RESISTENZA A TRAZIONE [N/mm ²]
		92	83	103	117	99		
Dr 1	Cordolo scala	92	83	103	117	99	98,8	338,9
Dr 2	Trave in acciaio-solaio	91	84	89	91	94	89,8	313,3

pertanto dalla valutazione dei sopracitati risultati di prova in considerazione del grado di conoscenza della struttura, l'epoca di realizzazione della stessa e dei fattori di confidenza *in fase di verifica sono stati utilizzati i seguenti valori caratteristi per le barre di acciaio dell'armatura del calcestruzzo*:

Caratteristiche tondini acciaio calcestruzzo armato																
N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	Stz	f _{yk,1} / f _{yk,2}	f _{tk,1} / f _{tk,2}	f _{yd,1} / f _{yd,2}	f _{td}	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}	γ _{M3,SLV}	γ _{M3,SLE}	γ _{M7}	
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]						NCnt	Cnt
Acciaio																
002	78 500	0,000010	210 000	80 769	-	450,00	-	391,30	-	1,15	-	-	-	-	-	-

LEGENDA:

- N_{id}** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
- γ_k** Peso specifico.
- α_{T, i}** Coefficiente di dilatazione termica.
- E** Modulo elastico normale.
- G** Modulo elastico tangenziale.
- Stz** Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
- f_{tk,1}** Resistenza caratteristica a Rottura (per profili ≤ 40 mm).
- f_{tk,2}** Resistenza caratteristica a Rottura (per profili 40 mm < t ≤ 80 mm).
- f_{td}** Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).

Caratteristiche tondini acciaio calcestruzzo armato

N_{id}	γ_k	α_{T, i}	E	G	Stz	f_{yk,1}/ f_{yk,2}	f_{tk,1}/ f_{tk,2}	f_{yd,1}/ f_{yd,2}	f_{td}	γ_s	γ_{M1}	γ_{M2}	γ_{M3,SLV}	γ_{M3,SLE}	γ_{M7}
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]						
γ_s	Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.														
γ_{M1}	Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.														
γ_{M2}	Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.														
γ_{M3,SLV}	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).														
γ_{M3,SLE}	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).														
γ_{M7}	Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.														
f_{yk,2}	Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).														
f_{yd,1}	Resistenza di calcolo (per profili con t ≤ 40 mm).														
f_{yd,2}	Resistenza di calcolo (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).														
NOTE	[-] = Parametro non significativo per il materiale.														

e i seguenti valori caratteristici per i profilati in acciaio del tipo IPE (putrelle) con cui è realizzato il solaio del piano primo sottotetto :

Caratteristiche Acciaio profilati IPE

N	γ_k	CdT	E	G	Stz	f_{yk,1}/ f_{yk,2}	f_{tk}	f_{yd,1}/ f_{yd,2}	f_{td}	γ_s	γ_{M1}	γ_{M2}	γ_{M3,SLV}	γ_{M3,SLE}	γ_{M7}
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]						
S235 - (S235)															
003	78.500	0,000012	210.000	80.769	P	235,00 215,00	-	223,81 204,76	-	1,05	1,05	1,25	-	-	-

LEGENDA Caratteristiche Acciaio

- N** Numero identificativo del materiale.
- γ_k** Peso specifico.
- CdT** Coefficiente di Dilatazione Termica.
- E** Modulo elastico normale.
- G** Modulo elastico tangenziale.
- Stz** Indica il 'Tipo Situazione' : [F] = materiale 'di Fatto' (Esistente) (tiene conto del FC); [-/P] = materiale 'di Progetto' (Nuovo); [-] = resistenze medie /caratteristiche del materiale.
- f_{yk,1}** Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con t <= 40 mm).
- f_{yk,2}** Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con 40 mm < t <= 80 mm).
- f_{tk}** Resistenza a Rottura (Bulloni).
- f_{yd,1}** Resistenza di calcolo (per profili con t <= 40 mm).
- f_{yd,2}** Resistenza di calcolo (per profili con 40 mm < t <= 80 mm).
- f_{td}** Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
- γ_s** Coefficiente di sicurezza allo SLV del materiale.
- γ_{M1}** Coefficiente di sicurezza per instabilità.
- γ_{M2}** Coefficiente di sicurezza per sezioni tese indebolite.
- γ_{M3,SLV}** Coefficiente di sicurezza a scorrimento alla SLV (Bulloni).
- γ_{M3,SLE}** Coefficiente di sicurezza a scorrimento alla SLE (Bulloni).
- γ_{M7}** Coefficiente di sicurezza precarico bulloni ad alta resistenza (Bulloni): [-] = parametro NON significativo per il materiale.

LEGNO:

In merito agli elementi lignei delle carpenterie della copertura a falde non sono state effettuate prove sperimentali ed è stata valutata in base ad indagine visiva sulla tipologia presente , legno massello, e dai dati tecnici desunti dalla documentazione dei lavori di ristrutturazione per la manutenzione della copertura eseguiti nel 1998 e pertanto *in fase di verifica sono stati utilizzati i seguenti valori caratteristici:*

Caratteristiche Legno

N_{id}	Tp	γ_k	γ_{mean}	G_{mean}	Stz	f_{m,k}	f_{v,k}	γ_M	γ_{M,e}	β_c	Dir	α_{T, i}	E_{i,05}	G_{i,05}	E_{i,mean}	f_{c,i,k}	f_{t,i,k}
		[N/m ³]	[N/m ³]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]					[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
LM																	
004	M	3 200	3 800	560	F	18,00	3,400	1,50	1,00	0,2	0	0,000004	6 000	373	9 000	18,00	11,00
											90	0,000058	-	-	300	2,20	0,40

LEGENDA:

- N_{id}** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
- Tp** Tipologia ai fini del calcolo di KMOD (Tab. 4.4.IV DM 14/01/2008): [M/L] = Legno massiccio o lamellare.
- γ_k** Peso specifico.
- γ_{mean}** Peso specifico medio.
- G_{mean}** Modulo elastico tangenziale.
- Stz** Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
- f_{m,k}** Resistenza a Flessione.
- f_{v,k}** Resistenza a taglio.

N_{id}	TP	γ_k [N/m ³]	γ_{mean} [N/m ³]	G_{mean} [N/mm ²]	Stz	$f_{m,k}$ [N/mm ²]	$f_{v,k}$ [N/mm ²]	γ_M	$\gamma_{M,e}$	β_c	Dir	$\alpha_{T,i}$ [1/°C]	$E_{i,05}$ [N/mm ²]	$G_{i,05}$ [N/mm ²]	$E_{i,mean}$ [N/mm ²]	$f_{c,i,k}$ [N/mm ²]	$f_{t,i,k}$ [N/mm ²]	
γ_M		Coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni fondamentali. (*) = per produzioni continuative, soggette a controllo continuativo del materiale.																
$\gamma_{M,e}$		Coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni eccezionali.																
β_c		Coefficiente di imperfezione per la verifica di instabilità.																
Dir		Direzione: [0] = parallelo alle fibre, [90] = perpendicolare alle fibre.																
$\alpha_{T,i}$		Coefficiente di dilatazione termica.																
$E_{i,05}$		Modulo elastico normale caratteristico [i = (0, 90)]																
$G_{i,05}$		Modulo elastico tangenziale caratteristico [i = (0, 90)].																
$E_{i,mean}$		Modulo elastico normale medio [i = (0, 90)].																
$f_{c,i,k}$		Resistenza caratteristica a compressione [i = (0, 90)]																
$f_{t,i,k}$		Resistenza caratteristica a trazione [i = (0, 90)].																

5.5. Risultati delle indagini effettuate e criticità riscontrate

Le indagini oltre alla caratterizzazione dei materiali ha fornito dati in merito alle caratteristiche costruttive dell'edificio e sul suo stato di conservazione.

In particolare sono state indagate le murature, i solai e le fondazioni attraverso indagini visive ed endoscopie e termografiche oltre alle sopracitate indagini sperimentali, per i solai è stata effettuata anche una prova di carico.

Inoltre si è proceduto alla verifica delle armature presenti sui cordoli, sui solai, sulle solette delle scale in c.a. mediante indagini magnetometriche e rilievi diretti.

In fine sono state indagate le caratteristiche costruttive delle murature, verificando la presenza di cordoli architravi in c.a., la verifica dell'esistenza o meno di elementi quali ricorsi o listature, la presenza di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti, la verifica degli ammorsamenti tra le murature o di interventi di consolidamento eseguiti in passato ma non emersi dalle indagini documentali.

I Solai individuati sono prevalentemente di due tipologie, un solaio in latero-cemento al piano primo e un solaio con putrelle in acciaio di tipo IPE al piano sottotetto.



solaio piano primo



solaio piano terra

La prova di carico ha dato una deformazione massima con un carico 463 kg/m^2 di $1,469 \text{ mm}$ e con una deformazione residua trascurabile , e ci permette di valutare staticamente efficace il comportamento del solaio anche se in presenza di solai dalle luci rilevanti mediamente superiore ai $6,5 \text{ m}$.



Prova di carico

Il rilievo e la catalogazione delle tipologie dei solai e delle loro caratteristiche costruttive sono riportate negli elaborati grafici allegati (elab. S01).

Le murature sono realizzate al piano terra in pietrame sul corpo principale ed in muratura con mattoni pieni nel corpo dei servizi igienici, mentre al piano primo e sottotetto sono tutte in mattoni pieni. Le indagini hanno evidenziato la presenza di un cordolo in c.a. al piano terra , la presenza di architravi in c.a. sulle aperture, l'assenza di una adeguata ammortatura tra le pareti, infatti molte di esse risultano non ammortate tra loro o ammortate male, inoltre non sono state individuate caratteristiche costruttive che possano migliorarne il comportamento, infatti le malte sono inconsistenti, non vi sono ricorsi o listellature e non sono emersi elementi di collegamento trasversale tra i paramenti.



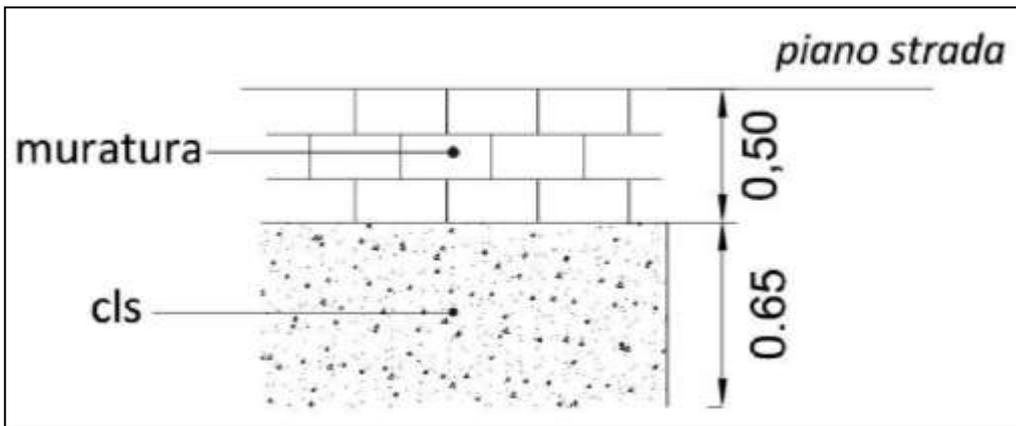
Muratura in pietrame piano terra



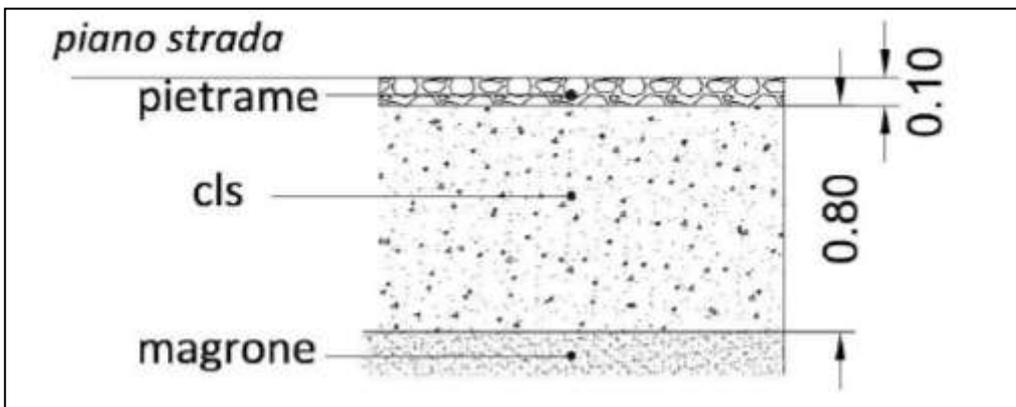
Muratura in mattoni pieni piano terra

Le fondazioni

Le fondazioni sono in calcestruzzo e sono diverse tra il corpo principale (F2) e il corpo dei servizi igienici (F1)



F1



F2

Non sono emerse problematiche particolari problematiche sulle fondazioni ne si evidenziano cedimenti fondali.

Da tali verifiche è quindi emerso **che l'opera non è in buono stato di conservazione**, evidentemente tale quadro è stato aggravato dai recenti eventi sismici che hanno prodotto fessure tali da presagire deficit strutturali e problemi statici.

Sono infatti emersi distacchi delle murature negli spigoli non ammortati che sembrano individuare il possibile ribaltamento delle stesse e sono presenti anche fessure importanti nei solai del piano sottotetto che in alcuni punti sembra in distacco a causa dell'assenza di un'adeguata ammortatura alla murature. In generale la struttura si dimostra fragile e realizzata con caratteristiche costruttive e con materiali scadenti.

6. DEFINIZIONE DEL LIVELLO DI CONOSCENZA DELL'EDIFICIO

In riferimento alla procedura per la valutazione del livello di conoscenza si è fatto riferimento al paragrafo 8.5. del D.M. 14/01/2008 e all'appendice C8A della Circolare 02/02/2009 par. C8A.1.A "COSTRUZIONI IN MURATURA: DATI NECESSARI E IDENTIFICAZIONE DEL LIVELLO DI CONOSCENZA".

In seguito alla campagna d'indagini, al rilievo dettagliato della struttura e dei suoi dettagli costruttivi e sulla base delle informazioni acquisite come da Ordinanza 3274 come modificato dall'OPCM 3431 del 3/5/05 :

- sulla GEOMETRIA (par. C8.A.1.A.1 - Circolare 02-02-2009 n. 617);
- sui DETTAGLI COSTRUTTIVI (par. C8.A.1.A.2 - Circolare 02-02-2009 n. 617);
- sulle PROPRIETA' DEI MATERIALI (par. C8.A.1.A.3 - Circolare 02-02-2009 n. 617);

con riferimento alla Tabella C8A.1.1 (Circolare 02-02-2009 n. 617) sono stati acquisiti il **LIVELLO DI CONOSCENZA** (LC - par. C8.A.1.A.4 - Circolare 02-02-2009 n. 617) ed il **FATTORE DI CONFIDENZA** (FC - par. C8.A.1.A.4 - Circolare 02-02-2009 n. 617) seguenti:

Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Livello di conoscenza	Fattore di confidenza
LC2	1.20

LEGENDA: Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Livello di conoscenza [LC1] = Conoscenza Limitata - [LC2] = Conoscenza Adeguata - [LC3] = Conoscenza Accurata.
Fattore di confidenza Fattore di confidenza applicato alle proprietà dei materiali.

7. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

L'edificio è stato progettato per una **Vita Nominale** pari a **50** e per Classe d'Uso pari a **3**.

Classe III Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti nella classe IV. Ponti e reti viarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso;

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_D	0,7	1,0	1,5	2,0

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il suolo di fondazione di categoria **C**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Stato Limite	Parametri di pericolosità sismica							
	a_g [g]	F_0	T_c^* [s]	C_c	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]	S_s [s]
SLO	0.0674	2.436	0.288	1.58	0.152	0.456	1.869	1.50
SLD	0.0842	2.430	0.309	1.55	0.159	0.478	1.937	1.50
SLV	0.2043	2.476	0.349	1.49	0.173	0.519	2.417	1.40
SLC	0.2609	2.516	0.354	1.48	0.175	0.524	2.643	1.31

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione a_g al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Struttura q .

Il Fattore di struttura q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttività e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il Coefficiente di Amplificazione Topografica S_T pari a **1,00**.

Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati tabulati di calcolo al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".

Per la struttura in esame sono stati determinati i seguenti valori:

Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Struttura (q_x) per sisma orizzontale in direzione X: **2,250**;

Fattore di Struttura (q_y) per sisma orizzontale in direzione Y: **2,250**;

Fattore di Struttura (q_z) per sisma verticale: **1,50**.

Essendo la struttura oggetto di studio una **struttura esistente**, il fattore di struttura è invece calcolato secondo quanto indica la *Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti*, al par. C8.7.1.2. Per la verifica di edifici con analisi lineare ed impiego del fattore q , il valore da utilizzare per quest'ultimo è pari a:

- $q = 2,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione;
- $q = 1,5 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ negli altri casi;

in cui α_u e α_1 sono definiti al par. 7.8.1.3 del D.M. 14/01/2008. In assenza di più precise valutazioni, potrà essere assunto un rapporto α_u / α_1 pari a 1,5.

Il "**periodo di riferimento** per l'azione sismica" (punto 2.4.3 delle "NTC08"), considerato che il coefficiente d'uso nel caso in esame vale $CU = 1,5$ (tabella 2.4.II delle "NTC08"), si determina mediante la relazione

$$VR = VN * CU = 50 \cdot 1,5 = 75 \text{ anni.}$$

8. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

8.1. Analisi dell'apparato strutturale

L'organizzazione del sistema resistente è un parametro essenziale per valutare la propensione di un edificio in muratura di resistere alle azioni sismiche, prescindendo dal materiale e dalle caratteristiche delle singole murature.

Il meccanismo resistente di una struttura in muratura sottoposta all'azione sismica si sviluppa infatti con l'impegno dei pannelli murari disposti parallelamente alle forze orizzontali, in funzione della massa delle pareti stesse e delle azioni trasmesse dai solai e dalle pareti trasversali.

E' chiaro che in assenza di efficaci collegamenti tra le pareti ortogonali ci potrebbero essere pannelli murari sottoposti ad azioni perpendicolari al loro piano, che rappresentano la condizione di carico più gravosa.

Lo stesso problema si potrebbe verificare in tutti quei casi in cui, lungo una delle due direzioni principali dell'edificio, manchino le pareti necessarie per assorbire le forze sismiche.

In definitiva si può affermare che la qualità del sistema resistente aumenta quando il comportamento della struttura si avvicina al sistema cosiddetto "scatolare", che rappresenta il meccanismo ideale per gli edifici in muratura, caratterizzato da muri ortogonali, bene ammortati tra loro e non eccessivamente distanti, che portano solai sufficientemente rigidi nel loro piano. In queste condizioni, le forze sismiche dovute alla massa dei solai e dei muri perpendicolari alla direzione del sisma possono essere trasferiti alle pareti dette di controvento, orientate parallelamente al sisma stesso.

Ogni porzione di muro parallelo alla direzione del sisma, infatti, se sufficientemente esteso e ben ammortato, è in grado di assorbire parte delle azioni indotte dal terremoto.

Oltre ai pannelli murari, anche i solai devono soddisfare alcuni requisiti essenziali al fine di trasferire in maniera ottimale l'azione sismica sulle pareti su cui appoggiano.

La qualità e la tipologia dei solai ha un notevole peso nel garantire un buon funzionamento degli elementi resistenti verticali.

Un solaio sufficientemente rigido nel proprio piano, con murature di contorno non eccessivamente distanti e ben ammortato a tutti i muri perimetrali costituisce requisito essenziale per garantire il comportamento "scatolare" del sistema.

Per consentire alla struttura una risposta ottimale al sisma, a prescindere dal materiale con cui è costruita, un altro criterio di fondamentale importanza è la sua regolarità, in pianta ed in altezza. La regolarità ottimizza la capacità di prevedere il comportamento della struttura.

Viceversa, ogni qual volta, in fase di modellazione della struttura, si è costretti a suddividere il fabbricato in più corpi di fabbrica a se stanti, si è sicuramente in presenza di una costruzione non regolare.

La regolarità di una costruzione però non si limita solamente ad un aspetto teorico di modellazione; in caso di sisma, infatti, l'irregolarità contribuisce alla formazione di lesioni e fessurazioni lungo le linee di congiunzione che di fatto generano corpi di fabbrica separati, facendo perdere d'uniformità l'intero edificio colpito.

La campagna di indagine effettuata ha consentito di individuare alcuni aspetti di criticità strutturale dell'edificio nei confronti di azioni orizzontali di natura sismica, e ciò a prescindere dalle verifiche analitiche che sono poi state condotte sul modello strutturale dell'organismo edilizio.

Le analisi numeriche riportate nei successivi paragrafi sono state elemento di conferma rispetto alle debolezze strutturali individuate in fase di indagine.

Come già detto, infatti, la vulnerabilità sismica degli edifici in muratura, ossia la loro propensione a subire danni in occasione di fenomeni tellurici, dipende essenzialmente, oltre che dalle caratteristiche del sito, dalla loro organizzazione geometrica, dall'efficacia dei collegamenti degli elementi strutturali, dalla rigidità degli stessi e dalle resistenze meccaniche dei materiali.

Prima di addentrarsi nelle verifiche della sicurezza globale dell'edificio è stato necessario porre l'attenzione sugli aspetti che rappresentano evidenti situazioni di criticità sismica, riscontrati nel corso delle indagini e legati esclusivamente all'impianto geometrico della costruzione nonché al collegamento ed alla rigidità di alcuni elementi strutturali che la compongono.

Mi riferisco sia all'impalcato intermedio, quello che costituisce il piano di calpestio del primo piano, ma ancora di più al piano sottotetto dove sono state riscontrate condizioni di vulnerabilità che, in caso di azioni sismiche potrebbero generare meccanismi di collasso locale per azioni fuori piano.

In generale, la vulnerabilità alle azioni sismiche di un edificio in muratura è tanto minore quanto più la configurazione strutturale è tale da attivare la resistenza nel proprio piano dei pannelli murari.

Pertanto le debolezze individuate in fase di indagine quali assenza di cordolo di piano nel sottotetto assenza o cattiva ammorsatura tra le murature e tra le murature e i solai, **permettono di definire il comportamento della struttura in esame come "NON SCATOLARE"** e ha avuto conferma nelle analisi numeriche qui di seguito riportate.

8.2. Azioni sulla costruzione

Partendo da un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica.

Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del **Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G. U. 4 febbraio 2008, n. 29 - Suppl.Ord.) *"Norme tecniche per le Costruzioni"*.

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Per quanto riguarda le azioni di calcolo delle membrature in legno, queste sono assegnate ad una delle classi di durata del carico elencate nella Tab. 4.4.I, di cui sotto.

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	Più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi - 10 anni
Media durata	1 settimana - 6 mesi
Breve durata	Meno di 1 settimana
Istantanea	--

Le classi di durata del carico si riferiscono a un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. Per un'azione variabile la classe appropriata deve essere determinata in funzione dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, oltre che nei tabulati di calcolo nella relativa sezione, sono di seguito riportate:

Analisi carichi

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
001	S	SOLETTE copertura Centrale termica	Coperture accessibili solo per	<i>*vedi le relative tabelle dei carichi</i>	-	Manto di copertura, impermeabilizzazione e intonaco inferiore	1 360	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	500	[N/m ²] 1 000

N _{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve [N/m ²]
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
002	S	Soletta. Fond. CT	manutenzione	*vedi le relative tabelle dei carichi	-	Pavimento e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	2 360	(Cat. H1 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008) Civile abitazione	2 000	0
003	S	Scala	Scale, balconi, ballatoi (Cat. C)	*vedi le relative tabelle dei carichi	-	Pavimento, sottofondo e intonaco	1 360	Balconi, ballatoi e scale comuni (Cat. C2 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	4 000	0
004	S	SOLETTE CONTROTERRA SCUOLA	Scuole	soletta cls	3 500	Pavimentazione e sottofondo, incidenza dei tramezzi	2 300	Scuole (Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	3 000	0
005	S	SOLAIO piano primo scuola h 25 cm	Scuole	Solaio latero-cementizio di spessore 25 cm (20+5)	3 530	Pavimentazione e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	2 360	Scuole (Cat. C1 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	3 000	0
006	S	SOLAI SOLAI PUTRELLE FERRO sottotetto scuola	Coperture accessibili solo per manutenzione	Solaio misto del tipo a "PUTRELLE" in FERRO-CLS - LATERIZIO costituito da TRAVI DOPPIO T ipe 160 in ferro soletta in cls di spessore 5 cm e laterizi h 12 cm	2 000	Manto di copertura e sottofondo, coibentazione e controsoffittatura	1 200	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione (Cat. H1 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	500	0
007	S	SOLAIO in legno copertura scuola	Coperture accessibili solo per manutenzione	Orditura secondaria e tavolato in legno	400	Manto di tegole e coibentazione	600	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione (Cat. H1 – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	500	1 000

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

PP, PNS, SA Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

N _{id}	Descrizione	F+E	+/- F	CDC	Tipologie di carico		
					ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
0001	Carico Permanente	SI	NO	Permanente	1,00	1,00	1,00
0002	Permanenti NON Strutturali	SI	NO	Permanente	1,00	1,00	1,00
0003	Abitazioni	SI	NO	Media	0,70	0,50	0,30
0004	Scuole	SI	NO	Media	0,70	0,70	0,60
0005	Scale, balconi, ballatoi (Cat. C)	SI	NO	Media	0,70	0,70	0,60
0006	Coperture accessibili solo per manutenzione	SI	NO	Media	0,00	0,00	0,00
0007	Carico da Neve <= 1000 m s.l.m.	SI	NO	Breve	0,50	0,20	0,00
0008	Sisma X	NO	NO	Media	1,00	1,00	1,00
0009	Sisma Y	NO	NO	Media	1,00	1,00	1,00
0010	Sisma Z	NO	NO	Media	1,00	1,00	1,00
0011	Sisma Ecc.X	NO	NO	Media	1,00	1,00	1,00
0012	Sisma Ecc.Y	NO	NO	Media	1,00	1,00	1,00

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo della Tipologia di Carico.

F+E Indica se la tipologia di carico considerata è AGENTE con il sisma.

+/- Indica se la tipologia di carico è ALTERNATA (cioè considerata due volte con segno opposto) o meno.

F

CDC Indica la classe di durata del carico.

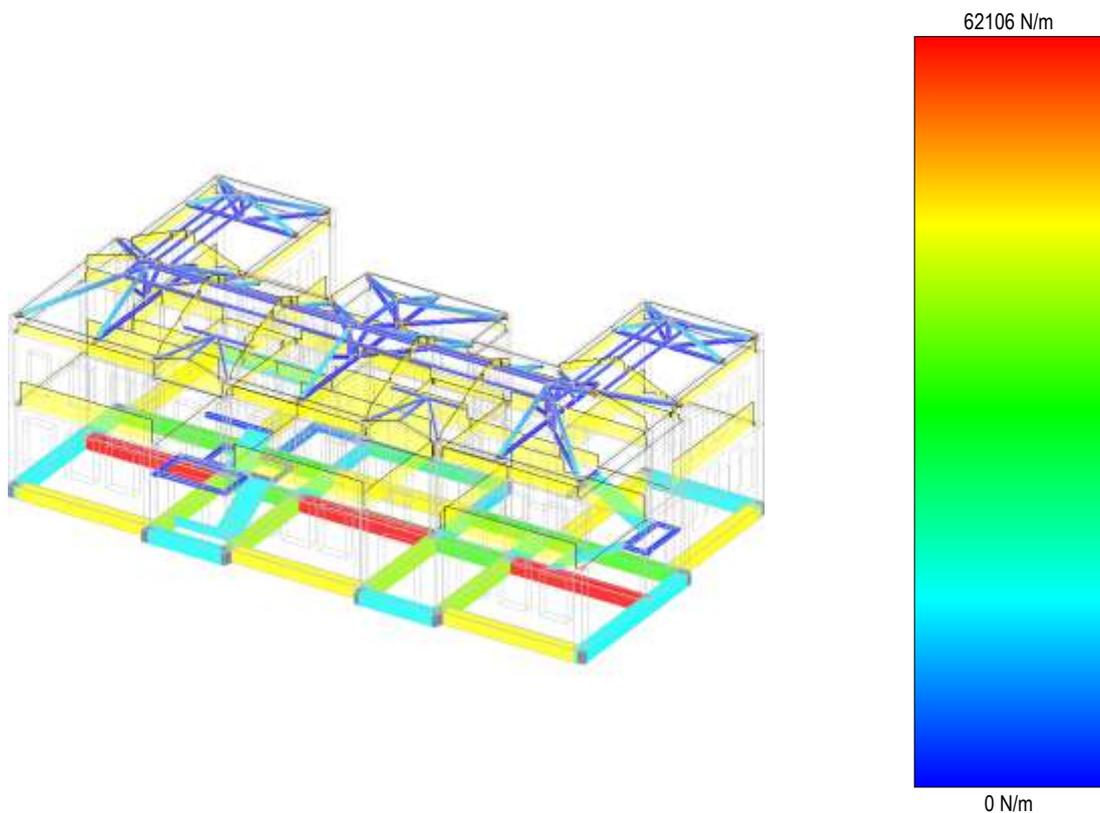
NOTA: dato significativo solo per elementi in materiale legnoso.

ψ₀ Coefficiente riduttivo dei carichi allo SLU e SLE (carichi rari).

ψ₁ Coefficiente riduttivo dei carichi allo SLE (carichi frequenti).

ψ₂ Coefficiente riduttivo dei carichi allo SLE (carichi frequenti e quasi permanenti).

Viene di seguito riportata una vista assonometrica, riportante le condizioni di carico della struttura, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:



carichi verticali - condizioni di carico : permanenti - permanenti non strutturali - accidentali

Azioni sulla struttura

Quindi si è proceduto ai calcoli e alle verifiche che sono condotte con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 14/01/2008. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots \quad (1)$$

dove:

G_1	rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
G_2	rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
P	rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
Q	azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo: <ul style="list-style-type: none"> - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura; - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
Q_{ki}	rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
$\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$	coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 14/01/2008;
ψ_{0i}	sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le 256 combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati tabulati di calcolo.

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

E	rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
G_1	rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
G_2	rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
P	rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
ψ_{2i}	coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
Q_{ki}	valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

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

$$G_k + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	ψ_{2i}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B - Uffici	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E - Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,3
Categoria H - Coperture	0,0
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'Approccio 2 come definito al par. 2.6.1 del D.M. 14/01/2008, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 14/01/2008.

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 14/01/2008.

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della Tab. 6.4.I del D.M. 14/01/2008 per le fondazioni superficiali.

Si è quindi provveduto ad inserire le armature rilevate di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei "Tabulati di calcolo" in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

Stato Limite di Danno

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G₁ rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G₂ rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i.

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

$$G_k + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 14/01/2008 al par. 2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

rara	frequente	quasi permanente
$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:

- G_{kj} valore caratteristico della j-esima azione permanente;
- P_{kh} valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
- Q_{kl} valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- Q_{ki} valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- ψ_{0i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
- ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base [Q_{k1} nella formula (1)], con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli allegati tabulati di calcolo sono riportanti i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "Quasi Permanente" (1), "Frequente" (5) e "Rara" (6).

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

8.3. Analisi statica modale (SITUAZIONE ESISTENTE per la verifica della VULNERABILITÀ SISMICA E LA DETERMINAZIONE DELL'INDICATORE DI RISCHIO PGA)

Il calcolo delle azioni sismiche è stato sviluppato tramite un'analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Il codice di calcolo delle strutture impiegato è del tipo agli elementi finiti denominato **EdiLus della ditta ACCA software S.p.A.** Versione 32.00d (Numero di serie 89060708)

Il numero di modi di vibrazione considerato (**25**) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	83.8
salvaguardia della vita	Y	84.4
salvaguardia della vita	Z	100.0

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E , conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (*Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa*):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad \text{con} \quad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2)} \quad \beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

dove:

n è il numero di modi di vibrazione considerati;

ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;

β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i - j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove

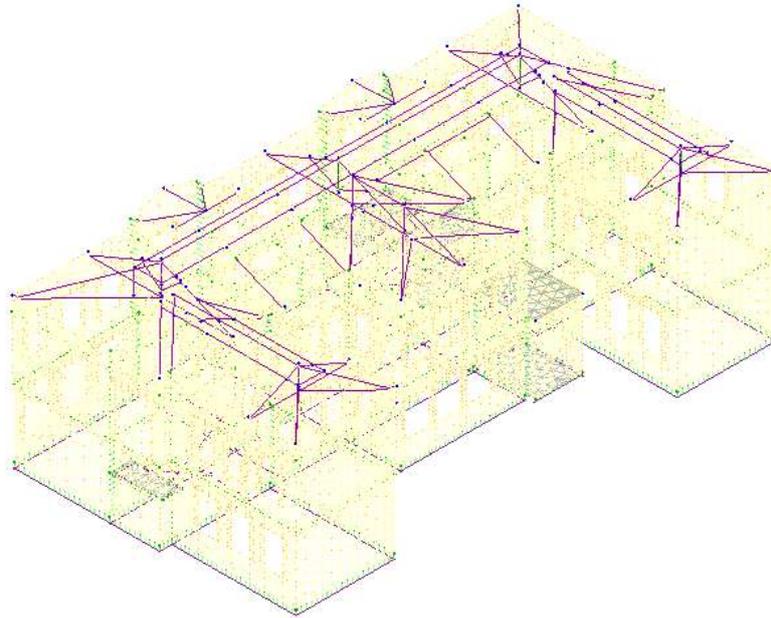
$$\begin{array}{ll} \mu_d = q & \text{se } T_1 \geq T_C; \\ \mu_d = 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 & \text{se } T_1 < T_C. \end{array}$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

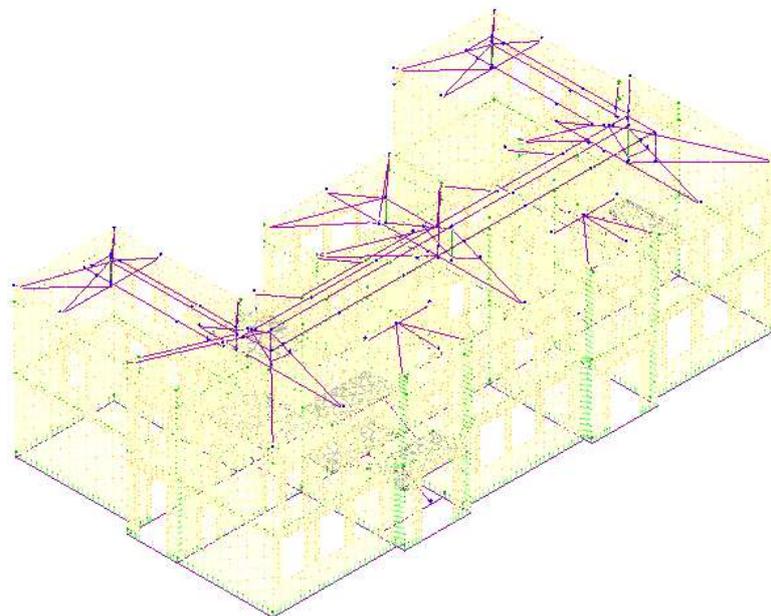
Il modello è stato creato individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

Vista Anteriore



Vista Posteriore



Tramite tale modellazione e conseguente analisi è stata studiata la struttura e sono stati verificati i comportamenti della stessa individuando la **DOMANDA DOVUTA ALL'ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA ATTESA** nel sito di riferimento con la **CAPACITA' massima dalla struttura in riferimento all' ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA SOSTENIBILE**.

Da tale raffronto è stata quindi calcolati gli **INDICATORI DI RISCHIO SISMICO** .

Più nello specifico sono state calcolate le accelerazioni sismiche di collasso allo **SLO** , **SLD**, **SLV** e qui di seguito si riportano i risultati :

ACCELERAZIONI SISMICHE DI COLLASSO SU BEAM E SHELL

Id _{Elm}	FLESSIONE			TAGLIO		
	%LLI/Shell	PGA _{PF/RC}	PGA _C /PGA _D [%]	%LLI/Shell	PGA _T	PGA _C /PGA _D [%]
Piano Terra						
Trave 11c-13c	0.00 %	0,212	74	100.00 %	0,162	57
Trave P1-4c	100.00 %	0,664	200	100.00 %	0,104	36
Trave P1-P2	75.00 %	0,330	116	75.00 %	0,165	58
Trave P2-7c	0.00 %	0,504	177	87.50 %	0,154	54
Trave 8c-P13	0.00 %	0,681	200	12.50 %	0,106	37
Trave P13-P14	0.00 %	0,541	190	0.00 %	0,251	88
Trave 13c-P14	100.00 %	1,042	200	12.50 %	0,205	72
Trave 5c-6c	0.00 %	0,180	63	12.50 %	0,422	148
Trave 9c-12c	100.00 %	0,248	87	100.00 %	0,763	200
Trave 17c-P18	75.00 %	0,510	179	12.50 %	0,094	33
Trave 27c-28c	100.00 %	0,719	200	100.00 %	0,139	49
Trave P18-28c	100.00 %	0,364	128	87.50 %	0,218	76
Trave 16c-20c	100.00 %	0,193	68	12.50 %	0,508	178
Trave 19c-21c	0.00 %	0,126	44	100.00 %	0,235	82
Trave 10c-11c	100.00 %	0,192	67	100.00 %	0,341	119
Trave 1c-2c	12.50 %	0,608	200	12.50 %	0,955	200
Trave 18c-24c	87.50 %	0,327	115	87.50 %	0,384	134

LEGENDA:

Id_{Elm} Identificativo dell'elemento strutturale.

%LLI/Shell Nodi (CA) - Verifica di confinamento parte 1

PGA_{PF/RC} Accelerazione sismica di collasso per PRESSOFLESSIONE o FLESSIONE/ROTAZIONE ALLA CORDA. [0] = l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazione sismica $[G_k + \sum_i (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})]$.

N.B.: per gli elementi beam (travi e pilastri), nel caso di calcolo Non Lineare, la PGA è quella relativa al meccanismo di collasso per verifica di rotazione alla corda.

PGA_T Accelerazione sismica di collasso per TAGLIO. [0] = l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazione sismica $[G_k + \sum_i (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})]$.

PGA_C/PGA_D Rapporto tra la PGA di "capacità" (PGA_C) dell'elemento e quella di "domanda" (PGA_D = $S_5 \cdot S_T \cdot a_g/g$). [200] = PGA_C > 2 · PGA_D.

ACCELERAZIONI SISMICHE DI COLLASSO PER CARICO LIMITE

Id _{Elm}	PGA _{Ql}	PGA _C /PGA _D [%]
Fondazione		
Trave P31-P32	0,630	200
Trave P4-P1	0,815	200
Trave P13-22c	4,218	200
Trave P11-P13	0,685	200
Trave P13-P14	0,650	200
Trave P14-P15	0,680	200
Trave P15-P16	0,769	200
Trave P14-P24	3,736	200
Trave 3c-P14	0,591	200
Trave P20-P22	0,707	200
Trave 22c-P23	0,953	200
Trave P24-P25	0,803	200
Trave 24c-P27	0,644	200
Trave P23-P24	0,786	200
Trave 23c-P26	0,658	200
Trave P6-P18	0,645	200
Trave P5-P6	0,755	200
Trave P2-P3	0,816	200
Trave P16-23c	4,409	200

Id_{Elm}	PGA_{Ql}	PGA_C/PGA_D [%]
Trave P3-P15	0,679	200
Trave P5-P16	0,631	200
Trave P25-23c	0,969	200
Trave P27-P36	0,735	200
Trave P33-P34	0,682	200
Trave P22-P34	0,783	200
Trave 1c-P13	0,663	200
Trave P22-22c	0,839	200
Trave P24-P29	0,579	200
Trave P2-3c	0,530	186
Trave P1-1c	0,695	200
Trave P4-P11	0,651	200
Trave P23-P31	0,535	188
Trave P26-24c	0,701	200
Trave P16-15c	0,603	200
Trave P11-P19	0,876	200
Trave P20-P33	0,652	200
Trave P35-P36	0,679	200
Trave P26-P35	0,657	200
Trave P18-P28	0,678	200
Trave P1-P2	0,661	200
Trave P29-P30	0,905	200
Trave P25-P30	0,571	200
Trave 15c-P18	0,680	200
Trave P15-P25	4,006	200
Trave P3-P5	0,681	200

LEGENDA:

Id_{Elm} Identificativo dell'elemento strutturale.

PGA_{Ql} Accelerazione sismica di collasso per CAPACITA' LIMITE del TERRENO di FONDAZIONE. [0] = l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazione sismica $[G_k + \sum_i (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})]$.

PGA_C/PGA_D Rapporto tra la PGA di "capacità" (PGA_C) dell'elemento e quella di "domanda" (PGA_D = $S_s \cdot S_T \cdot a_g/g$). [200] = $PGA_C > 2 \cdot PGA_D$.

ACCELERAZIONI SISMICHE DI COLLASSO PER MURI

Id_{Mu}	PGA_{NP}	PGA_C/PGA_D [%]	PGA_{FP}	PGA_C/PGA_D [%]	PGA_{TNP}	PGA_C/PGA_D [%]	PGA_{DF}	PGA_C/PGA_D [%]
Piano Terra								
Maschio 125	0,411	144	0,262	92	0,571	200	0,299	105
Maschio 124	0,571	200	0,516	181	0,571	200	0,299	105
Maschio 123	0,571	200	0,499	175	0,571	200	0,299	105
Maschio 122	0,288	101	0,123	43	0,571	200	0,299	105
Maschio 129	0,277	97	0,140	49	0,571	200	0,299	105
Maschio 128	0,571	200	0,454	159	0,571	200	0,299	105
Maschio 127	0,571	200	0,485	170	0,571	200	0,299	105
Maschio 126	0,328	115	0,248	87	0,571	200	0,299	105
Maschio 131	0,571	200	0,234	82	0,571	200	0,299	105
Maschio 130	0,571	200	0,083	29	0,571	200	0,299	105
Maschio 132	0,571	200	0,411	144	0,148	52	0,299	105
Maschio 133	0,571	200	0,539	189	0,154	54	0,299	105
Maschio 134	0,571	200	0,522	183	0,140	49	0,299	105
Maschio 136	0,397	139	0,217	76	0,571	200	0,299	105
Maschio 135	0,320	112	0,071	25	0,571	200	0,299	105
Maschio 140	0,274	96	0,194	68	0,571	200	0,299	105
Maschio 139	0,571	200	0,488	171	0,571	200	0,299	105
Maschio 138	0,571	200	0,571	200	0,571	200	0,299	105
Maschio 137	0,571	200	0,308	108	0,571	200	0,299	105
Maschio 142	0,077	27	0,571	200	0,571	200	0,299	105
Maschio 141	0,399	140	0,571	200	0,571	200	0,299	105
Maschio 145	0,177	62	0,083	29	0,571	200	0,299	105
Maschio 147	0,285	100	0,328	115	0,571	200	0,299	105
Maschio 146	0,522	183	0,302	106	0,571	200	0,299	105
Maschio 152	0,165	58	0,131	46	0,571	200	0,299	105
Maschio 151	0,397	139	0,357	125	0,571	200	0,299	105
Maschio 150	0,571	200	0,522	183	0,571	200	0,299	105
Maschio 149	0,425	149	0,385	135	0,571	200	0,299	105
Maschio 148	0,223	78	0,068	24	0,571	200	0,299	105
Maschio 153	0,505	177	0,317	111	0,140	49	0,299	105
Maschio 155	0,571	200	0,519	182	0,117	41	0,299	105
Maschio 154	0,571	200	0,123	43	0,571	200	0,299	105
Maschio 159	0,262	92	0,180	63	0,571	200	0,299	105

Id _{MU}	PGA _{NP}	PGA _C /PGA _D		PGA _{FP}	PGA _C /PGA _D		PGA _{TNP}	PGA _C /PGA _D		PGA _{DF}	PGA _C /PGA _D	
			[%]			[%]			[%]			[%]
Maschio 158	0,519	182		0,434	152	0,571	200	0,299		105		
Maschio 157	0,571	200		0,525	184	0,571	200	0,299		105		
Maschio 156	0,534	187		0,348	122	0,571	200	0,299		105		
Maschio 160	0,568	199		0,379	133	0,114	40	0,299		105		
Maschio 163	0,554	194		0,317	111	0,571	200	0,299		105		
Maschio 162	0,571	200		0,571	200	0,106	37	0,299		105		
Maschio 161	0,571	200		0,251	88	0,571	200	0,299		105		
Maschio 164	0,508	178		0,200	70	0,134	47	0,299		105		
Maschio 167	0,454	159		0,325	114	0,571	200	0,299		105		
Maschio 166	0,571	200		0,491	172	0,120	42	0,299		105		
Maschio 165	0,571	200		0,180	63	0,571	200	0,299		105		
Maschio 169	0,565	198		0,359	126	0,571	200	0,299		105		
Maschio 168	0,465	163		0,094	33	0,571	200	0,299		105		
Maschio 172	0,511	179		0,240	84	0,571	200	0,299		105		
Maschio 171	0,571	200		0,448	157	0,126	44	0,299		105		
Maschio 170	0,419	147		0,120	42	0,571	200	0,299		105		
Maschio 174	0,371	130		0,143	50	0,571	200	0,299		105		
Maschio 173	0,411	144		0,100	35	0,571	200	0,299		105		
Maschio 178	0,425	149		0,160	56	0,571	200	0,299		105		
Maschio 177	0,559	196		0,340	119	0,571	200	0,299		105		
Maschio 176	0,534	187		0,340	119	0,571	200	0,299		105		
Maschio 175	0,382	134		0,328	115	0,571	200	0,299		105		
Maschio 182	0,348	122		0,294	103	0,571	200	0,299		105		
Maschio 181	0,571	200		0,462	162	0,123	43	0,299		105		
Maschio 180	0,465	163		0,405	142	0,571	200	0,299		105		
Maschio 179	0,365	128		0,123	43	0,571	200	0,299		105		
Maschio 183	0,337	118		0,214	75	0,074	26	0,299		105		
Maschio 185	0,571	200		0,502	176	0,134	47	0,299		105		
Maschio 184	0,456	160		0,120	42	0,571	200	0,299		105		
Maschio 186	0,417	146		0,311	109	0,163	57	0,299		105		
Maschio 187	0,362	127		0,257	90	0,071	25	0,299		105		
Maschio 188	0,488	171		0,385	135	0,134	47	0,299		105		
Maschio 189	0,471	165		0,220	77	0,571	200	0,299		105		
Maschio 190	0,417	146		0,325	114	0,177	62	0,299		105		
Maschio 191	0,476	167		0,359	126	0,117	41	0,299		105		
Maschio 192	0,573	200		0,422	148	0,148	52	0,299		105		
Maschio 193	0,465	163		0,362	127	0,111	39	0,299		105		
Maschio 197	0,388	136		0,260	91	0,571	200	0,299		105		
Maschio 196	0,571	200		0,511	179	0,571	200	0,299		105		
Maschio 195	0,545	191		0,508	178	0,571	200	0,299		105		
Maschio 194	0,280	98		0,248	87	0,571	200	0,299		105		
Maschio 198	0,571	200		0,191	67	0,571	200	0,299		105		
Maschio 200	0,377	132		0,234	82	0,571	200	0,299		105		
Maschio 199	0,328	115		0,088	31	0,571	200	0,299		105		
primo piano												
Maschio 45	0,411	144		0,345	121	0,571	200	0,226		79		
Maschio 44	0,571	200		0,265	93	0,571	200	0,226		79		
Maschio 43	0,571	200		0,157	55	0,571	200	0,226		79		
Maschio 42	0,571	200		0,345	121	0,571	200	0,226		79		
Maschio 47	0,519	182		0,091	32	0,571	200	0,226		79		
Maschio 46	0,571	200		0,191	67	0,571	200	0,226		79		
Maschio 48	0,571	200		0,468	164	0,154	54	0,226		79		
Maschio 50	0,565	198		0,334	117	0,163	57	0,226		79		
Maschio 49	0,282	99		0,300	105	0,571	200	0,226		79		
Maschio 54	0,391	137		0,348	122	0,571	200	0,226		79		
Maschio 53	0,571	200		0,197	69	0,571	200	0,226		79		
Maschio 52	0,571	200		0,282	99	0,571	200	0,226		79		
Maschio 51	0,571	200		0,508	178	0,571	200	0,226		79		
Maschio 58	0,382	134		0,345	121	0,571	200	0,226		79		
Maschio 57	0,571	200		0,154	54	0,571	200	0,226		79		
Maschio 56	0,571	200		0,240	84	0,571	200	0,226		79		
Maschio 55	0,571	200		0,571	200	0,571	200	0,226		79		
Maschio 63	0,314	110		0,571	200	0,571	200	0,226		79		
Maschio 62	0,571	200		0,571	200	0,571	200	0,226		79		
Maschio 61	0,571	200		0,571	200	0,571	200	0,226		79		
Maschio 60	0,571	200		0,571	200	0,571	200	0,226		79		
Maschio 59	0,379	133		0,571	200	0,571	200	0,226		79		
Maschio 65	0,422	148		0,571	200	0,571	200	0,226		79		
Maschio 64	0,394	138		0,571	200	0,571	200	0,226		79		
Maschio 69	0,200	70		0,237	83	0,571	200	0,226		79		
Maschio 68	0,237	83		0,185	65	0,137	48	0,226		79		
Maschio 67	0,134	47		0,203	71	0,571	200	0,226		79		
Maschio 66	0,200	70		0,151	53	0,571	200	0,226		79		
Maschio 70	0,411	144		0,437	153	0,060	21	0,226		79		

Id _{MU}	PGA _{NP}	PGA _C /PGA _D	PGA _{FP}	PGA _C /PGA _D	PGA _{TNP}	PGA _C /PGA _D	PGA _{DF}	PGA _C /PGA _D
		[%]		[%]		[%]		[%]
Maschio 72	0,354	124	0,131	46	0,571	200	0,226	79
Maschio 71	0,571	200	0,194	68	0,571	200	0,226	79
Maschio 74	0,571	200	0,208	73	0,571	200	0,226	79
Maschio 73	0,494	173	0,214	75	0,571	200	0,226	79
Maschio 75	0,571	200	0,320	112	0,180	63	0,226	79
Maschio 77	0,211	74	0,274	96	0,571	200	0,226	79
Maschio 76	0,231	81	0,282	99	0,571	200	0,226	79
Maschio 81	0,320	112	0,137	48	0,571	200	0,226	79
Maschio 80	0,571	200	0,571	200	0,571	200	0,226	79
Maschio 79	0,571	200	0,428	150	0,571	200	0,226	79
Maschio 78	0,571	200	0,174	61	0,571	200	0,226	79
Maschio 83	0,382	134	0,397	139	0,177	62	0,226	79
Maschio 82	0,234	82	0,183	64	0,571	200	0,226	79
Maschio 87	0,571	200	0,128	45	0,571	200	0,226	79
Maschio 86	0,571	200	0,571	200	0,571	200	0,226	79
Maschio 85	0,571	200	0,434	152	0,571	200	0,226	79
Maschio 84	0,482	169	0,134	47	0,571	200	0,226	79
Maschio 91	0,571	200	0,351	123	0,571	200	0,226	79
Maschio 90	0,571	200	0,177	62	0,571	200	0,226	79
Maschio 89	0,571	200	0,314	110	0,571	200	0,226	79
Maschio 88	0,445	156	0,203	71	0,571	200	0,226	79
Maschio 93	0,388	136	0,211	74	0,571	200	0,226	79
Maschio 92	0,334	117	0,428	150	0,571	200	0,226	79
Maschio 95	0,328	115	0,382	134	0,571	200	0,226	79
Maschio 94	0,194	68	0,185	65	0,571	200	0,226	79
Maschio 96	0,571	200	0,203	71	0,571	200	0,226	79
Maschio 97	0,571	200	0,294	103	0,174	61	0,226	79
Maschio 98	0,571	200	0,445	156	0,140	49	0,226	79
Maschio 99	0,571	200	0,280	98	0,151	53	0,226	79
Maschio 100	0,571	200	0,268	94	0,165	58	0,226	79
Maschio 102	0,468	164	0,220	77	0,163	57	0,226	79
Maschio 101	0,571	200	0,240	84	0,100	35	0,226	79
Maschio 103	0,571	200	0,571	200	0,128	45	0,226	79
Maschio 104	0,571	200	0,562	197	0,174	61	0,226	79
Maschio 106	0,234	82	0,223	78	0,571	200	0,226	79
Maschio 105	0,203	71	0,243	85	0,571	200	0,226	79
Maschio 110	0,534	187	0,465	163	0,571	200	0,226	79
Maschio 109	0,571	200	0,262	92	0,571	200	0,226	79
Maschio 108	0,571	200	0,282	99	0,571	200	0,226	79
Maschio 107	0,465	163	0,354	124	0,571	200	0,226	79
Maschio 112	0,571	200	0,208	73	0,571	200	0,226	79
Maschio 111	0,571	200	0,211	74	0,571	200	0,226	79
Maschio 114	0,214	75	0,200	70	0,571	200	0,226	79
Maschio 113	0,297	104	0,203	71	0,571	200	0,226	79
Maschio 115	0,571	200	0,428	150	0,134	47	0,226	79
Maschio 118	0,291	102	0,305	107	0,571	200	0,226	79
Maschio 117	0,251	88	0,200	70	0,177	62	0,226	79
Maschio 116	0,331	116	0,277	97	0,571	200	0,226	79
Maschio 120	0,297	104	0,265	93	0,571	200	0,226	79
Maschio 119	0,243	85	0,305	107	0,571	200	0,226	79
Maschio 121	0,514	180	0,257	90	0,571	200	0,226	79
Piano copertura								
Maschio 1	0,462	162	0,571	200	0,325	114	0,532	186
Maschio 2	0,456	160	0,556	195	0,331	116	0,532	186
Maschio 3	0,548	192	0,571	200	0,425	149	0,532	186
Maschio 4	0,088	31	0,342	120	0,114	40	0,532	186
Maschio 5	0,083	29	0,140	49	0,174	61	0,532	186
Maschio 6	0,571	200	0,571	200	0,459	161	0,532	186
Maschio 7	0,379	133	0,571	200	0,371	130	0,532	186
Maschio 8	0,357	125	0,322	113	0,277	97	0,532	186
Maschio 9	0,154	54	0,351	123	0,165	58	0,532	186
Maschio 10	0,571	200	0,571	200	0,571	200	0,532	186
Maschio 11	0,151	53	0,305	107	0,103	36	0,532	186
Maschio 12	0,571	200	0,571	200	0,496	174	0,532	186
Maschio 13	0,571	200	0,351	123	0,262	92	0,532	186
Maschio 14	0,571	200	0,262	92	0,262	92	0,532	186
Maschio 15	0,571	200	0,388	136	0,214	75	0,532	186
Maschio 16	0,571	200	0,505	177	0,462	162	0,226	79
Maschio 18	0,571	200	0,223	78	0,571	200	0,532	186
Maschio 17	0,417	146	0,148	52	0,245	86	0,532	186
Maschio 19	0,231	81	0,223	78	0,340	119	0,532	186
Maschio 20	0,571	200	0,311	109	0,571	200	0,226	79
Maschio 21	0,531	186	0,571	200	0,414	145	0,532	186
Maschio 22	0,080	28	0,117	41	0,088	31	0,532	186

Id _{MU}	PGA _{NP}	PGA _C /PGA _D		PGA _{FP}	PGA _C /PGA _D		PGA _{TNP}	PGA _C /PGA _D		PGA _{DF}	PGA _C /PGA _D	
		[%]			[%]			[%]			[%]	
Maschio 23	0,282	99		0,183	64		0,200	70		0,532	186	
Maschio 24	0,074	26		0,117	41		0,191	67		0,532	186	
Maschio 25	0,094	33		0,211	74		0,165	58		0,532	186	
Maschio 26	0,106	37		0,382	134		0,208	73		0,532	186	
Maschio 27	0,531	186		0,571	200		0,328	115		0,532	186	
Maschio 28	0,071	25		0,094	33		0,194	68		0,532	186	
Maschio 29	0,571	200		0,317	111		0,465	163		0,532	186	
Maschio 30	0,071	25		0,245	86		0,091	32		0,532	186	
Maschio 31	0,402	141		0,160	56		0,280	98		0,532	186	
Maschio 32	0,496	174		0,571	200		0,554	194		0,532	186	
Maschio 33	0,120	42		0,220	77		0,137	48		0,532	186	
Maschio 34	0,331	116		0,571	200		0,348	122		0,532	186	
Maschio 35	0,214	75		0,571	200		0,257	90		0,532	186	
Maschio 36	0,120	42		0,080	28		0,114	40		0,532	186	
Maschio 37	0,300	105		0,325	114		0,394	138		0,532	186	
Maschio 38	0,131	46		0,188	66		0,120	42		0,532	186	
Maschio 39	0,571	200		0,322	113		0,462	162		0,532	186	
Maschio 40	0,237	83		0,571	200		0,268	94		0,532	186	
Maschio 41	0,531	186		0,556	195		0,442	155		0,532	186	

LEGENDA:

- Id_{MU}** Identificativo del maschio murario.
- PGA_{NP}** Accelerazione sismica di collasso minima per PRESSOFLESSIONE NEL PIANO. [0] = l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazioni sismica $[G_k + \sum_i(\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})]$. [NS] = Non significativo per valori di $PGA_{NP} \geq 1000$.
- PGA_{FP}** Accelerazione sismica di collasso minima per PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO. [0] = l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazioni sismica $[G_k + \sum_i(\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})]$. [NS] = Non significativo per valori di $PGA_{FP} \geq 1000$.
- PGA_{TNP}** Accelerazione sismica di collasso minima per TAGLIO NEL PIANO. [0] = l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazioni sismica $[G_k + \sum_i(\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})]$. [NS] = Non significativo per valori di $PGA_{TNP} \geq 1000$.
- PGA_{DF}** Accelerazione sismica di collasso minima per DEFORMAZIONE ULTIMA DEL MASCHIO. [0] = l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazioni sismica $[G_k + \sum_i(\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i})]$. [NS] = Non significativo per valori di $PGA_{DF} \geq 1000$.
- PGA_C/PGA_D** Rapporto tra la PGA di "capacità" (PGA_C) dell'elemento e quella di "domanda" (PGA_D = $S_S \cdot S_T \cdot a_g/g$). [200] = $PGA_C > 2 \cdot PGA_D$.

ACCELERAZIONI SISMICHE DI COLLASSO PER CINEMATISMI

Id _{Fc}	SLV				SLD			
	PGA _{Rb}	PGA _C /PGA _D	PGA _{Sp}	PGA _C /PGA _D	PGA _{Rb}	PGA _C /PGA _D	PGA _{Sp}	PGA _C /PGA _D
		[%]		[%]		[%]		[%]
Piano Terra								
Facciata 3	0,106	37	-	-	0,054	43	-	-
Facciata 4	0,129	45	-	-	0,066	52	-	-
Facciata 5	0,106	37	2,202	200	0,054	43	1,101	200
primo piano								
Facciata 1	0,094	33	4,316	200	0,048	38	2,158	200
Facciata 2	0,155	54	1,870	200	0,079	62	0,935	200

LEGENDA:

- Id_{Fc}** Identificativo della facciata.
- PGA_{Rb}** Accelerazione sismica di collasso minima per il CINEMATISMO di RIBALTAMENTO. [NS] = Non significativo per valori di $PGA_{Rb} \geq 1000$.
- PGA_{Sp}** Accelerazione sismica di collasso minima per il CINEMATISMO di SPANCIAMENTO. [NS] = Non significativo per valori di $PGA_{Sp} \geq 1000$.
- PGA_C/PGA_D** Rapporto tra la PGA di "capacità" (PGA_C) dell'elemento e quella di "domanda" (PGA_D = $S_S \cdot S_T \cdot a_g/g$). [200] = $PGA_C > 2 \cdot PGA_D$.

ACCELERAZIONI SISMICHE DI COLLASSO PER SPOSTAMENTI INTERPIANO

Id _{piano}	SLD		SLO	
	PGA _{Int}	PGA _C /PGA _D	PGA _{Int}	PGA _C /PGA _D
		[%]		[%]
Fondazione				
Piano Terra				
Piano Terra		0,290		0,193
		200		191
primo piano				
primo piano		0,218		0,144
		173		143
Piano copertura				
Piano copertura		0,517		0,342
		200		200

LEGENDA:

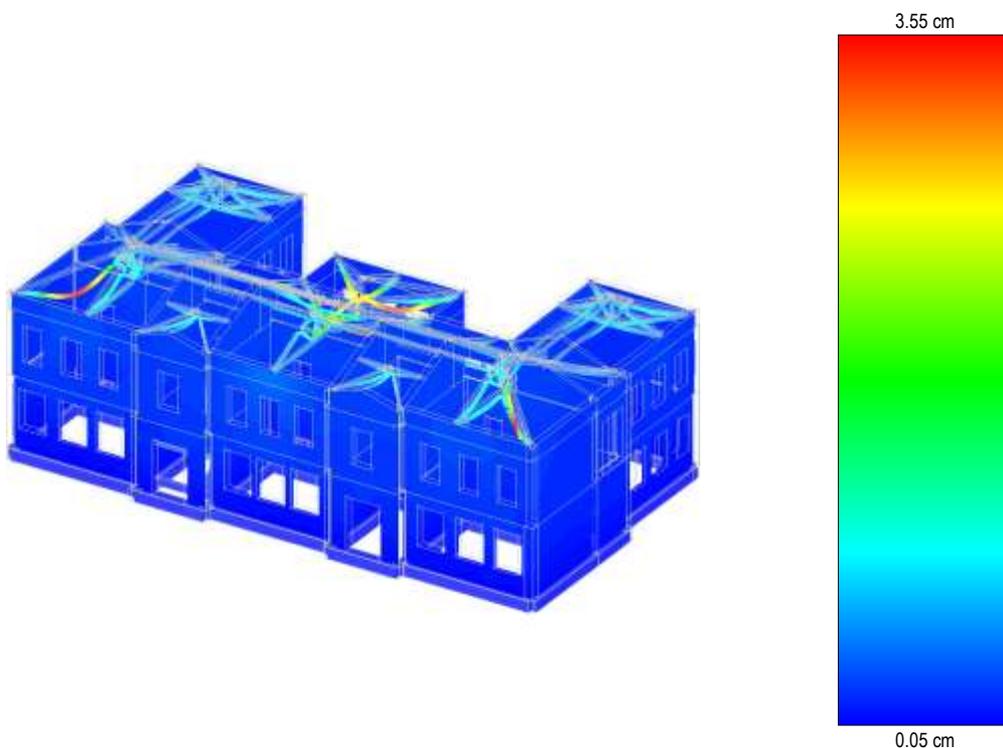
- Id_{piano}** Identificativo del livello o piano.
- PGA_{Int}** Accelerazione sismica di collasso minima per SPOSTAMENTO D'INTERPIANO. [NS] = Non significativo per valori di $PGA_{Int} \geq 1000$.
- PGA_C/PGA_D** Rapporto tra la PGA di "capacità" (PGA_C) dell'elemento e quella di "domanda" (PGA_D = $S_S \cdot S_T \cdot a_g/g$). [200] = $PGA_C > 2 \cdot PGA_D$.

8.4. Grafici sintetici dei risultati di calcolo

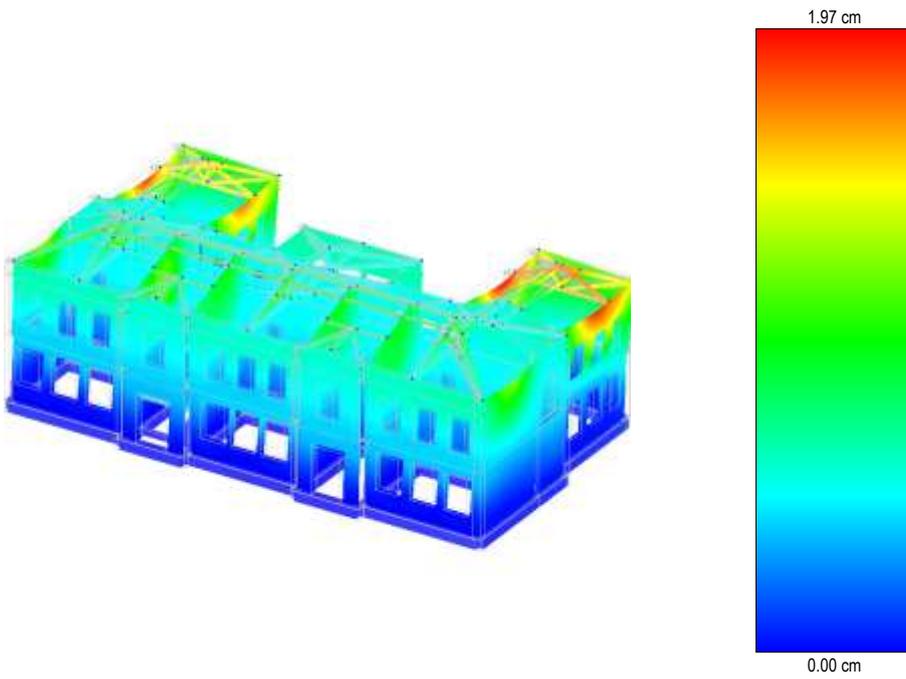
Al fine di riassumere il comportamento della struttura relativamente al tipo di analisi svolta e favorirne la comprensione si riportano gli **elaborati grafici sintetici** relativi a carichi, spostamenti, tensioni sul terreno, etc. in conformità a quanto previsto nel par. 10.2 del D.M. 14 gennaio 2008.

Si riportano inoltre, al fine delle verifiche della misura della sicurezza, le rappresentazioni che ne sintetizzano i valori numerici dei coefficienti di sicurezza nelle sezioni significative della struttura stessa, che grazie alle mappature a colori, per ciascun tipo di risultato, si fornisce un quadro chiaro e sintetico ed è possibile rilevare agevolmente il valore delle diverse grandezze in base al colore assunto dagli elementi della struttura. Ogni colore rappresenta un determinato valore, dal blu (corrispondente generalmente al valore minimo) al rosso (generalmente valore massimo), passando attraverso le varie sfumature di colore corrispondenti ai valori intermedi.

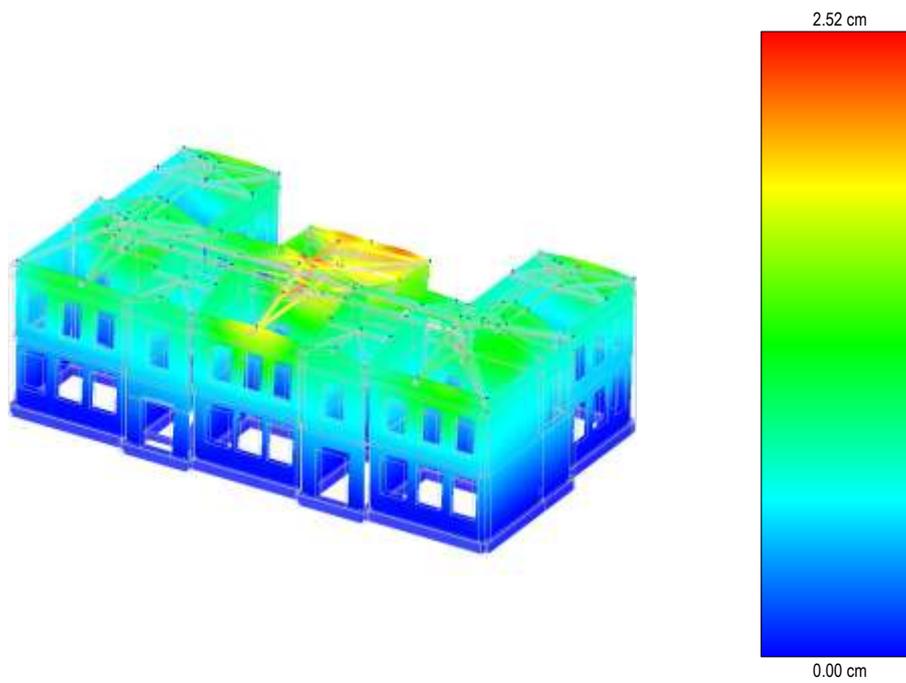
Prima di ogni tipologia di risultato è riportata la scala cromatica con l'indicazione numerica del valore minimo e massimo.



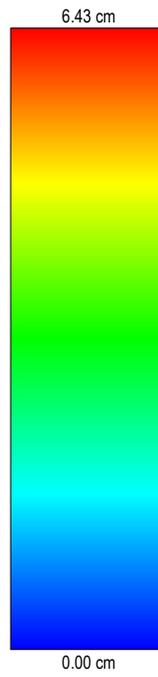
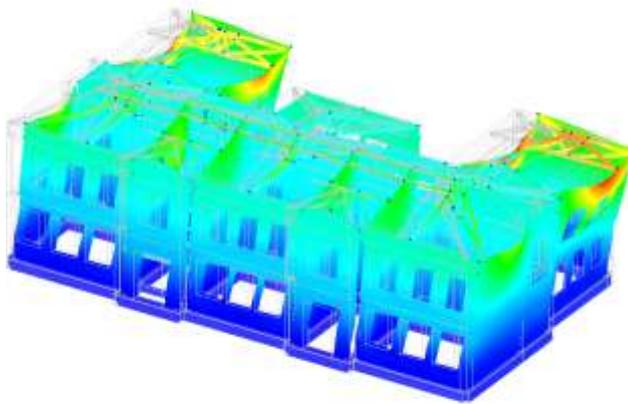
Spostamenti per carichi statici



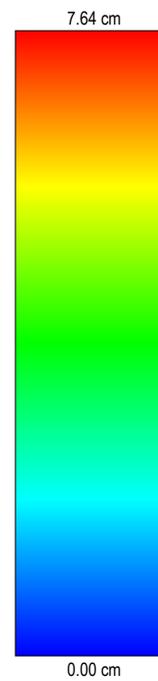
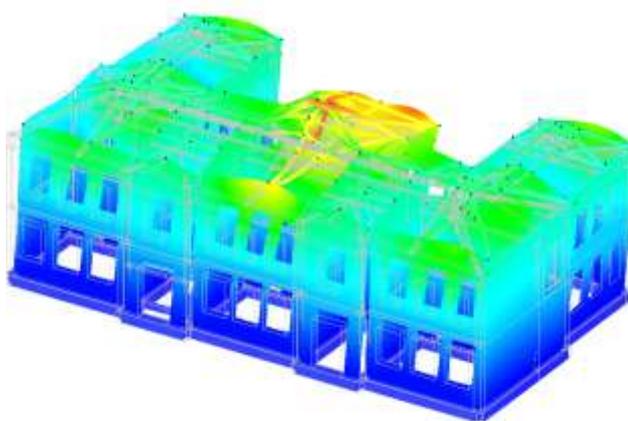
Spostamenti SLD per sisma in direzione x



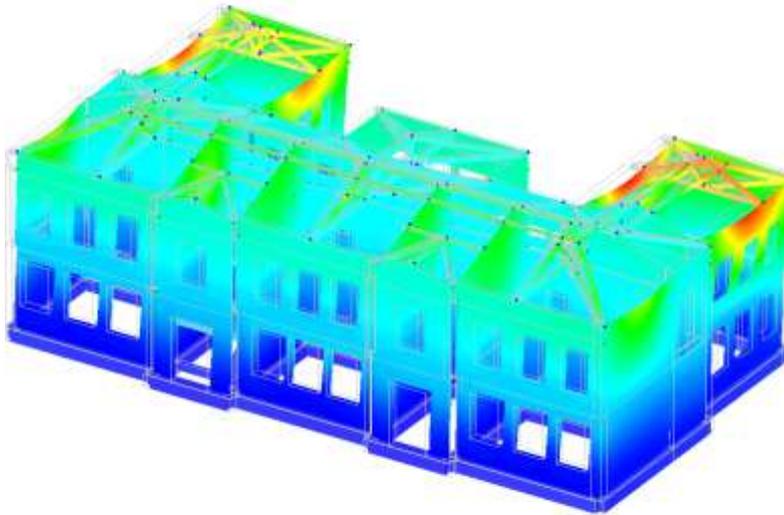
Spostamenti SLD per sisma in direzione y



Spostamenti SLU per sisma in direzione x

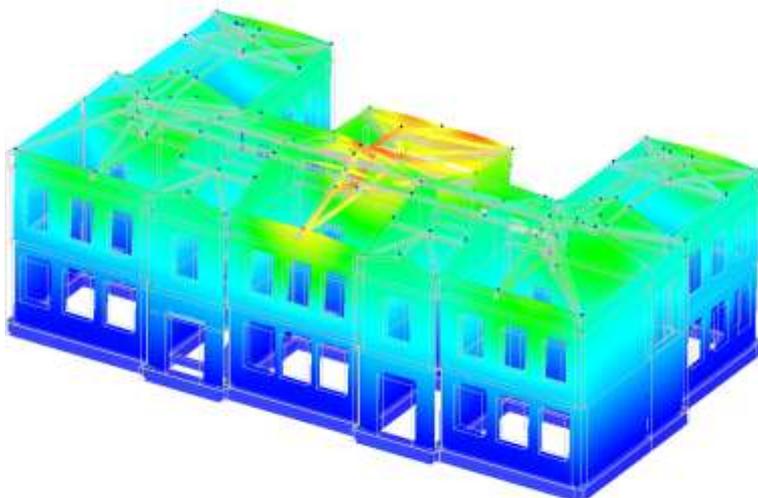


Spostamenti SLU per sisma in direzione y



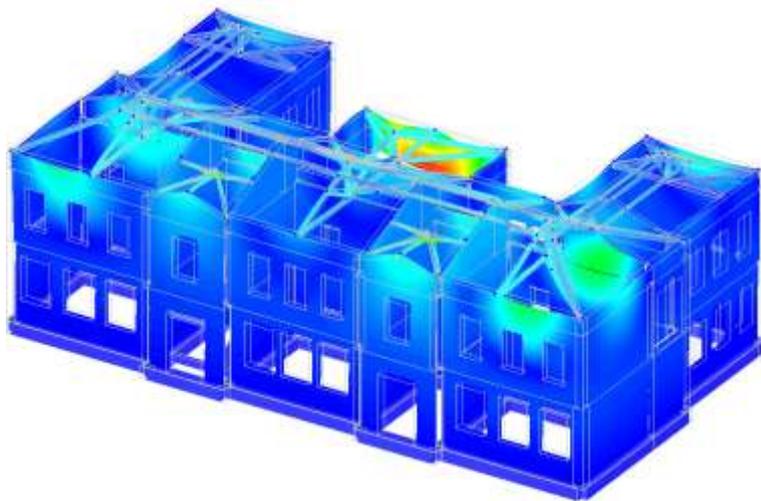
Modo di vibrare n.1

Descrizione Tavola
Modo: 1
Periodo T = 0.296s
P.M.EccX = 66.51%
P.M.EccY = 0.00%
P.M.EccZ = 0.00%



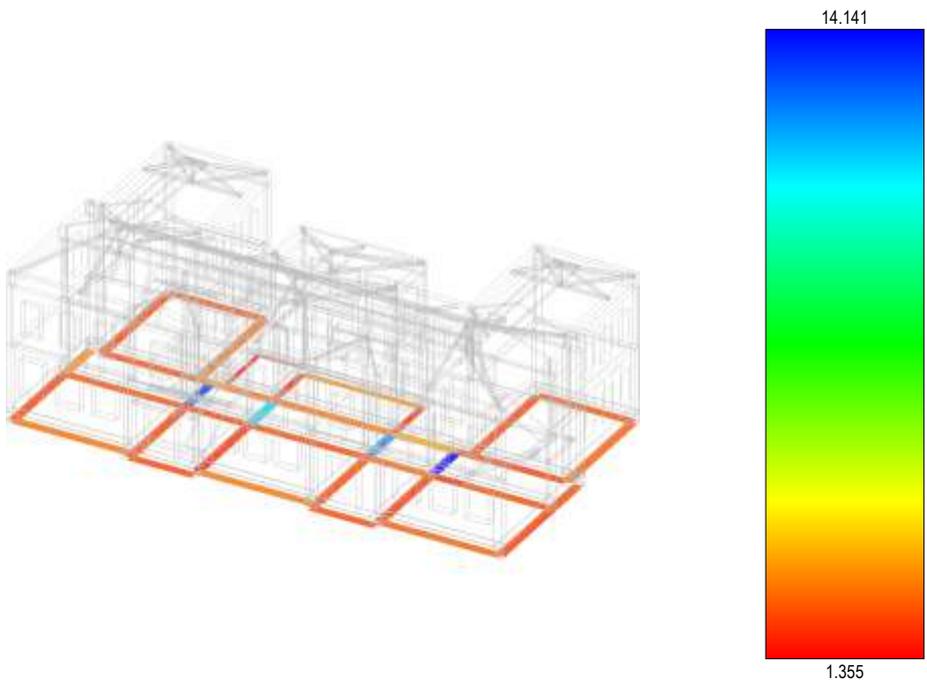
Modo di vibrare n.2

Descrizione Tavola
Modo: 2
Periodo T = 0.330s
P.M.EccX = 0.01%
P.M.EccY = 66.33%
P.M.EccZ = 0.00%

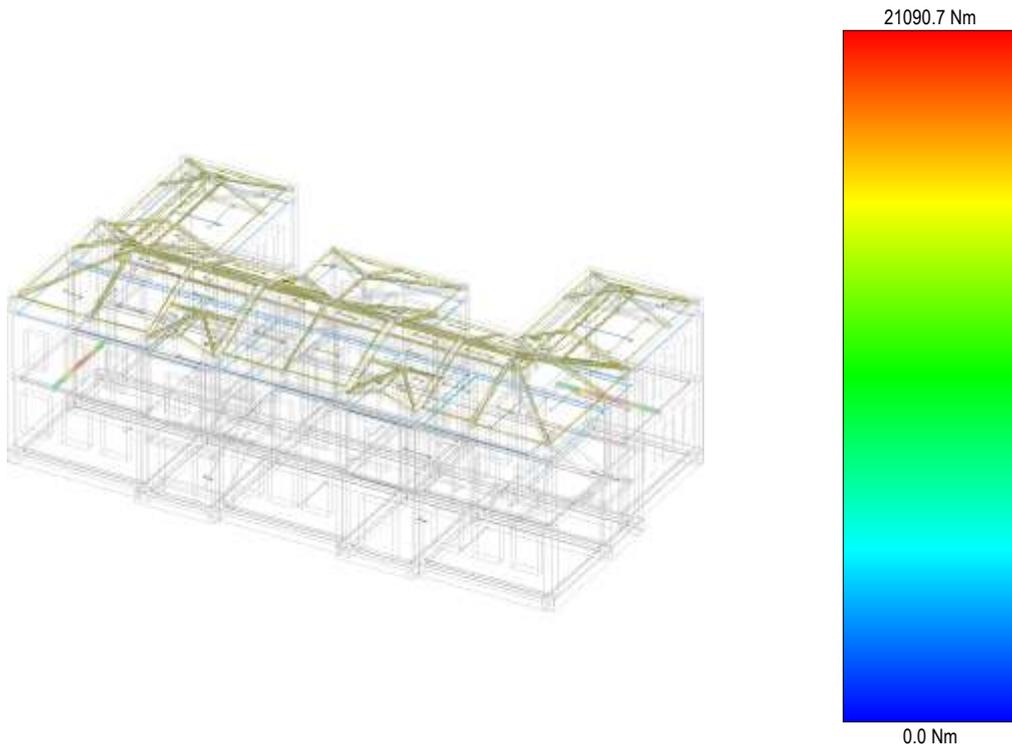


Descrizione Tavola
 Modo: 3
 Periodo T = 0.175s
 P.M.EccX = 0.01%
 P.M.EccY = 5.98%
 P.M.EccZ = 0.00%

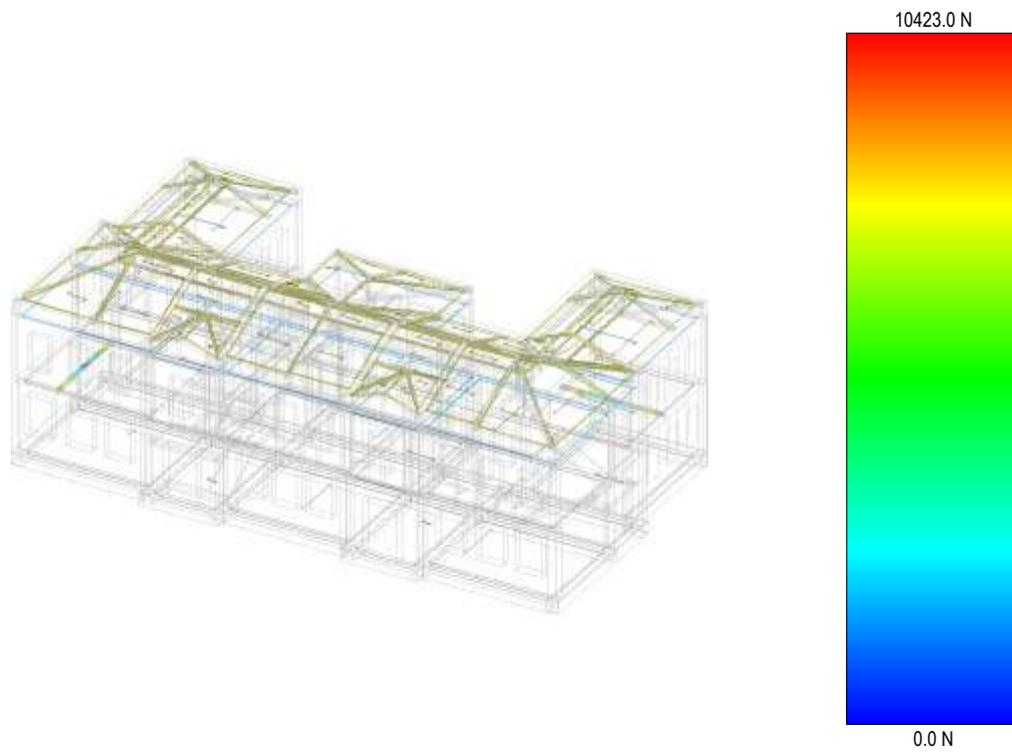
Modo di vibrare n.3



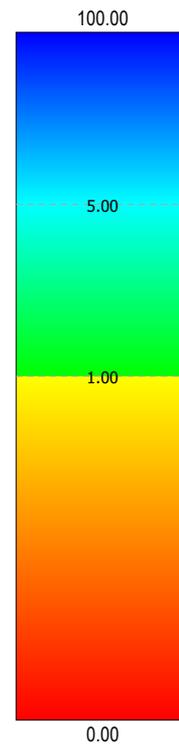
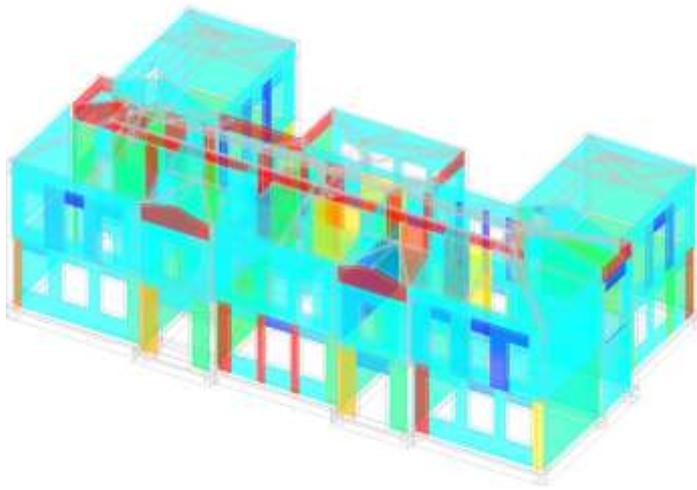
Coefficienti di sicurezza relativi alla verifica geotecnica dei carichi limite



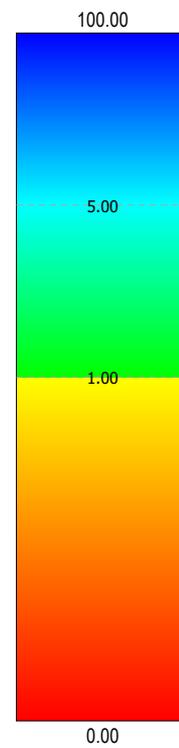
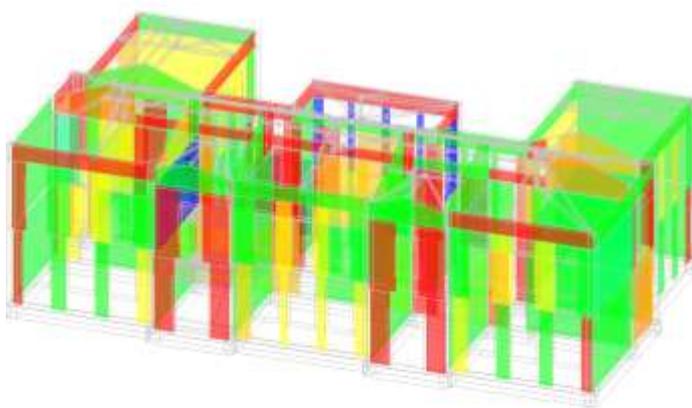
Sollecitazioni solai a momento flettente



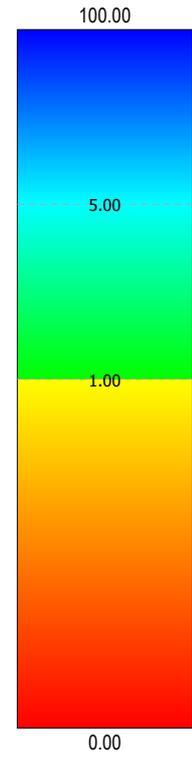
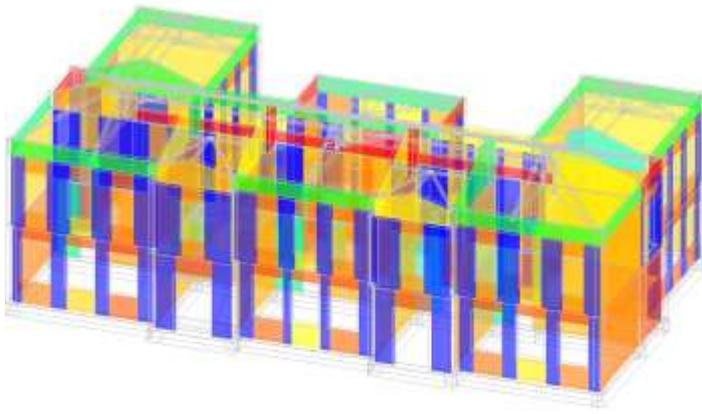
Sollecitazioni solai a Taglio



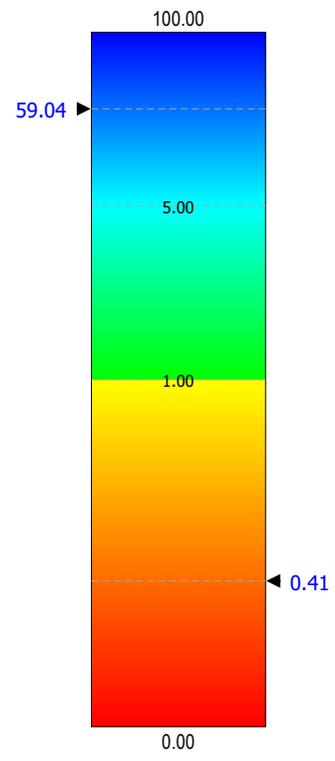
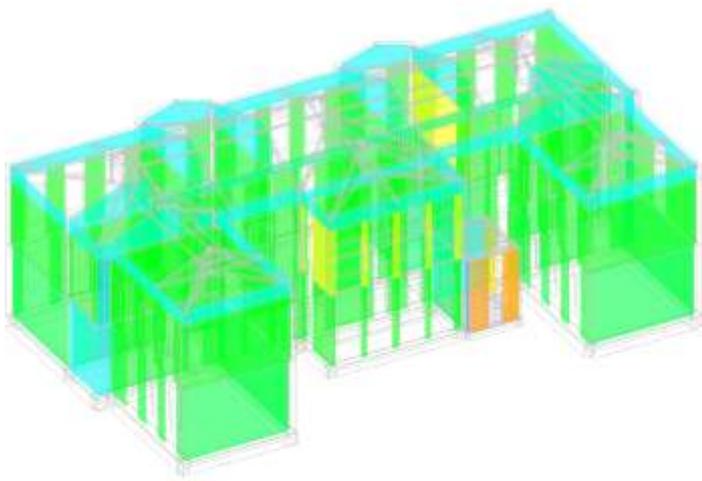
Verifica Murature a Pressoflessione nel piano SLU coefficienti di sicurezza



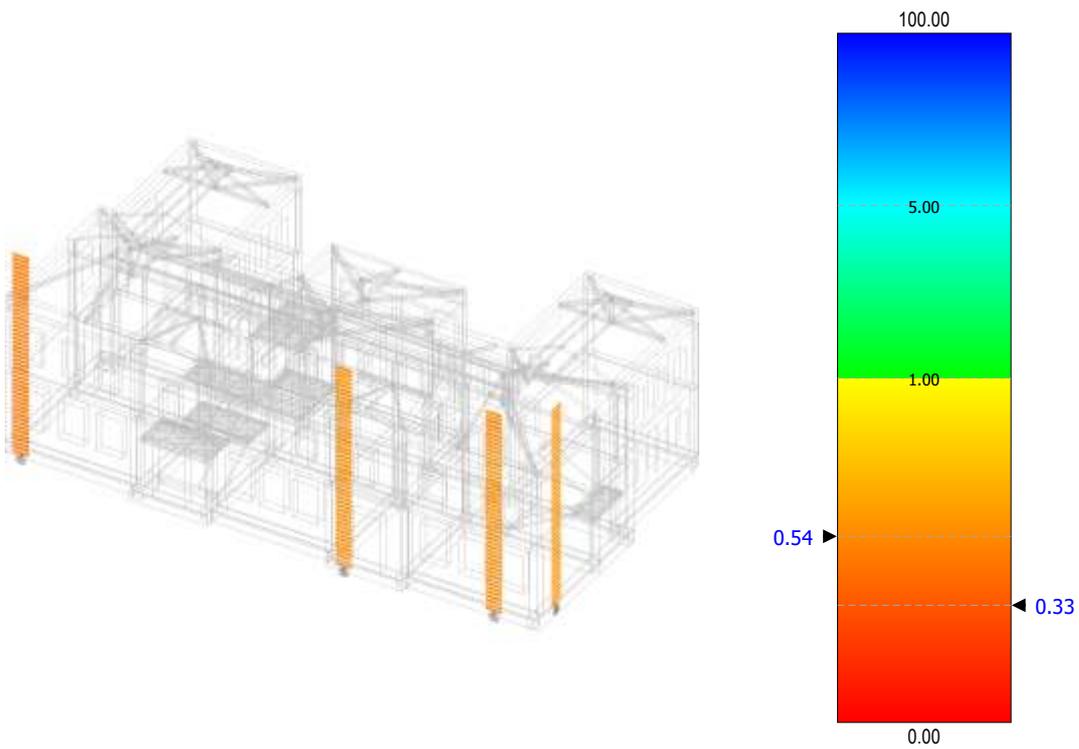
Verifica Murature a Pressoflessione Fuori dal piano SLU coefficienti di sicurezza



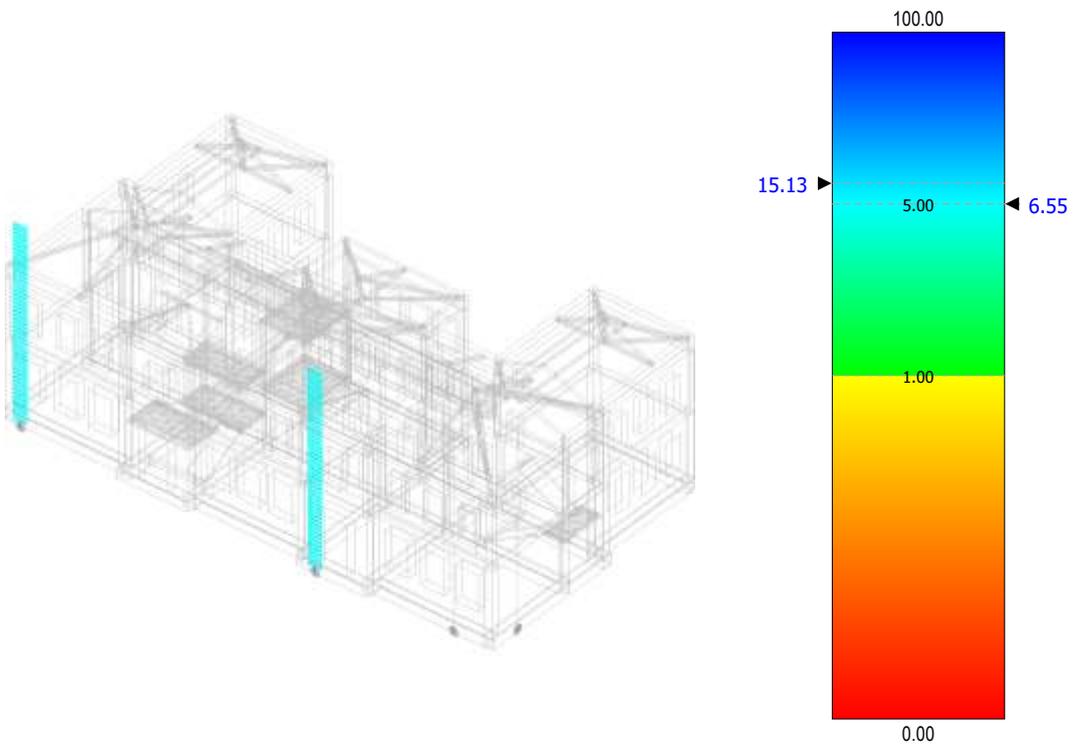
Verifica Murature a Taglio nel piano SLU coefficienti di sicurezza



Verifica Murature Snellezza SLU coefficienti di sicurezza



Verifica Murature cinematismi di facciata - ribaltamento SLU coefficienti di sicurezza



Verifica Murature cinematismi di facciata - spanciamento SLU coefficienti di sicurezza

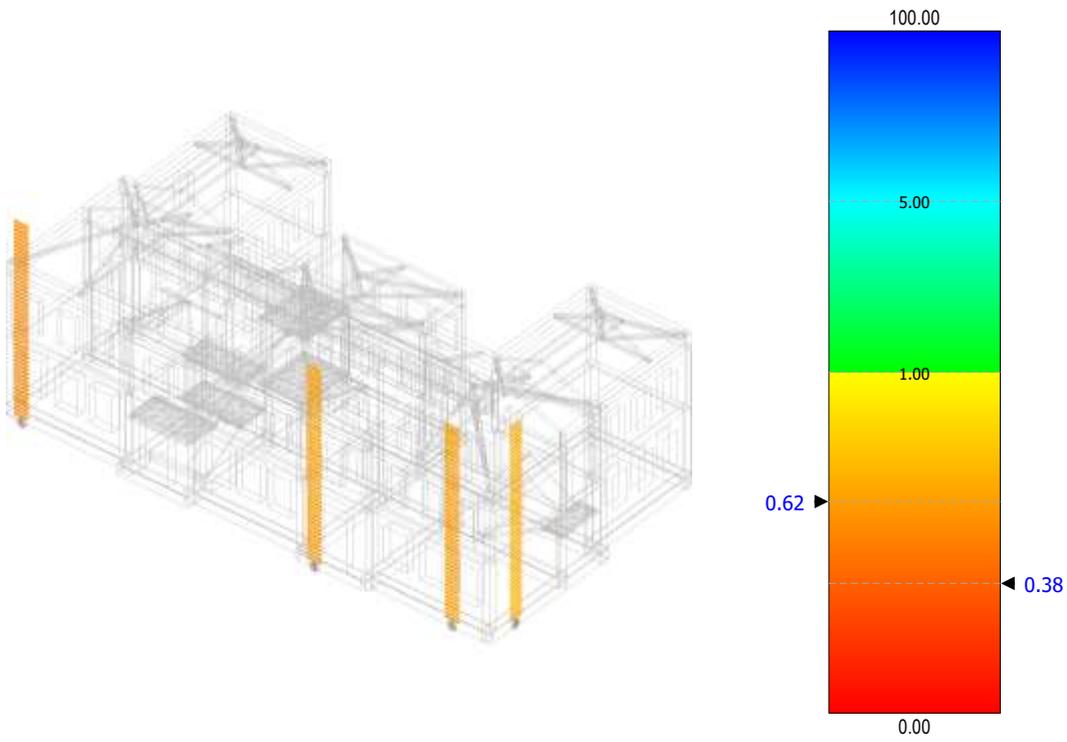


Figura 1 Verifica Murature cinematismi di facciata - ribaltamento SLD coefficienti di sicurezza

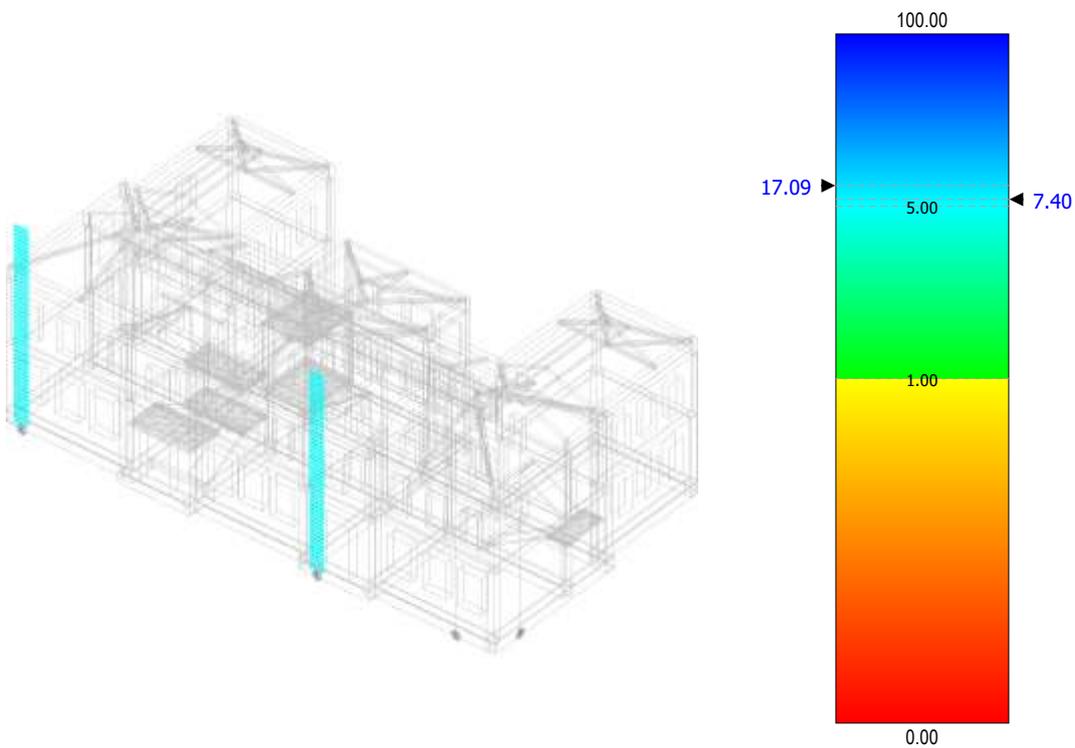


Figura 2 Verifica Murature cinematismi di facciata - spanciamento SLD coefficienti di sicurezza

9. VERIFICHE DI VULNERABILITÀ SISMICA E DETERMINAZIONE DELL'INDICATORE DI RISCHIO.

Il rapporto tra capacità della struttura di far fronte al sisma e richiesta (in termini di resistenza e/o spostamento) da parte del sisma di riferimento previsto dalla normativa, permette la definizione dell'indicatore di rischio sismico, ossia un parametro unico con andamento esponenziale che riassume le principali caratteristiche strutturali di un manufatto. Per valori superiori all'unità l'edificio sarà adeguato sismicamente a quanto previsto dalla Normativa Tecnica vigente.

La valutazione di vulnerabilità ha tenuto inoltre conto di tutti gli aspetti desunti dalle indagini svolte quali la stabilità di elementi non strutturali (controsoffitti, ecc.) o particolari rilevati in fase di acquisizione delle informazioni (presenza di elementi non adeguatamente ammortate, giunzioni tra travi lignee insufficienti, ecc.).

Qui di seguito sono riportati tutti gli elementi riassuntivi della verifica di vulnerabilità e dei relativi dati.

- EDIFICIO

Classe d'uso	V _N	V _R	Materiale Principale	Coordinate geografiche ED 50		Categoria Sottosuolo	Condizioni Topografiche	
				Latitudine	Longitudine		Categoria	S _T
Classe 3	50	75	mu	42.8266	13.7150	C	T1	1,00

LEGENDA: Edificio

V_N Vita nominale dell'edificio

V_R Periodo di riferimento per l'azione sismica.

Materiale Principale [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura.

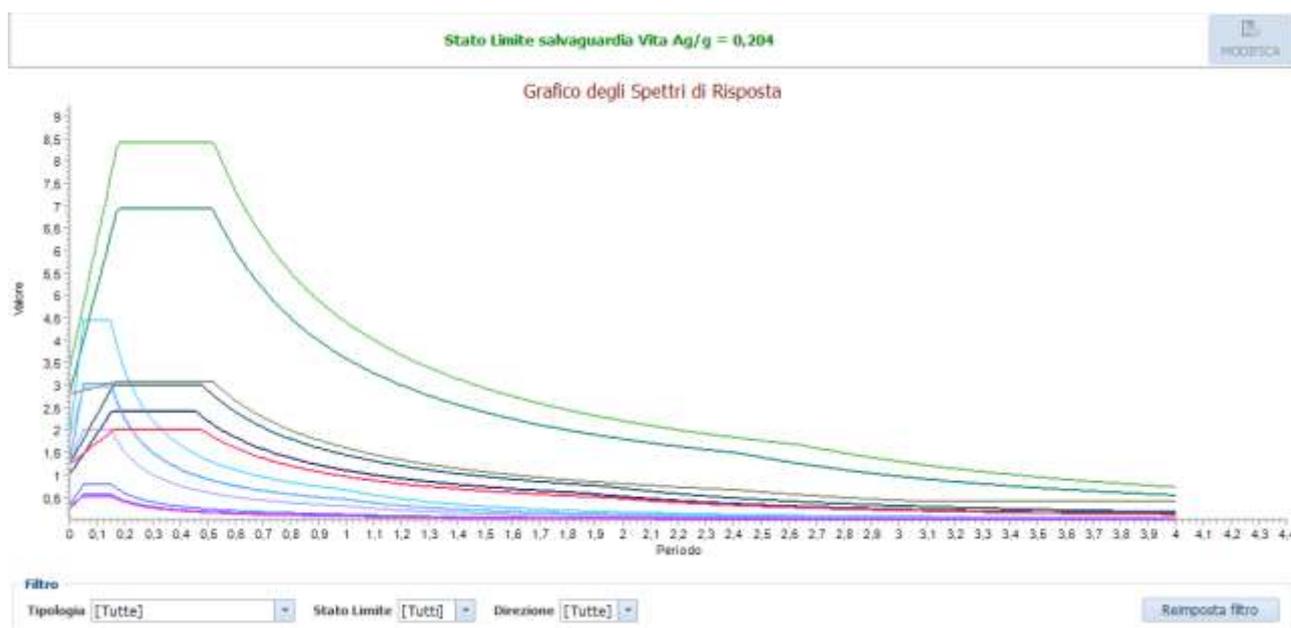
Latitudine Latitudine geografica del sito.

Longitudine Longitudine geografica del sito.

Tipo terreno prevalente, categoria di suolo di fondazione: [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] = Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m.

[T1] = Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$ - [T2] = Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ - [T3] = Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ = i = 30^\circ$ - [T4] = Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.

S_T Coefficiente di amplificazione topografica.



- PERICOLOSITA' SISMICA

Stato Limite	Parametri di pericolosità sismica								
	a_g [g]	F_0	T_c^* [s]	C_c	T_B [s]	T_c [s]	T_D [s]	S_s [s]	
SLO	0.0674	2.436	0.288	1.58	0.152	0.456	1.869	1.50	
SLD	0.0842	2.430	0.309	1.55	0.159	0.478	1.937	1.50	
SLV	0.2043	2.476	0.349	1.49	0.173	0.519	2.417	1.40	
SLC	0.2609	2.516	0.354	1.48	0.175	0.524	2.643	1.31	

LEGENDA: Pericolosità sismica

Stato Limite	[SLC] = stato limite di collasso - [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
a_g	Accelerazione di picco al suolo.
F_0	Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
T_c^*	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
C_c	Coefficienti di amplificazione di T_c^* .
T_B	Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro elastico in accelerazione orizzontale.
T_c	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro elastico in accelerazione orizzontale.
T_D	Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
S_s	Coefficiente di amplificazione stratigrafica.

- SISTEMA RESISTENTE

Sistema resistente			
Tipologia Struttura	Telai Multicampata	Pareti Accoppiate	Distribuzione Tamponature in Pianta
Muratura Esistente a 2 piani e sottotetto			

LEGENDA: Sistema resistente

Tipologia	<u>Cemento armato</u> : Telaio - Pareti - Mista telaio-pareti - Due pareti per direzione non accoppiate - Deformabili torsionalmente - Pendolo inverso;
Struttura	<u>Muratura</u> : Un solo piano - Più di un piano; <u>Acciaio</u> : Telaio - Controventi concentrici diagonale tesa - Controventi concentrici a V - Mensola o pendolo invertito - Telaio con tamponature

- REGOLARITA' DELLA STRUTTURA

Regolarità della struttura	
REGOLARITA' DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze.	SI
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4.	SI
Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione.	SI
Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti. Per edifici in muratura: i solai sono ben collegati alle pareti e dotati di una sufficiente rigidezza e resistenza nel loro piano.	SI
REGOLARITA' DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione.	SI
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base.	NO
Nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti. (Non significativo per strutture in muratura)	SI
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.	SI

Regolarità della struttura	
REGOLARITA' DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La configurazione in pianta è compatta ossia la distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento	SI
Il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4	SI
Ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione	SI
REGOLARITA' DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio	SI
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del	NO

10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	
Nelle strutture intelaiate, il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti diversi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti. (Non significativo per strutture in muratura)	SI
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento	SI

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e δ , spostamento relativo di piano (il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato).

Tutti i valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

La struttura è pertanto:

- **REGOLARE in pianta;**
- **NON REGOLARE in altezza.**

- LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA

Livello di conoscenza e fattore di confidenza	
Livello di conoscenza	Fattore di confidenza
LC2	1.20

LEGENDA: Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Livello di conoscenza [LC1] = Conoscenza Limitata - [LC2] = Conoscenza Adeguata - [LC3] = Conoscenza Accurata.

Fattore di confidenza Fattore di confidenza applicato alle proprietà dei materiali.

- TENSIONI AMMISSIBILI ALLO SLE DEI VARI MATERIALI

Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali			
Materiale	SL	Tensione di verifica	$\sigma_{d,amm}$ [N/mm ²]
Calcestruzzo scuola	Caratteristica(RARA)	Compressione Calcestruzzo	6,23
	Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo	4,67
Acciaio B450C	Caratteristica(RARA)	Trazione Acciaio	300,00

LEGENDA:

SL Stato limite di esercizio per cui si esegue la verifica.

$\sigma_{d,amm}$ Tensione ammissibile per la verifica.

- METODO DI ANALISI

Analisi	Fattore di struttura q nella direzione del sisma	
	Sisma orizzontale in direzione X	Sisma orizzontale in direzione Y
	Dinamica modale con fattore di struttura q	2,250

LEGENDA: Metodo di analisi

Analisi Tipo di analisi usata per la verifica sismica e il calcolo degli indicatori di rischio sismico.

Fattore di struttura q [-] = Non significativo per il tipo di analisi usata.

- PERIODI FONDAMENTALI E MASSE PARTECIPANTI

Periodi fondamentali e masse partecipanti				
Direzione	Periodo	Modo di vibrare	Masse partecipanti	Coefficiente di partecipazione
	[s]		[%]	
X	0.296	1	66.51	1'404.11
Y	0.330	2	66.33	1'402.17

LEGENDA: Periodi fondamentali e masse partecipanti

Periodo Periodo di vibrazione nella direzione considerata.

Modo di vibrare Modo di vibrare che presenta il massimo coefficiente di partecipazione in valore assoluto nella direzione considerata. [-] = Non significativo per il tipo di analisi scelto.

Masse partecipanti Percentuale di masse partecipanti relative al modo di vibrare che presenta il massimo coefficiente di partecipazione in valore assoluto nella direzione considerata. [-] = Non significativo per il tipo di analisi scelto.

Coefficiente di partecipazione Coefficiente di partecipazione massimo, in valore assoluto, nella direzione considerata.

**RIEPILOGO DEI RISULTATI DELLA VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA
ESPRESSA IN TERMINI DI RAPPORTO TRA LA CAPACITA SISMICA DELLA STRUTTURA E LA DOMANDA
DOVUTA ALLA ENTITA SISMICA ATTESA.**

DOVE Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo. Se $PGA_c=0$ -> l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazioni sismica $[G_k+\sum_i(\psi_{2,i}\cdot Q_{k,i})]$. Se $PGA_c=NS$ -> Non significativo per valori di $PGA_c \geq 1000$

CAPACITA' - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA SOSTENIBILE

SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGA_c [Ag/g]	T_{RC} [anni]
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	0.2180	282
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	0.1445	102
SLV	Carico Limite Terreno	TER	0.5304	>2475
SLV	Deformazione Ultima Maschio	MU	0.2257	374
SLV	Pressoflessione Fuori piano del Maschio	MU	0.0685	26
SLV	Rottura nel Piano del Maschio	MU	0.0599	23
SLV	Flessione o Pressoflessione	CA	0.1261	88
SLV	Taglio	CA	0.0938	44
SLD	Cinematismo Ribaltamento	-	0.0481	17
SLV	Cinematismo Ribaltamento	-	0.0944	45
SLD	Cinematismo Spanciamento	-	0.9348	>2475
SLV	Cinematismo Spanciamento	-	1.8696	>2475

LEGENDA: Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile

- Stato Limite** Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
- Materiale** Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura - [TER] = Terreno - [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura.
- Tipo di rottura** Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.
- PGA_c** Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo. Se $PGA_c=0$ -> l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazioni sismica $[G_k+\sum_i(\psi_{2,i}\cdot Q_{k,i})]$. Se $PGA_c=NS$ -> Non significativo per valori di $PGA_c \geq 1000$.
- T_{RC}** Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno (valutato con la formula 2 dell'ALLEGATO A del D.M. 14/01/2008).

DOMANDA - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA ATTESA

Stato Limite	PGA_D [g]	T_{RD} [anni]
SLO	0.1010	45
SLD	0.1263	75
SLV	0.2853	712
SLC	0.3407	1462

LEGENDA: Domanda - Entità dell'azione sismica attesa

- Stato Limite** Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SL"..."(Rid)] = stato limite "... con a_g/g ridotta ..
- PGA_D** Domanda in termini di accelerazione al sito ($S_s \cdot S_T \cdot a_g/g$).
- T_{RD}** Domanda in termini di periodo di ritorno.

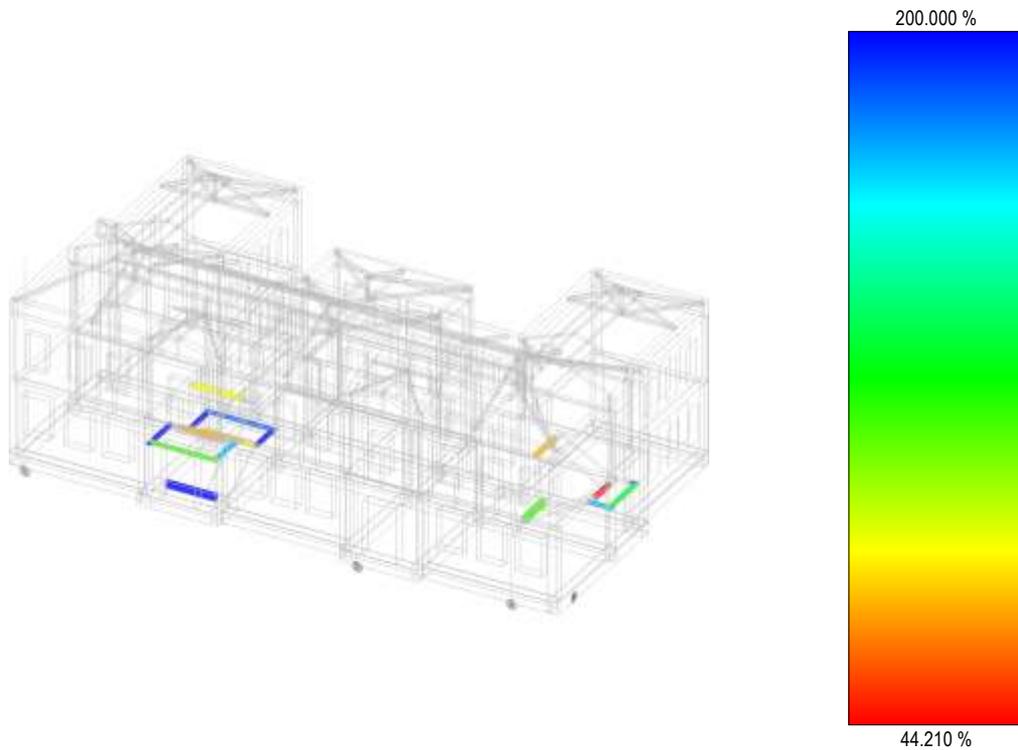
INDICATORI DI RISCHIO SISMICO

Stato Limite	α_{PGA}	α_{TR}
SLO	1.430	1.399
SLD	0.381	0.544
SLV	0.210	0.245

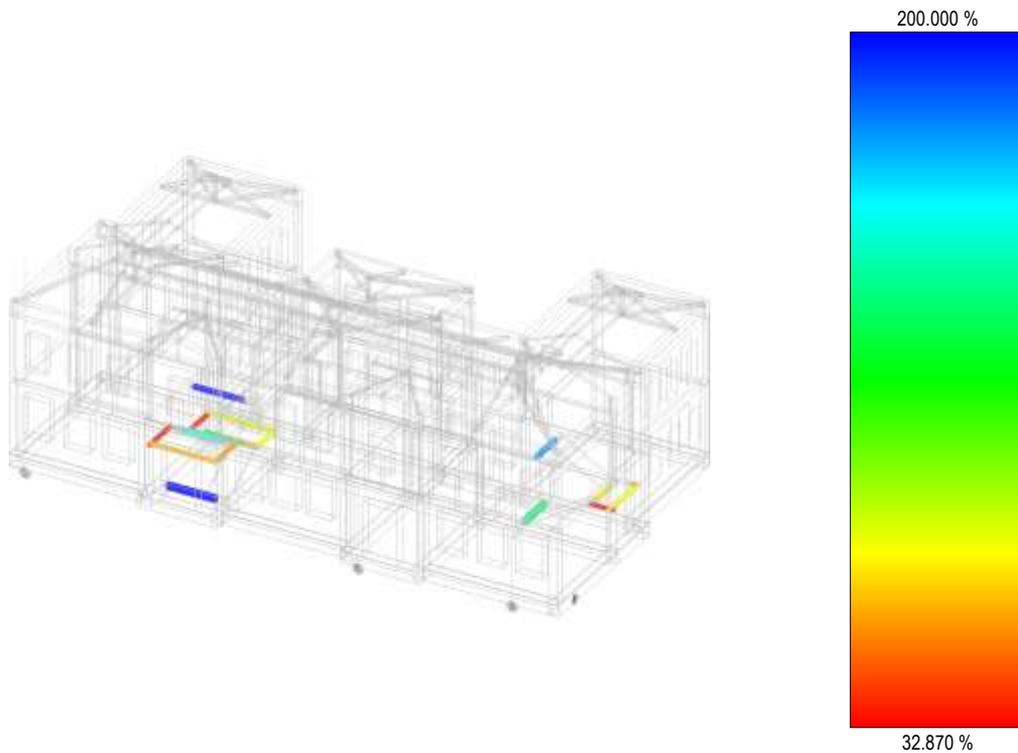
LEGENDA: Indicatori di rischio sismico

- Stato Limite** Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
- α_{PGA}** Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di accelerazione: $PGA_c/PGA_D - [NS]$ = non significativo, per valori superiori o uguali a 100. [0] -> la minima capacità, fra tutti i meccanismi di verifica considerati, è nulla.
- α_{TR}** Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di periodo di ritorno: $(T_{RC}/T_{RD})^{0.41} - [NS]$ = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.

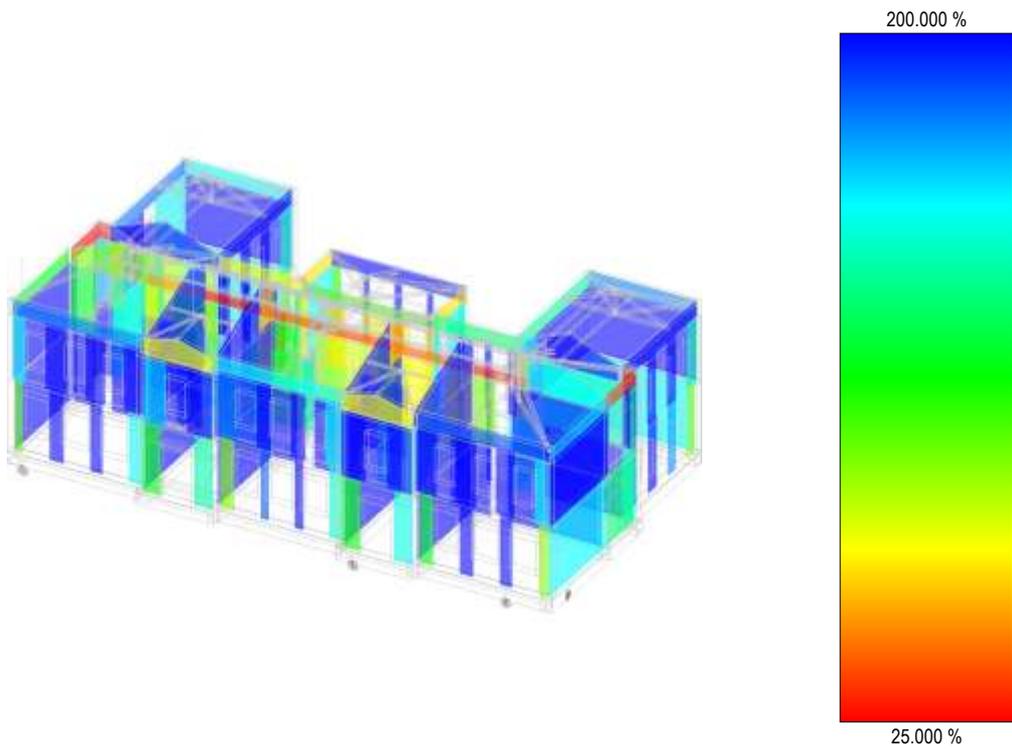
Al fine di riassumere il comportamento della struttura relativamente al VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA e favorirne la comprensione si riportano gli **elaborati grafici sintetici** relativi alle accelerazioni di collasso degli elementi in c.a., delle murature , dei cinematismi di ribaltamento e spanciamento, etc.



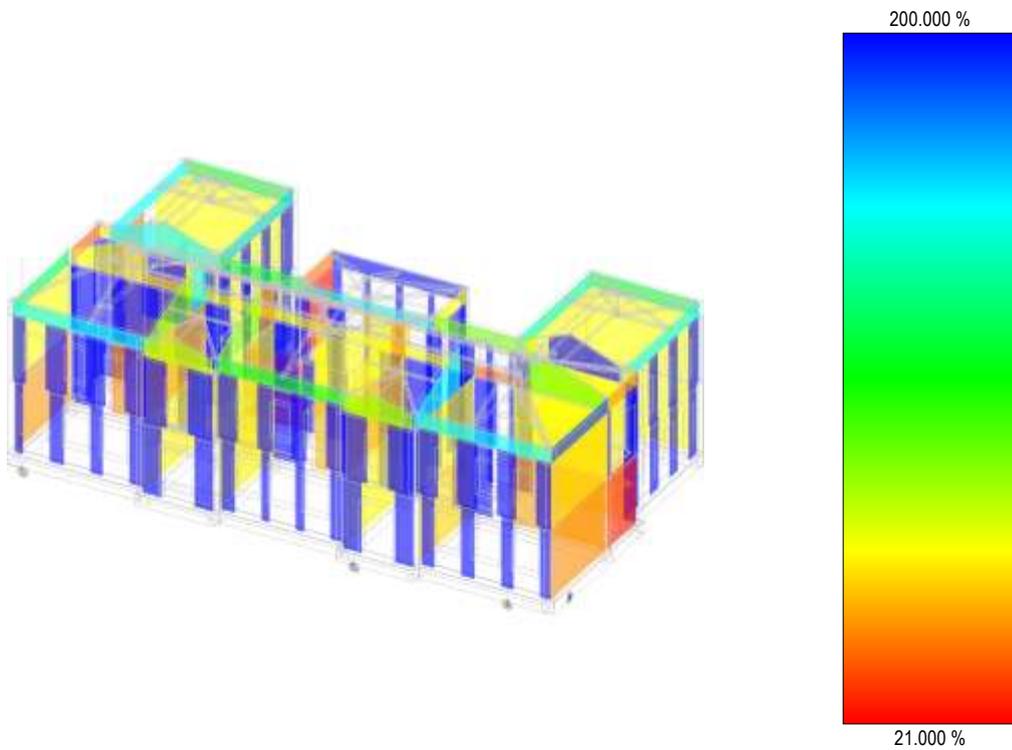
Accelerazione di Collasso elementi C.A. – tipo di meccanismo : Flessione o Pressoflessione



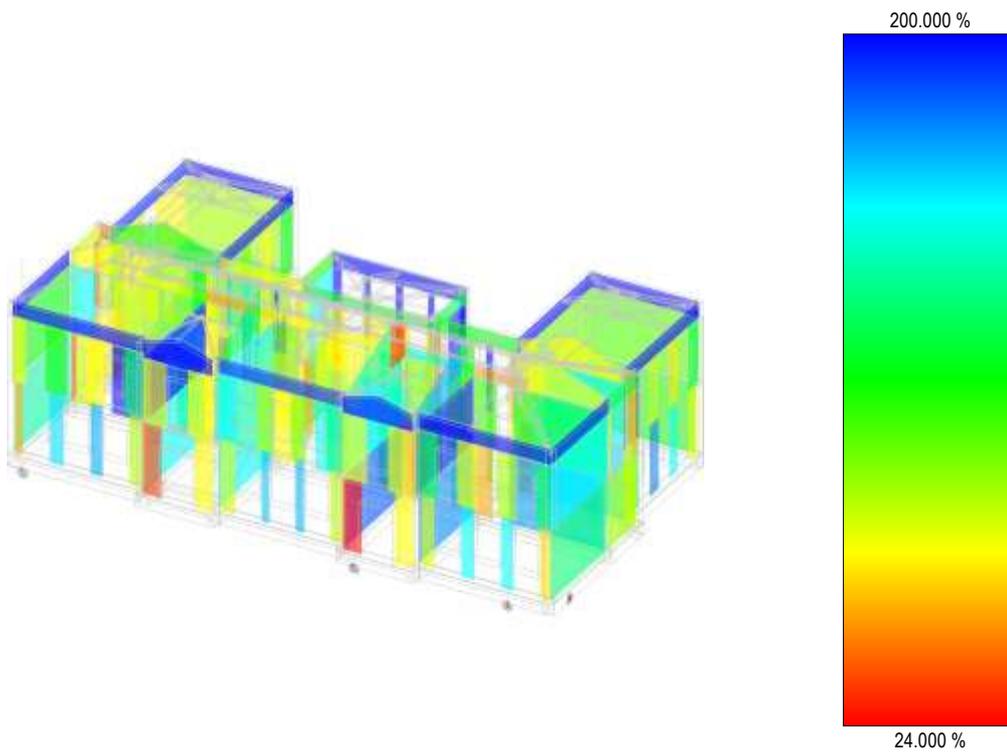
Accelerazione di Collasso elementi C.A. – tipo di meccanismo : Taglio



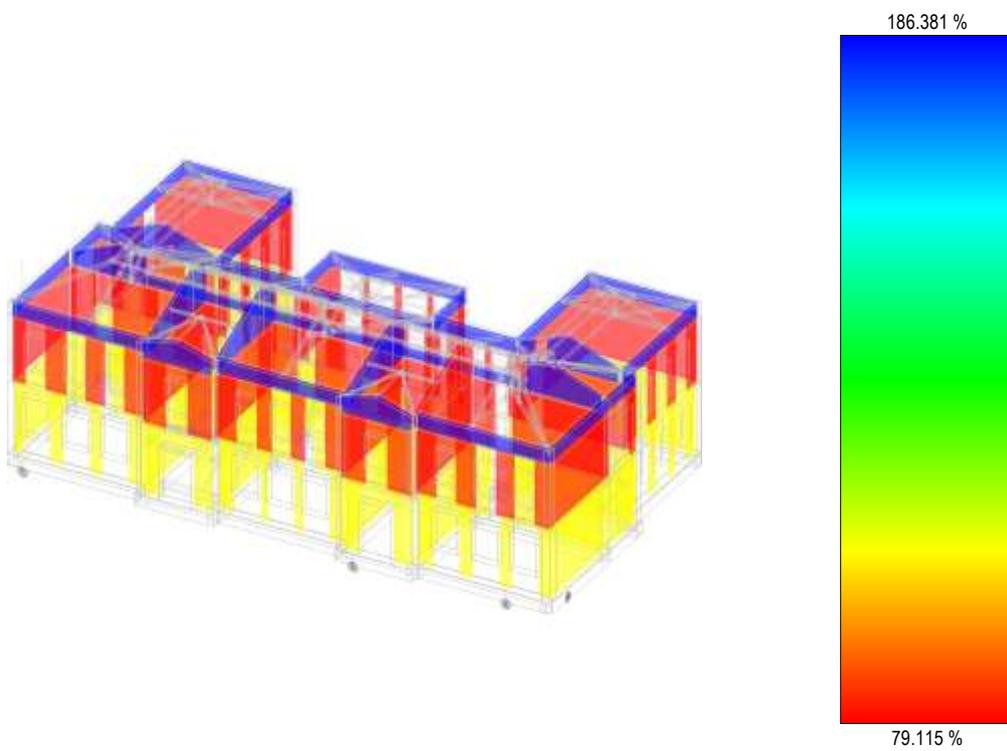
Accelerazione di Collasso elementi Muratura SLV – tipo di meccanismo : Pressoflessione nel Piano del Maschio



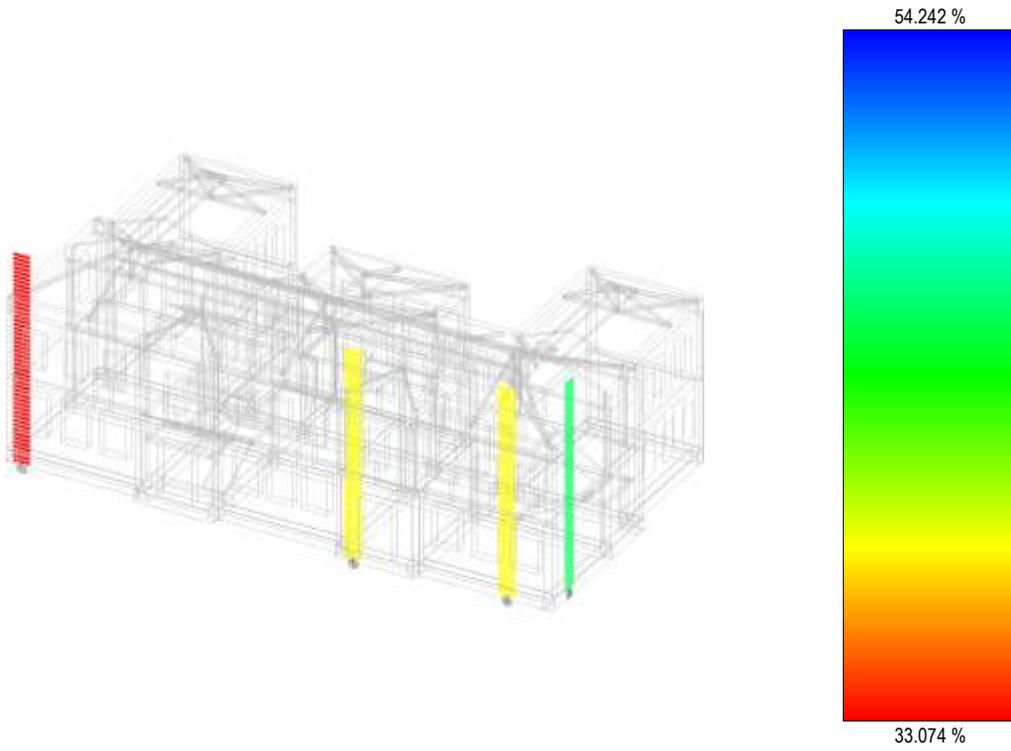
Accelerazione di Collasso elementi Muratura SLV – tipo di meccanismo : Taglio nel Piano del Maschio



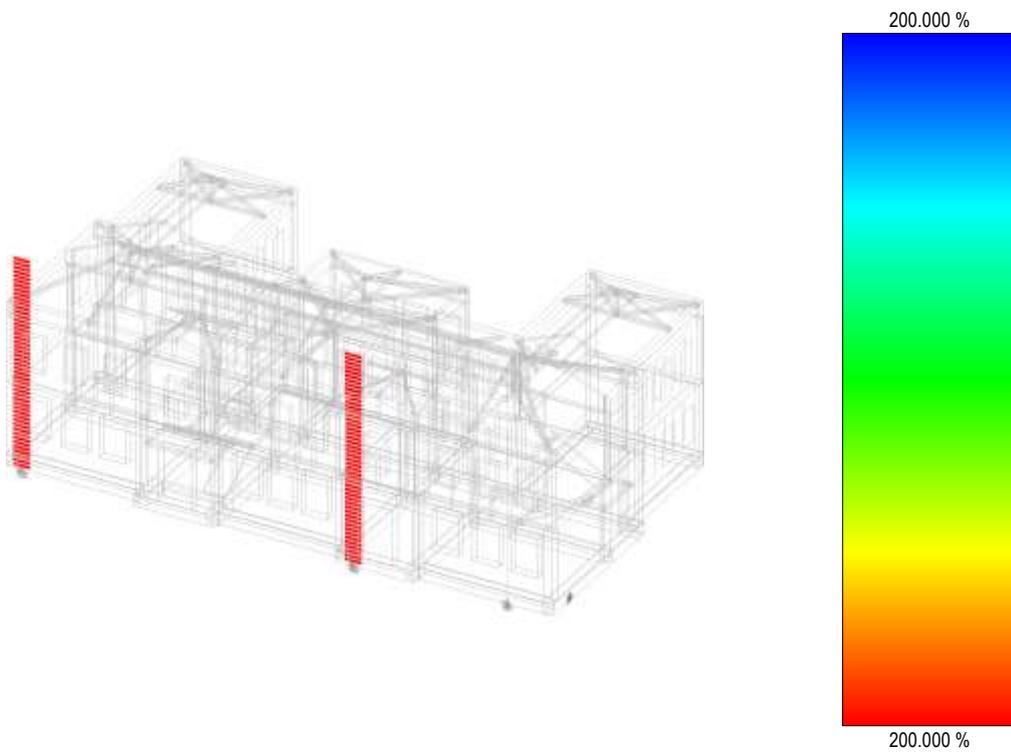
Accelerazione di Collasso elementi Muratura SLV – tipo di meccanismo : Pressoflessione Fuoripiano del Maschio



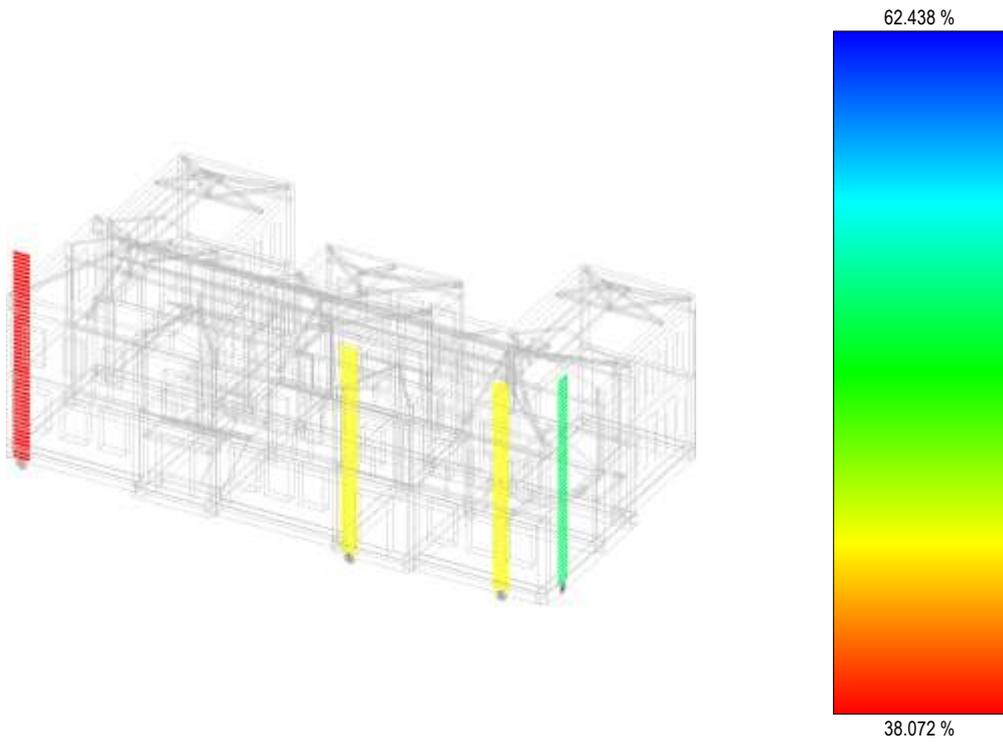
Accelerazione di Collasso elementi Muratura SLV – tipo di meccanismo : Deformazione Ultima del Maschio



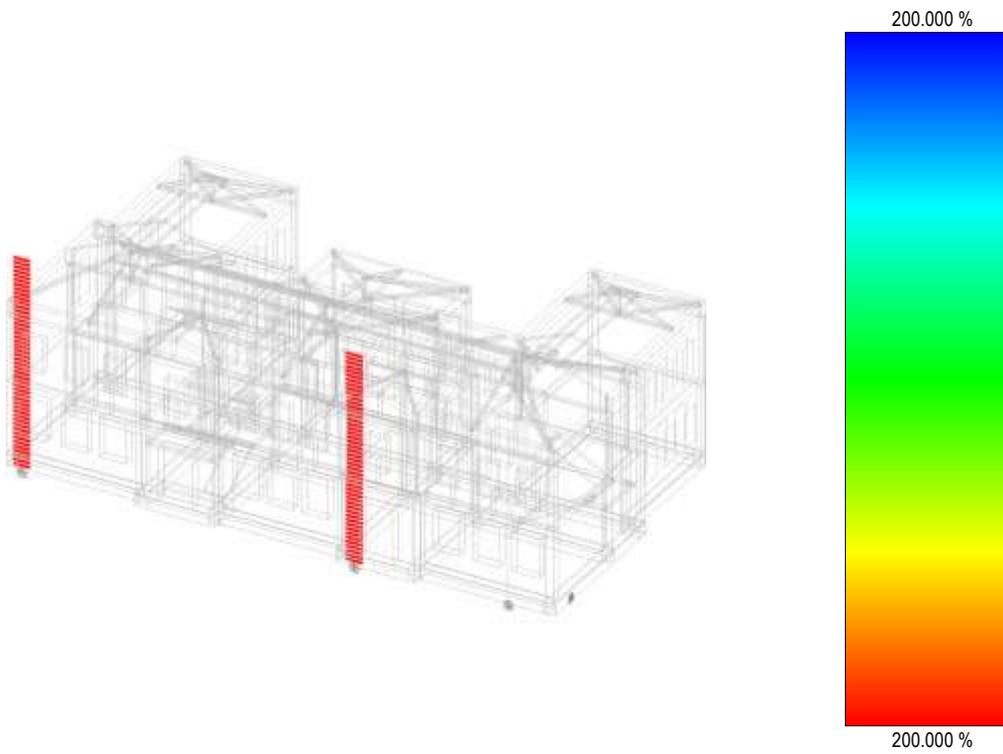
Accelerazione di Collasso elementi Muratura SLV – tipo di meccanismo : Cinematismo di Ribaltamento



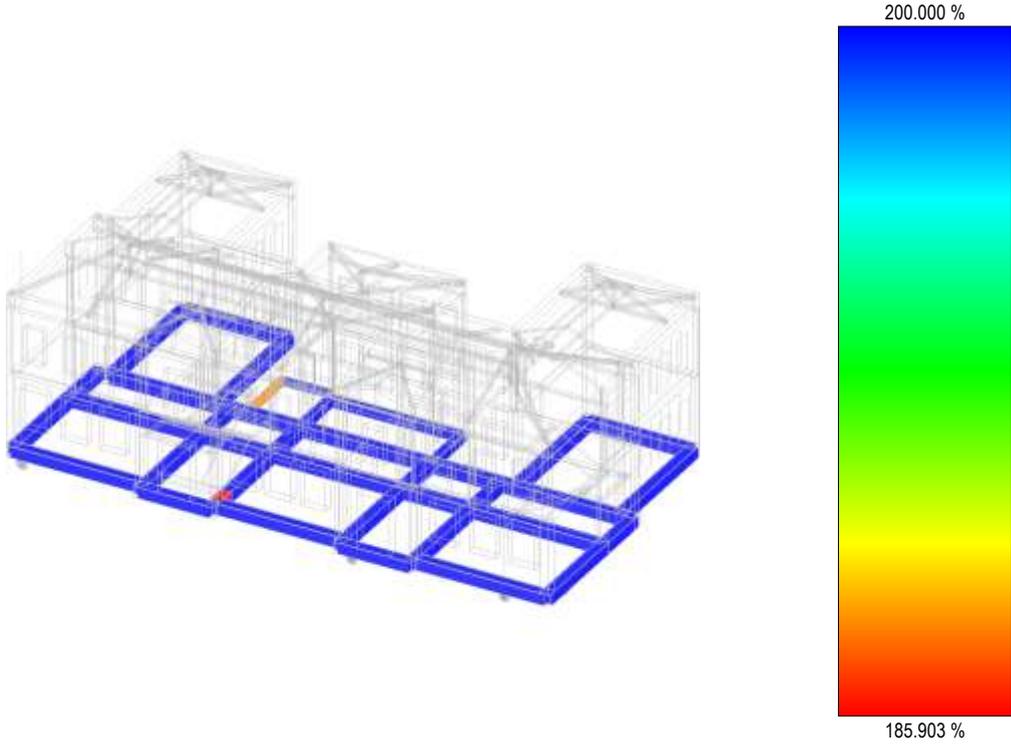
Accelerazione di Collasso elementi Muratura SLV – tipo di meccanismo : Cinematismo di Spanciamento



Accelerazione di Collasso elementi Muratura SLD – tipo di meccanismo : Cinematismo di Ribaltamento



Accelerazione di Collasso elementi Muratura SLD – tipo di meccanismo : Cinematismo di Spanciamento



Accelerazione di Collasso – tipo di meccanismo : Carico Limite del Terreno

10. CONSIDERAZIONI SULL'ANALISI SVOLTA E INDIVIDUAZIONE DEGLI ELEMENTI DI VULNERABILITA' DELLA STRUTTURA.

Dalle analisi svolte sia di carattere numerico attraverso l'elaborazione del modello strutturale sia attraverso i risultati dell'analisi delle caratteristiche costruttive dell'edificio sono emerse le criticità strutturali dell'edificio.

Più in dettaglio come già descritto in precedenza e come confermato dall'analisi sismica analitica il comportamento dell'edificio in muratura alle azioni sismiche non è riconducibile ad un comportamento ottimale quale quello scatolare e si evidenzia una disomogeneità del comportamento della scatola nelle due direzioni.

A conferma di quanto sopra gli indicatori gli **INDICATORI DI RISCHIO SISMICO** forniscono i seguenti risultati:

Stato Limite	α_{PGA}	α_{TR}
SLO	1.430	1.399
SLD	0.381	0.544
SLV	0.210	0.245

LEGENDA: Indicatori di rischio sismico

Stato Limite Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.

α_{PGA} Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di accelerazione: PGA_C/PGA_D - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100. [0] -> la minima capacità, fra tutti i meccanismi di verifica considerati, è nulla.

α_{TR} Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di periodo di ritorno: $(T_{RC}/T_{RD})^{0.41}$ - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.

La struttura inoltre non presenta particolari accorgimenti costruttivi migliorativi, le caratteristiche meccaniche delle murature non sono buone, le malte risultano con caratteristiche scadenti se non inconsistenti, ed inoltre non vi è una adeguata ammorsatura tra le pareti, né vi sono ricorsi o listellature e non sono emersi elementi di collegamento trasversale tra i paramenti.

La struttura realizzata negli anni trenta non è regolare in altezza e le murature portanti presentano un'elevata percentuale di aperture e vi è inoltre un'elevata deformabilità dei solai in particolar modo al piano sottotetto e sono già presenti inseguito agli ultimi eventi sismici lesioni importanti nella muratura portante e nei solai del piano primo, in particolar modo sugli angoli Nord-est e sud-ovest;

Tali problematiche hanno trovato conferma dall'analisi dei risultati analitici, infatti il piano primo risulta essere quello con la maggior numero di maschi murari che vanno in crisi oltre agli elementi al piano terra in corrispondenza degli ingressi principali e delle aperture maggiori, in particolar modo risultano entrare in crisi anche per azioni sismiche di modesta entità i paramenti murari dei lati corti dell'edificio sui prospetti nord-est e sud-ovest i quali risultano anche quelli col peggior comportamento alle verifiche di ribaltamento.

Pertanto il **giudizio globale sulla struttura è negativo** e indubbiamente al fine di rendere agibile nuovamente la struttura si rendono necessari importanti interventi tesi all'Adeguamento sismico della stessa.

11. PROPOSTA DI EVENTUALI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO/MIGLIORAMENTO SISMICO E VALUTAZIONE DEI COSTI.

La struttura come detto non ha un comportamento regolare in altezza ed il suo comportamento non è riconducibile ad un sistema scatolare.

Pertanto gli interventi di miglioramento e adeguamento sismico dovranno tendere a ricondurre il meccanismo resistente della struttura in muratura sottoposta all'azione sismica quanto più possibile al sistema cosiddetto "scatolare".

Si dovranno rendere efficaci i collegamenti tra le pareti ortogonali in modo da evitare che i pannelli murari siano sottoposti ad azioni perpendicolari al loro piano, che rappresenta la condizione di carico più gravosa. Inoltre si dovrà tendere all'omogeneizzazione del comportamento strutturale nelle due direzioni principali. Si dovrà procedere ad ammorsare tra loro le pareti attualmente non ammorsate o ammorsate male, irrigidire i solai nel loro piano, in modo che le forze sismiche dovute alla massa dei solai e dei muri perpendicolari alla direzione del sisma possono essere trasferiti alle pareti dette di controvento, orientate parallelamente al sisma stesso.

I solai inoltre dovranno essere anch'essi ben ammorsati agli elementi resistenti verticali.

Infine si dovrà intervenire sulle murature stesse e sulle loro caratteristiche meccaniche.

Tale sistema integrato di interventi, in seguito ad attenta progettazione ed esecuzione potrà portare ad un sensibile miglioramento del comportamento della struttura alle azioni sismiche.

Gli interventi possibili andranno valutati nel dettaglio in fase progettuale, ma ad una prima analisi possono essere prevedibili i seguenti interventi:

a. Interventi diffusi sulle murature al fine di migliorarne le caratteristiche meccaniche

- Consolidamento pareti con Intonaco armato o Sistema CAM

o

- Consolidamento delle pareti mediante **FRP** (*materiali compositi fibrorinforzati*).



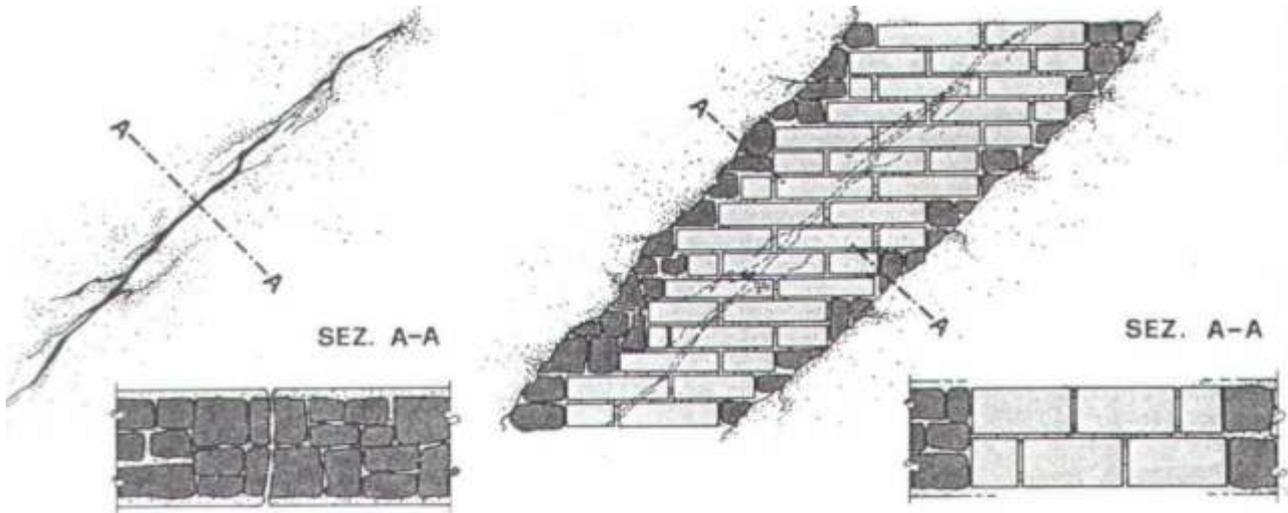
- sistema FRP



- inserimento di catene

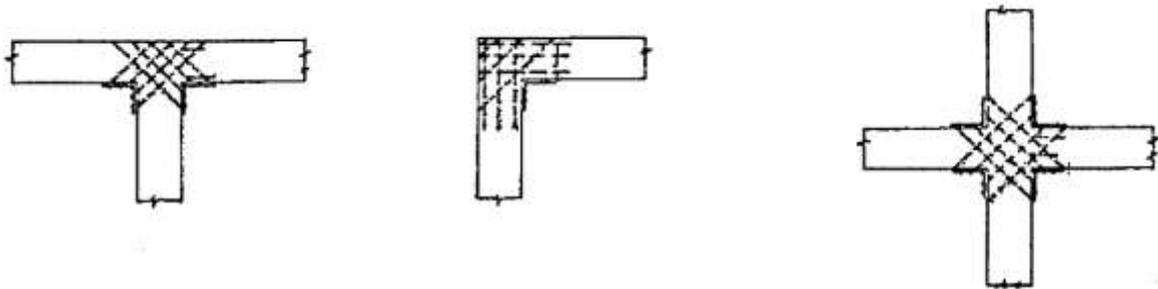
- Iniezioni di legante – rinforzo superficiale

- Cuci-Scuci



- intervento di cucì e scuci per riparazione di lesioni esistenti

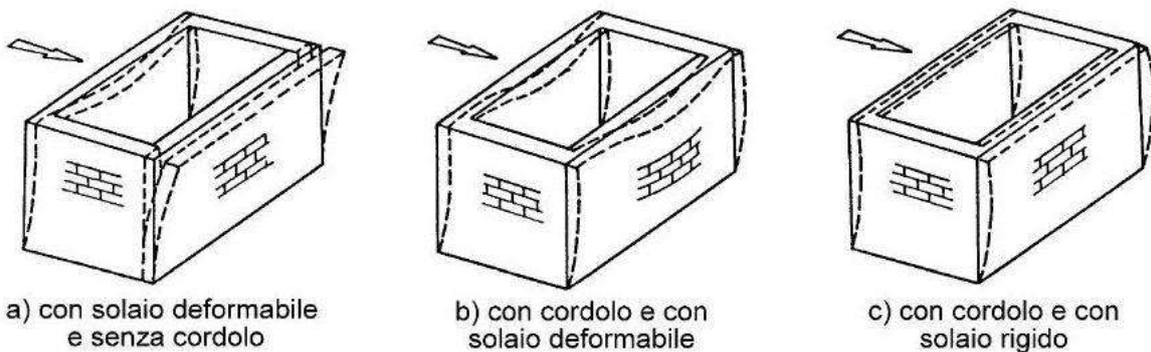
- Tirantature metalliche
- Iniezioni armate



- Iniezioni armate per ammorsatura murature

b. Interventi sui solai (non rigidi) nel proprio piano

- Inserimento di catene e cordolature di piano ove assenti o inadeguate



- rinforzo dei solai mediante soletta armata alleggerita **maggiore rigidezza flessionale** ed un **significativo aumento dei carichi portati** senza incorrere in eccessivi effetti deformativi.
- rimozione e sostituzione con inserimento di cordolature nel caso di solai dalle caratteristiche costruttive scadenti.



- Rinforzo di solai con soletta armata alleggerita



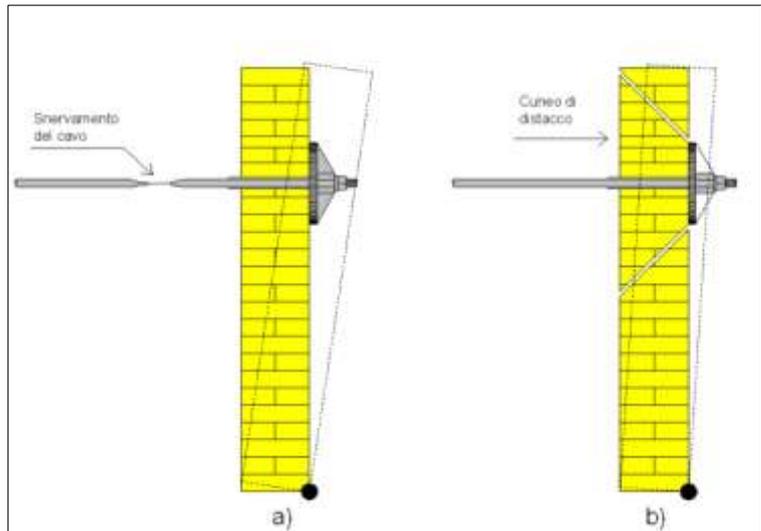
- Sistema di catene

c. Interventi atti a ridurre la disomogeneità della scatola nelle due direzioni e ricostruzione di un sistema scatolare oltre alla riduzione ed eliminazione degli elementi spingenti.

- Inserimento setti murari o realizzazione di Controventature metalliche
- Cerchiatura delle aperture
- Riduzione aperture con ammorsamenti mediante inghisaggio barre acciaio e mattoni pieni
- inserimento di un efficace sistema di catene



- Cerchiatura delle aperture



- Catene

d. Interventi in copertura

- Collegamento nei nodi, necessario ad evitare scorrimenti e distacchi in presenza di azioni orizzontali, mediante piastre e barre metalliche o con altri materiali (ad esempio fibrorinforzati).
- Parziale irrigidimento delle falde per mezzo di tavolati sovrapposti e incrociati a quelli esistenti, con opportuni collegamenti ai bordi della muratura, o tramite controventi posti all'intradosso, realizzati con semplici catene metalliche.
- Eventuale rimozione e sostituzione della copertura con inserimento di cordolature.

Al fine di una stima sommaria dei costi d'intervento si fa riferimento alle "Linee Guida per la Redazione degli elaborati tecnici ed economici relativi agli interventi indicati nell'allegato al D.C.D. n. 89/2011".
Interventi in materia di edilizia scolastica - Art. 4, comma 4, DL 39/2009. Modifiche e integrazioni al decreto del Commissario delegato per la ricostruzione n. 61 del 17 maggio 2011.

Tali linee guida indicano dei limiti di costo parametrici in base alla tipologia di intervento:

Edifici scolastici

- Interventi di sostituzione edilizia : Nel limite massimo di 1350 euro /m² ;
- Interventi di adeguamento sismico : Nel limite massimo di 1040 euro /m² ;
- Interventi di miglioramento sismico : Nel limite massimo di 850 euro /m² ;

Pertanto visto che l'edificio ha una volumetria complessiva di circa 7800 m³ ed una superficie di circa 1330 m² si può stimare un costo degli interventi di miglioramento/adeguamento sismico tra 1.383.200,00 euro per l'adeguamento e 1.130.500,00 euro per il miglioramento sismico.

12. CONCLUSIONI

Come si evince dalle indagini e analisi numeriche svolte, l'edificio in esame necessita di importanti interventi strutturali di messa in sicurezza rispetto all'azione sismica.

E' importante sottolineare come l'obiettivo dell'intervento sia quello dell'adeguamento sismico di una struttura pubblica scolastica, adeguamento imposto dall'ordinanza del consiglio dei ministri n° 3274 del 20/03/2003.

Premesso che l'edificio è stato dichiarato inagibile a seguito dei recenti eventi sismici con ordinanza n.46 del 24/08/2016.

Premesso inoltre che dalle analisi svolte il rapporto tra capacità della struttura di far fronte al sisma e la richiesta (in termini di resistenza e/o spostamento) da parte del sisma di riferimento previsto dalla normativa, espresse dall'indicatore di **rischio sismico**, è caratterizzato da valori molto bassi sia allo **stato limite di danno 0.381** sia allo **stato limite di salvaguardia della vita 0.210**, tenendo in considerazione che affinché l'edificio possa essere considerato adeguato sismicamente, a quanto previsto dalla Normativa Tecnica vigente, tali valori devono essere pari ad 1.

Premesso che dalle verifiche effettuate è emerso che l'opera non è in buono stato di conservazione, evidentemente tale quadro è stato aggravato dai recenti eventi sismici che hanno prodotto fessure tali da presagire deficit strutturali e problemi statici.

Sono stati riscontrati i distacchi delle murature negli spigoli non ammortati che sembrano individuare il possibile ribaltamento delle stesse e sono presenti anche fessure importanti nei solai del piano sottotetto che in alcuni punti sembra in distacco a causa dell'assenza di un'adeguata ammortatura alla murature. In generale la struttura si dimostra fragile e realizzata con caratteristiche costruttive e con materiali scadenti.

Pertanto si esprime un **giudizio globale sulla struttura negativo**, e indubbiamente al fine di rendere agibile nuovamente la struttura si rendono necessari importanti interventi di Miglioramento/Adeguamento sismico.