



Riqualificazione funzionale e messa in sicurezza di edificio scolastico pubblico destinato a scuola dell'infanzia, finalizzata alla creazione di nuovi posti

**Importo complessivo di quadro economico € 1.820.000,00;
CUP I48I22000070006**

PROGETTAZIONE:

IL DIRETTORE TECNICO: Ing. NICOLA FREDDI



MAIN S.r.l. MANAGEMENT & INGEGNERIA
Villanova di Castenaso (BO),
Via B. Tosarelli, 344
Tel: +39.051.4598661
e-mail: segreteria@mainmgt.it
http://www.mainmgt.it

GRUPPO DI LAVORO:

Responsabile Progettazione Architettonica:
Ing. Nicola Freddi

Progettazione Architettonica:
Arch. Marianna Ciociola, Arch. Glenda Napoletano

MAIN
Management & Ingegneria S.r.l.
ING. NICOLA FREDDI
Iscritto all'Albo degli Ingegneri di Bologna
n° 3890A

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

ELABORATI GENERALI

Verifica di vulnerabilità sismica

Rev 00	Febbraio 2022	Progetto di fattibilità tecnica ed economica
Emissione / revisione	Data	Riferimento emissione / revisione

Scala	File di riferimento	Codice commessa	Fase	Argomento	Categoria	Elaborato	Revisione
-	22.05_SF_G_01_02_00	22.05	SF	G	01	02	00
Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Verificato	Approvato		
Feb. 2022	Fattibilità	Arch. Marianna Ciociola	Ing. Nicola Freddi	Ing. Nicola Freddi	Ing. Nicola Freddi		

COMUNE DI SAN GIORGIO DI PIANO

VERIFICHE TECNICHE DI VULNERABILITA' SISMICA E INDICAZIONI DI EVENTUALI INTERVENTI DI RIPARAZIONE LOCALE / MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA SCUOLA MATERNA "AURORA BATTAGLIA", ASILO NIDO COMUNALE "LA PIMPA" E CENTRO SERVIZI IN VIA GRANDI NN. 7/9 SAN GIORGIO DI PIANO (BO)

RELAZIONE TECNICA

Il Tecnico incaricato:

dott. ing. Friedrich Drollmann

I consulenti:

prof. ing. Tomaso Trombetti
dott. ing. Giada Gasparini

Bologna, 10 agosto 2012

INDICE

1.	PREMESSA.....	8
2.	DEFINIZIONE E DESCRIZIONE DELL'ORGANISMO STRUTTURALE E LIVELLI DI CONOSCENZA	11
2.1	Documentazione esaminata.....	11
2.2	Le tipologie strutturali.....	12
2.2.1	Le caratteristiche delle strutture - Sintesi.....	15
2.3	I livelli di conoscenza	18
2.4	Normativa Tecnica di Riferimento	18
3.	FASE I: RILIEVO GEOMETRICO STRUTTURALE.....	19
3.1	Analisi storico-critica.....	19
3.1.1	Storia sismica dei territori su cui insiste il complesso scolastico - anno 217 a. C. - anno 2004	19
3.1.2	Sisma del 20 maggio e 29 maggio 2012	22
3.1.2	Cronologia delle principali modifiche strutturali subite dal complesso scolastico	23
3.2	Caratterizzazione geomorfologica del sito.....	24
3.3	Rilievo del quadro fessurativo e/o di degrado	27
3.3.1	Asilo Nido - Corpo A	27
3.3.2	Scuola Materna - Corpo B	31
3.3.3	Ampliamento Scuola Materna - Corpo C	32
3.4	Rilievo materico e dei particolari costruttivi.....	33
3.5	Descrizione delle vulnerabilità non quantificabili e principali criticità rilevate	33
3.5.1	Asilo Nido - Corpo A	33
3.5.2	Scuola Materna - Corpo B	34
3.5.3	Ampliamento Scuola Materna - Corpo C	35
3.5.4	Centro Servizi - Corpo D.....	36
3.6	Documentazione fotografica	38
3.6.1	Asilo Nido - Corpo A	38
3.6.2	Scuola Materna - Corpo B	38
3.6.3	Ampliamento Scuola Materna - Corpo C	38
3.6.4	Centro Servizi - Corpo D.....	38
4.	FASE II: SINTESI DELLA CAMPAGNA DI INDAGINE E DELLE PROVE EFFETTUATE.....	39
5.	CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA	42

5.1	Gli approcci ed i modelli per la valutazione della sicurezza.....	43
5.2	Metodologia di valutazione della risposta sismica globale.....	44
5.3	Metodologia di valutazione della risposta sismica locale.....	44
6.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' RESISTENTE.....	46
6.1	Materiali esistenti.....	47
6.2	Materiali utilizzati per gli interventi di riparazione / miglioramento proposti	48
7.	ANALISI DEI CARICHI	49
7.1	Asilo Nido - Corpo A.....	49
7.1.1	Solaio di copertura in latero-cemento.....	49
7.2	Scuola Materna - Corpo B	49
7.2.1	Solaio di copertura in latero-cemento.....	49
7.3	Ampliamento Scuola Materna - Corpo C	49
7.3.1	Solaio di copertura in legno.....	49
7.4	Centro Servizi - Corpo D	49
7.4.1	Solaio di copertura in legno.....	49
8.	LA PERICOLOSITA' SISMICA E GLI SPETTRI DI RIFERIMENTO UTILIZZATI NELLE ANALISI.....	50
9.	COMBINAZIONI DELL'AZIONE SISMICA CON I CARICHI STATICI	53
10.	LA MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA.....	58
10.1	Metodo di analisi strutturale effettuata e criteri di verifica.....	58
10.2	I modelli FEM utilizzati per le analisi di vulnerabilità sismica (accelerazione di primo danneggiamento e accelerazione di collasso)	58
10.2.1	Modellazione Asilo Nido - Corpo A.....	59
10.2.2	Modellazione Scuola Materna - Corpo B	64
10.2.3	Modellazione Ampliamento Scuola Materna - Corpo C.....	69
10.2.4	Modellazione Centro Servizi - Corpo D	73
11.	ASILO NIDO - CORPO A: VERIFICA STATICA, CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DI SICUREZZA	79
11.1	Pareti e fasce di piano in muratura.....	79
11.2	Pressione di contatto fondazione/terreno	82
12.	ASILO NIDO - CORPO A: VERIFICA SISMICA, CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DI SICUREZZA	83

12.1	Verifiche di resistenza SLV (stato di fatto)	84
12.1.1	Pareti e fasce in muratura	84
12.1.2	Pressione di contatto fondazione/terreno	87
12.2	Verifiche di deformabilità SLD (stato di fatto).....	88
12.2.1	Spostamento di interpiano in direzione x.....	88
12.2.2	Spostamento di interpiano in direzione y.....	89
12.3	Spostamento massimo SLV (giunto strutturale).....	90
13.	ASILO NIDO - CORPO A: PROPOSTA DI INTERVENTO DA REALIZZARE AL FINE DI OTTENERE UN MIGLIORAMENTO NEL COMPORTAMENTO SISMICO DELLA STRUTTURA.....	92
13.1	Verifiche di resistenza SLV (post-miglioramento).....	93
13.1.1	Pareti e fasce in muratura	93
13.2	Verifiche di deformabilità SLD (post-miglioramento).....	96
13.2.1	Spostamento di interpiano in direzione x.....	96
13.2.2	Spostamento di interpiano in direzione y.....	97
13.3	Stima dell'incremento di capacità conseguibile con la proposta di intervento	98
14.	SCUOLA MATERNA - CORPO B: VERIFICA STATICA, CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DI SICUREZZA	99
14.1	Pareti e fasce di piano in muratura.....	99
14.2	Pressione di contatto fondazione/terreno	102
15.	SCUOLA MATERNA - CORPO B: VERIFICA SISMICA, CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DI SICUREZZA	103
15.1	Verifiche di resistenza SLV (stato di fatto)	104
15.1.1	Pareti e fasce in muratura	104
15.1.2	Pressione di contatto fondazione/terreno	107
15.2	Verifiche di deformabilità SLD (stato di fatto).....	108
15.2.1	Spostamento di interpiano in direzione x.....	108
15.2.2	Spostamento di interpiano in direzione y.....	109
15.3	Spostamento massimo SLV (giunto strutturale).....	110
16.	SCUOLA MATERNA - CORPO B: PROPOSTA DI INTERVENTO DA REALIZZARE AL FINE DI OTTENERE UN MIGLIORAMENTO NEL COMPORTAMENTO SISMICO DELLA STRUTTURA	113
16.1	Verifiche di resistenza SLV (post-miglioramento).....	114

16.1.1	Pareti e fasce in muratura	114
16.2	Verifiche di deformabilità SLD (post-miglioramento)	117
16.2.1	Spostamento di interpiano in direzione x	117
16.2.2	Spostamento di interpiano in direzione y	118
16.3	Stima dell'incremento di capacità conseguibile con la proposta di intervento	119
17.	AMPLIAMENTO SCUOLA MATERNA - CORPO C: VERIFICA STATICA, CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DI SICUREZZA	120
17.1	Solaio in legno di copertura	120
17.2	Pareti e fasce in muratura	123
17.3	Pressione di contatto fondazione/terreno	126
18.	AMPLIAMENTO SCUOLA MATERNA - CORPO C: VERIFICA SISMICA, CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DI SICUREZZA	127
18.1	Verifiche di resistenza SLV (stato di fatto)	128
18.1.1	Pareti e fasce in muratura	128
18.1.2	Pressione di contatto fondazione/terreno	131
18.2	Verifiche di deformabilità SLD (stato di fatto)	132
18.2.1	Spostamento di interpiano in direzione x	132
18.2.2	Spostamento di interpiano in direzione y	133
18.3	Spostamento massimo SLV (giunto strutturale)	134
19.	AMPLIAMENTO SCUOLA MATERNA - CORPO C: PROPOSTA DI INTERVENTO DA REALIZZARE AL FINE DI OTTENERE UN MIGLIORAMENTO NEL COMPORTAMENTO SISMICO DELLA STRUTTURA	136
19.1	Verifiche di resistenza SLV (post-miglioramento)	137
19.1.1	Pareti e fasce in muratura	137
19.2	Verifiche di deformabilità SLD (post-miglioramento)	140
19.2.1	Spostamento di interpiano in direzione x	140
19.2.2	Spostamento di interpiano in direzione y	141
19.3	Stima dell'incremento di capacità conseguibile con la proposta di intervento	142
20.	CENTRO SERVIZI - CORPO D: VERIFICA STATICA, CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DI SICUREZZA	143
20.1	Solaio in legno di copertura	143
20.2	Pareti e fasce in muratura	146
20.3	Pressione di contatto fondazione/terreno	149

21.	CENTRO SERVIZI - CORPO D: VERIFICA SISMICA, CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DI SICUREZZA	150
21.1	Verifiche di resistenza SLV (stato di fatto)	151
21.1.1	Pareti e fasce in muratura	151
21.1.2	Pressione di contatto fondazione/terreno	154
21.2	Verifiche di deformabilità SLD (stato di fatto).....	155
21.2.1	Spostamento di interpiano in direzione x.....	155
21.2.2	Spostamento di interpiano in direzione y.....	156
21.3	Spostamento massimo SLV (giunto strutturale).....	157
22.	CENTRO SERVIZI - CORPO D: PROPOSTA DI INTERVENTO DA REALIZZARE AL FINE DI OTTENERE UN MIGLIORAMENTO NEL COMPORTAMENTO SISMICO DELLA STRUTTURA	159
22.1	Verifiche di resistenza SLV (post-miglioramento).....	160
22.1.1	Pareti e fasce in muratura	160
22.2	Verifiche di deformabilità SLD (post-miglioramento).....	163
22.2.1	Spostamento di interpiano in direzione x.....	163
22.2.2	Spostamento di interpiano in direzione y.....	164
22.3	Stima dell'incremento di capacità conseguibile con la proposta di intervento	165
23.	FASE III: ANALISI DELLA VULNERABILITA' SISMICA GLOBALE E LOCALE DELLA STRUTTURA	166
23.1	Asilo Nido - Corpo A: Vulnerabilità globale.....	166
23.1.1	Deformazione ultima nel piano.....	166
23.1.2	Resistenza fuori piano di un pannello.....	166
23.1.3	Resistenza nel piano di un pannello.....	167
23.1.4	Deformazione di danno in un pannello.....	167
23.1.5	Capacità limite delle fondazioni	167
23.2	Scuola Materna - Corpo B: Vulnerabilità globale	168
23.2.1	Deformazione ultima nel piano.....	168
23.2.2	Resistenza fuori piano di un pannello.....	168
23.2.3	Resistenza nel piano di un pannello.....	168
23.2.4	Deformazione di danno in un pannello.....	169
23.2.5	Capacità limite delle fondazioni	169
23.3	Ampliamento Scuola Materna - Corpo C: Vulnerabilità globale	170
23.3.1	Deformazione ultima nel piano.....	170
23.3.2	Resistenza fuori piano di un pannello.....	170

23.3.3	Resistenza nel piano di un pannello.....	171
23.3.4	Deformazione di danno in un pannello.....	171
23.3.5	Capacità limite delle fondazioni	171
23.4	Centro Servizi - Corpo D: Vulnerabilità globale	172
23.4.1	Deformazione ultima nel piano.....	172
23.4.2	Resistenza fuori piano di un pannello.....	172
23.4.3	Resistenza nel piano di un pannello.....	172
23.4.4	Deformazione di danno in un pannello.....	173
23.4.5	Capacità limite delle fondazioni	173
23.5	Asilo Nido - Corpo A, Scuola Materna - Corpo B, Ampliamento Scuola Materna - Corpo C, Centro Servizi - Corpo D: Vulnerabilità locale.....	174
24.	FASE IV: SINTESI DEI RISULTATI - INDICATORI DI RISCHIO	175
24.1	ASILO NIDO - CORPO A	175
24.1.1	Indicatore di rischio di salvaguardia della vita (SLV)	175
24.1.2	Indicatore di rischio di danno (SLD)	175
24.2	SCUOLA MATERNA - CORPO B	175
24.2.1	Indicatore di rischio di salvaguardia della vita (SLV)	175
24.2.2	Indicatore di rischio di danno (SLD)	176
24.3	AMPLIAMENTO SCUOLA MATERNA - CORPO C	176
24.3.1	Indicatore di rischio di salvaguardia della vita (SLV)	176
24.3.2	Indicatore di rischio di danno (SLD)	176
24.4	CENTRO SERVIZI - CORPO D.....	177
24.4.1	Indicatore di rischio di salvaguardia della vita (SLV)	177
24.4.2	Indicatore di rischio di danno (SLD)	177
ALLEGATO 1	178
ALLEGATO 2	178
ALLEGATO 3	178
ALLEGATO 4	178
ALLEGATO 5	178
ALLEGATO 6	178
ALLEGATO 7	178
ALLEGATO 8	179
ALLEGATO 9	179
ALLEGATO 10	179

ALLEGATO 11	179
ALLEGATO 12	179
ALLEGATO 13	179

1. PREMESSA

Formano oggetto della presente relazione tecnica i principali calcoli svolti per:

- le verifiche tecniche dei livelli di sicurezza strutturale del complesso edilizio adibito a Scuola Materna "Aurora Battaglia", Asilo Nido Comunale "La Pimpa" e Centro Servizi di San Giorgio di Piano (Bologna), al fine di stabilire il comportamento dinamico della struttura al passaggio del sisma, e individuarne le vulnerabilità, che operativamente saranno espresse in termini di accelerazioni o periodi di ritorno a correlati a determinati e specifici stati limite di verifica.
- l'indicazione di massima degli interventi di riparazione locale e /o miglioramento sismico necessari al miglioramento della risposta strutturale, qualora si evidenziasse la loro necessità di realizzazione.

I risultati delle analisi svolte evidenziano, in alcuni casi, la necessità di un miglioramento della risposta sismica di alcuni corpi di cui è composto il complesso scolastico, intendendo con esso l'esecuzione di un insieme di opere ed interventi sufficienti a far conseguire ad ogni edificio un maggior grado di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche, senza, peraltro, modificarne in maniera sostanziale il comportamento globale.

Il complesso edilizio ospitante la Scuola Materna "Aurora Battaglia", l'Asilo Nido Comunale "La Pimpa" e il Centro Servizi (la cui vista aerea e planimetria sono riportate nelle figure seguenti) è situato nel comune di San Giorgio di Piano in Via Grandi nn. 7/9/13, per cui, secondo la classificazione sismica allegata alla OPCM 3277 *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”* è in zona 3.

Il complesso è composto da 4 corpi distinti (separati da un evidente e consistente giunto strutturale pari ad almeno 15/20cm): Asilo Nido "La Pimpa" - Corpo A, Scuola Materna "Aurora Battaglia" - Corpo B, Ampliamento Scuola Materna - Corpo C, Centro Servizi - Corpo D (la descrizione dettagliata dei singoli corpi è riportata nel paragrafo 2.2.1).



Fig. 1: vista aerea dell'anno 2003 (prima dell'ampliamento e della realizzazione del centro servizi)

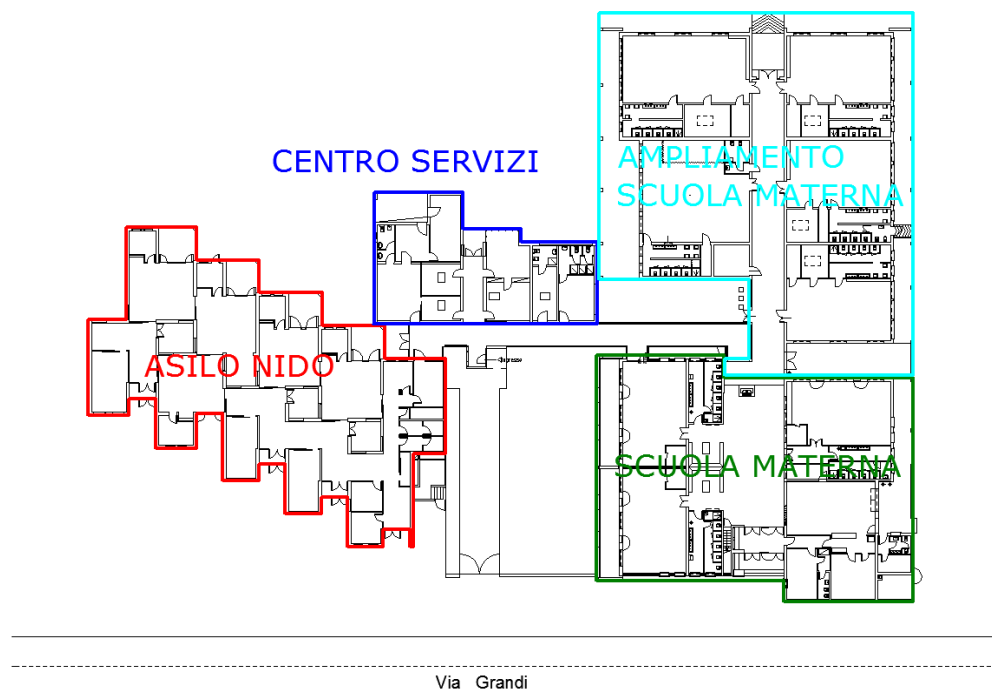


Fig. 2: planimetria dell'area con identificazione dei diversi corpi

La valutazione della sicurezza del complesso scolastico nei confronti dei carichi sismici è condotta sulla base delle prescrizioni fornite dal D.M 14/01/2008, dalla Circolare Ministeriale di applicazione del D.M 14/01/2008 n. 617 del 02/02/2009 e dalla OPCM 3274 in merito al caso di edifici esistenti in c.c.a. e in muratura. La valutazione della sicurezza ed il progetto degli interventi per tali edifici sono affetti da un grado di incertezza diverso da quello degli edifici di nuova progettazione. Ciò comporta l'utilizzo di adeguati fattori di confidenza nelle verifiche di sicurezza e nei metodi di analisi dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità delle informazioni disponibili. Sulla base della documentazione in possesso della Committenza in merito al progetto delle strutture dei vari corpi del complesso, si sono considerati specifici Livelli di Conoscenza per i vari corpi di cui è costituito il complesso scolastico (si veda in merito il capitolo successivo).

La geometria della struttura e i dettagli strutturali sono noti in base al rilievo architettonico messo a disposizione della committenza e al rilievo strutturale effettuato in situ. Le caratteristiche meccaniche dei materiali sono stati ottenuti mediante battute sclerometriche per i calcestruzzi e finestre di ispezione con rimozione di intonaco per le murature.

2. DEFINIZIONE E DESCRIZIONE DELL'ORGANISMO STRUTTURALE E LIVELLI DI CONOSCENZA

2.1 Documentazione esaminata

La Committenza ha messo a disposizione per la consultazione la seguente documentazione tecnica inerente la progettazione del complesso scolastico:

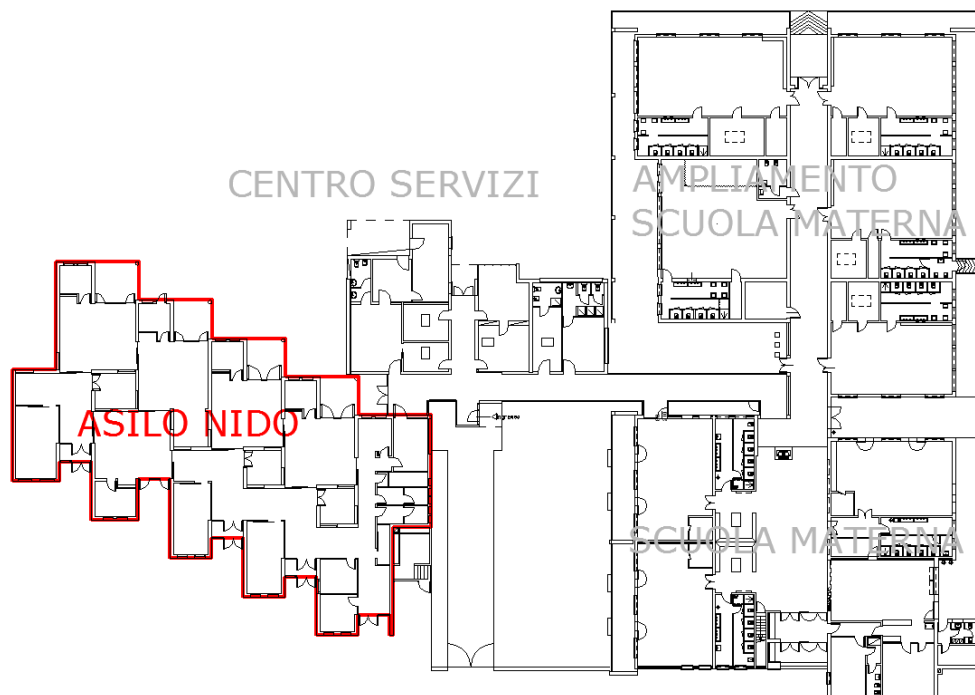
- Progetto esecutivo dell'Ampliamento della Scuola Materna a firma del progettista ing. Paolo Cupido, recante data 2003:
 - Tav. 14: relazione geologico tecnica (a firma geol. Fabio Bassi) recante data giugno 2001
 - Tav. 15: relazione di calcolo strutturale
 - Tav. 16A: pianta fondazioni
 - Tav. 16B: sezioni fondazioni
 - Tav. 16C: travi - pilastri
 - Tav. S2: impalcato piano terra
 - Tav. S4: schema coperture
- Collaudo statico opere in c.a. inerenti l'Ampliamento della Scuola Materna Comunale (a firma ing. Moreno Cerè) recante data 13/12/2006, contenente la seguente documentazione:
 - certificato di origine travetti prefabbricati tipo bausta (Vela prefabbricati s.p.a.)
 - relazione di calcolo con allegati schemi prefabbricati (Vela prefabbricati s.p.a.)
 - planimetria solaio piano terra (Vela prefabbricati s.p.a.)
- Tavola architettonica: ampliamento del complesso scolastico per l'infanzia di San Giorgio di Piano con la realizzazione di Centro Servizi per la Scuola Materna e l'Asilo Nido (planimetria generale)
- Tav. 2.1: progetto esecutivo per ampliamento scuola materna e dell'infanzia (centro servizi), planimetria generale e sistemazione esterna, pianta piano terra, prospetti, sezioni, viste prospettiche
- Tav. 2.3: progetto esecutivo per ampliamento scuola materna e dell'infanzia (centro servizi), particolari costruttivi

2.2 Le tipologie strutturali

A seguito dell'esame della documentazione disponibile, dei sopralluoghi volti alla conoscenza della struttura, si è individuata la tipologia strutturale dei corpi del complesso scolastico per l'infanzia di San Giorgio di Piano, oggetto delle verifiche tecniche.

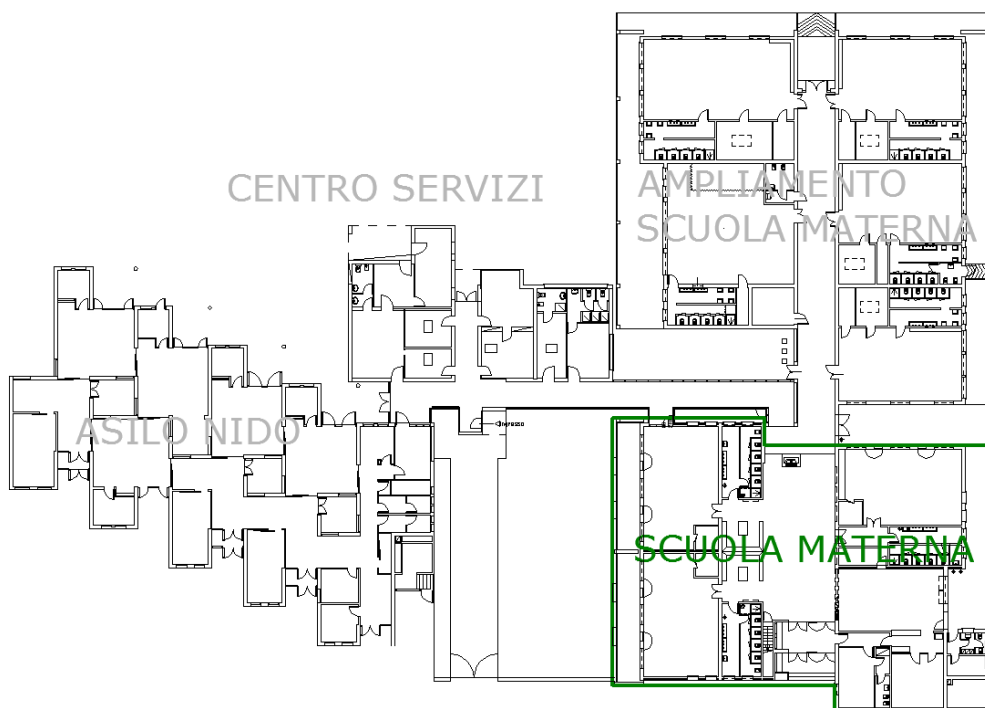
Il complesso è composto da 4 corpi distinti (separati da un evidente e consistente giunto strutturale pari ad almeno 15/20cm):

1. **Asilo Nido - Corpo A:** è un edificio ad una piano fuori terra con struttura portante a setti in muratura tipo poroton semipieno (spessore variabile 15/30cm), disposti perimetralmente e all'interno dell'edificio, principalmente in una sola direzione. L'edificio, sebbene non regolare in pianta, si può iscrivere in un rettangolo di lati pari a circa 36mx30m. A causa della presenza delle aule all'interno e di una torretta centrale in copertura, le pareti in muratura (portante e di tamponamento) presentano notevoli forature (punti luce, aperture, porte, finestre). La copertura ad una singola falda, è costituita da un solaio in latero-cemento disposto ortogonalmente alle pareti portanti su cordoli in c.a.



Asilo Nido - Corpo A: indicazione planimetrica

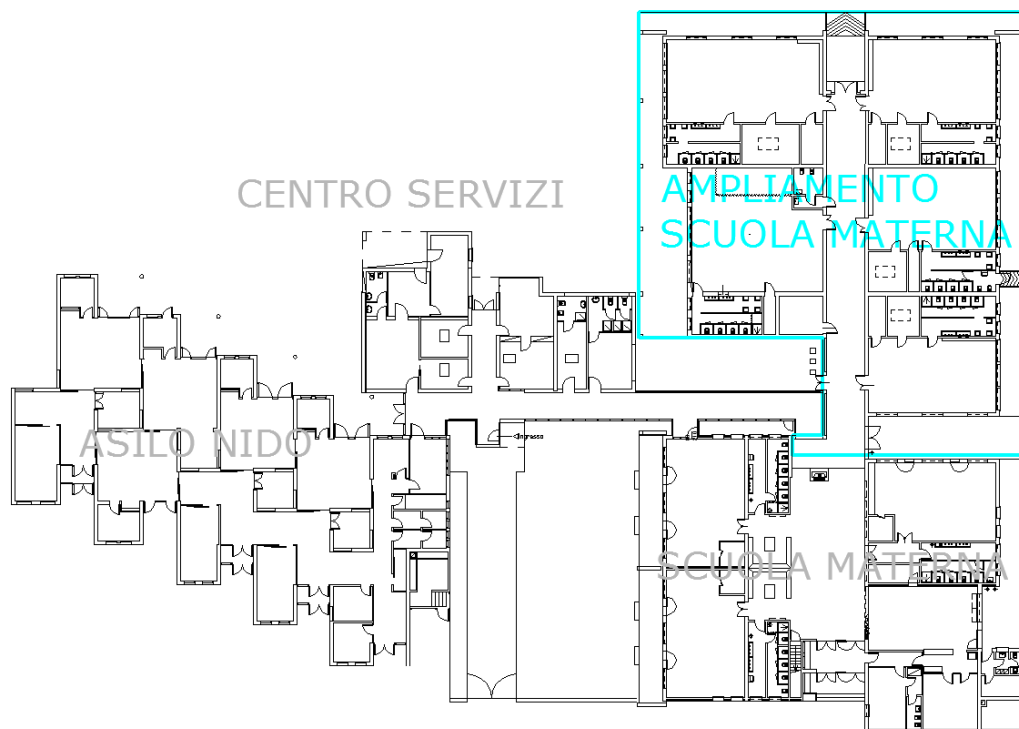
2. **Scuola Materna "Aurora Battaglia" - Corpo B:** è un edificio ad una piano fuori terra con struttura portante a setti in muratura in laterizio tipo poroton semipieno (spessore variabile 15/30cm), disposti perimetralmente e all'interno dell'edificio, principalmente in una sola direzione. L'edificio è regolare in pianta e si può iscrivere in un rettangolo di lati pari a circa 30mx25m. La parete in muratura centrale ha spessore 30cm e altezza pari a circa 4,5m: su di essa poggia il colmo della copertura a due falde, realizzata con un solai in latero-cemento di luce notevole (superiore a 9,0m). In una facciata sono presenti setti in muratura alti circa 4m, completamente separati dalla struttura dell'edificio; nella facciata opposta è stato realizzato un porticato con un telaio monodirezionale in c.a. costituito da travi e pilastri. A causa della presenza delle aule all'interno, le pareti in muratura (portante e di tamponamento) presentano notevoli forature (aperture, porte, finestre).



Scuola Materna - Corpo B: indicazione planimetrica

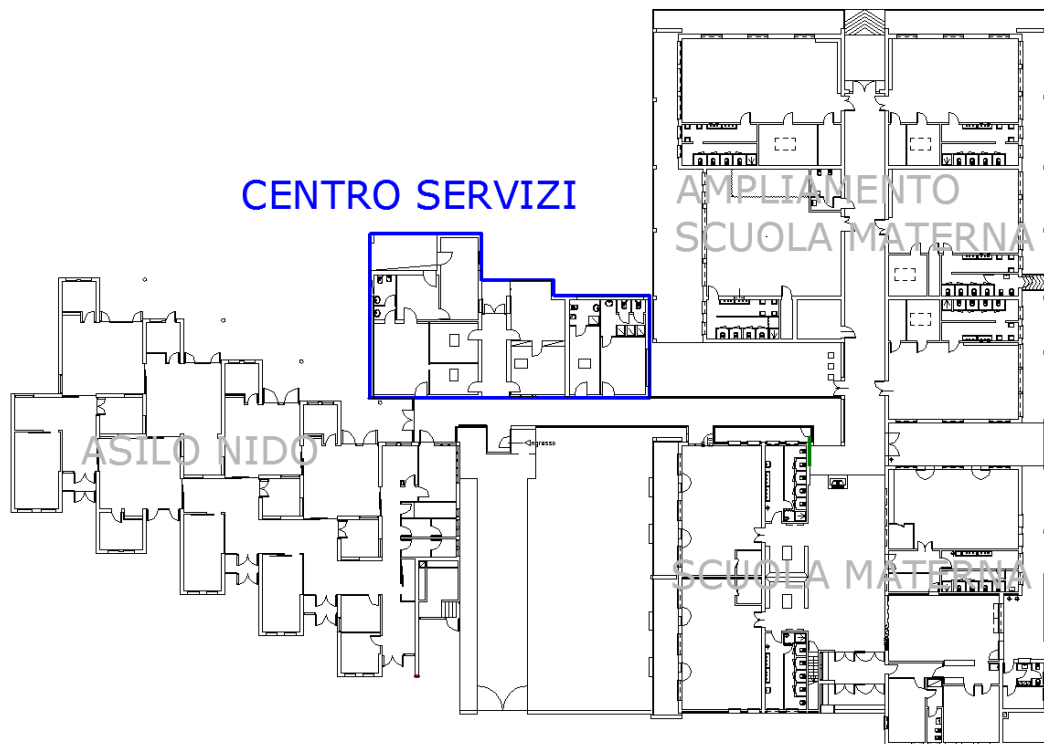
3. **Ampliamento Scuola Materna - Corpo C:** l'ampliamento della scuola materna, progettato nel 2003 e realizzato nel 2006, riguarda un corpo di fabbrica adiacente al corpo B (ma separato da un giunto strutturale) di dimensioni in pianta pari a circa 34mx34m. E' caratterizzato da un unico piano fuori terra costituito da una copertura a doppia falda in legno lamellare on doppia orditura di travi e tavolato. Il piano terra è realizzato con solaio in

latero-cemento poggianti sulle travi di fondazioni. La struttura è costituita prevalentemente da setti portanti in muratura di spessore 30cm (setti centrali su cui poggia il colmo della copertura), disposti in un'unica direzione. I setti perimetrali, siccome presentano notevoli forature dovute alle finestre delle aule, sono collegati in alcuni punti da travi in c.a. In due facciate è presente un portico realizzato con telaio monodirezionale in c.a. con travi e pilastri, che costituisce appoggio per lo sbalzo della copertura in legno, ma che non è ad esso collegato tramite elementi di ritegno.



Ampliamento Scuola Materna - Corpo C: indicazione planimetrica

4. **Centro Servizi - Corpo D:** il centro servizi ha dimensioni in pianta 13mx22m, ad un unico piano, realizzato in seguito all'Ampliamento della Scuola Materna (progetto recante data marzo 2007). La struttura è a setti portanti in muratura tipo poroton semipieno (spessore variabile 15/30cm) e copertura a falda singola in legno lamellare. Sono presenti pareti di tamponamento di spessore 10cm e notevole altezza.



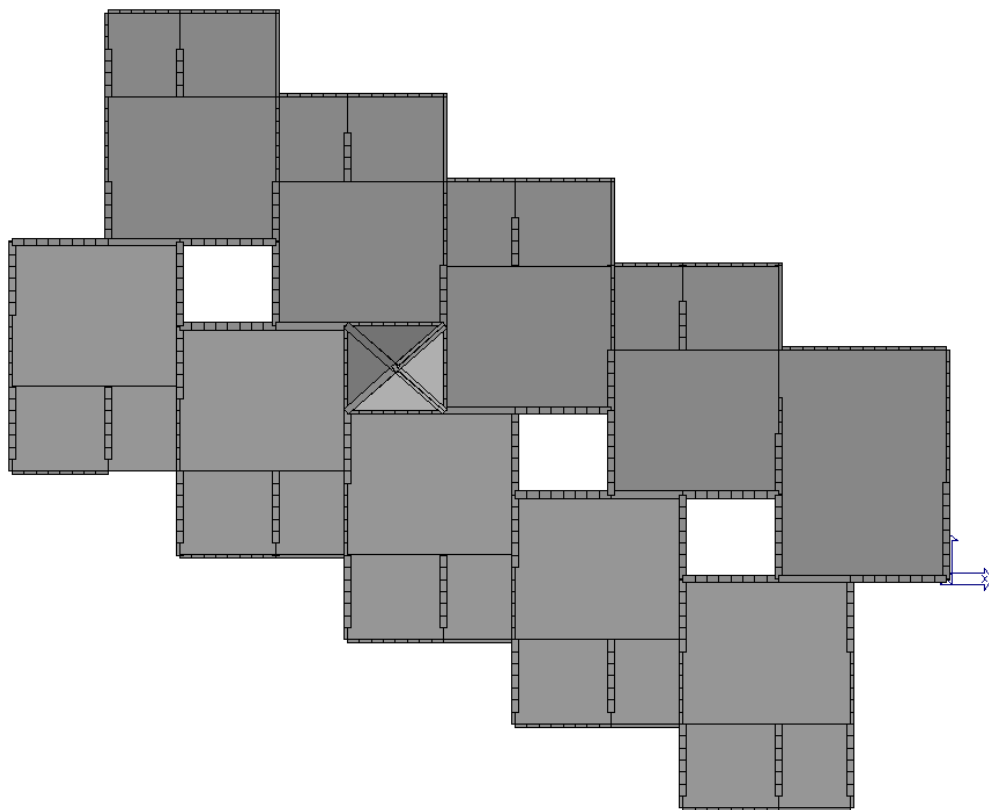
Centro Servizi - Corpo D: indicazione planimetrica

2.2.1 Le caratteristiche delle strutture - Sintesi

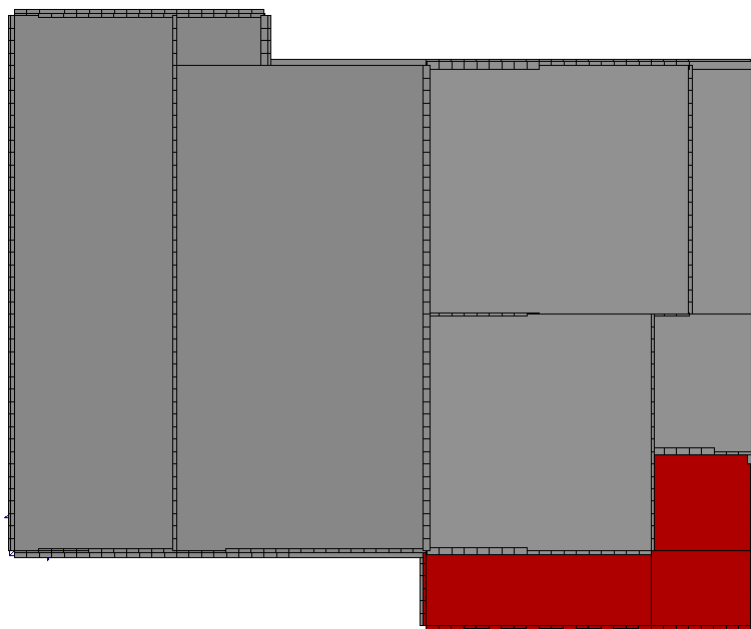
Quanto dianzi illustrato può venire utilmente così riepilogato:

- Asilo Nido - Corpo A: struttura verticale portante a setti in muratura tipo poroton semipieno.
- Scuola Materna - Corpo B: struttura verticale portante a setti in muratura tipo poroton semipieno
- Ampliamento Scuola Materna - Corpo C: struttura verticale portante mista a setti in muratura tipo poroton semipieno e pilastri in c.a.
- Centro Servizi - Corpo D: struttura verticale portante a setti in muratura tipo poroton semipieno

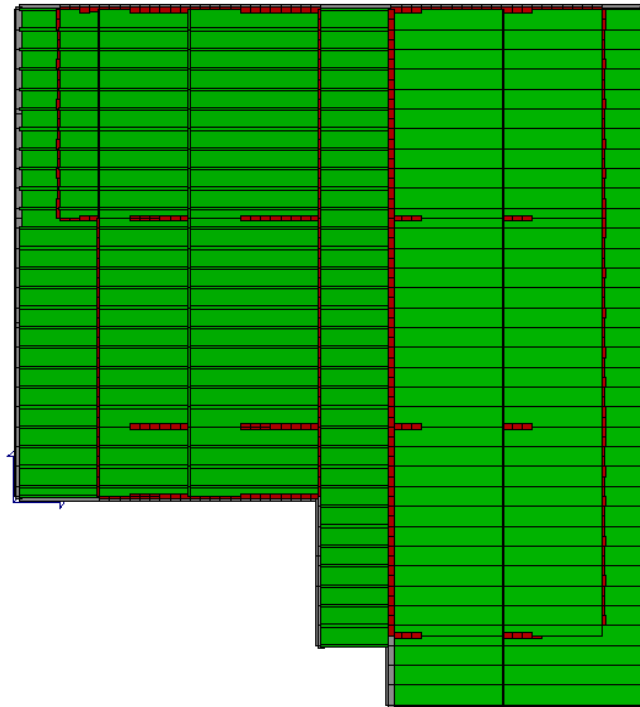
Le figure seguenti illustrano in pianta i modelli computazionali FEM degli edifici utilizzati per le analisi:



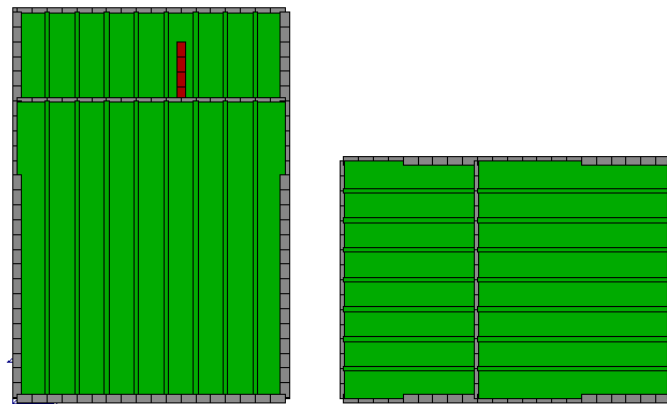
Pianta modello FEM Asilo Nido - Corpo A



Pianta modello FEM Scuola Materna - Corpo B



Pianta modello FEM Ampliamento Scuola Materna - Corpo C



Pianta modello FEM Centro Servizi - Corpo D

2.3 I livelli di conoscenza

Tenuto conto dei contenuti della documentazione messa a disposizione dello scrivente, al fine della valutazione dei fattori di confidenza, si è valutata l'adozione di un unico livello di conoscenza per tutti i corpi del complesso scolastico (LC1, Livello di Conoscenza Limitata), in quanto sebbene la geometria sia nota, non è stato possibile effettuare in tempi brevi prove di caratterizzazione meccanica dei materiali:

Identificazione edificio	Livello di conoscenza
Asilo Nido - Corpo A	LC1
Scuola Materna - Corpo B	LC1
Ampliamento Scuola Materna - Corpo C	LC1
Centro Servizi - Corpo D	LC1

2.4 Normativa Tecnica di Riferimento

Le valutazioni sono effettuate sulla base delle seguenti normative:

- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003 “*Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici*” e s.m.i. (nel seguito del testo richiamata come OPCM3274)
- D.M. 14/01/2008 “*Norme Tecniche per le Costruzioni*” (nel seguito del testo richiamato come DM08),
- Circolare Ministeriale n. 617 del 02/02/2009 “*Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008*” (nel seguito del testo richiamata come CM617)

3. FASE I: RILIEVO GEOMETRICO STRUTTURALE

Per una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione si ricostruisce il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal complesso scolastico, nonché gli eventi che lo hanno interessato. La ricostruzione della storia del complesso scolastico consente anche di verificare quanti e quali terremoti esso abbia subito in passato. Questa sorta di valutazione sperimentale della vulnerabilità sismica dell'edificio rispetto ai terremoti passati è di notevole utilità, perché consente di valutarne il funzionamento e la risposta strutturale a terremoti realmente avvenuti.

3.1 Analisi storico-critica

3.1.1 Storia sismica dei territori su cui insiste il complesso scolastico - anno 217 a. C. - anno 2004

Nel sito <http://www.ingv.it> (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) è possibile scaricare il catalogo parametrico dei terremoti italiani al di sopra della soglia del danno (Catalogo NT4.1.1 aggiornato al marzo 1998) e il catalogo parametrico generale (Catalogo CPTI04 dell'anno 2004) dall'anno 217 a.C. all'anno 2002.

A seguito dei terremoti sotto elencati il complesso scolastico non ha riportato danni visibili o apprezzabili.

Dal Catalogo NT4.1.1 per la zona di San Giorgio di Piano si ricavano i seguenti sismi. Il grafico rappresenta il diagramma della storia sismica della località limitatamente ai valori con intensità $I_s (x10) > 45$, mentre la tabella riporta tutti i terremoti registrati nella zona di San Giorgio di Piano dall'anno 217 a.C. all'anno 2002.



Dal Catalogo CPTI04 si rilevano per la zona di San Giorgio di Piano si ricavano i seguenti sismi.

Storia sismica di San Giorgio di Piano
[44.646, 11.376]



Numero di eventi: 4

Effetti	In occasione del terremoto del:								
Is	Anno	Me	Gi	Or	Mi	Area epicentrale	Np	Ix	Mw
NF	1908	07	10	02	13	Carnia	120	7-8	5.34
5	1929	04	20	01	09	Bolognese	628	8	5.55
2	1957	08	27	11	54	ZOCCA	58	6	5.06
4	1971	07	15	01	33	Parmense	228	8	5.61





Località vicine (entro 10km)			
Località	Stato	NMO	Distanza
Bentivoglio	IT	5	4km
Castel Maggiore	IT	11	8km
Castello d'Argile	IT	4	7km
Minerbio	IT	9	9km
San Pietro in Casale	IT	3	7km

Al fine di meglio comprendere i dati delle tabelle e dei diagrammi, si riporta la guida per la loro consultazione, così come riportata nel sito.

La consultazione "per località", permette di visionare la storia sismica delle località italiane presenti almeno tre volte in DBMI04 (5325 località in totale). Al click sulla località prescelta comparirà nel frame in alto a destra l'elenco dei terremoti in cui è citata. La tabella della storia sismica è ordinata per a) intensità al sito e per b) anno. L'area in basso a destra è dedicata al diagramma della storia sismica limitatamente ai terremoti con intensità epicentrale uguale o superiore a 4/5.

I parametri che costituiscono il formato sintetico del database sono i seguenti:

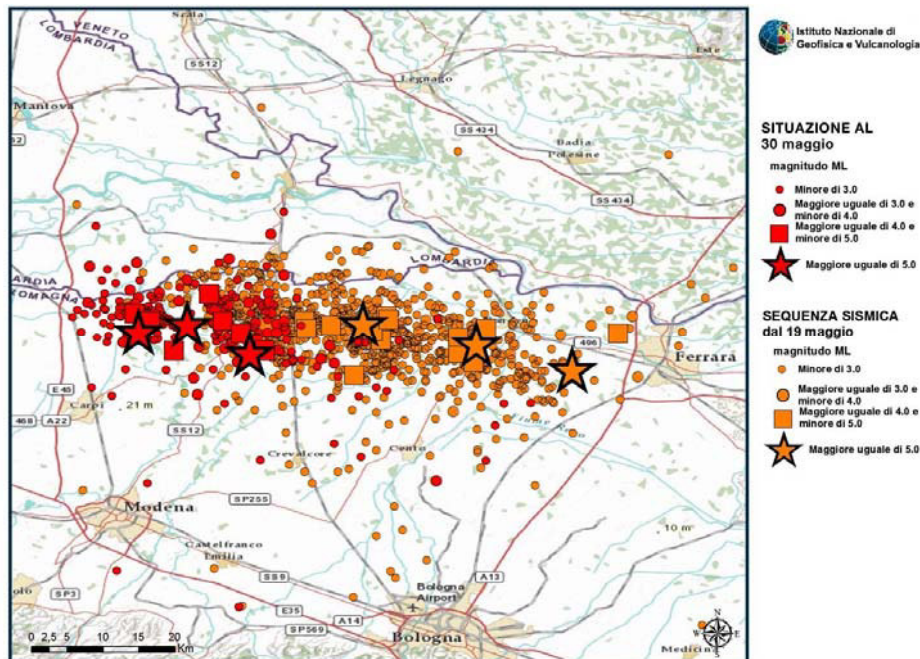
Parametro	Descrizione	Provenienza
NDBMI04	Identificativo del record	
NCPTI04	Identificativo del terremoto	CPTI04 (N)
An	Tempo origine: anno	CPTI04 (Anno)
Me	Tempo origine: mese	CPTI04
Gi	Tempo origine: giorno	CPTI04
Or	Tempo origine: ora	CPTI04
Mi	Tempo origine: minuti	CPTI04
Se	Tempo origine: secondi	CPTI04
AE	Denominazione dell'area dei maggiori effetti	CPTI04
Rt	Codice bibliografico dell'elaborato di riferimento (compatto)	CPTI04
Rt1	Codice bibliografico dell'elaborato di riferimento (esplicitato)	
Np	Numero di osservazioni macrosismiche del terremoto	CPTI04
Np1	Numero di osservazioni macrosismiche del terremoto in DBMI04	
Ix	Intensità massima (MCS)	CPTI04 (Imx)
Io	Intensità epicentrale (MCS)	CPTI04
LatEp	Latitudine dell'epicentro	CPTI04 (Lat)
LonEp	Longitudine dell'epicentro	CPTI04 (Lon)
Mw	Magnitudo momento	CPTI04 (Maw)
Daw	Errore associato alla stima di Mw	CPTI04
Loc	Denominazione della località	DIR04
Sc	Casi particolari	DIR04
LatIDP	Latitudine	DIR04
LonIDP	Longitudine	DIR04
Is	Intensità al sito (MCS)	
Cou	Codice della nazione di appartenenza della località	
Istat01	Codice ISTAT 2001 del comune di appartenenza della località	
Pr	Sigla della provincia di appartenenza della località	
LocOr	Denominazione della località secondo lo studio originale	Originale
LatOr	Latitudine della località secondo lo studio originale	Originale
LonOr	Longitudine della località secondo lo studio originale	Originale
IsOr	Intensità al sito secondo lo studio originale	Originale

Note:

- i valori di intensità epicentrale e massima, a differenza di CPTI04, sono riportati in originale ovvero non moltiplicati per 10 (es: 6/7 anziché 65, 7 anziché 70);
- i valori tipo 6/7, 7/8 indicano incertezza fra i due valori interi e non valori "intermedi" di intensità.

3.1.2 Sisma del 20 maggio e 29 maggio 2012

La figura sotto riportata illustra la sequenza sismica che ha colpito le zone emiliane dal 19 maggio al 30 maggio 2012 elaborata dall'INGV (le stelle rappresentano i terremoti con magnitudo superiore a 5).



Come si è mostrato nel paragrafo precedente l'unico evento sismico nella zona di San Giorgio di Piano è avvenuto nell'anno 1930. A seguito degli eventi sismici del maggio 2012 la struttura del complesso scolastico non ha subito danni, a meno della presenza di setolature e fessurazioni in corrispondenza della separazione tra materiali diversi di uno stesso elemento strutturale (cordoli in c.a., parete in muratura) e dei collegamenti tra le pareti di tamponamento e la struttura.

3.1.2 Cronologia delle principali modifiche strutturali subite dal complesso scolastico

Il complesso scolastico nasce dal fabbricato adibito ad Asilo Nido (Corpo A) e da quello adibito a Scuola Materna (Corpo B). Di seguito è riassunta la cronologia delle modifiche / integrazioni / ampliamenti effettuate sul complesso scolastico:

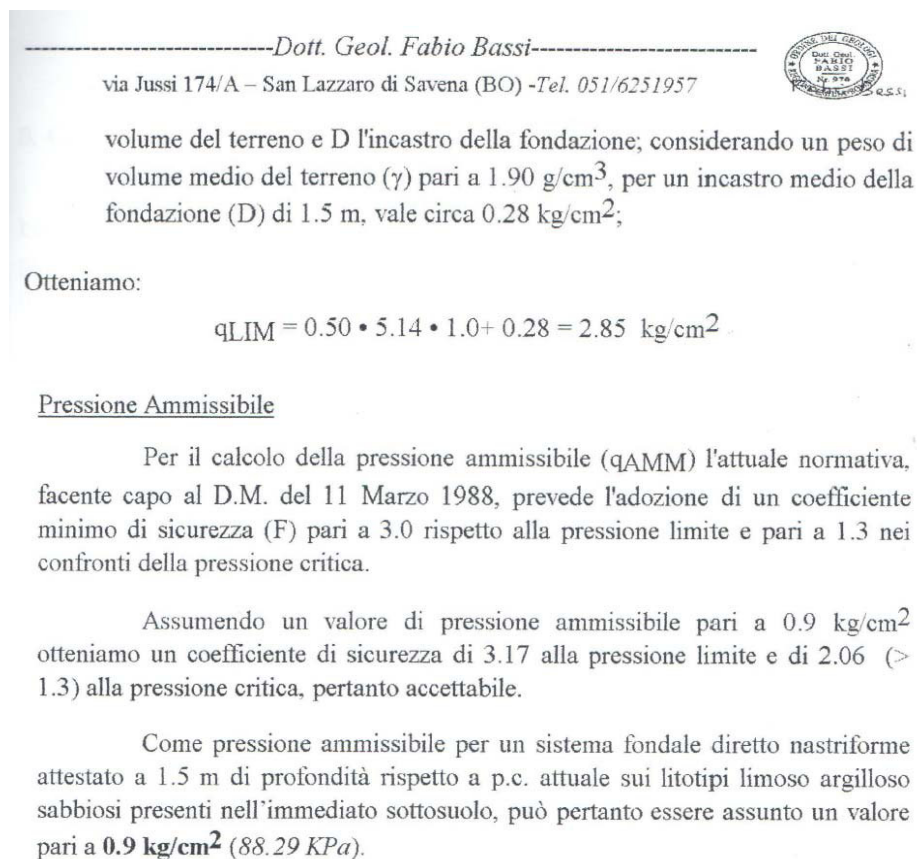
- 2003: Progetto esecutivo (relazione di calcolo strutturale, elaborati grafici) delle opere per l'Ampliamento della Scuola Materna (Corpo C), a firma ing. Paolo Cupido (collaudo strutturale di fine lavori dicembre 2006)
- 2007: Progetto esecutivo delle opere per la realizzazione del Centro Servizi (Corpo D) a cura dell'Ufficio Tecnico del Comune di San Giorgio di Piano.

3.2 Caratterizzazione geomorfologica del sito

In data 27/12/2001 è stato effettuato uno studio geologico-tecnico dei terreni del primo sottosuolo a firma del dott. geol. Fabio Bassi di San Lazzaro di Savena (BO), in merito al "Progetto di Ampliamento della Scuola Materna". I risultati di tale indagine hanno evidenziato:

- pressione limite del terreno (calcolata secondo la formula di Brinch-Hansen con $c_u = 0,5 daN / cm^2$, $N_c = 5,14$ e $\gamma = 1900 daN / m^3$) pari a: $q_{lim} = 2,85 daN / cm^2$
- pressione ammissibile del terreno (calcolata secondo i coefficienti di sicurezza del D.M. 11/03/1988) pari a: $q_{amm} = 0,9 daN / cm^2$

(così come di seguito riportato nello stralcio della relazione)



- dai risultati ottenuti dal geologo in termini di coesione non drenata ($c_u = 58 KPa$), sulla base della Tabella 3.2.II del capitolo 3.2.2 del D.M. 14/01/2008, si è individuata la Categoria del sottosuolo "D" per la valutazione dell'azione sismica di riferimento.

Dott. Geol. Fabio Bassi
 via Jussi 174/A – San Lazzaro di Savena (BO) -Tel. 051/6251957



drenate (condizioni più critiche); in questo caso l'angolo di attrito interno del terreno (ϕ) viene posto uguale a zero e la resistenza al taglio totale viene affidata alla sola coesione non drenata (C_u) il cui valore empiricamente può essere ricavato sulla base dei valori di resistenza meccanica misurati mediante la penetrometria statica tramite la seguente relazione:

$$C_u = q_{cm} - \sigma'_{vo}/N_{cp}$$

dove:

q_{cm} = valore medio di resistenza meccanica del terreno posto al disotto del piano di posa delle fondazioni; nel nostro caso prudentemente assunto pari a 9 kg/cm².

σ'_{vo} = tensione verticale efficace al piano di posa delle fondazioni; ipotizzando un peso specifico del terreno pari a 1.90 g/cm³ a circa 1.50 m di profondità, è pari a 0.28 kg/cm²;

N_{cp} = coefficiente adimensionale funzione della litologia e delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni, il cui valore è compreso di norma tra 15 e 25.

Otteniamo:

$$C_u = 9 - 0.28/15 = 0.58 \text{ kg/cm}^2$$

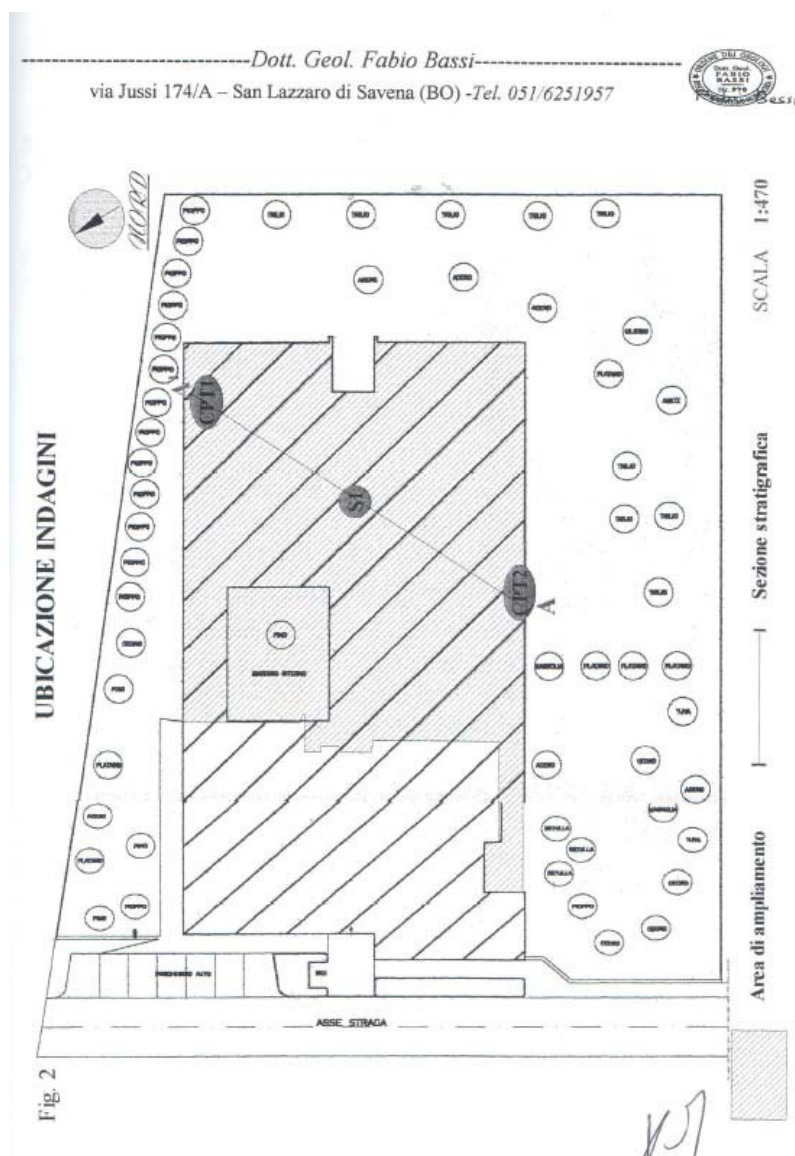
Cautelativamente tale valore viene ridotto a 0.50 kg/cm²

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	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 $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 3.2.II per l'individuazione della Categoria di sottosuolo

Nel seguito si riportano la pianta con l'ubicazione delle prove geologico-tecniche effettuate



3.3 Rilievo del quadro fessurativo e/o di degrado

A conclusione delle indagini conoscitive visive svolte sui vari fabbricati è stata effettuata una accurata verifica sulla presenza di eventuali lesioni, cedimenti, spancamenti e più in generale aspetti riconducibili ad anomalie di natura strutturale (preesistenti o a seguito degli eventi sismici del 20 maggio e del 29 maggio 2012): i risultati hanno dato esito negativo, a meno delle seguenti osservazioni.

3.3.1 Asilo Nido - Corpo A

Sono stati evidenziati alcuni punti (all'interno e all'esterno dell'edificio) in cui sono presenti:

- distacchi di intonaci dovuti principalmente alla percolazione delle acque piovane (in sommità) e alla umidità del terreno (alla base), preesistenti agli eventi sismici del 20 maggio e 29 maggio 2012,
- setolature e fessurazioni in corrispondenza di materiali diversi (di differente rigidità) in uno stesso elemento strutturale (solaio / cordolo in c.a., cordolo in c.a. / parete in muratura), amplificate a seguito del sisma.

Le figure seguenti riportano alcuni danni riscontrati:



Distacco intonaco canna fumaria, setolatura tra cordolo e parete in laterizio (centrale termica), distacco intonaco alla base e in sommità delle pareti in laterizio lungo il perimetro dell'edificio



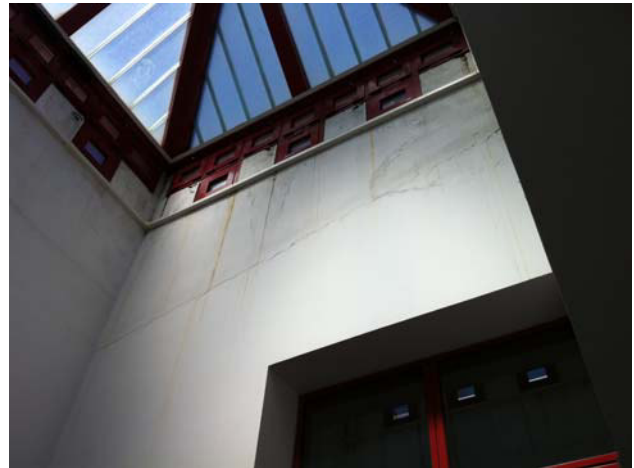
Distacco intonaco alla base delle pareti in laterizio e setolature in corrispondenza del cordolo in c.a.



Distacco intonaco alla base delle pareti in laterizio e setolature in corrispondenza del cordolo in c.a.



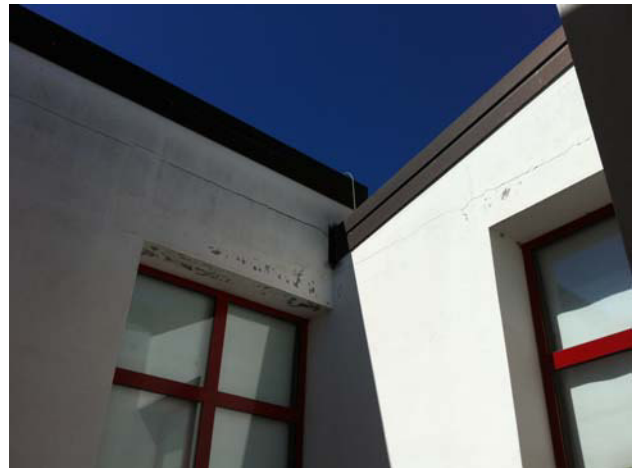
Distacco intonaco in un solaio di copertura (percolazioni acque piovane)



Torretta (interno): evidenti distacchi di intonaco dovuti alle acque piovane e setolature in corrispondenza di cordoli in c.a.



Torretta (esterno): evidenti distacchi di intonaco dovuti alle acque piovane (laterizio a vista)



Evidenti setolature in corrispondenza del cordolo in c.a. delle pareti (interno ed esterno)



Evidenti distacchi di intonaco alla base delle pareti e in corrispondenza della architrave con fondello in laterizio

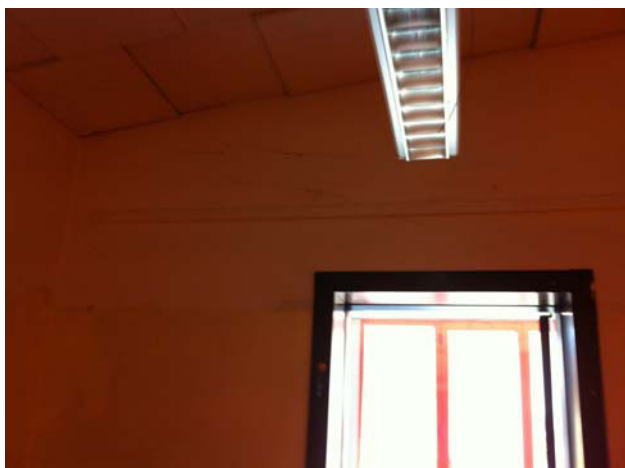
Non si sono notate, comunque, lesioni nell'apparato strutturale; si può ritenere, quindi, che nel complesso le strutture dell'asilo nido, ad oggi, risultino ancora in sufficiente stato di conservazione ed idonee ad assolvere la funzione per la quale sono state realizzate (carichi verticali).

3.3.2 Scuola Materna - Corpo B

Sono stati evidenziati alcuni punti (all'interno e all'esterno dell'edificio) in cui sono presenti:

- setolature e fessurazioni in corrispondenza di materiali diversi (di differente rigidità) in uno stesso elemento strutturale (solaio / cordolo in c.a., cordolo in c.a. / parete in muratura, pilastro in c.a. / laterizio), amplificate a seguito del sisma.

Le figure seguenti riportano alcuni danni riscontrati:



Setolature in corrispondenza del cordolo in c.a.



Setolature in corrispondenza della unione tra pilastro in c.a. e parete in laterizio

Non si sono notate, comunque, lesioni nell'apparato strutturale; si può ritenere, quindi, che nel complesso le strutture della scuola materna, ad oggi, risultino ancora in sufficiente stato di conservazione ed idonee ad assolvere la funzione per la quale sono state realizzate (carichi verticali).

3.3.3 Ampliamento Scuola Materna - Corpo C

Sono stati evidenziati alcuni punti (all'interno e all'esterno dell'edificio) in cui sono presenti:

- setolature e fessurazioni in corrispondenza di materiali diversi (di differente rigidità) in uno stesso elemento strutturale (solaio / parete in muratura), amplificate a seguito del sisma.

Le figure seguenti riportano alcuni danni riscontrati:



Setolature in corrispondenza dell'appoggio tra solaio e parete

Non si sono notate, comunque, lesioni nell'apparato strutturale; si può ritenere, quindi, che nel complesso le strutture dell'ampliamento della scuola materna, ad oggi, risultino ancora in buono stato di conservazione ed idonee ad assolvere la funzione per la quale sono state realizzate (carichi verticali).

3.4 Rilievo materico e dei particolari costruttivi

Il rilievo materico e dei particolari costruttivi è stato effettuato sulla base del progetto esecutivo delle strutture dei vari corpi (messo a disposizione dalla Committenza) e verificato in campo con i sopralluoghi e le prove (distruttive e non distruttive) effettuate.

3.5 Descrizione delle vulnerabilità non quantificabili e principali criticità rilevate

Si riportano, per i vari corpi, alcune osservazioni in merito a determinate vulnerabilità / criticità rilevate durante i sopralluoghi condotti in sito.

3.5.1 Asilo Nido - Corpo A

La particolare funzione cui è adibito l'edificio e la concezione strutturale alla base della sua costruzione, comporta notevoli aperture (finestre e/o porte e/o creazione di punti luce) nelle pareti portanti e/o di tamponamento in laterizio, che inevitabilmente indeboliscono la struttura. La torretta presente nella parte centrale dell'edificio, anch'essa realizzata in muratura al fine di creare un punto luce all'interno, è un elemento che presenta particolare degrado degli intonaci (a causa delle percolazioni dell'acqua piovana) sia all'interno che all'esterno (si veda il paragrafo 3.3.1) ed evidenti lesioni nei punti di separazione tra i solai di copertura e le pareti della torretta. Inoltre, le pareti della torretta non sono continue da cielo a terra, in quanto sono state realizzate aperture di notevole larghezza alla base.

Altro elemento di criticità è la disposizione delle pareti portanti principalmente in un'unica direzione (le pareti nella direzione ortogonale sono notevolmente forate): tale situazione non garantisce un buon comportamento della struttura alle azioni del sisma nella direzione ortogonale alle pareti piene portanti. L'edificio, tuttavia, è caratterizzato da un unico piano fuori terra, quindi la massa totale e i carichi agenti, dai quali deriva l'azione sismica, sono di limitata entità.

La falda unica a quota +4,50m dal piano di campagna implica la presenza di pareti in muratura (di tamponamento e/o portanti) con spessore ridotto e altezza notevole (4,5m), che potrebbero instabilizzarsi per azioni fuori dal proprio piano.

3.5.2 Scuola Materna - Corpo B

L'edificio presenta la stessa concezione strutturale dell'asilo nido: pareti in muratura portante disposte principalmente in unica direzione, variamente e notevolmente forate, non contrastate da alcun elemento ortogonale che potrebbe fungere da controventamento, condizione per cui non è garantito un buon comportamento della struttura alle azioni del sisma nella direzione ortogonale alle pareti piene portanti.

Inoltre, l'edificio presenta una copertura in latero-cemento di notevole luce (almeno pari a 9,0m) e carichi non trascurabili.

Il colmo della copertura a quota +4,50m dal piano di campagna implica la presenza di pareti in muratura (di tamponamento e/o portanti) con spessore ridotto e altezza notevole (4,5m), che potrebbero instabilizzarsi per azioni fuori dal proprio piano.

Nella facciata Sud sono presenti pareti in muratura completamente separate dalla struttura principale disposte nella direzione ortogonale al colmo. Tali pareti di spessore 20cm e altezza massima 3,0m potrebbero costituire un elemento di criticità in quanto non vincolate in sommità:



Facciata Sud: pareti non vincolate in sommità



Facciata Sud: pareti non vincolate in sommità

Si rileva, inoltre, la presenza di un comignolo in muratura posizionato vicino al perimetro esterno della copertura:



Comignolo in muratura

3.5.3 Ampliamento Scuola Materna - Corpo C

Anche l'ampliamento della scuola materna è stato realizzato con la medesima concezione strutturale della scuola materna: pareti in muratura portante disposte principalmente in unica direzione, variamente e notevolmente forate non contrastate da alcun elemento ortogonale che potrebbe fungere da controventamento, condizione per cui non è garantito un buon comportamento della struttura alle azioni del sisma nella direzione ortogonale alle pareti piene portanti.

La copertura è in legno, con travi a doppia orditura e tavolato, quindi la massa totale e i carichi agenti, dai quali deriva l'azione sismica, sono di entità ridotta rispetto all'edificio della scuola materna.

Il colmo della copertura a quota +4,50m dal piano di campagna implica la presenza di pareti in muratura (di tamponamento e/o portanti) con spessore ridotto e altezza notevole (4,5m), che potrebbero instabilizzarsi per azioni fuori dal proprio piano.

Nella facciata Sud e nella facciata Nord è presente un porticato, separato dalla struttura dell'edificio, realizzato con un telaio in c.a. a travi e pilastri, che funge da appoggio per lo sbalzo della copertura. I due telai non sono collegati alla struttura della copertura e sono monodirezionali (non presentano alcun elemento di controvento nella direzione ortogonale).



Facciata Nord: portico realizzato con telaio in c.a. monodirezionale non collegato alla copertura

3.5.4 Centro Servizi - Corpo D

La falda unica a quota +4,50m dal piano di campagna implica la presenza di pareti in muratura (di tamponamento e/o portanti) con spessore ridotto e altezza notevole (4,5m), che potrebbero instabilizzarsi per azioni fuori dal proprio piano.

Le pareti, inoltre, presentano notevoli aperture e alcune finestre a nastro che indeboliscono la struttura portante delle pareti stesse:



Parete forata con finestre a nastro

3.6 Documentazione fotografica

Nel seguito sono riportate alcune immagini dei vari corpi del complesso scolastico

3.6.1 Asilo Nido - Corpo A

Si veda Allegato 1

3.6.2 Scuola Materna - Corpo B

Si veda Allegato 2

3.6.3 Ampliamento Scuola Materna - Corpo C

Si veda Allegato 3

3.6.4 Centro Servizi - Corpo D

Si veda Allegato 4

4. FASE II: SINTESI DELLA CAMPAGNA DI INDAGINE E DELLE PROVE EFFETTUATE

Durante i sopralluoghi in sito sono state effettuate alcune prove distruttive per l'identificazione dell'organismo strutturale portante dei vari corpi e prove non distruttive (campagna sclerometrica) per la caratterizzazione meccanica dei calcestruzzi utilizzati per travi e pilastri ove presenti all'interno dei vari corpi:

- Indagini distruttive e non distruttive
 - a) finestre di ispezione per la muratura con rimozione di intonaco e identificazione della tipologia di laterizio
 - b) indagini con sclerometro;

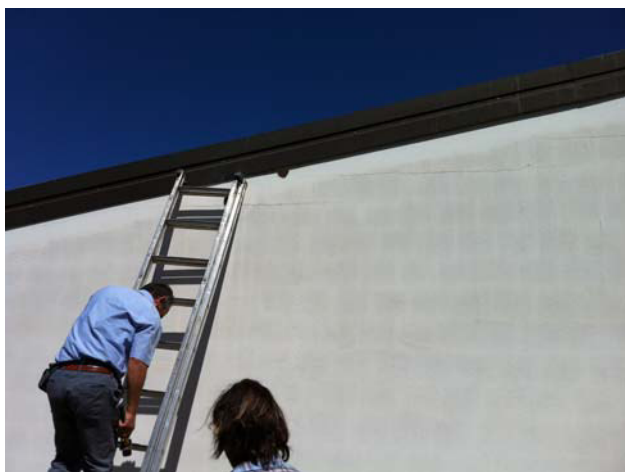
I risultati delle prove distruttive sulle murature (finestre di ispezione) evidenziano che la struttura portante dell'Asilo Nido è a setti in muratura realizzata con laterizio semipieno tipo poroton:



Finestra di ispezione in una parete dell'Asilo Nido



Finestra di ispezione in una parete dell'Asilo Nido



Presenza di cordolo in c.a. sulle pareti in muratura in corrispondenza dello sbarco del solaio di copertura

I risultati ottenuti dalle prove non distruttive sclerometriche sui pilastri del portico dell'Asilo Nido (Corpo A) e del portico nella facciata Sud dell'Ampliamento della Scuola Materna (Corpo C), evidenziano un indice di rimbalzo medio pari a 35, ovvero calcestruzzi di qualità mediamente buona.



Prove sclerometriche sulle colonne del portico nella facciata Sud dell'Ampliamento Scuola Materna

5. CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

Le analisi di vulnerabilità sismica coinvolgono la stima del comportamento sismico della costruzione nelle sue molteplici parti (strutturali e non) sotto una molteplicità di azioni sismiche (di diversa intensità). Per quanto riguarda la così detta “modellazione” della costruzione (rappresentazione semplificata della realtà attraverso uno strumento/analitico numerico di tipo predittivo) si sono adottati differenti “modelli” a seconda degli “stati limite” e delle membrane considerati. Le analisi di vulnerabilità sismica presentano i livelli di accelerazione sismica che attivano i diversi stati limite per le diverse componenti analizzate e individuano le principali fonti di criticità nei confronti del comportamento sismico della costruzione in esame, oltre che ad individuare le soglie di accelerazione che globalmente attivano i diversi stati limite per le strutture analizzate. La valutazione della sicurezza alle azioni sismiche e le relative verifiche sono fornite in termini di accelerazione al suolo in grado di attivare un dato meccanismo di danneggiamento/collasso. Con una metodologia di seguito dettagliatamente descritta si valuteranno i valori di accelerazione al suolo in grado di attivare i singoli meccanismi di danneggiamento/collasso globale, evidenziando gli elementi che possono entrare in crisi al crescere dell'accelerazione al suolo.

La pericolosità sismica del sito definisce i valori di accelerazione al suolo che si utilizzeranno per le valutazioni della sicurezza della struttura, riportati sulla base degli stati limite da considerare ($a_g(SLD)_{63\%}$, $a_g(SLV)_{10\%}$, $a_g(SLC)_{5\%}$).

L'obiettivo delle verifiche è la definizione di differenti livelli di accelerazione al suolo, corrispondenti allo SLD ($a_g(SLD)_d$), SLV ($a_g(SLV)_d$), SLC ($a_g(SLC)_{5\%}$) (eventuale, qualora si ritenesse necessario a valle delle analisi allo SLV), e dei loro rapporti con le accelerazioni attese al suolo con la probabilità di accadimento del 63% (SLD), 10% (SLV) e 5% (SLC) nel periodo di riferimento. Si identificheranno quindi differenti indicatori di rischio di collasso ($\alpha_u = a_g(SLV)_d / a_g(SLV)_{10\%}$ oppure $\alpha_u = a_g(SLC)_d / a_g(SLC)_{5\%}$) e di inagibilità ($\alpha_e = a_g(SLD)_d / a_g(SLD)_{63\%}$).

Valori prossimi o superiori all'unità caratterizzano casi in cui il livello di rischio è prossimo a quello richiesto dalle norme, mentre valori bassi, prossimi a zero, caratterizzano casi ad elevato rischio.

Allo scopo di ottenere un quadro di valutazione esaustivo della vulnerabilità sismica dell'edificio, sono stati, quindi, determinati per differenti valori di accelerazione sismica di picco (PGA) il numero di elementi strutturali non verificati, suddividendoli per tipo di collasso atteso.

La valutazione della sicurezza (DM 14/01/08 capitolo 8.3) è stata eseguita con riferimento allo Stato Limite Ultimo (in particolare alla condizione di salvaguardia della vita umana SLV), e allo Stato Limite di Danno (SLD).

Per quanto riguarda lo SLV, nel caso di elementi/meccanismi duttili gli effetti da considerare sono quelli derivanti dall'analisi strutturale, mentre nel caso di elementi/meccanismi fragili gli effetti derivanti dall'analisi strutturale possono venire modificati. Le capacità sono definite in termini di “deformazioni di danno” per gli elementi/meccanismi duttili, di “deformazioni ultime” e di resistenze prudenzialmente ridotte per gli elementi/meccanismi fragili. Nel caso in esame di verifica con l'impiego del fattore q , la resistenza degli elementi è stata calcolata come per le situazioni non sismiche.

Per quanto riguarda lo SLD, in mancanza di più specifiche valutazioni sono stati utilizzati (così come consigliato dalla normativa) i valori limite di spostamento di interpiano validi per gli edifici nuovi.

5.1 Gli approcci ed i modelli per la valutazione della sicurezza

Gli strumenti analitici e predittivi a disposizione dell'ingegneria per la moderna valutazione del comportamento statico, dinamico e sismico delle costruzioni fanno sì che non si possa prescindere da una analisi strutturale da svilupparsi con riferimento a tali strumenti. Pertanto al fine di valutare la sicurezza sismica delle costruzioni in esame si ritiene opportuno sviluppare le analisi secondo due approcci differenziati:

- sviluppo di una analisi strutturale mediante l'utilizzo di:
 - modellazioni numeriche agli elementi finiti (utilizzando il software di calcolo computazionale PROSAP);
- analisi qualitativa e valutazione con modelli meccanici semplificati.

Per eseguire le analisi di sicurezza degli elementi di cui sopra si è fatto ricorso a diverse modalità di rappresentazione schematica del comportamento delle costruzioni (modelli), che sono stati sviluppati a diversi livelli di dettaglio. Le analisi di vulnerabilità comprendono, pertanto, lo sviluppo di una molteplicità di rappresentazioni semplificate (modelli) ciascuna specifica dello stato limite studiato.

5.2 Metodologia di valutazione della risposta sismica globale

Si propone una metodologia di verifica a livello globale che tiene in considerazione un percorso di conoscenza ed analisi in cui il giudizio sul livello di rischio del manufatto o l'idoneità di un intervento emerge dal confronto tra la capacità della struttura, valutata a seguito di una conoscenza qualitativa e quantitativa della costruzione, e l'azione sismica, opportunamente modulata in funzione di ragionevoli livelli di protezione sismica.

5.3 Metodologia di valutazione della risposta sismica locale

La metodologia di valutazione dei meccanismi locali di collasso segue ciò che è indicato nell'Appendice C8A.4. della CM617 (Analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura).

Al fine di verificare la sicurezza nei riguardi di una condizione limite di collasso è possibile fare riferimento a metodi di analisi semplici ed efficaci, che pur se non in grado di descrivere il comportamento in condizioni di esercizio, possono cogliere le condizioni ultime. In particolare, per l'analisi a collasso delle strutture murarie si ricorre frequentemente all'analisi limite dell'equilibrio, utilizzando sia il teorema statico (analisi incrementale) sia quello cinematico (analisi per cinematismi). Il teorema statico, attraverso l'individuazione di soluzioni equilibrate, ci consente di valutare se la costruzione è sicura in presenza di certi carichi, anche se non viene determinata l'esatta soluzione. L'analisi per cinematismi (che considera la struttura come composta da blocchi rigidi), nel caso in cui questi siano correttamente individuati (anche grazie all'osservazione del danno manifestato), ci fornisce in modo molto semplice una stima attendibile delle risorse ultime della costruzione.

L'analisi limite può essere utilizzata anche per valutare la capacità sismica, considerando tale azione come un sistema di forze orizzontali, proporzionali alle masse della costruzione attraverso un opportuno moltiplicatore. Tale moltiplicatore può essere messo in relazione all'accelerazione massima del suolo.

Meccanismi locali si verificano nelle pareti murarie prevalentemente per azioni perpendicolari al loro piano. Le verifiche con riferimento ai meccanismi locali di danno e collasso (nel piano e fuori piano) possono essere svolti tramite l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico, che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematismo. Per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi al crescere dello spostamento di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo).

6. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' RESISTENTE

Nelle costruzioni esistenti in cemento armato soggette ad azioni sismiche viene attivata la capacità di elementi e meccanismi resistenti, che possono essere “duttili” o “fragili”. I meccanismi duttili possono essere attivati in maniera diffusa su tutta la costruzione, oppure in maniera non uniforme, ad esempio localizzandosi in alcune parti critiche o su un unico piano. La plasticizzazione di un elemento o l’attivazione di un meccanismo duttile in genere non comportano il collasso della struttura. I meccanismi fragili possono localizzarsi in qualsiasi punto della struttura e possono determinare il collasso dell’intera struttura.

I meccanismi “duttili” si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di deformazione. I meccanismi “fragili” si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di resistenza.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti, determinate secondo la campagna di indagini condotta, divise per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto. Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto. Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà nominali.

Per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi duttili e fragili, le resistenze medie, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono divise per i fattori di confidenza; per definire le sollecitazioni trasmesse dagli elementi duttili a quelli fragili; a tale scopo, le resistenze medie degli elementi duttili, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono moltiplicate per i fattori di confidenza.

Le verifiche condotte sono, quindi, relative alle capacità calcolate come sopra riportato (la tabella seguente sintetizza quanto sarà valutato nelle verifiche)

Tabella C8.4 – Valori delle proprietà dei materiali e criteri di analisi e di verifica della sicurezza

		Modello Lineare		Modello Non Lineare	
		Domanda	Capacità	Domanda	Capacità
Tipo di elemento o meccanismo (e/m)	Duttile / Fragile	Accettazione del Modello Lineare (ML) (per il controllo dei valori di $p_f = D/C$)		Dall'analisi. Usare i valori medi nel modello.	In termini di deformazione. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC.
		Dall'analisi. Usare i valori medi dei moduli nel modello.	In termini di resistenza. Usare i valori medi.		
		Verifiche (se il ML è accettato)			
	Duttile	Dall'analisi.	In termini di deformazione, Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC.		
		Verifiche (se il ML è accettato)			
	Fragile	Verifiche (se il ML è accettato)			
Se $p_f \leq 1$, dall'analisi.					
	Se $p_f > 1$, dall'equilibrio con la resistenza degli e/m duttili. Usare i valori medi <u>moltiplicati</u> per FC.	In termini di resistenza. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC e per il coefficiente parziale.			

6.1 Materiali esistenti

Fe B44K

Resistenza caratteristica di snervamento: $f_{yk} \geq 4400 \text{ daN} / \text{cm}^2$

Resistenza di progetto a trazione: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = 3820 \text{ daN} / \text{cm}^2$

Resistenza media del materiale in opera: $f_{yd}' = \frac{f_{yd}}{FC} = 3183 \text{ daN} / \text{cm}^2$

Resistenza di progetto a taglio: $f_{yd,V} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} = 2210 \text{ daN} / \text{cm}^2$

Resistenza media del materiale in opera: $f_{yd,V}' = \frac{f_{yd,V}}{FC} = 1841 \text{ daN} / \text{cm}^2$

$R_{ck}300$ per le strutture in elevazione

Resistenza media del materiale in opera: $R_c = 280 \text{ daN} / \text{cm}^2$

Resistenza media di progetto a compressione: $f_{cd} = 140 \text{ daN} / \text{cm}^2$

$R_{ck}250$ per le strutture in fondazione

Resistenza media del materiale in opera: $R_c = 180 \text{ daN} / \text{cm}^2$

Resistenza media di progetto a compressione: $f_{cd} = 90 \text{ daN} / \text{cm}^2$

Strutture in muratura

La resistenza della muratura è assunta in relazione alla tipologia, alla qualità e allo stato di conservazione del sistema murario (Appendice 2 della CM617, Tabella C8A.2.1). Si utilizzano i

valori più elevati della tabella per la capacità degli elementi resistenti in muratura (si considera un coefficiente di sicurezza sul materiale muratura $\gamma_m = 3$), considerando per tutti i corpi (a favore di sicurezza) una muratura in blocchi laterizi semipieni (percentuale di foratura <45%) e malta di calce di caratteristiche modeste.

Resistenza media in compressione del materiale in opera: $f_d = \frac{f_m}{FC \cdot \gamma_m} = \frac{60}{1,35 \cdot 3} = 14,8 daN / cm^2$

Resistenza media a taglio del materiale in opera: $\tau_m = \frac{\bar{\tau}_m}{FC \cdot \gamma_m} = \frac{4}{1,35 \cdot 3} = 0,98 daN / cm^2$

Modulo di elasticità normale: $E = 54000 daN / cm^2$

Modulo di elasticità tangenziale: $G = 16200 daN / cm^2$

Peso specifico medio della muratura: $w = 1200 daN / m^3$

Strutture in legno

GL28H lamellare

Resistenza per flessione caratteristica $f_{m,k} = 280 daN / cm^2$

Resistenza a taglio caratteristica $f_{v,k} = 32 daN / cm^2$

6.2 Materiali utilizzati per gli interventi di riparazione / miglioramento proposti

Acciaio per c.a. in barre ad aderenza migliorata

FE B450C

Tensione caratteristica a snervamento $f_{yk} = 4500 daN / cm^2$

Tensione caratteristica a rottura $f_{tk} = 5400 daN / cm^2$

Calcestruzzo

Classe di resistenza C25/30 - $R_{ck} \geq 30 N/mm^2$

Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 140 daN / cm^2$

Acciaio da carpenteria per sistemi di controvento

UNI EN 10025-2 S275 ($t \leq 40mm$) laminati a caldo profili a sezione aperta

Resistenza a snervamento $f_{yk} = 2750 daN / cm^2$

Resistenza a rottura $f_{tk} = 4300 daN / cm^2$

7. ANALISI DEI CARICHI

Il calcolo delle sollecitazioni e la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici del complesso scolastico vengono condotte con riferimento alla seguente analisi dei carichi:

7.1 Asilo Nido - Corpo A

7.1.1 Solaio di copertura in latero-cemento

a.	peso proprio solaio + permanente	450,00	daN/m ²
b.	carico variabile (neve)	120,00	daN/m ²
TOTALE a) + b)		570,00	daN/m ²

7.2 Scuola Materna - Corpo B

7.2.1 Solaio di copertura in latero-cemento

a.	peso proprio solaio + permanente	650,00	daN/m ²
b.	carico variabile (neve)	120,00	daN/m ²
TOTALE a) + b)		770,00	daN/m ²

7.3 Ampliamento Scuola Materna - Corpo C

7.3.1 Solaio di copertura in legno

a.	peso proprio solaio + permanente (escluso travi)	150,00	daN/m ²
b.	carico variabile (neve)	120,00	daN/m ²
TOTALE a) + b)		270,00	daN/m ²

7.4 Centro Servizi - Corpo D

7.4.1 Solaio di copertura in legno

a.	peso proprio solaio + permanente (escluso travi)	130,00	daN/m ²
b.	carico variabile (neve)	120,00	daN/m ²
TOTALE a) + b)		250,00	daN/m ²

8. LA PERICOLOSITA' SISMICA E GLI SPETTRI DI RIFERIMENTO UTILIZZATI NELLE ANALISI

Il complesso edilizio ospitante la Scuola Materna "Aurora Battaglia", l'Asilo Nido Comunale "La Pimpa" e il Centro Servizi (la cui vista aerea e planimetria sono riportate nelle figure seguenti) è situato nel comune di San Giorgio di Piano in Via Grandi nn. 7/9, per cui, secondo la classificazione sismica allegata alla OPCM 3277 *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”* è in zona 3.

Il complesso scolastico di San Giorgio di Piano viene classificato come costruzione di Tipo 2 e di Classe IV (secondo quanto specificato nel DM08 paragrafo 2.4.2).

Poiché per gli edifici di Tipo 2 e Classe IV si ha $V_N = 50\text{anni}$ (vita nominale della struttura) e $C_U = 2,0$ (coefficiente d'uso), il periodo di riferimento per l'azione sismica (DM08 paragrafo 2.4.3) vale, quindi: $V_R = V_N \cdot C_U = 100\text{anni}$.

La pericolosità sismica del sito definiscono le azioni sismiche sulla base delle quali effettuare la progettazione; i parametri sismici legati alla zona di costruzione sono sotto riportati:

EdiLus-MS è il software ACCA per individuare la pericolosità sismica di tutte le località italiane direttamente dalla mappa. Scrivi l'indirizzo e/o sposta il segnalino sul sito che ti interessa e otterrai dinamicamente tutti i parametri di pericolosità sismica.

ad es. "via M.Cianculli, 114 MONTELLA"

via grandi 13, san giorgio di piano Cerca

Immagini ©2012 DigitalGlobe, GeoEye, Map data ©2012 Google - Termini e condizioni Google

44.64336094, 11.37485683

Latitudine Longitudine

Classe dell'edificio
 IV. Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti

Vita Nominale Struttura 50

Periodo di Riferimento per l'azione sismica 100

Parametri di pericolosità Sismica

"Stato Limite"	T_f [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T^*_c [s]
Operatività	60	0.064	2.503	0.275
Danno	101	0.083	2.482	0.274
Salvaguardia Vita	949	0.210	2.571	0.280
Prevenzione Collasso	1950	0.274	2.520	0.295

ACCA software S.p.A.
 il software per l'edilizia
 Tel.: 0827/69.504 - Fax: 0827/60.12.35
 P.IVA 01883740647 - E-mail: info@acca.it

Ai fini del D.M. 14/01/2008 le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito

F_0 fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale (valore minimo pari a 2,2)

T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono sotto riportate /Tabella 3.2.I del D.M. 14/01/2008):

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali del sisma vale:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

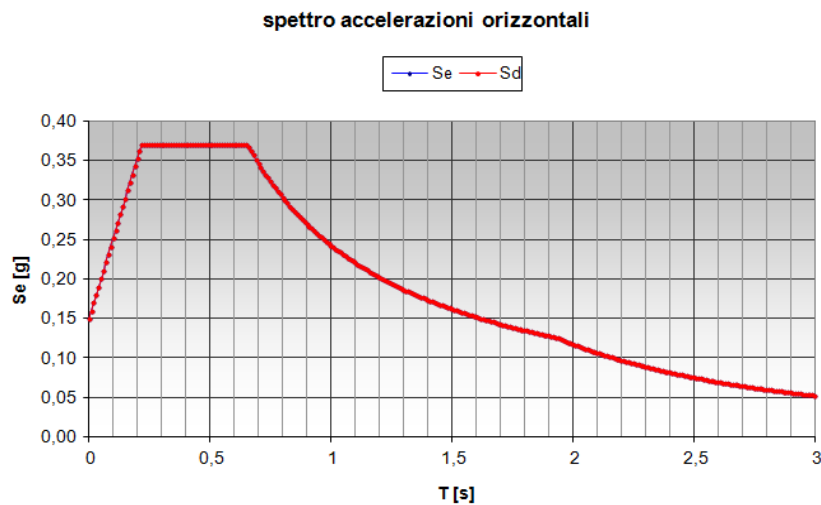
$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Gli spettri di accelerazione al suolo sono stati fissati considerando sulla base dei dati forniti all'interno della relazione geologica, un terreno di tipo D e un valore di coefficiente di topografia relativo alla categoria T1.

I valori che si ottengono per lo spettro di risposta della componente orizzontale del sisma, per lo Stato Limite di Danno SLD utilizzato per l'analisi del complesso edilizio sono, quindi, i seguenti:

$$a_{g-SLD} = 0,083g \quad F_0 = 2,48 \quad T_C^* = 0,274 \text{ sec}$$

La figura seguente riporta lo spettro SLD utilizzato per le analisi:



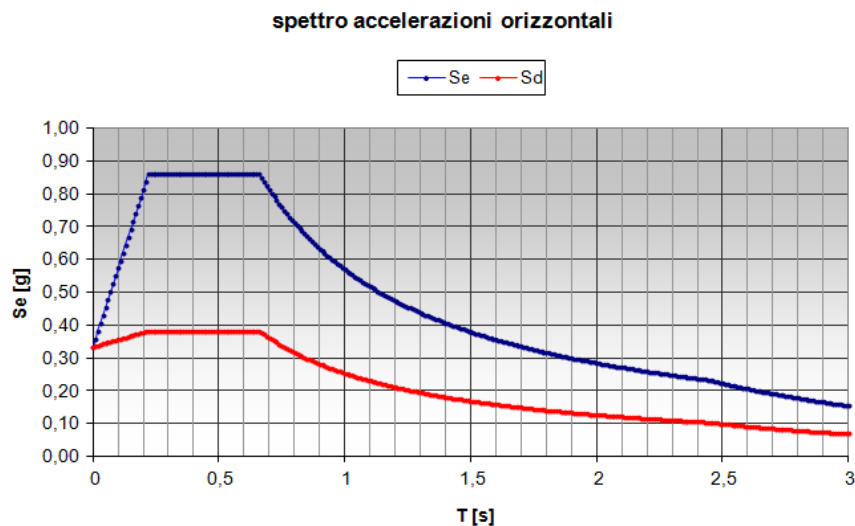
I valori che si ottengono per lo spettro di risposta della componente orizzontale del sisma, per lo Stato Limite Ultimo SLV utilizzato per l'analisi del complesso edilizio sono, quindi, i seguenti:

$$a_{g-SLV} = 0,21g \quad F_0 = 2,57 \quad T_C^* = 0,280\text{sec}$$

$$\eta = 1/q \quad q = q_0 \cdot K_R$$

In accordo con il DM 14/01/08 e la CM617 per la definizione del coefficiente di struttura si ottiene (a favore di sicurezza gli edifici sono stati considerati non regolari in elevazione): $q = 2,25$

La figura seguente riporta lo spettro SLV utilizzato per le analisi (rosso):



9. COMBINAZIONI DELL'AZIONE SISMICA CON I CARICHI STATICI

Le analisi di vulnerabilità sono riportate considerando la seguente combinazione dei carichi:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

dove:

- G_1, G_2 rappresentano i pesi propri (permanenti) degli elementi strutturali e non strutturali,
 E azione sismica per lo stato limite in esame
 ψ_{2i} rappresenta il coefficiente di combinazione delle azioni variabili (quasi permanente);
 Q_{k1}, Q_{k2} carichi variabili (valore caratteristico)

Sono state analizzate le seguenti combinazioni di carico per gli edifici:

Asilo Nido - Corpo A

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)	
3	Qnk	CDC=Qnk (carico da neve)	
4	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. R)	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura) partecipazione:1.00 per 2 CDC=G1sk (permanente solai-coperture) partecipazione:1.00 per 3 CDC=Qnk (carico da neve)
5	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. R)	come precedente CDC sismico
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. R)	come precedente CDC sismico
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. R)	come precedente CDC sismico
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=0.0 (ecc. R)	come precedente CDC sismico
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=90.00 (ecc. R)	come precedente CDC sismico

Cmb	Tipo	Sigla Id
1	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 1
2	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 2
3	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 3
4	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 4
5	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 5
6	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 6
7	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 7
8	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 8
9	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 9
10	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 10
11	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 11
12	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 12
13	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 13
14	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 14
15	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 15
16	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 16
17	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 17
18	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 18
19	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 19
20	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 20
21	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 21
22	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 22
23	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 23
24	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 24

Cmb	CDC	CDC	CDC	CDC	CDC	CDC	CDC	CDC	CDC
	1/15...	2/16...	3/17...	4/18...	5/19...	6/20...	7/21...	8/22...	9/23...
1	1.00	1.00	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...
2	1.00	1.00	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
3	1.00	1.00	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
4	1.00	1.00	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
5	1.00	1.00	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
6	1.00	1.00	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
7	1.00	1.00	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
8	1.00	1.00	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
9	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0
10	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0
11	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0
12	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0
13	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0
14	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0
15	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0
16	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0
17	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30
18	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30
19	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30
20	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30
21	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00
22	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00
23	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00
24	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00

Scuola Materna - Corpo B

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)	
3	Qnk	CDC=Qnk (carico da neve)	
4	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. R)	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
			partecipazione:1.00 per 2 CDC=G1sk (permanente solai-coperture)
			partecipazione:1.00 per 3 CDC=Qnk (carico da neve)
5	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. R)	come precedente CDC sismico
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. R)	come precedente CDC sismico
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. R)	come precedente CDC sismico
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=0.0 (ecc. R)	come precedente CDC sismico
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=90.00 (ecc. R)	come precedente CDC sismico

Cmb	Tipo	Sigla Id
1	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 1
2	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 2
3	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 3
4	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 4
5	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 5
6	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 6
7	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 7
8	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 8
9	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 9
10	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 10
11	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 11
12	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 12
13	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 13
14	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 14
15	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 15
16	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 16
17	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 17
18	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 18
19	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 19
20	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 20
21	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 21
22	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 22
23	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 23
24	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 24

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...
1	1.00	1.00	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
2	1.00	1.00	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
3	1.00	1.00	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
4	1.00	1.00	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
5	1.00	1.00	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
6	1.00	1.00	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
7	1.00	1.00	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
8	1.00	1.00	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
9	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0
10	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0
11	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0
12	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0
13	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0
14	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0
15	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0
16	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0
17	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30
18	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30
19	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30
20	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30
21	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00
22	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00
23	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00
24	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00

Ampliamento Scuola Materna - Corpo C

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)	
3	Qnk	CDC=Qnk (carico da neve)	
4	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. R)	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
			partecipazione:1.00 per 2 CDC=G1sk (permanente solai-coperture)
			partecipazione:1.00 per 3 CDC=Qnk (carico da neve)
5	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. R)	come precedente CDC sismico
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. R)	come precedente CDC sismico
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. R)	come precedente CDC sismico
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=0.0 (ecc. R)	come precedente CDC sismico
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=90.00 (ecc. R)	come precedente CDC sismico

Cmb	Tipo	Sigla Id
1	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 1
2	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 2
3	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 3
4	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 4
5	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 5
6	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 6
7	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 7
8	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 8
9	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 9
10	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 10
11	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 11
12	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 12
13	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 13
14	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 14
15	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 15
16	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 16
17	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 17
18	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 18
19	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 19
20	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 20
21	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 21
22	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 22
23	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 23

Cmb	Tipo	Sigla Id
24	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 24

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...
1	1.00	1.00	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
2	1.00	1.00	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
3	1.00	1.00	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
4	1.00	1.00	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
5	1.00	1.00	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
6	1.00	1.00	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
7	1.00	1.00	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
8	1.00	1.00	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
9	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0
10	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0
11	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0
12	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0
13	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0
14	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0
15	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0
16	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0
17	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30
18	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30
19	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30
20	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30
21	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00
22	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00
23	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00
24	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00

Centro Servizi - Corpo D

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)	
3	Qnk	CDC=Qnk (carico da neve)	
4	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. R)	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
			partecipazione:1.00 per 2 CDC=G1sk (permanente solai-coperture)
			partecipazione:1.00 per 3 CDC=Qnk (carico da neve)
5	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. R)	come precedente CDC sismico
6	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. R)	come precedente CDC sismico
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. R)	come precedente CDC sismico
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=0.0 (ecc. R)	come precedente CDC sismico
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=90.00 (ecc. R)	come precedente CDC sismico

Cmb	Tipo	Sigla Id
1	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 1
2	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 2
3	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 3
4	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 4
5	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 5
6	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 6
7	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 7
8	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 8
9	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 9
10	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 10
11	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 11
12	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 12
13	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 13
14	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 14
15	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 15
16	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 16
17	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 17
18	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 18
19	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 19
20	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 20
21	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 21
22	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 22

Cmb	Tipo	Sigla Id
23	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 23
24	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 24

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...
1	1.00	1.00	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
2	1.00	1.00	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
3	1.00	1.00	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
4	1.00	1.00	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
5	1.00	1.00	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
6	1.00	1.00	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
7	1.00	1.00	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
8	1.00	1.00	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
9	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0
10	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0
11	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0
12	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0
13	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0
14	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0
15	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0
16	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0
17	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30
18	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30
19	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30
20	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30
21	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00
22	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00
23	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00
24	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00

10. LA MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

10.1 Metodo di analisi strutturale effettuata e criteri di verifica

L'analisi sismica globale deve utilizzare, per quanto possibile, metodi di analisi che consentano di valutare in maniera appropriata sia la resistenza che la duttilità disponibile. L'impiego di metodi di calcolo lineari richiede un'opportuna definizione del fattore di struttura in relazione alle caratteristiche meccaniche globali e locali della struttura in esame. Come riportato nella C8.7.2.4 della CM617 (Metodi di analisi e criteri verifica), è possibile effettuare qualunque tipo di analisi (statica lineare con spettro elastico o con fattore q , dinamica modale con spettro elastico o con fattore q , statica non lineare, dinamica non lineare) prevista dal DM08.

A valle del rilievo effettuato e della campagna di indagini diagnostiche, si è deciso di adottare una analisi dinamica modale con spettro di progetto con fattore q : è, infatti, possibile utilizzare lo spettro di progetto, definito nel paragrafo 3.2.3 del D.M. 14/01/08, che si ottiene dallo spettro elastico riducendone le ordinate con l'uso del fattore di struttura q . Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali duttili devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali fragili devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per $q = 1,5$ sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

10.2 I modelli FEM utilizzati per le analisi di vulnerabilità sismica (accelerazione di primo danneggiamento e accelerazione di collasso)

Al fine di valutare le sollecitazioni sulla struttura in esame e la valutazione della vulnerabilità dell'edificio, è stato sviluppato un modello numerico tridimensionale agli elementi finiti.

Il modello agli elementi finiti è composto da elementi di tipo "beam" ed elementi di tipo "shell". L'elemento finito di tipo "beam", a due nodi, tiene conto della flessione biassiale, della torsione, della deformazione assiale, della deformazione da taglio (Bathe Wilson, 1976) ed è caratterizzato da 6 gradi di libertà a ciascuna delle due estremità. L'elemento finito di tipo "shell" ha una formulazione sia a 3 che a 4 nodi, e tiene conto sia del comportamento flessionale che in regime di membrana. Gli effetti del taglio trasversale vengono stimati mediante la formulazione di Mindlin/Reissner.

Il codice di calcolo adottato è ALGOR SUPERSAP prodotto dalla ALGOR INTERACTIVE SYSTEMS, Inc. Pittsburgh, PA, USA.

La licenza d'uso è identificata come dsi2249, dsi2250 a nome Studio Ceccoli e Associati.

Il programma SUPERSAP applica il metodo degli elementi finiti per strutture di forma qualunque, comunque caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare delle stesse.

La risoluzione del sistema $K \cdot u = F$ è condotta con l'algoritmo di Gauss modificato sulla matrice K globale suddivisa in blocchi. La risoluzione delle equazioni del moto, ed in particolare l'applicazione dell'analisi dinamica prevista per il calcolo in zona sismica è condotta con il metodo dello spettro di risposta. Si sottolinea che il solutore ALGOR SUPERSAP è stato sottoposto, con esito positivo e relativa certificazione, ai test N.A.F.E.M.S. (test di confronto della National Agency for Finite Element Methods and Standards in Inghilterra). Si sottolinea inoltre che il solutore ALGOR SUPERSAP è soggetto ad attività di controllo ai sensi della Q.A. (quality assurance), condizione essenziale per l'utilizzo dei codici di calcolo nell'ambito della progettazione nucleare ed off-shore.

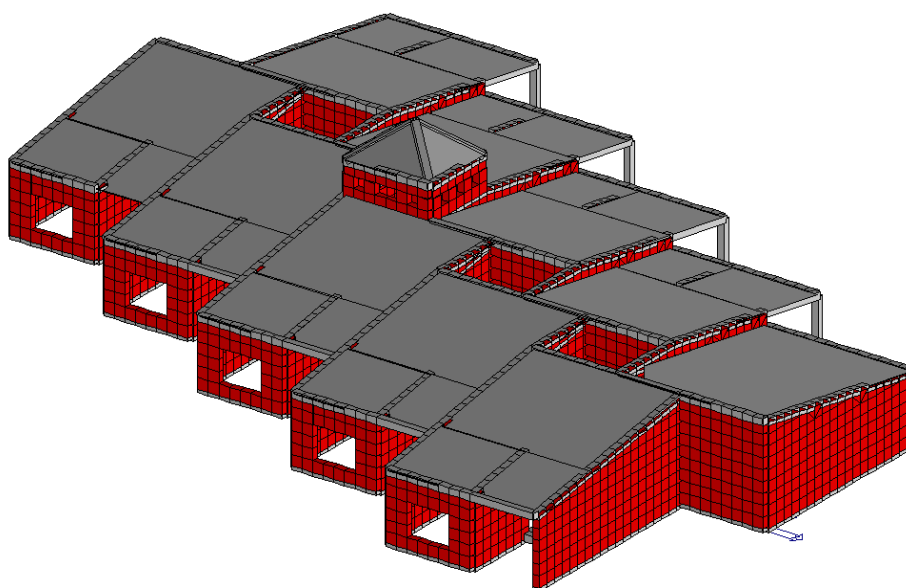
10.2.1 Modellazione Asilo Nido - Corpo A

Modellazione della geometria e proprietà meccaniche:	
nodi	4047
elementi D2 (per aste, travi, pilastri...)	1171
elementi D3 (per pareti, platee, gusci...)	3422
elementi solaio	32
elementi solidi	0
Dimensione del modello strutturale [cm]:	
X min =	-3900.00
Xmax =	0.00
Ymin =	-950.00
Ymax =	2350.00
Zmin =	0.00
Zmax =	750.00
Strutture verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Pilastri	SI
Pareti	SI
Setti (a comportamento membranale)	NO
Strutture non verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Travi	SI
Gusci	NO
Membrane	NO
Orizzontamenti:	
Solai con la proprietà piano rigido	SI

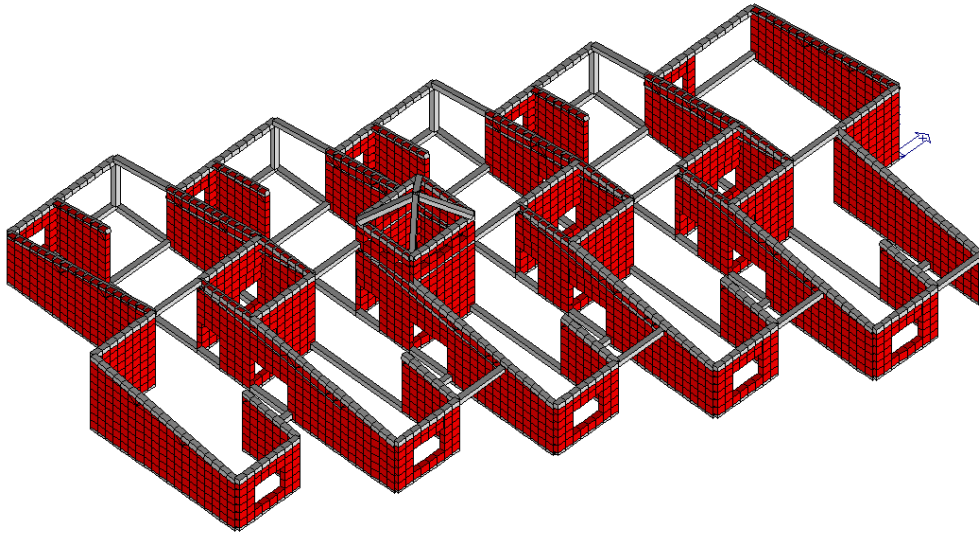
Solai senza la proprietà piano rigido	NO
Tipo di vincoli:	
Nodi vincolati rigidamente	NO
Nodi vincolati elasticamente	NO
Nodi con isolatori sismici	NO
Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	NO
Fondazioni di tipo trave	SI
Fondazioni di tipo platea	NO
Fondazioni con elementi solidi	NO

L'analisi dinamica modale di tipo lineare con spettro di risposta e' stata condotta considerando i primi 50 modi di vibrare che forniscono una massa partecipante totale pari al 95% (superiore all'85%, ovvero al minimo richiesto da normativa) rispetto a quella presente nell'edificio. La sovrapposizione dei modi per il calcolo di sollecitazioni e spostamenti complessivi è stata effettuata adottando una Combinazione Quadratica Completa (CQC).

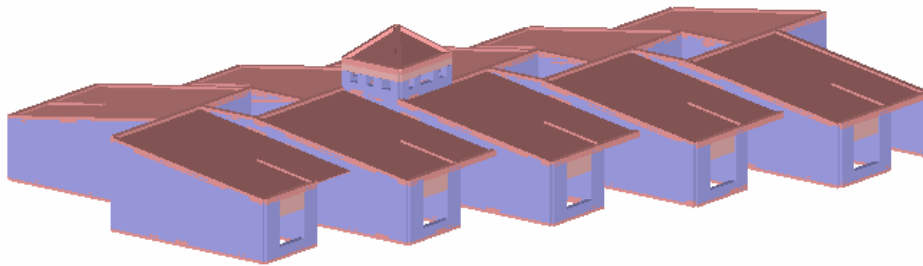
Nelle seguenti figure è rappresentato il modello tridimensionale agli elementi finiti sviluppato:



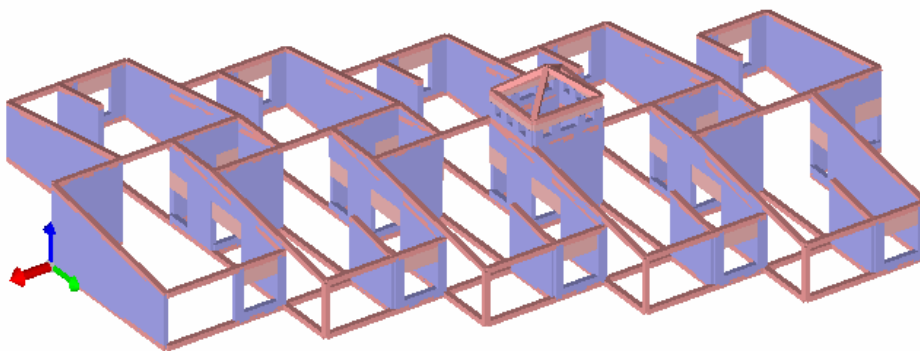
Vista 1: modello solido con solai



Vista 2: modello solido senza solai

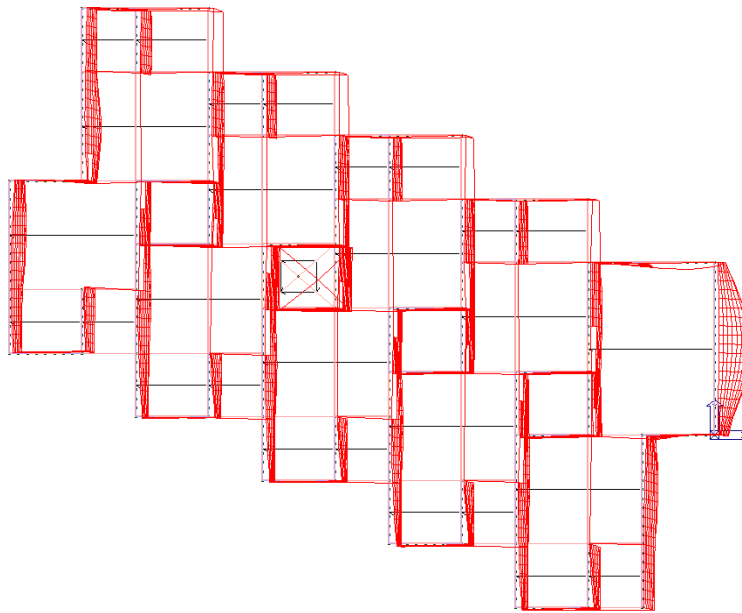


Vista 3



Vista 4

L'analisi modale agli elementi finiti ha portato alla identificazione dei primi 50 modi di vibrare, di cui si riportano i valori nella seguente tabella (il primo modo di vibrare ha periodo $T_1 = 0,28\text{sec}$).



Primo modo di vibrare della struttura

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
4	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. R)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.350
			categoria suolo: D
			fattore di sito S = 1.606
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.378 g
			angolo di ingresso: 0.0
			eccentricità aggiuntiva: rapida
			periodo proprio T1: 0.285 sec.
			fattore di struttura q: 2.250
			fattore per spost. μ d: 3.897
			classe di duttilità CD: B
			numero di modi considerati: 50
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	daN	m	m	m	m	m	m			
7.50	4068.67	-23.00	8.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6.00	1.126e+04	-23.00	8.75	0.20	0.18	-23.00	8.75	1.559	0.0	0.0
5.50	1845.00	-23.00	8.75	0.20	0.18	-23.00	8.75	1.571	0.0	0.0
5.00	2070.00	-23.00	8.75	0.20	0.18	-23.00	8.75	1.558	0.0	0.0
4.50	3.456e+04	-19.64	7.07	-1.95	0.70	-19.50	7.00	0.647	0.013	0.009
4.42	1.920e+04	-19.49	7.00	-1.95	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.34	1.910e+04	-19.50	7.00	-1.95	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.26	1.908e+04	-19.50	7.00	-1.95	0.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.18	1.901e+04	-19.50	7.00	-1.95	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.11	1.879e+04	-19.51	7.00	-1.95	0.95	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.03	1.940e+04	-19.49	6.99	-1.95	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.00	1.184e+04	-19.50	7.00	1.95	-0.95	-19.50	7.00	0.739	2.6569e-05	1.9810e-05
3.95	1.995e+04	-19.51	7.00	-1.95	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.87	1.942e+04	-19.50	7.00	-1.95	1.10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.79	1.933e+04	-19.50	7.00	-1.95	1.15	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.71	1.918e+04	-19.50	7.00	-1.95	1.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.63	1.924e+04	-19.51	7.00	-1.95	1.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.55	2.684e+04	-19.03	8.95	-1.95	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.50	1.848e+04	-19.50	7.00	-1.95	-1.25	-19.50	7.00	0.930	1.3301e-05	3.4185e-06
3.47	1.870e+04	-19.91	5.92	-1.95	1.35	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.39	1.819e+04	-19.89	5.84	-1.95	1.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.32	1.808e+04	-19.89	5.77	-1.95	1.45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.24	1.790e+04	-19.88	5.71	-1.95	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.16	1.778e+04	-19.88	5.64	-1.95	1.55	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
3.08	1.797e+04	-19.82	5.56	-1.95	1.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.00	6.711e+04	-19.39	8.06	1.95	1.65	-20.18	3.96	0.823	0.065	0.090
2.50	4.026e+04	-20.11	6.16	-1.95	1.65	-19.66	3.95	0.816	0.038	0.047
2.00	3.518e+04	-20.02	6.00	-1.95	1.65	-19.66	3.43	0.816	0.030	0.051
1.50	3.015e+04	-19.89	5.77	-1.95	1.65	-19.66	3.43	0.816	0.019	0.046
1.00	3.015e+04	-19.89	5.77	-1.95	1.65	-19.66	3.43	0.816	0.019	0.046
0.50	3.384e+04	-20.05	5.95	-1.95	1.65	-19.83	5.40	0.802	0.018	0.014
Risulta	6.680e+05									

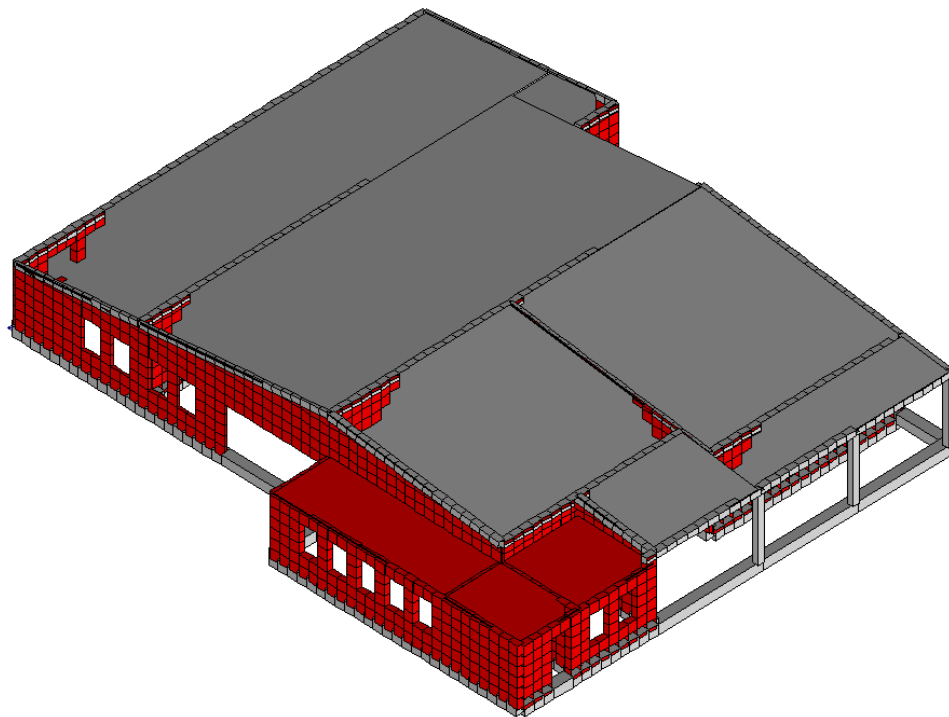
Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M eccitata X x g	%	M eccitata Y x g	%	M eccitata Z x g	%
	Hz	sec	g	daN		daN		daN	
1	3.506	0.285	0.378	5.430e+05	81.3	1.210e+04	1.8	1648.61	0.2
2	4.122	0.243	0.378	7757.96	1.2	2.750e+04	4.1	269.99	4.04e-02
3	4.453	0.225	0.378	1.393e+04	2.1	3.423e+05	51.2	6738.53	1.0
4	4.913	0.204	0.375	403.31	6.04e-02	1.159e+05	17.4	1.058e+04	1.6
5	5.593	0.179	0.370	48.69	7.29e-03	1659.16	0.2	8.770e+04	13.1
6	5.635	0.177	0.370	3014.55	0.5	5.27	7.89e-04	5.409e+04	8.1
7	5.768	0.173	0.369	5463.60	0.8	3951.82	0.6	3.014e+05	45.1
8	5.970	0.167	0.368	959.05	0.1	1.074e+04	1.6	5.654e+04	8.5
9	6.080	0.164	0.368	2681.96	0.4	1969.71	0.3	1654.87	0.2
10	6.208	0.161	0.367	820.23	0.1	1726.77	0.3	3.899e+04	5.8
11	6.427	0.156	0.366	2904.45	0.4	1407.29	0.2	3.125e+04	4.7
12	6.532	0.153	0.365	1.332e+04	2.0	175.69	2.63e-02	9462.78	1.4
13	6.612	0.151	0.365	421.53	6.31e-02	6091.89	0.9	3.130e+04	4.7
14	6.724	0.149	0.365	385.07	5.76e-02	3391.08	0.5	136.70	2.05e-02
15	7.136	0.140	0.363	43.23	6.47e-03	213.64	3.20e-02	199.83	2.99e-02
16	7.239	0.138	0.363	5038.91	0.8	2911.03	0.4	676.79	0.1
17	7.473	0.134	0.362	262.83	3.93e-02	2.097e+04	3.1	380.43	5.70e-02
18	7.639	0.131	0.361	1500.88	0.2	1651.28	0.2	2578.05	0.4
19	7.858	0.127	0.361	3549.64	0.5	2.554e+04	3.8	31.88	4.77e-03
20	8.095	0.124	0.360	5389.49	0.8	5.181e+04	7.8	6265.62	0.9
21	8.213	0.122	0.360	1141.08	0.2	6491.39	1.0	82.28	1.23e-02
22	8.443	0.118	0.359	1889.02	0.3	1714.44	0.3	872.47	0.1
23	8.673	0.115	0.358	33.60	5.03e-03	93.57	1.40e-02	2811.58	0.4
24	8.864	0.113	0.358	30.42	4.55e-03	166.35	2.49e-02	32.67	4.89e-03
25	8.999	0.111	0.358	1144.78	0.2	26.21	3.92e-03	534.20	8.00e-02
26	9.503	0.105	0.357	161.45	2.42e-02	0.74	1.11e-04	746.96	0.1
27	9.565	0.105	0.356	31.39	4.70e-03	382.73	5.73e-02	186.20	2.79e-02
28	9.844	0.102	0.356	319.12	4.78e-02	484.30	7.25e-02	64.01	9.58e-03
29	9.986	0.100	0.356	747.79	0.1	1038.68	0.2	128.77	1.93e-02
30	10.123	0.099	0.355	2128.20	0.3	523.44	7.84e-02	6357.24	1.0
31	10.226	0.098	0.355	895.43	0.1	23.18	3.47e-03	2093.35	0.3
32	10.436	0.096	0.355	1.043e+04	1.6	3563.21	0.5	3502.05	0.5
33	10.576	0.095	0.355	1350.18	0.2	296.55	4.44e-02	4438.99	0.7
34	10.799	0.093	0.354	36.59	5.48e-03	298.02	4.46e-02	108.93	1.63e-02
35	11.268	0.089	0.354	610.51	9.14e-02	406.29	6.08e-02	648.95	9.72e-02
36	11.492	0.087	0.353	1326.32	0.2	914.98	0.1	0.38	5.72e-05
37	11.601	0.086	0.353	365.66	5.47e-02	446.70	6.69e-02	120.66	1.81e-02
38	11.643	0.086	0.353	1305.75	0.2	1306.35	0.2	265.65	3.98e-02
39	12.183	0.082	0.352	27.82	4.17e-03	698.99	0.1	507.86	7.60e-02
40	12.402	0.081	0.352	1125.80	0.2	402.60	6.03e-02	262.23	3.93e-02
41	12.590	0.079	0.352	141.81	2.12e-02	295.90	4.43e-02	948.39	0.1
42	12.715	0.079	0.352	552.36	8.27e-02	272.50	4.08e-02	563.09	8.43e-02
43	12.874	0.078	0.352	70.02	1.05e-02	40.08	6.00e-03	194.90	2.92e-02
44	13.042	0.077	0.351	1137.55	0.2	463.44	6.94e-02	18.09	2.71e-03
45	13.455	0.074	0.351	119.71	1.79e-02	647.45	9.69e-02	129.17	1.93e-02
46	13.606	0.073	0.351	136.17	2.04e-02	248.71	3.72e-02	6.46	9.67e-04
47	13.835	0.072	0.351	379.12	5.68e-02	412.46	6.17e-02	0.82	1.23e-04
48	13.947	0.072	0.350	2154.38	0.3	2108.60	0.3	16.77	2.51e-03
49	14.253	0.070	0.350	4.71	7.06e-04	523.98	7.84e-02	46.19	6.91e-03
50	14.458	0.069	0.350	118.13	1.77e-02	1182.88	0.2	11.51	1.72e-03
Risulta				6.408e+05		6.575e+05		6.676e+05	
In percentuale				95.93		98.44		99.94	

10.2.2 Modellazione Scuola Materna - Corpo B

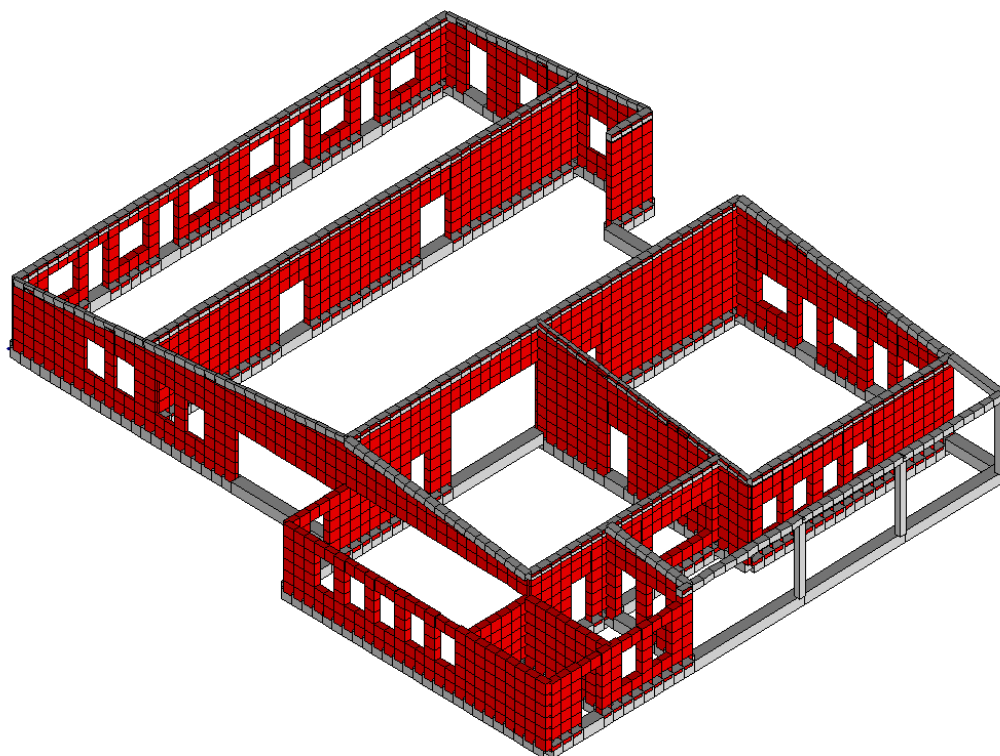
Modellazione della geometria e proprietà meccaniche:	
nodi	2691
elementi D2 (per aste, travi, pilastri...)	623
elementi D3 (per pareti, platee, gusci...)	2121
elementi solaio	10
elementi solidi	0
Dimensione del modello strutturale [cm]:	
X min =	-0.00
Xmax =	2950.00
Ymin =	-300.00
Ymax =	2150.00
Zmin =	0.00
Zmax =	500.00
Strutture verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Pilastri	SI
Pareti	SI
Setti (a comportamento membranale)	NO
Strutture non verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Travi	SI
Gusci	NO
Membrane	NO
Orizzontamenti:	
Solai con la proprietà piano rigido	SI
Solai senza la proprietà piano rigido	NO
Tipo di vincoli:	
Nodi vincolati rigidamente	NO
Nodi vincolati elasticamente	NO
Nodi con isolatori sismici	NO
Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	NO
Fondazioni di tipo trave	SI
Fondazioni di tipo platea	NO
Fondazioni con elementi solidi	NO

L'analisi dinamica modale di tipo lineare con spettro di risposta e' stata condotta considerando i primi 50 modi di vibrare che forniscono una massa partecipante totale pari al 99% (superiore all'85%, ovvero al minimo richiesto da normativa) rispetto a quella presente nell'edificio. La sovrapposizione dei modi per il calcolo di sollecitazioni e spostamenti complessivi è stata effettuata adottando una Combinazione Quadratica Completa (CQC).

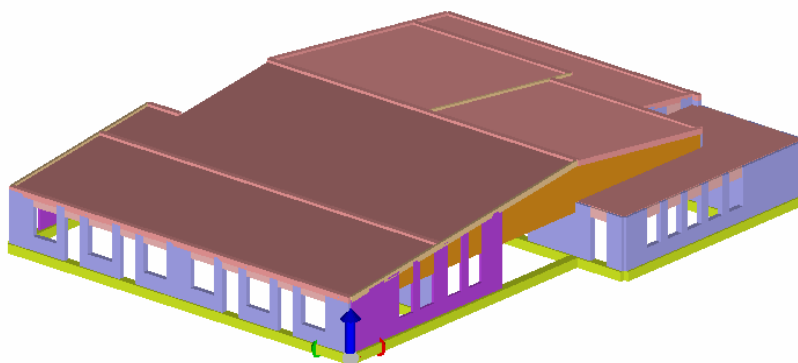
Nelle seguenti figure è rappresentato il modello tridimensionale agli elementi finiti sviluppato:



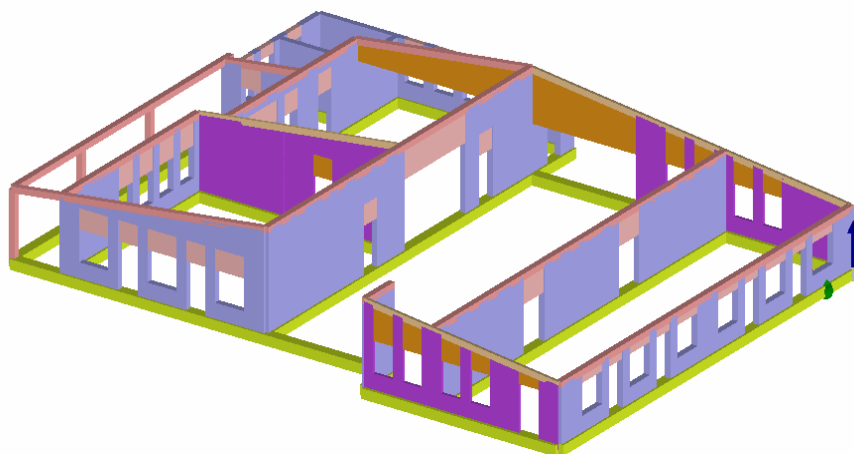
Vista 1: modello solido con solai



Vista 2: modello solido senza solai

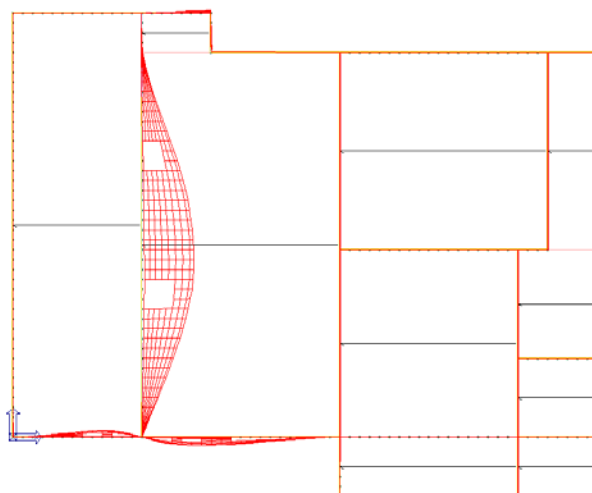


Vista 3

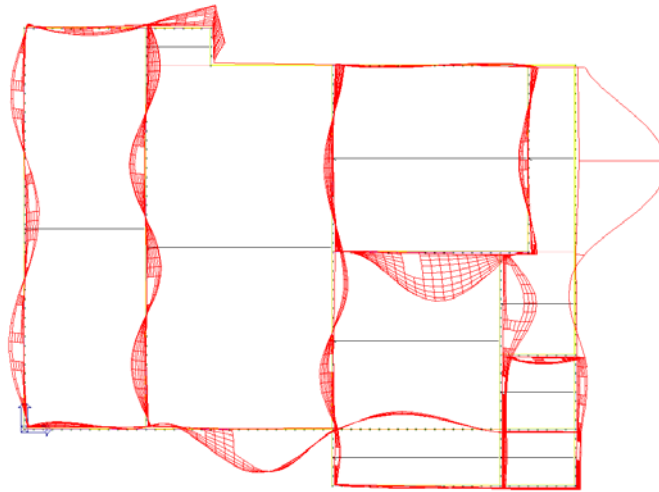


Vista 4

Il primo modo di vibrare ha un periodo elevato e coinvolge la parte centrale dell'edificio che non ha elementi resistenti (pareti nella direzione del sisma) ed è pari a $T_1 = 0,88\text{sec}$; dal modo 2 al modo 50 sono attivati i meccanismi locali delle varie pareti notevolmente forate.



Primo modo di vibrare della struttura (coinvolge la parte centrale priva di pareti in una direzione)



Modo di vibrare n. 12 della struttura (coinvolge le parti della struttura prive di controvento)

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
4	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. R)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.350
			categoria suolo: D
			fattore di sito S = 1.606
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.378 g
			angolo di ingresso: 0.0
			eccentricità aggiuntiva: rapida
			periodo proprio T1: 0.427 sec.
			fattore di struttura q: 2.250
			fattore per spost. μ d: 2.935
			classe di duttilità CD: B
			numero di modi considerati: 50
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	daN	m	m	m	m	m	m			
5.00	1.325e+05	16.50	9.93	0.0	-0.97	16.50	10.02	0.035	0.0	0.017
4.94	425.65	16.84	8.71	0.05	0.97	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.88	413.83	17.17	8.64	0.10	0.97	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.82	402.02	17.51	8.56	0.15	0.97	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.76	390.20	17.84	8.48	0.20	0.97	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.70	378.38	18.17	8.40	0.25	0.97	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.64	366.56	18.51	8.31	0.30	0.97	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.58	353.76	18.84	8.20	0.35	0.97	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.52	443.50	19.19	8.81	0.40	0.97	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.50	4504.50	16.79	10.19	0.35	0.97	16.50	5.86	0.534	0.091	0.525
4.45	428.61	19.52	8.73	0.45	0.97	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.39	416.79	19.86	8.66	0.50	0.97	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.33	407.36	20.14	8.53	0.55	0.97	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.27	397.24	20.42	8.42	0.60	0.97	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.21	3235.29	11.28	19.07	0.65	1.08	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.15	433.22	19.46	10.21	0.70	1.08	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.09	415.38	19.73	10.12	0.75	1.08	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.03	527.94	19.83	10.61	0.80	1.08	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.00	6435.62	17.19	10.89	0.75	1.08	16.46	7.49	1.148	0.079	0.392
3.97	509.59	20.04	10.54	0.85	1.08	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.91	3.853e+04	25.44	5.20	0.90	1.08	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.85	500.95	20.72	11.15	0.95	1.08	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.79	1.183e+05	6.56	10.40	1.00	-1.08	6.50	10.75	0.036	0.192	0.057
3.73	4.584e+04	26.94	14.49	-1.05	-1.08	27.00	14.85	0.034	0.201	0.127
3.67	250.51	16.67	7.32	1.10	1.08	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.61	240.66	16.52	7.37	1.15	1.08	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.55	316.31	16.63	7.34	1.20	1.08	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.50	1.366e+04	16.96	10.67	1.15	1.08	15.24	8.03	1.189	0.159	0.244
3.48	299.37	17.11	7.21	1.25	1.08	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
3.42	2.069e+04	29.32	11.26	-1.30	-1.08	29.50	14.50	0.419	0.045	0.793
3.36	146.05	3.00	10.75	0.0	1.08	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.30	140.60	2.50	10.75	0.0	1.08	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.24	133.44	2.00	10.61	0.0	1.08	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.18	126.96	1.50	10.52	0.0	1.08	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.12	122.07	1.00	10.66	0.0	1.08	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.06	166.05	0.50	10.75	0.0	1.08	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.00	1.061e+05	11.17	6.68	-1.48	1.23	16.03	0.40	1.033	0.390	0.549
2.50	2.007e+04	15.72	8.24	-1.48	1.23	16.06	0.29	1.003	0.027	0.716
2.00	1.625e+04	15.91	8.16	-1.48	1.23	16.06	0.29	1.003	0.012	0.709
1.50	1.625e+04	15.91	8.16	-1.48	1.23	16.06	0.29	1.003	0.012	0.709
1.00	1.917e+04	15.84	8.30	-1.48	1.23	17.09	0.51	1.054	0.095	0.667
0.50	2.210e+04	15.79	8.39	-1.48	1.23	17.09	0.51	1.054	0.099	0.676
Risulta	5.927e+05									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M eccitata X x g	%	M eccitata Y x g	%	M eccitata Z x g	%
	Hz	sec	g	daN		daN		daN	
1	1.128	0.887	0.282	1.102e+05	18.6	1.83	3.07e-04	1.73	2.92e-04
2	1.626	0.615	0.378	5.764e+04	9.7	0.64	1.08e-04	1.02	1.72e-04
3	1.837	0.544	0.378	9871.86	1.7	8.31	1.40e-03	0.19	3.22e-05
4	2.269	0.441	0.378	3.149e+04	5.3	34.80	5.85e-03	46.40	7.83e-03
5	2.342	0.427	0.378	1.302e+05	22.0	124.65	2.10e-02	81.34	1.37e-02
6	2.653	0.377	0.378	3.169e+04	5.3	55.23	9.29e-03	29.00	4.89e-03
7	2.942	0.340	0.378	27.31	4.61e-03	0.27	4.50e-05	0.13	2.16e-05
8	3.755	0.266	0.378	2.183e+04	3.7	56.89	9.57e-03	736.54	0.1
9	4.489	0.223	0.378	1.878e+04	3.2	4336.52	0.7	1452.67	0.2
10	4.538	0.220	0.378	886.86	0.1	3.737e+05	62.9	53.73	9.06e-03
11	4.671	0.214	0.377	219.61	3.71e-02	7.003e+04	11.8	716.82	0.1
12	4.819	0.208	0.375	2.524e+04	4.3	530.95	8.93e-02	2.345e+04	4.0
13	4.984	0.201	0.374	7872.60	1.3	2.324e+04	3.9	452.13	7.63e-02
14	5.126	0.195	0.373	45.06	7.60e-03	38.97	6.56e-03	2.605e+04	4.4
15	5.400	0.185	0.371	1.050e+04	1.8	2.259e+04	3.8	1.425e+04	2.4
16	5.468	0.183	0.371	1.206e+04	2.0	5169.66	0.9	6.830e+04	11.5
17	5.725	0.175	0.369	9339.23	1.6	227.02	3.82e-02	3.242e+05	54.7
18	5.897	0.170	0.368	2247.89	0.4	1249.24	0.2	21.47	3.62e-03
19	5.982	0.167	0.368	278.74	4.70e-02	188.25	3.17e-02	972.60	0.2
20	6.143	0.163	0.367	1670.72	0.3	127.81	2.15e-02	6805.83	1.1
21	6.394	0.156	0.366	2814.98	0.5	1142.87	0.2	4.898e+04	8.3
22	6.585	0.152	0.365	3301.22	0.6	0.26	4.33e-05	4978.74	0.8
23	6.800	0.147	0.364	4876.95	0.8	1363.12	0.2	146.18	2.47e-02
24	7.196	0.139	0.363	1520.34	0.3	2.808e+04	4.7	3364.70	0.6
25	7.288	0.137	0.363	851.94	0.1	0.23	3.86e-05	2.219e+04	3.7
26	7.489	0.134	0.362	7506.35	1.3	466.05	7.84e-02	5970.72	1.0
27	7.652	0.131	0.361	5893.69	1.0	2.677e+04	4.5	3680.91	0.6
28	7.688	0.130	0.361	9158.92	1.5	359.51	6.05e-02	8968.87	1.5
29	7.811	0.128	0.361	9276.92	1.6	148.86	2.50e-02	53.46	9.02e-03
30	7.917	0.126	0.360	390.07	6.58e-02	3234.90	0.5	333.77	5.63e-02
31	8.151	0.123	0.360	24.34	4.11e-03	6271.93	1.1	2122.02	0.4
32	8.306	0.120	0.359	9487.11	1.6	2951.75	0.5	9619.55	1.6
33	8.693	0.115	0.358	4.88	8.24e-04	2786.21	0.5	294.59	4.97e-02
34	8.781	0.114	0.358	9114.88	1.5	863.96	0.1	181.66	3.06e-02
35	9.034	0.111	0.358	3.51	5.92e-04	3212.72	0.5	2326.34	0.4
36	9.463	0.106	0.357	1.097e+04	1.9	476.70	8.02e-02	803.15	0.1
37	9.788	0.102	0.356	1423.69	0.2	13.76	2.31e-03	73.10	1.23e-02
38	9.847	0.102	0.356	1586.30	0.3	191.12	3.21e-02	155.63	2.63e-02
39	10.555	0.095	0.355	2848.48	0.5	58.79	9.89e-03	285.41	4.82e-02
40	10.833	0.092	0.354	202.31	3.41e-02	372.12	6.26e-02	5559.44	0.9
41	10.985	0.091	0.354	92.18	1.56e-02	81.26	1.37e-02	131.86	2.22e-02
42	11.072	0.090	0.354	95.24	1.61e-02	216.34	3.64e-02	5.42	9.14e-04
43	11.360	0.088	0.353	438.96	7.41e-02	24.23	4.08e-03	78.48	1.32e-02
44	11.682	0.086	0.353	15.86	2.68e-03	403.86	6.79e-02	31.74	5.36e-03
45	11.967	0.084	0.353	185.15	3.12e-02	0.02	3.82e-06	6.46	1.09e-03
46	12.284	0.081	0.352	397.10	6.70e-02	444.95	7.48e-02	170.18	2.87e-02
47	12.687	0.079	0.352	2.97	5.01e-04	1.22	2.05e-04	1.53	2.58e-04
48	12.824	0.078	0.352	198.98	3.36e-02	227.08	3.82e-02	102.72	1.73e-02
49	12.956	0.077	0.351	255.33	4.31e-02	11.84	1.99e-03	1.21	2.04e-04
50	13.029	0.077	0.351	0.33	5.64e-05	0.02	3.63e-06	90.43	1.53e-02
Risulta				5.650e+05		5.819e+05		5.883e+05	

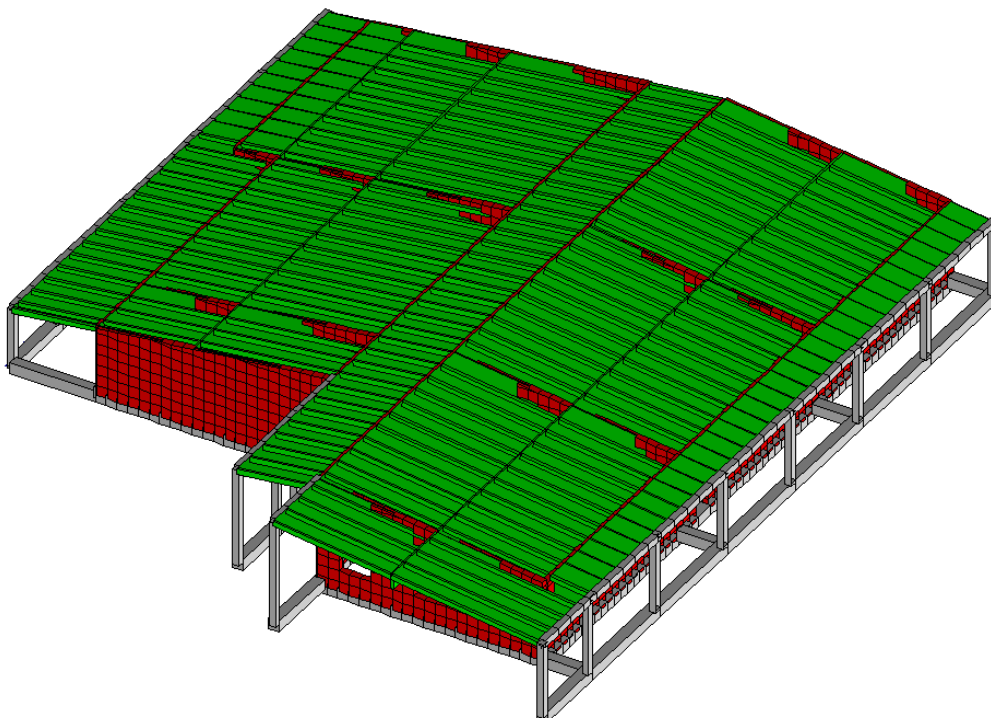
Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M eccitata X x g	%	M eccitata Y x g	%	M eccitata Z x g	%
In percentuale				95.32		97.88		99.26	

10.2.3 Modellazione Ampliamento Scuola Materna - Corpo C

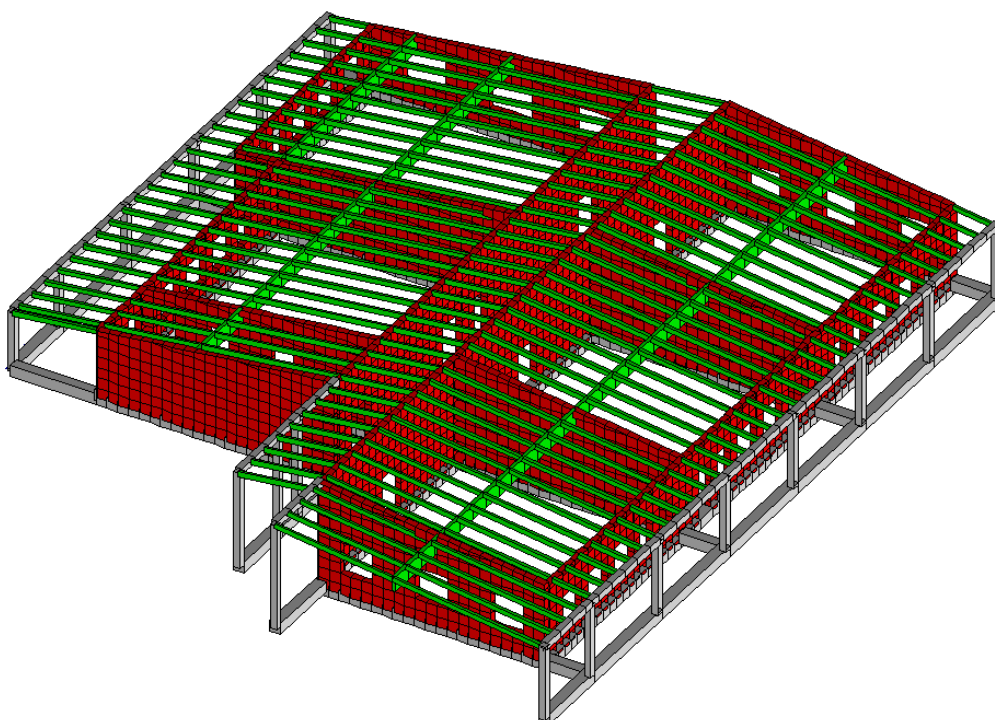
Modellazione della geometria e proprietà meccaniche:	
nodi	3758
elementi D2 (per aste, travi, pilastri...)	802
elementi D3 (per pareti, platee, gusci...)	3012
elementi solaio	225
elementi solidi	0
Dimensione del modello strutturale [cm]:	
X min =	0.00
Xmax =	3100.00
Ymin =	-1050.00
Ymax =	2450.00
Zmin =	0.00
Zmax =	500.00
Strutture verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Pilastri	SI
Pareti	SI
Setti (a comportamento membranale)	NO
Strutture non verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Travi	SI
Gusci	NO
Membrane	NO
Orizzontamenti:	
Solai con la proprietà piano rigido	SI
Solai senza la proprietà piano rigido	NO
Tipo di vincoli:	
Nodi vincolati rigidamente	NO
Nodi vincolati elasticamente	NO
Nodi con isolatori sismici	NO
Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	NO
Fondazioni di tipo trave	SI
Fondazioni di tipo platea	NO
Fondazioni con elementi solidi	NO

L'analisi dinamica modale di tipo lineare con spettro di risposta è stata condotta considerando i primi 50 modi di vibrare che forniscono una massa partecipante totale pari al 98% (superiore all'85%, ovvero al minimo richiesto da normativa) rispetto a quella presente nell'edificio. La sovrapposizione dei modi per il calcolo di sollecitazioni e spostamenti complessivi è stata effettuata adottando una Combinazione Quadratica Completa (CQC).

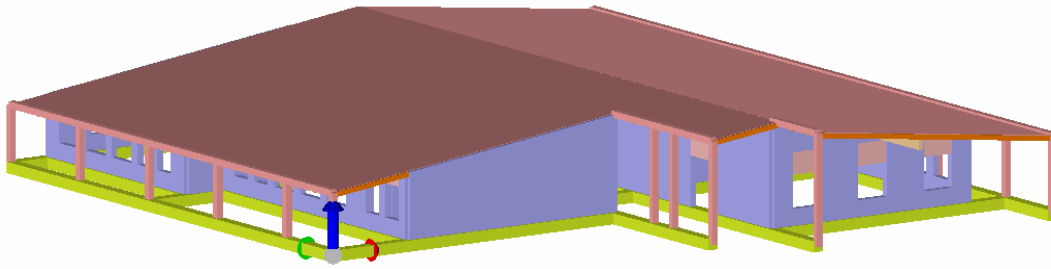
Nelle seguenti figure è rappresentato il modello tridimensionale agli elementi finiti sviluppato:



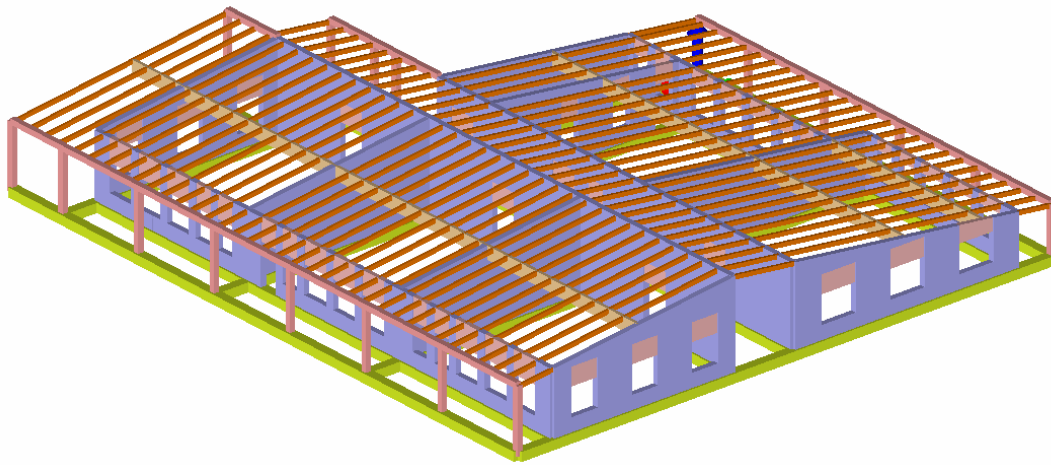
Vista 1: modello solido con solai



Vista 2: modello solido senza solai

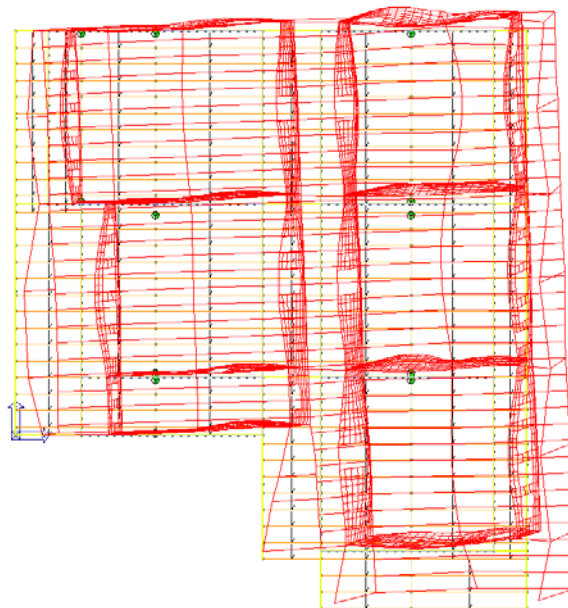


Vista 3



Vista 4

L'analisi modale agli elementi finiti ha portato alla identificazione dei primi 50 modi di vibrare, di cui si riportano i valori nella seguente tabella (il primo modo di vibrare ha periodo $T_1 = 0,14 \text{ sec}$).



Primo modo di vibrare della struttura

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
4	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. R)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.350
			categoria suolo: D
			fattore di sito S = 1.606
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.378 g
			angolo di ingresso: 0.0
			eccentricità aggiuntiva: rapida
			periodo proprio T1: 0.137 sec.
			fattore di struttura q: 2.250
			fattore per spost. mu d: 7.015
			classe di duttilità CD: B
			numero di modi considerati: 50
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	daN	m	m	m	m	m	m			
5.00	2.527e+04	18.50	6.76	0.0	-1.75	18.50	7.74	0.004	0.0	0.228
4.94	321.87	19.00	8.22	0.0	1.58	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.88	300.05	19.50	8.18	0.0	1.58	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.82	278.23	20.00	8.13	0.0	1.58	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.76	256.42	20.50	8.08	0.0	1.58	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.70	234.60	21.00	8.02	0.0	1.58	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.64	212.78	21.50	7.94	0.0	1.58	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.58	2.458e+04	15.05	8.88	0.35	-1.60	15.00	9.21	0.009	0.603	0.050
4.52	687.60	18.63	9.26	0.40	1.58	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.50	7755.23	18.95	8.75	0.18	1.58	18.50	8.75	0.095	0.520	0.0
4.45	638.28	18.62	9.24	0.45	1.58	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.39	594.65	18.64	9.22	0.50	1.58	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.33	2.736e+04	23.89	6.69	0.55	1.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.27	507.37	18.69	9.15	0.60	1.58	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.21	463.74	18.73	9.10	0.65	1.58	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.15	420.10	18.77	9.05	0.70	1.58	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.09	371.01	18.83	8.97	0.75	1.58	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.03	706.46	18.69	9.28	0.80	1.58	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.00	1.793e+04	17.82	9.92	0.75	1.58	17.38	8.98	0.285	0.152	0.067
3.97	649.19	18.71	9.25	0.85	1.58	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.91	605.56	18.74	9.22	0.90	1.58	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.85	561.92	18.78	9.19	0.95	1.58	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.79	1.935e+04	8.78	12.36	1.00	1.58	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.73	1.654e+04	28.71	8.74	1.05	1.58	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.67	207.32	7.50	10.22	0.0	1.23	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.61	181.87	7.00	10.18	0.0	1.23	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.55	351.64	6.50	10.34	0.0	1.23	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.50	2.616e+04	19.33	9.67	1.10	1.58	18.44	8.95	0.457	0.175	0.050
3.48	1.757e+04	30.54	5.85	-1.25	-1.75	31.00	6.34	0.943	0.039	0.042
3.42	293.91	5.50	10.23	0.0	1.23	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.36	267.32	5.00	10.14	0.0	1.23	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.30	249.48	4.50	10.08	0.0	1.23	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.24	1.384e+04	4.00	11.57	0.0	1.23	4.00	6.99	0.009	0.0	1.810
3.18	96.73	3.50	19.17	0.0	0.53	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.12	85.02	3.00	19.25	0.0	0.53	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.06	170.93	2.50	19.25	0.0	0.53	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.00	3.546e+04	16.20	10.64	-1.35	1.58	17.75	9.69	0.530	0.245	0.065
2.76	1.291e+04	0.0	11.33	0.0	-1.23	0.0	11.67	1.209	0.0	0.039
2.50	2.981e+04	16.59	10.01	-1.35	-1.58	17.75	10.67	0.544	0.179	0.046
2.00	2.511e+04	16.50	9.82	-1.35	-1.58	17.75	10.67	0.544	0.192	0.060
1.50	2.511e+04	16.50	9.82	-1.35	-1.58	17.75	10.67	0.544	0.192	0.060
1.00	2.957e+04	16.62	10.11	-1.35	-1.58	18.28	11.42	0.665	0.208	0.077
0.50	3.402e+04	16.71	10.32	-1.35	-1.58	18.28	11.42	0.665	0.197	0.065
Risulta	3.980e+05									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M eccitata X x g	%	M eccitata Y x g	%	M eccitata Z x g	%
	Hz	sec	g	daN		daN		daN	
1	6.588	0.152	0.365	74.47	1.87e-02	90.45	2.26e-02	4588.35	1.2
2	6.703	0.149	0.365	2272.60	0.6	2.138e+04	5.3	6758.25	1.7
3	7.017	0.143	0.363	1.205e+04	3.0	5.147e+04	12.9	45.84	1.15e-02
4	7.280	0.137	0.363	2.334e+05	58.6	2.417e+04	6.0	1.031e+04	2.6

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M eccitata X x g	%	M eccitata Y x g	%	M eccitata Z x g	%
5	7.443	0.134	0.362	4.972e+04	12.5	1.802e+05	45.1	9078.23	2.3
6	7.611	0.131	0.361	3.287e+04	8.3	2.848e+04	7.1	1.309e+05	32.9
7	7.911	0.126	0.361	401.38	0.1	1566.79	0.4	4.092e+04	10.3
8	8.331	0.120	0.359	1.804e+04	4.5	1.157e+04	2.9	4844.68	1.2
9	9.027	0.111	0.358	202.32	5.08e-02	3.762e+04	9.4	4.323e+04	10.9
10	10.384	0.096	0.355	539.84	0.1	5685.45	1.4	8.499e+04	21.4
11	10.749	0.093	0.354	371.46	9.33e-02	4148.31	1.0	2.695e+04	6.8
12	11.137	0.090	0.354	5722.11	1.4	1.797e+04	4.5	5357.79	1.3
13	11.996	0.083	0.353	2328.39	0.6	593.49	0.1	2967.87	0.7
14	12.132	0.082	0.352	430.45	0.1	990.93	0.2	159.58	4.01e-02
15	12.156	0.082	0.352	33.97	8.53e-03	258.13	6.46e-02	30.53	7.67e-03
16	12.484	0.080	0.352	0.35	8.69e-05	135.95	3.40e-02	383.41	9.63e-02
17	12.642	0.079	0.352	67.68	1.70e-02	2.60	6.51e-04	33.12	8.32e-03
18	12.690	0.079	0.352	48.68	1.22e-02	1326.05	0.3	123.01	3.09e-02
19	12.967	0.077	0.351	573.76	0.1	660.88	0.2	38.17	9.59e-03
20	13.026	0.077	0.351	1482.32	0.4	217.50	5.44e-02	319.67	8.03e-02
21	13.270	0.075	0.351	9890.79	2.5	117.49	2.94e-02	3300.94	0.8
22	13.474	0.074	0.351	3710.29	0.9	713.52	0.2	230.89	5.80e-02
23	13.570	0.074	0.351	26.05	6.54e-03	1704.86	0.4	3027.88	0.8
24	13.786	0.073	0.351	4715.69	1.2	369.57	9.25e-02	1972.27	0.5
25	14.033	0.071	0.350	1267.67	0.3	0.11	2.66e-05	612.25	0.2
26	14.368	0.070	0.350	137.46	3.45e-02	15.35	3.84e-03	1710.73	0.4
27	14.392	0.069	0.350	2397.06	0.6	687.88	0.2	2421.09	0.6
28	14.718	0.068	0.350	183.88	4.62e-02	12.69	3.18e-03	1481.72	0.4
29	14.781	0.068	0.350	7902.62	2.0	0.50	1.26e-04	491.48	0.1
30	14.939	0.067	0.350	1.98	4.97e-04	5.41	1.35e-03	27.21	6.84e-03
31	15.308	0.065	0.349	149.14	3.75e-02	205.41	5.14e-02	339.50	8.53e-02
32	15.569	0.064	0.349	102.81	2.58e-02	5.41	1.35e-03	325.49	8.18e-02
33	15.852	0.063	0.349	87.14	2.19e-02	17.35	4.34e-03	1822.96	0.5
34	16.025	0.062	0.349	1440.47	0.4	6.38	1.60e-03	14.51	3.64e-03
35	16.238	0.062	0.349	7.21	1.81e-03	47.39	1.19e-02	26.41	6.64e-03
36	16.442	0.061	0.348	313.40	7.87e-02	13.57	3.39e-03	5011.32	1.3
37	16.504	0.061	0.348	654.62	0.2	1.03	2.58e-04	135.60	3.41e-02
38	16.638	0.060	0.348	104.54	2.63e-02	10.84	2.71e-03	157.17	3.95e-02
39	16.743	0.060	0.348	206.63	5.19e-02	3.79	9.47e-04	559.75	0.1
40	16.926	0.059	0.348	0.70	1.76e-04	200.07	5.01e-02	6.26	1.57e-03
41	17.115	0.058	0.348	18.07	4.54e-03	39.76	9.95e-03	38.93	9.78e-03
42	17.216	0.058	0.348	22.02	5.53e-03	212.64	5.32e-02	580.67	0.1
43	17.274	0.058	0.348	35.85	9.01e-03	73.46	1.84e-02	190.10	4.78e-02
44	17.518	0.057	0.348	4.71	1.18e-03	54.37	1.36e-02	2.47	6.21e-04
45	17.734	0.056	0.348	28.44	7.14e-03	12.88	3.22e-03	47.81	1.20e-02
46	17.924	0.056	0.348	0.02	4.75e-06	38.08	9.53e-03	0.21	5.19e-05
47	18.268	0.055	0.347	32.65	8.20e-03	8.11	2.03e-03	1.18	2.96e-04
48	18.491	0.054	0.347	57.52	1.45e-02	5.45	1.36e-03	11.21	2.82e-03
49	18.828	0.053	0.347	13.66	3.43e-03	14.58	3.65e-03	5.15e-03	1.29e-06
50	18.964	0.053	0.347	1.33	3.34e-04	167.40	4.19e-02	10.07	2.53e-03
Risulta				3.941e+05		3.933e+05		3.966e+05	
In percentuale				99.02		98.38		99.63	

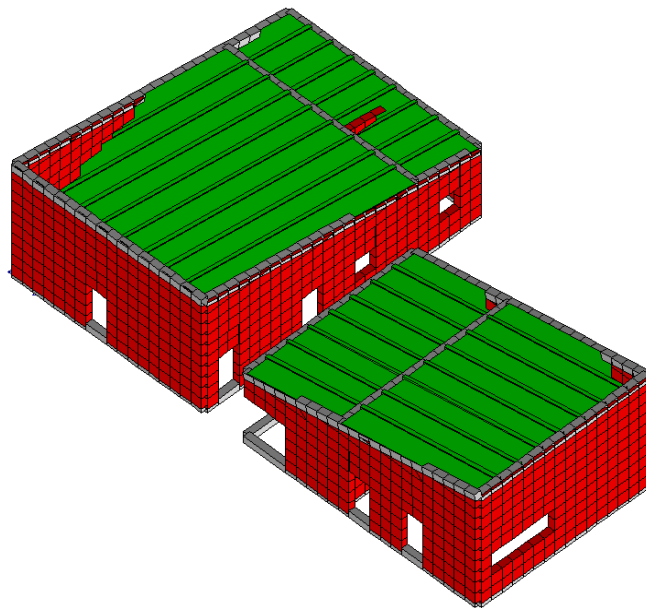
10.2.4 Modellazione Centro Servizi - Corpo D

Modellazione della geometria e proprietà meccaniche:	
nodi	1572
elementi D2 (per aste, travi, pilastri...)	394
elementi D3 (per pareti, platee, gusci...)	1307
elementi solaio	34
elementi solidi	0
Dimensione del modello strutturale [cm]:	
X min =	0.00
Xmax =	2200.00
Ymin =	0.00

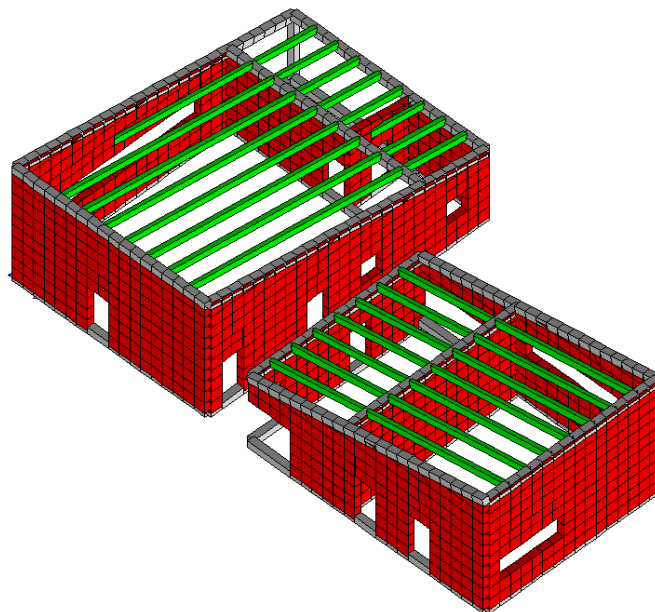
Ymax =	1300.00
Zmin =	0.00
Zmax =	500.00
Strutture verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Pilastrì	SI
Pareti	SI
Setti (a comportamento membranale)	NO
Strutture non verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Travi	SI
Gusci	NO
Membrane	NO
Orizzontamenti:	
Solai con la proprietà piano rigido	SI
Solai senza la proprietà piano rigido	NO
Tipo di vincoli:	
Nodi vincolati rigidamente	NO
Nodi vincolati elasticamente	NO
Nodi con isolatori sismici	NO
Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	NO
Fondazioni di tipo trave	SI
Fondazioni di tipo platea	NO
Fondazioni con elementi solidi	NO

L'analisi dinamica modale di tipo lineare con spettro di risposta è stata condotta considerando i primi 50 modi di vibrare che forniscono una massa partecipante totale pari al 99% (superiore all'85%, ovvero al minimo richiesto da normativa) rispetto a quella presente nell'edificio. La sovrapposizione dei modi per il calcolo di sollecitazioni e spostamenti complessivi è stata effettuata adottando una Combinazione Quadratica Completa (CQC).

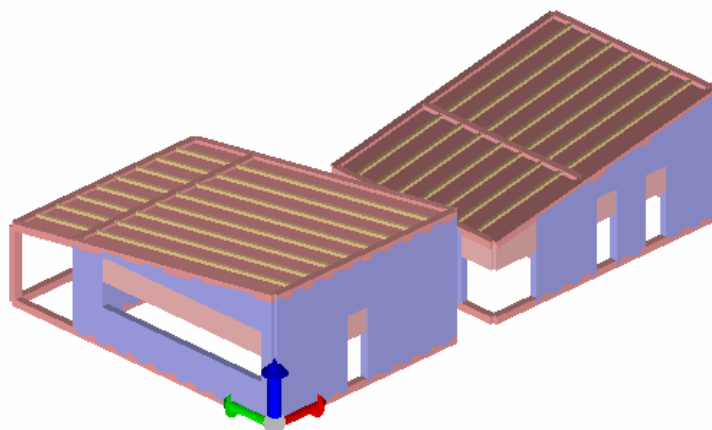
Nelle seguenti figure è rappresentato il modello tridimensionale agli elementi finiti sviluppato:



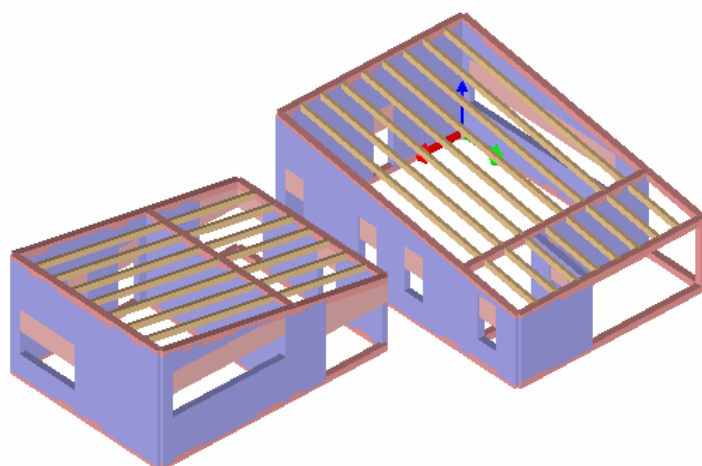
Vista 1: modello solido con solai



Vista 2: modello solido senza solai

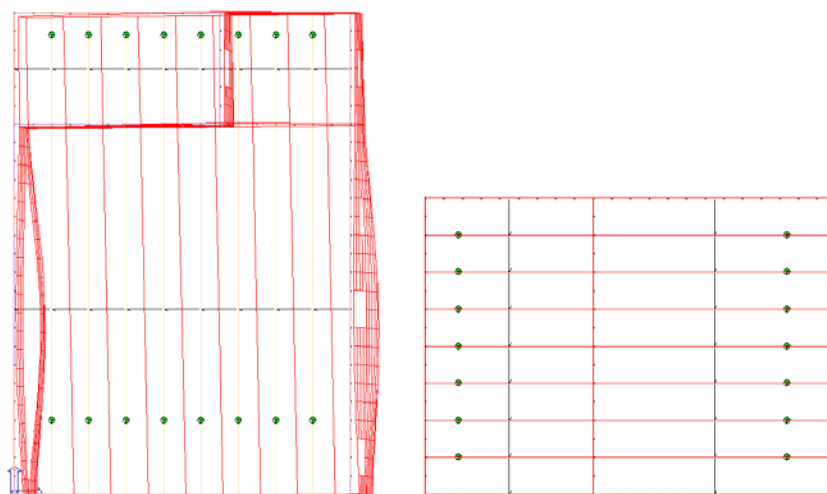


Vista 3



Vista 4

L'analisi modale agli elementi finiti ha portato alla identificazione dei primi 50 modi di vibrare, di cui si riportano i valori nella seguente tabella (il primo modo di vibrare ha periodo $T_1 = 0,24 \text{ sec}$).



Primo modo di vibrare

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
4	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. R)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.350
			categoria suolo: D
			fattore di sito S = 1.606
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.378 g
			angolo di ingresso: 0.0
			eccentricità aggiuntiva: rapida
			periodo proprio T1: 0.242 sec.
			fattore di struttura q: 2.250
			fattore per spost. mu d: 4.421
			classe di duttilità CD: B
			numero di modi considerati: 50
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
m	daN	m	m	m	m	m	m			
5.00	1.514e+04	11.59	1.62	-1.10	0.40	21.97	3.95e-03	0.088	14.611	2.711
4.92	369.57	4.50	0.50	0.45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.91	368.39	21.50	4.00	0.0	0.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.85	355.72	4.50	1.00	0.45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.82	352.03	21.00	4.00	0.0	0.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.77	341.87	4.50	1.50	0.45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.73	335.66	20.50	4.00	0.0	0.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.69	328.03	4.50	2.00	0.45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.64	317.25	20.00	4.00	0.0	0.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.62	312.45	4.50	2.50	0.45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.55	383.73	19.50	4.00	0.0	0.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.54	394.66	4.50	3.00	0.45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.50	4483.01	12.49	2.07	-1.10	0.40	20.97	0.09	0.552	1.942	0.532
4.46	376.49	4.50	3.50	0.45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.45	393.62	19.00	4.00	0.0	0.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.38	362.64	4.50	4.00	0.45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.36	360.21	18.50	4.00	0.0	0.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.31	348.80	4.50	4.50	0.45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.27	343.85	18.00	4.00	0.0	0.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.23	334.95	4.50	5.00	0.45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.18	327.48	17.50	4.00	0.0	0.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.15	318.22	4.50	5.50	0.45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.09	310.44	17.00	4.00	0.0	0.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.08	403.03	4.50	6.00	0.45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4.00	7342.14	11.89	2.86	-1.10	0.40	15.10	0.84	1.277	0.342	0.235
3.92	369.57	4.50	7.00	0.45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.91	365.15	16.00	3.96	0.0	0.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.85	355.72	4.50	7.50	0.45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.82	8398.49	15.50	4.00	0.0	0.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.77	341.87	4.50	8.00	0.45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.73	335.66	15.00	4.00	0.0	0.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.69	328.03	4.50	8.50	0.45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.64	317.25	14.50	4.00	0.0	0.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.62	312.45	4.50	9.00	0.45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.55	381.00	14.00	3.97	0.0	0.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.54	394.66	4.50	9.50	0.45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.50	9710.71	11.98	3.38	1.10	0.45	10.75	1.80	1.225	0.146	0.148
3.46	1.064e+04	4.44	10.00	0.45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.45	385.38	13.50	3.91	0.0	0.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.38	362.64	5.02	10.50	0.45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.36	352.20	13.00	3.97	0.0	0.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.31	348.80	4.94	11.00	0.45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.27	335.66	12.50	4.00	0.0	0.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.23	334.95	4.84	11.50	0.45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.18	322.03	12.00	4.00	0.0	0.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.15	321.10	4.74	12.00	0.45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.09	307.82	11.50	4.00	0.0	0.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.08	306.68	4.62	12.50	0.45	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3.00	2.208e+04	9.47	6.16	1.10	0.65	8.93	1.93	0.963	0.076	0.451
2.50	1.379e+04	10.74	4.89	1.10	0.65	10.33	1.93	0.899	0.062	0.364
2.00	1.222e+04	11.39	5.12	1.10	0.65	10.23	2.71	0.924	0.170	0.309
1.50	1.197e+04	10.89	5.31	1.10	0.65	8.29	2.71	0.993	0.355	0.279

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
1.00	1.314e+04	10.50	5.25	1.10	0.65	9.26	2.71	1.034	0.163	0.244
0.50	1.359e+04	10.71	5.24	1.10	0.65	9.26	2.71	1.034	0.191	0.243
Risulta	1.571e+05									

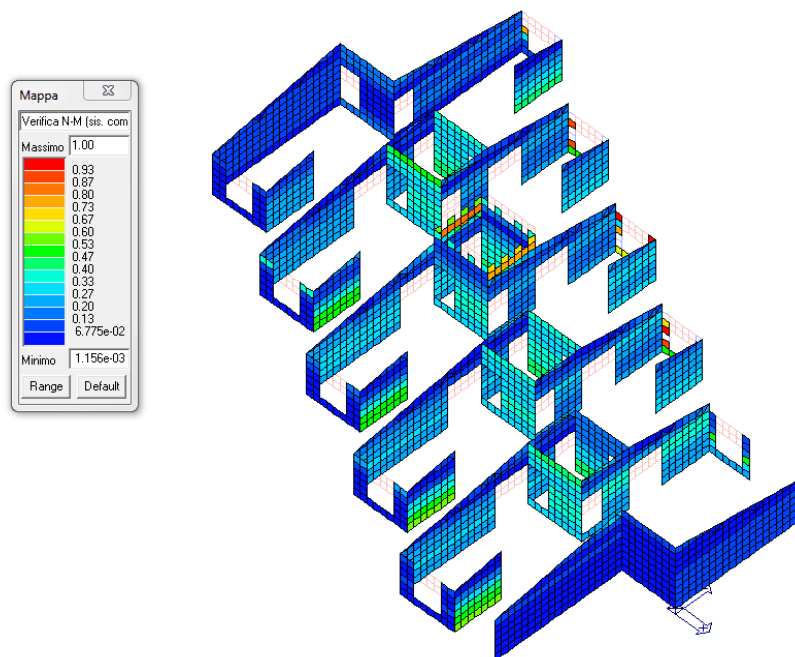
Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M eccitata X x g	%	M eccitata Y x g	%	M eccitata Z x g	%
	Hz	sec	g	daN		daN		daN	
1	4.141	0.242	0.378	5.694e+04	36.2	1222.99	0.8	155.75	9.91e-02
2	4.164	0.240	0.378	604.78	0.4	5.522e+04	35.1	28.35	1.80e-02
3	4.385	0.228	0.378	4.922e+04	31.3	656.79	0.4	2031.79	1.3
4	4.723	0.212	0.376	803.63	0.5	4.378e+04	27.9	6899.87	4.4
5	6.614	0.151	0.365	3371.12	2.1	125.66	8.00e-02	4.962e+04	31.6
6	6.674	0.150	0.365	1445.20	0.9	5590.30	3.6	1.704e+04	10.8
7	6.763	0.148	0.364	971.11	0.6	342.34	0.2	2.043e+04	13.0
8	6.807	0.147	0.364	247.69	0.2	4789.06	3.0	2.622e+04	16.7
9	6.885	0.145	0.364	277.05	0.2	3458.29	2.2	2.282e+04	14.5
10	7.717	0.130	0.361	1927.31	1.2	4.64	2.95e-03	80.13	5.10e-02
11	8.682	0.115	0.358	58.71	3.74e-02	1.461e+04	9.3	8577.63	5.5
12	8.939	0.112	0.358	1.836e+04	11.7	1028.21	0.7	2585.63	1.6
13	9.318	0.107	0.357	1061.61	0.7	2.074e+04	13.2	139.70	8.89e-02
14	9.515	0.105	0.357	1.742e+04	11.1	1272.58	0.8	278.19	0.2
15	11.369	0.088	0.353	1600.59	1.0	257.54	0.2	14.57	9.27e-03
16	12.002	0.083	0.353	105.07	6.69e-02	1336.28	0.9	0.40	2.58e-04
17	12.480	0.080	0.352	4.80e-04	0.0	4.96	3.15e-03	0.79	5.00e-04
18	12.505	0.080	0.352	413.64	0.3	106.36	6.77e-02	0.33	2.08e-04
19	13.753	0.073	0.351	72.87	4.64e-02	48.35	3.08e-02	1.01	6.40e-04
20	15.060	0.066	0.349	1.74	1.10e-03	52.21	3.32e-02	0.52	3.28e-04
21	15.568	0.064	0.349	0.25	1.59e-04	92.05	5.86e-02	2.53e-04	0.0
22	15.888	0.063	0.349	590.64	0.4	832.37	0.5	33.95	2.16e-02
23	16.539	0.060	0.348	290.63	0.2	43.96	2.80e-02	0.95	6.06e-04
24	16.800	0.060	0.348	2.33	1.48e-03	0.14	8.88e-05	0.42	2.66e-04
25	17.675	0.057	0.348	178.81	0.1	29.21	1.86e-02	3.23e-03	2.06e-06
26	18.294	0.055	0.347	49.84	3.17e-02	214.96	0.1	8.13	5.17e-03
27	18.422	0.054	0.347	10.15	6.46e-03	360.78	0.2	17.93	1.14e-02
28	18.972	0.053	0.347	18.68	1.19e-02	1.30	8.26e-04	4.33	2.76e-03
29	19.485	0.051	0.347	39.82	2.53e-02	71.66	4.56e-02	3.31	2.11e-03
30	19.767	0.051	0.347	17.65	1.12e-02	3.18	2.02e-03	1.78	1.13e-03
31	21.409	0.047	0.346	17.90	1.14e-02	98.86	6.29e-02	2.11	1.34e-03
32	22.240	0.045	0.346	1.51	9.61e-04	15.24	9.70e-03	0.03	2.14e-05
33	22.922	0.044	0.345	195.32	0.1	11.27	7.17e-03	0.20	1.26e-04
34	23.174	0.043	0.345	25.89	1.65e-02	48.55	3.09e-02	0.16	9.98e-05
35	23.644	0.042	0.345	167.29	0.1	121.99	7.76e-02	1.65	1.05e-03
36	24.631	0.041	0.345	2.49	1.58e-03	6.55	4.17e-03	1.21	7.70e-04
37	24.963	0.040	0.345	39.78	2.53e-02	0.32	2.01e-04	0.42	2.70e-04
38	26.034	0.038	0.344	0.92	5.88e-04	6.70	4.26e-03	8.74	5.56e-03
39	27.241	0.037	0.344	4.98	3.17e-03	15.42	9.81e-03	6.20	3.95e-03
40	28.197	0.035	0.344	1.04	6.65e-04	3.97	2.52e-03	0.07	4.71e-05
41	29.342	0.034	0.344	7.59e-05	0.0	5.53	3.52e-03	1.08e-03	0.0
42	29.470	0.034	0.344	6.07	3.86e-03	33.71	2.15e-02	22.33	1.42e-02
43	29.931	0.033	0.343	1.20	7.61e-04	26.77	1.70e-02	39.79	2.53e-02
44	30.028	0.033	0.343	111.51	7.10e-02	5.78	3.68e-03	0.07	4.72e-05
45	31.154	0.032	0.343	33.45	2.13e-02	86.19	5.49e-02	0.37	2.33e-04
46	31.657	0.032	0.343	54.98	3.50e-02	0.32	2.07e-04	1.40e-03	0.0
47	32.088	0.031	0.343	25.60	1.63e-02	20.90	1.33e-02	23.18	1.48e-02
48	32.790	0.030	0.343	6.47	4.12e-03	0.35	2.21e-04	8.88e-05	0.0
49	32.904	0.030	0.343	2.80	1.78e-03	140.37	8.93e-02	0.97	6.16e-04
50	33.113	0.030	0.343	10.63	6.77e-03	12.11	7.71e-03	0.08	4.87e-05
Risulta				1.568e+05		1.570e+05		1.571e+05	
In percentuale				99.80		99.91		99.99	

11. ASILO NIDO - CORPO A: VERIFICA STATICA, CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DI SICUREZZA

Nel seguito si effettua la verifica nei confronti dei carichi statici sulle strutture orizzontali e verticali al fine di evidenziare eventuali incompatibilità con le prevedibili (ed attuali) condizioni di esercizio della struttura scolastica. Sono state analizzati solo gli elementi verticali, in quanto non è stato possibile effettuare prove ed ispezioni su solai di piano e coperture.

11.1 Pareti e fasce di piano in muratura

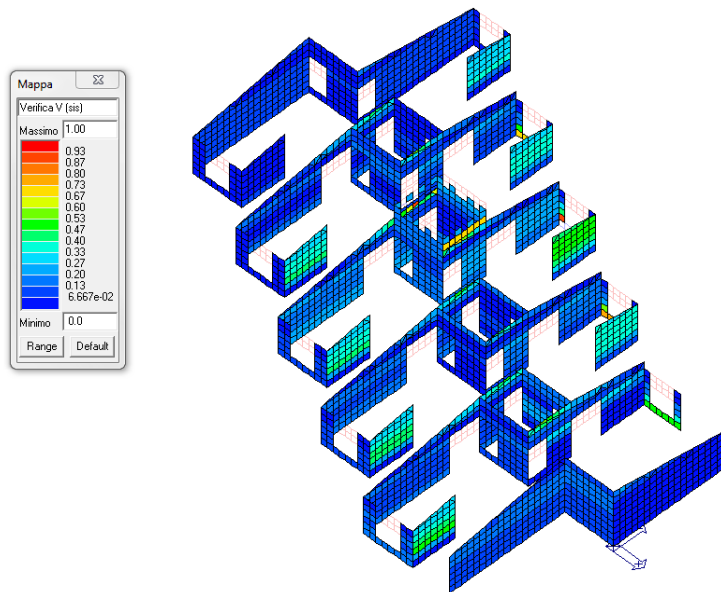
I valori delle verifiche per le pareti dell'edificio sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure. A causa delle numerose e notevoli forature delle pareti, è stato adottato il criterio di calcolo e verifica per le pareti in muratura riferite ai maschi murari continui da terra in sommità, il criterio di travi di accoppiamento in muratura per le fasce di piano (sopraporta e sottofinestra) che collegano i maschi murari:



Verifica N/Mp maschi murari

Il coefficiente di sicurezza vale 1 (se fosse ≤ 1 si attiverebbe il meccanismo di rottura a pressoflessione nel piano N/Mp delle pareti):

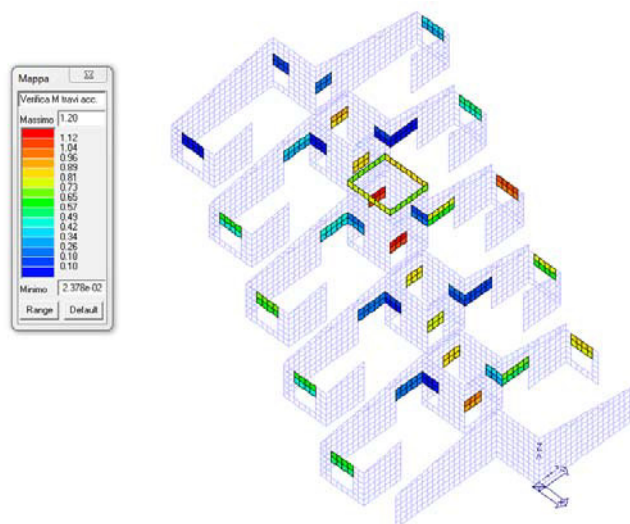
$$FS = \frac{(N / M_p)_u}{(N / M_p)_d} = 1,0$$



Verifica V maschi murari

Il coefficiente di sicurezza delle pareti è pari a 1, (se fosse ≤ 1 si attiverebbe il meccanismo di rottura a taglio nel piano V delle pareti):

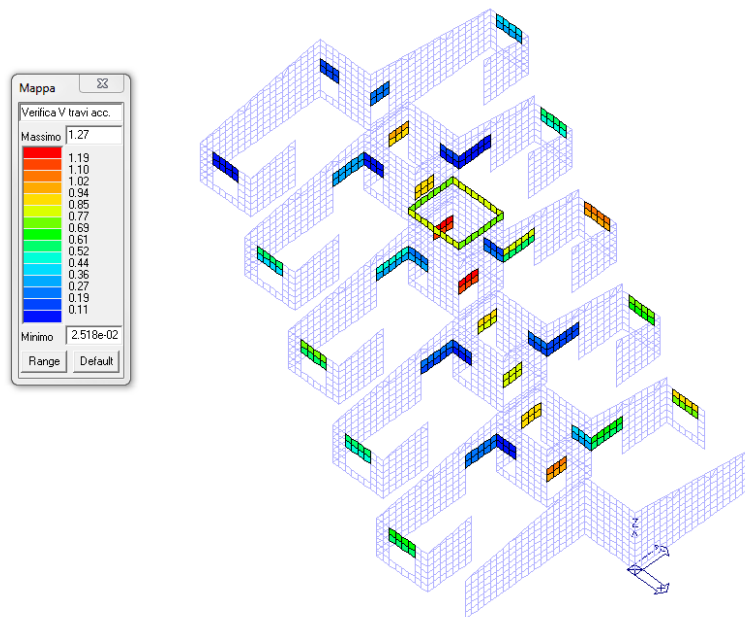
$$FS = \frac{(V)_u}{(V)_d} = 1,0$$



Verifica M fasce di piano

I punti critici, ovviamente, sono proprio le fasce di piano in muratura che collegano i maschi murari. Il coefficiente di sicurezza a flessione è minore di 1 per alcune fasce:

$$FS = \frac{(M)_u}{(M)_d} < 1,0$$



Verifica V fasce di piano

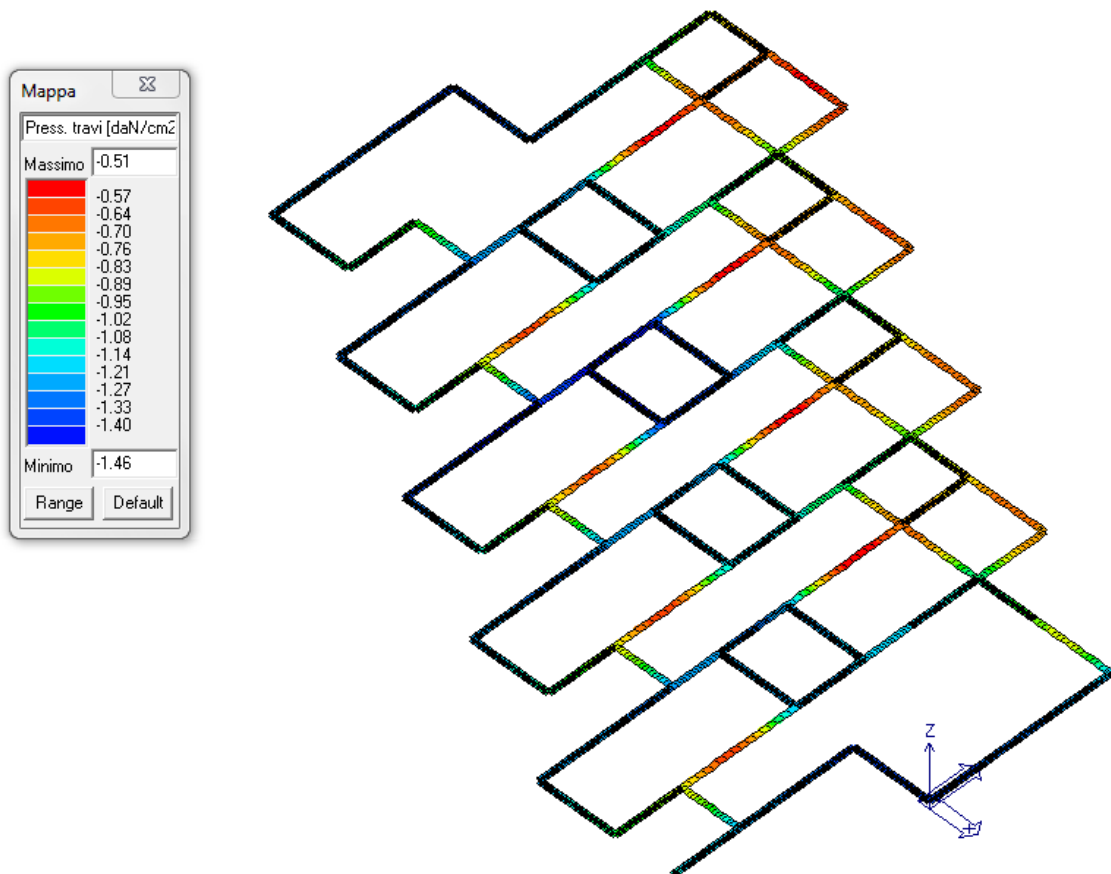
I punti critici, ovviamente, sono proprio le fasce di piano in muratura che collegano i maschi murari. Il coefficiente di sicurezza a taglio è minore di 1 per alcune fasce:

$$FS = \frac{(V)_u}{(V)_d} < 1,0$$

11.2 Pressione di contatto fondazione/terreno

La valutazione della portanza ultima del terreno (effettuata sulla base dei parametri geologici della relazione geologica) conduce al valore: di circa $q_{lim} \approx 3,0 daN / cm^2$

Ipotizzando che le fondazioni dell'edificio in muratura consistano in un allargamento dello spessore dei setti in muratura a piano terra, si è effettuata la modellazione equivalente con travi che distribuiscano il carico sul terreno. Considerando che da modello il valore massimo di pressione sul terreno (riportato per via grafica sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure) è pari a $\sigma_{t/max} = 1,46 daN / cm^2$:



Pressione massima di contatto fondazione/terreno

La verifica è soddisfatta in quanto il coefficiente di sicurezza vale:

$$FS = \frac{q_{lim}}{\sigma_{t/max}} = 2,0$$

12. ASILO NIDO - CORPO A: VERIFICA SISMICA, CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DI SICUREZZA

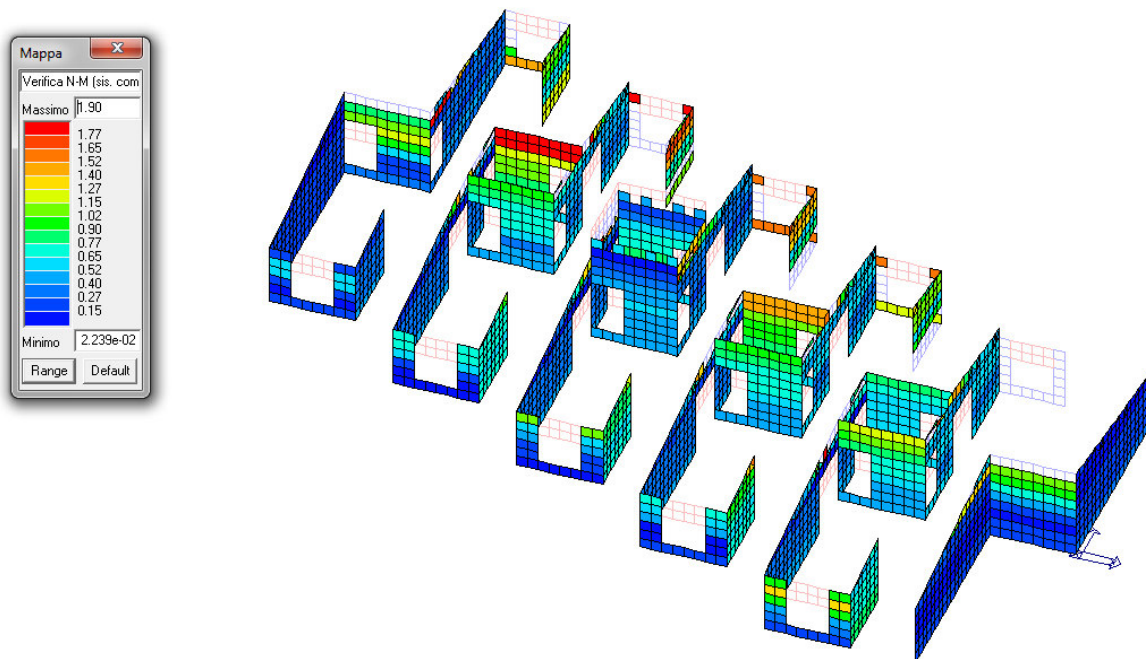
Il calcolo delle sollecitazioni derivanti dal sisma di riferimento effettivamente agenti sull'edificio allo stato di fatto, le verifiche di resistenza degli elementi strutturali esistenti, la valutazione degli interventi da realizzare e la valutazione del grado di miglioramento conseguito, vengono svolti con riferimento ai carichi considerati in dettaglio nell'analisi sviluppata nei Capitoli 7 e 8.

Tramite l'analisi dinamica lineare sviluppata, si individuano gli elementi resistenti alle azioni orizzontali (pareti in muratura) che non soddisfano i criteri di verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita. Infine, si procede al controllo degli spostamenti della struttura sia in termini di spostamenti relativi di interpiano (SLD) che di spostamenti assoluti (SLV) al fine di valutare la congruenza con il giunto strutturale presente tra i vari corpi. Qualora le verifiche non siano soddisfatte, si rende necessaria la progettazione di interventi di miglioramento mediante interventi diffusi. Nel seguito della presente relazione si indicherà una stima degli interventi di miglioramento al fine di garantire un maggiore grado di sicurezza alla struttura.

12.1 Verifiche di resistenza SLV (stato di fatto)

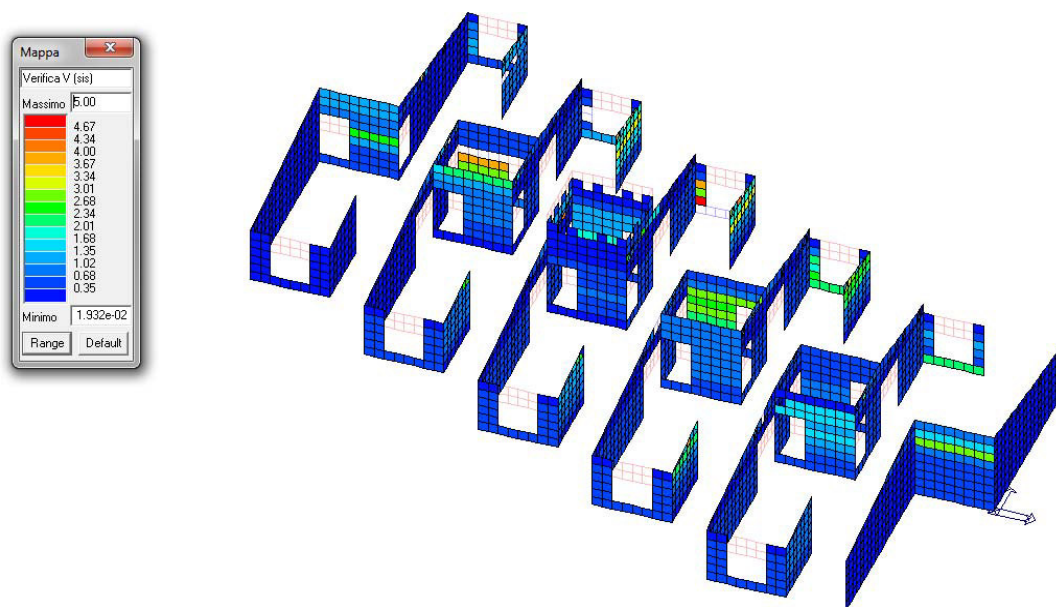
12.1.1 Pareti e fasce in muratura

I valori delle verifiche per le pareti dell'edificio sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure. A causa delle numerose e notevoli forature delle pareti, è stato adottato il criterio di calcolo e verifica per le pareti in muratura riferite ai maschi murari continui da terra in sommità, il criterio di travi di accoppiamento in muratura per le fasce di piano (sopraporta e sottofinestra) che collegano i maschi murari:



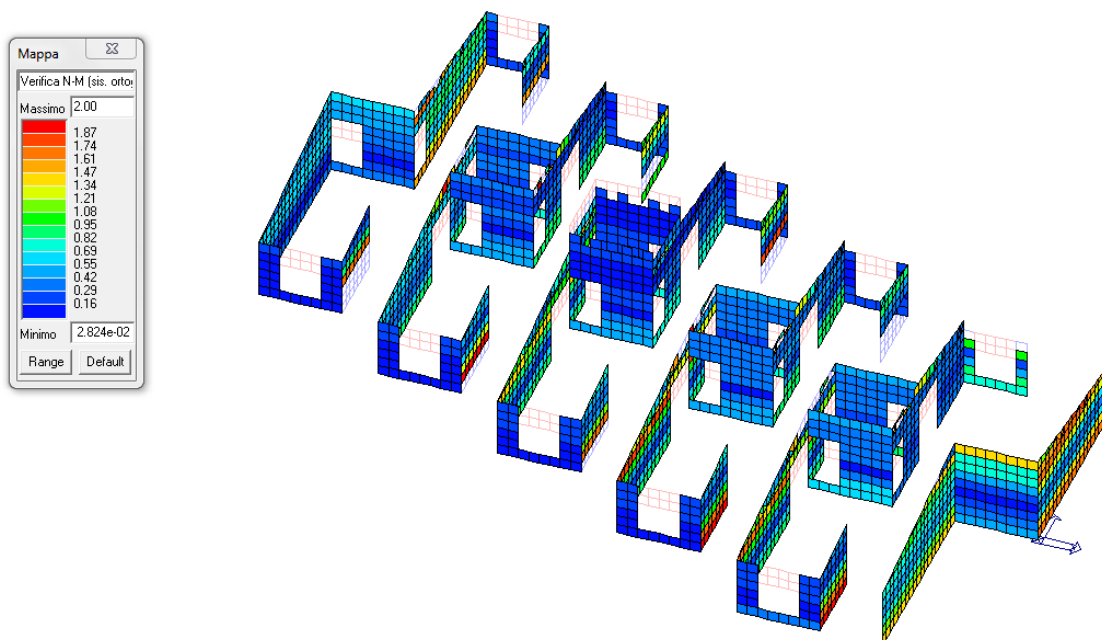
Verifica N/Mp maschi murari

La verifica a pressoflessione nel piano (N/Mp) di alcune porzioni di parete non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1 $I(N / M_p)_{\max} = 1,9$.



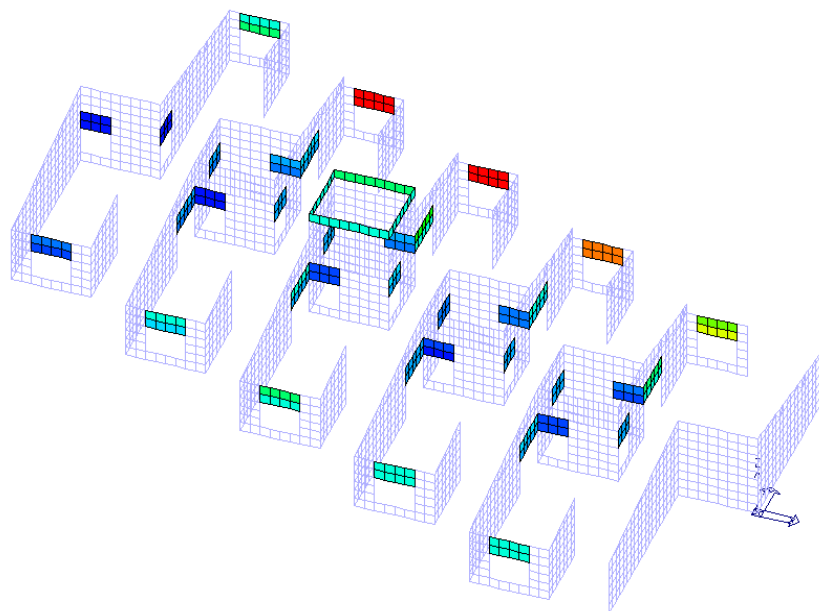
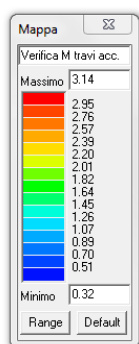
Verifica V maschi murari

La verifica a taglio (V) di alcune porzioni di parete non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(V)_{\max} = 5,0$.



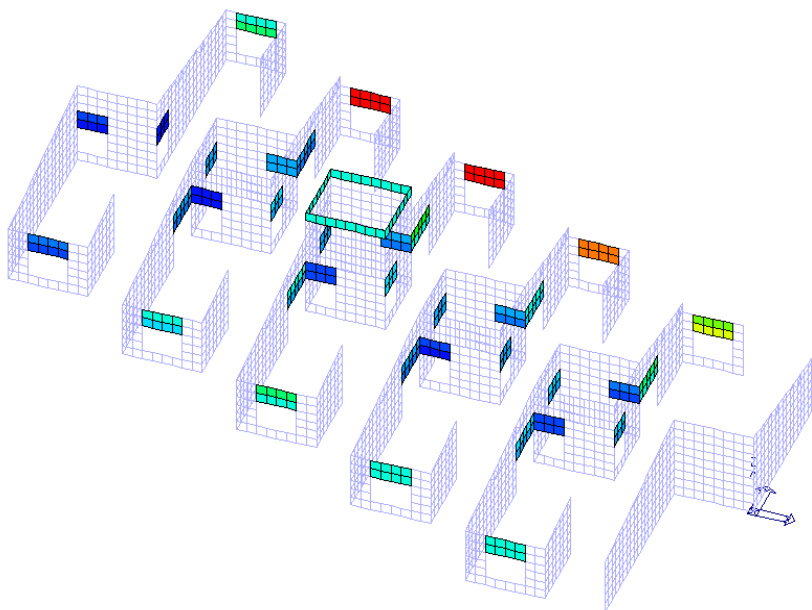
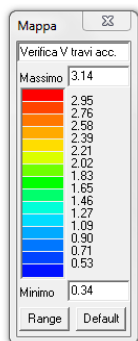
Verifica N/Mo maschi murari

La verifica a pressoflessione fuori dal piano (N/Mo) di alcune porzioni di parete non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(N / M_o)_{\max} = 2,0$.



Verifica M fasce di piano

La verifica a flessione (M) di alcune fasce di piano non è soddisfatta in quanto l'indice è molto maggiore di 1: $I(M)_{\max} = 3,1$.



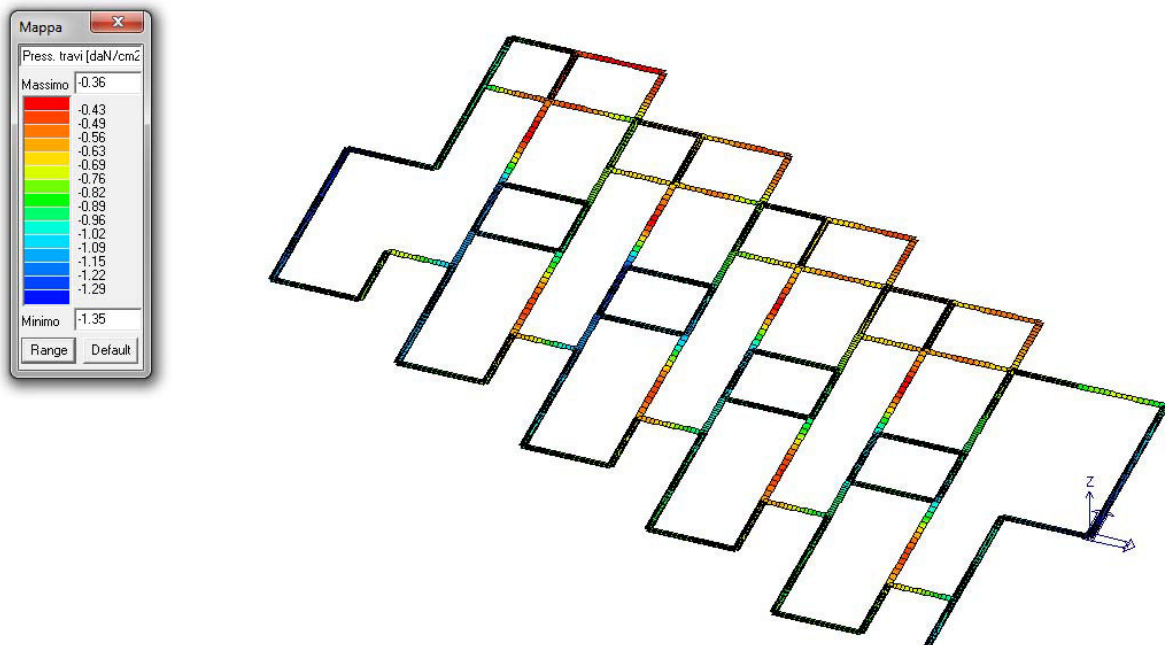
Verifica V fasce di piano

La verifica a taglio (V) di tutte le fasce di piano non è soddisfatta in quanto l'indice è molto maggiore di 1 e non ci sono fasce verificate: $I(V)_{\max} = 3,1$.

12.1.2 Pressione di contatto fondazione/terreno

La valutazione della portanza ultima del terreno (effettuata sulla base dei parametri geologici della relazione geologica) conduce al valore: di circa $q_{lim} \approx 3,0 daN / cm^2$

Ipotizzando che le fondazioni dell'edificio in muratura consistano in un allargamento dello spessore dei setti in muratura a piano seminterrato, si è effettuata la modellazione equivalente con travi che distribuiscano il carico sul terreno. Considerando che da modello il valore massimo di pressione sul terreno (riportato per via grafica sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure) è pari a $\sigma_{t/max} = 1,35 daN / cm^2$:



Pressione massima di contatto fondazione/terreno

La verifica è soddisfatta in quanto il coefficiente di sicurezza vale:

$$FS = \frac{q_{lim}}{\sigma_{t/max}} = 2,2$$

12.2 Verifiche di deformabilità SLD (stato di fatto)

Lo spostamento limite di interpiano ricavabile dalla normativa (CM617 paragrafo C8.7.1.4) vale:

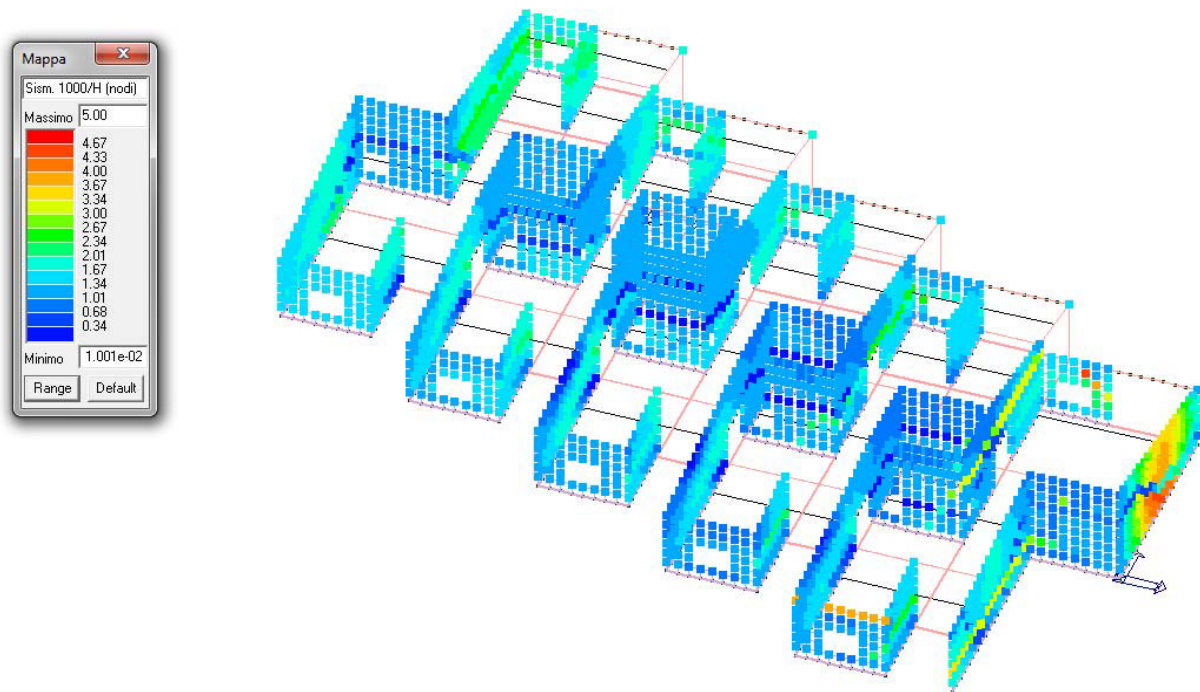
$$d_u = 0,003h, \text{ dove}$$

d_u lo spostamento di interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e di quello inferiore,

h altezza di piano.

12.2.1 Spostamento di interpiano in direzione x

La verifica non è soddisfatta in quanto lo spostamento massimo di interpiano in direzione x è maggiore dello 0,3%, così come è mostrato nella figura seguente:

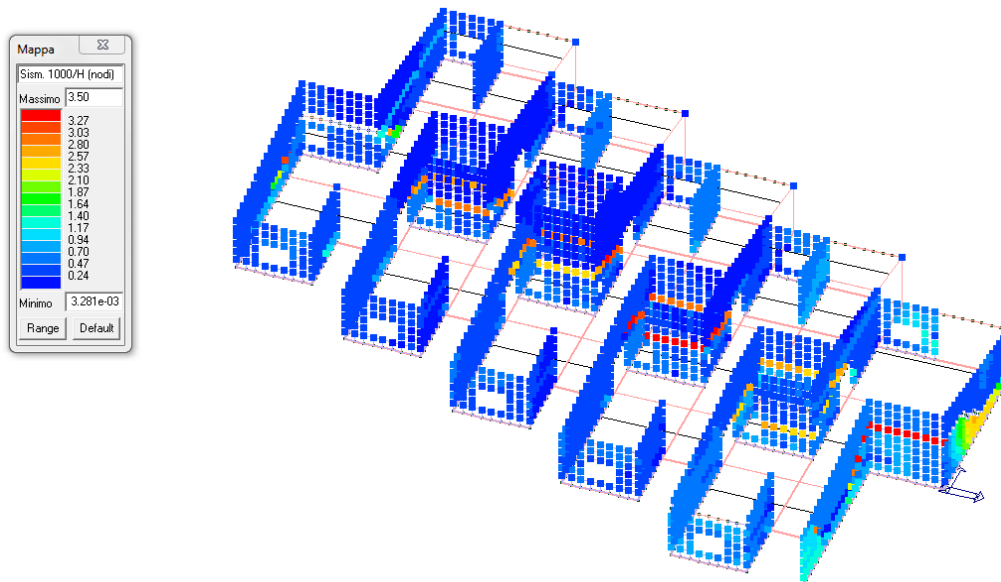


Valori dello spostamento massimo di interpiano in direzione x allo SLD

$$\delta_{\max-rel-x} = 0,5\% > 0,3\% \quad \text{spostamento di interpiano lungo x}$$

12.2.2 Spostamento di interpiano in direzione y

La verifica non è soddisfatta in quanto lo spostamento massimo di interpiano in direzione y è maggiore dello 0,3%, così come è mostrato nella figura seguente:

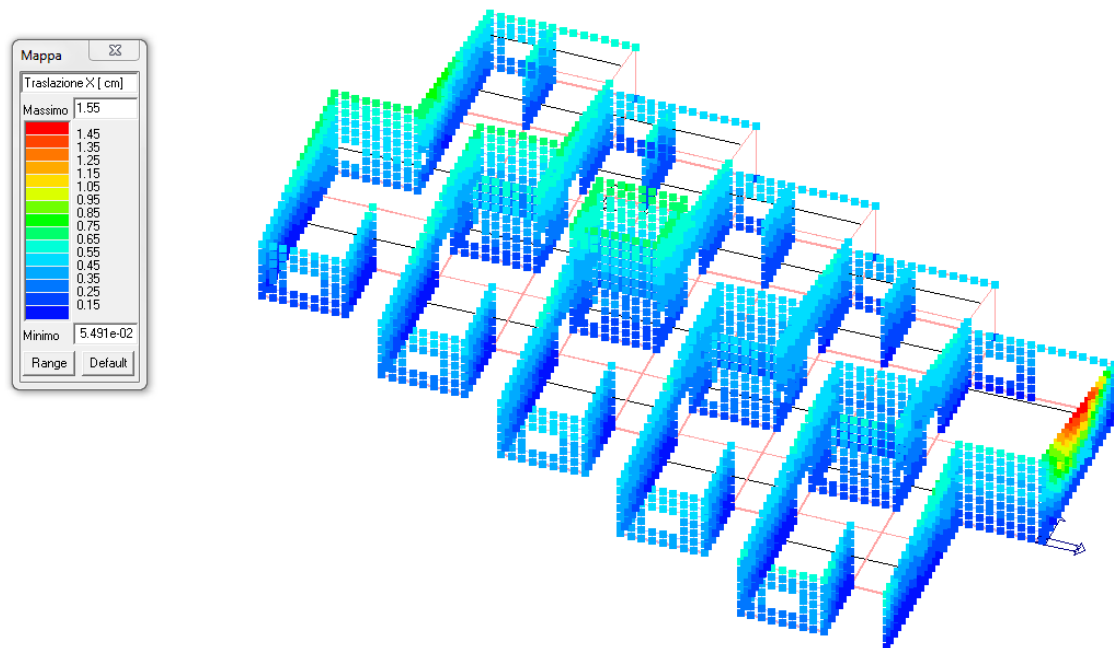


Valori dello spostamento massimo di interpiano in direzione y allo SLD

$$\delta_{\max-rel-y} = 0,35\% > 0,3\% \quad \text{spostamento di interpiano lungo y}$$

12.3 Spostamento massimo SLV (giunto strutturale)

Al fine di valutare le possibili interazioni tra unità strutturali adiacenti (punto 2, allegato 3 alla Delibera di Giunta RER 1154/2010), si riporta di seguito il calcolo del valore massimo dello spostamento allo SLV utilizzando il sisma di riferimento.



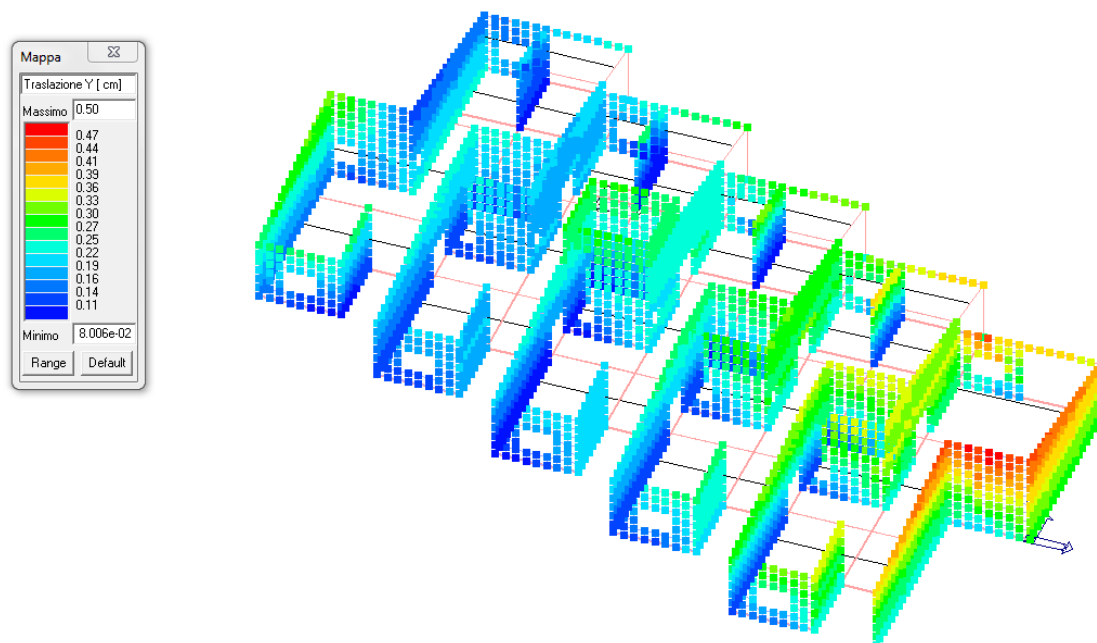
Spostamento massimo (sisma x)

Il valore dello spostamento massimo allo SLV in direzione x è pari a:

$$\delta_x = q \cdot \delta_{x-\max} = 2,25 \cdot 1,55 = 3,5 \text{ cm} .$$

Il DM08 (capitolo 7.2.2) prescrive che la distanza tra costruzioni contigue debba essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, e in ogni caso la distanza tra due punti che si fronteggiano non può essere inferiore ad 1/100 della quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per $a_g \cdot S / 0,5g$.

L'edificio è giuntato dagli altri corpi del complesso scolastico, da un giunto pari ad almeno 20cm, valore sufficiente per trascurare l'ipotesi di martellamento tra strutture adiacenti.



Spostamento massimo (sisma y)

Il valore dello spostamento massimo allo SLV in direzione y è pari a:

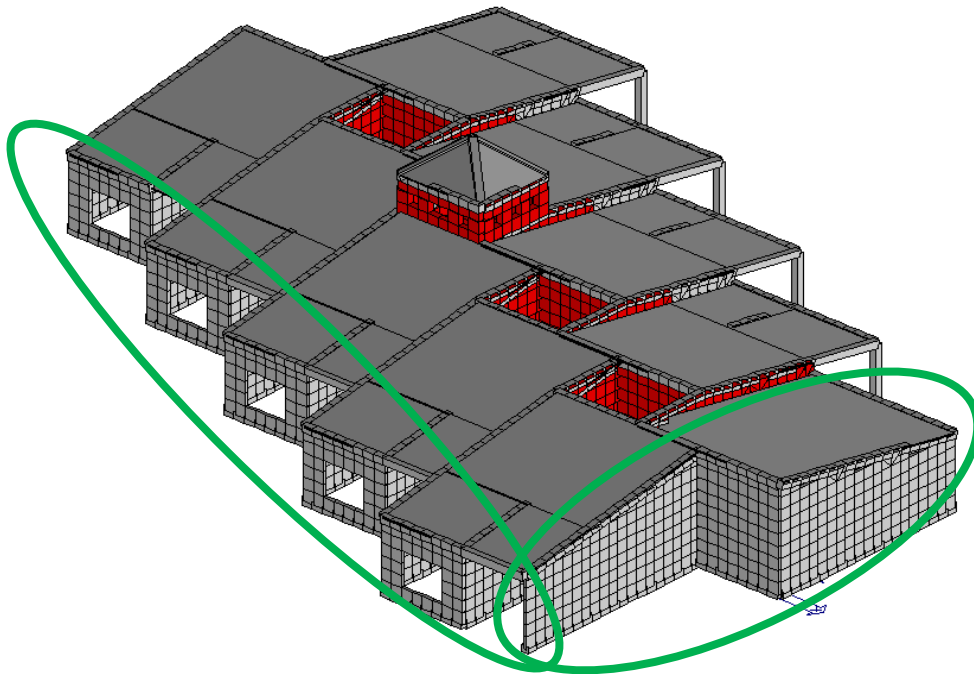
$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 2,25 \cdot 0,50 = 1,1 \text{ cm} .$$

L'edificio in direzione y non ha edifici contigui, quindi non presenta problemi di martellamento.

13. ASILO NIDO - CORPO A: PROPOSTA DI INTERVENTO DA REALIZZARE AL FINE DI OTTENERE UN MIGLIORAMENTO NEL COMPORTAMENTO SISMICO DELLA STRUTTURA

L'intervento di miglioramento globale che si propone da realizzare nell'edificio al fine di aumentare il grado di sicurezza nei confronti delle azioni del sisma e di ottenere una più uniforme distribuzione di tali azioni negli elementi resistenti (pareti), è il seguente:

- consolidamento di alcune pareti in muratura mediante intonaco armato dello spessore di 5 cm da ciascun lato della parete.



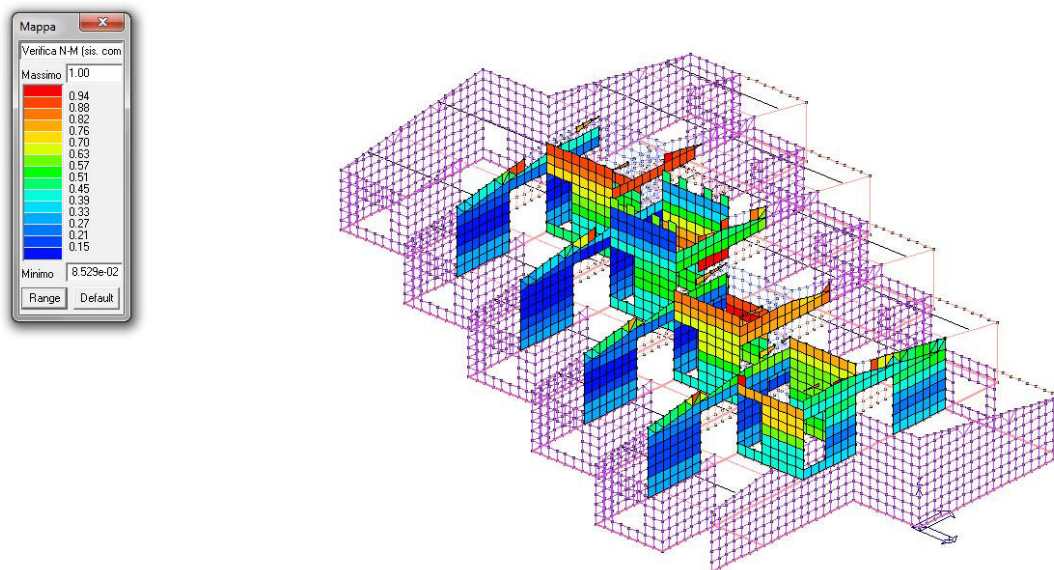
Possibile placcaggio delle pareti in muratura esistenti in direzione x e y (cerchio verde)

Nel seguito si effettuano le verifiche della struttura con le pareti di muratura placcate, e si riporta il grado di miglioramento introdotto con l'intervento proposto.

13.1 Verifiche di resistenza SLV (post-miglioramento)

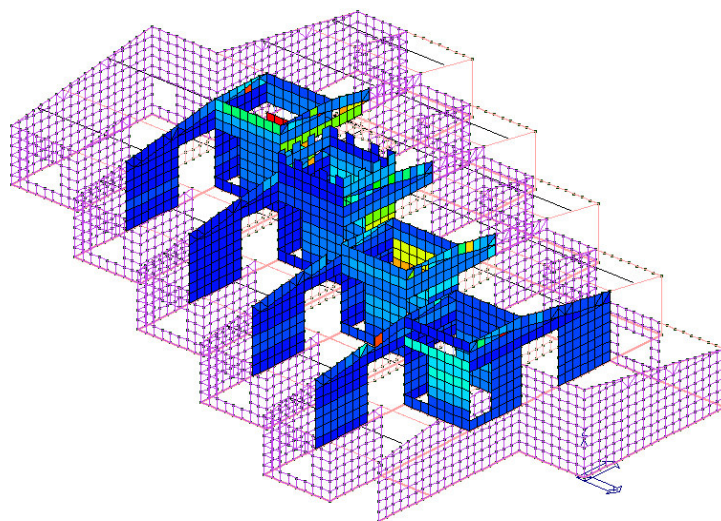
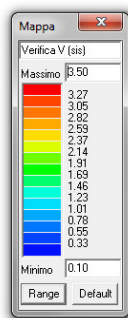
13.1.1 Pareti e fasce in muratura

I valori delle verifiche SLV per le pareti dell'edificio a seguito della messa in opera dell'intervento proposto sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:



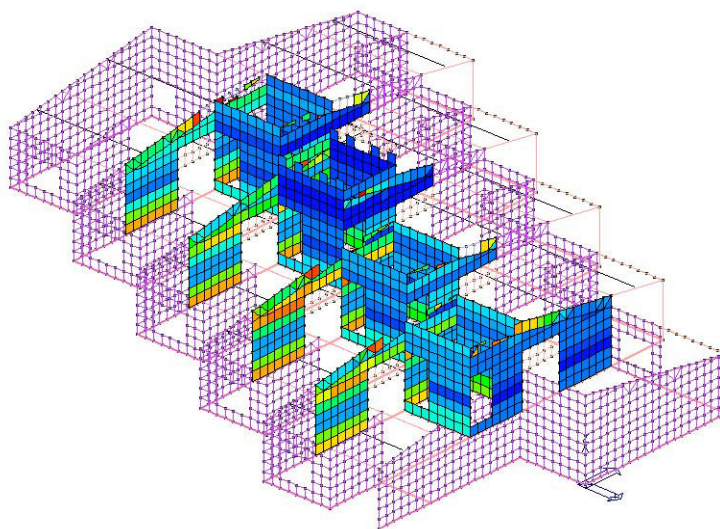
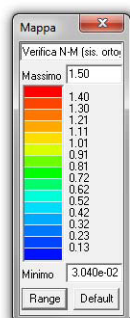
Verifica N/Mp maschi murari

L'indice di pressoflessione nel piano (N/Mp) è uguale a 1, ed è minore dell'indice ottenuto nell'edificio privo del sistema placcaggio delle pareti in muratura $I(N/M_p)_{\max} = 1,0$. Il miglioramento ottenuto è pari a circa il 20%.



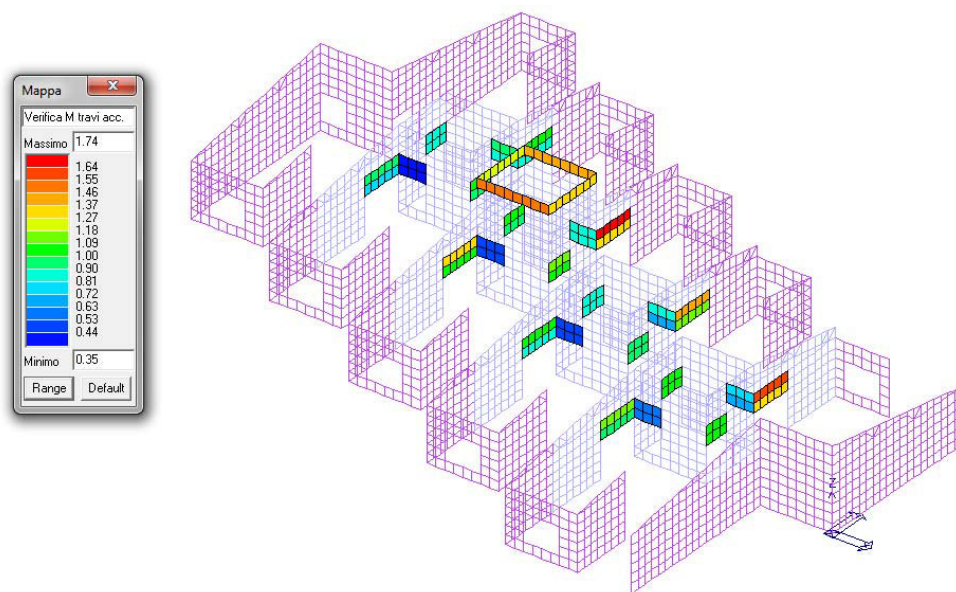
Verifica V maschi murari

L'indice (V) è sempre maggiore di 1 ma è minore dell'indice ottenuto nell'edificio privo del sistema di miglioramento $I(V)_{\max} = 3,5$. Il miglioramento ottenuto è pari a circa il 40%.



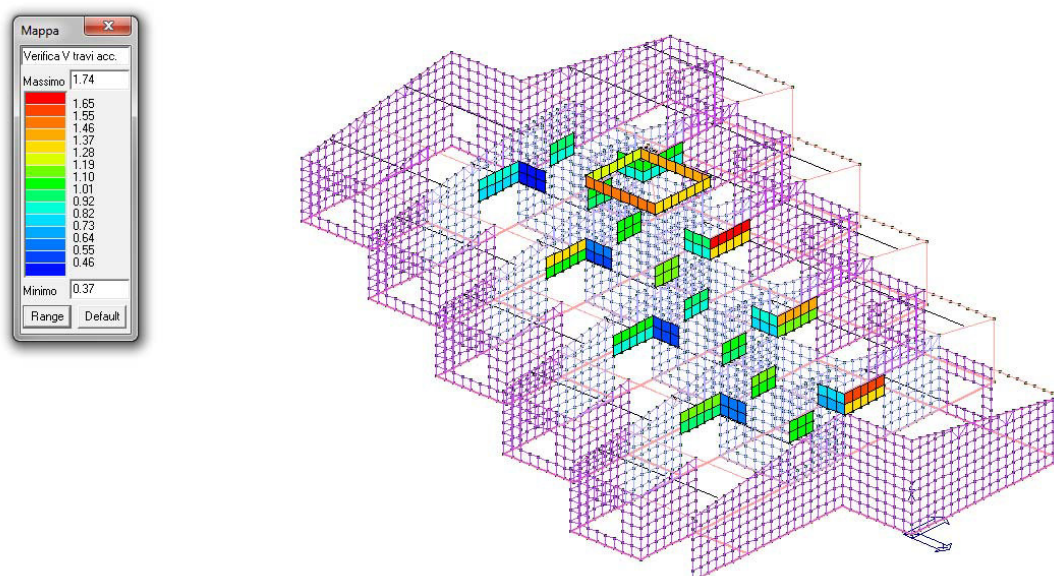
Verifica N/Mo maschi murari

L'indice di pressoflessione fuori dal piano (N/Mo) è sempre maggiore di 1 ma è minore dell'indice ottenuto nell'edificio privo del sistema placcaggio delle pareti in muratura $I(N / M_o)_{\max} = 1,50$. Il miglioramento ottenuto è pari a circa il 33%.



Verifica M fasce di piano

L'indice a flessione (M) è sempre maggiore di 1 ma è minore dell'indice ottenuto nell'edificio privo del sistema placcaggio delle pareti in muratura $I(M)_{\max} = 1,7$. Il miglioramento ottenuto è pari a circa il 80%.



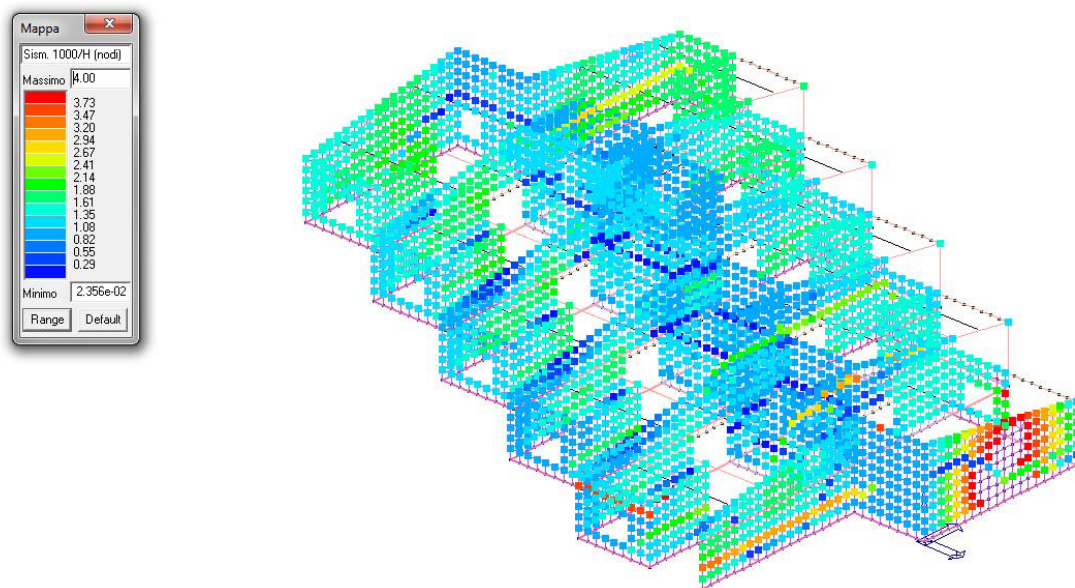
Verifica V fasce di piano

L'indice a taglio (V) è sempre maggiore di 1 ma è minore dell'indice ottenuto nell'edificio privo del sistema placcaggio delle pareti in muratura $I(V)_{\max} = 1,7$. Il miglioramento ottenuto è pari a circa il 82%.

13.2 Verifiche di deformabilità SLD (post-miglioramento)

13.2.1 Spostamento di interpiano in direzione x

La verifica non è soddisfatta in quanto lo spostamento massimo di interpiano in direzione x è maggiore dello 0,3%, così come è mostrato nella figura seguente:



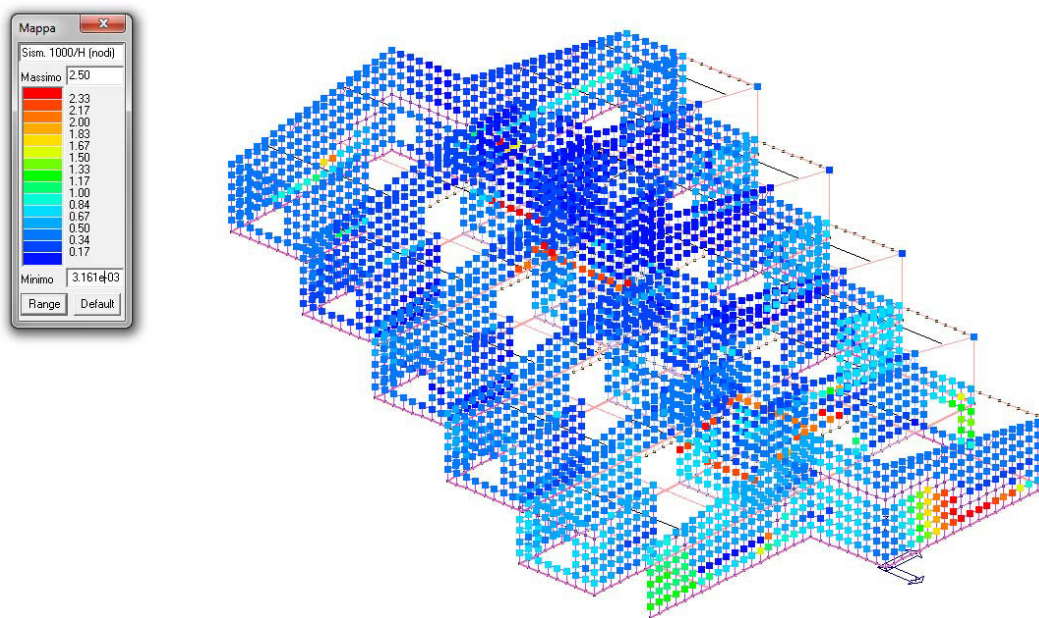
Valori dello spostamento massimo longitudinale di interpiano in direzione x allo SLD

$$\delta_{\max-rel-x-migliorato} = 0,4\% > 0,3\% \quad \text{spostamento di interpiano lungo x}$$

Inoltre, il valore trovato a seguito del miglioramento è minore di quello ottenuto per la struttura allo stato di fatto $\delta_{\max-rel-x-migliorato} = 0,40\% < 0,50\%$. Il miglioramento ottenuto è pari a circa il 55%.

13.2.2 Spostamento di interpiano in direzione y

La verifica è soddisfatta in quanto lo spostamento massimo di interpiano in direzione y è minore dello 0,3%, così come è mostrato nella figura seguente:



Valori dello spostamento massimo longitudinale di interpiano in direzione y allo SLD

$$\delta_{\max-rel-y-migliorato} = 0,15\% < 0,3\% \quad \text{spostamento di interpiano lungo y}$$

Inoltre, il valore trovato a seguito del miglioramento è minore di quello ottenuto per la struttura allo stato di fatto $\delta_{\max-rel-y-migliorato} = 0,15\% < 0,35\%$. Il miglioramento ottenuto è pari a circa il 130%.

13.3 Stima dell'incremento di capacità conseguibile con la proposta di intervento

Sulla base dei risultati ottenuti nella verifica SLV a seguito della realizzazione dell'intervento di miglioramento, l'incremento di capacità viene valutato sia in termini di accelerazione al suolo che in termini di periodo di ritorno.

Di seguito si evidenzia la sintesi dei risultati ottenuti dall'analisi effettuata, riportata nel dettaglio all'interno dell'Allegato 5 alla presente relazione:

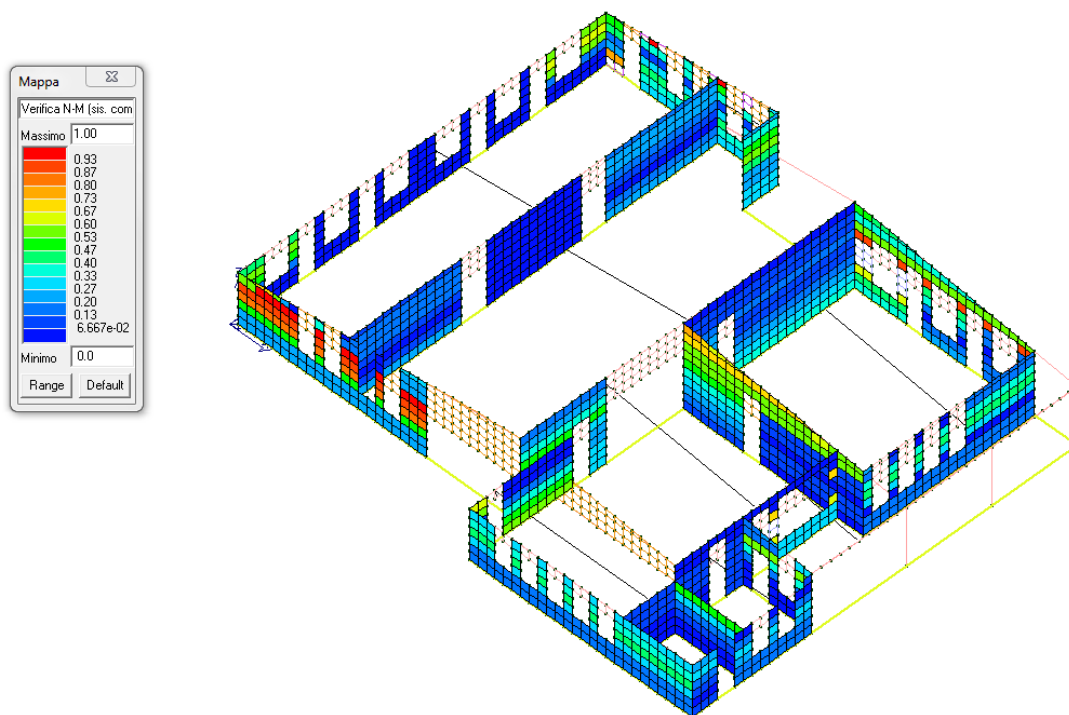
- SLV: il primo meccanismo che si genera a seguito del miglioramento è quello di rottura a taglio delle pareti in muratura, cui corrisponde una accelerazione pari a $a_{g-SLV} = 0,060g$ e un periodo di ritorno pari a $T_{R-SLV} = 60$ anni
- SLD: il primo danneggiamento della parti non strutturali che si genera a seguito del miglioramento avviene ad una accelerazione pari a $a_{g-SLD} = 0,070g$ e un periodo di ritorno pari a $T_{R-SLD} = 70$ anni

14. SCUOLA MATERNA - CORPO B: VERIFICA STATICA, CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DI SICUREZZA

Nel seguito si effettua la verifica nei confronti dei carichi statici sulle strutture orizzontali e verticali al fine di evidenziare eventuali incompatibilità con le prevedibili (ed attuali) condizioni di esercizio della struttura scolastica. Sono state analizzati solo gli elementi verticali, in quanto non è stato possibile effettuare prove ed ispezioni su solai di piano e coperture.

14.1 Pareti e fasce di piano in muratura

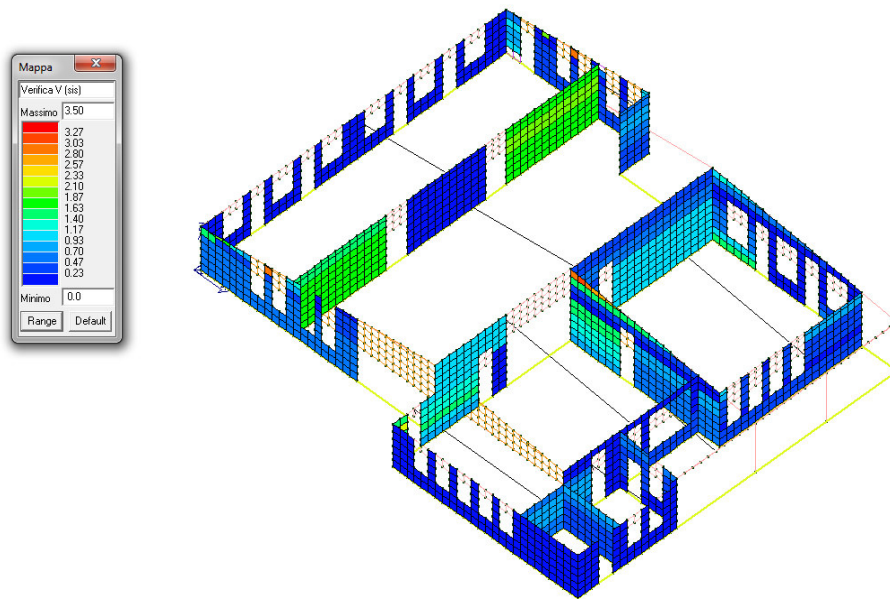
I valori delle verifiche per le pareti dell'edificio sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure. A causa delle numerose e notevoli forature delle pareti, è stato adottato il criterio di calcolo e verifica per le pareti in muratura riferite ai maschi murari continui da terra in sommità, il criterio di travi di accoppiamento in muratura per le fasce di piano (sopraporta e sottofinestra) che collegano i maschi murari:



Verifica N/Mp maschi murari

Il coefficiente di sicurezza vale 1 (se fosse ≤ 1 si attiverebbe il meccanismo di rottura a

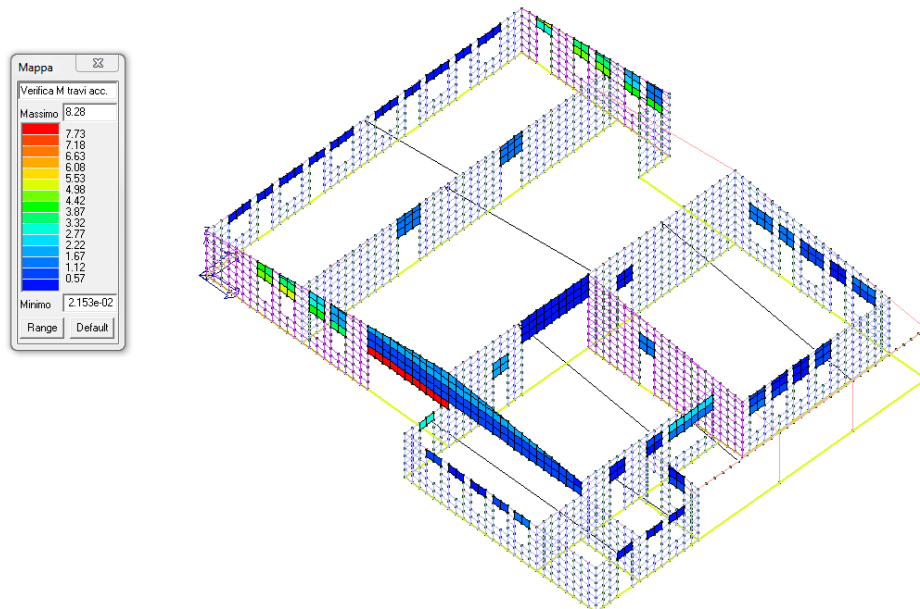
pressoflessione nel piano N/Mp delle pareti): $FS = \frac{(N / M_p)_u}{(N / M_p)_d} = 1,0$



Verifica V maschi murari

Il coefficiente di sicurezza delle pareti è minore di 1, quindi potrebbe innescarsi il meccanismo di

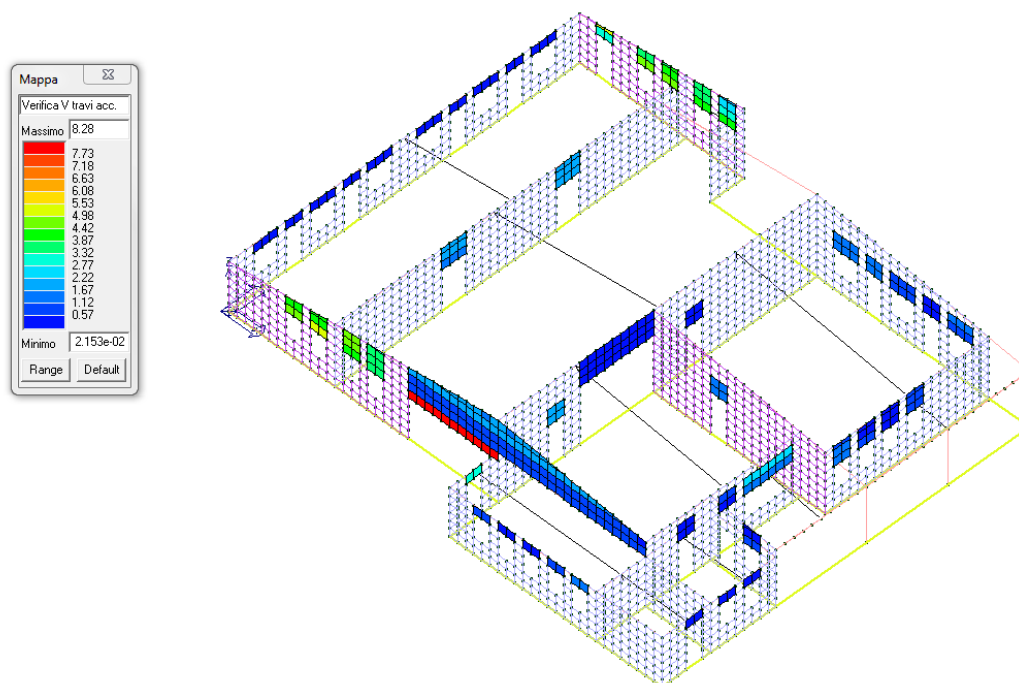
rottura a taglio V nel piano delle pareti: $FS = \frac{(V)_u}{(V)_d} = 0,28$



Verifica M fasce di piano

I punti critici, ovviamente, sono proprio le fasce di piano in muratura che collegano i maschi

murari. Il coefficiente di sicurezza a flessione è minore di 1 per alcune fasce: $FS = \frac{(M)_u}{(M)_d} < 1,0$



Verifica V fasce di piano

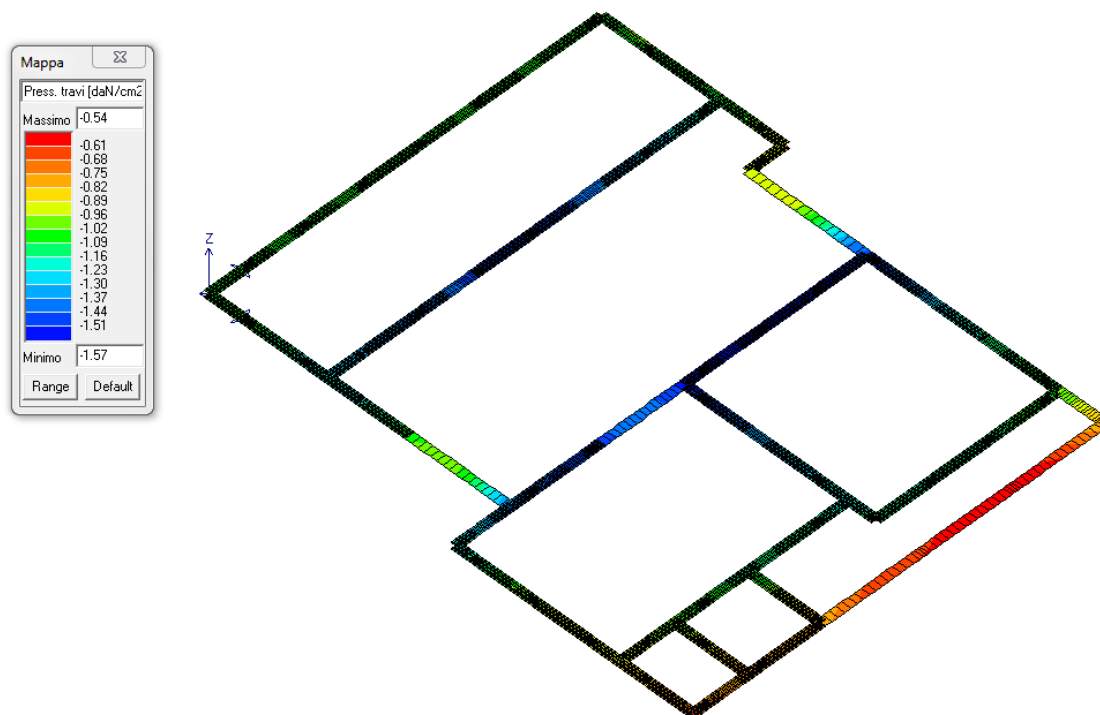
I punti critici, ovviamente, sono proprio le fasce di piano in muratura che collegano i maschi murari. Il coefficiente di sicurezza a taglio è minore di 1 per alcune fasce:

$$FS = \frac{(V)_u}{(V)_d} < 1,0$$

14.2 Pressione di contatto fondazione/terreno

La valutazione della portanza ultima del terreno (effettuata sulla base dei parametri geologici della relazione geologica) conduce al valore: di circa $q_{lim} \approx 3,0 daN / cm^2$

Ipotizzando che le fondazioni dell'edificio in muratura consistano in un allargamento dello spessore dei setti in muratura a piano terra, si è effettuata la modellazione equivalente con travi che distribuiscano il carico sul terreno. Considerando che da modello il valore massimo di pressione sul terreno (riportato per via grafica sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure) è pari a $\sigma_{t/max} = 1,57 daN / cm^2$:



Pressione massima di contatto fondazione/terreno

La verifica è soddisfatta in quanto il coefficiente di sicurezza vale:

$$FS = \frac{q_{lim}}{\sigma_{t/max}} = 2,0$$

15. SCUOLA MATERNA - CORPO B: VERIFICA SISMICA, CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DI SICUREZZA

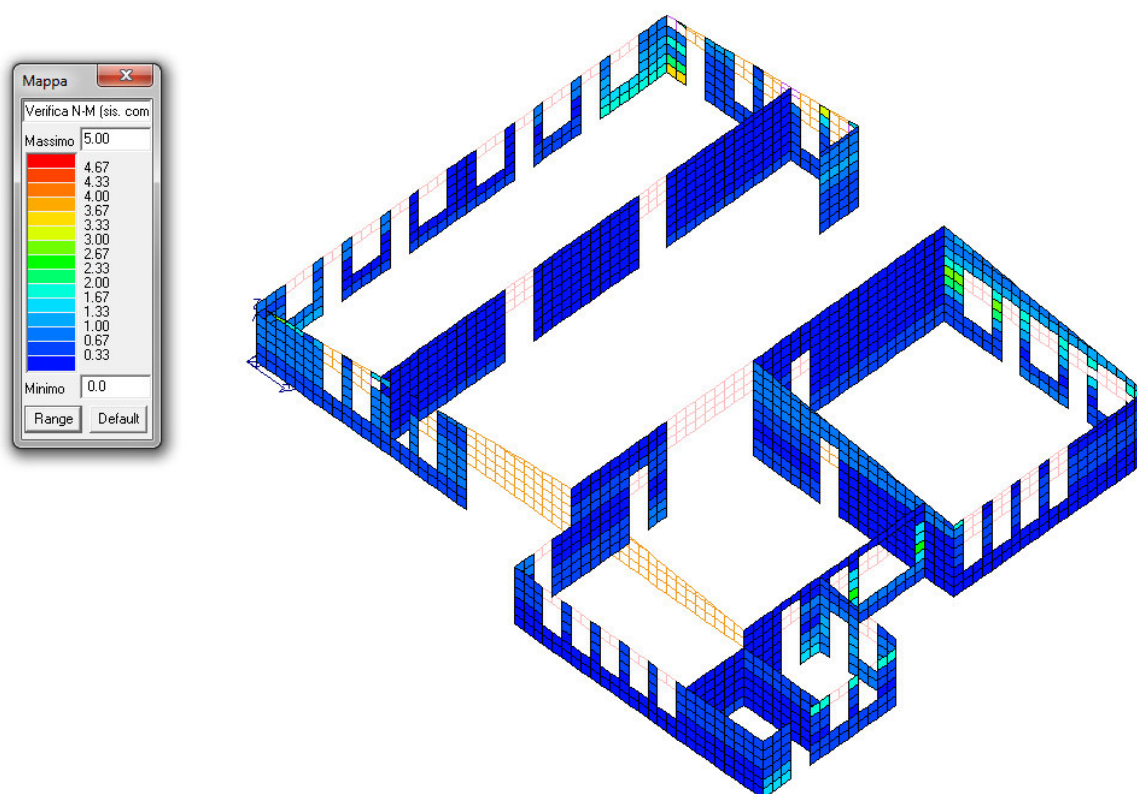
Il calcolo delle sollecitazioni derivanti dal sisma di riferimento effettivamente agenti sull'edificio allo stato di fatto, le verifiche di resistenza degli elementi strutturali esistenti, la valutazione degli interventi da realizzare e la valutazione del grado di miglioramento conseguito, vengono svolti con riferimento ai carichi considerati in dettaglio nell'analisi sviluppata nei Capitoli 7 e 8.

Tramite l'analisi dinamica lineare sviluppata, si individuano gli elementi resistenti alle azioni orizzontali (pareti in muratura) che non soddisfano i criteri di verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita. Infine, si procede al controllo degli spostamenti della struttura sia in termini di spostamenti relativi di interpiano (SLD) che di spostamenti assoluti (SLV) al fine di valutare la congruenza con il giunto strutturale presente tra i vari corpi. Qualora le verifiche non siano soddisfatte, si rende necessaria la progettazione di interventi di miglioramento mediante interventi diffusi. Nel seguito della presente relazione si indicherà una stima degli interventi di miglioramento al fine di garantire un maggiore grado di sicurezza alla struttura.

15.1 Verifiche di resistenza SLV (stato di fatto)

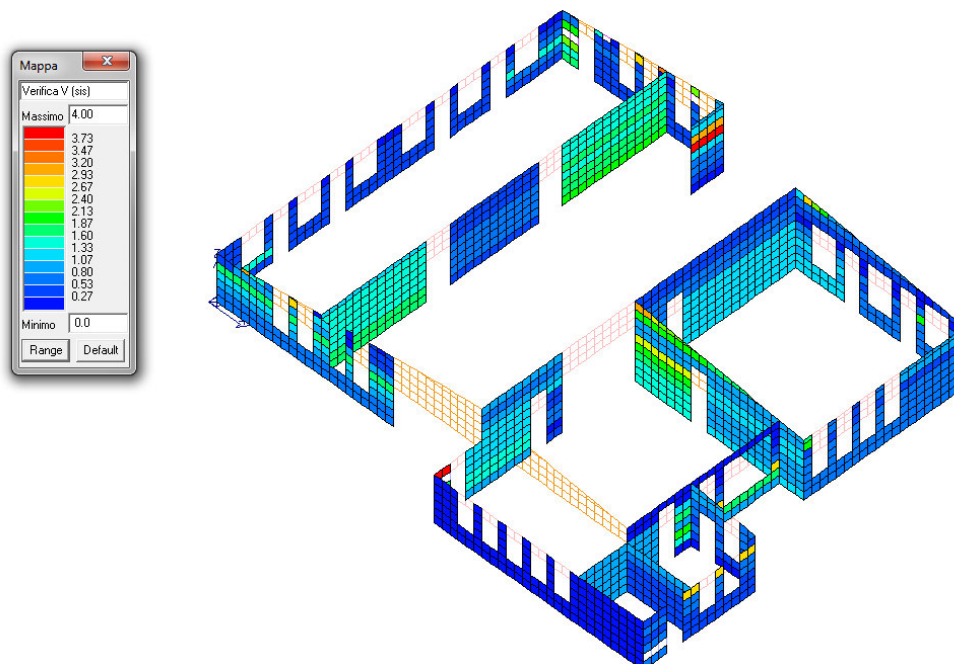
15.1.1 Pareti e fasce in muratura

I valori delle verifiche per le pareti dell'edificio sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure. A causa delle numerose e notevoli forature delle pareti, è stato adottato il criterio di calcolo e verifica per le pareti in muratura riferite ai maschi murari continui da terra in sommità, il criterio di travi di accoppiamento in muratura per le fasce di piano (sopraporta e sottofinestra) che collegano i maschi murari:



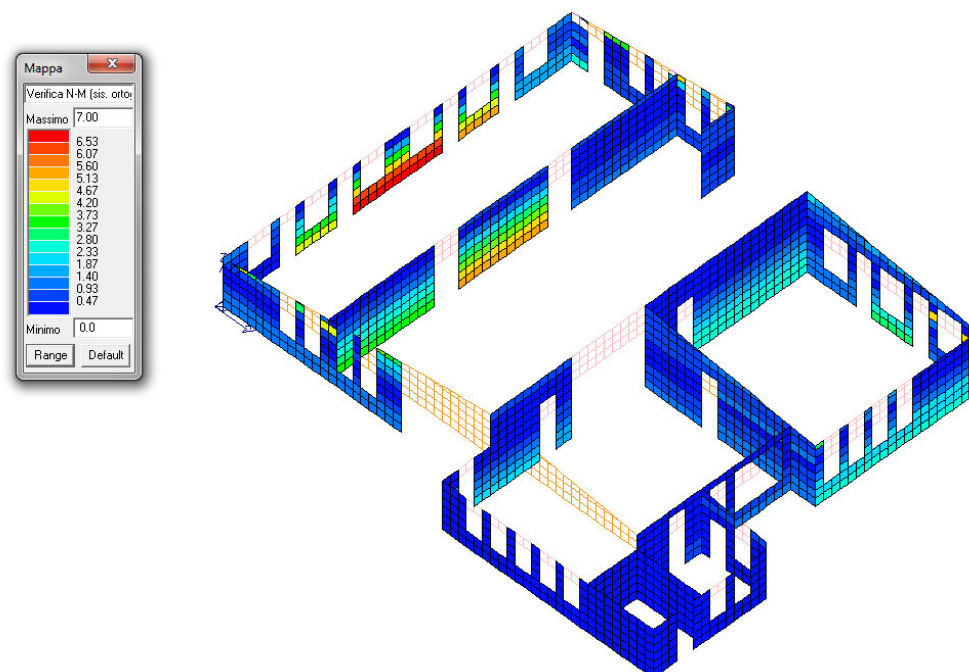
Verifica N/Mp maschi murari

La verifica a pressoflessione nel piano (N/Mp) di alcune porzioni di parete non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1 $I(N / M_p)_{\max} = 5,0$.



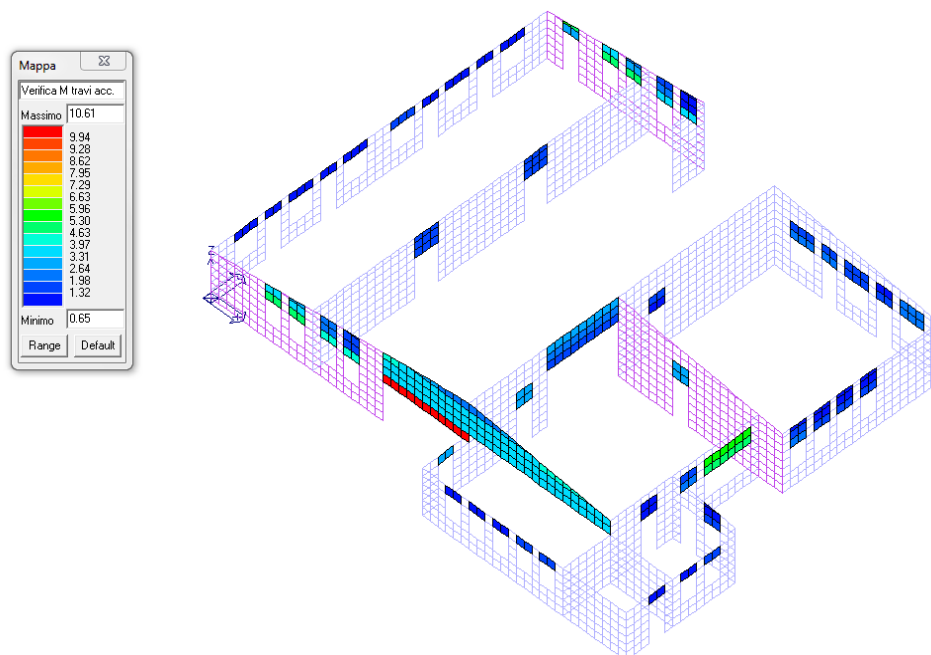
Verifica V maschi murari

La verifica a taglio (V) di alcune porzioni di parete non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(V)_{\max} = 4,0$.



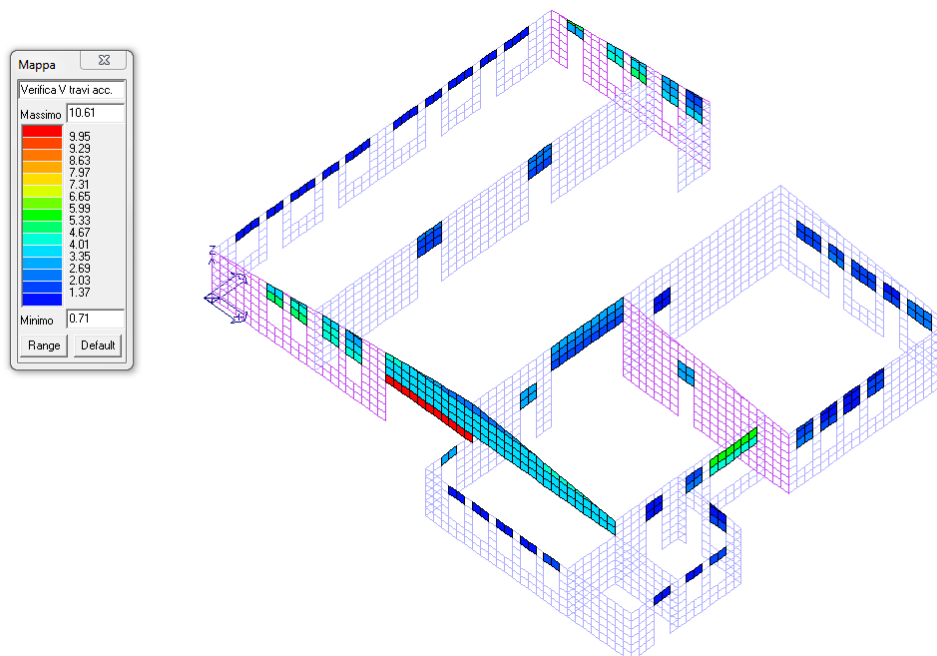
Verifica N/Mo maschi murari

La verifica a pressoflessione fuori dal piano (N/Mo) di alcune porzioni di parete non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(N / M_o)_{\max} = 7,0$.



Verifica M fasce di piano

La verifica a flessione (M) di alcune fasce di piano non è soddisfatta in quanto l'indice è molto maggiore di 1: $I(M)_{\max} = 10,6$.



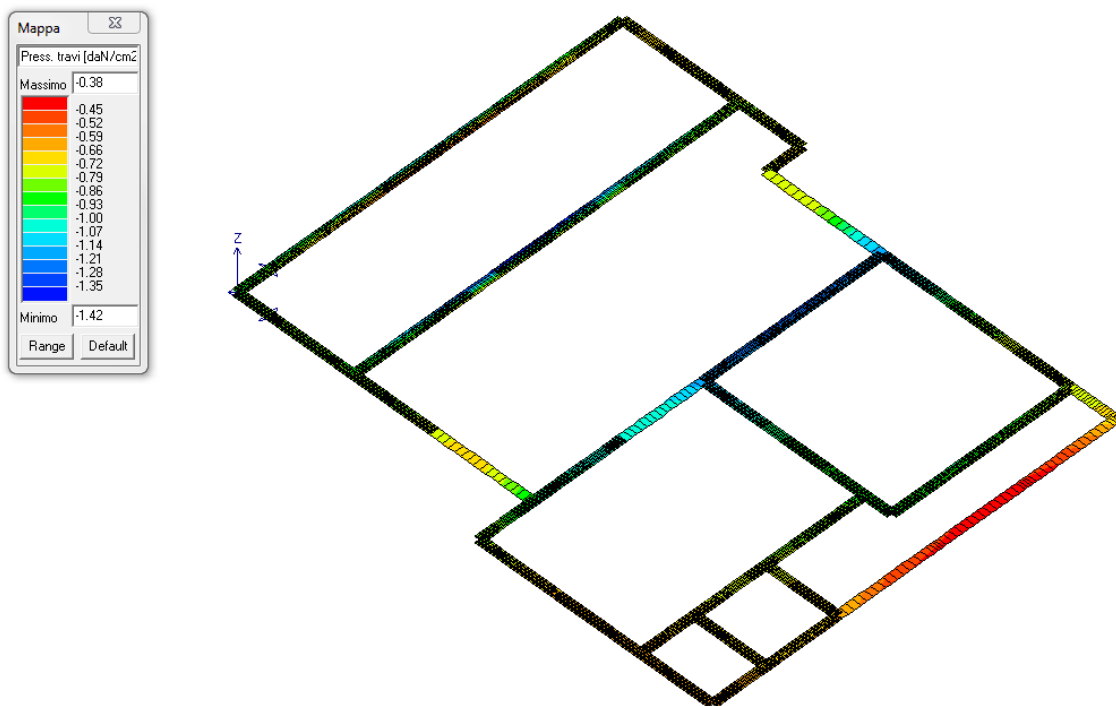
Verifica V fasce di piano

La verifica a taglio (V) di alcune fasce di piano non è soddisfatta in quanto l'indice è molto maggiore di 1 e non ci sono fasce verificate: $I(V)_{\max} = 10,6$.

15.1.2 Pressione di contatto fondazione/terreno

La valutazione della portanza ultima del terreno (effettuata sulla base dei parametri geologici della relazione geologica) conduce al valore: di circa $q_{lim} \simeq 3,0 daN / cm^2$

Ipotizzando che le fondazioni dell'edificio in muratura consistano in un allargamento dello spessore dei setti in muratura a piano seminterrato, si è effettuata la modellazione equivalente con travi che distribuiscano il carico sul terreno. Considerando che da modello il valore massimo di pressione sul terreno (riportato per via grafica sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure) è pari a $\sigma_{t/max} = 1,42 daN / cm^2$:



Pressione massima di contatto fondazione/terreno

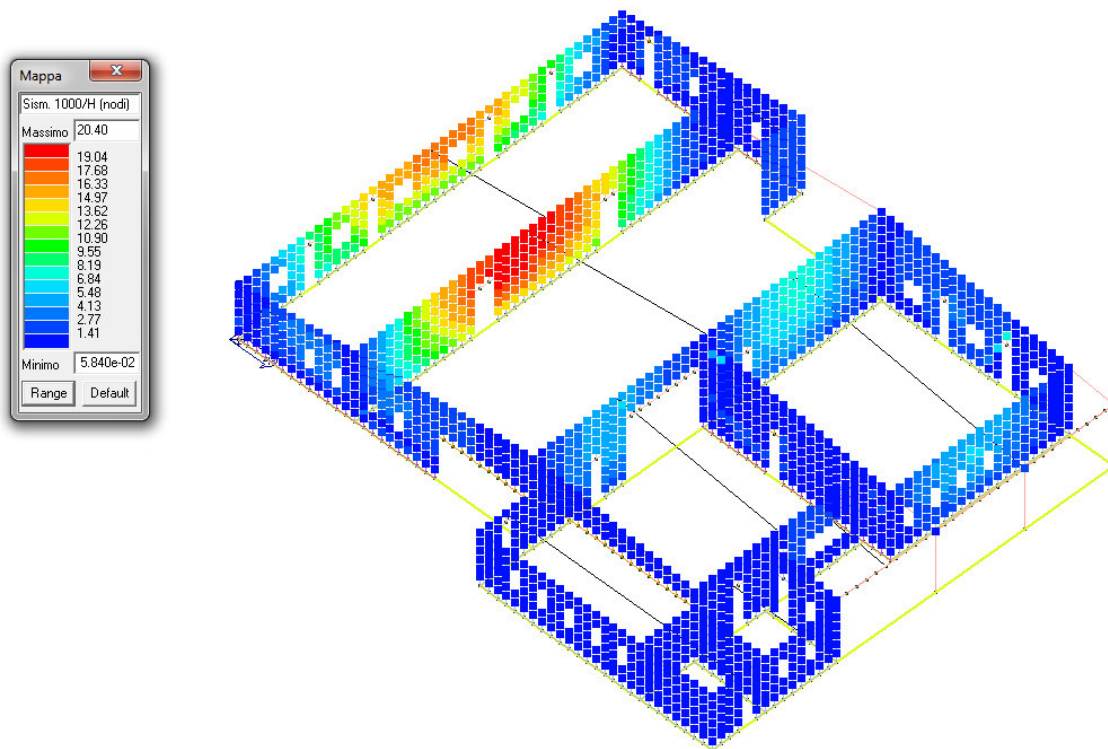
La verifica è soddisfatta in quanto il coefficiente di sicurezza vale:

$$FS = \frac{q_{lim}}{\sigma_{t/max}} = 2,1$$

15.2 Verifiche di deformabilità SLD (stato di fatto)

15.2.1 Spostamento di interpiano in direzione x

La verifica non è soddisfatta in quanto lo spostamento massimo di interpiano in direzione x è maggiore dello 0,3%, così come è mostrato nella figura seguente:

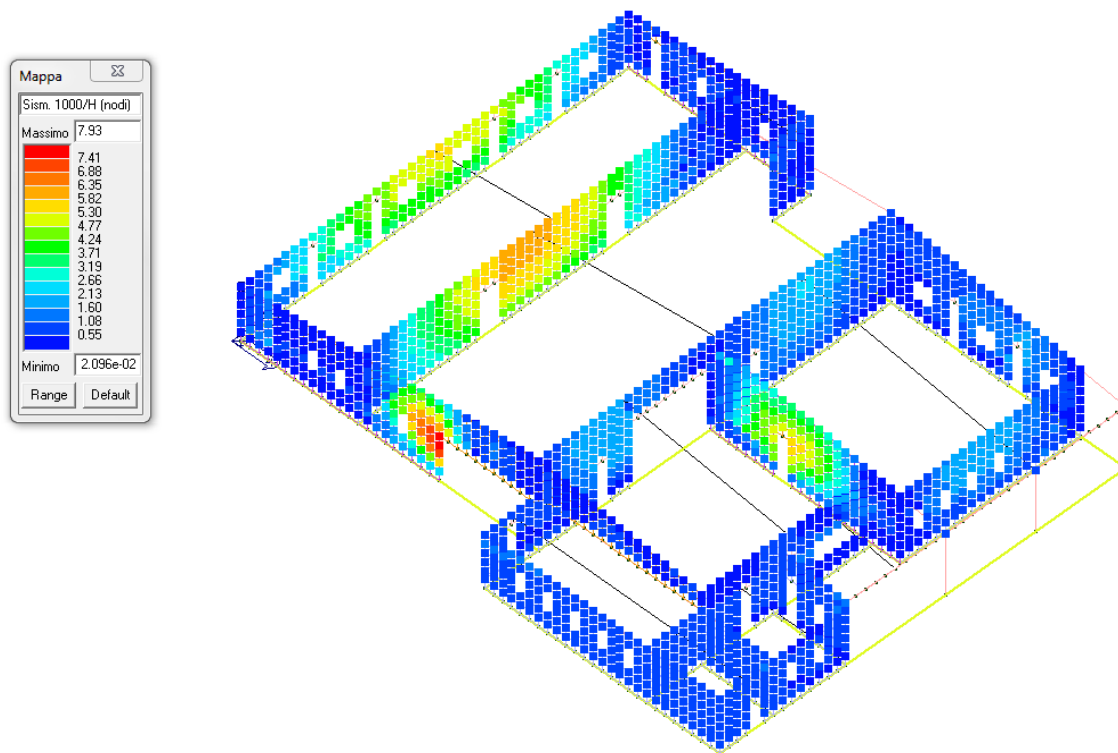


Valori dello spostamento massimo di interpiano in direzione x allo SLD

$$\delta_{\max-rel-x} = 2,0\% > 0,3\% \quad \text{spostamento di interpiano lungo x}$$

15.2.2 Spostamento di interpiano in direzione y

La verifica non è soddisfatta in quanto lo spostamento massimo di interpiano in direzione y è maggiore dello 0,3%, così come è mostrato nella figura seguente:

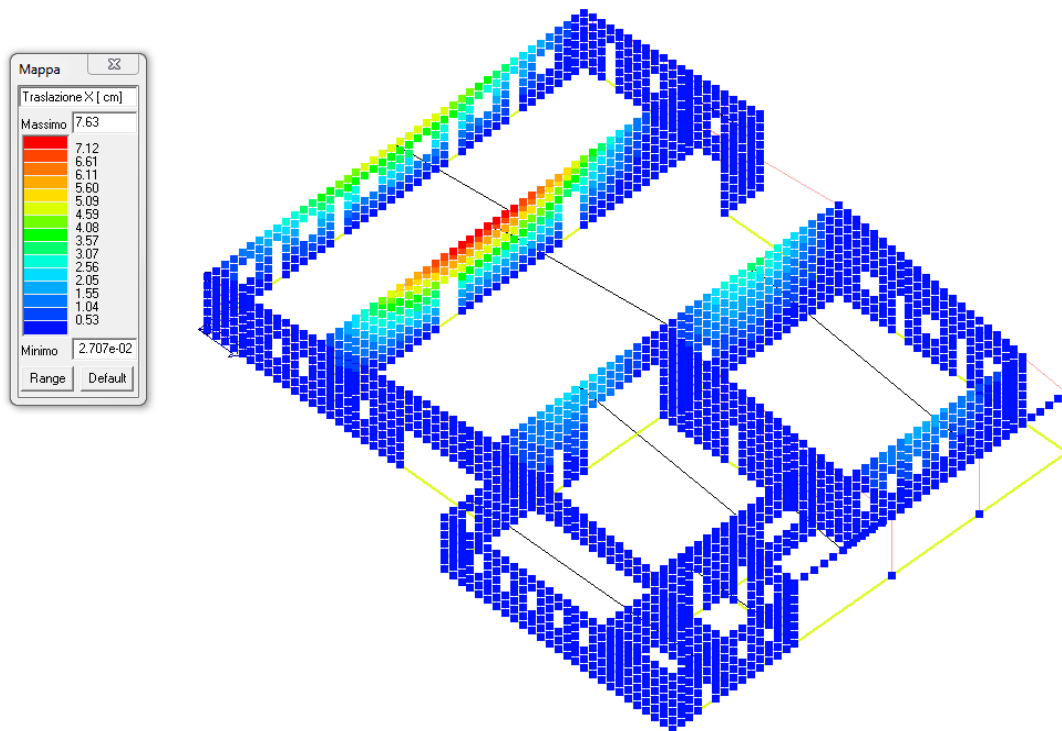


Valori dello spostamento massimo di interpiano in direzione y allo SLD

$$\delta_{\max-rel-y} = 0,8\% > 0,3\% \quad \text{spostamento di interpiano lungo y}$$

15.3 Spostamento massimo SLV (giunto strutturale)

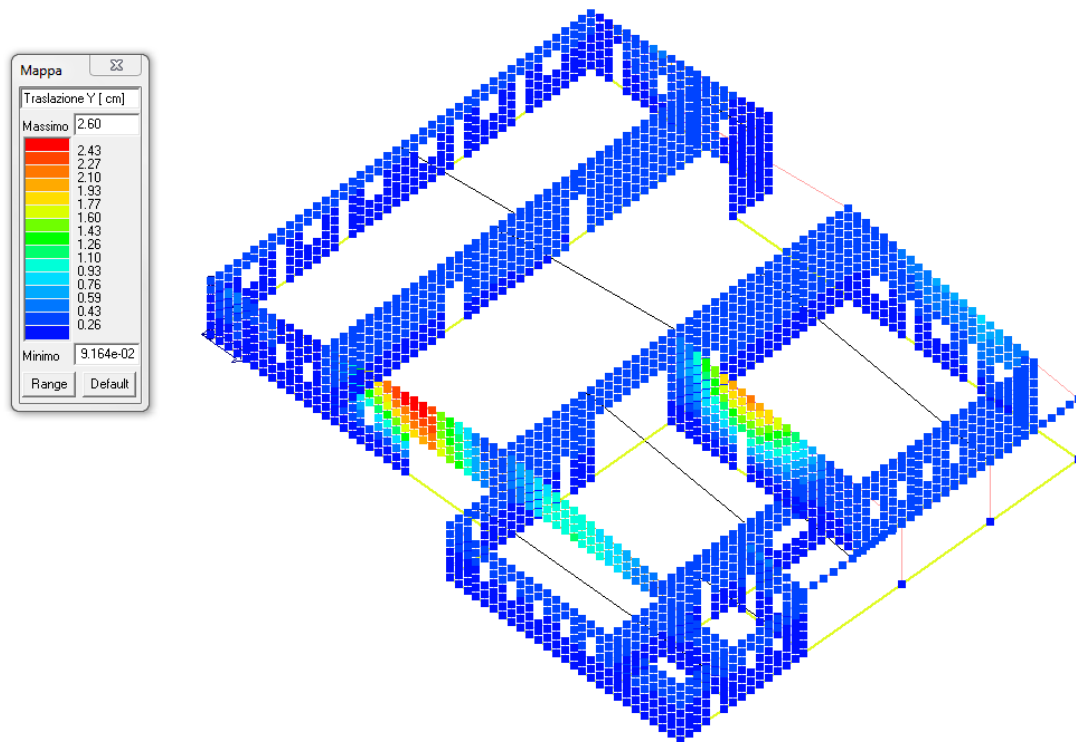
Al fine di valutare le possibili interazioni tra unità strutturali adiacenti (punto 2, allegato 3 alla Delibera di Giunta RER 1154/2010), si riporta di seguito il calcolo del valore massimo dello spostamento allo SLV utilizzando il sisma di riferimento.



Spostamento massimo (sisma x)

Il valore dello spostamento massimo allo SLV in direzione x è pari a:

$$\delta_x = q \cdot \delta_{x-\max} = 2,25 \cdot 7,60 = 17,1 \text{ cm}.$$



Spostamento massimo (sisma y)

Il valore dello spostamento massimo allo SLV in direzione y è pari a:

$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 2,25 \cdot 2,60 = 5,85 \text{ cm}.$$

Il DM08 (capitolo 7.2.2) prescrive che la distanza tra costruzioni contigue debba essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, e in ogni caso la distanza tra due punti che si fronteggiano non può essere inferiore ad $1/100$ della quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per $a_g \cdot S / 0,5g$.

Le due coperture della Scuola Materna e dell'Ampliamento (in legno nel caso dell'Ampliamento e in latero-cemento nel caso della Scuola Materna) sono adiacenti, sebbene si noti in maniera evidente la separazione tra i due impalcati e le due strutture.

Lo spostamento massimo, quindi, non causa eventuali problemi di martellamento tra le strutture, ma interessa le pareti di altezza elevata, non controventate, che potrebbero presentare collassi per ribaltamenti locali fuori dal proprio piano.

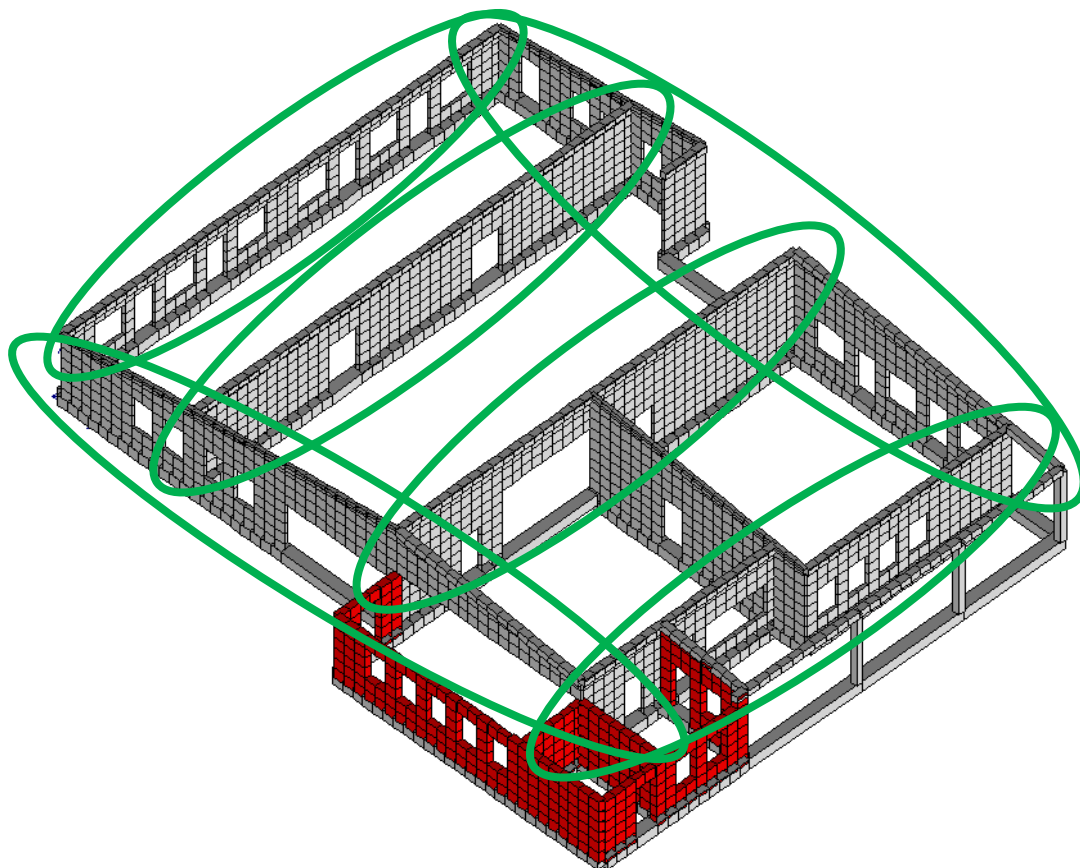


Giunto tra le coperture dell'Ampliamento (legno) e della Scuola Materna (latero-cemento)

16. SCUOLA MATERNA - CORPO B: PROPOSTA DI INTERVENTO DA REALIZZARE AL FINE DI OTTENERE UN MIGLIORAMENTO NEL COMPORTAMENTO SISMICO DELLA STRUTTURA

L'intervento di miglioramento globale che si propone da realizzare nell'edificio al fine di aumentare il grado di sicurezza nei confronti delle azioni del sisma e di ottenere una più uniforme distribuzione di tali azioni negli elementi resistenti (pareti), è il seguente:

- consolidamento della maggior parte delle pareti esistenti in muratura mediante intonaco armato dello spessore di 5 cm da ciascun lato della parete.
- introduzione di un sistema di controvento nella direzione perpendicolare al colmo della copertura (aumento della rigidezza nella direzione libera).



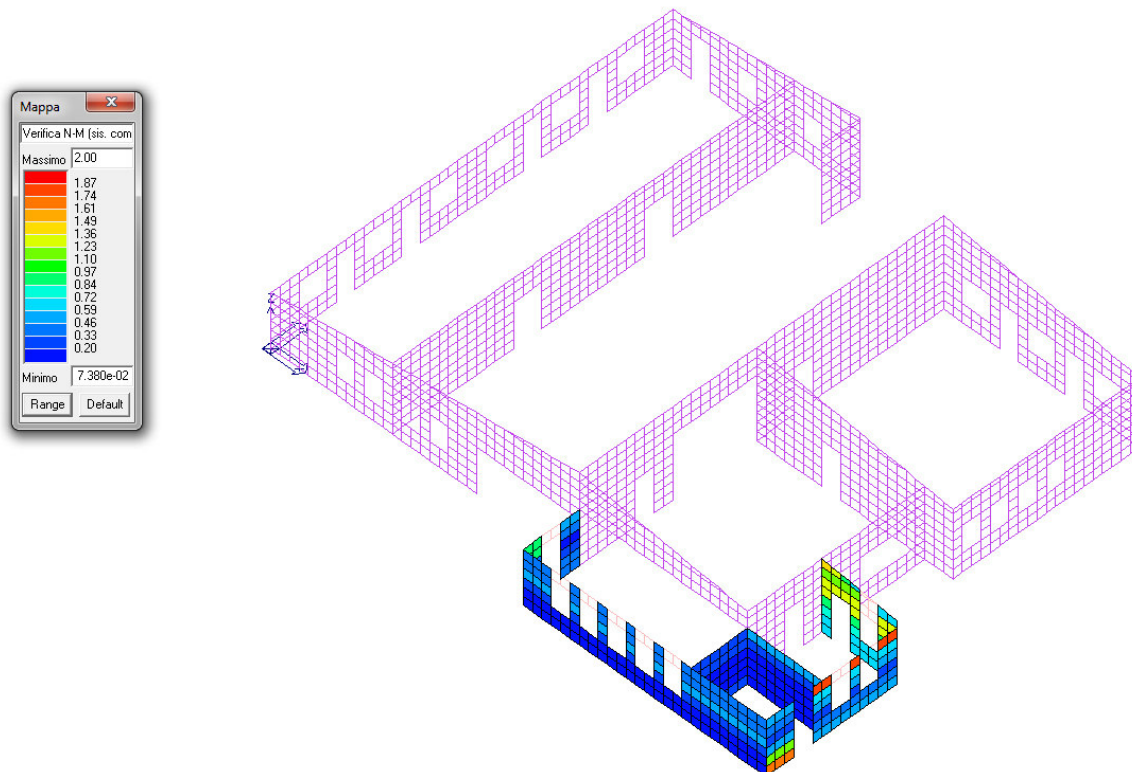
Possibile placcaggio delle pareti in muratura esistenti in direzione x e y (cerchio verde)

Nel seguito si effettuano le verifiche della struttura con le pareti di muratura placcate, e si riporta il grado di miglioramento introdotto con l'intervento proposto.

16.1 Verifiche di resistenza SLV (post-miglioramento)

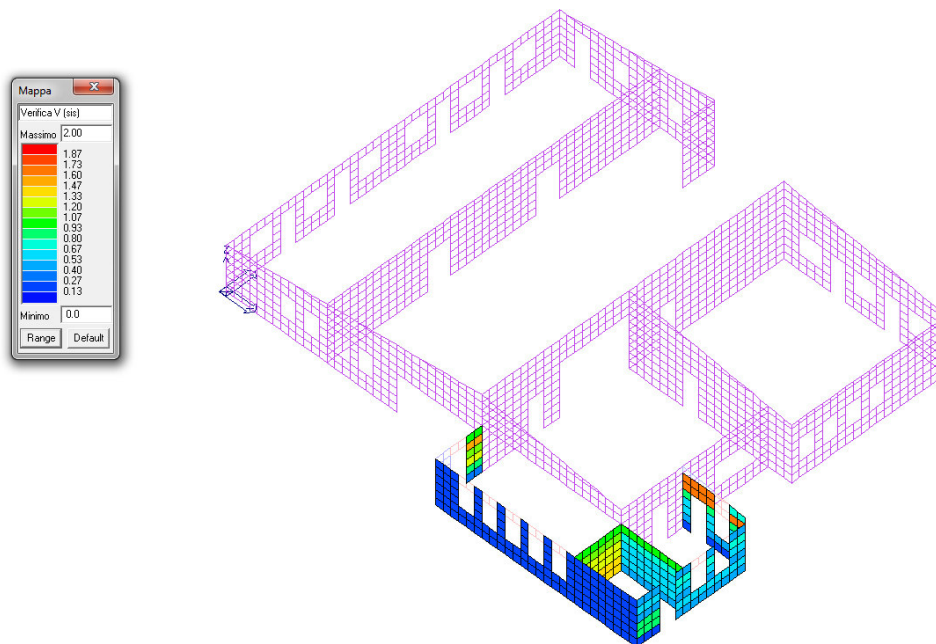
16.1.1 Pareti e fasce in muratura

I valori delle verifiche SLV per le pareti dell'edificio a seguito della messa in opera dell'intervento proposto sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:



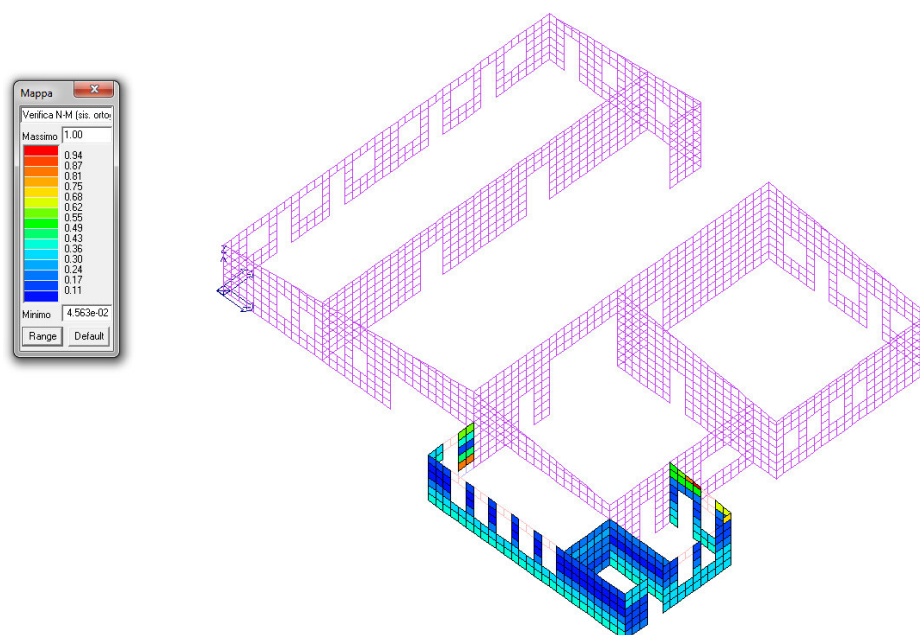
Verifica N/Mp maschi murari

L'indice di pressoflessione nel piano (N/Mp) è ancora maggiore di 1, ma è minore dell'indice ottenuto nell'edificio privo del sistema placcaggio delle pareti in muratura $I(N/M_p)_{\max} = 2,0$. Il miglioramento ottenuto è pari a circa il 150%.



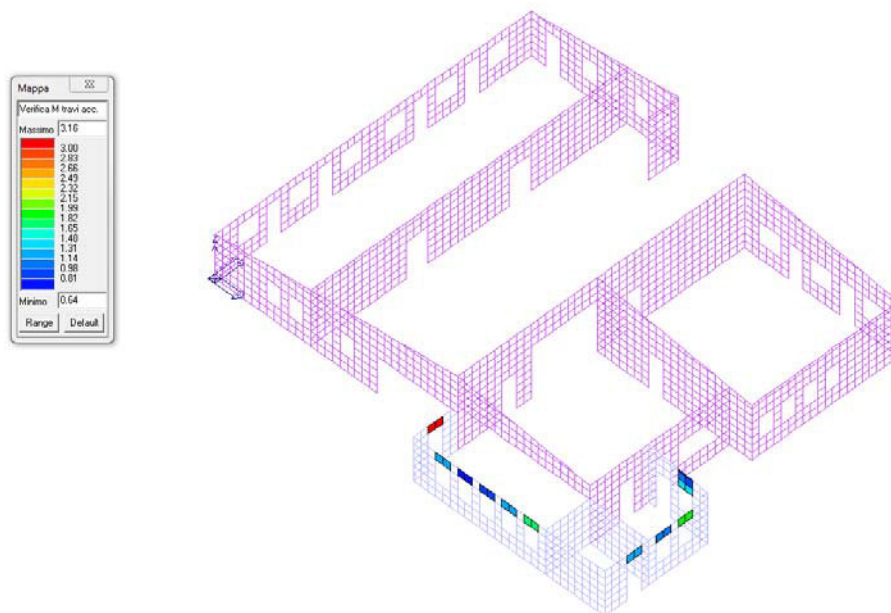
Verifica V maschi murari

L'indice (V) è sempre maggiore di 1 ma è minore dell'indice ottenuto nell'edificio privo del sistema di miglioramento $I(V)_{\max} = 2,0$. Il miglioramento ottenuto è pari a circa il 100%.



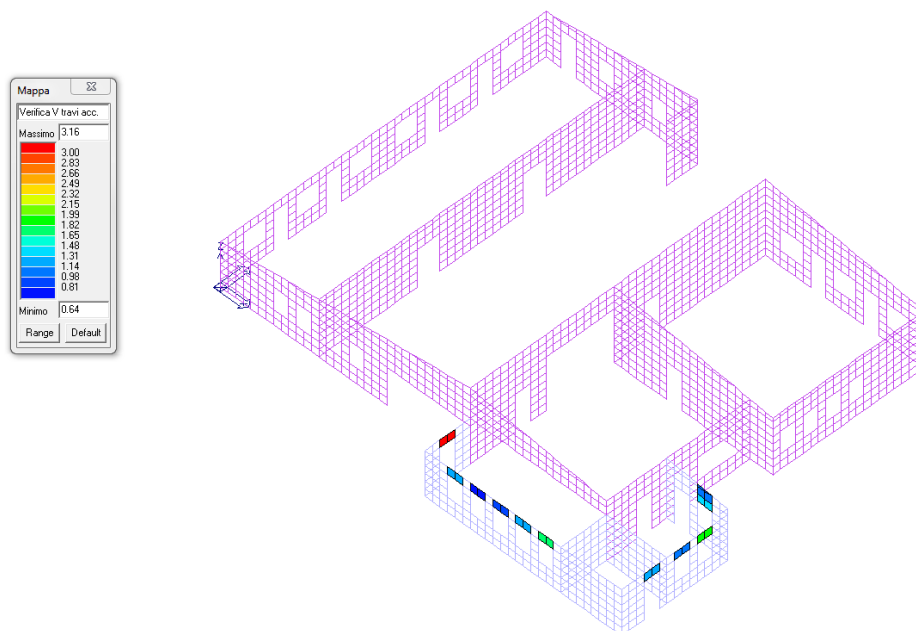
Verifica N/Mo maschi murari

L'indice di pressoflessione fuori dal piano (N/Mo) è uguale a 1, ed è minore dell'indice ottenuto nell'edificio privo del sistema placcaggio delle pareti in muratura $I(N / M_o)_{\max} = 1,0$. Il miglioramento ottenuto è pari a circa il 600%.



Verifica M fasce di piano

L'indice a flessione (M) è sempre maggiore di 1 ma è minore dell'indice ottenuto nell'edificio privo del sistema placcaggio delle pareti in muratura $I(M)_{\max} = 3,1$. Il miglioramento ottenuto è pari a circa il 240%.



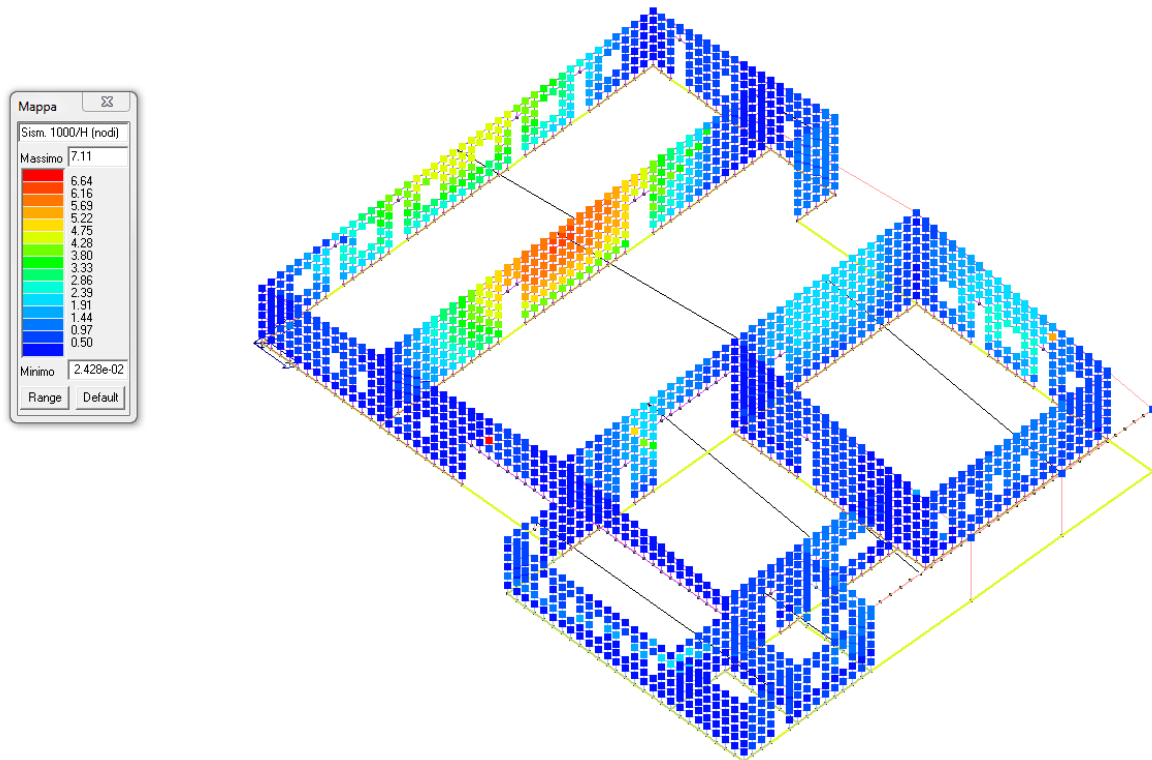
Verifica V fasce di piano

L'indice a taglio (V) è sempre maggiore di 1 ma è minore dell'indice ottenuto nell'edificio privo del sistema placcaggio delle pareti in muratura $I(V)_{\max} = 3,1$. Il miglioramento ottenuto è pari a circa il 240%.

16.2 Verifiche di deformabilità SLD (post-miglioramento)

16.2.1 Spostamento di interpiano in direzione x

La verifica non è soddisfatta in quanto lo spostamento massimo di interpiano in direzione x è maggiore dello 0,3%, così come è mostrato nella figura seguente:



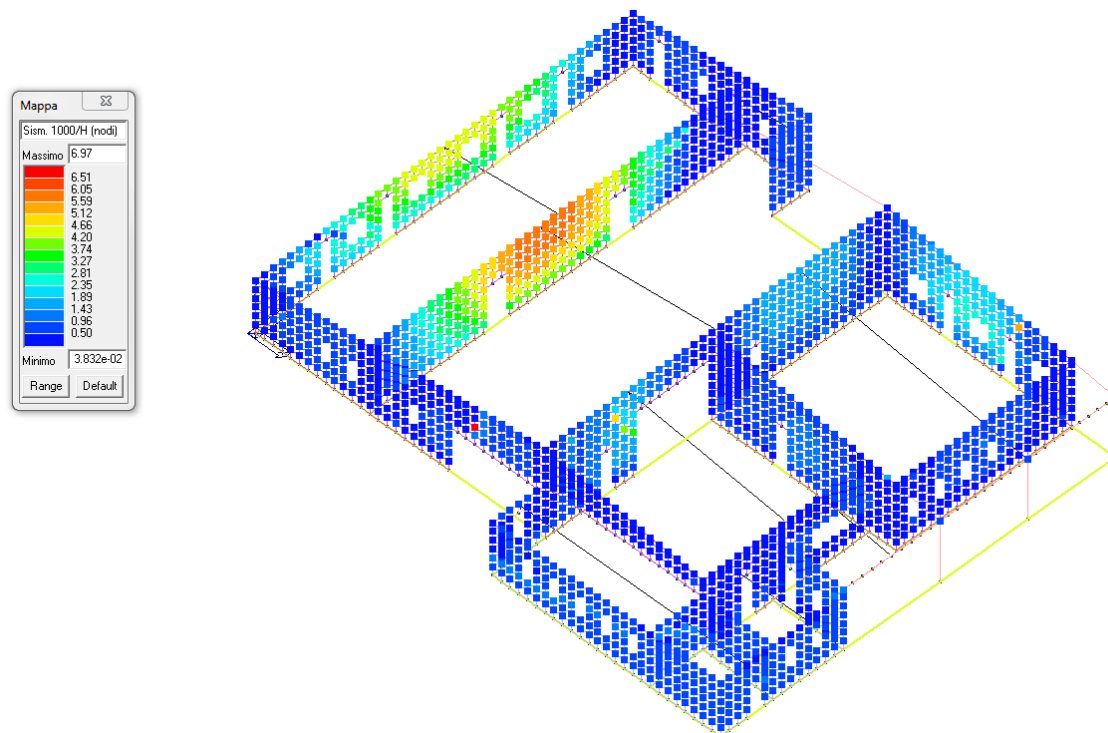
Valori dello spostamento massimo longitudinale di interpiano in direzione x allo SLD

$$\delta_{\max-rel-x-migliorato} = 0,7\% > 0,3\% \quad \text{spostamento di interpiano lungo x}$$

Inoltre, il valore trovato a seguito del miglioramento è minore di quello ottenuto per la struttura allo stato di fatto $\delta_{\max-rel-x-migliorato} = 0,7\% < 2,0\%$. Il miglioramento ottenuto è pari a circa il 250%.

16.2.2 Spostamento di interpiano in direzione y

La verifica non è soddisfatta in quanto lo spostamento massimo di interpiano in direzione y è maggiore dello 0,3%, così come è mostrato nella figura seguente:



Valori dello spostamento massimo longitudinale di interpiano in direzione y allo SLD

$\delta_{\max-rel-y-migliorato} = 0,7\% > 0,3\%$ spostamento di interpiano lungo y

Inoltre, il valore trovato a seguito del miglioramento è minore di quello ottenuto per la struttura allo stato di fatto $\delta_{\max-rel-y-migliorato} = 0,7\% < 0,8\%$. Il miglioramento ottenuto è pari a circa il 15%.

16.3 Stima dell'incremento di capacità conseguibile con la proposta di intervento

Sulla base dei risultati ottenuti nella verifica SLV a seguito della realizzazione dell'intervento di miglioramento, l'incremento di capacità viene valutato sia in termini di accelerazione al suolo che in termini di periodo di ritorno.

Di seguito si evidenzia la sintesi dei risultati ottenuti dall'analisi effettuata, riportata nel dettaglio all'interno dell'Allegato 6 alla presente relazione:

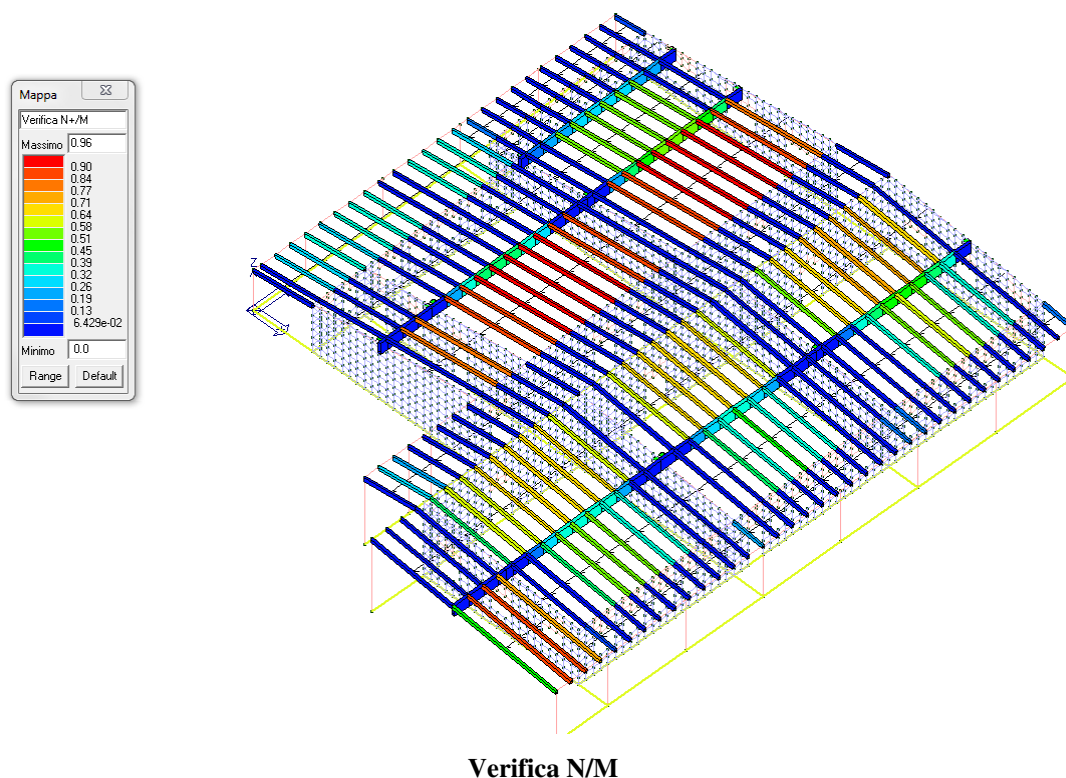
- SLV: il primo meccanismo che si genera a seguito del miglioramento è quello di rottura a taglio e a pressoflessione nel piano delle pareti in muratura, cui corrisponde una accelerazione pari a $a_{g-SLV} = 0,105g$ e un periodo di ritorno pari a $T_{R-SLV} = 167$ anni
- SLD: il primo danneggiamento della parti non strutturali che si genera a seguito del miglioramento avviene ad una accelerazione pari a $a_{g-SLD} = 0,035g$ e un periodo di ritorno pari a $T_{R-SLD} = 25$ anni

17. AMPLIAMENTO SCUOLA MATERNA - CORPO C: VERIFICA STATICA, CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DI SICUREZZA

Nel seguito si effettua la verifica nei confronti dei carichi statici sulle strutture orizzontali e verticali al fine di evidenziare eventuali incompatibilità con le prevedibili (ed attuali) condizioni di esercizio della struttura scolastica. Poichè è stato fatto un rilievo accurato delle travi in legno di copertura, la verifica è stata condotta anche per il solaio di copertura.

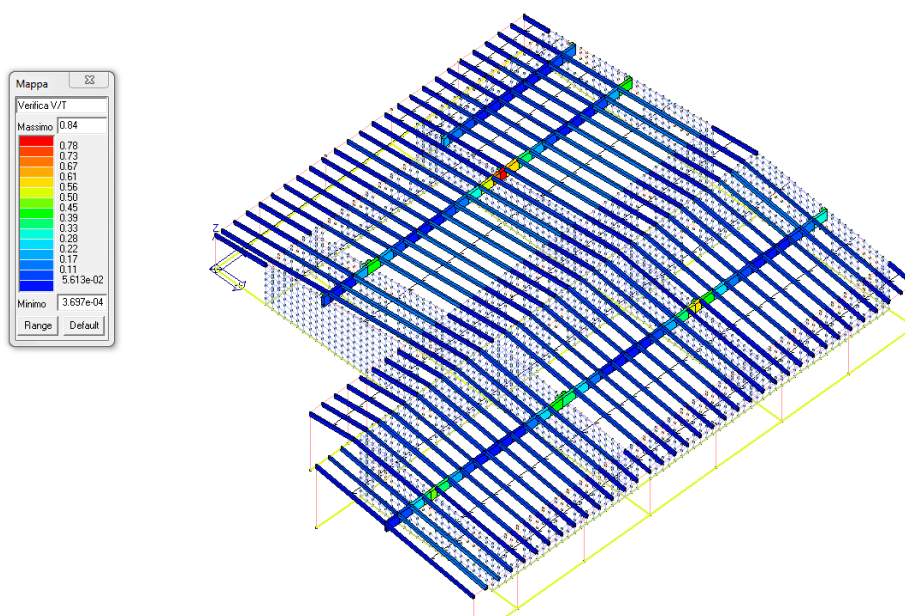
17.1 Solaio in legno di copertura

I valori delle verifiche per travi in legno di copertura sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:



Il coefficiente di sicurezza vale quindi (se fosse ≤ 1 si attiverebbe il meccanismo di rottura a pressoflessione delle travi):

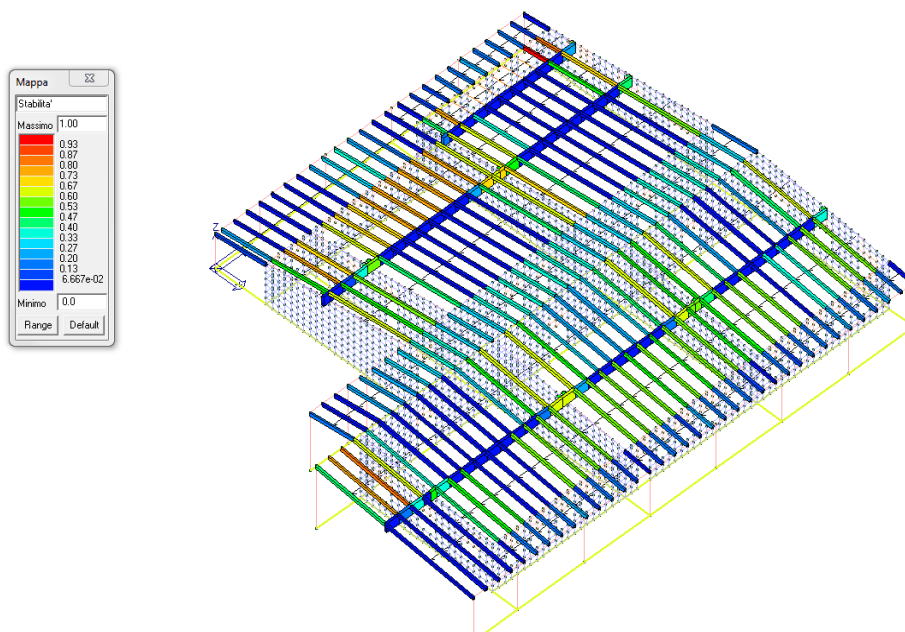
$$FS = \frac{(N/M)_u}{(N/M)_d} = 1,04$$



Verifica V/T

Il coefficiente di sicurezza vale quindi (se fosse ≤ 1 si attiverebbe il meccanismo di rottura a taglio

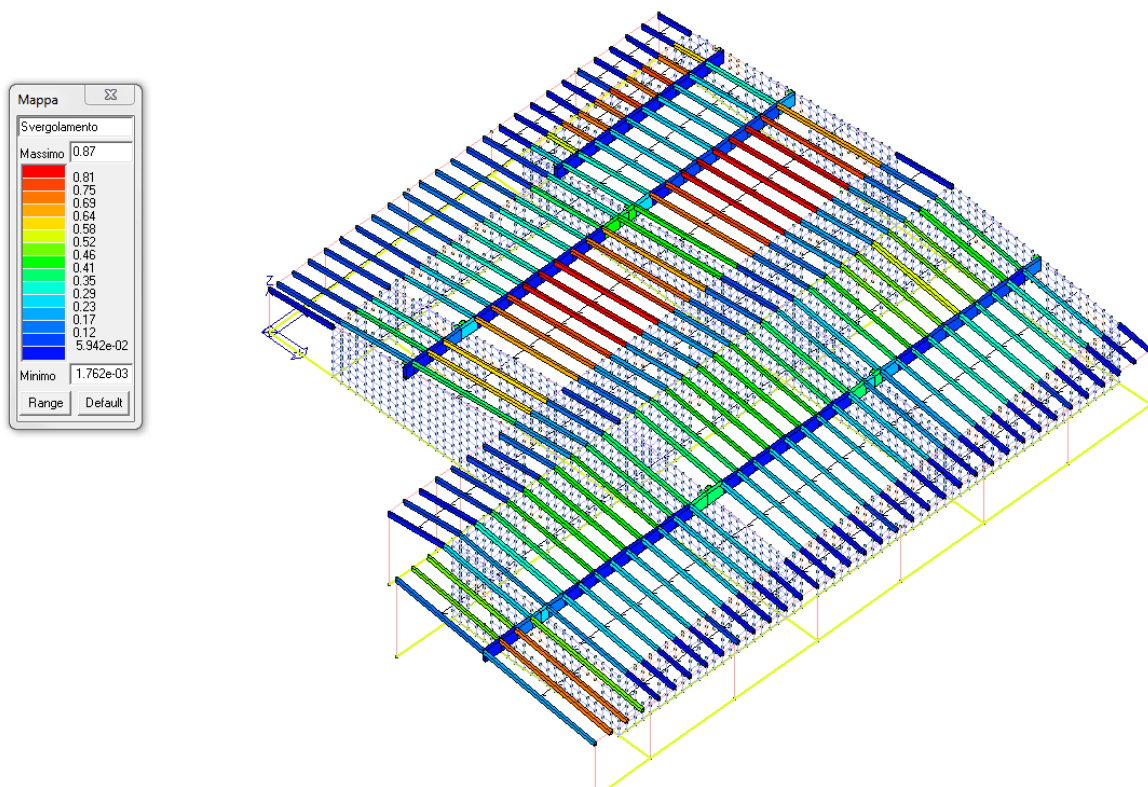
delle travi): $FS = \frac{(V/T)_u}{(V/T)_d} = 1,19$



Verifica Stabilità

Il coefficiente di sicurezza vale quindi (se fosse ≤ 1 si attiverebbe il meccanismo di instabilità delle

travi): $FS = \frac{(S)_u}{(S)_d} = 1,0$



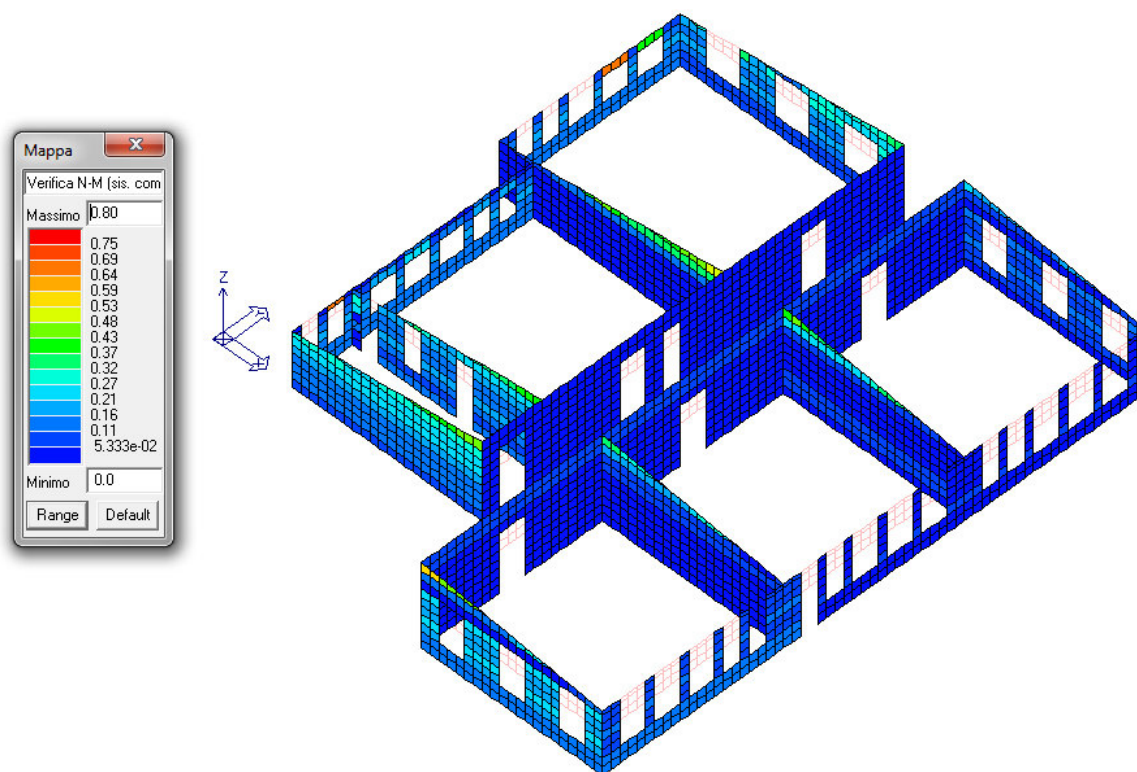
Verifica Svergolamento

Il coefficiente di sicurezza vale quindi (se fosse ≤ 1 si attiverebbe il meccanismo di svergolamento

delle travi): $FS = \frac{(S_v)_u}{(S_v)_d} = 1,15$

17.2 Pareti e fasce in muratura

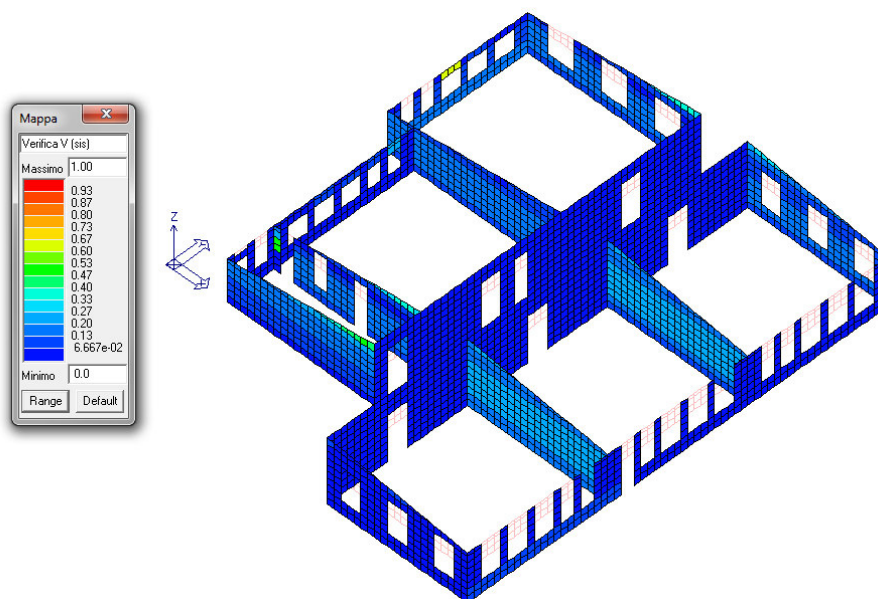
I valori delle verifiche per le pareti dell'edificio sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure. A causa delle numerose e notevoli forature delle pareti, è stato adottato il criterio di calcolo e verifica per le pareti in muratura riferite ai maschi murari continui da terra in sommità, il criterio di travi di accoppiamento in muratura per le fasce di piano (sopraporta e sottofinestra) che collegano i maschi murari:



Verifica N/Mp maschi murari

Il coefficiente di sicurezza vale quindi (se fosse ≤ 1 si attiverebbe il meccanismo di rottura a pressoflessione nel piano N/Mp delle pareti):

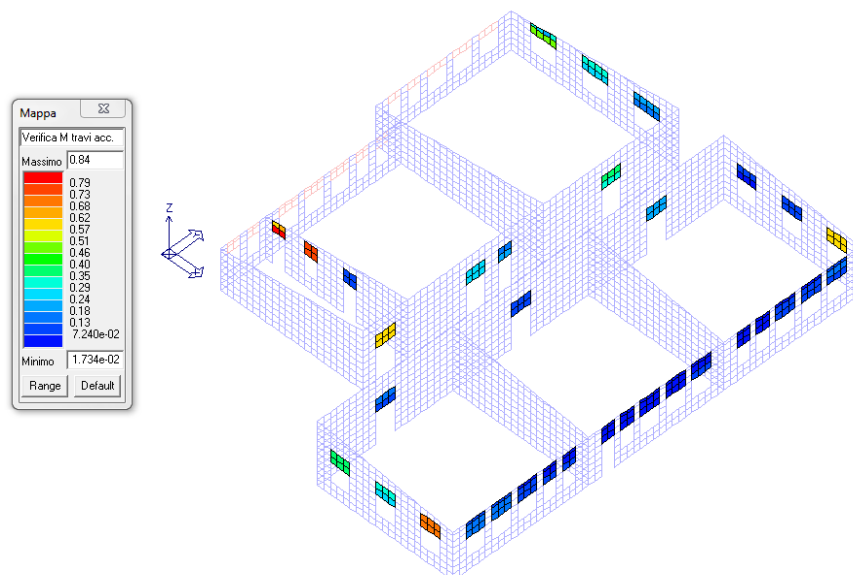
$$FS = \frac{(N / M_p)_u}{(N / M_p)_d} = 1,25$$



Verifica V maschi murari

Il coefficiente di sicurezza delle pareti è pari a 1, (se fosse ≤ 1 si attiverebbe il meccanismo di

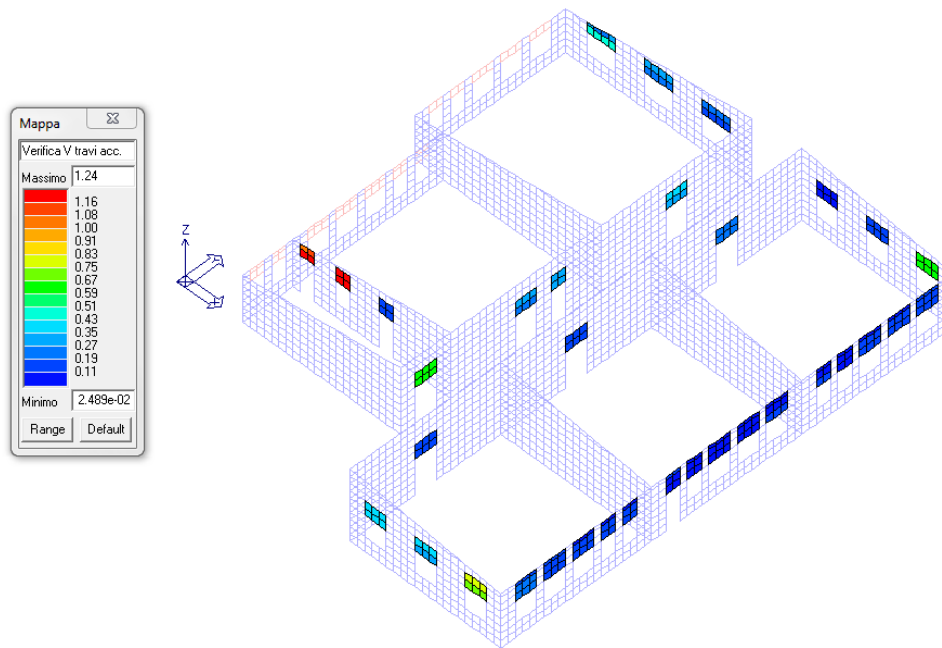
rottura a taglio nel piano V delle pareti): $FS = \frac{(V)_u}{(V)_d} = 1,0$



Verifica M fasce di piano

Il coefficiente di sicurezza vale quindi (se fosse ≤ 1 si attiverebbe il meccanismo di rottura a

flessione delle fasce di piano in muratura): $FS = \frac{(M)_u}{(M)_d} = 1,20$



Verifica V fasce di piano

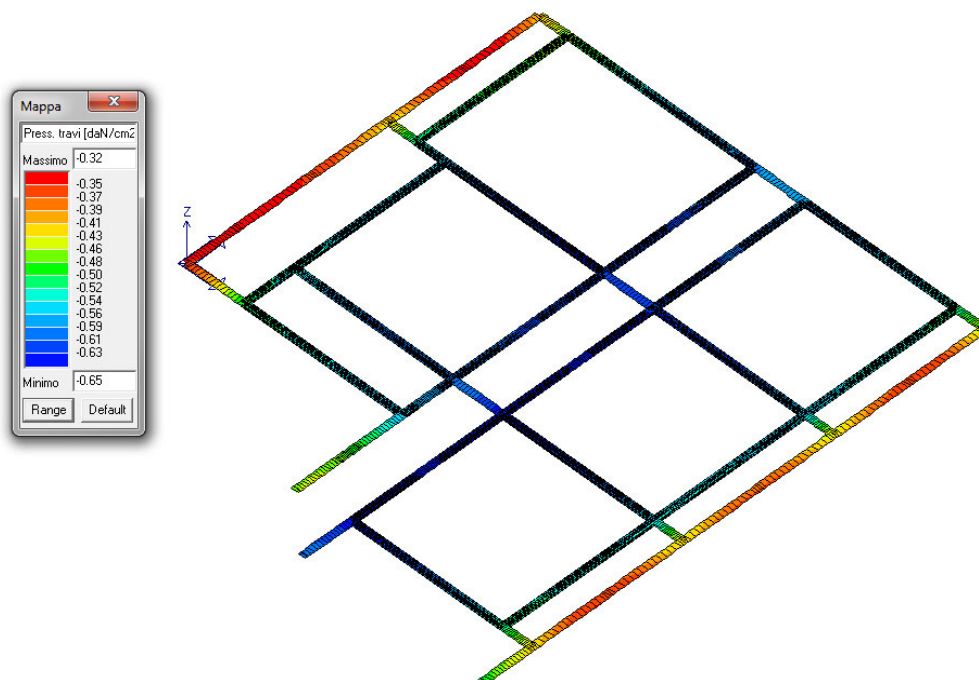
I punti critici, ovviamente, sono proprio le fasce di piano in muratura che collegano i maschi murari. Il coefficiente di sicurezza a taglio è minore di 1 per alcune fasce:

$$FS = \frac{(V)_u}{(V)_d} < 1,0$$

17.3 Pressione di contatto fondazione/terreno

La valutazione della portanza ultima del terreno (effettuata sulla base dei parametri geologici della relazione geologica) conduce al valore: di circa $q_{\lim} \approx 3,0 \text{ daN} / \text{cm}^2$

Ipotizzando che le fondazioni dell'edificio in muratura consistano in un allargamento dello spessore dei setti in muratura a piano terra, si è effettuata la modellazione equivalente con travi che distribuiscano il carico sul terreno. Considerando che da modello il valore massimo di pressione sul terreno (riportato per via grafica sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure) è pari a $\sigma_{t/\max} = 0,65 \text{ daN} / \text{cm}^2$:



Pressione massima di contatto fondazione/terreno

La verifica è soddisfatta in quanto il coefficiente di sicurezza vale:

$$FS = \frac{q_{\lim}}{\sigma_{t/\max}} = 4,6$$

18. AMPLIAMENTO SCUOLA MATERNA - CORPO C: VERIFICA SISMICA, CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DI SICUREZZA

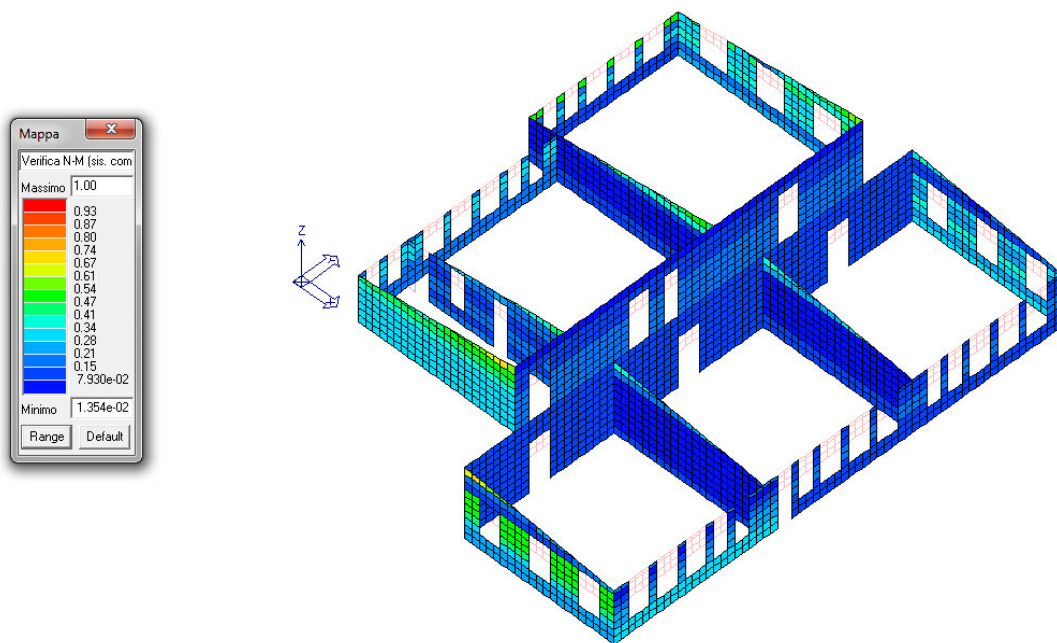
Il calcolo delle sollecitazioni derivanti dal sisma di riferimento effettivamente agenti sull'edificio allo stato di fatto, le verifiche di resistenza degli elementi strutturali esistenti, la valutazione degli interventi da realizzare e la valutazione del grado di miglioramento conseguito, vengono svolti con riferimento ai carichi considerati in dettaglio nell'analisi sviluppata nei Capitoli 7 e 8.

Tramite l'analisi dinamica lineare sviluppata, si individuano gli elementi resistenti alle azioni orizzontali (pareti in muratura) che non soddisfano i criteri di verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita. Infine, si procede al controllo degli spostamenti della struttura sia in termini di spostamenti relativi di interpiano (SLD) che di spostamenti assoluti (SLV) al fine di valutare la congruenza con il giunto strutturale presente tra i vari corpi. Qualora le verifiche non siano soddisfatte, si rende necessaria la progettazione di interventi di miglioramento mediante interventi diffusi. Nel seguito della presente relazione si indicherà una stima degli interventi di miglioramento al fine di garantire un maggiore grado di sicurezza alla struttura.

18.1 Verifiche di resistenza SLV (stato di fatto)

18.1.1 Pareti e fasce in muratura

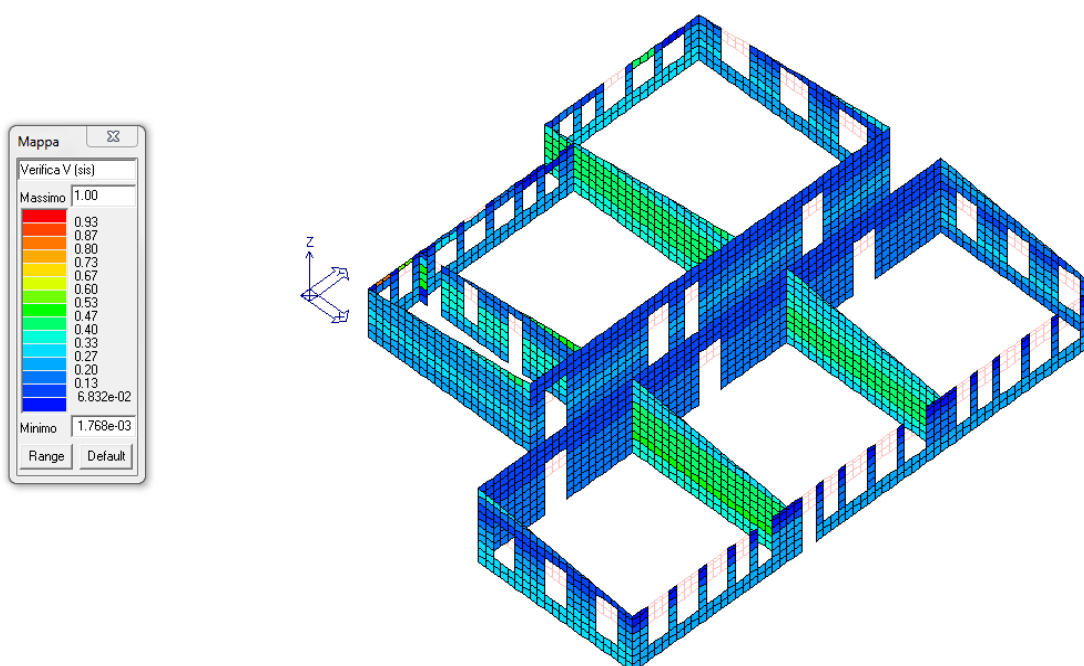
I valori delle verifiche per le pareti dell'edificio sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure. A causa delle numerose e notevoli forature delle pareti, è stato adottato il criterio di calcolo e verifica per le pareti in muratura riferite ai maschi murari continui da terra in sommità, il criterio di travi di accoppiamento in muratura per le fasce di piano (sopraporta e sottofinestra) che collegano i maschi murari:



Verifica N/Mp

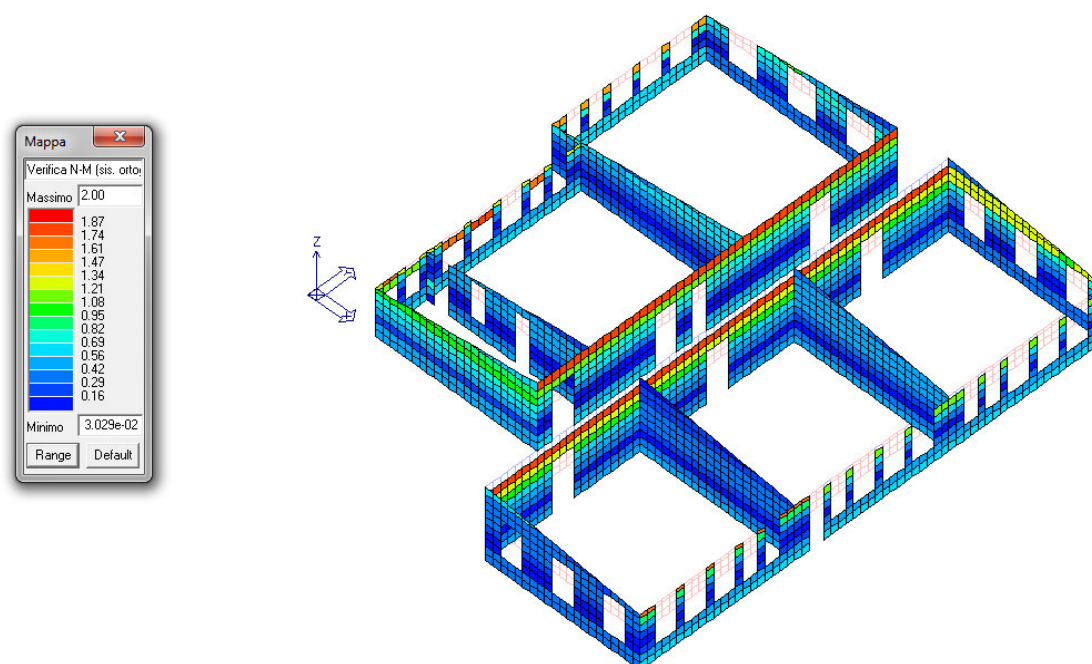
La verifica a pressoflessione nel piano (N/Mp) è soddisfatta in quanto l'indice è uguale a 1

$$I(N / M_p)_{\max} = 1,0 .$$



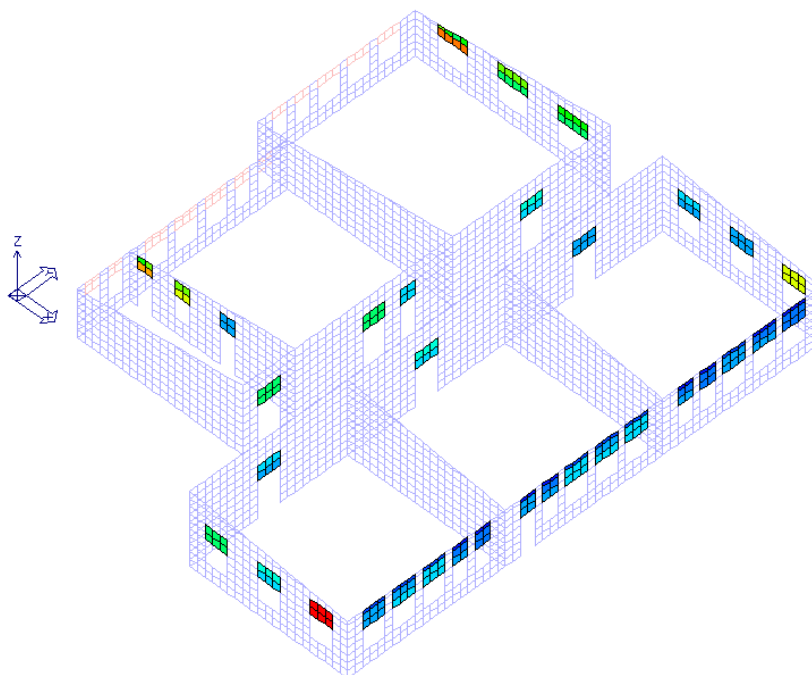
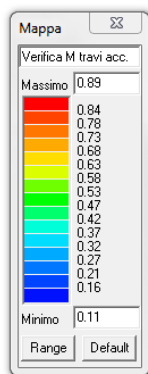
Verifica V maschi murari

La verifica a taglio (V) è soddisfatta in quanto l'indice è uguale a 1: $I(V)_{\max} = 1,0$.



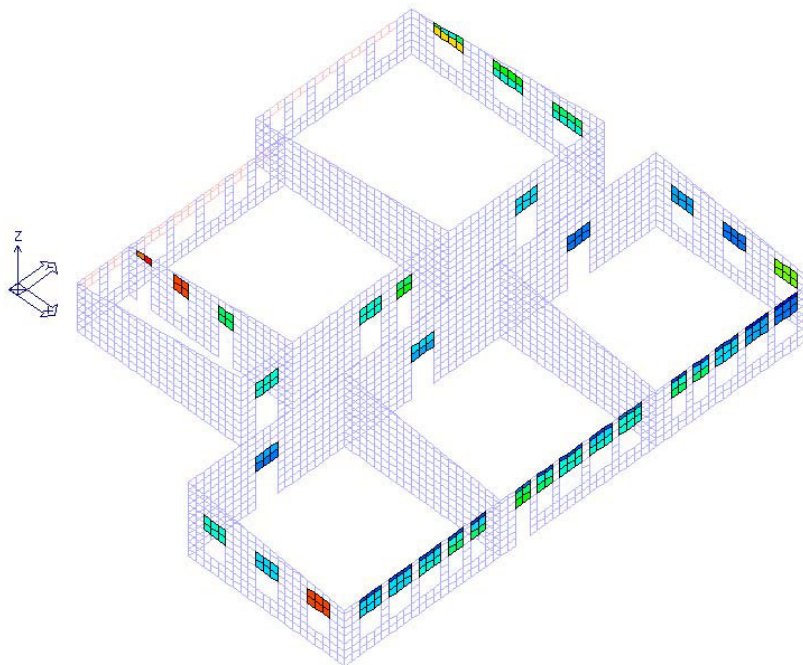
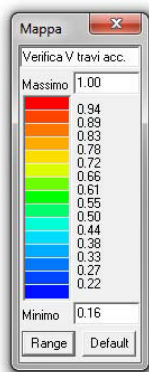
Verifica N/Mo maschi murari

La verifica a pressoflessione fuori dal piano (N/Mo) di alcune porzioni di parete non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(N / M_o)_{\max} = 2,0$.



Verifica M fasce di piano

La verifica a flessione (M) è soddisfatta in quanto l'indice è minore di 1: $I(M)_{\max} = 0,9$.



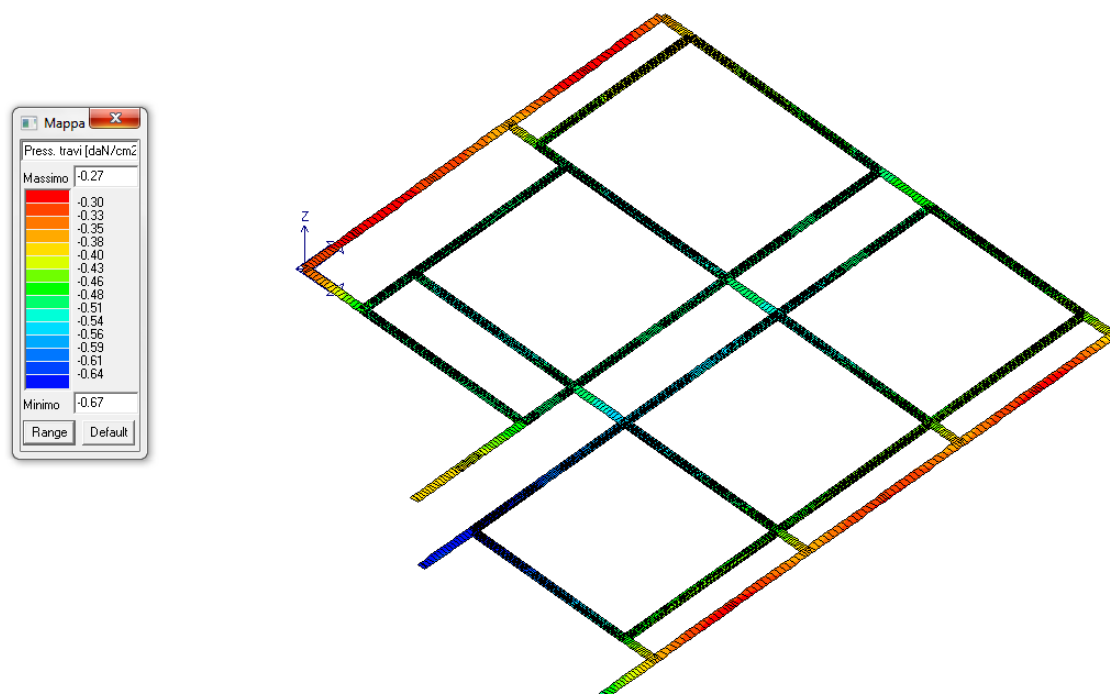
Verifica V fasce di piano

La verifica a taglio (V) è soddisfatta in quanto l'indice è uguale a 1: $I(V)_{\max} = 1,0$.

18.1.2 Pressione di contatto fondazione/terreno

La valutazione della portanza ultima del terreno (effettuata sulla base dei parametri geologici della relazione geologica) conduce al valore: di circa $q_{lim} \simeq 3,0 daN / cm^2$

Ipotizzando che le fondazioni dell'edificio in muratura consistano in un allargamento dello spessore dei setti in muratura a piano seminterrato, si è effettuata la modellazione equivalente con travi che distribuiscano il carico sul terreno. Considerando che da modello il valore massimo di pressione sul terreno (riportato per via grafica sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure) è pari a $\sigma_{t/max} = 0,67 daN / cm^2$:



Pressione massima di contatto fondazione/terreno

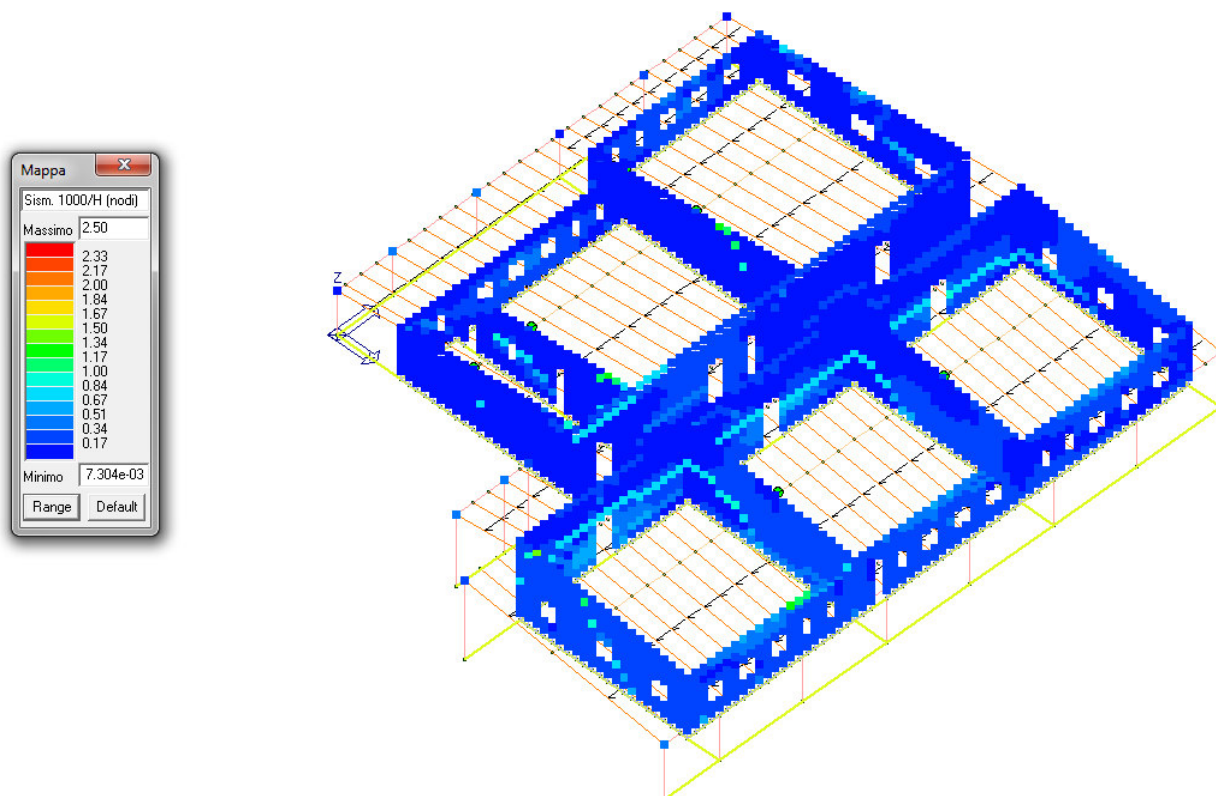
La verifica è soddisfatta in quanto il coefficiente di sicurezza vale:

$$FS = \frac{q_{lim}}{\sigma_{t/max}} = 4,4$$

18.2 Verifiche di deformabilità SLD (stato di fatto)

18.2.1 Spostamento di interpiano in direzione x

La verifica è soddisfatta in quanto lo spostamento massimo di interpiano in direzione x è minore dello 0,3%, così come è mostrato nella figura seguente:

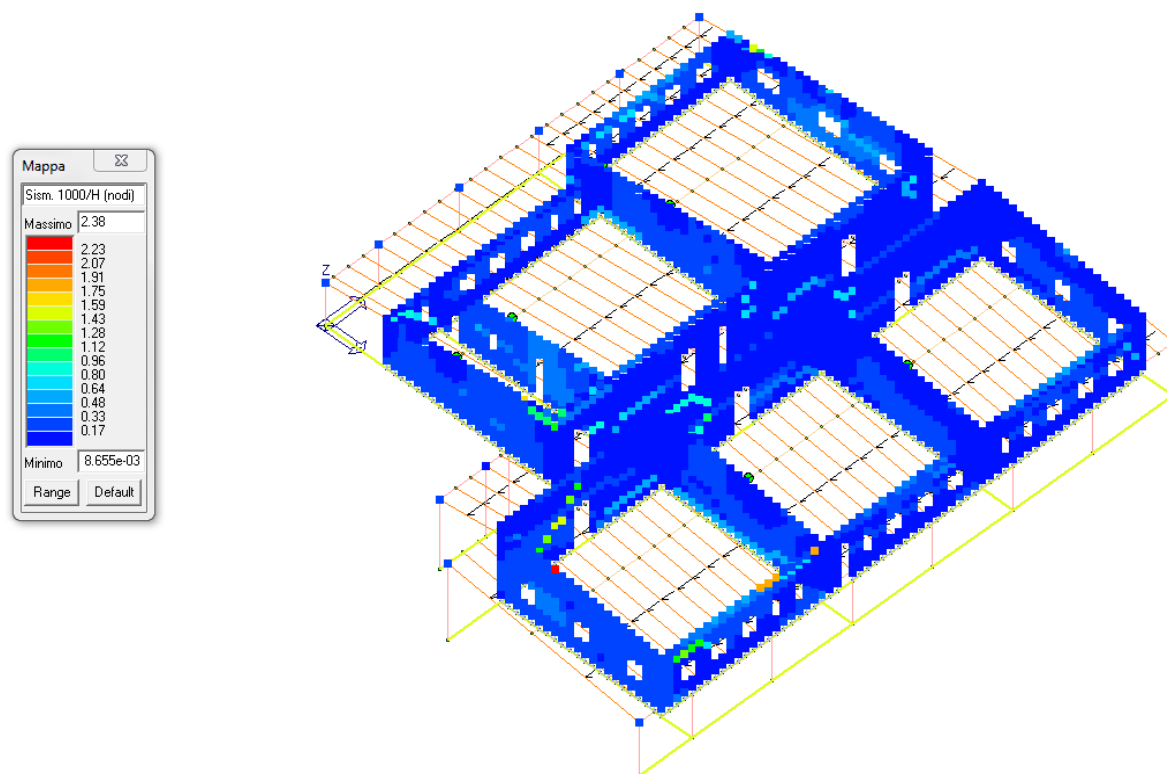


Valori dello spostamento massimo di interpiano in direzione x allo SLD

$$\delta_{\max-rel-x} = 0,25\% < 0,3\% \quad \text{spostamento di interpiano lungo x}$$

18.2.2 Spostamento di interpiano in direzione y

La verifica è soddisfatta in quanto lo spostamento massimo di interpiano in direzione y è minore dello 0,3%, così come è mostrato nella figura seguente:

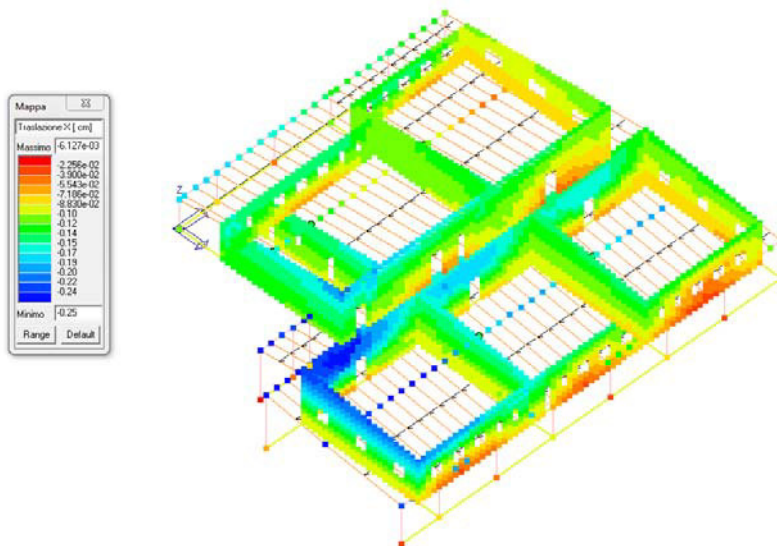


Valori dello spostamento massimo di interpiano in direzione y allo SLD

$$\delta_{\max-rel-y} = 0,25\% < 0,3\% \quad \text{spostamento di interpiano lungo y}$$

18.3 Spostamento massimo SLV (giunto strutturale)

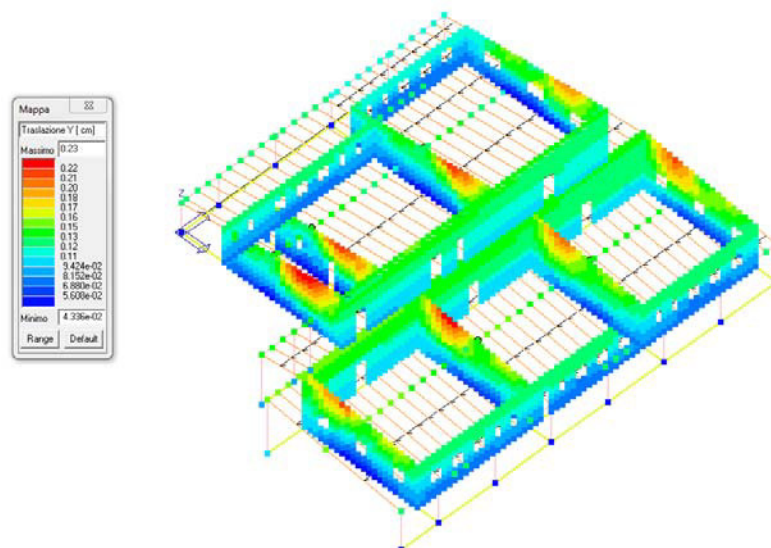
Al fine di valutare le possibili interazioni tra unità strutturali adiacenti (punto 2, allegato 3 alla Delibera di Giunta RER 1154/2010), si riporta di seguito il calcolo del valore massimo dello spostamento allo SLV utilizzando il sisma di riferimento.



Spostamento massimo (sisma x)

Il valore dello spostamento massimo allo SLV in direzione x è pari a:

$$\delta_x = q \cdot \delta_{x-\max} = 2,25 \cdot 0,25 = 0,56 \text{ cm}.$$



Spostamento massimo (sisma y)

Il valore dello spostamento massimo allo SLV in direzione y è pari a:

$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 2,25 \cdot 0,25 = 0,56 \text{ cm}.$$

Il DM08 (capitolo 7.2.2) prescrive che la distanza tra costruzioni contigue debba essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, e in ogni caso la distanza tra due punti che si fronteggiano non può essere inferiore ad $1/100$ della quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per $a_g \cdot S / 0,5g$.

L'edificio è giuntato dal Centro Servizi da un giunto pari ad almeno 40cm, valore sufficiente per trascurare l'ipotesi di martellamento tra strutture adiacenti, mentre le due coperture (in legno nel caso dell'Ampliamento e in latero-cemento nel caso della Scuola Materna) sono adiacenti, sebbene si noti in maniera evidente la separazione tra i due impalcati e le due strutture:

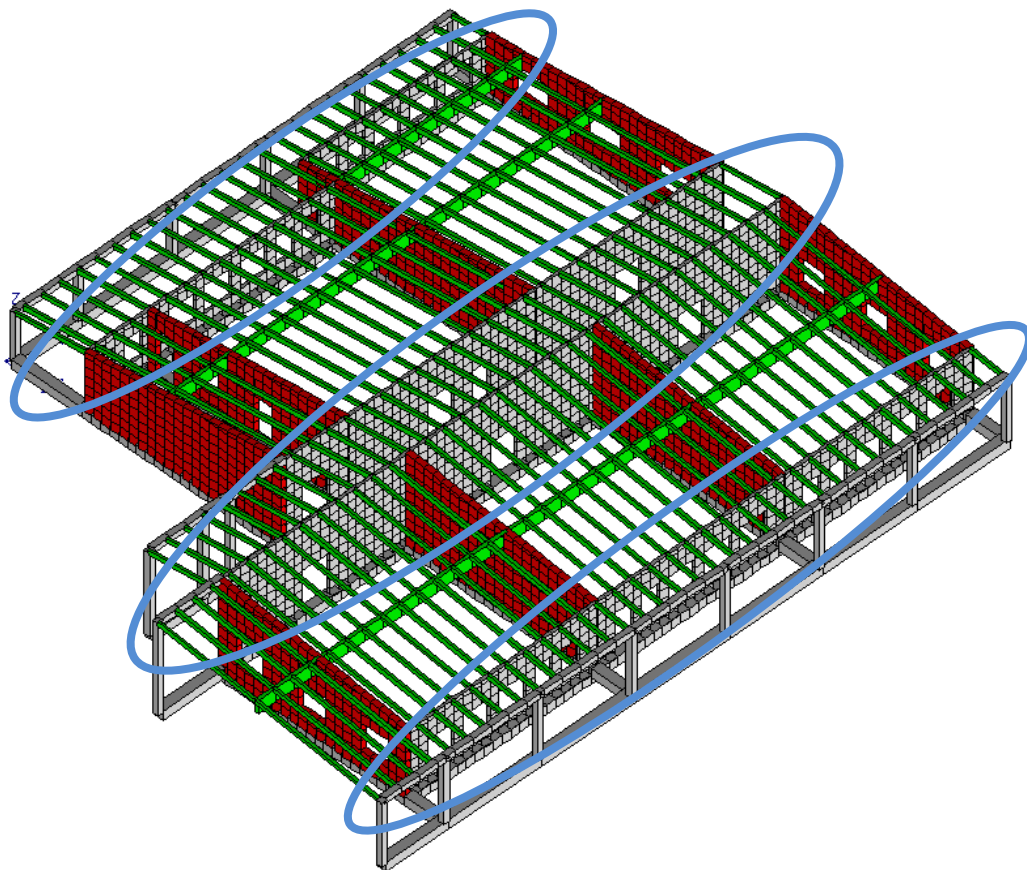


Giunto tra l'Ampliamento e il Centro Servizi - Giunto tra le coperture dell'Ampliamento (legno) e della Scuola Materna (latero-cemento)

19. AMPLIAMENTO SCUOLA MATERNA - CORPO C: PROPOSTA DI INTERVENTO DA REALIZZARE AL FINE DI OTTENERE UN MIGLIORAMENTO NEL COMPORTAMENTO SISMICO DELLA STRUTTURA

L'intervento di miglioramento globale che si propone da realizzare nell'edificio al fine di aumentare il grado di sicurezza nei confronti delle azioni del sisma e di ottenere una più uniforme distribuzione di tali azioni negli elementi resistenti (pareti), è il seguente:

- consolidamento di alcune pareti in muratura di elevata altezza mediante intonaco armato dello spessore di 5 cm da ciascun lato della parete;
- realizzazione di controventatura di parete tra le due pareti centrali che sorreggono il colmo della copertura.



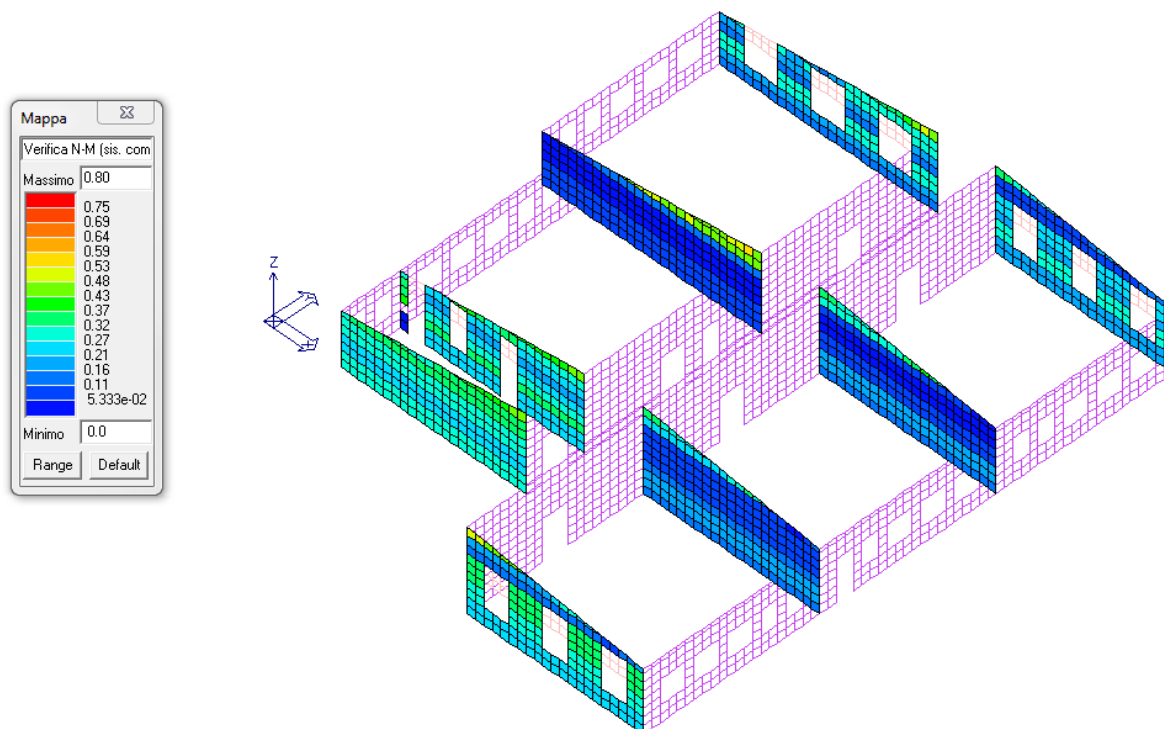
Possibile placcaggio delle pareti in muratura esistenti in direzione x (cerchio blu)

Nel seguito si effettuano le verifiche della struttura con le pareti di muratura placcate, e si riporta il grado di miglioramento introdotto con l'intervento proposto.

19.1 Verifiche di resistenza SLV (post-miglioramento)

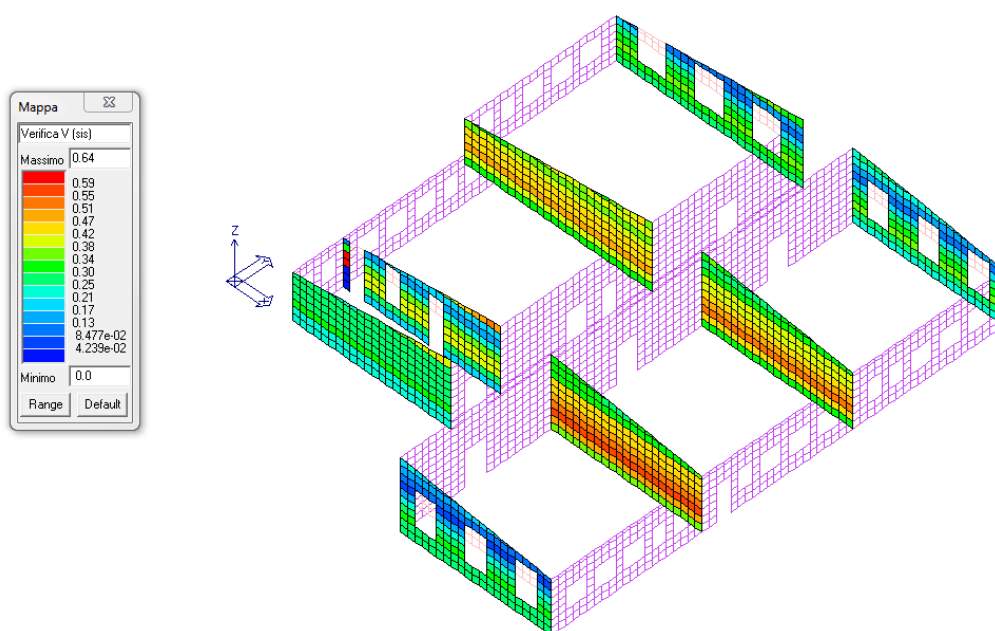
19.1.1 Pareti e fasce in muratura

I valori delle verifiche SLV per le pareti dell'edificio a seguito della messa in opera dell'intervento proposto sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:



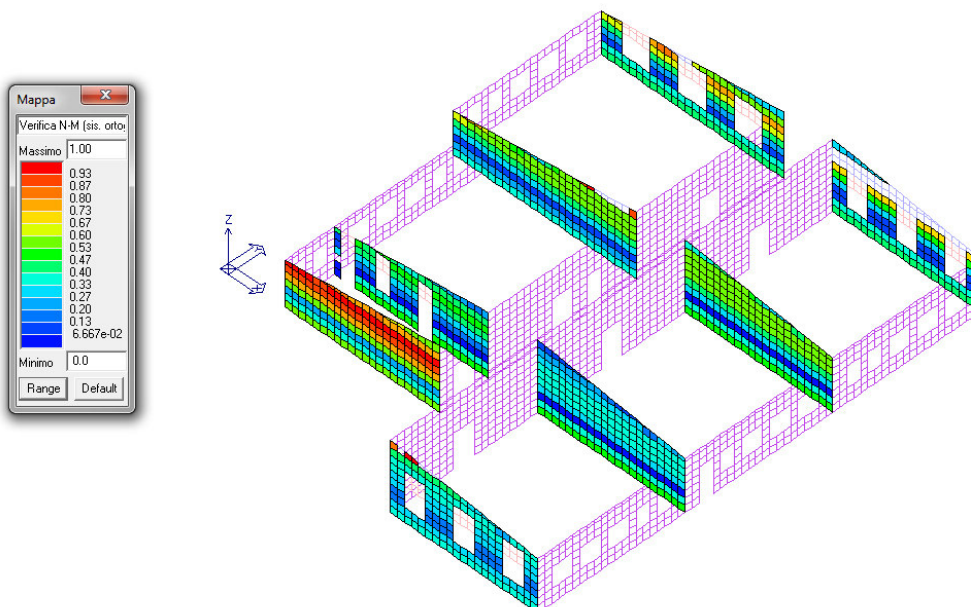
Verifica N/Mp maschi murari

L'indice di pressoflessione nel piano (N/Mp) è minore di 1, ed è minore dell'indice ottenuto nell'edificio privo del sistema placcaggio delle pareti in muratura $I(N / M_p)_{\max} = 0,8$. Il miglioramento ottenuto è pari a circa il 25%.



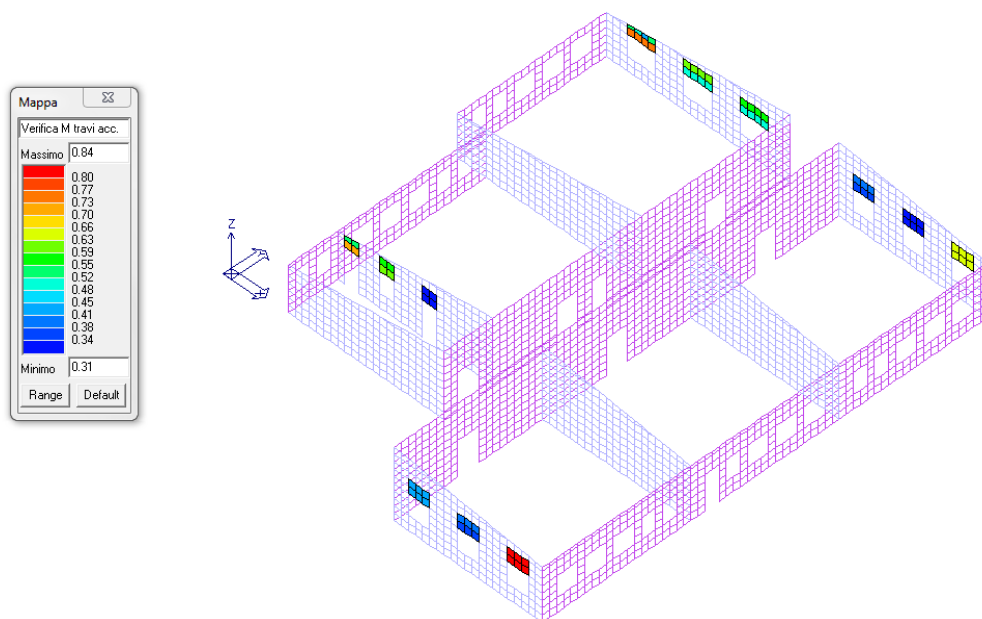
Verifica V maschi murari

L'indice (V) è minore di 1 ed è minore dell'indice ottenuto nell'edificio privo del sistema di miglioramento $I(V)_{\max} = 0,6$. Il miglioramento ottenuto è pari a circa il 60%.



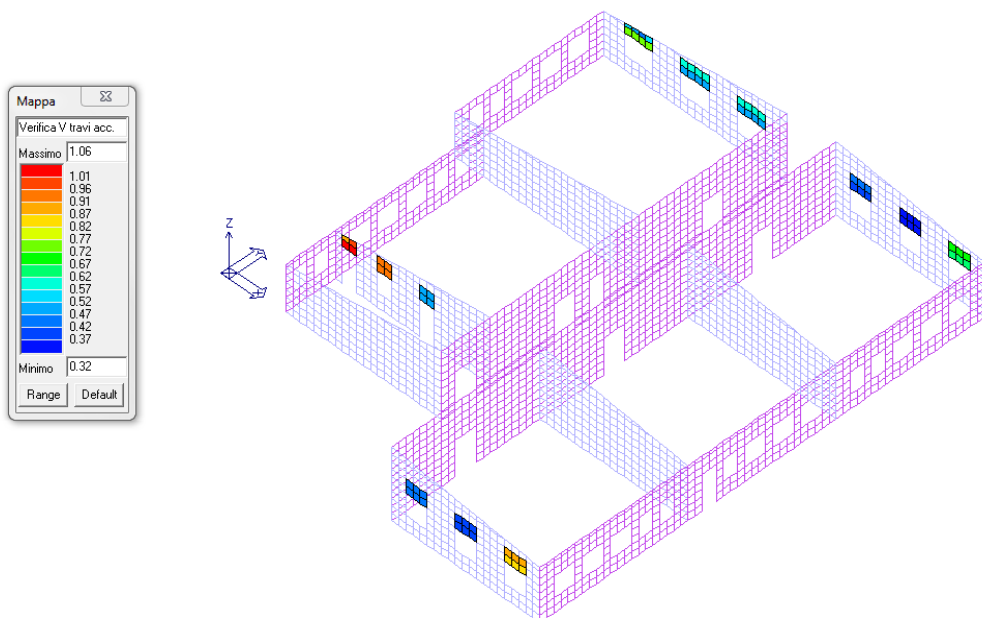
Verifica N/Mo maschi murari

L'indice di pressoflessione fuori dal piano (N/Mo) è minore di 1 ed è minore dell'indice ottenuto nell'edificio privo del sistema placcaggio delle pareti in muratura $I(N / M_o)_{\max} = 1,0$. Il miglioramento ottenuto è pari a circa il 33%.



Verifica M fasce di piano

L'indice a flessione (M) è minore di 1 ed è minore dell'indice ottenuto nell'edificio privo del sistema placcaggio delle pareti in muratura $I(M)_{\max} = 0,8$. Il miglioramento ottenuto è pari a circa il 12%.



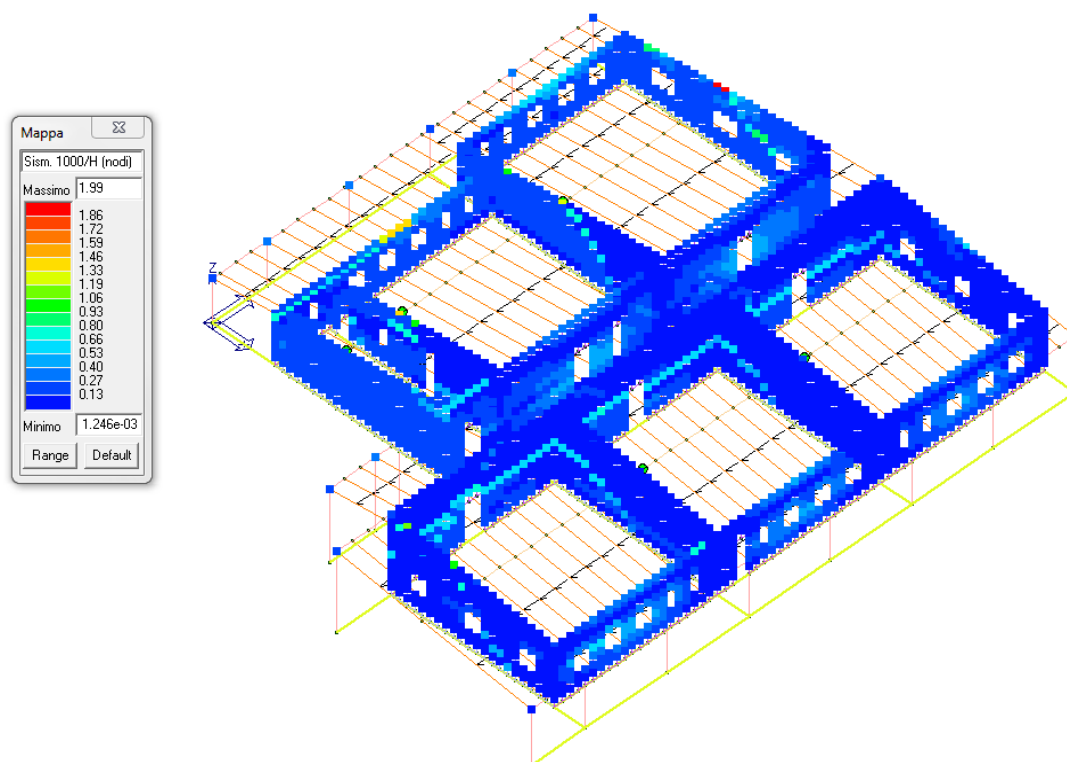
Verifica V fasce di piano

L'indice a taglio (V) è uguale a 1 e uguale all'indice ottenuto nell'edificio privo del sistema placcaggio delle pareti in muratura $I(V)_{\max} = 1,0$.

19.2 Verifiche di deformabilità SLD (post-miglioramento)

19.2.1 Spostamento di interpiano in direzione x

La verifica è soddisfatta in quanto lo spostamento massimo di interpiano in direzione x è minore dello 0,3%, così come è mostrato nella figura seguente:



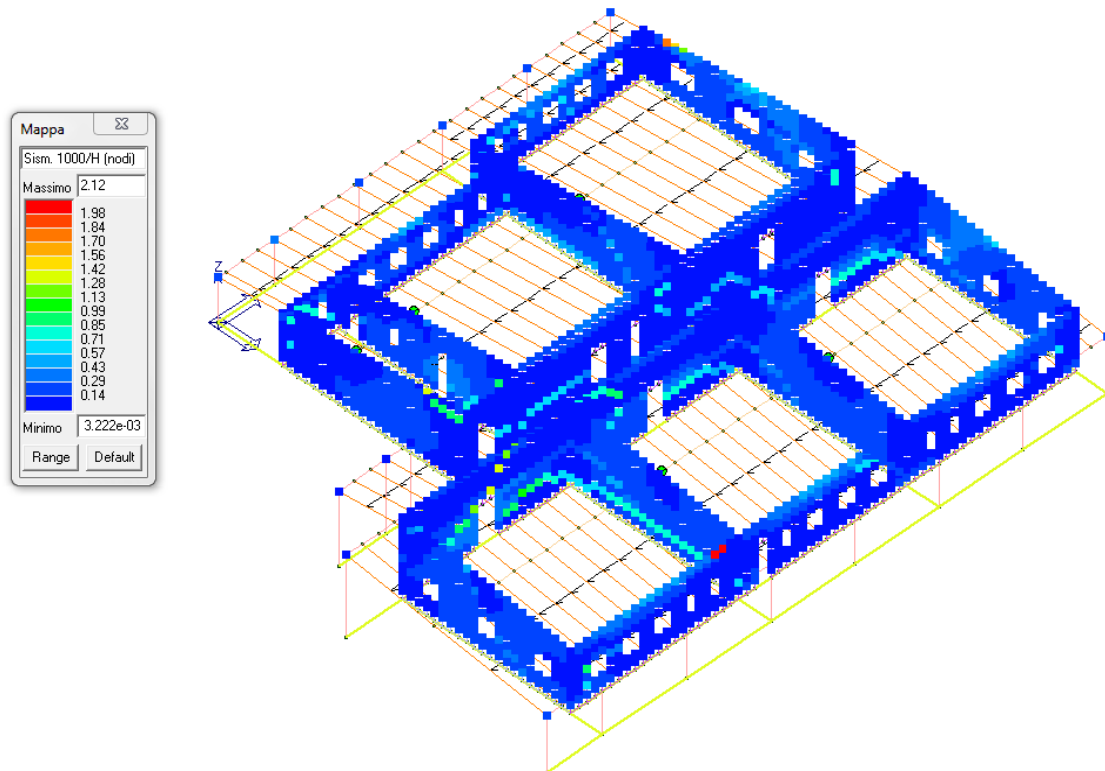
Valori dello spostamento massimo longitudinale di interpiano in direzione x allo SLD

$$\delta_{\max-rel-x-migliorato} = 0,2\% < 0,3\% \quad \text{spostamento di interpiano lungo x}$$

Inoltre, il valore trovato a seguito del miglioramento è minore di quello ottenuto per la struttura allo stato di fatto $\delta_{\max-rel-x-migliorato} = 0,2\% < 0,25\%$. Il miglioramento ottenuto è pari a circa il 25%.

19.2.2 Spostamento di interpiano in direzione y

La verifica è soddisfatta in quanto lo spostamento massimo di interpiano in direzione y è minore dello 0,3%, così come è mostrato nella figura seguente:



Valori dello spostamento massimo longitudinale di interpiano in direzione y allo SLD

$$\delta_{\max-rel-y-migliorato} = 0,2\% < 0,3\% \quad \text{spostamento di interpiano lungo y}$$

Inoltre, il valore trovato a seguito del miglioramento è minore di quello ottenuto per la struttura allo stato di fatto $\delta_{\max-rel-y-migliorato} = 0,2\% < 0,25\%$. Il miglioramento ottenuto è pari a circa il 25%.

19.3 Stima dell'incremento di capacità conseguibile con la proposta di intervento

Sulla base dei risultati ottenuti nella verifica SLV a seguito della realizzazione dell'intervento di miglioramento, l'incremento di capacità viene valutato sia in termini di accelerazione al suolo che in termini di periodo di ritorno.

Di seguito si evidenzia la sintesi dei risultati ottenuti dall'analisi effettuata, riportata nel dettaglio all'interno dell'Allegato 7 alla presente relazione:

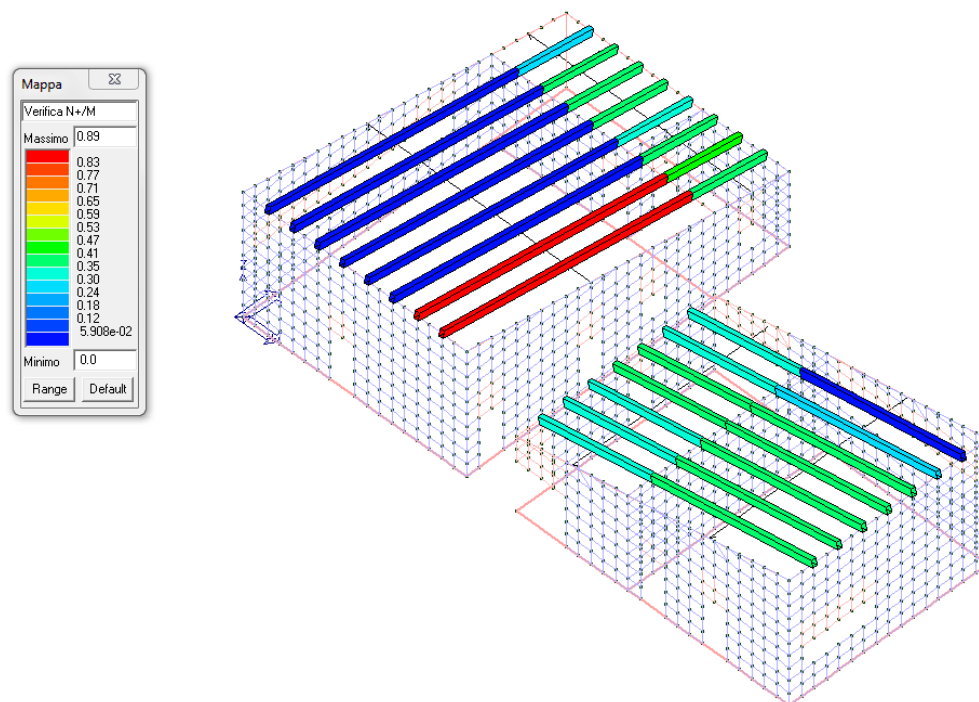
- SLV: il primo meccanismo che si genera a seguito del miglioramento è quello di rottura a pressoflessione fuori dal piano delle pareti in muratura, cui corrisponde una accelerazione pari a $a_{g-SLV} = 0,210g$ e un periodo di ritorno pari a $T_{R-SLV} = 949$ anni
- SLD: il primo danneggiamento della parti non strutturali che si genera a seguito del miglioramento avviene ad una accelerazione pari a $a_{g-SLD} = 0,123g$ e un periodo di ritorno pari a $T_{R-SLD} = 230$ anni

20. CENTRO SERVIZI - CORPO D: VERIFICA STATICA, CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DI SICUREZZA

Nel seguito si effettua la verifica nei confronti dei carichi statici sulle strutture orizzontali e verticali al fine di evidenziare eventuali incompatibilità con le prevedibili (ed attuali) condizioni di esercizio della struttura scolastica. Poichè è stato fatto un rilievo accurato delle travi in legno di copertura, la verifica è stata condotta anche per il solaio di copertura.

20.1 Solaio in legno di copertura

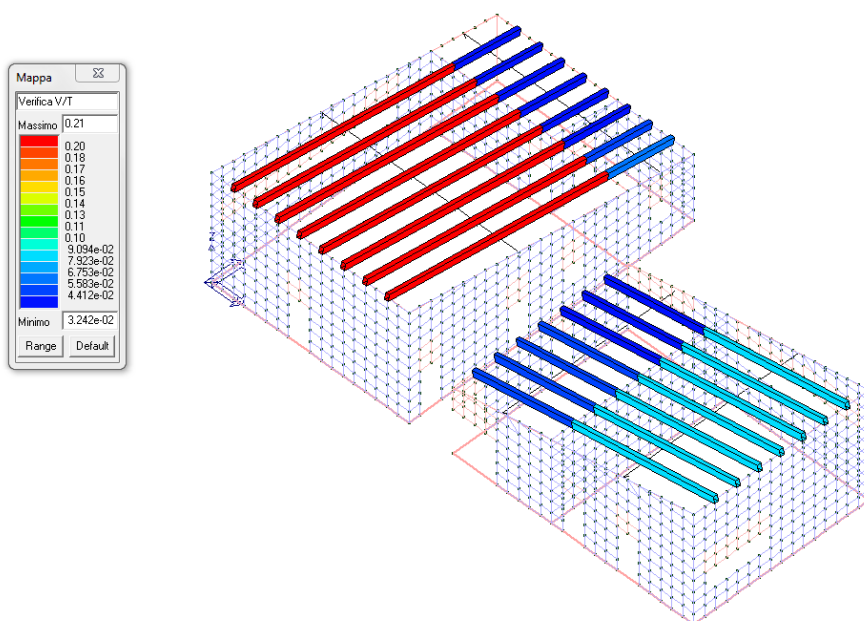
I valori delle verifiche per travi in legno di copertura sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:



Verifica N/M

Il coefficiente di sicurezza vale quindi (se fosse ≤ 1 si attiverebbe il meccanismo di rottura a pressoflessione delle travi):

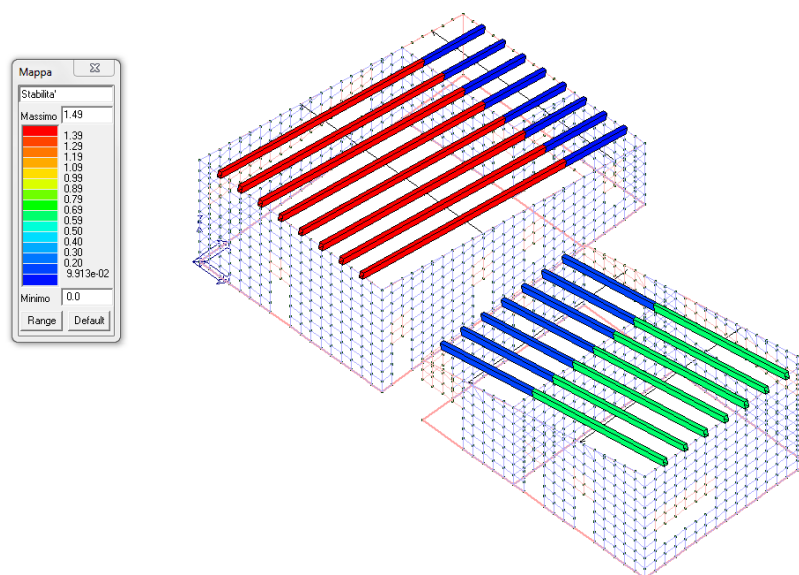
$$FS = \frac{(N/M)_u}{(N/M)_d} = 1,12$$



Verifica V/T

Il coefficiente di sicurezza vale quindi (se fosse ≤ 1 si attiverebbe il meccanismo di rottura a taglio delle travi):

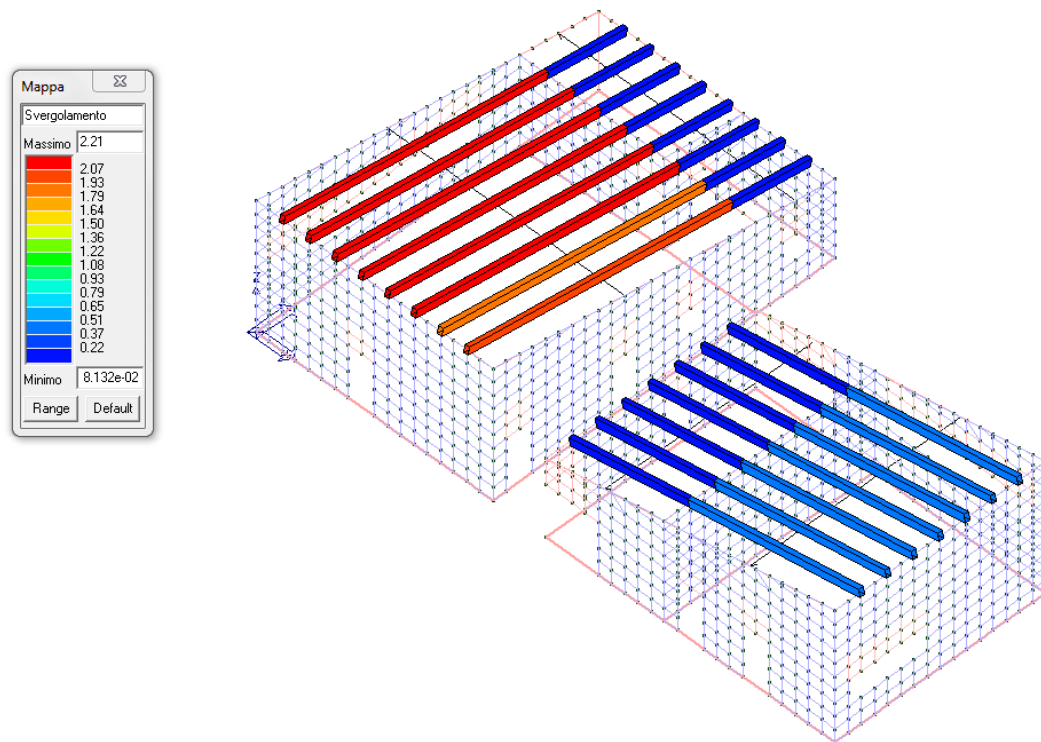
$$FS = \frac{(V/T)_u}{(V/T)_d} = 4,76$$



Verifica Stabilità

Il coefficiente di sicurezza per la stabilità è minore di 1 a causa delle luci molto elevate tra le pareti:

$$FS = \frac{(S)_u}{(S)_d} = 0,66$$



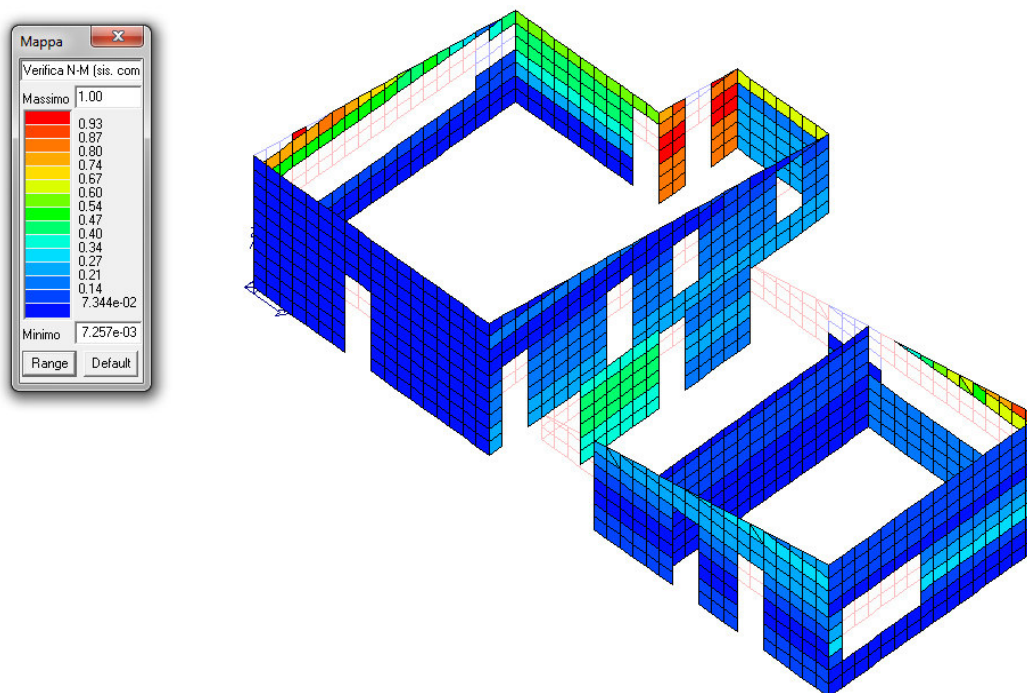
Verifica Svergolamento

Il coefficiente di sicurezza per lo svergolamento è minore di 1 a causa delle luci molto elevate tra le

pareti: $FS = \frac{(Sv)_u}{(Sv)_d} = 0,45$

20.2 Pareti e fasce in muratura

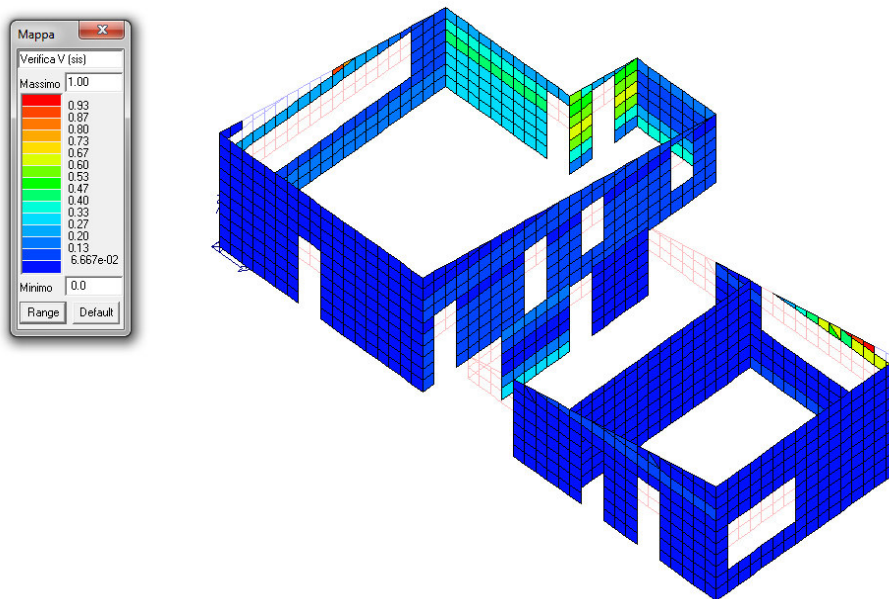
I valori delle verifiche per le pareti dell'edificio sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure. A causa delle numerose e notevoli forature delle pareti, è stato adottato il criterio di calcolo e verifica per le pareti in muratura riferite ai maschi murari continui da terra in sommità, il criterio di travi di accoppiamento in muratura per le fasce di piano (sopraporta e sottofinestra) che collegano i maschi murari:



Verifica N/Mp maschi murari

Il coefficiente di sicurezza vale quindi (se fosse ≤ 1 si attiverebbe il meccanismo di rottura a pressoflessione nel piano N/Mp delle pareti):

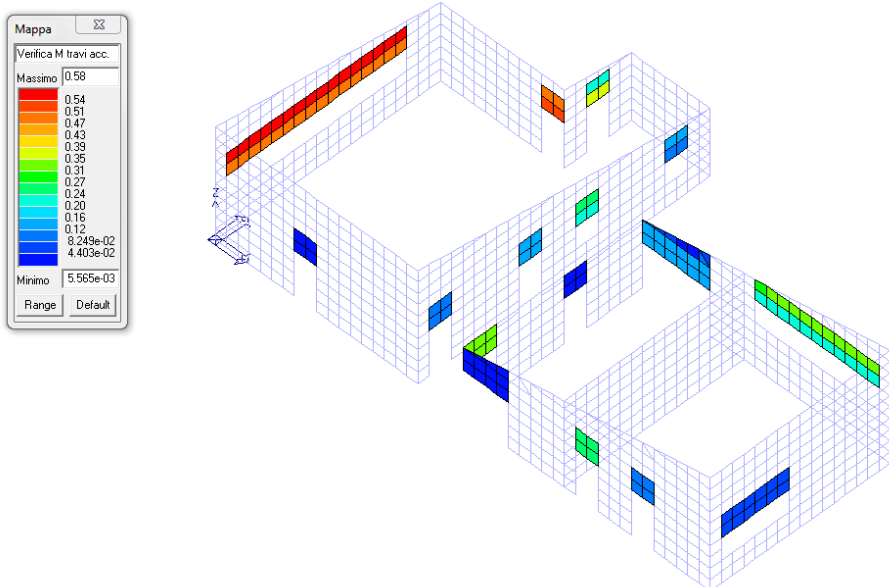
$$FS = \frac{(N / M_p)_u}{(N / M_p)_d} = 1,0$$



Verifica V maschi murari

Il coefficiente di sicurezza vale quindi (se fosse ≤ 1 si attiverebbe il meccanismo di rottura a taglio

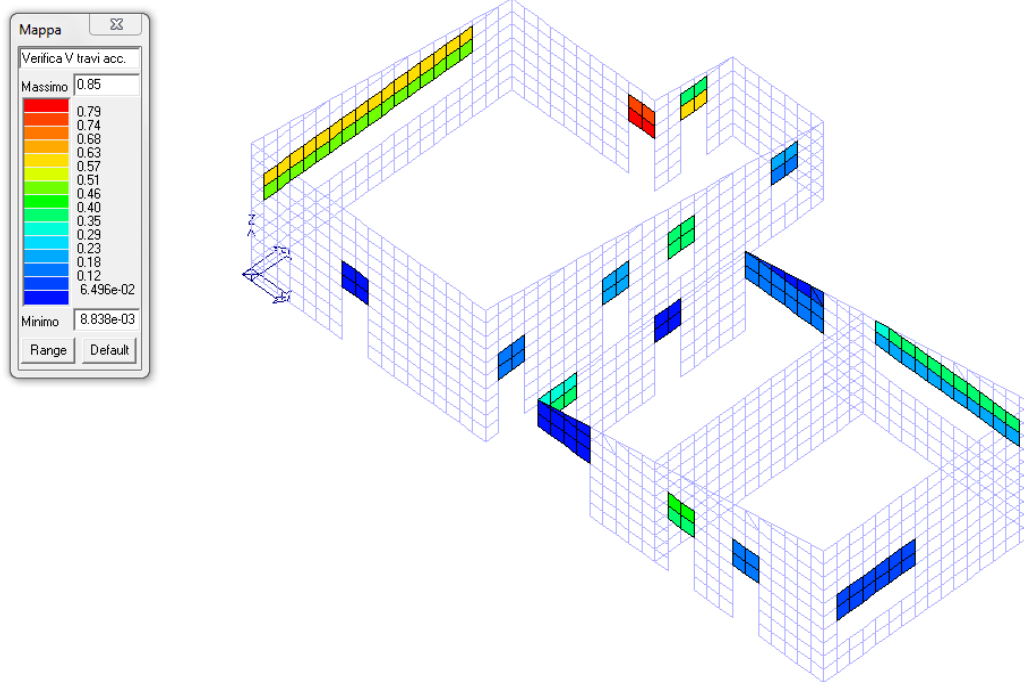
V delle pareti): $FS = \frac{(V)_u}{(V)_d} = 1,0$



Verifica M fasce di piano

Il coefficiente di sicurezza vale quindi (se fosse ≤ 1 si attiverebbe il meccanismo di rottura a

flessione delle fasce di piano in muratura): $FS = \frac{(M)_u}{(M)_d} = 1,72$



Verifica V fasce di piano

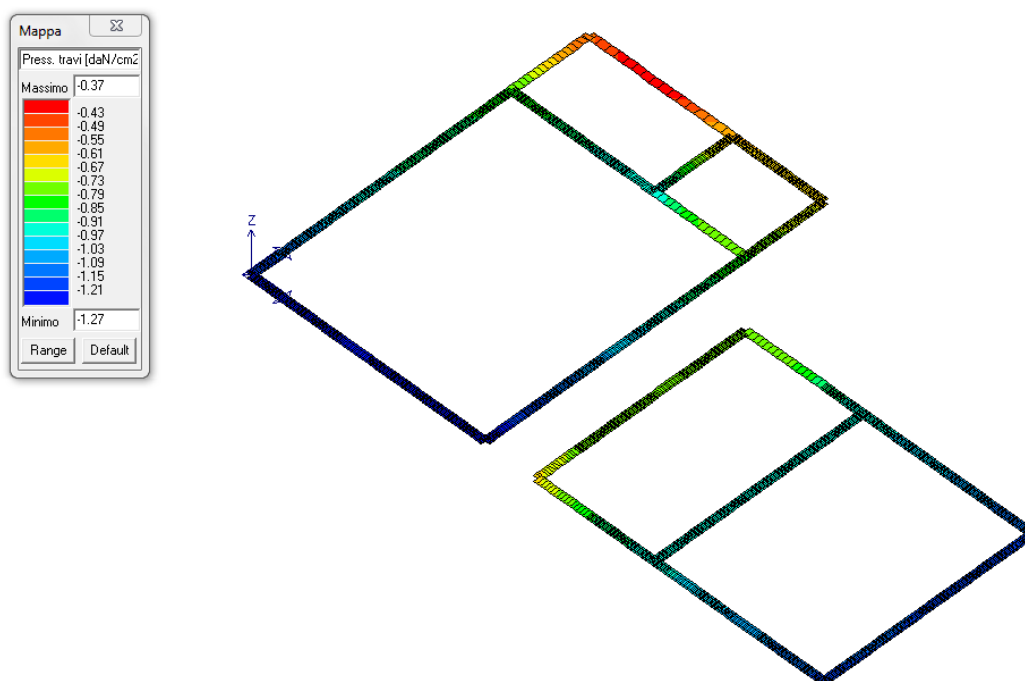
Il coefficiente di sicurezza vale quindi (se fosse ≤ 1 si attiverebbe il meccanismo di rottura a taglio

V delle fasce di piano in muratura): $FS = \frac{(V)_u}{(V)_d} = 1,17$

20.3 Pressione di contatto fondazione/terreno

La valutazione della portanza ultima del terreno (effettuata sulla base dei parametri geologici della relazione geologica) conduce al valore: di circa $q_{lim} \approx 3,0 daN / cm^2$

Ipotizzando che le fondazioni dell'edificio in muratura consistano in un allargamento dello spessore dei setti in muratura a piano terra, si è effettuata la modellazione equivalente con travi che distribuiscano il carico sul terreno. Considerando che da modello il valore massimo di pressione sul terreno (riportato per via grafica sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure) è pari a $\sigma_{t/max} = 1,27 daN / cm^2$:



Pressione massima di contatto fondazione/terreno

La verifica è soddisfatta in quanto il coefficiente di sicurezza vale:

$$FS = \frac{q_{lim}}{\sigma_{t/max}} = 2,36$$

21. CENTRO SERVIZI - CORPO D: VERIFICA SISMICA, CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DI SICUREZZA

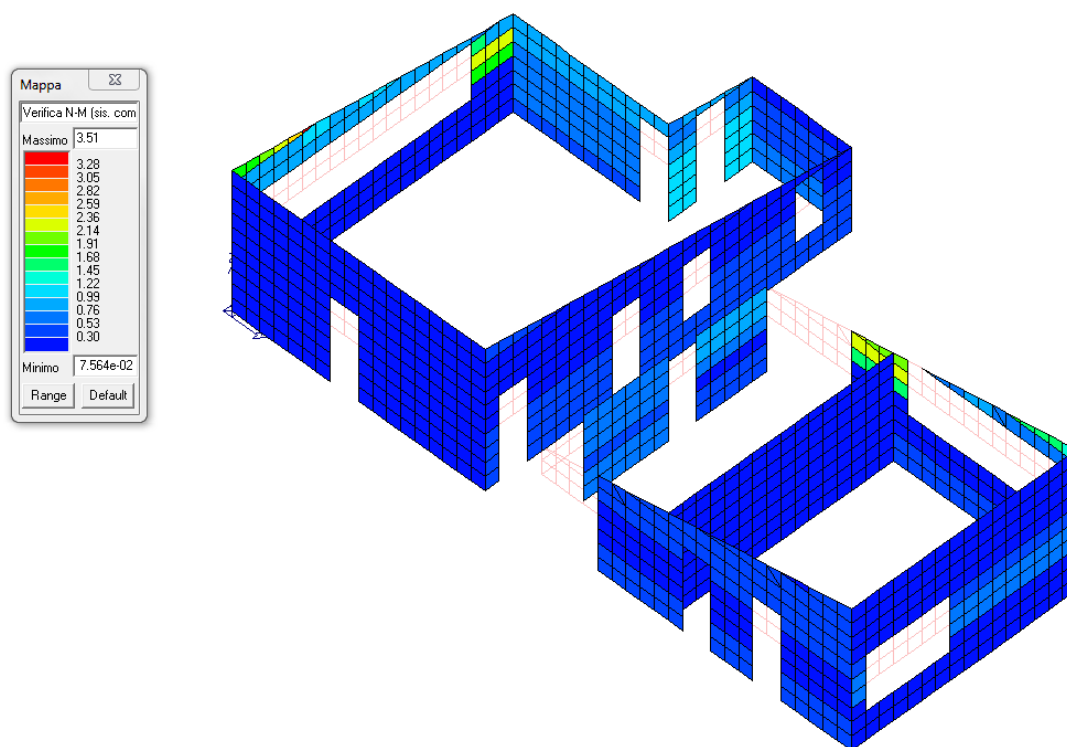
Il calcolo delle sollecitazioni derivanti dal sisma di riferimento effettivamente agenti sull'edificio allo stato di fatto, le verifiche di resistenza degli elementi strutturali esistenti, la valutazione degli interventi da realizzare e la valutazione del grado di miglioramento conseguito, vengono svolti con riferimento ai carichi considerati in dettaglio nell'analisi sviluppata nei Capitoli 7 e 8.

Tramite l'analisi dinamica lineare sviluppata, si individuano gli elementi resistenti alle azioni orizzontali (pareti in muratura) che non soddisfano i criteri di verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita. Infine, si procede al controllo degli spostamenti della struttura sia in termini di spostamenti relativi di interpiano (SLD) che di spostamenti assoluti (SLV) al fine di valutare la congruenza con il giunto strutturale presente tra i vari corpi. Qualora le verifiche non siano soddisfatte, si rende necessaria la progettazione di interventi di miglioramento mediante interventi diffusi. Nel seguito della presente relazione si indicherà una stima degli interventi di miglioramento al fine di garantire un maggiore grado di sicurezza alla struttura.

21.1 Verifiche di resistenza SLV (stato di fatto)

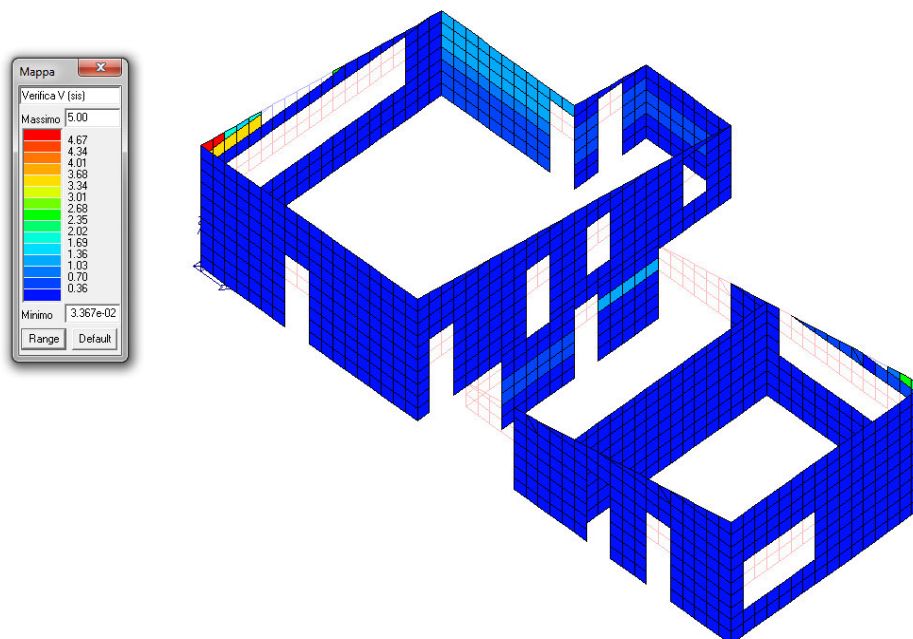
21.1.1 Pareti e fasce in muratura

I valori delle verifiche per le pareti dell'edificio sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure. A causa delle numerose e notevoli forature delle pareti, è stato adottato il criterio di calcolo e verifica per le pareti in muratura riferite ai maschi murari continui da terra in sommità, il criterio di travi di accoppiamento in muratura per le fasce di piano (sopraporta e sottofinestra) che collegano i maschi murari:



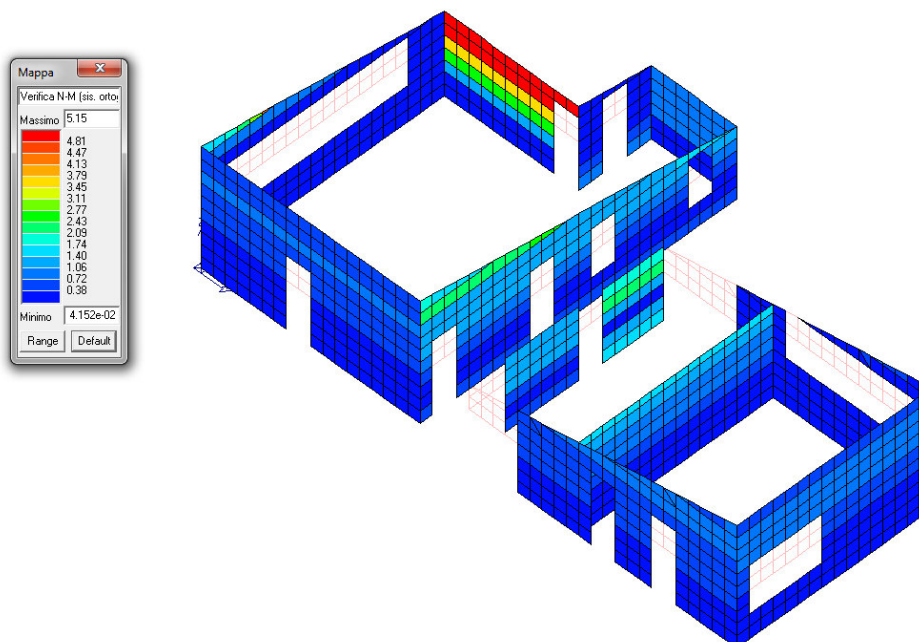
Verifica N/Mp maschi murari

La verifica a pressoflessione nel piano (N/Mp) di alcune porzioni di parete non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1 $I(N / M_p)_{\max} = 3,5$.



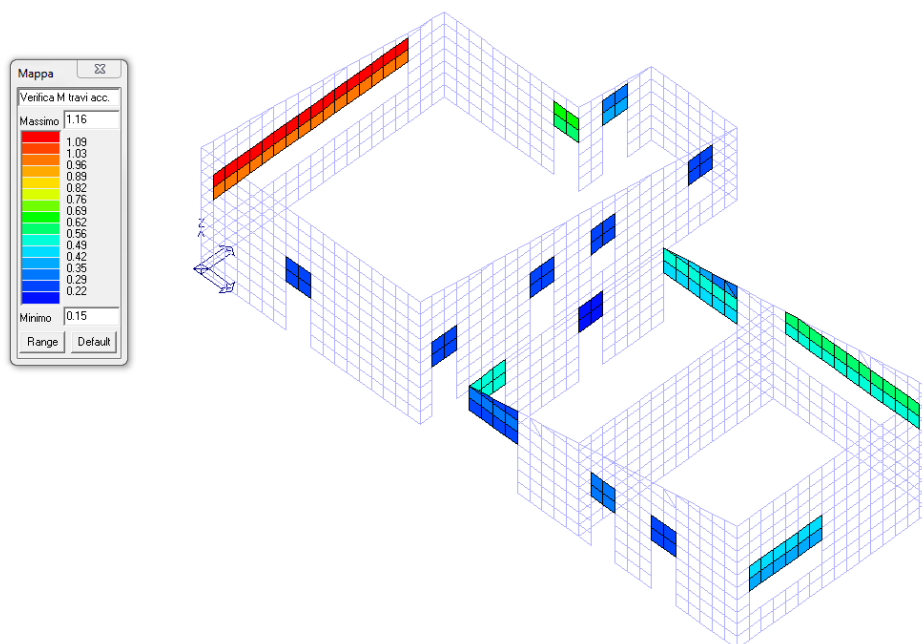
Verifica V maschi murari

La verifica a taglio (V) di alcune porzioni di parete non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(V)_{\max} = 5,0$.



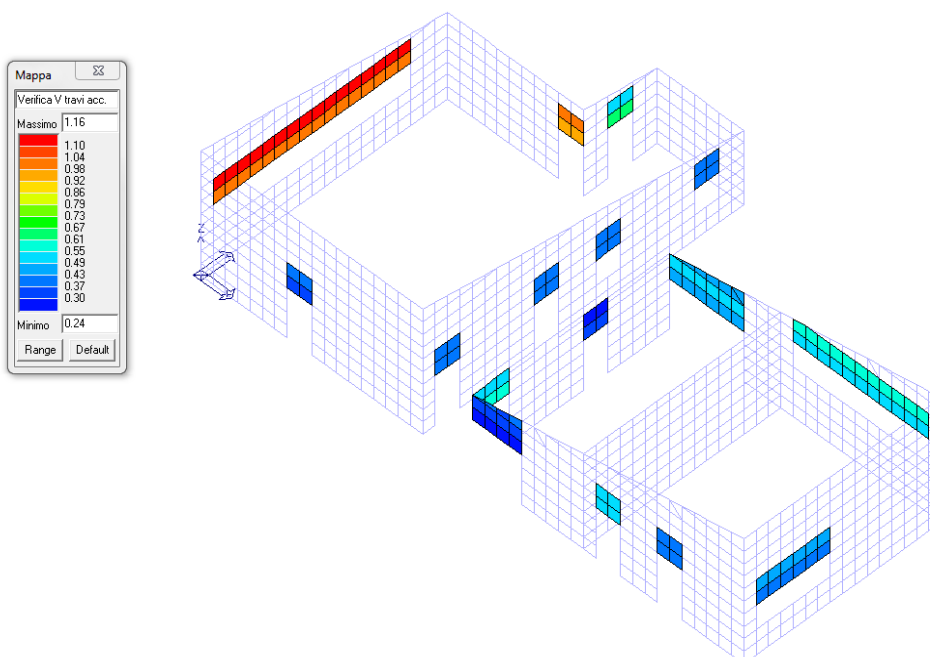
Verifica N/Mo maschi murari

La verifica a pressoflessione fuori dal piano (N/Mo) di alcune porzioni di parete non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(N / M_o)_{\max} = 5,0$.



Verifica M fasce di piano

La verifica a flessione (M) di alcune fasce di piano non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1: $I(M)_{\max} = 1,1$.



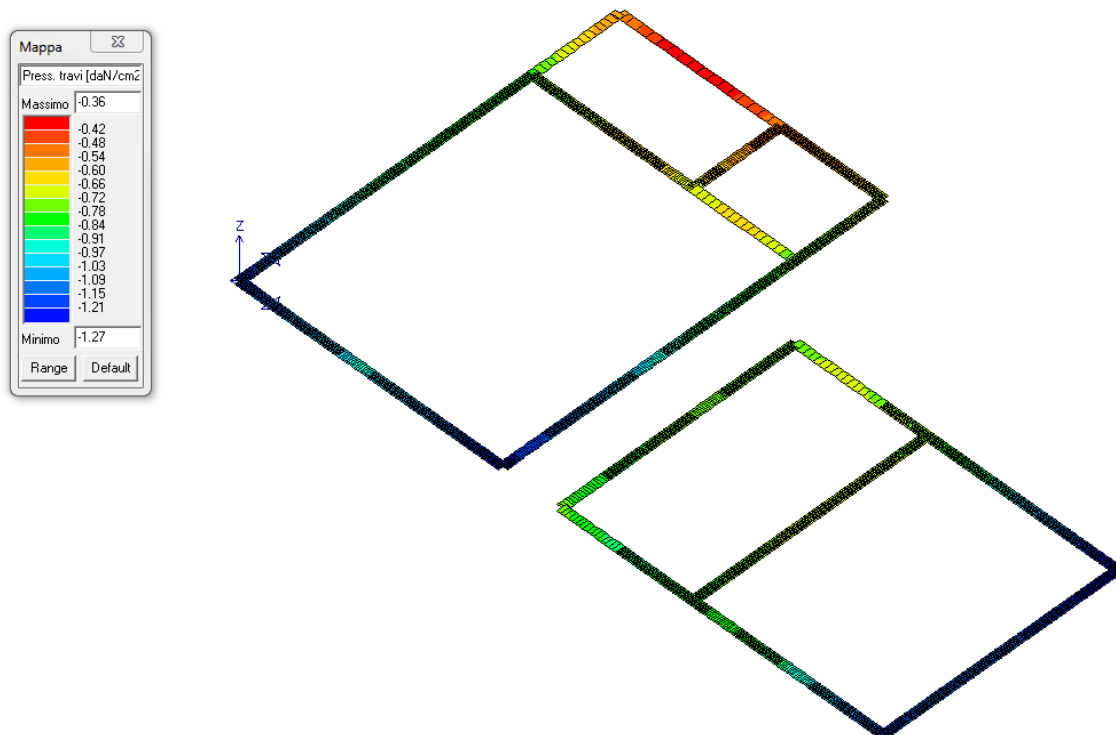
Verifica V fasce di piano

La verifica a taglio (V) di alcune fasce di piano non è soddisfatta in quanto l'indice è maggiore di 1:
 $I(V)_{\max} = 1,1$.

21.1.2 Pressione di contatto fondazione/terreno

La valutazione della portanza ultima del terreno (effettuata sulla base dei parametri geologici della relazione geologica) conduce al valore: di circa $q_{lim} \simeq 3,0 daN / cm^2$

Ipotizzando che le fondazioni dell'edificio in muratura consistano in un allargamento dello spessore dei setti in muratura a piano seminterrato, si è effettuata la modellazione equivalente con travi che distribuiscano il carico sul terreno. Considerando che da modello il valore massimo di pressione sul terreno (riportato per via grafica sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure) è pari a $\sigma_{t/max} = 1,27 daN / cm^2$:



Pressione massima di contatto fondazione/terreno

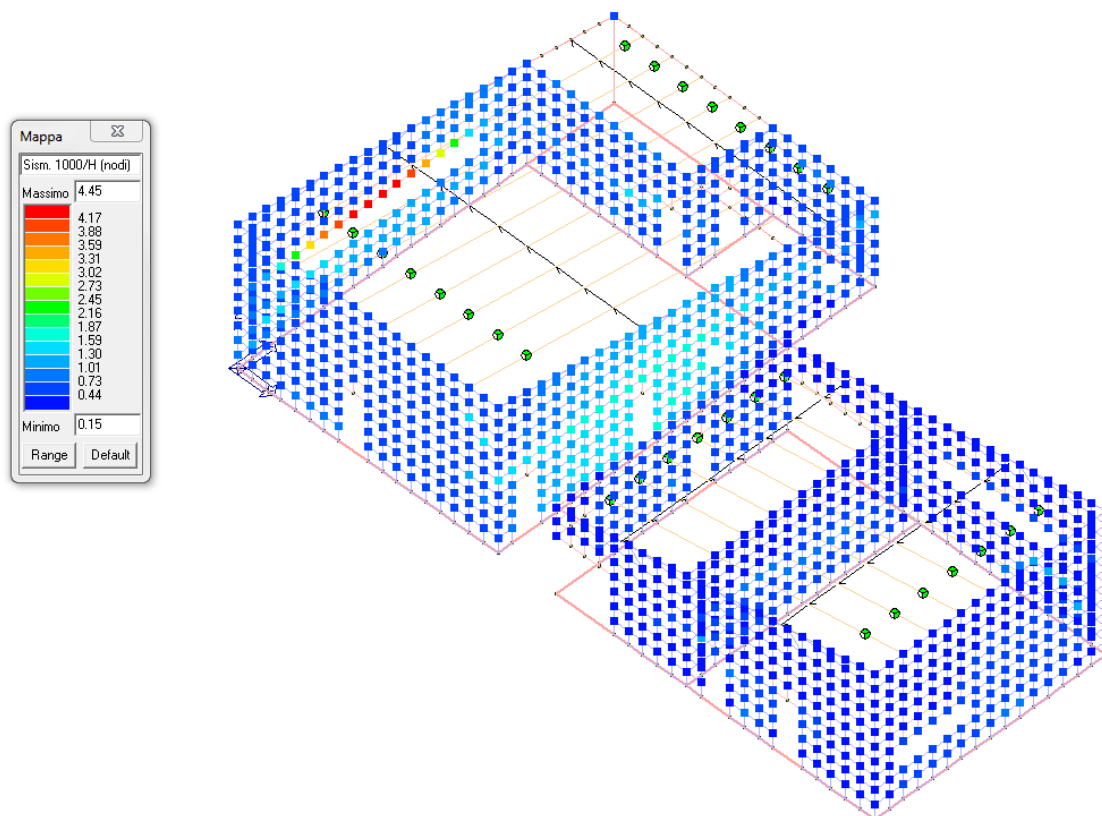
La verifica è soddisfatta in quanto il coefficiente di sicurezza vale:

$$FS = \frac{q_{lim}}{\sigma_{t/max}} = 2,36$$

21.2 Verifiche di deformabilità SLD (stato di fatto)

21.2.1 Spostamento di interpiano in direzione x

La verifica non è soddisfatta in quanto lo spostamento massimo di interpiano in direzione x è maggiore dello 0,3%, così come è mostrato nella figura seguente:

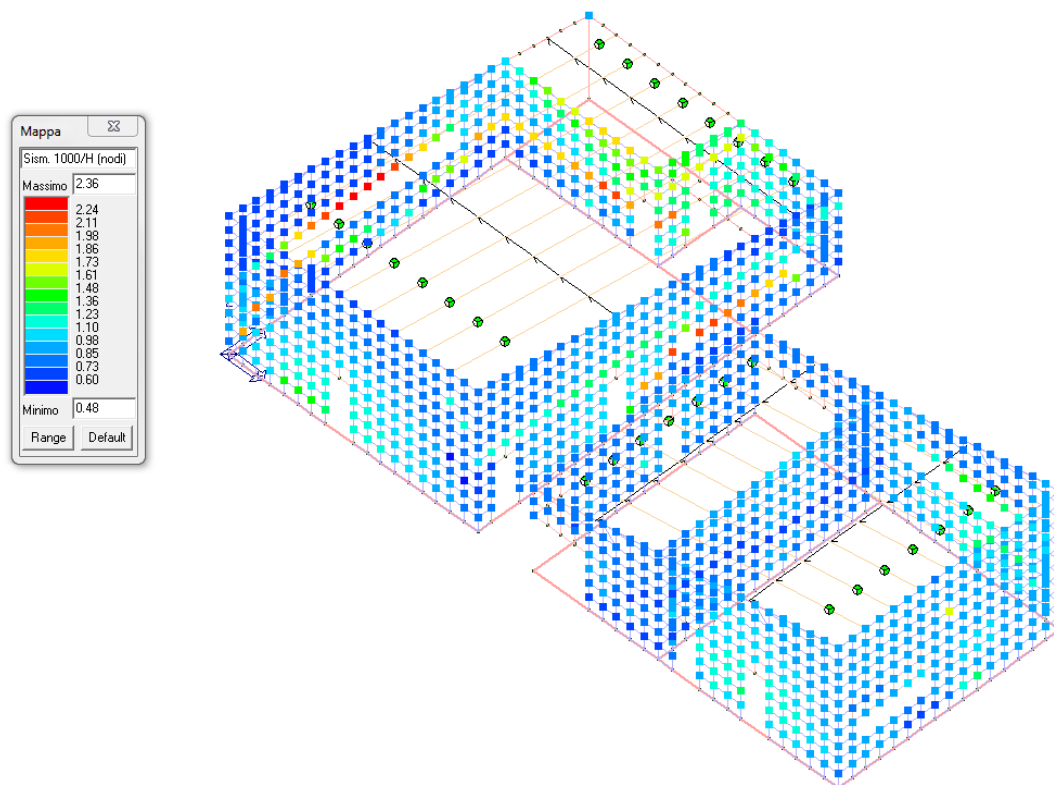


Valori dello spostamento massimo di interpiano in direzione x allo SLD

$$\delta_{\max-rel-x} = 0,44\% > 0,3\% \quad \text{spostamento di interpiano lungo x}$$

21.2.2 Spostamento di interpiano in direzione y

La verifica è soddisfatta in quanto lo spostamento massimo di interpiano in direzione y è minore dello 0,3%, così come è mostrato nella figura seguente:

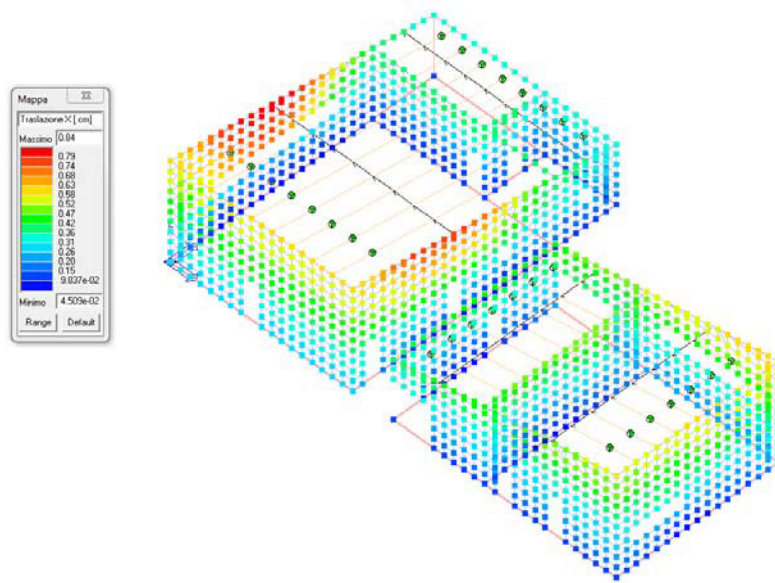


Valori dello spostamento massimo di interpiano in direzione y allo SLD

$$\delta_{\max-rel-y} = 0,23\% < 0,3\% \quad \text{spostamento di interpiano lungo y}$$

21.3 Spostamento massimo SLV (giunto strutturale)

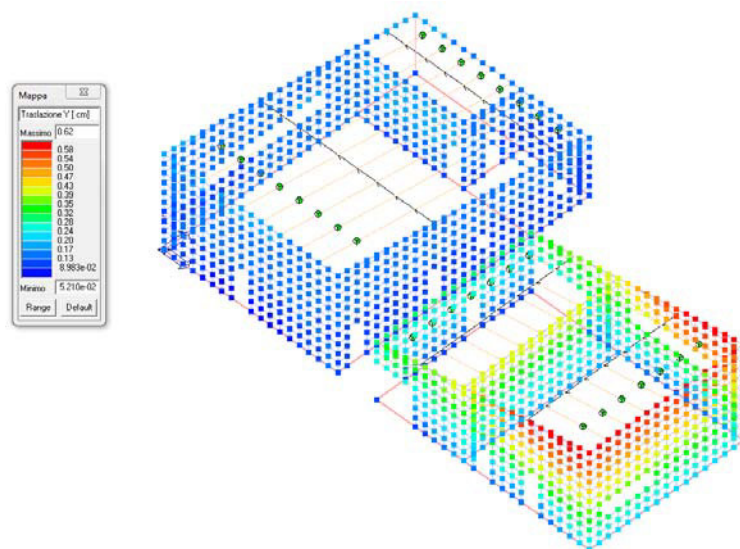
Al fine di valutare le possibili interazioni tra unità strutturali adiacenti (punto 2, allegato 3 alla Delibera di Giunta RER 1154/2010), si riporta di seguito il calcolo del valore massimo dello spostamento allo SLV utilizzando il sisma di riferimento.



Spostamento massimo (sisma x)

Il valore dello spostamento massimo allo SLV in direzione x è pari a:

$$\delta_x = q \cdot \delta_{x-\max} = 2,25 \cdot 0,84 = 1,9 \text{ cm}$$



Spostamento massimo (sisma y)

Il valore dello spostamento massimo allo SLV in direzione y è pari a:

$$\delta_y = q \cdot \delta_{y-\max} = 2,25 \cdot 0,62 = 1,4 \text{ cm}$$

Il DM08 (capitolo 7.2.2) prescrive che la distanza tra costruzioni contigue debba essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, e in ogni caso la distanza tra due punti che si fronteggiano non può essere inferiore ad $1/100$ della quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per $a_g \cdot S / 0,5g$.

Il Centro Servizi è giuntato dall'Ampliamento e dall'Asilo Nido con giunti di almeno 40cm, quindi non sussistono eventuali problemi di martellamento tra strutture.

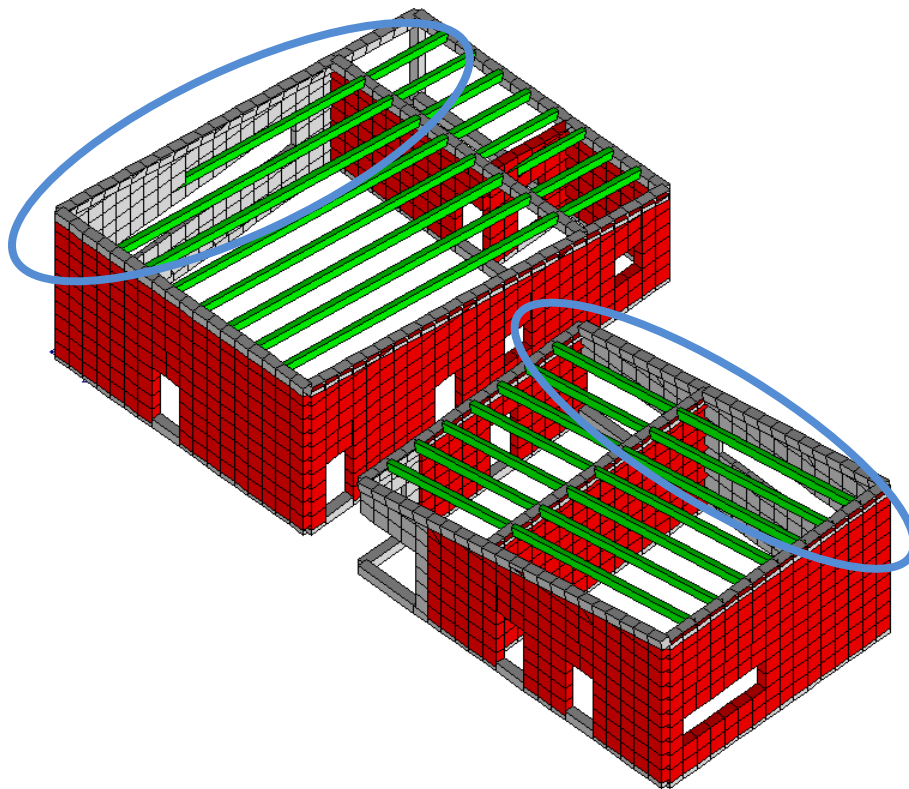


Giunto tra l'Ampliamento e il Centro Servizi - Giunto tra il Centro Servizi e l'Asilo Nido

22. CENTRO SERVIZI - CORPO D: PROPOSTA DI INTERVENTO DA REALIZZARE AL FINE DI OTTENERE UN MIGLIORAMENTO NEL COMPORTAMENTO SISMICO DELLA STRUTTURA

L'intervento di miglioramento globale che si propone da realizzare nell'edificio al fine di aumentare il grado di sicurezza nei confronti delle azioni del sisma e di ottenere una più uniforme distribuzione di tali azioni negli elementi resistenti (pareti), è il seguente:

- consolidamento di alcune pareti in muratura mediante intonaco armato dello spessore di 5 cm da ciascun lato della parete.



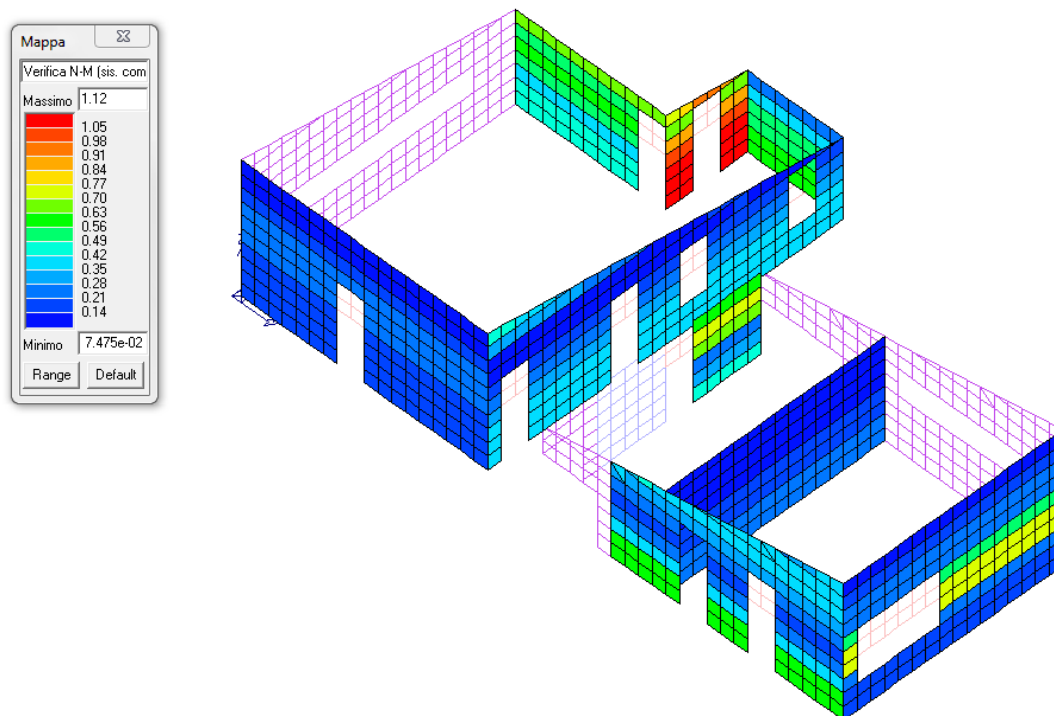
Possibile placcaggio delle pareti in muratura esistenti in direzione x e y (cerchio blu)

Nel seguito si effettuano le verifiche della struttura con le pareti di muratura placcate, e si riporta il grado di miglioramento introdotto con l'intervento proposto.

22.1 Verifiche di resistenza SLV (post-miglioramento)

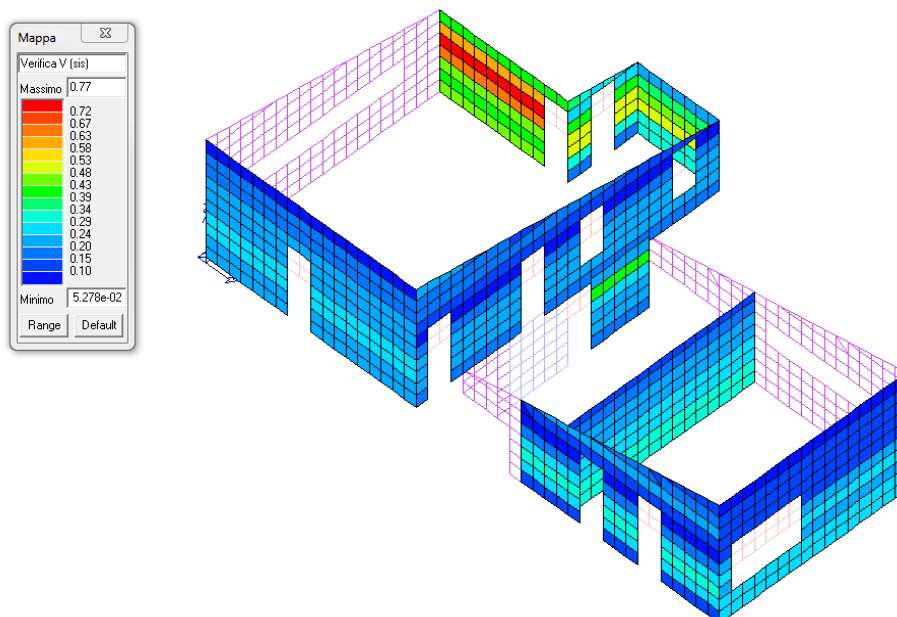
22.1.1 Pareti e fasce in muratura

I valori delle verifiche SLV per le pareti dell'edificio a seguito della messa in opera dell'intervento proposto sono riportati sotto forma di mappe di colore, illustrate nelle seguenti figure:



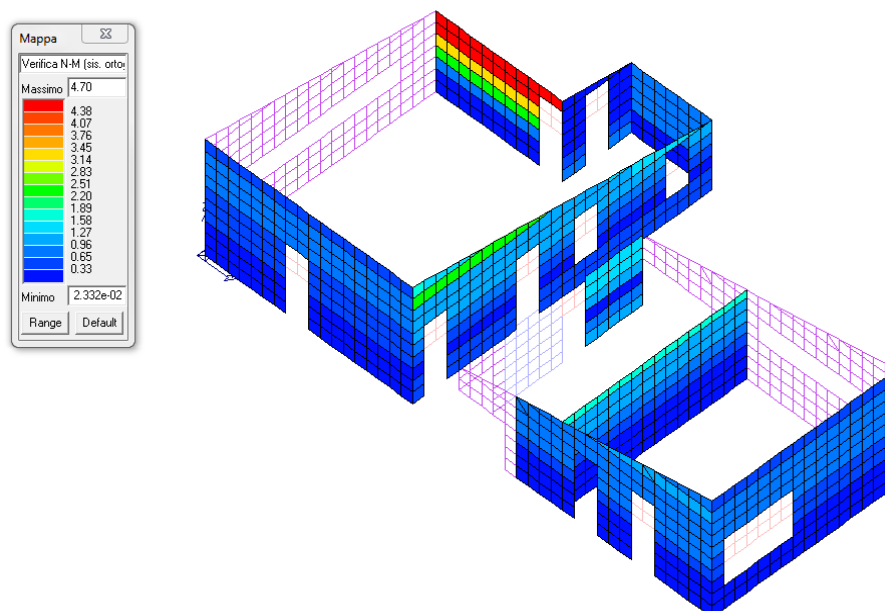
Verifica N/Mp maschi murari

L'indice di pressoflessione nel piano (N/Mp) è uguale a 1, ed è minore dell'indice ottenuto nell'edificio privo del sistema placcaggio delle pareti in muratura $I(N / M_p)_{\max} = 1,0$. Il miglioramento ottenuto è pari a circa il 250%.



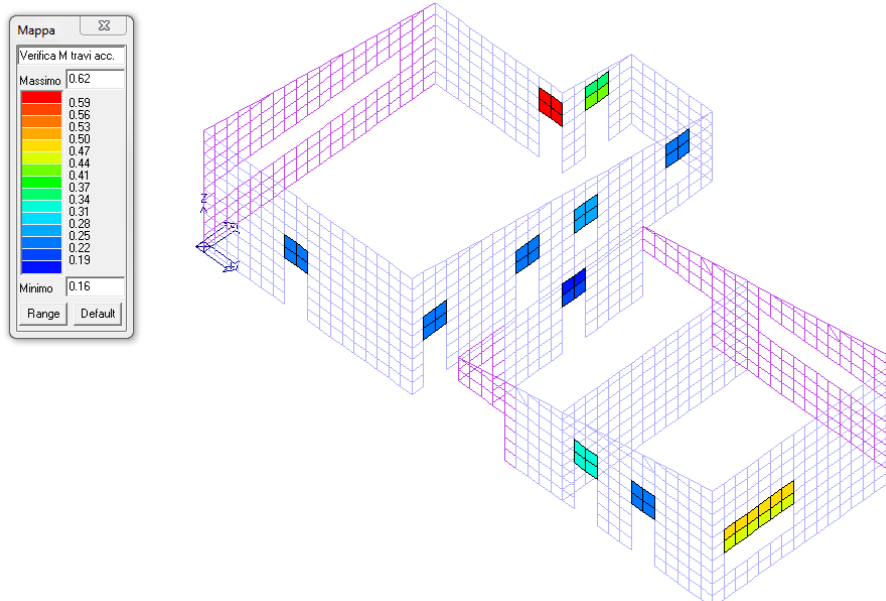
Verifica V maschi murari

L'indice (V) è minore di 1 e dell'indice ottenuto nell'edificio privo del sistema di miglioramento $I(V)_{\max} = 0,8$. Il miglioramento ottenuto è pari a circa il 500%.



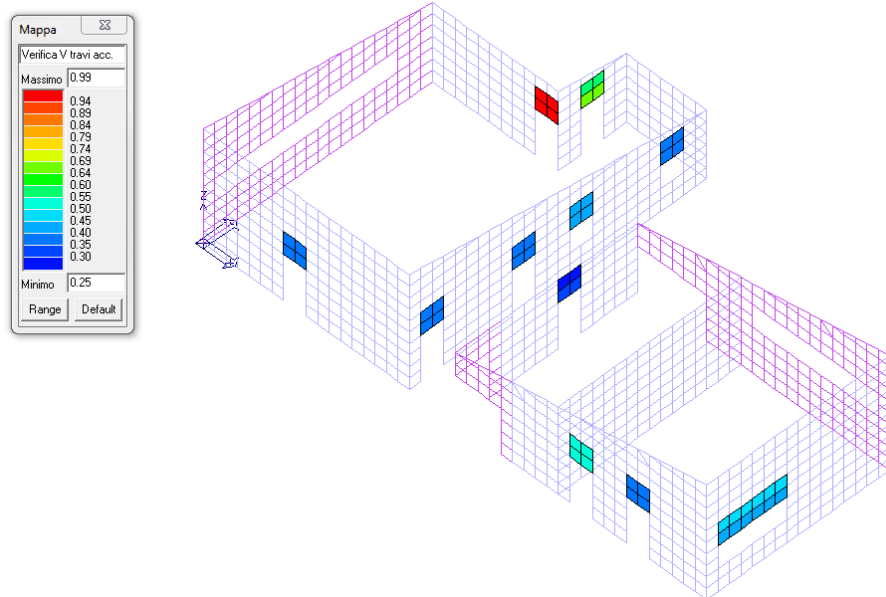
Verifica N/Mo maschi murari

L'indice di pressoflessione fuori dal piano (N/Mo) è sempre maggiore di 1 ma è minore dell'indice ottenuto nell'edificio privo del sistema placcaggio delle pareti in muratura $I(N/M_o)_{\max} = 4,7$. Il miglioramento ottenuto è pari a circa il 33%.



Verifica M fasce di piano

L'indice a flessione (M) è minore di 1 e minore dell'indice ottenuto nell'edificio privo del sistema placcaggio delle pareti in muratura $I(M)_{\max} = 0,6$. Il miglioramento ottenuto è pari a circa il 180%.



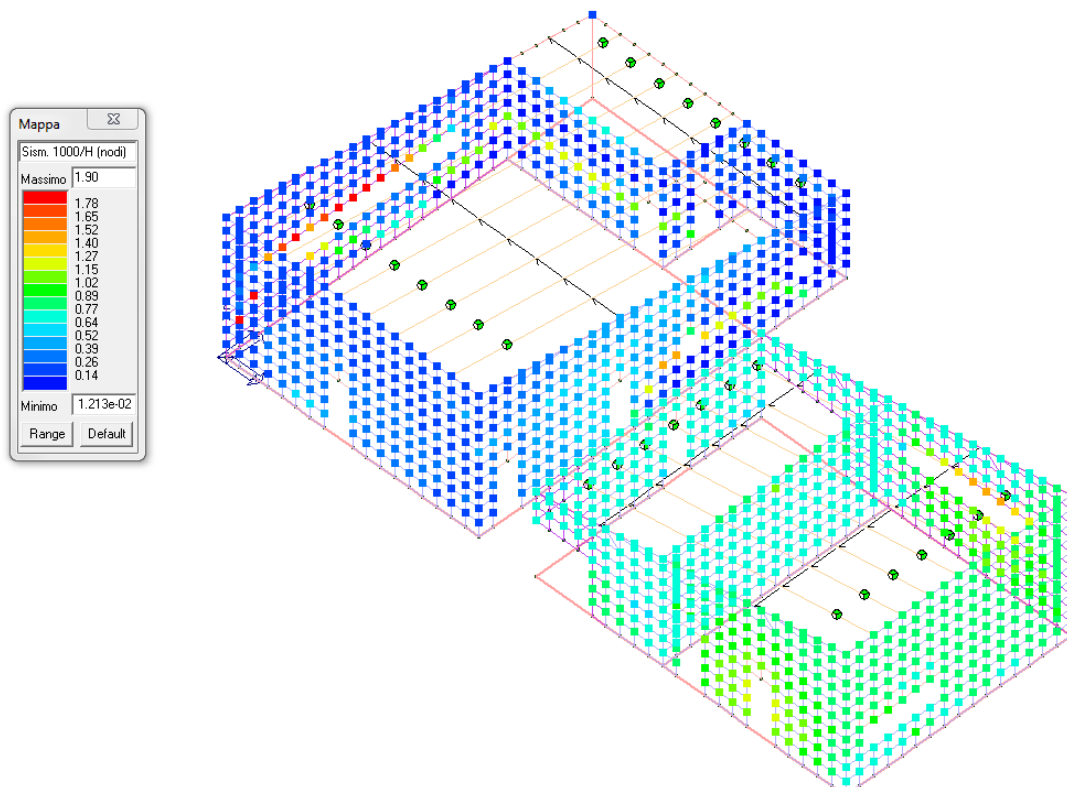
Verifica V fasce di piano

L'indice a taglio (V) è uguale a 1 e minore dell'indice ottenuto nell'edificio privo del sistema placcaggio delle pareti in muratura $I(V)_{\max} = 1,0$. Il miglioramento ottenuto è pari a circa il 70%.

22.2 Verifiche di deformabilità SLD (post-miglioramento)

22.2.1 Spostamento di interpiano in direzione x

La verifica è soddisfatta in quanto lo spostamento massimo di interpiano in direzione x è minore dello 0,3%, così come è mostrato nella figura seguente:



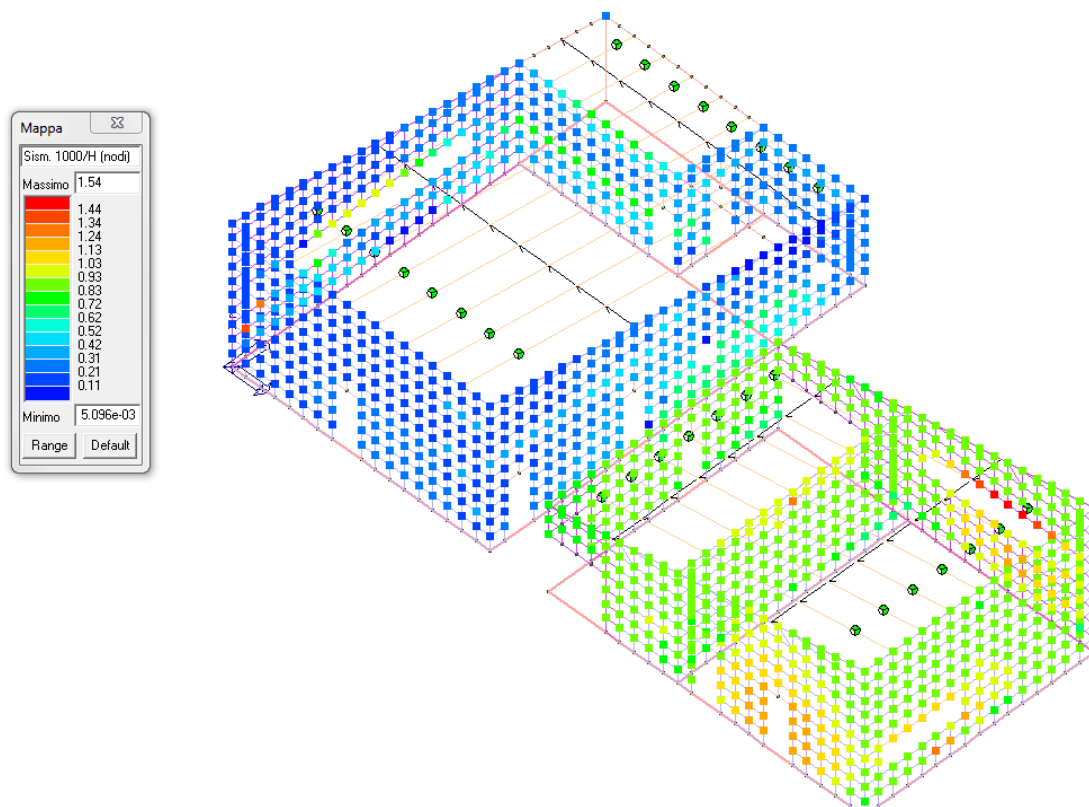
Valori dello spostamento massimo longitudinale di interpiano in direzione x allo SLD

$$\delta_{\max-rel-x-migliorato} = 0,2\% < 0,3\% \quad \text{spostamento di interpiano lungo x}$$

Inoltre, il valore trovato a seguito del miglioramento è minore di quello ottenuto per la struttura allo stato di fatto $\delta_{\max-rel-x-migliorato} = 0,2\% < 0,44\%$. Il miglioramento ottenuto è pari a circa il 120%.

22.2.2 Spostamento di interpiano in direzione y

La verifica è soddisfatta in quanto lo spostamento massimo di interpiano in direzione y è minore dello 0,3%, così come è mostrato nella figura seguente:



Valori dello spostamento massimo longitudinale di interpiano in direzione y allo SLD

$$\delta_{\text{max-rel-y-migliorato}} = 0,15\% < 0,3\% \quad \text{spostamento di interpiano lungo y}$$

Inoltre, il valore trovato a seguito del miglioramento è minore di quello ottenuto per la struttura allo stato di fatto $\delta_{\text{max-rel-y-migliorato}} = 0,15\% < 0,23\%$. Il miglioramento ottenuto è pari a circa il 50%.

22.3 Stima dell'incremento di capacità conseguibile con la proposta di intervento

Sulla base dei risultati ottenuti nella verifica SLV a seguito della realizzazione dell'intervento di miglioramento, l'incremento di capacità viene valutato sia in termini di accelerazione al suolo che in termini di periodo di ritorno.

Di seguito si evidenzia la sintesi dei risultati ottenuti dall'analisi effettuata, riportata nel dettaglio all'interno dell'Allegato 8 alla presente relazione:

- SLV: il primo meccanismo che si genera a seguito del miglioramento è quello di rottura a pressoflessione fuori dal piano delle pareti in muratura, cui corrisponde una accelerazione pari a $a_{g-SLV} = 0,045g$ e un periodo di ritorno pari a $T_{R-SLV} = 30$ anni
- SLD: il primo danneggiamento della parti non strutturali che si genera a seguito del miglioramento avviene ad una accelerazione pari a $a_{g-SLD} = 0,123g$ e un periodo di ritorno pari a $T_{R-SLD} = 230$ anni

23. FASE III: ANALISI DELLA VULNERABILITA' SISMICA GLOBALE E LOCALE DELLA STRUTTURA

23.1 Asilo Nido - Corpo A: Vulnerabilità globale

Per quanto riguarda gli elementi in muratura, si procede alla valutazione in termini di SLD e SLV dell'accelerazione e del relativo periodo di ritorno nei confronti di:

- deformazione ultima nel piano,
- resistenza fuori piano di un pannello (verifica N/Mo),
- resistenza nel piano di un pannello (verifica N/Mp-V),
- deformazione di danno in un pannello.

23.1.1 Deformazione ultima nel piano

Si confronta il valore della traslazione con il valore di 0,8% dell'altezza del pannello (ricavato in via sperimentale a seguito di una serie di analisi statiche non lineari), pari a:

$$\delta_{0-1} = 450 \cdot 0,8 / 100 = 3,6 \text{ cm} \quad \text{valore ultimo di deformazione nel piano del pannello}$$

(piano terra - cop)

Dall'analisi condotta sul modello computazionale ad elementi finiti si ottengono i seguenti risultati per lo SLV:

Traslazione direzione x:

$$a_{g-SLV-deformazione-ultima-x} = 0,160 g \qquad T_{R-SLV-deformazione-ultima-x} = 475 \text{ anni} \qquad \text{SLV}$$

Traslazione direzione y:

$$a_{g-SLV-deformazione-ultima-y} = 0,224 g \qquad T_{R-SLV-deformazione-ultima-y} = 1060 \text{ anni} \qquad \text{SLV}$$

23.1.2 Resistenza fuori piano di un pannello

Dall'analisi condotta sul modello computazionale ad elementi finiti si ottengono i seguenti risultati per lo SLV (si veda Allegato 5):

$$a_{g-SLV-N/Mo} = a_g \cdot \frac{1}{2,0} = 0,210 g \cdot \frac{1}{2,0} = 0,105 g \qquad T_{R-SLV-N/Mo} = 167 \text{ anni} \qquad \text{SLV}$$

23.1.3 Resistenza nel piano di un pannello

Dall'analisi condotta sul modello computazionale ad elementi finiti si ottengono i seguenti risultati per lo ogni stato limite considerato (si veda Allegato 5):

$$a_{g-SLV-V} = a_g \cdot \frac{1}{5,0} = 0,210g \cdot \frac{1}{5,0} = 0,04g \quad T_{R-SLV-V} = 25 \text{ anni} \quad \text{SLV}$$

$$a_{g-SLD-V} = 0,050g \quad T_{R-SLD-V} = 35 \text{ anni} \quad \text{SLD}$$

23.1.4 Deformazione di danno in un pannello

Dall'analisi condotta sul modello computazionale ad elementi finiti si ottengono i seguenti risultati per lo SLD (si veda Allegato 5):

Direzione x:

$$a_{g-SLD-\delta_x} = a_g \cdot \frac{3,0}{5,0} = 0,082g \cdot \frac{3,0}{5,0} = 0,05g \quad T_{R-SLD-\delta_x} = 35 \text{ anni} \quad \text{SLD}$$

Direzione y:

$$a_{g-SLD-\delta_y} = a_g \cdot \frac{3,0}{3,5} = 0,082g \cdot \frac{3,0}{3,5} = 0,07g \quad T_{R-SLD-\delta_y} = 70 \text{ anni} \quad \text{SLD}$$

23.1.5 Capacità limite delle fondazioni

Dall'analisi condotta sul modello computazionale ad elementi finiti si ottengono i seguenti risultati per ogni stato limite considerato:

$$a_{g-SLV-fondazioni} = 0,482g > a_{g-SLV,rif} \quad T_{R-SLV-fondazioni} > 2475 \text{ anni} \quad \text{SLV}$$

Essendo il meccanismo attivato per accelerazioni alquanto elevate rispetto a quelle del sisma di riferimento, si conclude che il meccanismo non viene attivato.

23.2 Scuola Materna - Corpo B: Vulnerabilità globale

Per quanto riguarda gli elementi in muratura, si procede alla valutazione in termini di SLD e SLV dell'accelerazione e del relativo periodo di ritorno nei confronti di:

- deformazione ultima nel piano,
- resistenza fuori piano di un pannello (verifica N/Mo),
- resistenza nel piano di un pannello (verifica N/Mp-V),
- deformazione di danno in un pannello.

23.2.1 Deformazione ultima nel piano

Si confronta il valore della traslazione con il valore di 0,8% dell'altezza del pannello (ricavato in via sperimentale a seguito di una serie di analisi statiche non lineari), pari a:

$$\delta_{0-1} = 500 \cdot 0,8 / 100 = 4,0 \text{ cm} \text{ valore ultimo di deformazione nel piano del pannello}$$

(piano terra - cop)

Dall'analisi condotta sul modello computazionale ad elementi finiti si ottengono i seguenti risultati per lo SLV:

Traslazione direzione x:

$$a_{g-SLV-deformazione-ultima-x} = 0,045 g \quad T_{R-SLV-deformazione-ultima-x} = 30 \text{ anni} \quad \text{SLV}$$

Traslazione direzione y:

$$a_{g-SLV-deformazione-ultima-y} = 0,129 g \quad T_{R-SLV-deformazione-ultima-y} = 270 \text{ anni} \quad \text{SLV}$$

23.2.2 Resistenza fuori piano di un pannello

Dall'analisi condotta sul modello computazionale ad elementi finiti si ottengono i seguenti risultati per lo SLV (si veda Allegato 6):

$$a_{g-SLV-N/Mo} = a_g \cdot \frac{1}{7,0} = 0,210 g \cdot \frac{1}{7,0} = 0,030 g \quad T_{R-SLV-N/Mo} = 25 \text{ anni SLV}$$

23.2.3 Resistenza nel piano di un pannello

Dall'analisi condotta sul modello computazionale ad elementi finiti si ottengono i seguenti risultati per lo ogni stato limite considerato (si veda Allegato 6):

$$a_{g-SLV-N/M_p} = a_g \cdot \frac{1}{5,0} = 0,210 g \cdot \frac{1}{5,0} = 0,042 g \quad T_{R-SLV-N/M_p} = 25 \text{ anni} \quad \text{SLV}$$

$$a_{g-SLD-V} = 0,050g$$

$$T_{R-SLD-V} = 35 \text{ anni}$$

SLD

23.2.4 Deformazione di danno in un pannello

Dall'analisi condotta sul modello computazionale ad elementi finiti si ottengono i seguenti risultati per lo SLD (si veda Allegato 6):

Direzione x:

$$a_{g-SLD-\delta_x} = a_g \cdot \frac{3,0}{20,0} = 0,082g \cdot \frac{3,0}{20,0} = 0g$$

$$T_{R-SLD-\delta_x} = 10 \text{ anni}$$

SLD

Direzione y:

$$a_{g-SLD-\delta_y} = a_g \cdot \frac{3,0}{8,0} = 0,082g \cdot \frac{3,0}{8,0} = 0,31g$$

$$T_{R-SLD-\delta_y} = 25 \text{ anni}$$

SLD

23.2.5 Capacità limite delle fondazioni

Dall'analisi condotta sul modello computazionale ad elementi finiti si ottengono i seguenti risultati per ogni stato limite considerato:

$$a_{g-SLV-fondazioni} = 0,458g > a_{g-SLV,rif} \quad T_{R-SLV-fondazioni} > 2475 \text{ anni} \quad \text{SLV}$$

Essendo il meccanismo attivato per accelerazioni alquanto elevate rispetto a quelle del sisma di riferimento, si conclude che il meccanismo non viene attivato.

23.3 Ampliamento Scuola Materna - Corpo C: Vulnerabilità globale

Per quanto riguarda gli elementi in muratura, si procede alla valutazione in termini di SLD e SLV dell'accelerazione e del relativo periodo di ritorno nei confronti di:

- deformazione ultima nel piano,
- resistenza fuori piano di un pannello (verifica N/Mo),
- resistenza nel piano di un pannello (verifica N/Mp-V),
- deformazione di danno in un pannello.

23.3.1 Deformazione ultima nel piano

Si confronta il valore della traslazione con il valore di 0,8% dell'altezza del pannello (ricavato in via sperimentale a seguito di una serie di analisi statiche non lineari), pari a:

$$\delta_{0-1} = 500 \cdot 0,8 / 100 = 4,0 \text{ cm} \text{ valore ultimo di deformazione nel piano del pannello}$$

(piano terra - cop)

Dall'analisi condotta sul modello computazionale ad elementi finiti si ottengono i seguenti risultati per lo SLV:

Traslazione direzione x:

$$a_{g-SLV-deformazione-ultima-x} = 0,415g \quad T_{R-SLV-deformazione-ultima-x} > 2475 \text{ anni} \quad \text{SLV}$$

Essendo il meccanismo attivato per accelerazioni alquanto elevate rispetto a quelle del sisma di riferimento, si conclude che il meccanismo non viene attivato.

Traslazione direzione y:

$$a_{g-SLV-deformazione-ultima-y} = 0,533g \quad T_{R-SLV-deformazione-ultima-y} > 2475 \text{ anni} \quad \text{SLV}$$

Essendo il meccanismo attivato per accelerazioni alquanto elevate rispetto a quelle del sisma di riferimento, si conclude che il meccanismo non viene attivato.

23.3.2 Resistenza fuori piano di un pannello

Dall'analisi condotta sul modello computazionale ad elementi finiti si ottengono i seguenti risultati per lo SLV (si veda Allegato 7):

$$a_{g-SLV-N/Mo} = a_g \cdot \frac{1}{2,0} = 0,210g \cdot \frac{1}{2,0} = 0,105g \quad T_{R-SLV-N/Mo} = 167 \text{ anni} \quad \text{SLV}$$

23.3.3 Resistenza nel piano di un pannello

Dall'analisi condotta sul modello computazionale ad elementi finiti si ottengono i seguenti risultati per lo ogni stato limite considerato (si veda Allegato 7):

$$a_{g-SLV-V} = a_g \cdot \frac{1}{1,0} = 0,210g \cdot \frac{1}{1,0} = 0,210g \quad T_{R-SLV-V} = 949 \text{ anni} \quad \text{SLV}$$

$$a_{g-SLD-V} = 0,230g \quad T_{R-SLD-V} = 1200 \text{ anni} \quad \text{SLD}$$

23.3.4 Deformazione di danno in un pannello

Dall'analisi condotta sul modello computazionale ad elementi finiti si ottengono i seguenti risultati per lo SLD (si veda Allegato 7):

Direzione x:

$$a_{g-SLD-\delta_x} = a_g \cdot \frac{3,0}{2,5} = 0,082g \cdot \frac{3,0}{2,5} = 0,098g \quad T_{R-SLD-\delta_x} = 120 \text{ anni} \quad \text{SLD}$$

Direzione y:

$$a_{g-SLD-\delta_y} = a_g \cdot \frac{3,0}{2,5} = 0,082g \cdot \frac{3,0}{2,5} = 0,098g \quad T_{R-SLD-\delta_y} = 120 \text{ anni} \quad \text{SLD}$$

23.3.5 Capacità limite delle fondazioni

Dall'analisi condotta sul modello computazionale ad elementi finiti si ottengono i seguenti risultati per ogni stato limite considerato:

$$a_{g-SLV-fondazioni} = 0,972g > a_{g-SLV,rif} \quad T_{R-SLV-fondazioni} > 2475 \text{ anni} \quad \text{SLV}$$

Essendo il meccanismo attivato per accelerazioni alquanto elevate rispetto a quelle del sisma di riferimento, si conclude che il meccanismo non viene attivato.

23.4 Centro Servizi - Corpo D: Vulnerabilità globale

Per quanto riguarda gli elementi in muratura, si procede alla valutazione in termini di SLD e SLV dell'accelerazione e del relativo periodo di ritorno nei confronti di:

- deformazione ultima nel piano,
- resistenza fuori piano di un pannello (verifica N/Mo),
- resistenza nel piano di un pannello (verifica N/Mp-V),
- deformazione di danno in un pannello.

23.4.1 Deformazione ultima nel piano

Si confronta il valore della traslazione con il valore di 0,8% dell'altezza del pannello (ricavato in via sperimentale a seguito di una serie di analisi statiche non lineari), pari a:

$$\delta_{0-1} = 500 \cdot 0,8 / 100 = 4,0 \text{ cm} \text{ valore ultimo di deformazione nel piano del pannello}$$

(piano terra - cop)

Dall'analisi condotta sul modello computazionale ad elementi finiti si ottengono i seguenti risultati per lo SLV:

Traslazione direzione x:

$$a_{g-SLV-deformazione-ultima-x} = 0,178g \quad T_{R-SLV-deformazione-ultima-x} = 615 \text{ anni} \quad \text{SLV}$$

Traslazione direzione y:

$$a_{g-SLV-deformazione-ultima-y} = 0,249g \quad T_{R-SLV-deformazione-ultima-y} = 1370 \text{ anni} \quad \text{SLV}$$

23.4.2 Resistenza fuori piano di un pannello

Dall'analisi condotta sul modello computazionale ad elementi finiti si ottengono i seguenti risultati per lo SLV (si veda Allegato 8):

$$a_{g-SLV-N/Mo} = a_g \cdot \frac{1}{5,0} = 0,210g \cdot \frac{1}{5,0} = 0,04g \quad T_{R-SLV-N/Mo} = 25 \text{ anni SLV}$$

23.4.3 Resistenza nel piano di un pannello

Dall'analisi condotta sul modello computazionale ad elementi finiti si ottengono i seguenti risultati per lo ogni stato limite considerato (si veda Allegato 8):

$$a_{g-SLV-V} = a_g \cdot \frac{1}{5,0} = 0,210g \cdot \frac{1}{5,0} = 0,04g \quad T_{R-SLV-V} = 25 \text{ anni} \quad \text{SLV}$$

$$a_{g-SLD-V} = 0,050 g$$

$$T_{R-SLD-V} = 35 \text{ anni}$$

SLD

23.4.4 Deformazione di danno in un pannello

Dall'analisi condotta sul modello computazionale ad elementi finiti si ottengono i seguenti risultati per lo SLD (si veda Allegato 8):

Direzione x:

$$a_{g-SLD-\delta_x} = a_g \cdot \frac{3,0}{4,4} = 0,082 g \cdot \frac{3,0}{4,4} = 0,056 g$$

$$T_{R-SLD-\delta_x} = 45 \text{ anni}$$

SLD

Direzione y:

$$a_{g-SLD-\delta_y} = a_g \cdot \frac{3,0}{2,3} = 0,082 g \cdot \frac{3,0}{2,3} = 0,107 g$$

$$T_{R-SLD-\delta_y} = 178 \text{ anni}$$

SLD

23.4.5 Capacità limite delle fondazioni

Dall'analisi condotta sul modello computazionale ad elementi finiti si ottengono i seguenti risultati per ogni stato limite considerato:

$$a_{g-SLV-fondazioni} = 0,513 g > a_{g-SLV,rif} \quad T_{R-SLV-fondazioni} > 2475 \text{ anni} \quad \text{SLV}$$

Essendo il meccanismo attivato per accelerazioni alquanto elevate rispetto a quelle del sisma di riferimento, si conclude che il meccanismo non viene attivato.

23.5 Asilo Nido - Corpo A, Scuola Materna - Corpo B, Ampliamento Scuola Materna - Corpo C, Centro Servizi - Corpo D: Vulnerabilità locale

Le vulnerabilità riscontrate a livello locale sono di seguito sinteticamente riassunte:

- pareti portanti di altezza elevata e spessore ridotto: alcune pareti sono in condizioni di sicurezza relativamente a un cinematismo di rottura interna, mentre è possibile l'attivazione di un meccanismo di ribaltamento;
- tramezzi di altezza elevata e spessore ridotto: le pareti di tamponamento interne ed esterne tipiche (realizzate in mattoni forati tipo poroton) sono in condizioni di sicurezza relativamente a un cinematismo di rottura interna, mentre è possibile l'attivazione di un meccanismo di ribaltamento.

La valutazione della vulnerabilità locale di alcune pareti portanti e di tamponamento tipiche per tutti i corpi del complesso scolastico, è riportata in dettaglio nell'Allegato 13 alla presente relazione.

24. FASE IV: SINTESI DEI RISULTATI - INDICATORI DI RISCHIO

La sintesi dei risultati ottenuti dalle verifiche di vulnerabilità è riportata all'interno delle "Schede di sintesi della verifica sismica per gli edifici strategici ai fini della protezione civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico", debitamente compilate per ogni corpo e riportate nell'Allegato 9, nell'Allegato 10, Allegato 11, Allegato 12 della presente relazione.

24.1 ASILO NIDO - CORPO A

24.1.1 Indicatore di rischio di salvaguardia della vita (SLV)

Sulla base dei risultati ottenuti nella verifica SLV l'accelerazione di salvaguardia della vita (corrispondente all'attivazione del meccanismo di rottura a taglio delle pareti in muratura) vale $a_{g-SLV} = 0,040g$ cui corrisponde un valore di periodo di ritorno pari a $T_{R-SLV} = 25$ anni.

L'indicatore di rischio vale quindi: $\alpha_v = \frac{T_{R-SLV}}{T_{R-SLV,rif}} = \frac{25}{949} = 0,026$

24.1.2 Indicatore di rischio di danno (SLD)

Sulla base dei risultati ottenuti nella verifica SLD (si veda Allegato 5) l'accelerazione di danno (corrispondente al superamento della deformazione limite di interpiano consentita dalla normativa pari allo 0,3%) vale $a_{g-SLD} = a_g \cdot \frac{3,0}{5,0} = 0,082g \cdot \frac{3,0}{5,0} = 0,05g$ cui corrisponde un valore di periodo di ritorno pari a $T_{R-SLD} = 35$ anni.

L'indicatore di rischio vale quindi: $\alpha_D = \frac{T_{R-SLD}}{T_{R-SLD,rif}} = \frac{35}{101} = 0,34$

24.2 SCUOLA MATERNA - CORPO B

24.2.1 Indicatore di rischio di salvaguardia della vita (SLV)

Sulla base dei risultati ottenuti nella verifica SLV l'accelerazione di salvaguardia della vita (corrispondente all'attivazione del meccanismo di pressoflessione fuori dal piano delle pareti in muratura) vale $a_{g-SLV} = 0,030g$ cui corrisponde un valore di periodo di ritorno pari a $T_{R-SLV} = 25$ anni.

L'indicatore di rischio vale quindi: $\alpha_V = \frac{T_{R-SLV}}{T_{R-SLV,rif}} = \frac{25}{949} = 0,026$

24.2.2 Indicatore di rischio di danno (SLD)

Sulla base dei risultati ottenuti nella verifica SLD (si veda Allegato 5) l'accelerazione di danno (corrispondente al superamento della deformazione limite di interpiano consentita dalla normativa pari allo 0,3%) vale $a_{g-SLD} = a_g \cdot \frac{3,0}{8,0} = 0,082g \cdot \frac{3,0}{8,0} = 0,031g$ cui corrisponde un valore di periodo di ritorno pari a $T_{R-SLD} = 25$ anni.

L'indicatore di rischio vale quindi: $\alpha_D = \frac{T_{R-SLD}}{T_{R-SLD,rif}} = \frac{25}{101} = 0,24$

24.3 AMPLIAMENTO SCUOLA MATERNA - CORPO C

24.3.1 Indicatore di rischio di salvaguardia della vita (SLV)

Sulla base dei risultati ottenuti nella verifica SLV l'accelerazione di salvaguardia della vita (corrispondente all'attivazione del meccanismo di pressoflessione fuori dal piano delle pareti in muratura) vale $a_{g-SLV} = 0,105g$ cui corrisponde un valore di periodo di ritorno pari a $T_{R-SLV} = 167$ anni.

L'indicatore di rischio vale quindi: $\alpha_V = \frac{T_{R-SLV}}{T_{R-SLV,rif}} = \frac{167}{949} = 0,176$

24.3.2 Indicatore di rischio di danno (SLD)

Sulla base dei risultati ottenuti nella verifica SLD (si veda Allegato 7) l'accelerazione di danno (corrispondente al superamento della deformazione limite di interpiano consentita dalla normativa pari allo 0,3%) vale $a_{g-SLD} = a_g \cdot \frac{3,0}{2,5} = 0,082g \cdot \frac{3,0}{2,5} = 0,098g$ cui corrisponde un valore di periodo di ritorno pari a $T_{R-SLD} = 120$ anni.

L'indicatore di rischio vale quindi: $\alpha_D = \frac{T_{R-SLD}}{T_{R-SLD,rif}} = \frac{120}{101} = 1,19$

24.4 CENTRO SERVIZI - CORPO D

24.4.1 Indicatore di rischio di salvaguardia della vita (SLV)

Sulla base dei risultati ottenuti nella verifica SLV l'accelerazione di salvaguardia della vita (corrispondente all'attivazione del meccanismo di rottura a taglio e a pressoflessione fuori dal piano delle pareti in muratura) vale $a_{g-SLV} = 0,04g$ cui corrisponde un valore di periodo di ritorno pari a $T_{R-SLV} = 25$ anni.

$$\text{L'indicatore di rischio vale quindi: } \alpha_v = \frac{T_{R-SLV}}{T_{R-SLV,rif}} = \frac{25}{949} = 0,026$$

24.4.2 Indicatore di rischio di danno (SLD)

Sulla base dei risultati ottenuti nella verifica SLD (si veda Allegato 8) l'accelerazione di danno (corrispondente al superamento della deformazione limite di interpiano consentita dalla normativa pari allo 0,3%) vale $a_{g-SLD} = a_g \cdot \frac{3,0}{4,4} = 0,082g \cdot \frac{3,0}{4,4} = 0,056g$ cui corrisponde un valore di periodo di ritorno pari a $T_{R-SLD} = 45$ anni.

$$\text{L'indicatore di rischio vale quindi: } \alpha_D = \frac{T_{R-SLD}}{T_{R-SLD,rif}} = \frac{45}{101} = 0,44$$

ALLEGATO 1

Relazione fotografica Asilo Nido - Corpo A

ALLEGATO 2

Relazione fotografica Scuola Materna - Corpo B

ALLEGATO 3

Relazione fotografica Ampliamento Scuola Materna - Corpo C

ALLEGATO 4

Relazione fotografica Centro Servizi - Corpo D

ALLEGATO 5

Valutazione dell'incremento di capacità degli elementi strutturali dovuto all'intervento di miglioramento proposto - Asilo Nido - Corpo A

ALLEGATO 6

Valutazione dell'incremento di capacità degli elementi strutturali dovuto all'intervento di miglioramento proposto - Scuola Materna - Corpo B

ALLEGATO 7

Valutazione dell'incremento di capacità degli elementi strutturali dovuto all'intervento di miglioramento proposto - Ampliamento Scuola Materna - Corpo C

ALLEGATO 8

Valutazione dell'incremento di capacità degli elementi strutturali dovuto all'intervento di miglioramento proposto - Centro Servizi - Corpo D

ALLEGATO 9

"Schede di sintesi della verifica sismica per gli edifici strategici ai fini della protezione civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico" - Asilo Nido - Corpo A

ALLEGATO 10

"Schede di sintesi della verifica sismica per gli edifici strategici ai fini della protezione civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico" - Scuola Materna - Corpo B

ALLEGATO 11

"Schede di sintesi della verifica sismica per gli edifici strategici ai fini della protezione civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico" - Ampliamento Scuola Materna - Corpo C

ALLEGATO 12

"Schede di sintesi della verifica sismica per gli edifici strategici ai fini della protezione civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico" - Centro Servizi - Corpo D

ALLEGATO 13

Valutazione della vulnerabilità locale di pareti portanti con ridotto spessore e altezza elevata e di pareti di tamponamento tipiche