

INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO

RELAZIONE TECNICA

28 marzo 2022

Il committente

Comune di Rovetta

Sede Piazza Ferrari n° 24 -24020 - Rovetta

Il tecnico

Ing. Roberto Breviario

Indice

1	PREMESSA.....	2
2	DESCRIZIONE DEL FABBRICATO	3
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
4	SOFTWARE DI CALCOLO: Concrete Sismicad	6
5	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA, SISMICITA' DELL'AREA.....	11
6	AZIONI DI PROGETTO.....	13
6.1	AZIONE SISMICA.....	13
6.1.1	VITA NOMINALE	13
6.1.2	CLASSE D'USO.....	15
6.1.3	PERIODO DI RIFERIMENTO.....	15
6.1.4	AZIONE SISMICA.....	17
6.1.5	STATI LIMITE E PROBABILITA' DI SUPERAMENTO.....	18
6.1.6	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	20
6.2	CARICHI PERMANENTI	26
6.2.1	SOLAIO TIPO A1, LATEROCEMENTO	26
6.3	CARICHI VARIABILI	28
6.3.1	AZIONI DELLA NEVE.....	29
6.3.2	AZIONE DEL VENTO	31
7	COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	32
8	METODO DI ANALISI STRUTTURALE	34
8.1	ANALISI DINAMICA LINEARE	35
8.2	ANALISI STATICA NON LINEARE	36
9	ANALISI STATICA NON LINEARE	38
9.1	INPUT ED IPOTESI DI CALCOLO	39
9.1.1	LIVELLO DI CONOSCENZA,	39
9.1.2	DATI DI INPUT	40
9.2	MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI	41
10	VERIFICHE SLU	49
11	INDICE DI RISCHIO STATO DI PROGETTO.....	61
12	VERIFICA AL MARTELLAMENTO	70
13	VERIFICA DELLE FONDAZIONI.....	71
14	CONCLUSIONI.....	78

1 PREMESSA

Il presente documento sintetizza la quinta fase delle attività di miglioramento sismico della struttura, con conseguente indicazione dei relativi interventi e della modellazione dello stato di progetto, esponendo quindi l'indice di rischio raggiunto dal modello in funzione dei miglioramenti applicati allo stato di fatto.



Figura 1 Ingresso Principale Scuola Primaria A. Fantoni

2 DESCRIZIONE DEL FABBRICATO

L'edificio scolastico oggetto d'indagine è sito in Via Papa Giovanni XXIII, c/o il comune di Rovetta, in provincia di Bergamo.

Di seguito si riporta l'immagine satellitare con l'individuazione dei fabbricati.

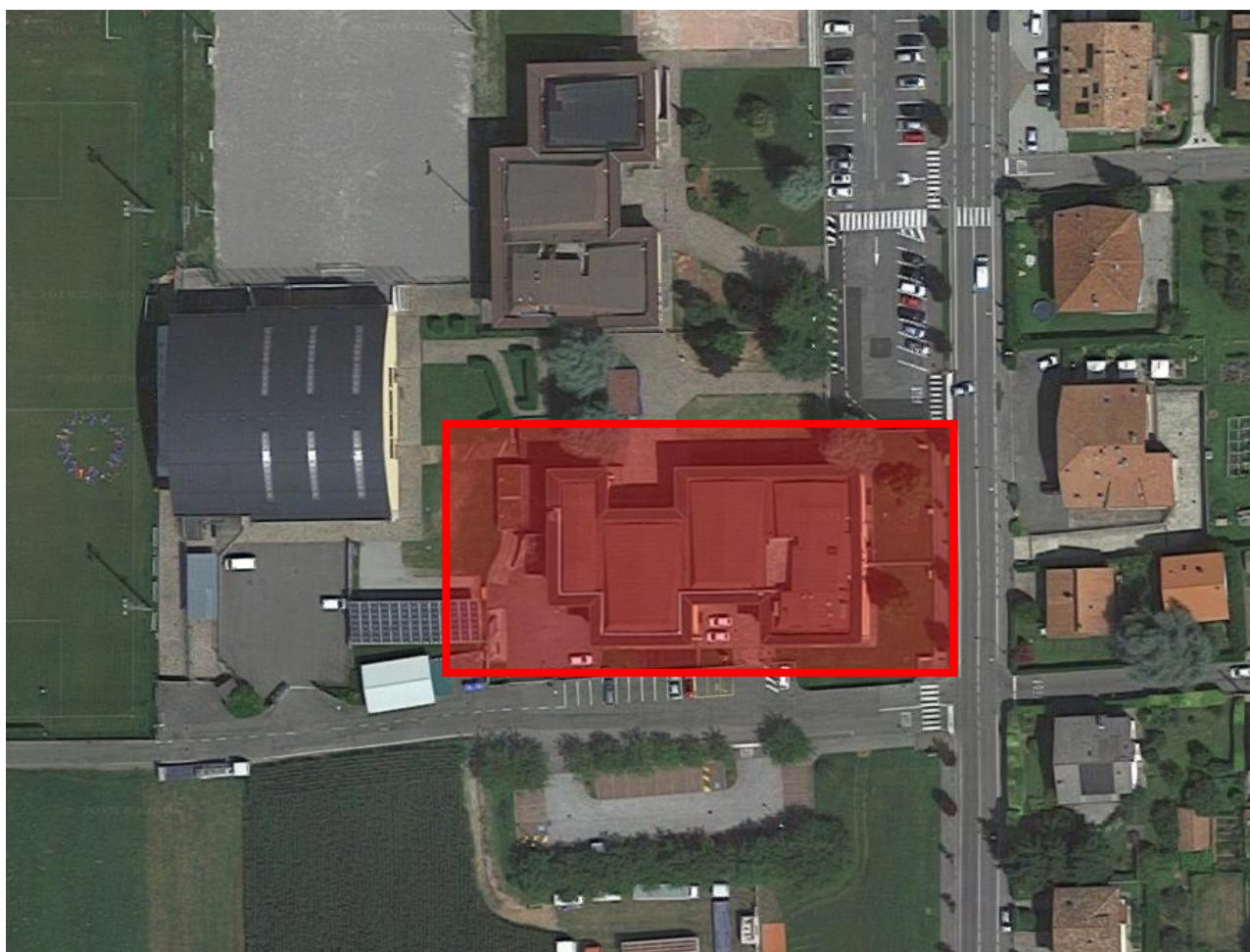


Figura 2 Localizzazione Satellitare dell'Edificio - Aerofoto

Il complesso scolastico è formato da n.2 Corpi di Fabbrica distinti e sismicamente indipendenti, grazie alla presenza di un giunto di dilatazione, denominati *Corpo A* e *Corpo B*, schematizzati come di seguito:

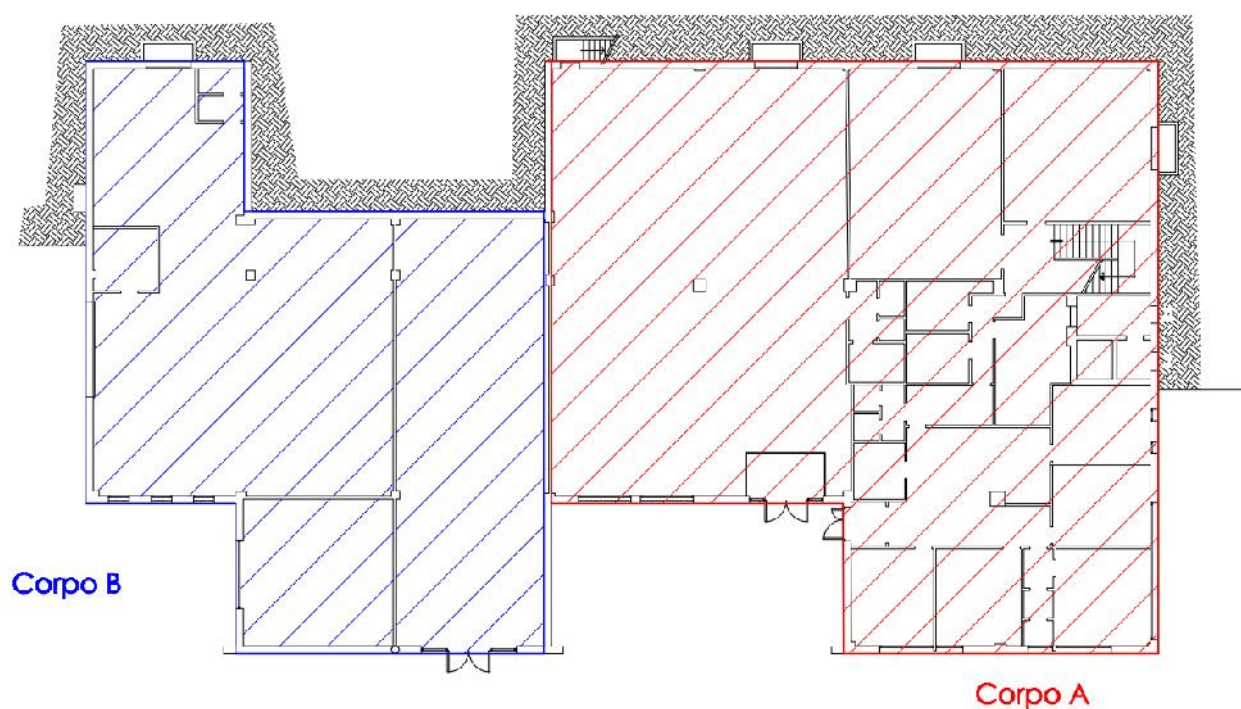


Figura 3 Schematizzazione corpi di fabbrica

Le due Unità Strutturali (U.S) individuate presentano la medesima tipologia costruttiva.

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- **D.M 17/01/2018** – Aggiornamento delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- **Circolare Esplicativa del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21/01/2019, n. 7** - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 Gennaio 2018”;
- **DPCM 09/02/2011** – Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle NTC 2018
- **OPCM 3274/2003 smi**
- **DM 58 28/02/2017 Sisma Bonus – Linee Guida per la Classificazione del Rischio sismico delle costruzioni**
- **Eurocodici**
EN 1995-1-1:2004 +AC:2006 + A1:2008 + A2:2014
ETA-03/0050
ETA-07/0086
ETA-08/0147

4 SOFTWARE DI CALCOLO: Concrete Sismicad

Descrizione del programma Sismicad

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

Specifiche tecniche

Denominazione del software: Sismicad 12.18

Produttore del software: Concrete

Concrete srl, via della Pieve, 19, 35121 PADOVA - Italy

<http://www.concrete.it>

Rivenditore: CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.049-8754720

Versione: 12.18

Identificatore licenza: SW-9173572

Intestatario della licenza: Progetto PSC srl - Via del Lavoro, 5 - Castelvetro di Modena

Versione regolarmente licenziata

Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo delle sollecitazioni

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da

solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidezza finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità:

- travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidezza flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidezza assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione.
- le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito;
- le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati

con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; - le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale.- I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale. - I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. - i plinti su pali sono modellati attraverso aste di rigidità elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;- le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidità alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale.- La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio. - I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche.- Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento.- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

Verifiche delle membrature in cemento armato

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14-1-92) o agli stati limite in accordo al D.M. 09-01-96, al D.M. 14-01-08, al D.M. 17-01-18 o secondo Eurocodice 2. Le travi sono progettate e verificate a flessione retta e taglio; a richiesta è possibile la verifica per le sei componenti della sollecitazione. I pilastri ed i pali sono verificati per le sei componenti della sollecitazione. Per gli elementi bidimensionali giacenti in un medesimo piano è disponibile la modalità di verifica che consente di analizzare lo stato di verifica nei singoli nodi degli elementi. Nelle verifiche (a presso flessione e punzonamento) è ammessa la introduzione dei momenti di calcolo modificati in base alle direttive dell'EC2, Appendice A.2.8. I plinti superficiali sono verificati assumendo lo schema statico di mensole con incastri posti a filo o in asse pilastro. Gli ancoraggi delle armature delle membrature in c.a. sono calcolati sulla base della effettiva tensione normale che ogni barra assume nella sezione di verifica distinguendo le zone di ancoraggio in zone di buona o cattiva aderenza. In particolare il programma valuta la tensione normale che ciascuna barra può assumere in una sezione sviluppando l'aderenza sulla superficie cilindrica posta a sinistra o a destra della sezione considerata; se in una sezione una barra assume per effetto dell'aderenza una tensione normale minore di quella ammissibile, il suo contributo all'area complessiva viene ridotto dal programma nel rapporto tra la tensione normale che la barra può assumere per effetto dell'aderenza e quella ammissibile. Le verifiche sono effettuate a partire dalle aree di acciaio equivalenti così calcolate che vengono evidenziate in relazione. A seguito di analisi inelastiche eseguite in accordo a OPCM 3431 o D.M. 14-01-08, al D.M. 17-01-18 vengono condotte verifiche di resistenza per i meccanismi fragili (nodi e taglio) e verifiche di deformabilità per i meccanismi duttili.

Verifiche delle membrature in acciaio

Le verifiche delle membrature in acciaio (solo per utenti Sismicad acciaio) possono essere condotte secondo CNR 10011 (stato limite o tensioni ammissibili), CNR 10022, D.M. 14-01-08, al D.M. 17-01-18 o Eurocodice 3. Sono previste verifiche di resistenza e di instabilità. Queste ultime possono interessare superelementi cioè membrature composte di più aste. Le verifiche tengono

Ubicazione: Viale Papa Giovanni XXIII, 10 - Rovetta
Oggetto: Progetto di adeguamento sismico – Relazione tecnica
Richiedente: Scuola Primaria “A. Moro”

Data: 28.03.2022

Pratica: 0455

conto, ove richiesto, della distinzione delle condizioni di carico in normali o eccezionali (I e II) previste dalle normative adottate.

5 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA, SISMICITA' DELL'AREA

L'influenza del profilo stratigrafico sulla risposta sismica locale viene valutato con riferimento alle N.5 categorie di sottosuolo di riferimento, definite dal D.M. 14.01.2018.

Ai fini dell'identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente V_{s30} di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità.

Tale parametro è definito dall'espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_i}}$$

Dove:

- h_i è lo spessore in metri dell'i-esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità
- $V_{s,i}$ è la velocità delle onde dell'i-esimo strato
- N è in numero degli strati compresi nei primi 30 m di profondità

Dalle prove geofisiche eseguite, in particolare dalla prova sismica superficiale a Rifrazione [MASW], è stata definita la categoria di riferimento del suolo **C**, come visibile nella seguente tabella.

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	<i>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).</i>

6 AZIONI DI PROGETTO

6.1 AZIONE SISMICA

Il calcolo di un edificio richiede la conoscenza di un determinato numero di parametri esterni che ne definiscono le azioni orizzontali che vanno a gravare sulla struttura stessa.

Tali azioni devono essere valutate in funzione al sito, al terreno di fondazione e della destinazione d'uso dell'edificio.

6.1.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera V_n è intesa come il numero di anni nel quale una struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve essere usata per lo scopo al quale è destinata.

A titolo di esempio, come da parere del Comitato Tecnico Scientifico della Regione Emilia Romagna, in data 27/09/2010, seduta n.5, si assegna una $V_n > 100$ anni obbligatoriamente ed esclusivamente a Grandi Opere, quali ponti di grande dimensione o importanza strategica, opere infrastrutturali di grande dimensione o importanza strategica, e dighe di grande dimensione o importanza strategica.

Ne consegue ad esempio che ad opere ordinarie dal punto di vista dimensionale e tipologico, pur se di Classe III o IV, possa essere assegnata una V_n pari a 50 anni.

Ubicazione: Viale Papa Giovanni XXIII, 10 - Rovetta
Oggetto: Progetto di adeguamento sismico – Relazione tecnica
Richiedente: Scuola Primaria "A. Moro"

Data: 28.03.2022

Pratica: 0455

TIPO DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

6.1.2 CLASSE D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise nelle seguenti classi d'uso.

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

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

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Come specificato al punto C2.4.2 della *Circolare Esplicativa delle NTC 2018*, “in classe III ricadono scuole, teatri, musei, in quanto edifici soggetti ad affollamenti e con presenza contemporanea di comunità di dimensioni significative”, per edifici scolastici la classe di riferimento è la *Classe III*.

6.1.3 PERIODO DI RIFERIMENTO

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_r ottenuto dal prodotto della vita nominale per il coefficiente d'uso C_u definito a seconda della classe d'uso.

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

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

Nel caso oggetto d'indagine otteniamo quindi V_r pari a 75 anni, ottenuto dalla moltiplicazione della vita nominale di 50 anni per il coefficiente d'uso il cui valore è pari a 1.5.

Il periodo di riferimento di una costruzione riveste un ruolo fondamentale in quanto, assumendo la legge di ricorrenza sismica come un processo poissoniano, è utilizzato per la valutazione, per una data Probabilità di Superamento P_{vr} al determinato stato limite, il periodo di ritorno T_r dell'azione sismica a cui fare riferimento per la verifica.

6.1.4 AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione.

Essa è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale di categoria A, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$ con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{vr} .

Per il D.M le forme spettrali sono definite, per ciascun stato limite, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g , accelerazione orizzontale massima al suolo
- F_0 , amplificazione spettrale massima al suolo
- T_c^* , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

6.1.5 STATI LIMITE E PROBABILITA' DI SUPERAMENTO

Nei confronti delle azioni sismiche, gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso.

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO), la struttura non deve subire danni significativi in casi di sisma
- Stato Limite di Danno (SLD), la struttura subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere la capacità di resistenza e di rigidezza.

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), la struttura subisce rotture e crolli dei comportamenti non strutturali e significativi danni dei comportamenti strutturali, conservando però parte della resistenza per azioni verticali ed un margine di sicurezza nei confronti del collasso in condizioni sismiche.
- Stato Limite di Salvaguardia di Collasso (SLC), a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali e danni molto gravi dei componenti strutturali, mantenendo margine di sicurezza in condizioni statiche e ed esiguo margine in condizioni sismiche.

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} di riferimento per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati sono di seguito riportati:

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato

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

Di seguito sono riportati i Parametri a_0 , F_0 e T_c^* per il periodo di ritorno T_r associato agli SLV.

Stato Limite	P_{VR} [%]	T_r [anni]	A_g/g	F_0	$T_c^* [s]$
SLO	0,81	45	0,0348	2.531	0,208
SLD	0,63	75	0,0426	2.547	0,223
SLV	0,1	712	0,097	2.535	0,287
SLC	0,05	1462	0,1225	2.548	0,297

6.1.6 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Per il calcolo della componente orizzontale del sisma, la Normativa, al punto 3.2.3, ci fornisce lo spettro di risposta elastico in termini di accelerazione definito dalle seguenti relazioni:

$$\begin{array}{l|l}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

Nelle quali:

- a_g è l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale, tabulare in funzione del sito e dello Stato Limite di Riferimento
- T è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura
- S_e è l'accelerazione spettrale orizzontale, parametro dipendente
- S è il coefficiente dipendente dalla categoria del sottosuolo e dalle condizioni topografiche mediante la seguente relazione:

$$S = S_s \cdot S_T$$

- S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, parametro dipendente da a_g , F_0 e categoria del suolo

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.2$	$1.10 \cdot (T_C^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.5$	$1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.8$	$1.25 \cdot (T_C^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.6$	$1.15 \cdot (T_C^*)^{-0.40}$

- S_t è il coefficiente di amplificazione topografica

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

- η è il fattore che tiene conto dello smorzamento viscoso dell'edificio, unitario per strutture in muratura

- F_0 è il coefficiente di amplificazione massima, tabulare in funzione del sito e dello Stato Limite di Riferimento

- T_c è il periodo corrispondente al primo tratto a velocità costante dello spettro dato dalla relazione

$$T_c = C_c \cdot T_C^*$$

- C_c è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo e T_C^*

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.2$	$1.10 \cdot (T_C^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.5$	$1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.8$	$1.25 \cdot (T_C^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.6$	$1.15 \cdot (T_C^*)^{-0.40}$

- T_C^* è il periodo iniziale del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale, tabulare in funzione del sito e dello Stato Limite di Riferimento

- T_B è il periodo iniziale del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione costante, pari a

$$T_B = T_C / 3$$

- T_D è il periodo iniziale del tratto a velocità costante dello spettro in spostamento costante, pari a

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$$

Ai fini del Progetto o verifica delle strutture con metodi di analisi lineari, le capacità dissipative possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto della capacità dissipativa anaelastica della struttura, la sovraresistenza e l'incremento del periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

In tal caso lo spettro di progetto $S_d(T)$ è soggetto a una riduzione delle ordinate del fattore q pari a

$$q = q_0 K_r$$

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD "A"	CD "B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_w / \alpha_1$	$3,0 \alpha_w / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)		
Strutture a pannelli	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)		
Strutture intelaiate	$5,0 \alpha_w / \alpha_1$	4,0
Strutture con controventi eccentrici		
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	$2,0 \alpha_w / \alpha_1$	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0
Costruzioni di legno (§ 7.7.3)		
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni	3,0	2,0
Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati		
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico	4,0	2,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni.	5,0	3,0
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni		2,5
Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti		

Strutture cosiddette miste, con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti		
Strutture isostatiche in genere, compresi portali isostatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, e altre tipologie strutturali		1,5
Costruzioni di muratura (§ 7.8.1.3)		
Costruzioni di muratura ordinaria	$1,75 \alpha_w / \alpha_1$	
Costruzioni di muratura armata	$2,5 \alpha_w / \alpha_1$	
Costruzioni di muratura armata con progettazione in capacità	$3,0 \alpha_w / \alpha_1$	
Costruzioni di muratura confinata	$2,0 \alpha_w / \alpha_1$	
Costruzioni di muratura confinata con progettazione in capacità	$3,0 \alpha_w / \alpha_1$	

In conclusione, di seguito sono indicati gli spettri di risposta: Vengono confrontati lo spettro Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLD § 3.2.3.5 (di colore rosso) e Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLV § 3.2.3.5 (di colore nero).

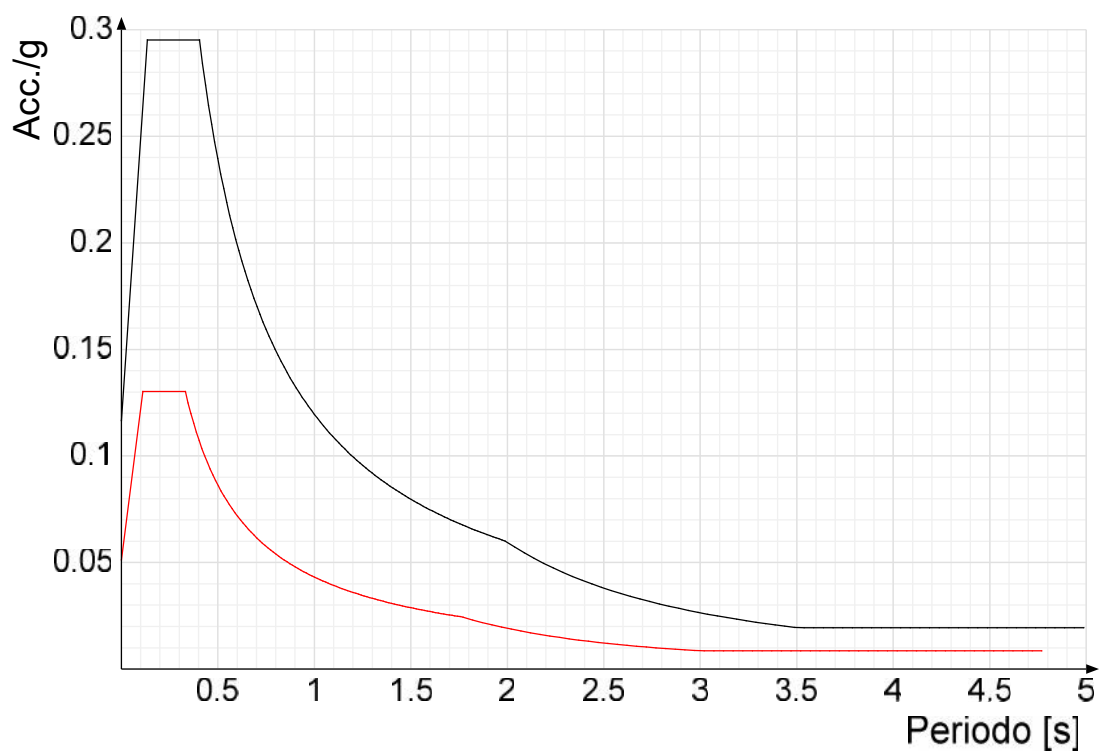


Figura 4 Spettri di progetto SLD (rosso) e SLV (nero)

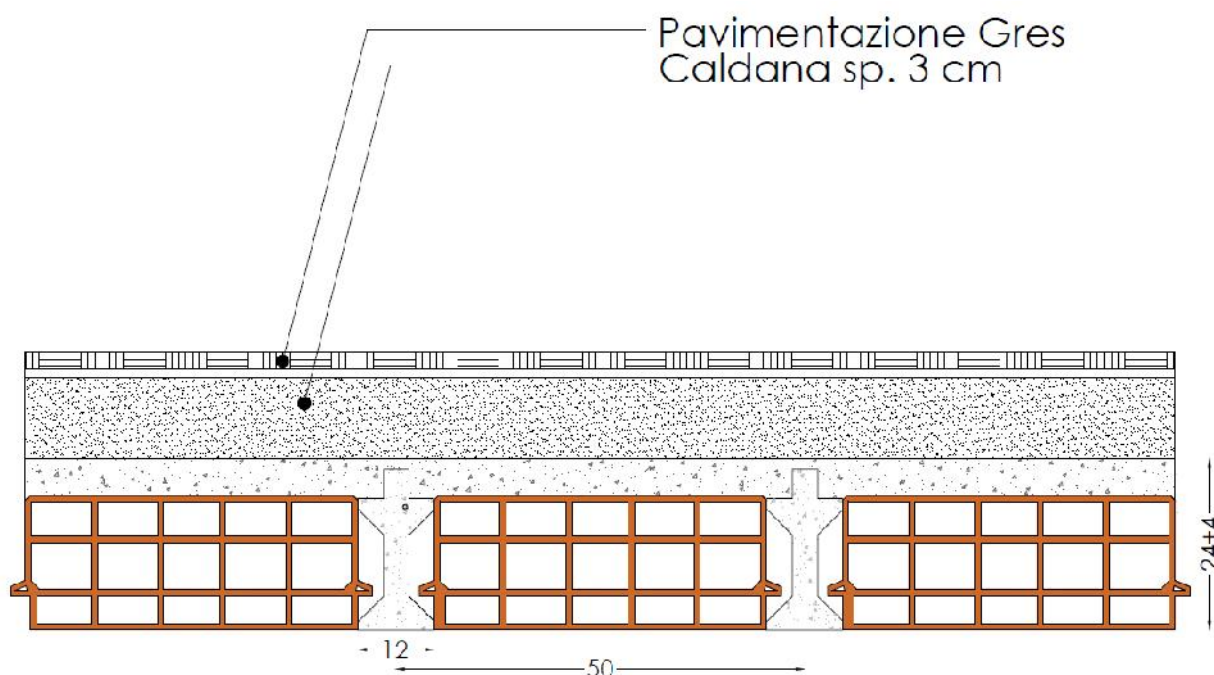
6.2 CARICHI PERMANENTI

Le azioni permanenti (G) sono i carichi che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così rada da essere considerata permanente.

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi eseguita per ogni tipologia di solaio in funzione della stratigrafia degli impalcati.

6.2.1 SOLAIO TIPO A1, LATEROCEMENTO

Trattasi di un solaio in laterocemento prefabbricato costituito da un'alternanza di elementi portanti in calcestruzzo armato ed elementi di alleggerimento in laterizio, di n.3 cavità e spessore 18+6 cm di altezza.



Si riportano di seguito le tabelle relative all'analisi dei carichi effettuata.

PIANO INTERRATO-RIALZATO-PRIMO					
STRUTTURALI	KN/m ³	h (m)	i (m)	L	KN/m ²

Pignatta	11	0,24	0,5	0,38	2
Travetto	25	0,12	0,5	0,12	0,7
Soletta	25	0,04	-	-	1
TOT					3,7
PERMANENTI PORTATI	KN/m3	h (m)	i (m)	L	KN/m2
Sottofondo Alleggarito	10	0,03	-	-	0,3
Tavolati Ripartiti	-	-	-	-	1,2
Pavimentazione	-	-	-	-	0,2
Intonaco	1	0,02	-	-	0,02
TOT					1,7

SOTTOTETTO					
STRUTTURALI	KN/m3	h (m)	i (m)	L	KN/m2
Pignatta	11	0,24	0,5	0,38	2
Travetto	25	0,24	0,5	0,12	1,4
TOT					3,4
PERMANENTI PORTATI	KN/m3	h (m)	i (m)	L	KN/m2
Intonaco	-	-	-	-	0,2
TOT					0,2

COPERTURA					
STRUTTURALI	KN/m3	h (m)	i (m)	L	KN/m2
Tavelloni	-	-	-	-	3
Travetto	25	0,06	0,8	0,1	0,2
TOT					3,2
PERMANENTI PORTATI	KN/m3	h (m)	i (m)	L	KN/m2
Manto impermeabilizzante	-	-	-	-	0,5
TOT					0,5

6.3 CARICHI VARIABILI

Nelle verifiche di sicurezza le azioni e le combinazioni dei carichi da utilizzare sono le medesime impiegate nelle nuove costruzioni, in riferimento al cap.3 delle NTC2018.

Le tipologie delle azioni da considerare, oltre al peso proprio, sono i carichi permanenti, l'azione sismica ed i carichi da neve e vento.

6.3.1 AZIONI DELLA NEVE

Il carico da neve si ricava dalla seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot s_k \cdot C_e \cdot C_t$$

Dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, di cui al § 3.4.2;
 μ_i è il coefficiente di forma della copertura, di cui al § 3.4.3;
 C_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.4;
 C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.5.

La struttura è ubicata, come specificato in precedenza, nel comune di Rovetta, Provincia di Bergamo e, di conseguenza, appartiene alla **Zona I - Alpina** (§ 3.4.2. NTC 2018), il cui valore di riferimento del carico della neve al suolo è valutato in funzione dell'altezza sul livello del mare come specificato di seguito:

$$q_{sk} = 1.50 \text{ kN/m}^2 \quad \text{per } a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1.39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 \quad \text{per } a_s > 200 \text{ m}$$

dove a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito in questione.

Trovandosi l'area ad una quota massima di 650 m s.l.m. si rientra nel caso in cui il carico al suolo caratteristico della neve va considerato pari a:

$$q_{sk} = 1.39 [1 + (a_s/728)^2] = 2.491 \text{ kN/m}^2$$

Questo valore viene quindi moltiplicato per il coefficiente di forma, in funzione dell'angolo d'inclinazione delle falde della copertura, come riportato in Tab 3.4.II delle NTC 2018.

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Coefficienti di forma Tab 3.4.II NTC 2018.

Assumendo il coefficiente di forma pari a 0.8, essendo la copertura inclinata di un angolo $\alpha=30^\circ$, e C_c e C_t unitari, si ottiene un carico da neve al suolo pari a 1.99 kN/m².

6.3.2 AZIONE DEL VENTO

Per il calcolo di tali azioni si considera una rugosità di tipo “A”, aree urbane.

Zona

☒ Zona valutata automaticamente in base alla località

Zona 1: Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)

Rugosità

A Aree urbane in cui almeno

Vb cm/s Default (2500)

Tr Default (50)

Ct Default (1)

qr daN/cm² 0.00391

Quota piano campagna cm 0

Andamento di Ce con l'altezza sul suolo

3500
3250
3000
2750
2500
2250
2000
1750
1500
1250
1000
750
500
250

1 2 3

Ce

Categoria esposizione

mare

costa

2 Km 10 Km 30 Km

IV IV

500 m 750 m

V V V

7 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche si definiscono le seguenti combinazioni di carico secondo normativa:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
 - Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
 - Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
 - Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
 - Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
 - Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]
- Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:
- $$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$
- [2.5.7]

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

8 METODO DI ANALISI STRUTTURALE

La normativa italiana, al fine di valutare la resistenza sismica di edifici, consente di applicare le seguenti tipologie di analisi:

- A. Statica Lineare
- B. Statica Non Lineare (Pushover)
- C. Dinamica Lineare
- D. Dinamica Non Lineare

8.1 ANALISI DINAMICA LINEARE

L'analisi è condotta secondo tre passaggi fondamentali:

1. Determinazione dei modi di vibrare naturali della struttura (analisi modale)
2. Calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati.
3. Combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare tramite combinazione quadratica completa (CQC)

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

con:

E_j valore dell'effetto relativo al modo j ;

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\zeta_i \cdot \zeta_j} \cdot (\beta_{ij} \cdot \zeta_i + \zeta_j) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \zeta_i \cdot \zeta_j \cdot \beta_{ij} (1 + \beta_{ij}^2) + 4 \cdot (\zeta_i^2 + \zeta_j^2) \cdot \beta_{ij}^2} \quad [7.3.5a]$$

ζ_{ij} smorzamento viscoso dei modi i e j ;

β_{ij} rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi ($\beta_{ij} = T_j / T_i$).

La [7.3.5a], nel caso di uguale smorzamento ξ dei modi i e j , si esprime come:

$$\rho_{ij} = \frac{8\zeta^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) \cdot [(1 - \beta_{ij})^2 + 4\zeta^2 \beta_{ij}]} \quad [7.3.5b]$$

Consiste quindi nella soluzione delle equazioni del moto della struttura, considerata elastica, in condizioni di oscillazioni libere e nella individuazione delle particolari configurazioni deformate che costituiscono i modi di vibrare naturali.

8.2 ANALISI STATICA NON LINEARE

L'analisi di *Pushover* o analisi di spinta (letteralmente pushover significa “spingere oltre”) è una procedura statica non lineare impiegata per determinare il comportamento di una struttura a fronte di una determinata azione (forza o spostamento) applicata.

Essa consiste nello “spingere” la struttura fino a che questa collassa o un parametro di controllo di deformazione non raggiunge un valore limite prefissato; la “spinta” si ottiene applicando in modo incrementale monotono un profilo di forze o di spostamenti prestabilito.

In sostanza l'analisi di spinta è una tecnica di soluzione incrementale-iterativa delle equazioni di equilibrio statico della struttura in cui la forzante è rappresentata dal sistema di spostamenti o forze applicato.

Tale analisi consente l'applicazione dei carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali distribuite ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia.

Tali forze sono applicate gradualmente, fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale dc di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione.

L'analisi pushover prevede l'applicazione di almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1), e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) uniformi di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione.

In particolare, tali Gruppi di forze sono di seguito elencati:

- **Gruppo 1**, Distribuzioni Principali:

- Proporzionale alle forze statiche di cui al §7.3.3.2, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%
- Corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionali alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%

- **Gruppo 2**, Distribuzioni Secondarie:

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

9 ANALISI STATICA NON LINEARE

Essendo i metodi di analisi lineare molto restrittivi, tendendo a sottostimare le capacità di resistenza e deformative dei materiali, è stata eseguita un'analisi Statica Non Lineare (Pushover), secondo quanto indicato dalla Circolare Esplicativa alle NTC2018 e dalla Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 21 Gennaio 2019.

Il metodo non lineare permette di tenere in considerazione sia effetti di tipo meccanico (deformazioni plastiche, fessurazioni, snervamenti), che effetti di tipo geometrico (effetti del secondo ordine).

Tale tipologia di analisi scelta rimane comunque una tecnica di calcolo di tipo globale, in cui tutti gli elementi che costituiscono la struttura contribuiscono alla resistenza della stessa, ed il parametro con il quale si stabilisce l'esito della verifica è unico per tutta la struttura.

Si sottolinea come sia stata eseguita un'Analisi Statica Non Lineare proporzionale alle Sole Masse, a seguito della presenza di una deformata intrecciata, a fronte della grave irregolarità geometrica del fabbricato.

9.1 INPUT ED IPOTESI DI CALCOLO

Al fine di garantire alla Committenza una chiara e semplice lettura delle scelte progettuali e di modellazione dello scrivente, di seguito si espongono i dati di input dell'unità strutturale.

9.1.1 LIVELLO DI CONOSCENZA.

Mediante l'approfondito studio della struttura, garantito dall'esecuzione di indagini visive, termografiche, georadar, saggi esplorativi e da una caratterizzazione geometrica dei materiali, sia muratura che calcestruzzo armato, si è ottenuto il seguente livello di conoscenza:

- **LC2**, da intendersi raggiunto, come nel caso oggetto d'indagine, quando siano effettuati il rilievo geometrico ed indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali, per cui viene definito il corrispondente fattore di confidenza pari a **FC = 1.2**

9.1.2 DATI DI INPUT

Segue il riepilogo dei dati di Input:

- **Parametri Terreno**

- **Categoria del Terreno:** *B*
- **Costante Winkler:** *5*

- **Parametri Strutturali**

- **Vita Nominale:** *50 anni*
- **Classe d'Uso:** *III*
- **Periodo di Riferimento:** *75 anni*
- **ag/g :** *0.189*
- **Fattore di Struttura q:** *2*
- **FC Armatura Acciaio:** *1.2*
- **LC Armatura Acciaio:** *2*
- **FC Calcestruzzo:** *1.2*
- **LC Calcestruzzo:** *2*
- **Comportamento Solai:** *Presenza di soletta di ripartizione in calcestruzzo armato di almeno 3 cm di spessore, solai considerabili Infinitamente Rigidi.*

9.2 MODELLAZIONE AGLI ELEMENTI FINITI

Le immagini sottostanti rappresentano la modellazione avvenuta tramite il software di calcolo agli elementi finiti **Concrete Sismicad**.

In particolare si riporta la struttura e il modello ad aste del fabbricato oggetto d'indagine.

- **Corpo A**

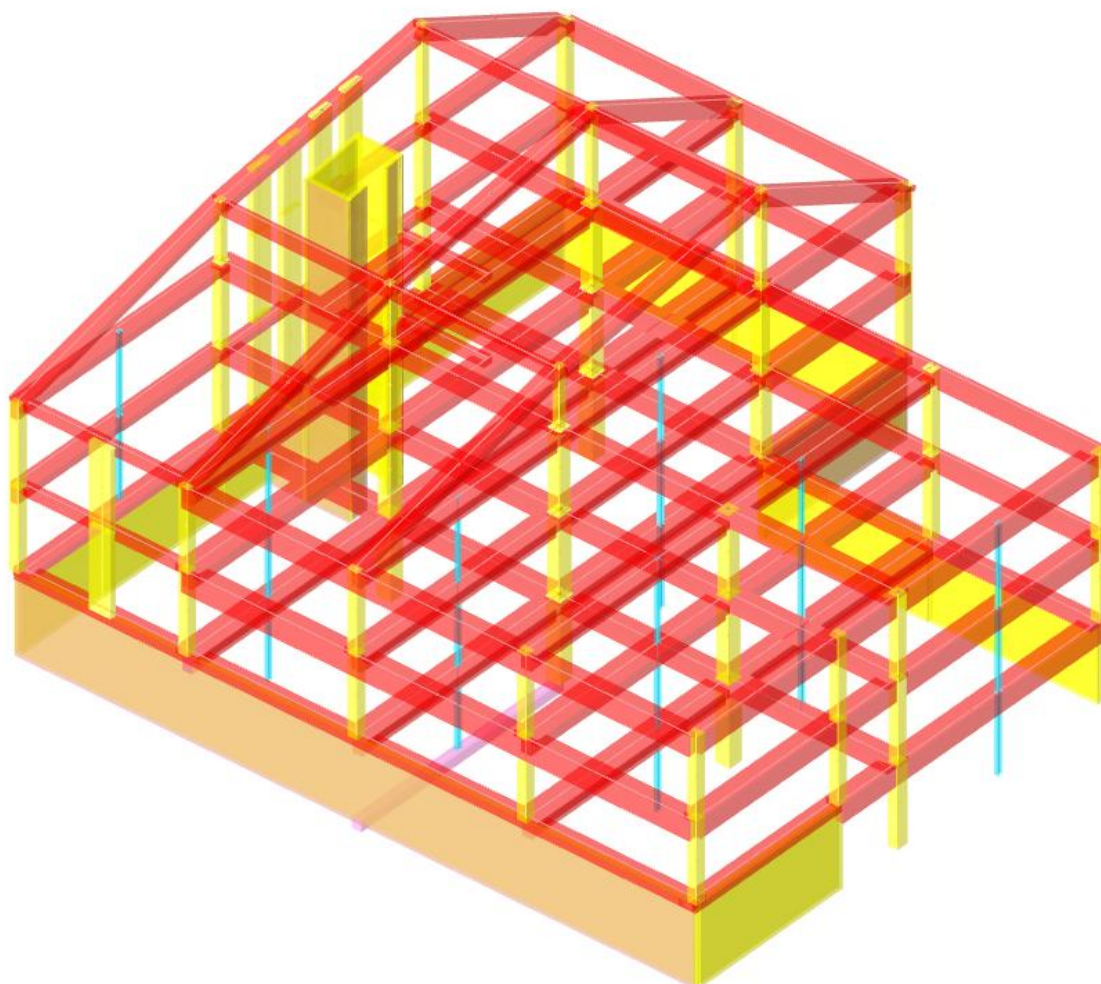


Figura 5 Vista Assonometrica N-O

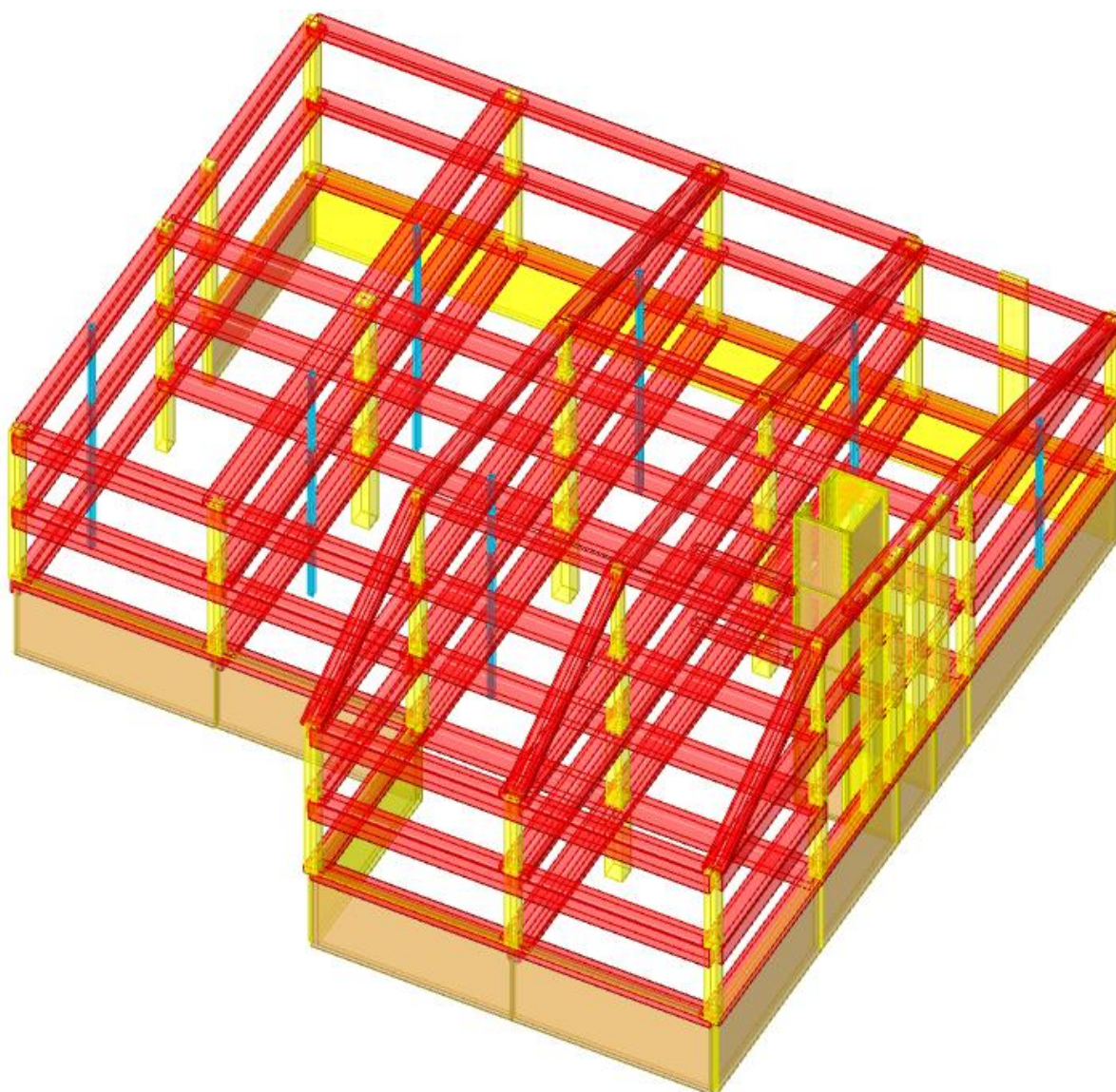


Figura 6 Vista Assonometrica S-E

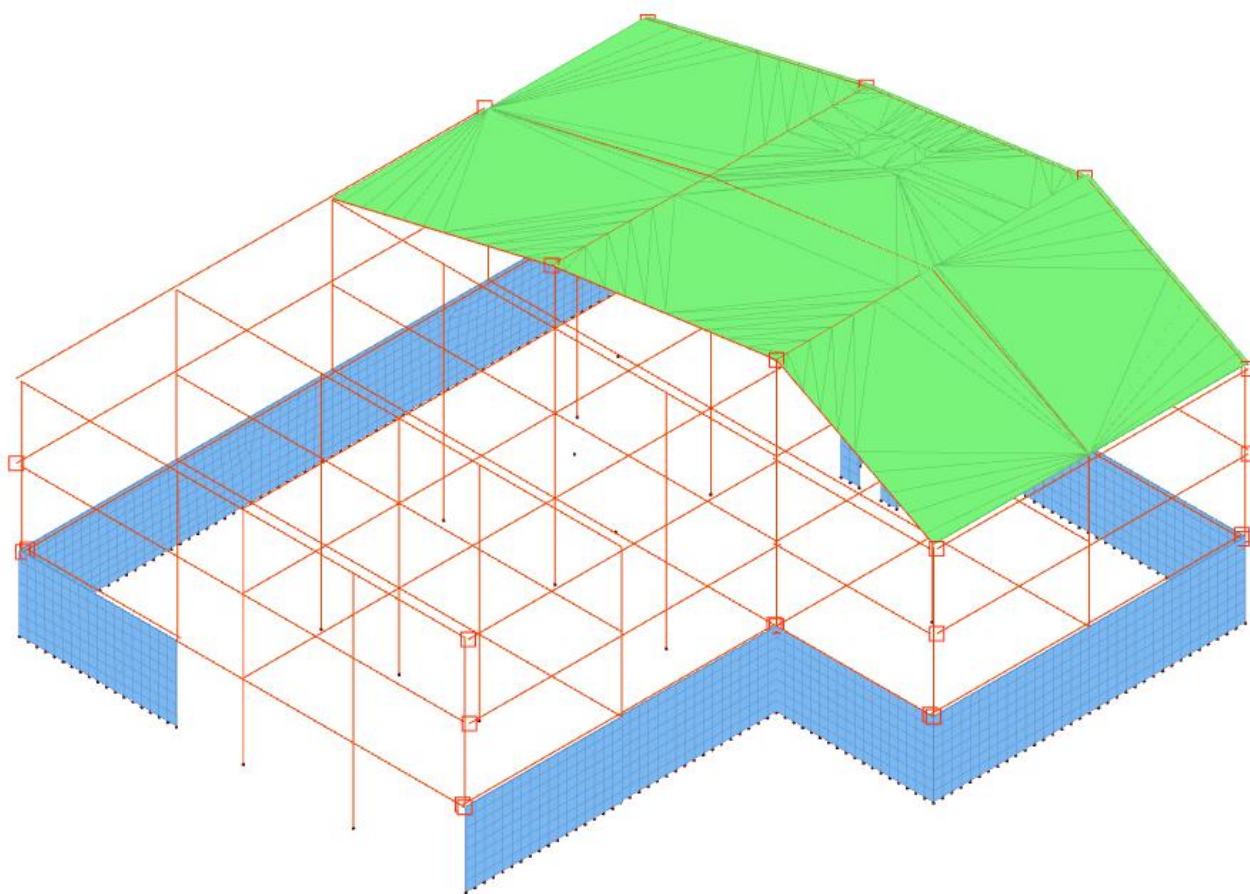


Figura 7 Modellazione ad Aste, Vista Assonometrica S-O

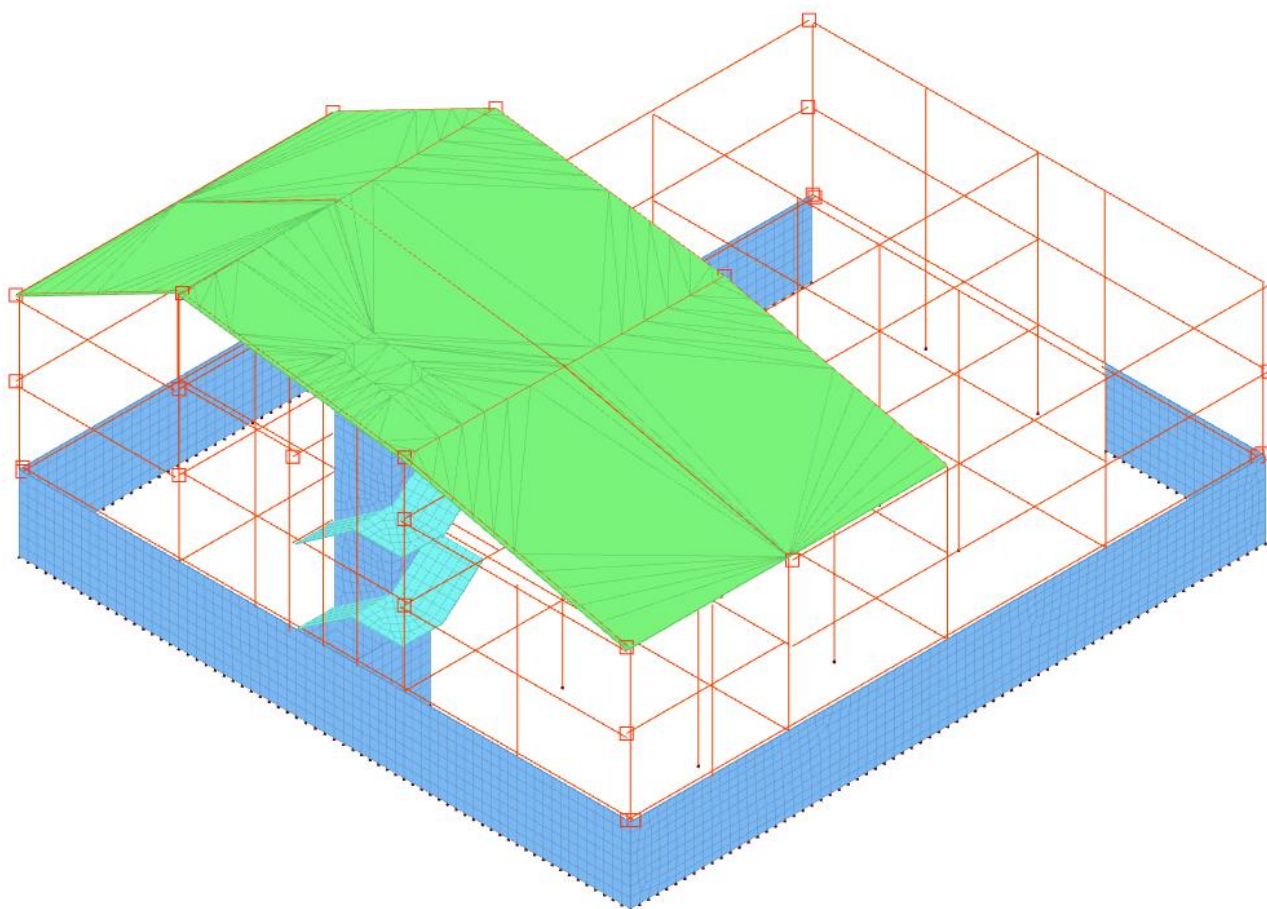


Figura 8 Modellazione ad Aste, Vista Assonometrica N-E

- **Corpo B**

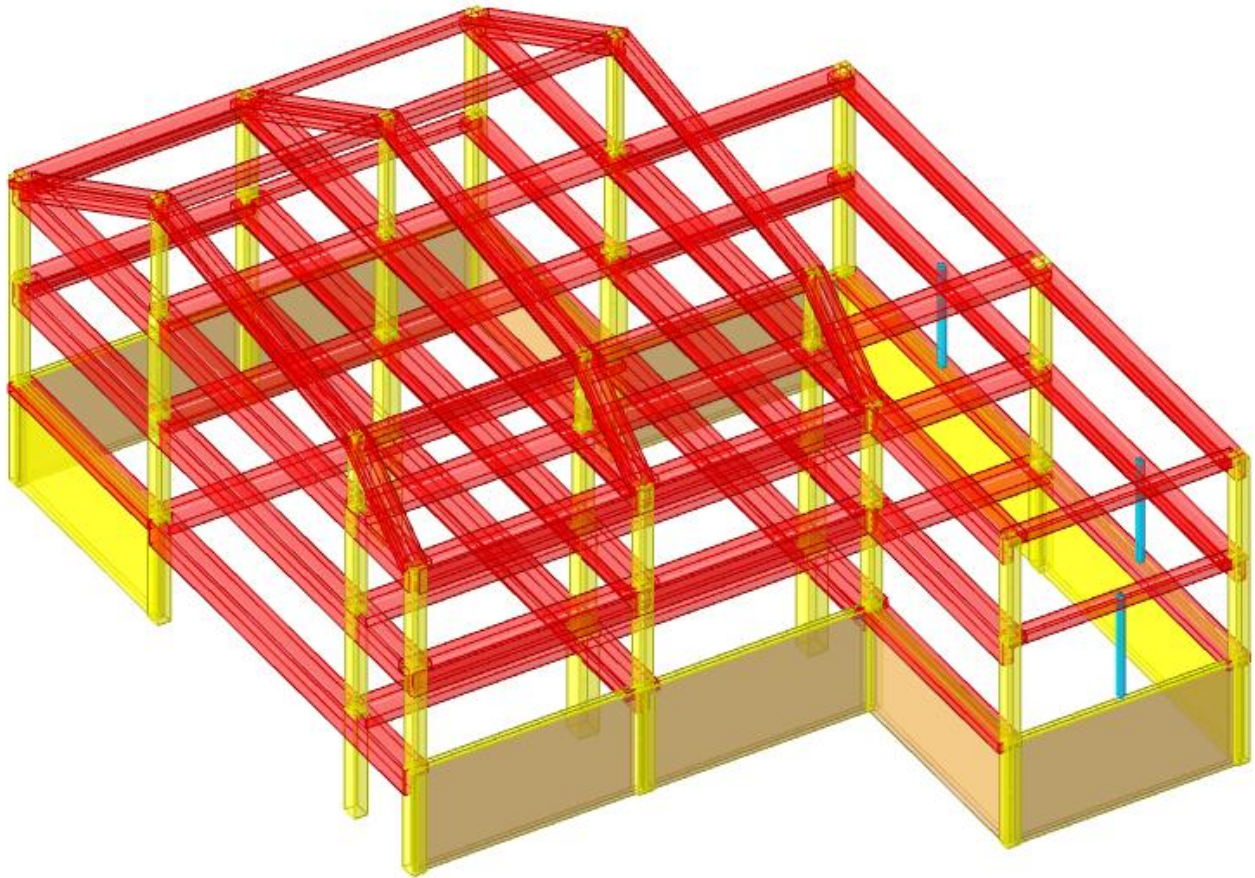


Figura 9 Vista Assonometrica N-E

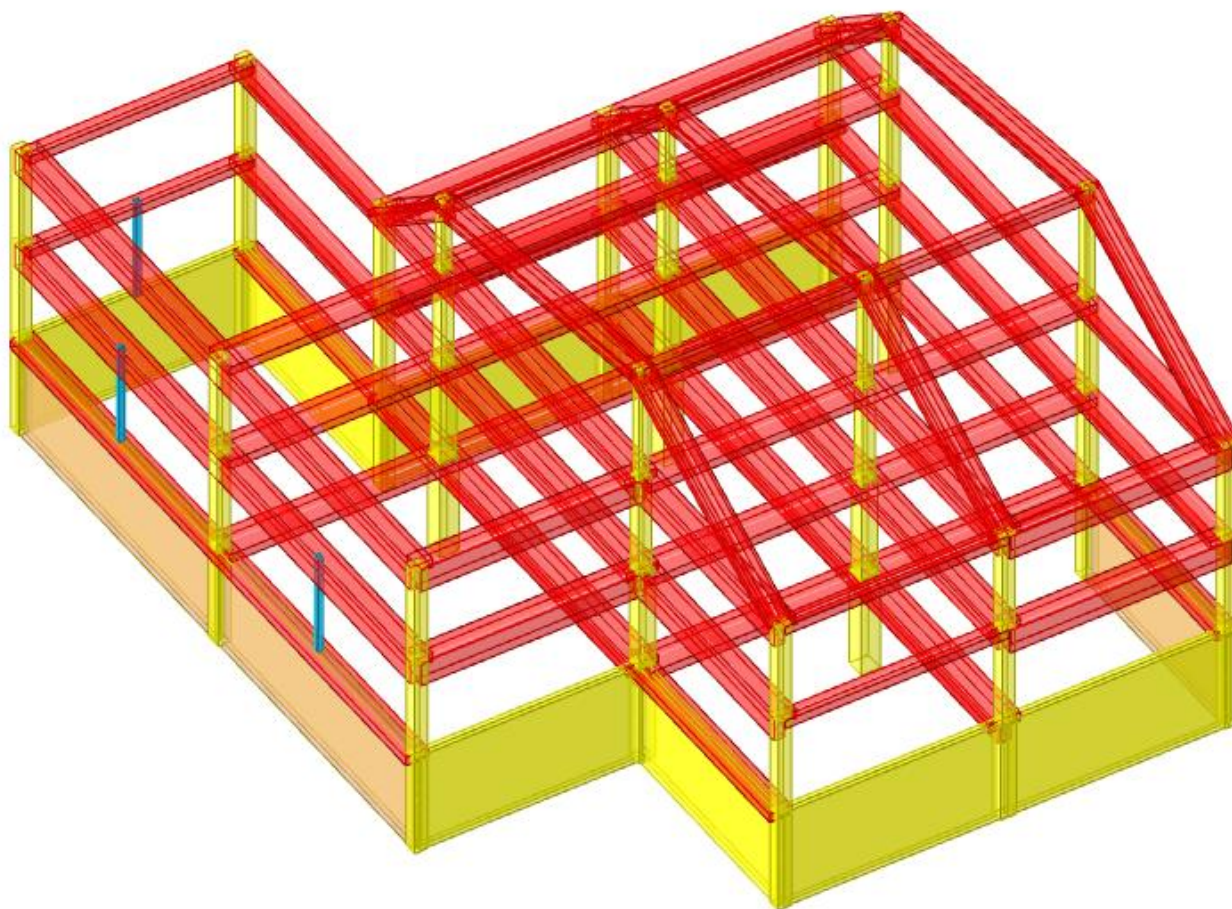


Figura 10 Vista Assonometrica S-O

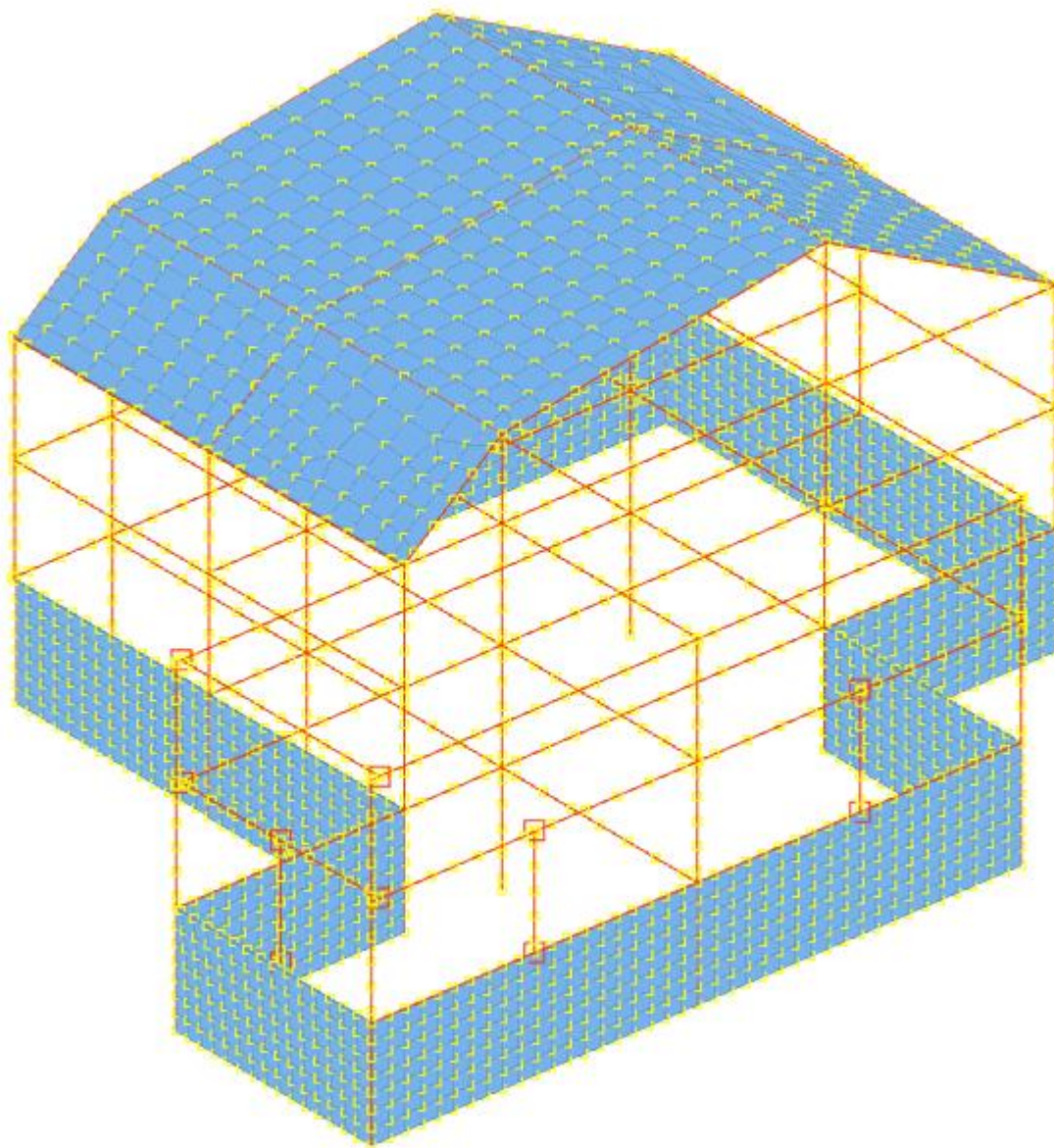


Figura 11 Modellazione ad Aste, Vista Assonometrica N-O

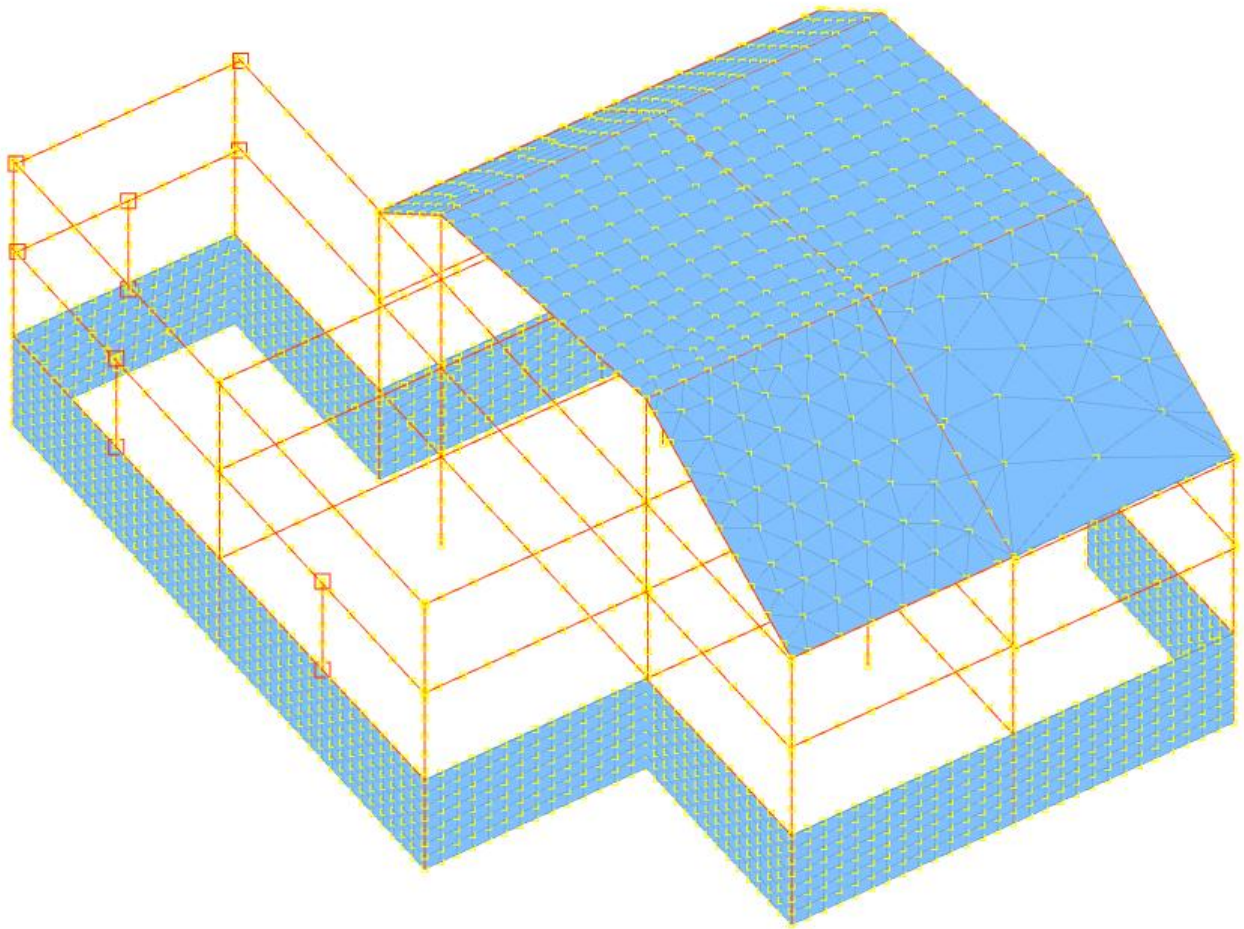


Figura 12 Modellazione ad Aste, Vista Assonometrica S-O

10 VERIFICHE SLU

Di seguito vengono espone le verifiche in condizioni statiche, azione del vento inclusa, e sismiche.

Come suggerito da normativa, si è scelto come punto di controllo un punto in sommità all’edificio.

In seguito alle analisi eseguite dal programma di calcolo, computati gli interventi descritti nella Relazione Illustrativa, possiamo perciò valutare i risultati.

In primo luogo, come per lo stato di fatto, si sottolinea come l’U.S. risulti verificata in condizioni statiche.

- **Corpo A**

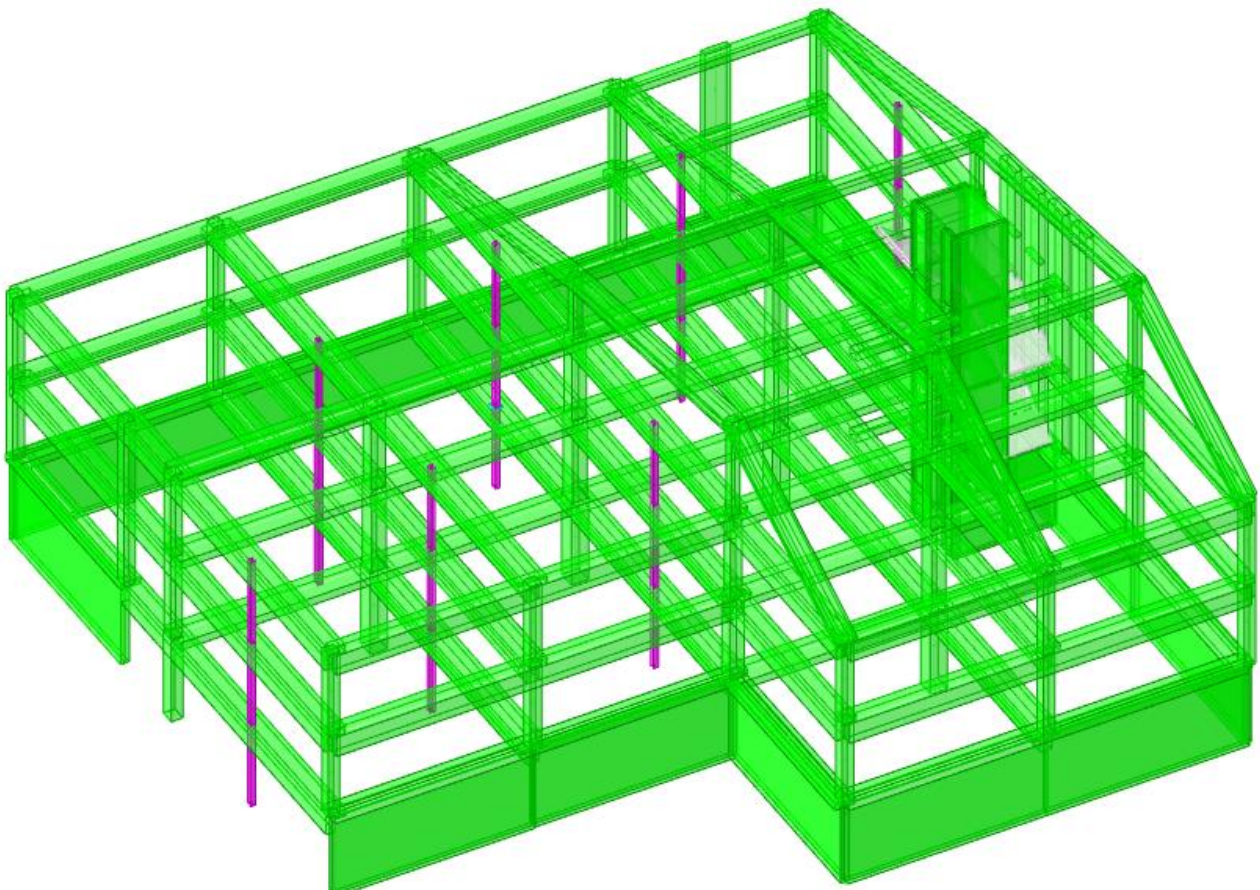


Figura 13 Verifica SLU in Condizioni Non Sismiche a Taglio e Momento Flettente (verde=verificato, rosso=non verificato)

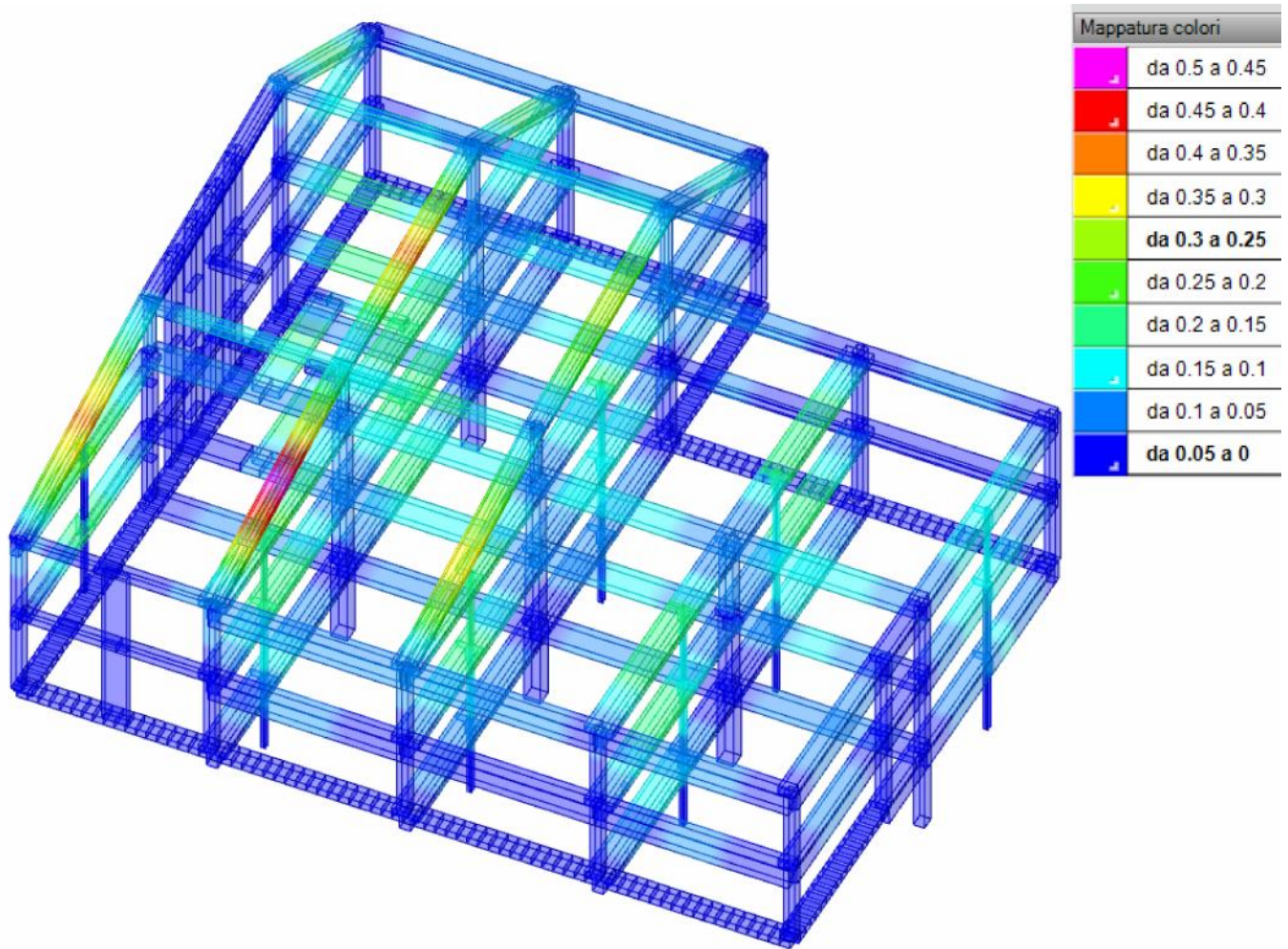


Figura 24 Deformata carichi Statici, Combinazione SLU

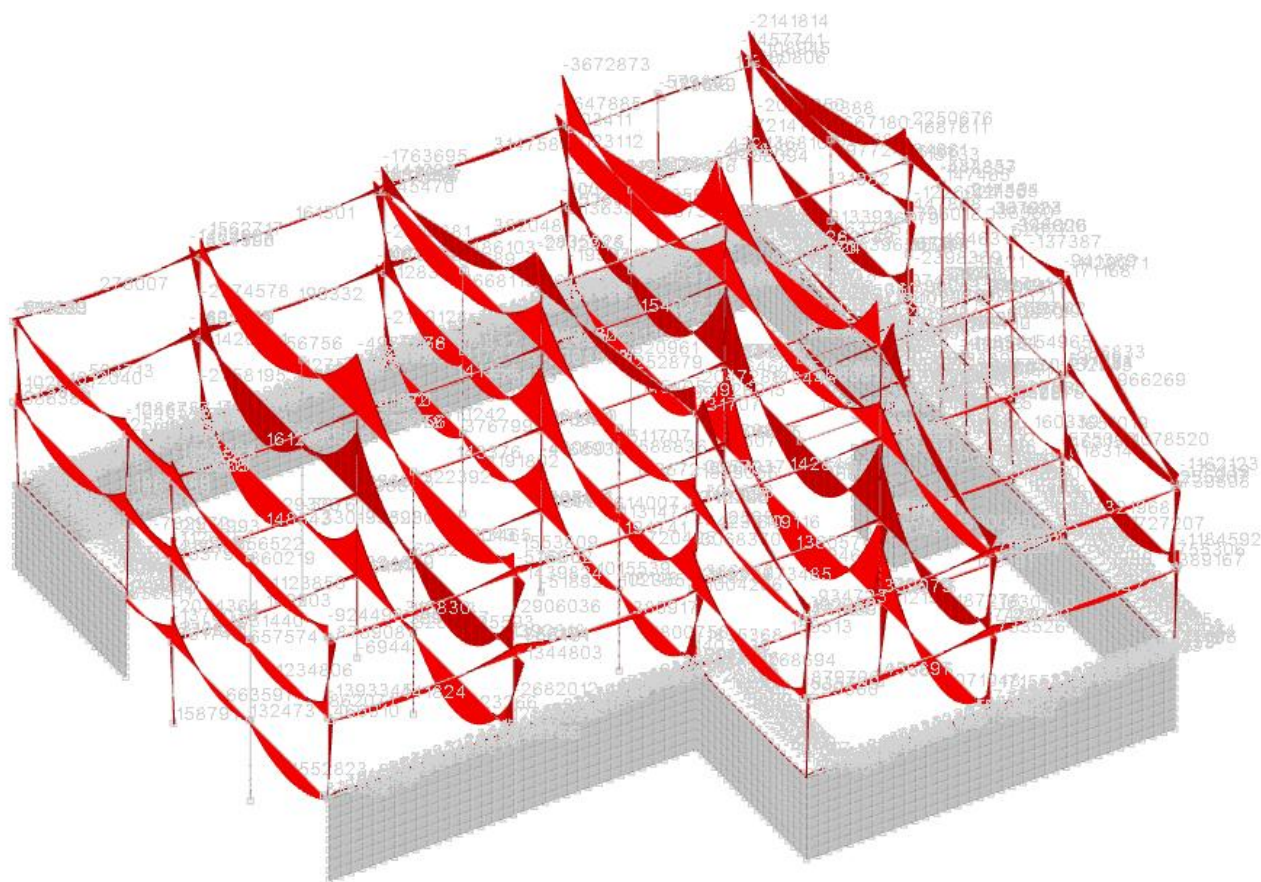


Figura 15 Involuppo Momenti Flettenti, Combinazione SLU

- **Corpo B**

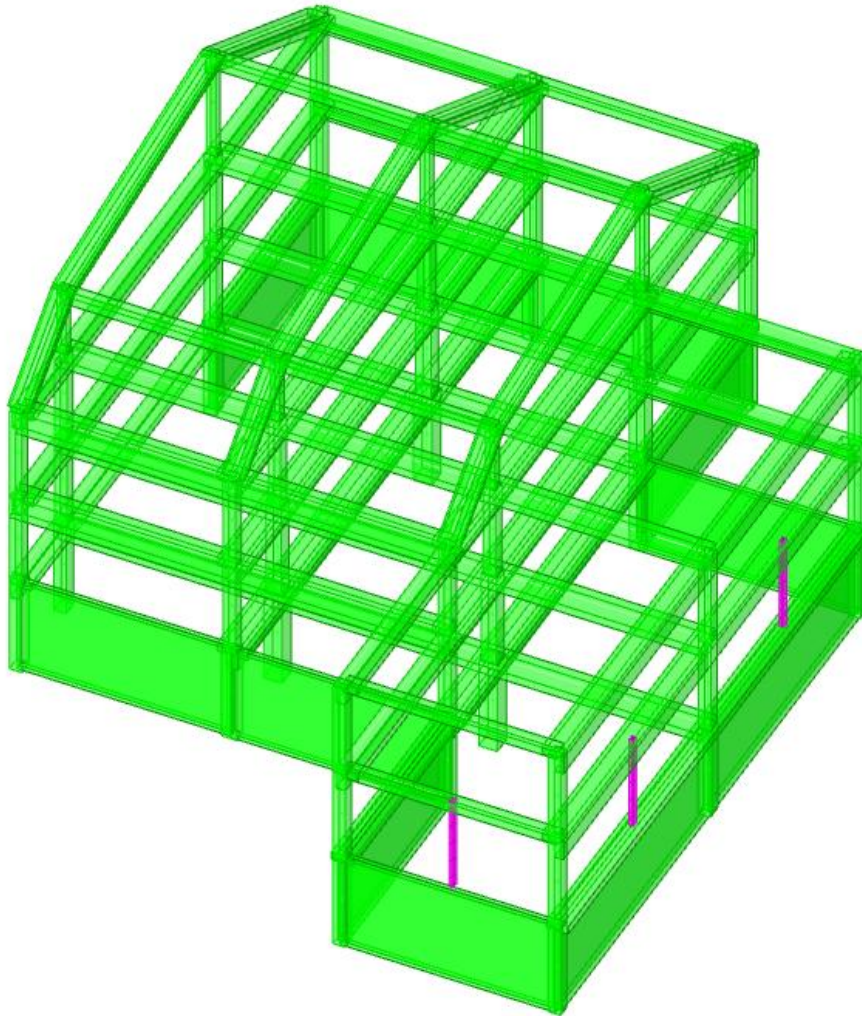


Figura 16 Verifica SLU in Condizioni Non Sismiche a Taglio e Momento Flettente (verde=verificato, rosso=non verificato)

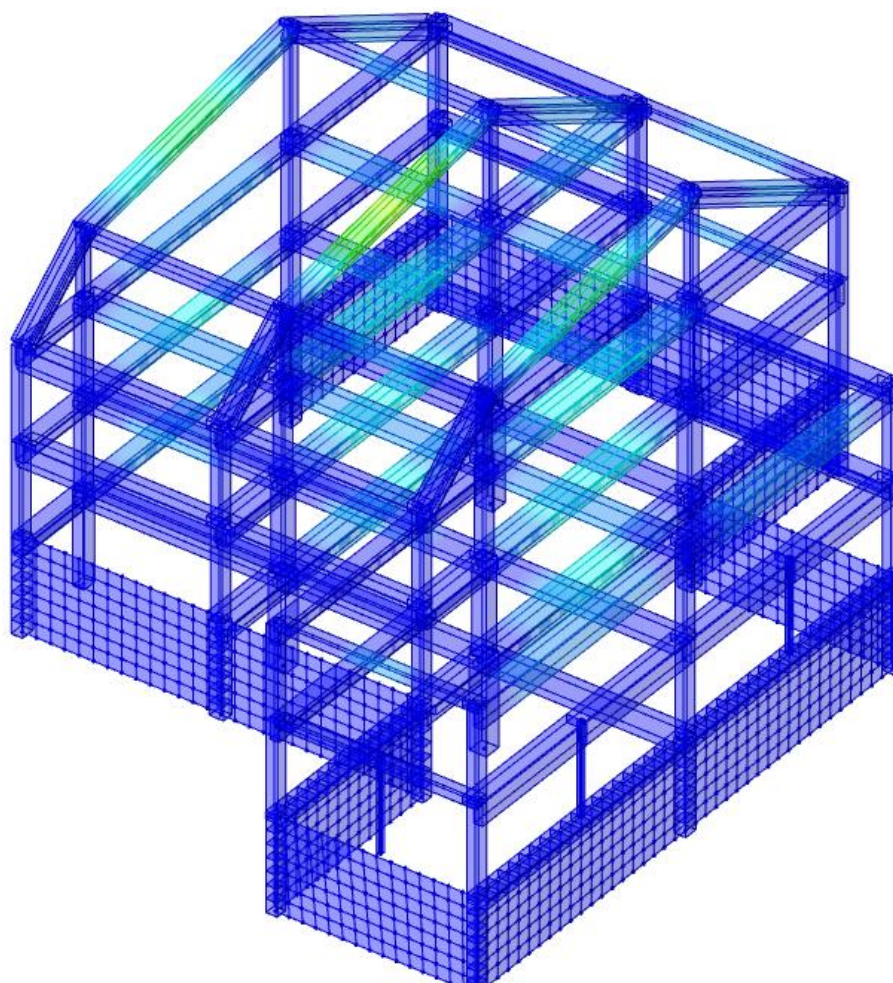


Figura 17 Deformata carichi Statici, Combinazione SLU

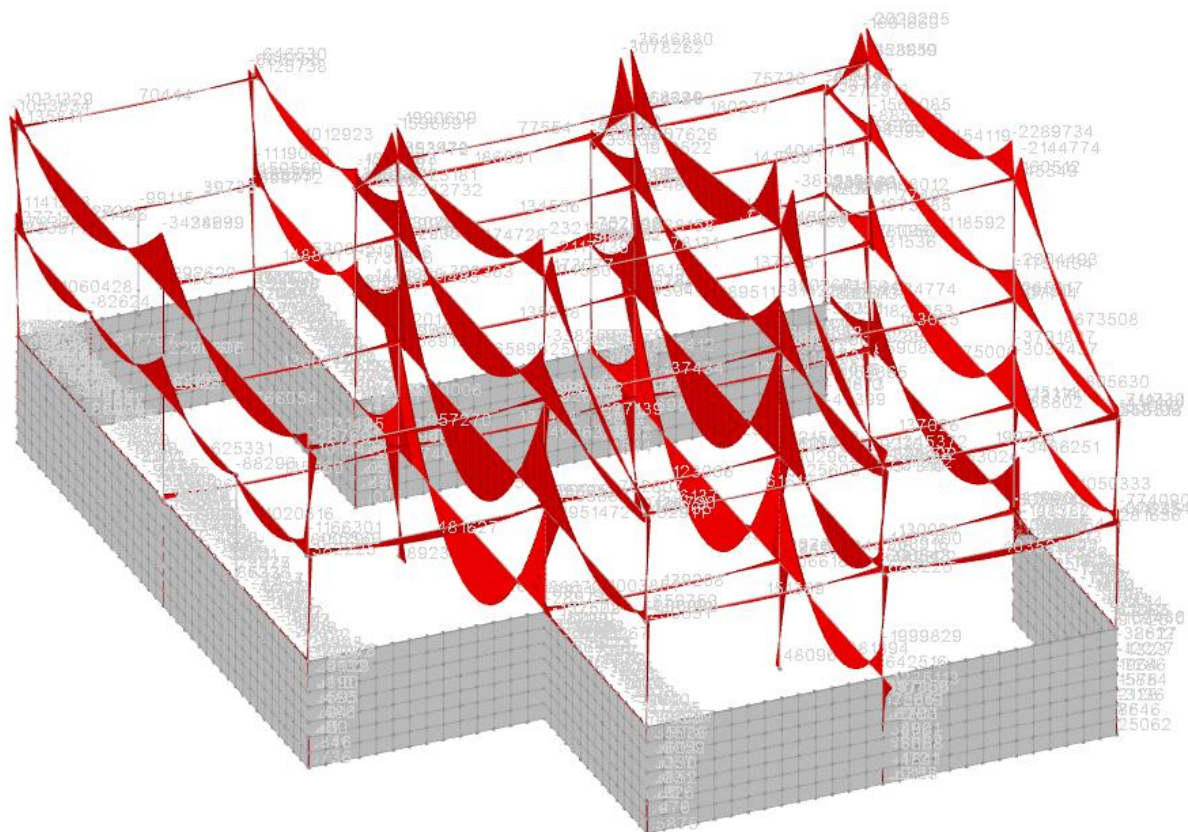


Figura 18 Inviluppo Momenti Flettenti, Combinazione SLU

Inseriti nel modello gli interventi descritti nella *Relazione Illustrativa*, in particolare l'introduzione di colonne pendolari in acciaio e l'applicazione di FRP agli elementi strutturali

critici per rinforzi a taglio, si può verificare lo stato di progetto e le relative capacità delle curve pushover.

- **Corpo A**

Di seguito viene infatti riportata la curva di capacità peggiorativa, che consiste nella n.7 gr.1, in cui si raggiunge una $p_g a$ pari a 0.173 agli SLV.

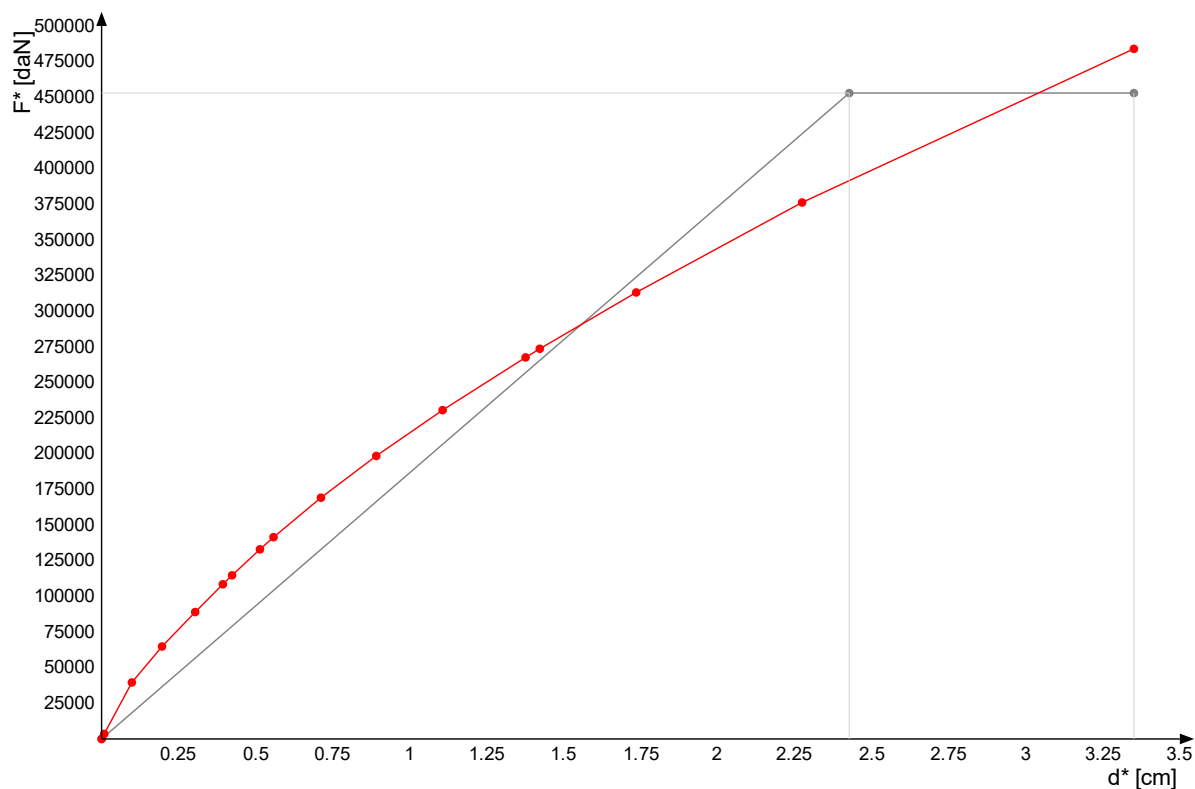


Figura 39 Grafico curva di capacità e curva bilineare del sistema strutturale equivalente

Mappatura colori	
	da 37451 a 29797
	da 29797 a 22143
	da 22143 a 14489
	da 14489 a 6835
	da 6835 a -819
	da -819 a -8473
	da -8473 a -16127
	da -16127 a -23781
	da -23781 a -31435
	da -31435 a -39089

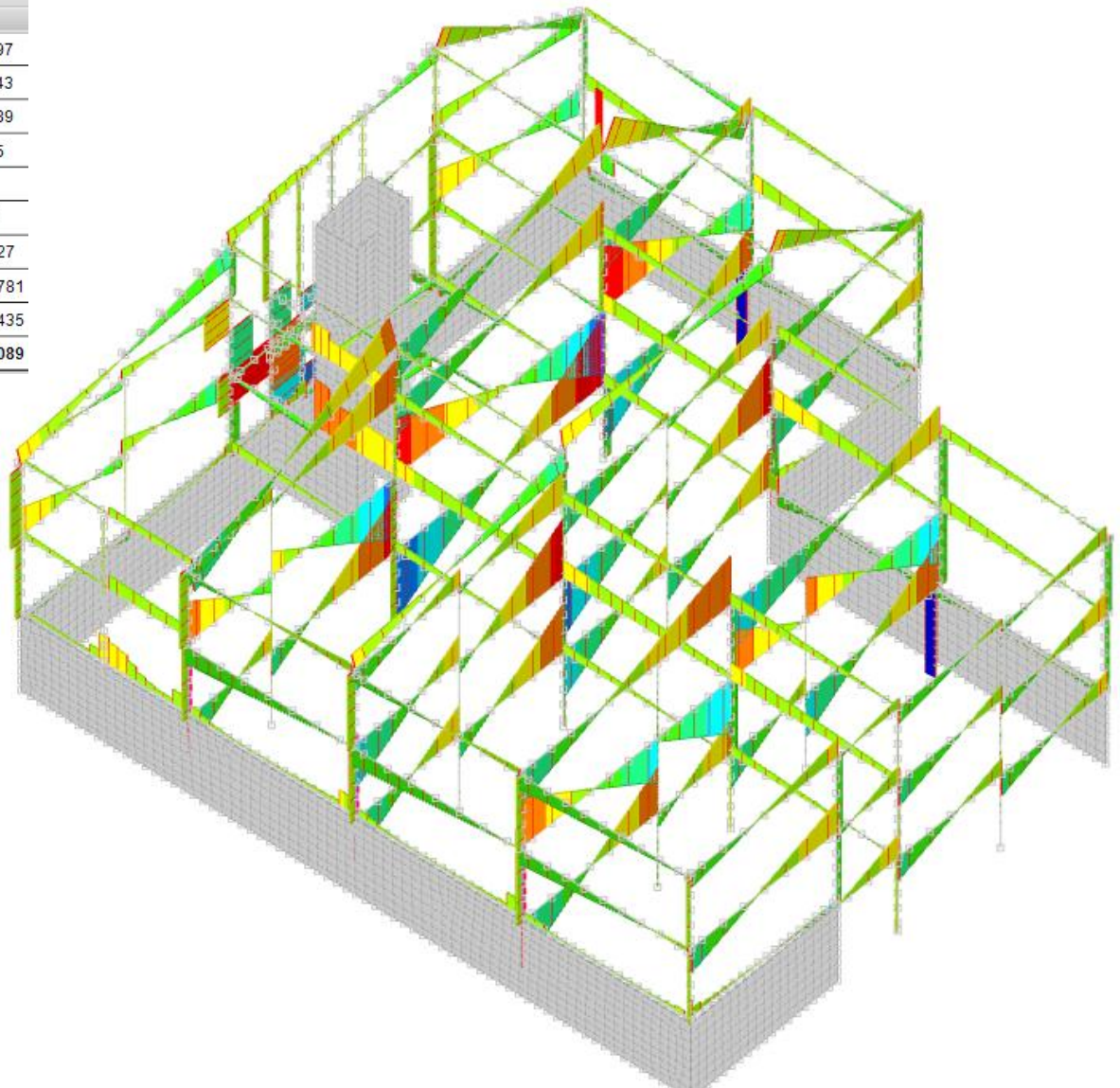


Figura 20 Diagramma Taglio, Pushover n.7 - gr.1

Mappatura colori	
	oltre 2746115
	da 2746115 a 2023543
	da 2023543 a 1300972
	da 1300972 a 578400
	da 578400 a -144171
	da -144171 a -866743
	da -866743 a -1589314
	da -1589314 a -2311885

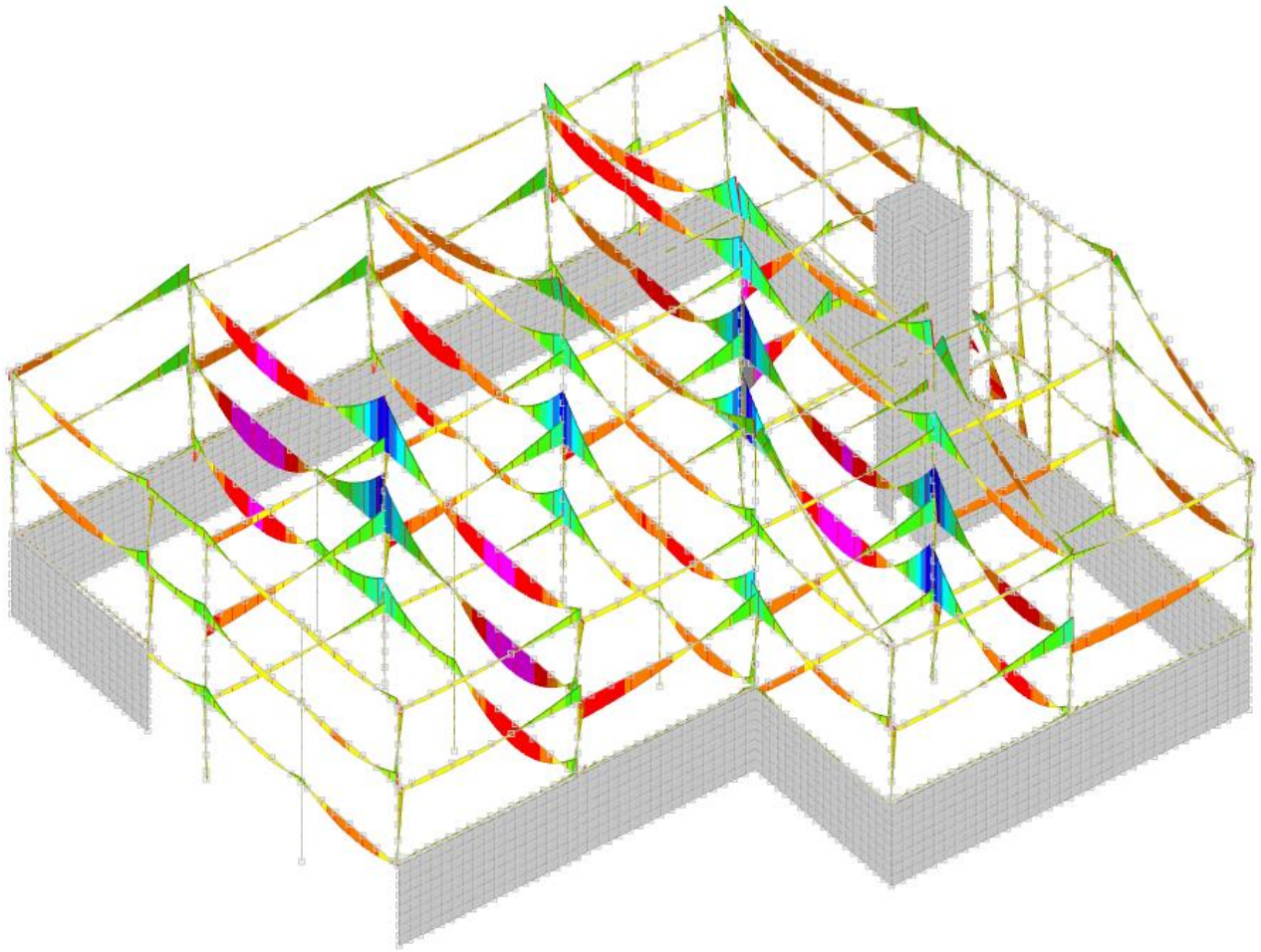


Figura 21 Diagramma Momento Flettente, Pushover n.7 - gr.1

• **Corpo B**

Di seguito viene infatti riportata la curva di capacità peggiorativa, che consiste nella n.8 gr.1, in cui si raggiunge una p_g pari a 0.145 agli SLV.

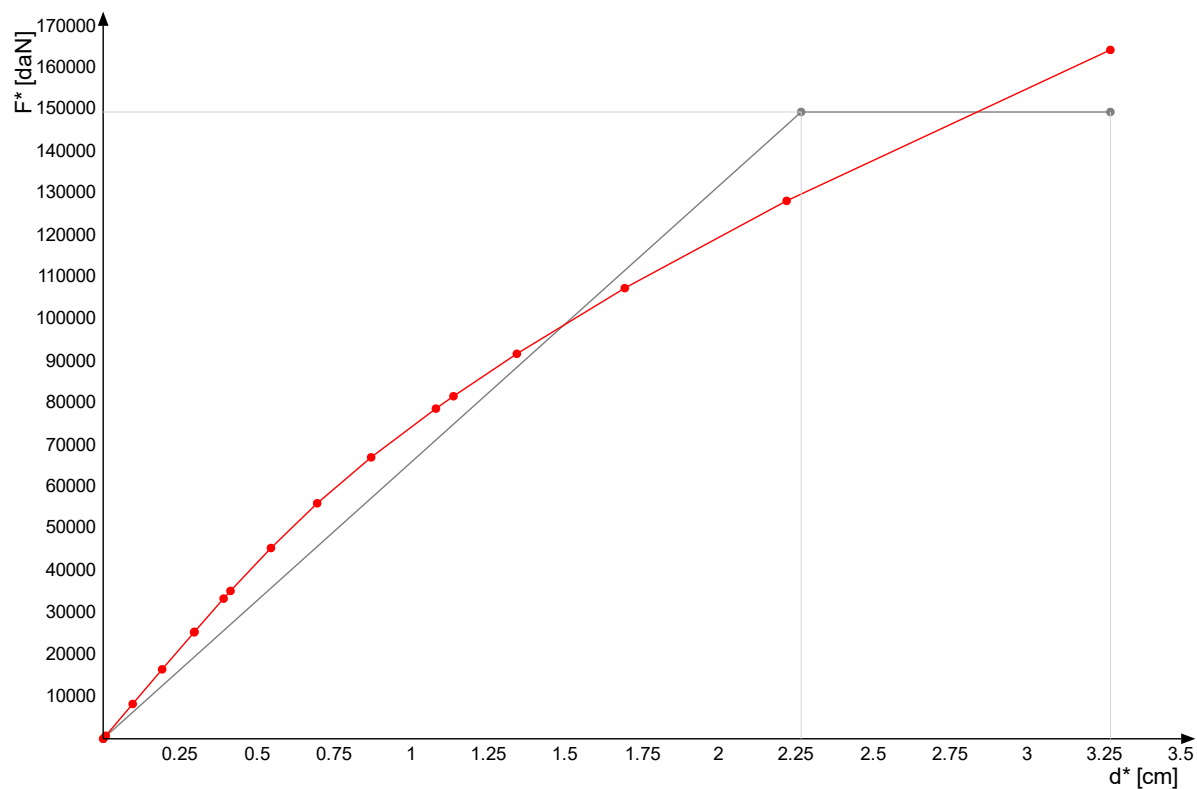


Figura 22 Grafico curva di capacità e curva bilineare del sistema strutturale equivalente

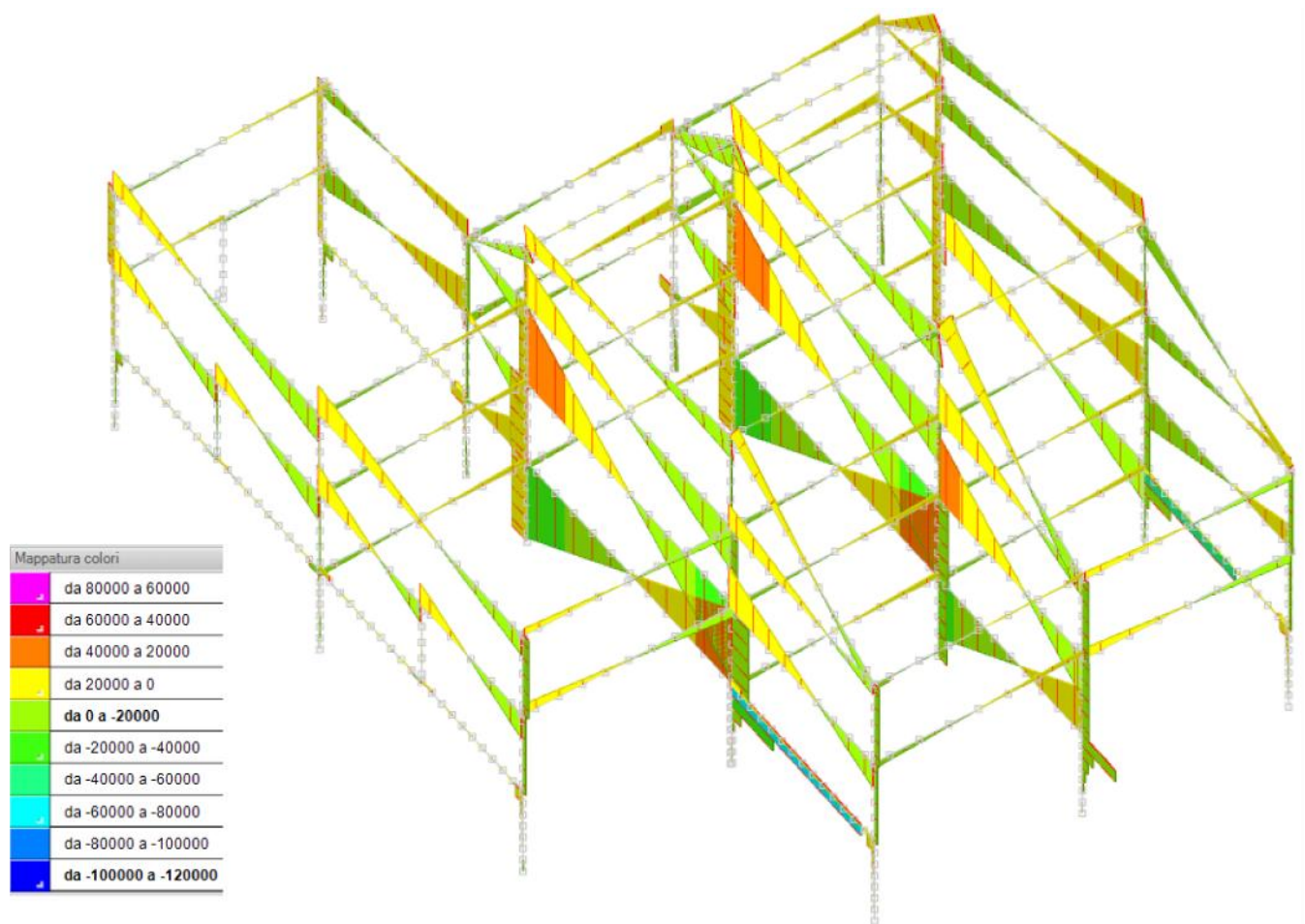


Figura 23 Diagramma Taglio, Pushover n.8 - gr.1

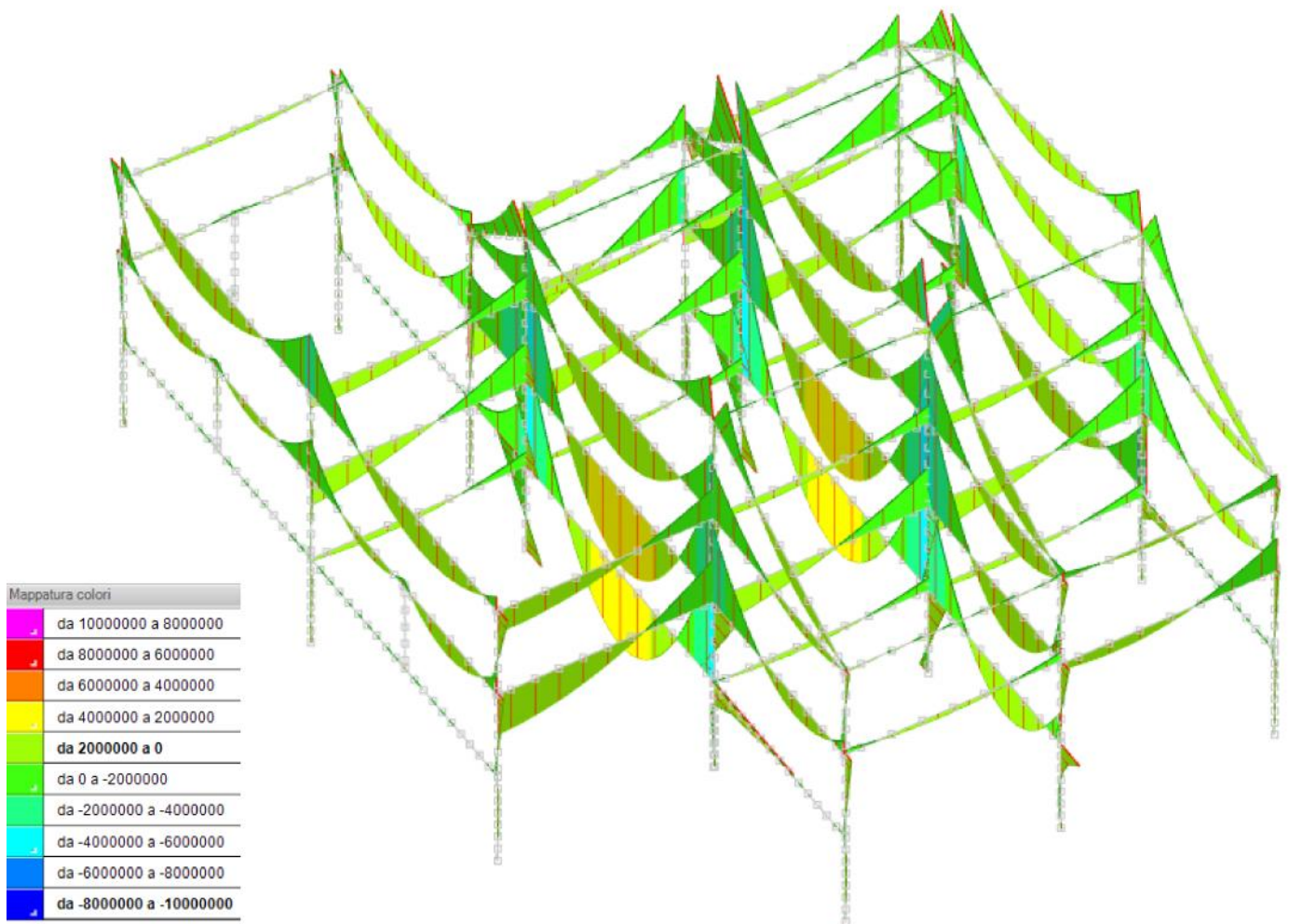


Figura 24 Diagramma Momento Flettente, Pushover n.8 - gr.1

11 INDICE DI RISCHIO STATO DI PROGETTO

In primo luogo si espone la definizione di indice di rischio sismico, che può essere definito in due termini:

- Indice di Rischio Sismico in Termini di Tempo di Ritorno, calcolato come di seguito

$$I_{TR} = \left(\frac{T_{rCLx}}{T_{DCLx}} \right)^{\alpha}$$

Ovvero è il rapporto tra il periodo di ritorno del sisma a cui corrisponde il raggiungimento della capacità ed il periodo di ritorno del sisma atteso nel sito con la probabilità prevista per lo stato limite corrispondente, ovvero 475 anni per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita [SLV]. L'esponente α vale 0.41, come previsto dalle linee guida nazionali.

- Indice di Rischio Sismico in Termini di PGA, calcolato come di seguito

$$I_{PGA} = \frac{PGA_{LX}}{PGA}$$

Ovvero è il rapporto tra la PGA limite e la PGA al bedrock del sisma atteso nel sito, con la probabilità prevista per lo stato limite considerato, variabile quindi in funzione del sito.

In generale, entrambi gli indici possono assumere due tipologie di valori:

- A) I PGA, I TR $\geq 100\%$: in tal caso la struttura risulta sismicamente adeguata alla normativa cogente
- B) I PGA, I TR $< 100\%$: in tal caso la struttura risulta non sismicamente conforme alla normativa cogente, in quanto la capacità della struttura non è in grado di sopperire ad un sisma di intensità corrispondente al tempo di ritorno previsto dagli SLV, ma ad un tempo di ritorno minore, ovvero a sismi di intensità inferiore in quanto decresce la probabilità che si verificano eventi di grande intensità.

- **Corpo A**

Applicando le leggi sovraccitate alla U.S oggetto di tale analisi, si ottengono i seguenti valori riepilogativi:

$$I_{PGA} = \frac{PGA_{LX}}{PGA} = 1.015 = 101.5 \% > 100\%$$

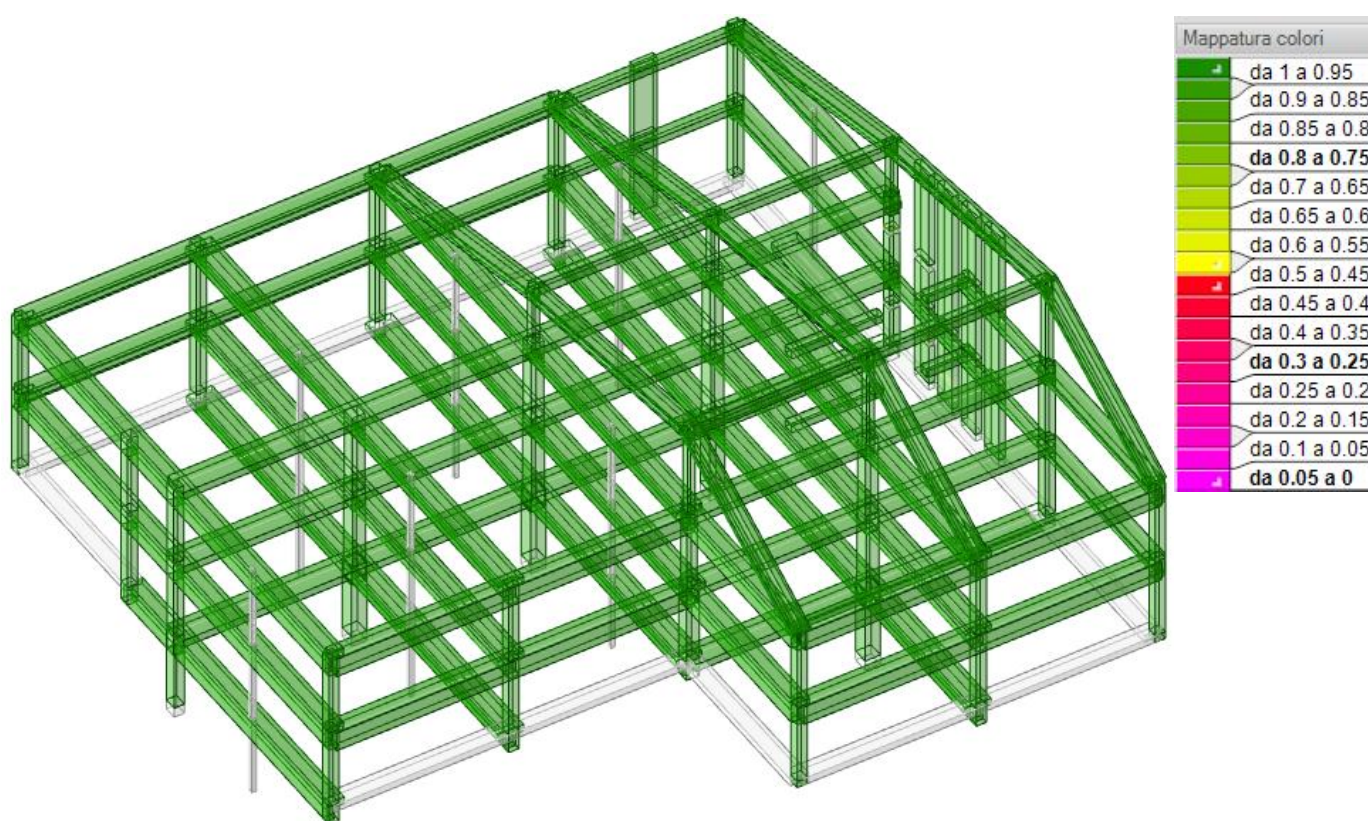


Figura 25 Vista Valori di Sicurezza Minima

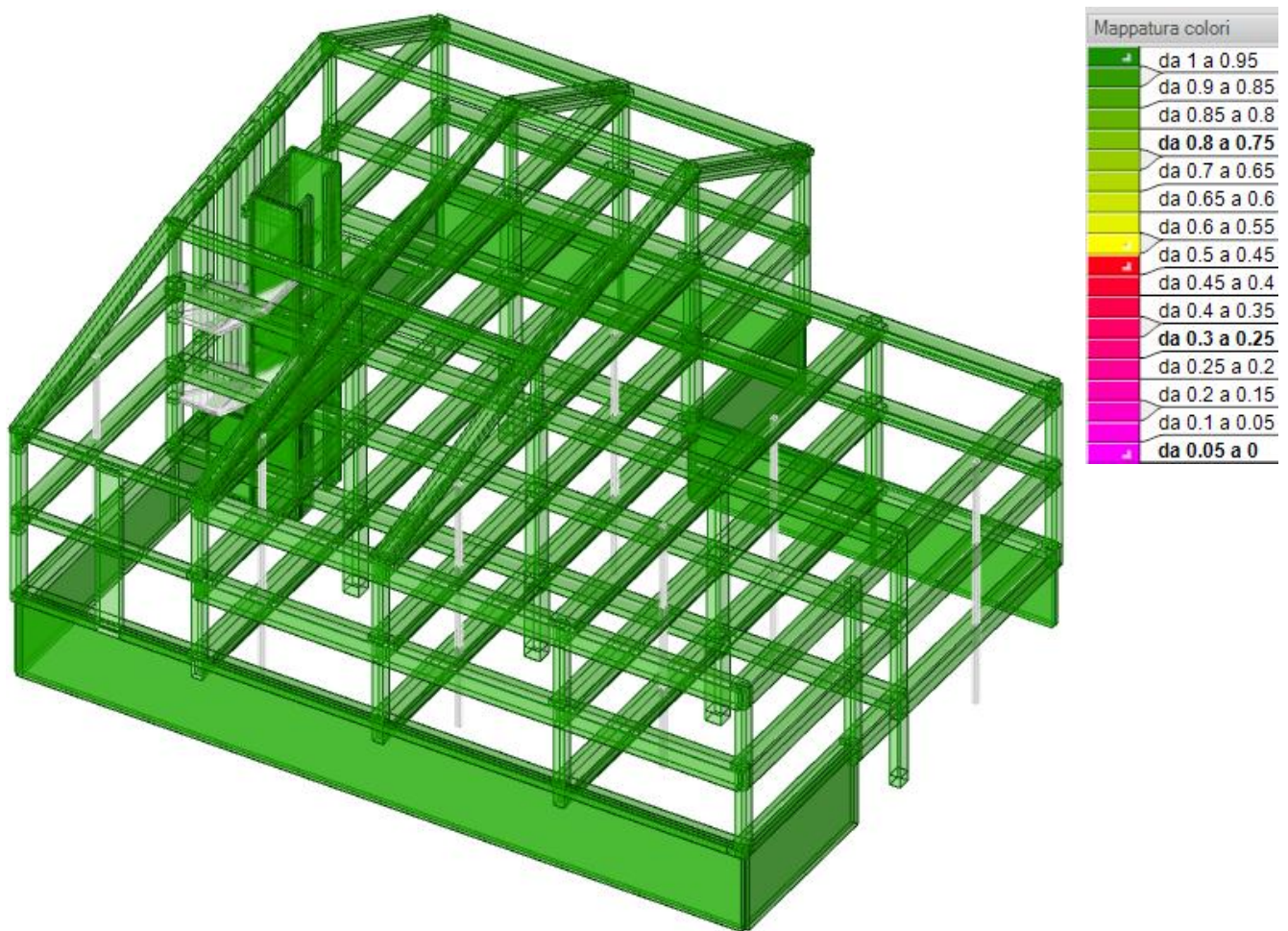


Figura 26 Vista I.R. PGA Minimo

Si sottolinea come l'indice di rischio globale sia $> 100\%$, ovvero di come la struttura risulti globalmente sismicamente adeguata alle norme cogenti, essendo tale valore maggiore di 0.8, ovvero il valore minimo imposto al §8.4.3, coerente quindi con la definizione di interventi di adeguamento sismico previsti dalla Norma cogente. Si riportano di seguito i valori di accelerazione, tempi di ritorno e rischio sismico relativi l'analisi pushover del corpo A.

Tempi di ritorno, accelerazioni al suolo ed indicatori di rischio sismico per le singole curve

Ubicazione: Viale Papa Giovanni XXIII, 10 - Rovetta
 Oggetto: Progetto di adeguamento sismico – Relazione tecnica
 Richiedente: Scuola Primaria “A. Moro”

Data: 28.03.2022

Pratica: 0455

Curva	SLO				SLD				SLV				SLC			
	TR	IR,TR	PGA	IR,PGA	TR	IR,TR	PGA	IR,PGA	TR	IR,TR	PGA	IR,PGA	TR	IR,TR	PGA	IR,PGA
1 Gr. 1	162	1.691	0.069	1.651	712	2.516	0.116	2.277	806	1.052	0.121	1.043				
1 Gr. 2	409	2.472	0.096	2.306	1335	3.256	0.143	2.795	1335	1.294	0.143	1.227				
2 Gr. 1	162	1.691	0.069	1.651	712	2.516	0.116	2.277	803	1.051	0.121	1.041				
2 Gr. 2	408	2.469	0.096	2.304	1328	3.249	0.143	2.79	1328	1.291	0.143	1.225				
3 Gr. 1	2475	5.171	0.173	4.153	2475	4.194	0.173	3.392	2475	1.667	0.173	1.489				
3 Gr. 2	2475	5.171	0.173	4.153	2475	4.194	0.173	3.392	2475	1.667	0.173	1.489				
4 Gr. 1	2475	5.171	0.173	4.153	2475	4.194	0.173	3.392	2475	1.667	0.173	1.489				
4 Gr. 2	2475	5.171	0.173	4.153	2475	4.194	0.173	3.392	2475	1.667	0.173	1.489				
5 Gr. 1	2475	5.171	0.173	4.153	2475	4.194	0.173	3.392	2475	1.667	0.173	1.489				
5 Gr. 2	2475	5.171	0.173	4.153	2475	4.194	0.173	3.392	2475	1.667	0.173	1.489				
6 Gr. 1	2475	5.171	0.173	4.153	2475	4.194	0.173	3.392	2475	1.667	0.173	1.489				
6 Gr. 2	2475	5.171	0.173	4.153	2475	4.194	0.173	3.392	2475	1.667	0.173	1.489				
7 Gr. 1	245	2.003	0.08	1.918	745	2.563	0.118	2.313	745	1.019	0.118	1.015				
7 Gr. 2	379	2.396	0.094	2.243	1213	3.13	0.139	2.712	1213	1.244	0.139	1.191				
8 Gr. 1	246	2.007	0.08	1.921	748	2.568	0.118	2.316	748	1.02	0.118	1.017				
8 Gr. 2	379	2.396	0.094	2.243	1218	3.136	0.139	2.715	1218	1.246	0.139	1.192				

Tempi di ritorno, accelerazioni al suolo ed indicatori di rischio sismico per i meccanismi di rottura

Meccanismo di rottura	Curva	TR	PGA	IR,TR	IR,PGA
Superamento limite rotazione alla corda pilastrata C.A. [SLD]	7 Gr. 1	1554	0.15	3.465	2.931
Superamento limite rotazione alla corda pilastrata C.A. [SLV]	1 Gr. 1	2475	0.173	1.667	1.489
Rottura taglio pilastrata C.A. [SLV]	7 Gr. 1	745	0.118	1.019	1.015
Rottura nodo pilastrata C.A. [SLV]	7 Gr. 1	1554	0.15	1.377	1.287
Superamento limite rotazione alla corda travata C.A. [SLD]	1 Gr. 1	2475	0.173	4.194	3.392
Superamento limite rotazione alla corda travata C.A. [SLV]	1 Gr. 1	2475	0.173	1.667	1.489
Superamento limite taglio travata C.A. [SLV]	7 Gr. 1	745	0.118	1.019	1.015
Superamento limite rotazione alla corda di nucleo/lama C.A. [SLD]	1 Gr. 1	2475	0.173	4.194	3.392
Superamento limite rotazione alla corda di nucleo/lama C.A. [SLV]	1 Gr. 1	2475	0.173	1.667	1.489
Rottura taglio dei nuclei/lame di parete in C.A. [SLV]	1 Gr. 1	2475	0.173	1.667	1.489
Superamento dello spostamento limite di interpiano [SLO] §C7.8.1.5.4	1 Gr. 1	162	0.069	1.691	1.651
Superamento dello spostamento limite di interpiano [SLD] §C7.8.1.5.4	1 Gr. 1	712	0.116	2.516	2.277

Indicatori di rischio sismico minimi

I parametri ζE corrispondono ai parametri IR,PGA

Ubicazione: Viale Papa Giovanni XXIII, 10 - Rovetta
Oggetto: Progetto di adeguamento sismico – Relazione tecnica
Richiedente: Scuola Primaria “A. Moro”

Data: 28.03.2022

Pratica: 0455

Stato limite	IR,TR,min	IR,PGA,min
SLO	1.691	1.651
SLD	2.516	2.277
SLV	1.019	1.015

- **Corpo B**

Applicando le leggi sovraccitate alla U.S oggetto di tale analisi, si ottengono i seguenti valori riepilogativi:

$$I_{PGA} = \frac{PGA_{LX}}{PGA} = 1.0 = 100.0 \% \geq 100\%$$

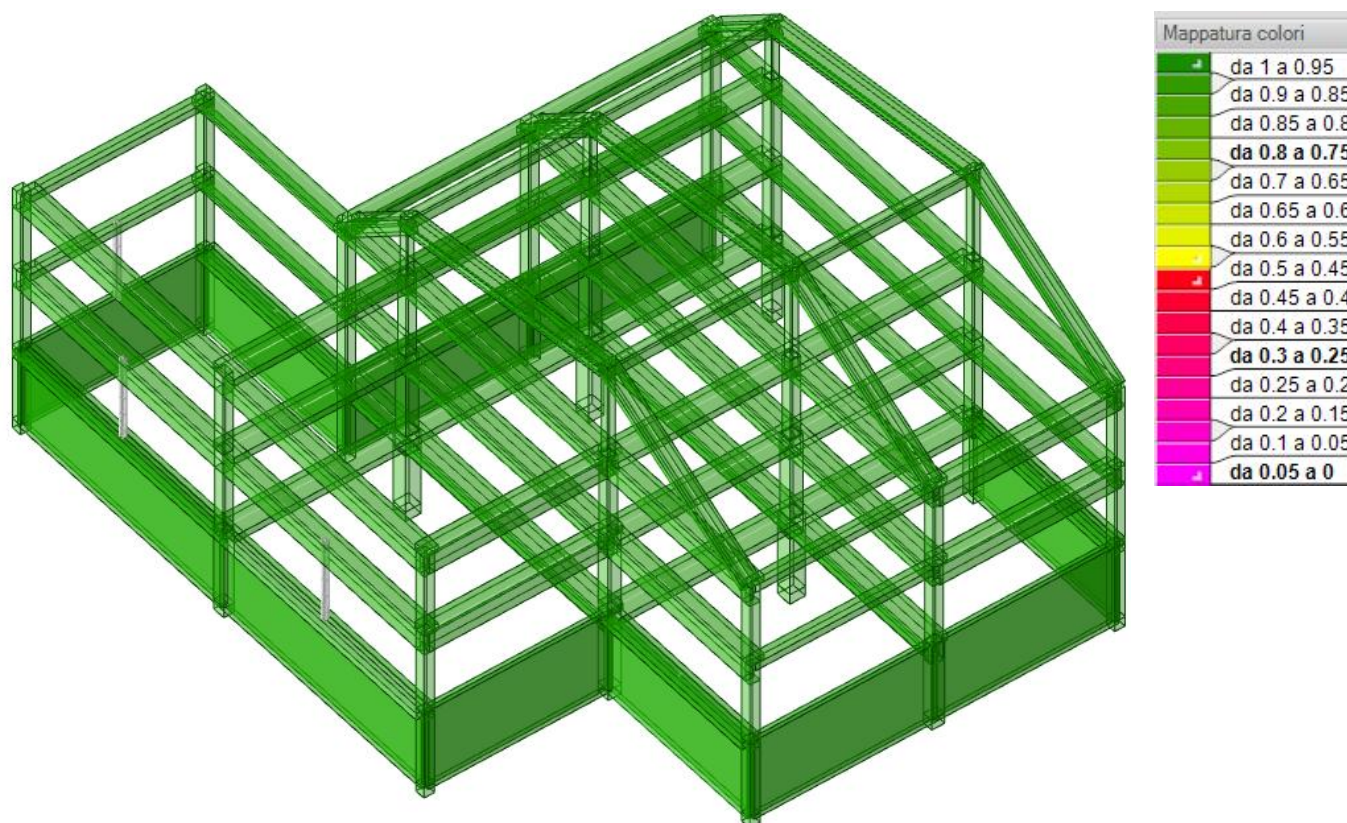


Figura 27 Vista I.R. PGA Minimo

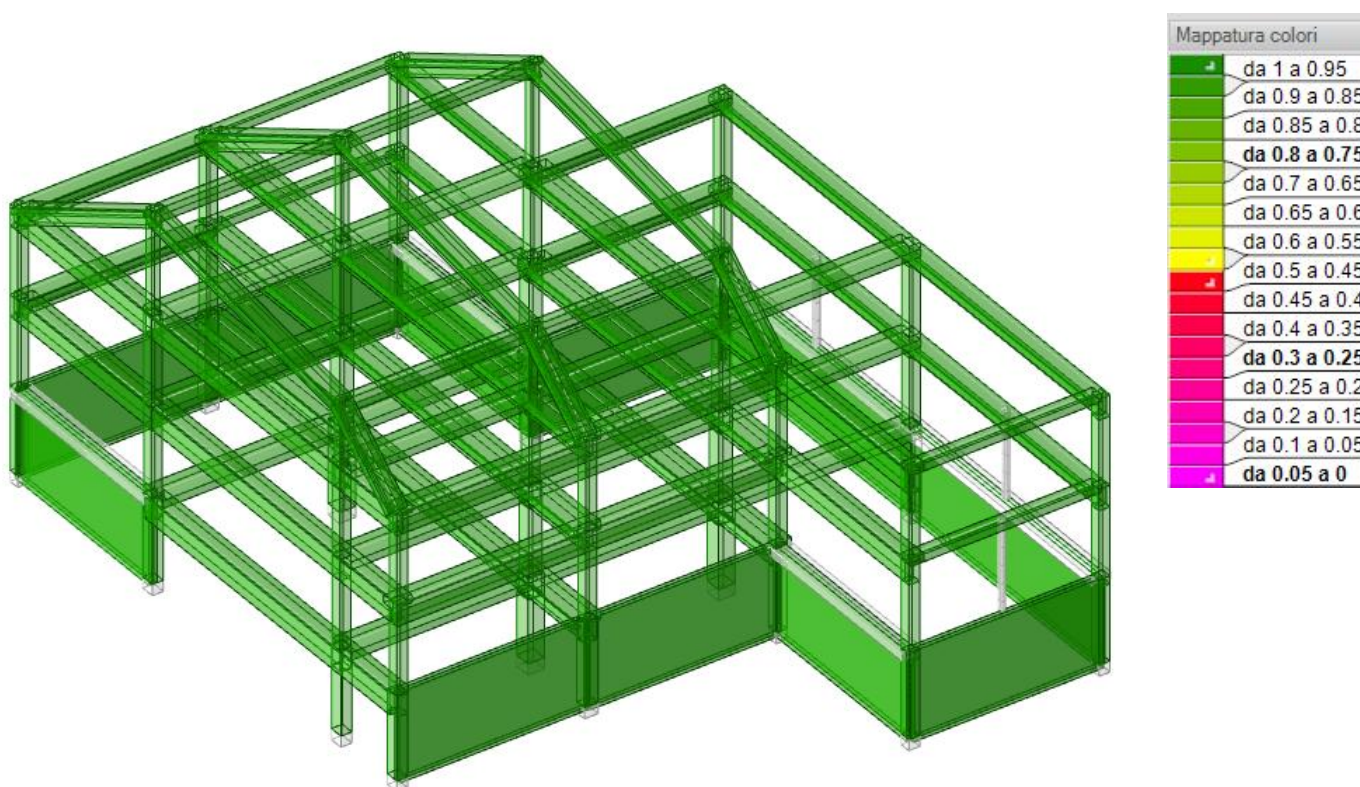


Figura 28 Vista Valori di Sicurezza Minima

Si sottolinea come l'indice di rischio globale sia $\geq 100\%$, ovvero di come la struttura risulti globalmente sismicamente adeguata alle norme cogenti, essendo tale valore maggiore di 0.8, ovvero il valore minimo imposto al §8.4.3, coerente quindi con la definizione di interventi di adeguamento sismico previsti dalla Norma cogente. Si riportano di seguito i valori di accelerazione, tempi di ritorno e rischio sismico relativi l'analisi pushover del corpo A.

Si riportano di seguito i valori di accelerazione, tempi di ritorno e rischio sismico relativi l'analisi pushover del corpo B.

Tempi di ritorno, accelerazioni al suolo ed indicatori di rischio sismico per le singole curve

Curva	SLO				SLD				SLV				SLC			
	TR	IR,TR	PGA	IR,PGA	TR	IR,TR	PGA	IR,PGA	TR	IR,TR	PGA	IR,PGA	TR	IR,TR	PGA	IR,PGA
1 Gr. 1	1088	3.691	0.112	3.209	1088	2.994	0.112	2.621	1088	1.19	0.112	1.151				
1 Gr. 2	1575	4.296	0.125	3.604	1575	3.484	0.125	2.943	1575	1.385	0.125	1.292				
2 Gr. 1	1096	3.703	0.112	3.217	1096	3.003	0.112	2.627	1096	1.193	0.112	1.154				
2 Gr. 2	1585	4.307	0.126	3.611	1585	3.493	0.126	2.949	1585	1.388	0.126	1.295				
3 Gr. 1	2475	5.171	0.145	4.153	2475	4.194	0.145	3.392	2475	1.667	0.145	1.489				

Ubicazione: Viale Papa Giovanni XXIII, 10 - Rovetta
 Oggetto: Progetto di adeguamento sismico – Relazione tecnica
 Richiedente: Scuola Primaria “A. Moro”

Data: 28.03.2022

Pratica: 0455

Curva	SLO				SLD				SLV				SLC			
	TR	IR,TR	PGA	IR,PGA	TR	IR,TR	PGA	IR,PGA	TR	IR,TR	PGA	IR,PGA	TR	IR,TR	PGA	IR,PGA
3 Gr. 2	2475	5.171	0.145	4.153	2475	4.194	0.145	3.392	2475	1.667	0.145	1.489				
4 Gr. 1	2475	5.171	0.145	4.153	2475	4.194	0.145	3.392	2475	1.667	0.145	1.489				
4 Gr. 2	2475	5.171	0.145	4.153	2475	4.194	0.145	3.392	2475	1.667	0.145	1.489				
5 Gr. 1	2475	5.171	0.145	4.153	2475	4.194	0.145	3.392	2475	1.667	0.145	1.489				
5 Gr. 2	2475	5.171	0.145	4.153	2475	4.194	0.145	3.392	2475	1.667	0.145	1.489				
6 Gr. 1	2475	5.171	0.145	4.153	2475	4.194	0.145	3.392	2475	1.667	0.145	1.489				
6 Gr. 2	2475	5.171	0.145	4.153	2475	4.194	0.145	3.392	2475	1.667	0.145	1.489				
7 Gr. 1	1097	3.704	0.112	3.218	1097	3.004	0.112	2.628	1097	1.194	0.112	1.154				
7 Gr. 2	884	3.39	0.104	3	884	2.75	0.104	2.45	884	1.093	0.104	1.076				
8 Gr. 1	712	3.102	0.097	2.789	712	2.516	0.097	2.277	712	1	0.097	1				
8 Gr. 2	881	3.386	0.104	2.997	881	2.746	0.104	2.447	881	1.091	0.104	1.075				

Tempi di ritorno, accelerazioni al suolo ed indicatori di rischio sismico per i meccanismi di rottura

Meccanismo di rottura	Curva	TR	PGA	IR,TR	IR,PGA
Superamento limite rotazione alla corda pilastrata C.A. [SLD]	1 Gr. 1	2475	0.145	4.194	3.392
Superamento limite rotazione alla corda pilastrata C.A. [SLV]	1 Gr. 1	2475	0.145	1.667	1.489
Rottura taglio pilastrata C.A. [SLV]	8 Gr. 1	712	0.097	1	1
Rottura nodo pilastrata C.A. [SLV]	2 Gr. 1	2475	0.145	1.667	1.489
Superamento limite rotazione alla corda travata C.A. [SLD]	1 Gr. 1	1088	0.112	2.994	2.621
Superamento limite rotazione alla corda travata C.A. [SLV]	1 Gr. 1	2475	0.145	1.667	1.489
Superamento limite taglio travata C.A. [SLV]	1 Gr. 1	1088	0.112	1.19	1.151
Superamento limite rotazione alla corda di nucleo/lama C.A. [SLD]	1 Gr. 1	2475	0.145	4.194	3.392
Superamento limite rotazione alla corda di nucleo/lama C.A. [SLV]	1 Gr. 1	2475	0.145	1.667	1.489
Rottura taglio dei nuclei/lame di parete in C.A. [SLV]	1 Gr. 1	2475	0.145	1.667	1.489
Superamento dello spostamento limite di interpiano [SLO] §C7.8.1.5.4	1 Gr. 1	1088	0.112	3.691	3.209
Superamento dello spostamento limite di interpiano [SLD] §C7.8.1.5.4	1 Gr. 1	2475	0.145	4.194	3.392

Indicatori di rischio sismico minimi

I parametri ζE corrispondono ai parametri IR,PGA

Stato limite	IR,TR,min	IR,PGA,min
SLO	3.102	2.789
SLD	2.516	2.277
SLV	1	1

12 VERIFICA AL MARTELLAMENTO

Si riporta di seguito la verifica al martellamento tra i corpi A e B; gli spostamenti relative tra i due edifici sono stati ricavati mediante analisi modale con spettro di risposta leggendo gli spostamenti orizzontali massimi di ciascuna costruzione calcolati in combinazione sismica allo SLV.

La verifica è successivamente stata eseguita mediante la relazione:

$$D_{min} = h_p / 100 \cdot 2 a_g / g \cdot S$$

- D_{min} = distanza minima reciproca fra due punti che si fronteggiano di due costruzioni adiacenti;
- h_p = quota dei punti che si fronteggiano, misurata dallo spiccatto della fondazione o dalla sommità della fondazione scatolare rigida (in caso di piano interrato);
- a_g/g = accelerazione di picco al suolo allo SLV, espressa in frazioni di g (g = accelerazione di gravità);
- S = coefficiente di amplificazione che tiene conto dell'amplificazione topografica e stratigrafica ($S = S_s \cdot S_t$)

par. 7.2.1 - NTC2018

Tale verifica, svolta a partire da analisi modale, risulta essere più conservativa rispetto alla stessa eseguita mediante analisi pushover.

Di seguito la verifica con esito positivo:

VERIFICA A MARTELLAMENTO							
Corpo B			Corpo A			Giunto	Verifica
Combinazione	Nodo modello	$ \delta_{xEd,A} $ [mm]	Combinazione	Nodo modello	$ \delta_{xEd,B} $ [mm]	L [mm]	$L > \delta_{xEd,A} + \delta_{xEd,B}$
SLV 44	1462	11,55	SLV 1	3638	6,6	100	VERO

13 VERIFICA DELLE FONDAZIONI

La struttura in oggetto è stata analizzata secondo la norma D.M. 17-01-18 (N.T.C.), considerandola come tipo di costruzione 2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari. In particolare si è prevista, in accordo con il committente, una vita nominale dell'opera di $V_n=50$ anni per una classe d'uso III.

Si è condotta una analisi statica di tipo non sismico.

La pericolosità sismica di base del sito di costruzione non ha influenza su questo tipo di analisi.

Nella presente progettazione si sono considerati i seguenti parametri geotecnici di verifica:

Coefficiente di sicurezza per carico limite (fondazioni superficiali)	2.3
Coefficiente di sicurezza per scorrimento (fondazioni superficiali)	1.1
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, punta	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale compressione	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale trazione	1.25
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, punta	1.35
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale compressione	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale trazione	1.25
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, punta	1.35
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale compressione	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale trazione	1.25
Coefficiente di sicurezza portanza trasversale pali	1.3
Fattore di correlazione resistenza caratteristica dei pali in base alle verticali indagate	1.7

Ubicazione: Viale Papa Giovanni XXIII, 10 - Rovetta
 Oggetto: Progetto di adeguamento sismico – Relazione tecnica
 Richiedente: Scuola Primaria "A. Moro"

Data: 28.03.2022

Pratica: 0455

Coefficiente di sicurezza per ribaltamento (plinti superficiali)

1.15

Tipologia di fondazione

Nella modellazione si è considerata la presenza di fondazioni superficiali, schematizzando il suolo con un letto di molle elastiche di assegnata rigidezza. In direzione orizzontale si è considerata la struttura bloccata.

I valori di default dei parametri di modellazione del suolo, cioè quelli adottati dove non diversamente specificato, sono i seguenti:

Coefficiente di sottofondo verticale per fondazioni superficiali (default) 1 [daN/cm³]

K punta palo (default) 4 [daN/cm³]

Pressione limite punta palo (default) 10 [daN/cm²]

Oltre ai dati del suolo, descritti nelle seguenti stratigrafie, hanno influenza anche i seguenti parametri:

Coefficiente di sicurezza per carico limite (fondazioni superficiali) 2.3

Coefficiente di sicurezza per scorrimento (fondazioni superficiali) 1.1

Descrizione	Natura geologica	Coesione (c')	Coesione non drenata (Cu)	Angolo di attrito interno ϕ	Angolo di attrito di interfaccia δ	Coeff. α di adesione della coesione (0;1)	Coeff. di spinta K_0	γ naturale	γ saturo	E	ν	Qualità roccia RQD (0;1)
Ghiaia	Generico	0	0	38	0	1	0.38	0.00195	0.00215	900	0.3	0
Ghiaia_1	Generico	0	0	38	25	1	0.38	0.00195	0.00215	900	0.3	0
_Strato 1 - Limo sabbioso	Intermedio (Limi)	0	0	25	25	1	0.58	0.0019	0.0019	23	0.3	0

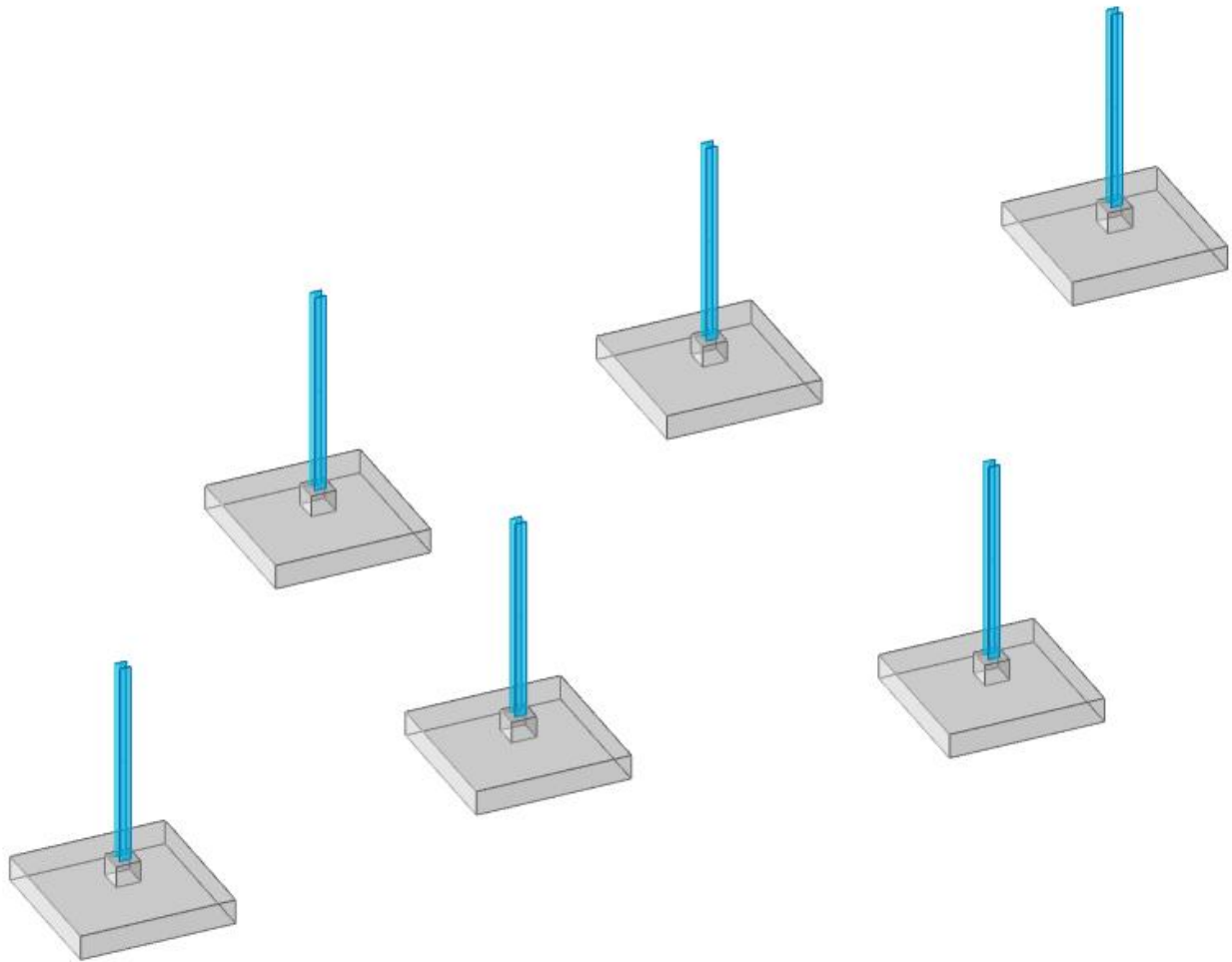


Figura 29 Vista Modello, plinti di fondazione

Si riportano le verifiche relative al plinto più sollecitato:

Plinto (-3208; -2247)

Verifiche condotte secondo D.M. 17 gennaio 2018

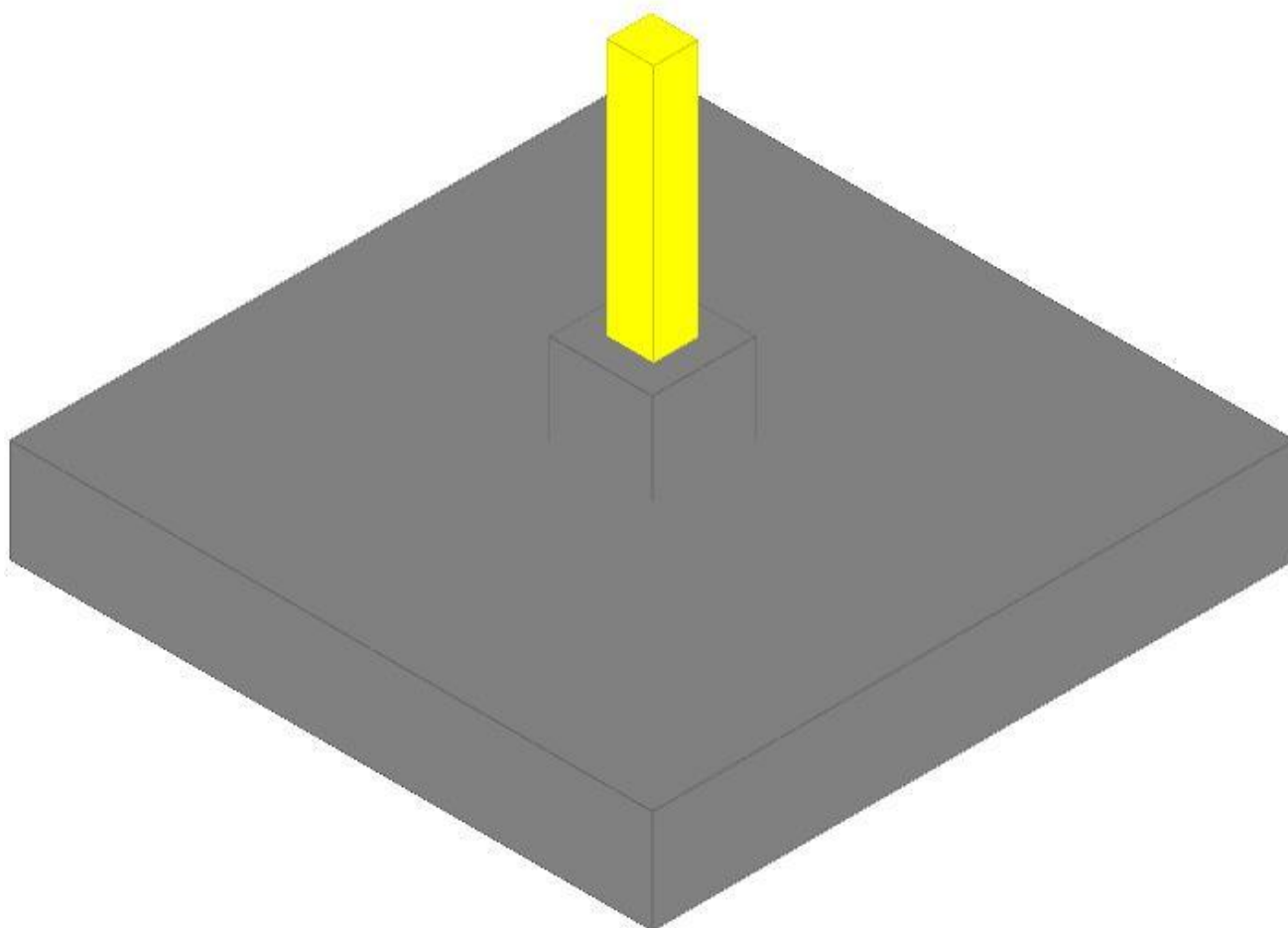


Figura 30 Vista Modello, geometria plinto di fondazione

Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo: C28/35; Resistenza cubica caratteristica R_{ck} : 350

Acciaio per armatura: B450C; F_{yk} : 4500

Caratteristiche geometriche

Suola: dimensione x: 250; dimensione y: 250; spessore: 40

Dado: dimensione x: 40; dimensione y: 40; spessore: 35

Pilastro rettangolare: dimensione x: 18; dimensione y: 17.1

Copriferri: suola: 7.5; dado: 4

Pressioni raggiunte sul terreno

Famiglia "Limite ultimo"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo 22.71

Comb.	ot max	ot min	ot verifica	Verifica
SLU 18	-0.19	-0.19	-4.35	Si
SLU 9	-0.19	-0.19	-4.35	Si
SLU 36	-0.19	-0.19	-4.35	Si
SLU 27	-0.19	-0.19	-4.35	Si
SLU 35	-0.19	-0.19	-4.35	Si

Verifiche a ribaltamento

Famiglia "Equilibrio", Famiglia "Limite ultimo"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo 2.91057375951677E+21

Comb.	Asse di rotazione				yR	Mrib	Mstb	c.s.	Verifica
	x1	y1	x2	y2					
SLU 21	125	125	-125	125	1.15	0	648112	2910573759516770000000	Si
SLU 12	125	125	-125	125	1.15	0	648112	2910573759516770000000	Si
SLU 3	125	125	-125	125	1.15	0	648112	2910573759516770000000	Si
SLU 3	125	125	-125	125	1.15	0	648112	2910573759516770000000	Si
SLU 30	125	125	-125	125	1.15	0	648112	2910573759516770000000	Si

Verifiche geotecniche di scorrimento e capacità portante

Impronta al suolo: 250x250

Caratteristiche del terreno a contatto con il piano di posa della fondazione

Descrizione	γ naturale	γ saturo	Angolo Attrito Interno	Angolo Attrito δ	Coesione Efficace	Coesione Non Drenata	Coeff. Adesione
Strato 1 - Limo sabbioso	0.0019	0.0019	25	25	0	0	1

Caratteristiche del terreno di progetto per la capacità portante della fondazione

Descrizione	γ naturale	γ saturo	Angolo Attrito Interno	Angolo Attrito δ	Coesione Efficace	Coesione Non Drenata	Coeff. Adesione
Suolo medio nel bulbo di influenza	0.0019	0.0019	25	25	0	0	1

Verifica di scorrimento

Famiglia "Limite ultimo"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a scorrimento 7.55918709512932E+20

Cmb	Act.h.	Act.v.	Cond.	Ades.	Attrito	Laterale	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLU 1	0	-5640	LT	0	25	0	1.1	2391	0	7559187095129320000000	Si
SLU 19	0	-5640	LT	0	25	0	1.1	2391	0	7559187095129320000000	Si
SLU 10	0	-5640	LT	0	25	0	1.1	2391	0	7559187095129320000000	Si
SLU 28	0	-5640	LT	0	25	0	1.1	2391	0	7559187095129320000000	Si
SLU 21	0	-5963	LT	0	25	0	1.1	2528	0	7571474110245480000000	Si

Verifica di capacità portante

Famiglia "Limite ultimo"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo per portanza 3.52

Ubicazione: Viale Papa Giovanni XXIII, 10 - Rovetta
 Oggetto: Progetto di adeguamento sismico – Relazione tecnica
 Richiedente: Scuola Primaria "A. Moro"

Data: 28.03.2022

Pratica: 0455

Cmb	Fx	Fy	Fz	Mx	My	B'	L'	Cnd	Coes	Phi	Peso	Ovl	Amax	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Note	Verifica
SLU 18	0	0	-11965	0	0	250	250	LT	0	25	0.0019	0	0	2.3	42116	11965	3.52		Si
SLU 27	0	0	-11965	0	0	250	250	LT	0	25	0.0019	0	0	2.3	42116	11965	3.52		Si
SLU 9	0	0	-11965	0	0	250	250	LT	0	25	0.0019	0	0	2.3	42116	11965	3.52		Si
SLU 36	0	0	-11965	0	0	250	250	LT	0	25	0.0019	0	0	2.3	42116	11965	3.52		Si
SLU 26	0	0	-11592	0	0	250	250	LT	0	25	0.0019	0	0	2.3	42116	11592	3.63		Si

Fattori di capacità portante Famiglia "Limite ultimo"

N			S			D			I			G			P			E		
Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	lc	Ig	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eg
10.7	20.7	10.9	1.47	1.51	0.6	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
10.7	20.7	10.9	1.47	1.51	0.6	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
10.7	20.7	10.9	1.47	1.51	0.6	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
10.7	20.7	10.9	1.47	1.51	0.6	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
10.7	20.7	10.9	1.47	1.51	0.6	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Verifiche della suola

Superficie su cui è valutata la pressione del suolo: rettangolare a filo pilastro e a filo dado

Non sono state richieste le verifiche a taglio della suola.

Armatura inferiore in direzione X 6 diam. 12 mm Armatura superiore in direzione X 4 diam. 12 mm

Armatura inferiore in direzione Y 6 diam. 12 mm Armatura superiore in direzione Y 4 diam. 12 mm

Famiglia "Limite ultimo"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a flessione 7.44

Desc.	Tipo sez.	Comb.	M	Mu	Verifica
norm.Y+	filo ris.	SLU 27	126010	937993	Si
norm.Y-	filo ris.	SLU 9	126010	937993	Si
norm.Y+	filo ris.	SLU 18	126010	937993	Si
norm.Y+	filo ris.	SLU 36	126010	937993	Si
norm.Y-	filo ris.	SLU 27	126010	937993	Si

Verifiche a punzonamento

Famiglia "Limite ultimo"

Verifiche in adiacenza all'elemento punzonante (perimetro U0)

Coefficiente di sicurezza minimo 27.49

Comb.	Elemento punzonante	d	Perimetro	Perim. minim.	N	β	Peso cono	Reazione suolo	VEd,red	VRd,max	Verifica
SLU 18	pilastro	66.3	70	No	-5575	1	58	59	1.2	32.92	Si
SLU 36	pilastro	66.3	70	No	-5575	1	58	59	1.2	32.92	Si
SLU 9	pilastro	66.3	70	No	-5575	1	58	59	1.2	32.92	Si
SLU 27	pilastro	66.3	70	No	-5575	1	58	59	1.2	32.92	Si
SLU 35	pilastro	66.3	70	No	-5202	1	58	57	1.12	32.92	Si

Verifiche a distanza $\leq 2d$ dall'elemento punzonante (perimetro U1)

Coefficiente di sicurezza minimo 23.16

Comb.	Elem. punz.	d	Offset	Perim. utile	Perim. minim.	N	β	Peso cono	Reazione suolo	VEd,red	p_l	VRd	Asw	VRd,cs	Verifica
SLU 27	dado/bicchiere	31.3	33.8	372	No	-5575	1	689	2025	0.36	0.0007	8.43	0	0	Si
SLU 9	dado/bicchiere	31.3	33.8	372	No	-5575	1	689	2025	0.36	0.0007	8.43	0	0	Si
SLU 36	dado/bicchiere	31.3	33.8	372	No	-5575	1	689	2025	0.36	0.0007	8.43	0	0	Si
SLU 18	dado/bicchiere	31.3	33.8	372	No	-5575	1	689	2025	0.36	0.0007	8.43	0	0	Si
SLU 17	dado/bicchiere	31.3	32.6	364	No	-5202	1	671	1876	0.35	0.0007	8.76	0	0	Si

Coordinate del perimetro del cono punzonante a distanza 33.8 dal dado/bicchiere

Ubicazione: Viale Papa Giovanni XXIII, 10 - Rovetta
 Oggetto: Progetto di adeguamento sismico – Relazione tecnica
 Richiedente: Scuola Primaria "A. Moro"

Data: 28.03.2022

Pratica: 0455

Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y	Vert.	x	y
1	-53.8	-20	2	-53.2	-26.6	3	-51.2	-32.9	4	-48.1	-38.8	5	-43.9	-43.9	6	-38.8	-48.1
7	-32.9	-51.2	8	-26.6	-53.2	9	-20	-53.8	10	20	-53.8	11	26.6	-53.2	12	32.9	-51.2
13	38.8	-48.1	14	43.9	-43.9	15	48.1	-38.8	16	51.2	-32.9	17	53.2	-26.6	18	53.8	-20
19	53.8	20	20	53.2	26.6	21	51.2	32.9	22	48.1	38.8	23	43.9	43.9	24	38.8	48.1
25	32.9	51.2	26	26.6	53.2	27	20	53.8	28	-20	53.8	29	-26.6	53.2	30	-32.9	51.2
31	-38.8	48.1	32	-43.9	43.9	33	-48.1	38.8	34	-51.2	32.9	35	-53.2	26.6	36	-53.8	20

Verifiche della sezione di base del dado

Armatura verticale 8 diam.12

Armatura orizzontale 3 staffe diam. 8 mm

Famiglia "Limite ultimo"

Si stampano le 5 situazioni più gravose per tipo di verifica

Coefficiente di sicurezza minimo a pressoflessione 42.29

Coefficiente di sicurezza minimo a taglio 3.9627266042547E+20

Comb.	N	Mx	My	Coeff.s.	Vx	Vy	Vrdx	Vrdy	Vrsdx	Vrsdy	Vrcdx	Vrcdy	Verifica
SLU 18	-5715	0	0	42.29	0	0	6839	6839	10500	10500	52374	52374	Si
SLU 27	-5715	0	0	42.29	0	0	6839	6839	10500	10500	52374	52374	Si
SLU 9	-5715	0	0	42.29	0	0	6839	6839	10500	10500	52374	52374	Si
SLU 36	-5715	0	0	42.29	0	0	6839	6839	10500	10500	52374	52374	Si
SLU 1	610	0	0	44.16	0	0	6098	6098	10500	10500	51262	51262	Si
SLU 8	-5342	0	0	45.24	0	0	6791	6791	10500	10500	52301	52301	Si
SLU 26	-5342	0	0	45.24	0	0	6791	6791	10500	10500	52301	52301	Si
SLU 35	-5342	0	0	45.24	0	0	6791	6791	10500	10500	52301	52301	Si
SLU 17	-5342	0	0	45.24	0	0	6791	6791	10500	10500	52301	52301	Si

Pressioni terreno in SLU

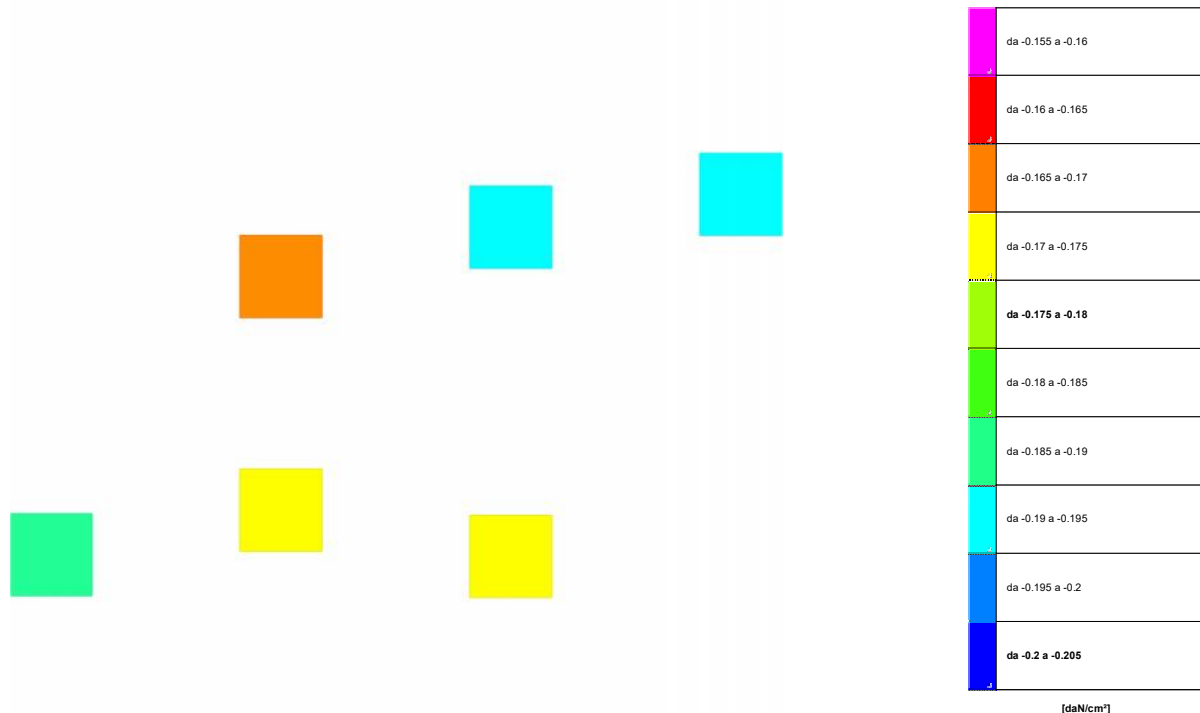


Figura 31 Pressioni sul terreno in SLU

Compressione estrema massima -0.19487 al nodo di indice 100, di coordinate x = -4008, y = -2447, z = 0, nel contesto SLU 9.

Spostamento estremo minimo -0.19487 al nodo di indice 100, di coordinate x = -4008, y = -2447, z = 0, nel contesto SLU 9.

Spostamento estremo massimo -0.07689 al nodo di indice 80, di coordinate x = -4708, y = -2597, z = 0, nel contesto SLU 1.

14 CONCLUSIONI

Dalle risultanze precedentemente esposte, in conclusione, si può riepilogare che:

- Allo stato di fatto attuale, il fabbricato risulta *verificato agli SLU in condizioni statiche*, azione del vento inclusa.
- Allo stato di fatto attuale, i Solai risultano *verificati agli SLU*
- Allo stato di fatto attuale, il fabbricato presenta un indice di rischio globale pari a 0.20 per il Corpo A e 0.35 per il Corpo B.

Tale valore, essendo minore dell'unità, determina come la struttura sia *non sismicamente adeguata alla norma cogente*.

- In seguito agli interventi di adeguamento sismico precedentemente esposti, allo stato di fatto attuale, il fabbricato presenta quindi un indice di rischio sismico pari a $\zeta E = 1.015$ per il Corpo A e a $\zeta E = 1.0$ per il Corpo B, ottenuto dall'analisi statica non lineare.
- In seguito ad un confronto tra l'indice di rischio *ante operam e post operam*, si può notare come lo stesso abbia subito un incremento significativo, sino a superare il valore di 0.8, ovvero il valore minimo imposto al §8.4.3, coerente quindi con la definizione di interventi di adeguamento sismico previsti dalla Norma cogente.