



Finanziato
dall'Unione Europea
Next Generation EU

COMUNE DI ALSENO
Provincia di
Piacenza



PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA - PNRR

Finanziato dall'Unione Europea Next Generation EU

MISSIONE 4: ISTRUZIONE E RICERCA

Componente 1 - Potenziamento dell'offerta dei servizi di istruzione: dagli asili nido all'università
Investimento 1.2 "Piano di estensione del tempo pieno e mense"

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

REALIZZAZIONE NUOVA MENSA SCUOLA SECONDARIA ALSENO

Via Dante Alighieri 1 - ALSENO

CUP E95E22000450001

(ISTITUTO COMPRENSIVO CASTELL'ARQUATO)



il progettista



Dott. Ing. Bonati Silvio

Aerre
P&L
engineering

Società di ingegneria
Str. Cavagnari, 10 - 43126 PARMA - Italy
Tel. 0521/986773 Fax 0521/988836
info@aierre.com

il Responsabile Unico del Procedimento:

ing. Mario Provenzano

COMUNE DI ALSENO
Piazza XX Aprile, 1 - 29010 Alseno - Italy
Riferimenti utili per contatti
lavori-pubblici@comune.alseno.pc.it
comune.alseno@sintranet.legalmail.it
tel.0523/945510-0523/915523

Consulenza impianto elettrico e meccanico:

Consulenza in materia acustica:

OGGETTO

F - ELABORATI STRUTTURALI

ELABORATO N°

F.1

TITOLO

**EDIFICIO MENSA -
RELAZIONE SINTETICA**

SCALA

DATA

03.06.2023

Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato
rev. 0	03.06.2023	emissione	Valenti	Bonati	Bonati
rev. 1					
rev. 2					
rev. 3					
rev. 4					

Il presente elaborato è tutelato dalle leggi sul diritto d'autore. E' fatto divieto a chiunque di riprodurlo anche in parte se non per fini autorizzati.

La presente relazione di calcolo è redatta in conformità alle disposizioni della DGR n. 1373/2011 del 26.09.2011: *"Approvazione dell'atto di indirizzo recante l'individuazione della documentazione attinente alla riduzione del rischio sismico necessaria per il rilascio del permesso di costruire e per gli altri titoli edilizi, alla individuazione degli elaborati costitutivi e dei contenuti del progetto esecutivo riguardante le strutture e alla definizione delle modalità di controllo degli stessi, ai sensi dell'art. 12, comma 1 e dell'art. 4, comma 1 della L.R. n. 19 del 2008"*, pubblicata sul BUR n. 153 del 12.10.2011 parte seconda.

INDICE

1 F.1. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE	4
1.1 Premessa	4
1.2 Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito oggetto di intervento.....	5
1.3 Descrizione Generale della Struttura	10
1.4 Normativa Tecnica e Riferimenti Tecnici impiegati.....	15
1.5 Definizione dei parametri di progetto che concorrono alla definizione dell'azione sismica.....	16
1.6 Analisi dei Carichi sulla Struttura	25
1.6.1 Pesi propri materiali impiegati	25
1.6.2 Analisi dei carichi	25
1.6.3 Carico Neve e Effetti Locali di Accumulo Neve	26
1.6.4 Pressione del Vento	26
1.6.5 Azione Sismica.....	27
1.7 Descrizione dei materiali adottati.....	28
1.8 Illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione.....	30
1.8.1 Analisi delle interazioni con le componenti non strutturali.....	30
1.8.2 Analisi per il perseguimento dei criteri di regolarità strutturale	30
1.8.3 Tipologia strutturale.....	31
1.8.4 Criteri di modellazione	31
1.8.5 Valutazione spostamenti sismici della struttura	39
1.8.6 Criteri di valutazione degli elementi non strutturali ed impianti.....	40
1.8.7 Giunti di separazione fra strutture contigue e eventuali interazioni con altre unità strutturali	40
1.8.8 Requisiti delle fondazioni e collegamenti orizzontali.....	40
1.8.9 Vincoli Strutturali	40
1.8.10 Modellazione pareti in cartongesso	41
1.9 Indicazione delle principali cmb delle azioni in relazione agli SLU ed SLE.....	48
1.10 Indicazione motivata del Metodo di Analisi	57
1.11 Criteri di verifica agli Stati Limite indagati in presenza di azione sismica	58
1.11.1 Criteri di Verifica agli Stati Limite Ultimi SLV.....	58
1.11.2 Criteri di Verifica agli Stati Limite di Esercizio SLD.....	58
1.12 Principali Risultati e rappresentazione delle configurazioni deformate.....	59
1.12.1 Risultati Analisi Dinamica.....	59
1.12.2 Principali deformate del telaio strutturale	62
1.12.2.1 Deformate dei Casi di Carico Sismici	62
1.12.2.2 Deformate dei Casi di Carico Statici.....	64
1.12.3 Spostamenti del telaio strutturale	68
1.12.4 Inviluppo Sollecitazioni maggiormente significative	70
1.12.4.1 Pareti in c.a. elevazioni.....	70
1.12.4.2 Pareti in c.a. fondazioni.....	72
1.12.4.3 Suole di fondazione.....	74
1.12.4.4 Pareti in cartongesso	76
1.12.5 Verifica Sintetica degli elementi strutturali	81
1.12.5.1 Pareti in c.a. Blocchi ISOTEX – Elevazioni da piano terra	81
1.12.5.2 Setti in c.a. di fondazione.....	85
1.12.5.3 Suole di fondazione.....	88
1.13 Caratteristiche ed affidabilità del codice di calcolo	91
1.13.1 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.....	92
1.13.1.1 Verifica Tagli alla Base	92
1.13.1.2 Verifica sforzo normale parete.....	94
1.14 Strutture Geotecniche di Fondazione.....	96

1 F.1. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

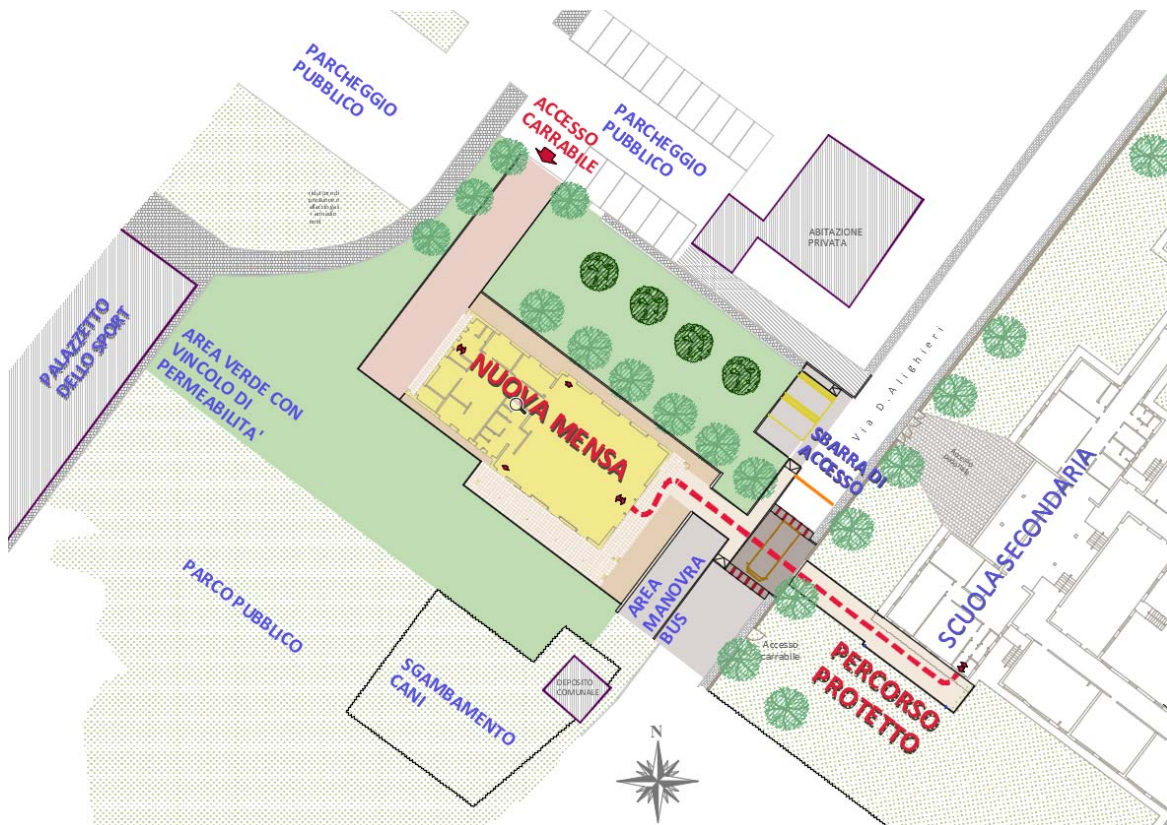
1.1 Premessa

Vengono di seguito elencati gli elementi essenziali del progetto strutturale così come richiesto dalla **D.G.R. 26 Settembre 2011 n. 1373**.

L'intervento in progetto **“Realizzazione di nuova mensa scuola secondaria Alseno CUP E95E2200450001”**, da realizzarsi in Via Dante Alighieri n°1 del Comune di Alseno (PC), si inserisce nell'ambito del Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza (PNRR) Missione 4 – Istruzione e Ricerca, Componente 1 – Potenziamento dei servizi di istruzione: dagli asili nido alle Università, Investimento 1.2 Piano di estensione del tempo pieno e mense.

A seguito dell'accordo di concessione finanziamento che il Comune di Alseno ha siglato con il MIUR in data 27.01.2023 è stata affidata alla società Aierre Engineering S.r.l. la progettazione definitiva/esecutiva CIG 9746281583 con determinazione n. 144 del 20.04.2023 del Servizio Lavori Pubblici.

L'edificio che ospiterà la nuova mensa scolastica sarà realizzato nell'area pubblica antistante la scuola secondaria di Alseno in Via Dante Alighieri n°1.



1.2 Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito oggetto di intervento

L'intervento in oggetto prevede la realizzazione di un nuovo edificio ad **uso mensa scolastica** avente le caratteristiche illustrate negli elaborati grafici esecutivi architettonici e strutturali allegati al Progetto medesimo.

L'area su cui sarà ubicato il nuovo edificio ricade nel settore meridionale dell'abitato di Alseno, compresa tra la sede della scuola Primaria di Via Dante Alighieri e la Palestra comunale.

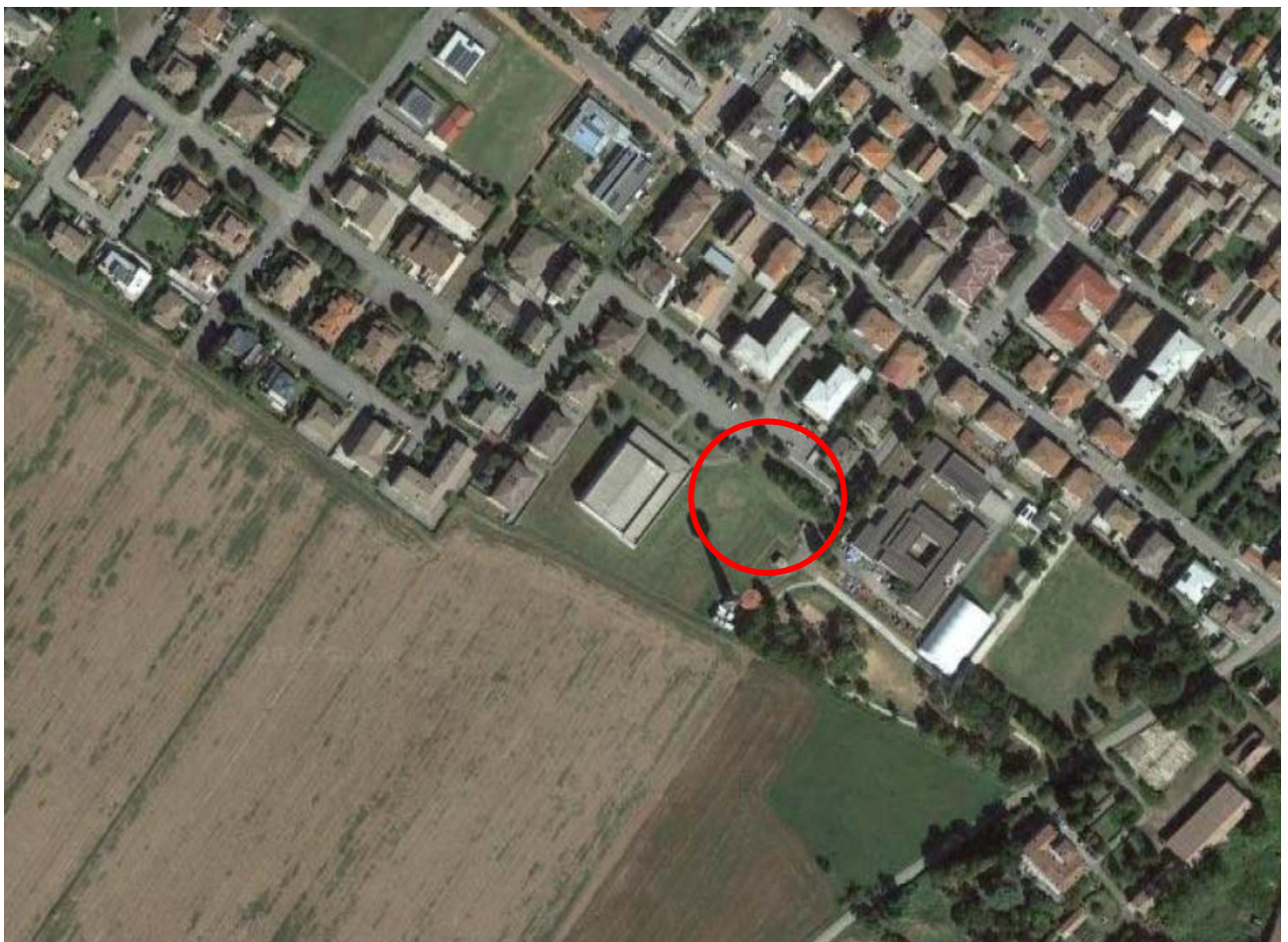


Fig 1. Ubicazione dell'area in esame – Vista aerea del contesto urbano oggetto di edificazione.

La morfologia dell'area presenta andamento subpianeggiante, debolmente vergente verso Nord-Est.

L'area interessata dall'intervento in progetto è situata nel Comune di Alseno – PC, ed è individuata dalle seguenti coordinate geografiche:

Coordinate Geografiche del sito (ED50):

Latitudine: 44.8888°

Longitudine: 9.908609°

La quota è circa pari a m 83 s.l.m..

Le caratteristiche del terreno del sito ove sorgerà la costruzione in oggetto sono state analizzate a cura del **Dott. Geol. Gabriele Corbelli** e riportate nel Doc.: "**RELAZIONE GEOLOGICA-SISMICA**", Allegata al Progetto, alla quale si rimanda per quanto nella presente non specificato e/o riportato.

Dal punto di vista geolitologico, tutta la zona è caratterizzata dalla presenza di depositi di origine fluviale relativi al settore mediano – distale del paleoconoide del Torrente Arda; trattasi di depositi a grana molo variabile distribuiti in maniera discontinua dalle variazioni di regime idrico e di percorso del T. Arda.

Come si evidenzia dalla *Tavola 7 Tutele Ambientali* del PSC, il settore investigato ricade nelle Zone a deflusso difficile delle acque meteoriche, commessa ad episodi di allagamento derivati dalla rete di scolo posta a monte dell'abitato di Alseno, in occasione di eventi meteorici eccezionali.

Al fine di definire le caratteristiche litostratimetriche e geotecniche del substrato relativo al sedime di fondazione della nuova mensa a servizio della Scuola Primaria di Alseno, sono state eseguite n°2 prove penetrometriche statiche e n° 1 prova penetrometrica dinamica continua SCPT la cui ubicazione è riportata nella figura seguente.

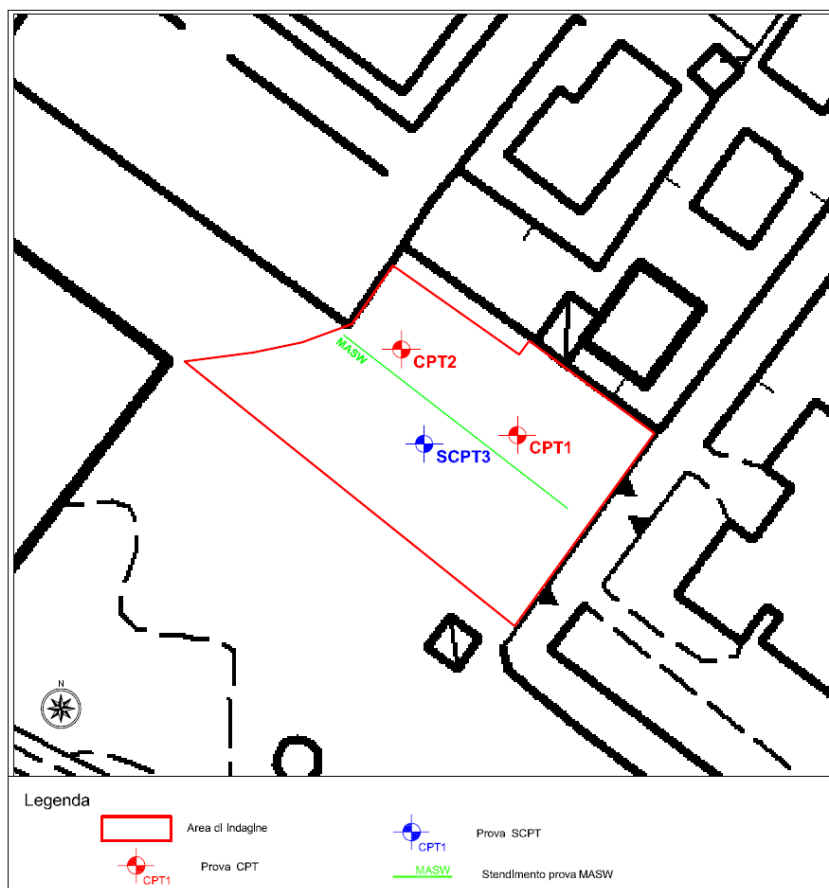


Fig 2. Ubicazione prove eseguite.

Nel complesso le prove effettuate hanno mostrato una discreta uniformità latero – verticale delle caratteristiche litologiche e resistenziali del substrato, caratterizzato da orizzonte superficiale prevalentemente limoso – argilloso di consistenza media presente fino a circa 2 m dal p.c., seguito da alternanze di sedimenti limoso – sabbiosi a buon grado di addensamento / consistenza con livelli ghiaiosi in matrice limosa, passanti alla profondità di circa 7 – 9 m a lente ghiaiosa addensata.

La lente ghiaiosa ha determinato il raggiungimento del rifiuto della prove CPT, per cui è stata eseguita una prova SCPT raggiungente la profondità di circa 10 m.

Entro la profondità indagata non è stata riscontrata presenza di acqua di falda.

A partire dal piano campagna attuale è possibile definire la seguente successione litostratimentrica con i relativi parametri caratteristici:

- 1° strato: limo-argilloso di consistenza media
Profondità : 0,00÷0,90/1,20 m. dal p.c.
Comportamento geotecnico coesivo.
Resistenza penetrometrica : $R_p = 12\div 19 \text{ kg/cm}^2$; $N_{spt} = 5$ colpi.
Peso di volume $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$
Coesione non drenata $C_{uc} = 51 \text{ kPa}$
Modulo di deformazione elastica $E_{uc} = 9,5 \text{ MPa}$
Modulo di deformazione edometrica $M_{oc} = 4,1 \text{ MPa}$
- 2° strato: limo-argilloso-sabbioso di consistenza medio-alta
Profondità : 0,90/1,20÷1,80/2,20 m. dal p.c.
Comportamento geotecnico coesivo - attritivo
Resistenza penetrometrica : $R_p = 20\div 44 \text{ kg/cm}^2$; $N_{spt} = 7$ colpi.
Peso di volume $\gamma = 17,9 \text{ kN/m}^3$
Coesione non drenata $C_{uc} = 84 \text{ kPa}$
DR = 58 % (mediam. addensata)
Angolo di attrito $\phi_c = 27,6^\circ$
Modulo di deformazione elastica $E_{uc} = 12,6 \text{ MPa}$
Modulo di deformazione edometrica $M_{oc} = 7,0 \text{ MPa}$
- 3° strato: alternanze di ghiaie in matrice sabbioso-limosa, sabbie limose e limi-sabbiosi, mediamente addensati
Profondità : 1,80/2,20÷6,90/8,80 m. dal p.c.
Comportamento attritivo. misto coesivo attritivo per le lenti limose.
Resistenza penetrometrica : $N_{spt} = 8\div 13$ colpi; $R_p = 37\div 76 \text{ kg/cm}^2$ per gli orizzonti sabbioso-limosi e limoso-sabbiosi; $87\div 173 \text{ kg/cm}^2$ per gli orizzonti ghiaiosi
Peso di volume $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
DR = 55 % (mediam. addensata)
Angolo di attrito $\phi_c = 30^\circ$
Modulo di deformazione elastica $E_c = 25,2 \text{ MPa}$
Modulo di deformazione edometrica $M_{oc} = 15,8 \text{ MPa}$
- 5° strato ghiaie molto addensate in matrice limosa
Profondità : 6,90/8,80÷ 10 m. dal p.c.
Comportamento attritivo
Resistenza penetrom. : $N_{spt} = 29$ colpi; $R_p > 250 \text{ /cm}^2$
Peso di volume $\gamma = 19,1 \text{ kN/m}^3$
DR = 75 % (molto addensata)
Angolo di attrito $\phi_c = 35^\circ$
Modulo di deformazione elastica $E_c = 39,7 \text{ MPa}$

Pericolosità Sismica

Il territorio Comunale di **Alseno – PC**, secondo l'**OPCM n. 3274/2003** fa parte dei comuni sismici classificati in **zona 3**. In seguito la pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale è stata definita con l'**OPCM 3519/2006** attraverso la *mappa di pericolosità sismica per il territorio nazionale* la quale mostra i valori di accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferiti a suoli di categoria "A" ($V_{s,30} > 800\text{m/s}$). La classificazione sismica del territorio comunale in "**Zona 3**" è stata recepita e confermata anche dalla recente **D.G.R. 1164/2018**.

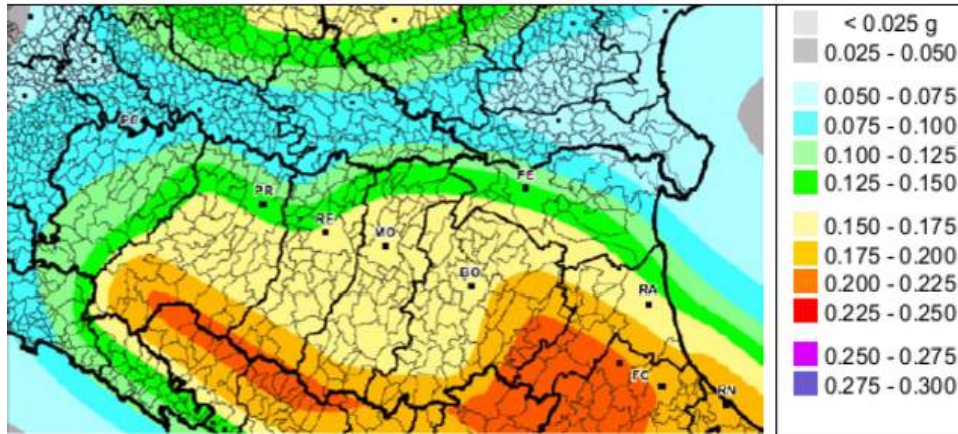
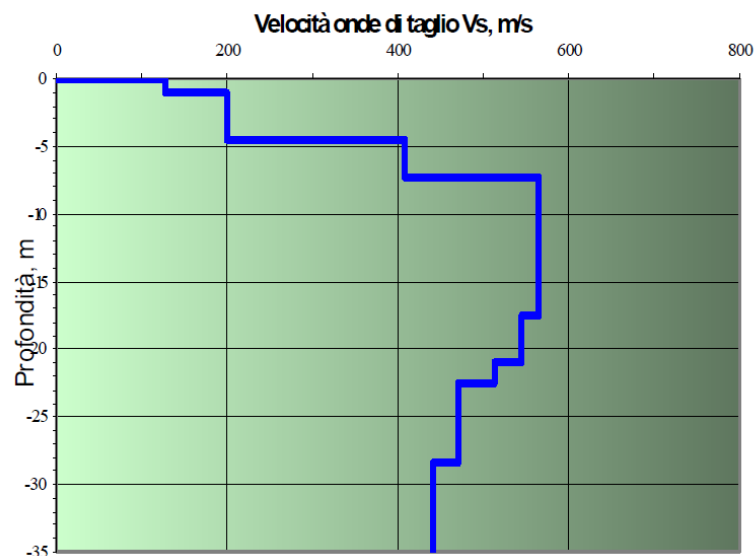


Fig 3. Mappa di pericolosità sismica da **OPCM 3519/2006**.

Classificazione della Categoria di Sottosuolo ai fini sismici

Come giustificato dal **Dott. Geol. Gabriele Corbelli** nel proprio documento al quale si rimanda, la definizione dello *spettro di risposta sismica locale*, ai fini della definizione dell'*Azione Sismica di Progetto*, è stata effettuata mediante L'APPROCCIO SEMPLIFICATO previsto dal **§3.2.2 del D.M. 17.01.2018**.

Per quanto concerne le caratteristiche dinamiche del suolo, è stata eseguita n°1 prospezione Masw in corrispondenza del sito di indagine. I risultati ottenuti hanno consentito di ottenere una valutazione della velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$.



Tenendo conto della profondità del substrato > 30m, dall'elaborazione della Prova Masw seguita si ottiene un valore di **Vs,30 = 427 m/sec** da cui si presume che il terreno corrisponde alla categoria del suolo di fondazione di **tipo B** (*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s*).

Per quanto concerne la categoria topografica è da dirsi che, trattandosi di un lotto che presenta un andamento subpianeggiante, allo stesso può essere associata la **categoria topografica T1**.

In ragione della dominanza di sedimenti prevalentemente sabbioso-limosi e ghiaiosi, in variabile matrice limo-argillosa, si verificano condizioni di rischio basso alla liquefazione.

Pur non ricadendo in aree a rischio di liquefazione, si è comunque proceduto alla valutazione della possibilità di liquefazione utilizzando un metodo semplificato. Nel caso in esame si evidenziano valori del potenziale di liquefazione nullo, localmente basso, tenendo conto delle valutazioni cautelative considerate.

Sulla base delle risultanze dalle indagini geognostiche svolte, si conclude che le caratteristiche del sottosuolo investigato consentono una normale progettazione delle opere di fondazione, prestando attenzione alla previsione dei cedimenti.

1.3 Descrizione Generale della Struttura

Come si evince dagli Elaborati Grafici Progettuali, ai quali sempre si rimanda, l'intervento di cui trattasi prevede la realizzazione di un nuovo edificio, ad uso **Mensa Scolastica**, nel Comune di Alseno (PC) in Via Dante Alighieri 1.

L'edificio oggetto della presente relazione presenta una pianta costituita da due rettangoli di dimensioni circa pari a 12.8 x 12.4 m e 16.13 x 14.18 m; le due zone contengono rispettivamente la zona Cucina e la zona Refezione.

La struttura portante di elevazione è del tipo a pareti estese in c.a. e debolmente armate realizzate con la tecnologia dei blocchi cassero tipo ISOTEX legno-cemento.

Sono previste fondazioni continue a trave rovescia in c.a. sotto all'intera struttura portante di elevazione.

Per soddisfare i requisiti di resistenza all'azione sismica previsti dalla Normativa vigente, si prevede la realizzazione di cordoli perimetrali finalizzati a garantire un corretto comportamento scatolare dell'edificio.

La copertura della zona Refezione presenta struttura portante in legno lamellare, mentre per la zona Cucina è prevista una copertura realizzata con tegoli prefabbricati.

Il manto di copertura sarà in lamiera grecata; si prevede inoltre l'installazione di pannelli fotovoltaici.

In corrispondenza della zona Refezione, lungo i prospetti Sud – Est e Sud – Ovest vi è un porticato con pilastri in c.a..

Il calcolo della struttura è stato effettuato a **comportamento strutturale non dissipativo**, per il quale nella valutazione della domanda tutte le membrature ed i collegamenti rimangono in *campo elastico* o *sostanzialmente elastico*; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico.

La struttura sismo-resistente in calcestruzzo armato in oggetto è classificata nella tipologia *struttura a pareti*, in quanto la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata interamente a pareti, ed in particolare è assimilata a struttura del tipo a "**pareti estese debolmente armate**", irregolare in pianta e in altezza, a favor di sicurezza.

È prevista la realizzazione di pareti divisorie interne in cartongesso, prive di carattere portante, e controsoffitti in cartongesso all'interno della zona adibita a Cucina e locali accessori della nuova Mensa scolastica in oggetto. Le nuove pareti divisorie avranno altezza compresa tra 3,70 m e 5,00 m; saranno composte di una struttura metallica interna costituita da profili in lamiera di acciaio zincato di dimensioni 75x50x0.8mm posti a interasse 50cm, da una doppia lastra di cartongesso su entrambi i lati e da materiale fonoassorbente interposto tra le lastre.

Il controsoffitto in cartongesso sarà autoportante, fissato al telaio delle pareti in cartongesso e alle pareti perimetrali in blocchi ISOTEX del locale.

Le strutture in acciaio di sostegno sono costituite da pilastri tubolari 70x70x5 mm e travi in tubolari 70x70x5 mm, collegate alle strutture esistenti. I pilastri sono ancorati al piede mediante piastre fissate con tasselli con ancoraggio meccanico o chimico sul massetto del pavimento del piano terra esistente, sufficiente a sopportare i modesti carichi trasmessi dalle pareti in cartongesso. La sommità dei pilastri sarà fissata al solaio prefabbricato, in modo da trasmettere solamente azioni di taglio, o in alternativa alla sommità delle pareti in muratura in *ISOTEX*. Alcune travi saranno fissate ad una estremità direttamente alle pareti, con staffe metalliche che impediscono la trasmissione di azioni fuori dal piano delle pareti esistenti (appoggi scorrevoli).

Nelle figure successive si riportano le piante ed le sezioni a titolo esplicativo, per maggior dettaglio ed approfondimento si rimanda agli Elaborati Grafici Progettuali Esecutivi.

In ogni caso, la presente relazione va consultata unitamente agli Elaborati Grafici Esecutivi facenti parte del Progetto medesimo.

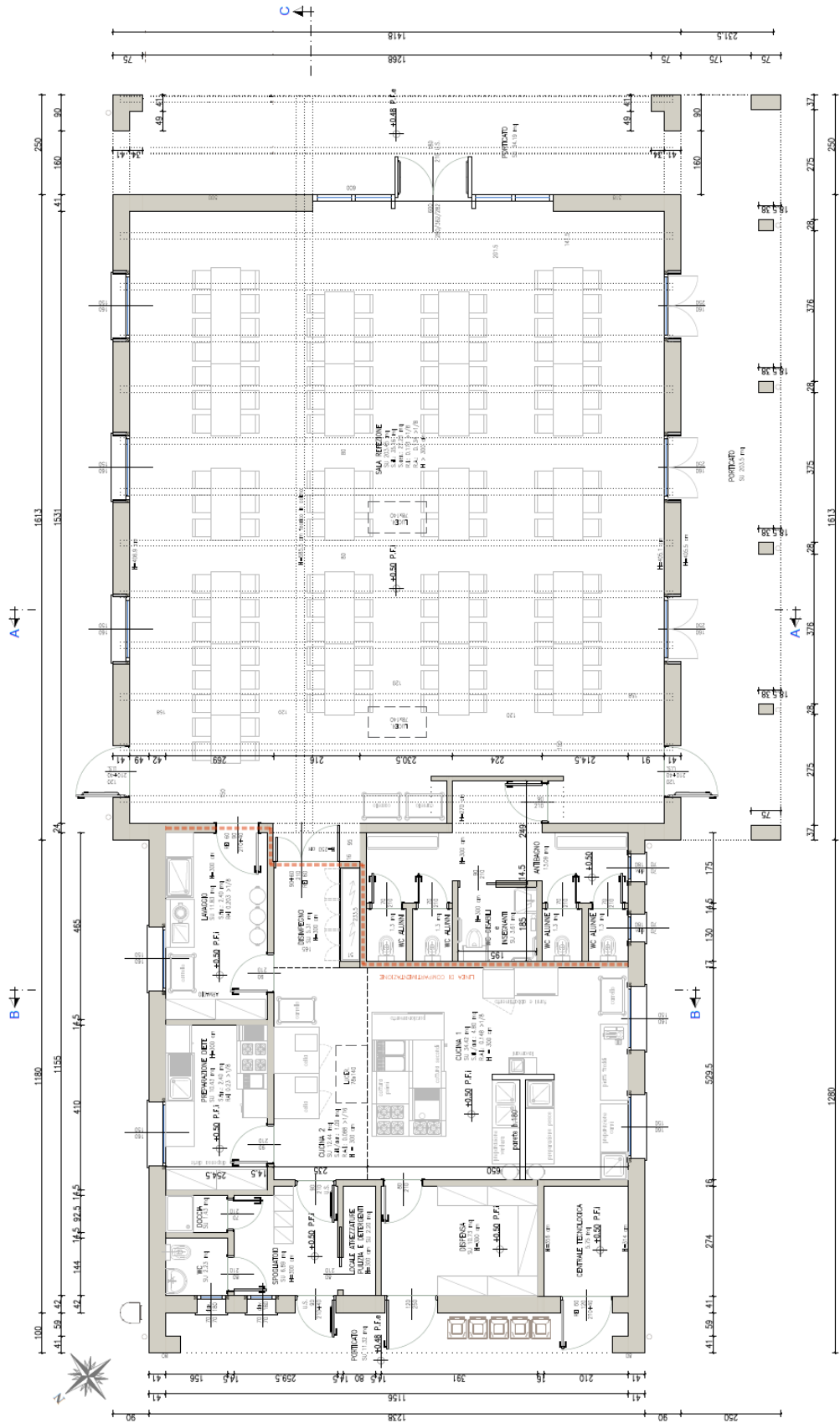


Fig. 4. Pianta piano terra.

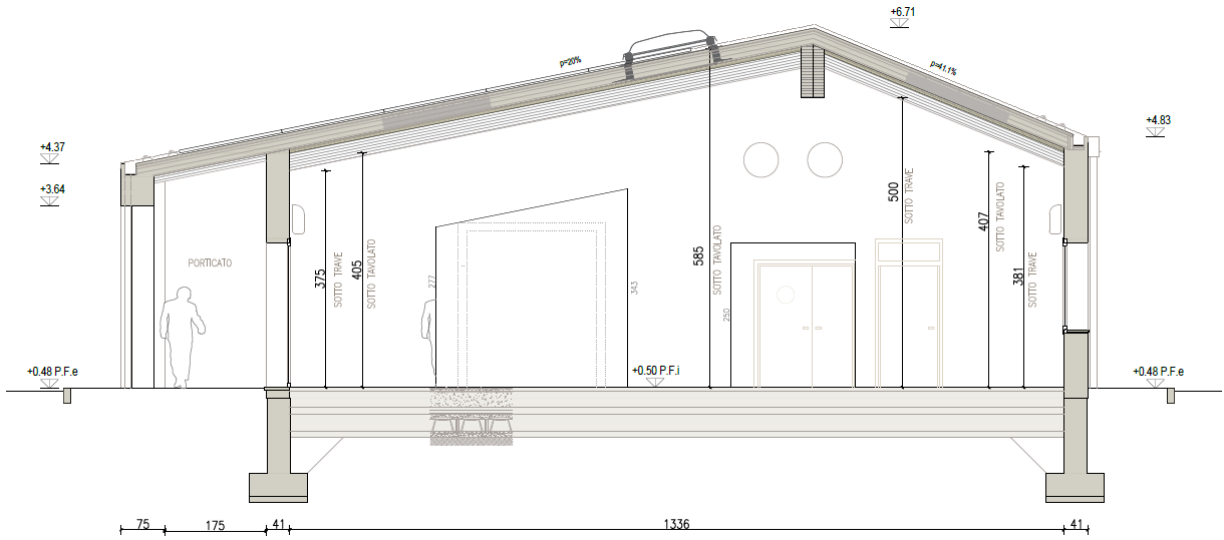


Fig 5. Sezione A - A.

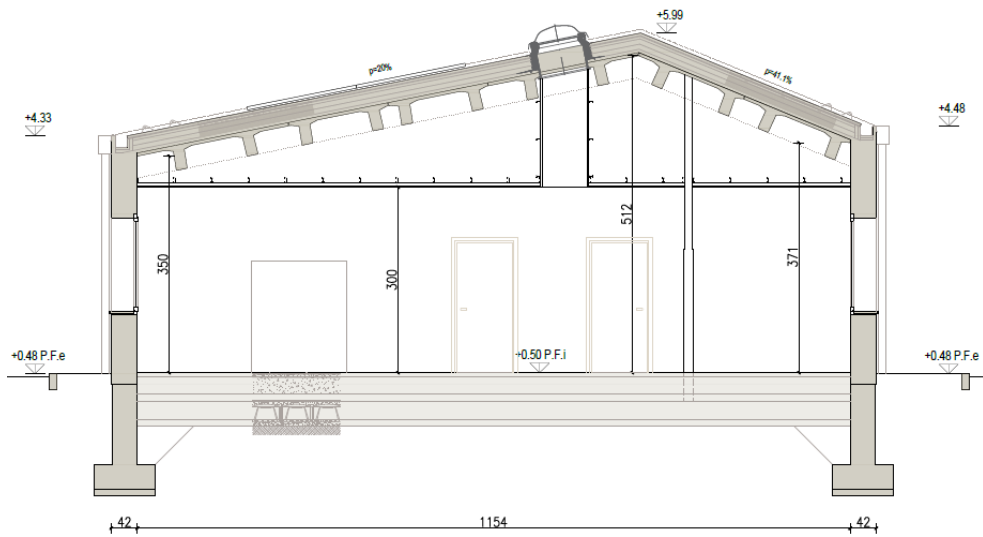


Fig 6. Sezione B - B.

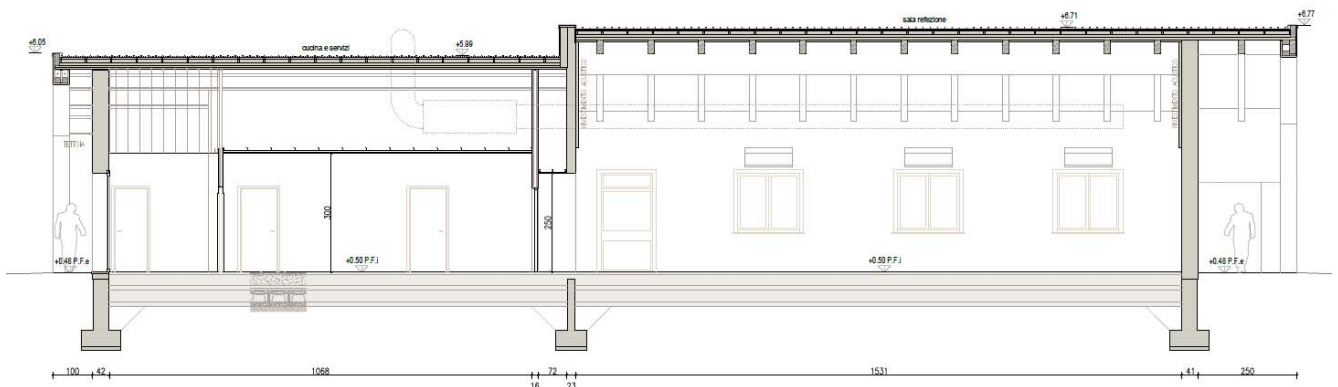


Fig 7. Sezione C - C.

1.3.1 Vasca di laminazione

Per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica sarà realizzata una vasca di laminazione in cui saranno convogliate le acque meteoriche.

La vasca di laminazione sarà suddivisa in due parti; nella prima parte verrà raccolto un volume pari a 4 mc che verrà riutilizzato per l'irrigazione delle aree verdi circostanti il fabbricato, seguendo i principi CAM (2.3.5.1 *Raccolta, depurazione e riuso delle acque meteoriche*). I volumi successivi di acqua entranti nella vasca verranno raccolte nella seconda zona.

La vasca, completamente interrata, avrà dimensioni in pianta pari a 2.5m x 11.55m ed una altezza di 3.60m. L'acqua raggiungerà un'altezza massima di 2.55m.

La vasca sarà costituita da setti, soletta di copertura e di fondazione in c.a. con spessore 25cm.

Di seguito si riporta un estratto degli elaborati grafici allegati, ai quali si rimanda per ulteriori dettagli.

1.4 Normativa Tecnica e Riferimenti Tecnici impiegati

Il calcolo delle strutture è stato svolto in conformità alla vigente normativa italiana in materia di costruzioni ed in particolare:

- **I riferimenti normativi cogenti**

- **D.M. 17.01.2018:** "*Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*";

- **Circolare 21.01.2019 n. 7 C.S.LL.PP.:** Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "*Norme Tecniche per le Costruzioni*" di cui al D.M. 17.01.2018.

- **Legge n°64 del 2 febbraio 1974:** Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- **D.P.R. n° 380 del 6 giugno 2001:** T.U. dell'edilizia

- **Riferimenti tecnici impiegati**

- **UNI EN 206-1:2006** – Calcestruzzo – specificazione, produzione e conformità;

- **UNI 11104:2004** – Titolo: Calcestruzzo – Specificazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1;

- **C.S.LL.PP. Luglio 2011** "*Linee guida per sistemi costruttivi a pannelli portanti basati sull'impiego di blocchi cassero e calcestruzzo debolmente armato gettato in opera*".

1.5 Definizione dei parametri di progetto che concorrono alla definizione dell'azione sismica

In riferimento alla prima classificazione sismica d'urgenza introdotta dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003 (allegato 1, punto 3), nonché in base alla Deliberazione della Giunta Regionale n. 1435 del 21.07.2003, il territorio Comunale di **Alseno - PC**, risulta classificato in **Zona 3**. La classificazione sismica del territorio comunale in "**Zona 3**" è stata recepita e confermata anche dalla recente **D.G.R. 1164/2018**.

Con l'entrata in vigore del **D.M. 14.01.2008**, la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente". Il **D.M. 17.01.2018**, non cambia sostanzialmente questo tipo di approccio.

L'azione sismica del progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite presi in considerazione viene definita partendo dalla "*pericolosità di base*" del sito di costruzione, che è elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell'azione sismica.

Come previsto al Cap. 2 delle NTC 2018 sono stati assunti i seguenti parametri per l'edificio in oggetto:

PARAMETRI AZIONE SISMICA DM 17/01/2018

- Caratterizzazione sito**

Zona sismica:	Zona 3;
Sito – Regione:	Emilia Romagna – Alseno – PC;
Latitudine:	44.°8888;
Longitudine:	9.°908609.

- Periodo di riferimento**

Tipo di costruzione:	ordinaria;
Vita Nominale: V_N =	50 anni;
Classe d'uso=	III;
Coefficiente d'uso	C_u= 1.5;
Vita di Riferimento	V_R= $V_N C_u$=75 anni.

- Pericolosità sismica di base per $T_r=712$ anni - SLV**

Accelerazione orizzontale massima attesa (suolo rigido; suolo cat. A)	a_g= 0.160 g;
Valore massimo fattore di amplificazione spettro in accelerazione orizzontale	F_0= 2.489;
Valore periodo di riferimento per determinazione tratto a velocità costante dello spettro	T^*_c= 0.280 sec.

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	45	0,051	2,475	0,244
Danno (SLD)	75	0,065	2,467	0,260
Salvaguardia vita (SLV)	712	0,160	2,489	0,280
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0,202	2,512	0,288

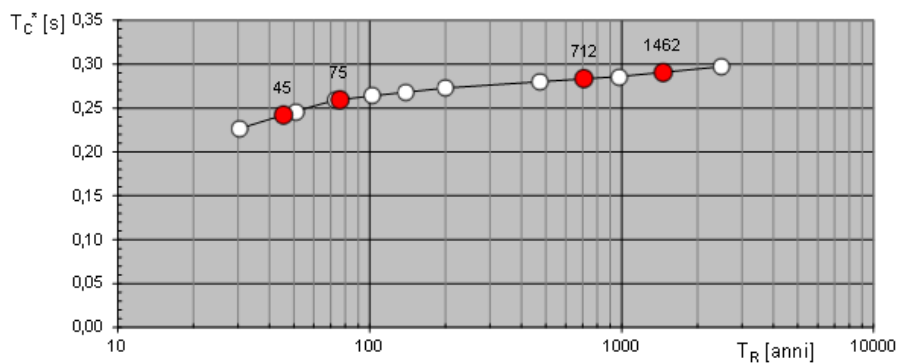
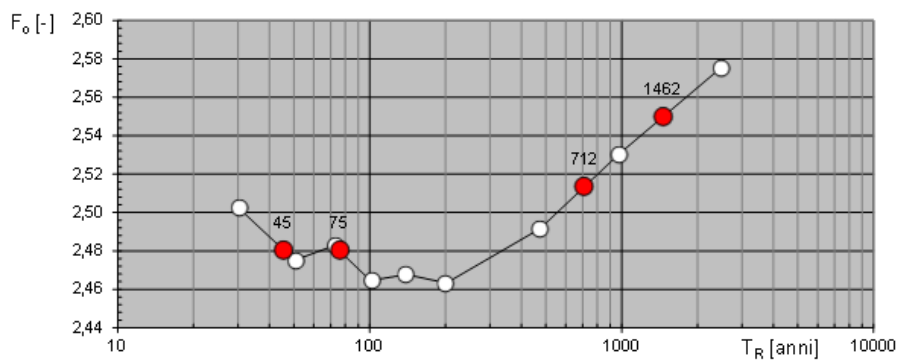
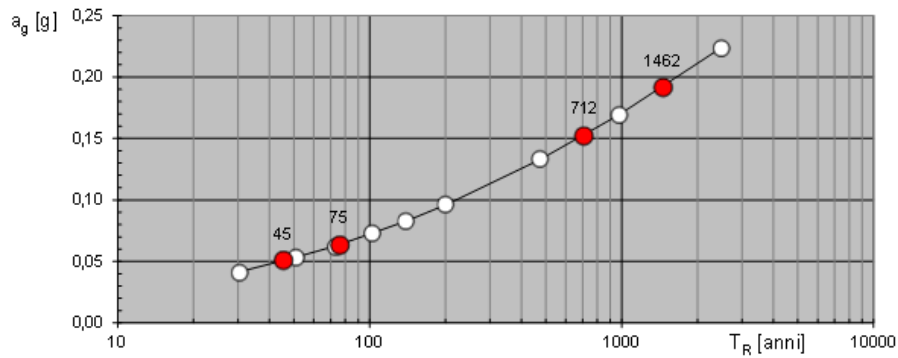


Fig 8. Grafici parametri azione sismica in funzione del tempo di ritorno.

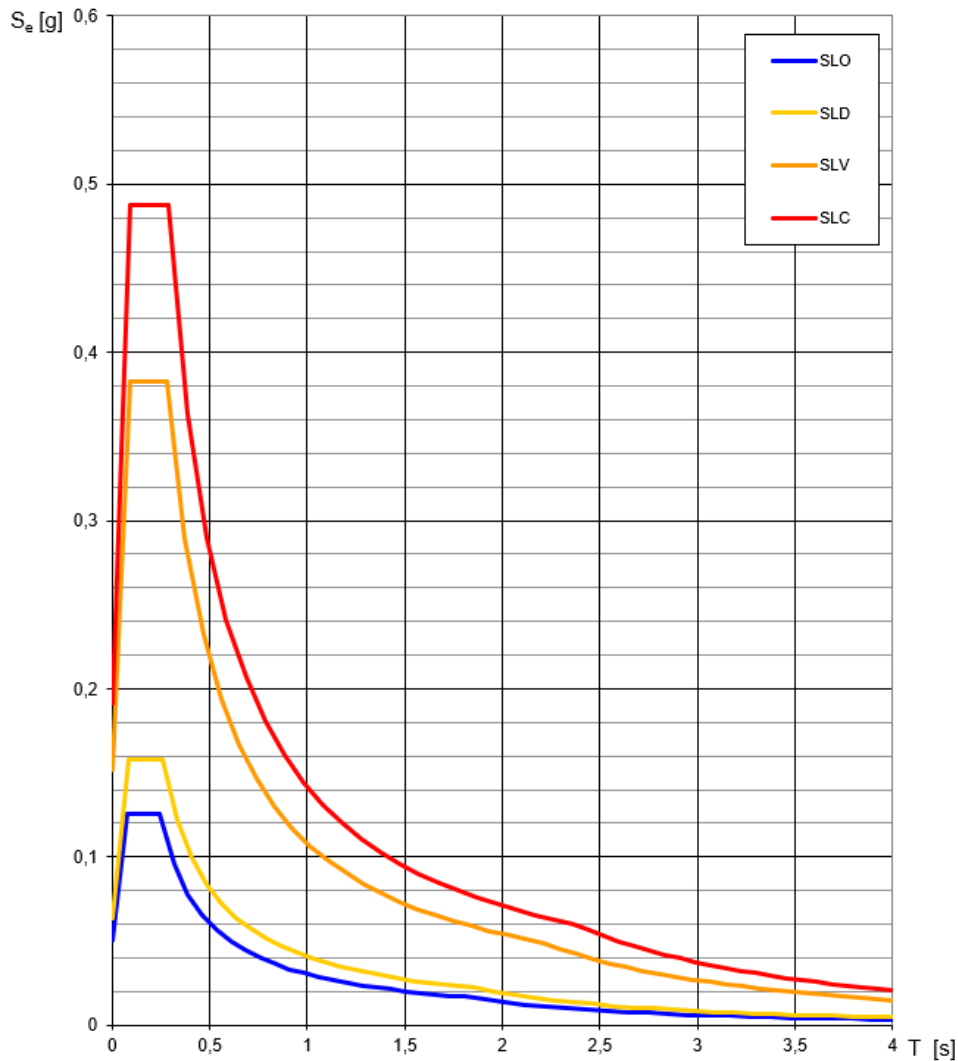


Fig 9. Spettri di risposta su suolo rigido di categoria A per i diversi Stati Limite.

- **Risposta Sismica Locale**

Sulla base delle risultanze delle indagini geognostiche svolte dal **Dott. Geol. Gabriele Corbelli**, al cui elaborato specifico si rimanda per maggior dettaglio, e coerentemente con quanto enunciato nel **D.M.17.01.2018 §3.2.2** e nella **Circolare 21.01.2019 n.7/C.S.LL.PP. al §C7.11.3.1**, si può procedere allo studio della **risposta sismica locale** mediante procedimento semplificato.

Tale approccio permette, come delineato nel **D.M.17.01.2018 §3.2.3.2**, di identificare uno spettro di risposta elastico in accelerazione ancorato all'accelerazione $a_{max} = S a_g$, dove a_g è l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido (cat. A) e S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, come introdotto nei paragrafi precedenti. In particolare, in mancanza di analisi più rigorose di risposta sismica locale, si enuncia:

"[...] In mancanza di tali determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione definite in §3.2.2, la forma spettrale su sottosuolo di categoria A è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico S_s , il coefficiente topografico S_T e il coefficiente C_C che modifica il valore del periodo T_C ."

Si riportano i prospetti normativi che consentono di applicare il metodo semplificato per l'individuazione della risposta sismica locale.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti 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, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Fig 10. Tab. 3.2.II §3.2.2 DM.17.01.2018 .

Tab. 3.2.IV – *Espressioni di S_S e di C_C*

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Fig 11. Tab. 3.2.IV §3.2.2 DM.17.01.2018 .

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

Fig 12. Tab. 3.2.V §3.2.2 DM.17.01.2018 .

- **Categoria di Suolo**

Da analisi semplificata secondo **§3.2.2 NTC 2018 Tab.3.2.II: $V_{S,eq.}(=427 \text{ m/s})$** ; da cui si desume che il suolo su cui sorge la costruzione appartiene alla **Categoria tipo “B”**: *“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.”*

La categoria topografica, definita al **§ 3.2.2 Tab. 3.2.III del DM 17.01.2018** è la **T1** in quanto la configurazione della superficie su cui insiste la costruzione in questione è pianeggiante.

Da cui:

Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_s= 1.2
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T= 1.0;
Coefficiente di sottosuolo	S=S_s S_T= 1.2;
Coefficiente per determinazione T _c (funzione di categoria di sottosuolo)	C_c= 1.416.

- **Tipologia Strutturale e Fattore di Comportamento**

L'edificio in oggetto viene realizzato con tecnologia blocchi cassero in legno-cemento e getto di c.a. realizzato in opera.

Come previsto dalle *Linee Guida per Sistemi Costruttivi a Pannelli Portanti basati sull'impiego di blocchi cassero e calcestruzzo debolmente armato gettato in opera* - Luglio 2011 - Approvate con **Parere n. 117 del 10.02.2011**, il produttore ha svolto una campagna di indagini sperimentali volte a qualificare il comportamento delle pareti in campo dinamico, consentendo di individuare il fattore di comportamento pertinente.

Sulla base delle prove condotte, il fattore di comportamento **q₀ è pari a 3**, valore massimo ammesso dalle citate LLGG e coerente con quanto indicato dalle NTC 2018 per **pareti estese debolmente armate** in CDB. Le suddette LLGG definiscono inoltre un fattore di sovrarresistenza $K_s = \alpha_u/\alpha_1$ che viene assunto pari a 1.2 per edifici regolari in pianta oppure 1.1 per edifici NON regolari in pianta.

Il calcolo della struttura è stato effettuato a **comportamento strutturale non dissipativo**, considerando una tipologia strutturale del tipo **struttura a pareti estese debolmente armate irregolare in pianta e in elevazione**.

In base a quanto enunciato al **DM 17.01.2018 §7.3.1**, per le strutture a comportamento strutturale **non dissipativo** si adotta un fattore di comportamento **q_{ND}** ridotto rispetto al valore minimo relativo alla classe di duttilità CD”B’ (**DM 17.01.2018 §7.3.1 Tab. 7.3.II**) secondo l'espressione:

$$1.0 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD”B’} \leq 1.5 \quad [7.3.2 \text{ §7.3.1 DM.17.01.2018}]$$

dove

$$q_{CD”B’} = K_R q_0$$

in cui:

$$K_R = 0.8$$

struttura irregolare in altezza (DM 17.01.2018 §7.3.1)

$$q_0 = 3.0 \quad \alpha_u / \alpha_1$$

struttura a pareti (DM 17.01.2018 §7.3.1 Tab. 7.3.II)

$$\alpha_u / \alpha_1 = (1.2 + 1) / 2 = 1.1$$

strutture irregolari in pianta a pareti (DM 17.01.2018 §7.4.3.2)

per cui il coefficiente di struttura risulta:

$$q_{ND} = 2/3 \cdot 3 \cdot 1.1 \cdot 0.8 = 1.76 \geq 1.5$$

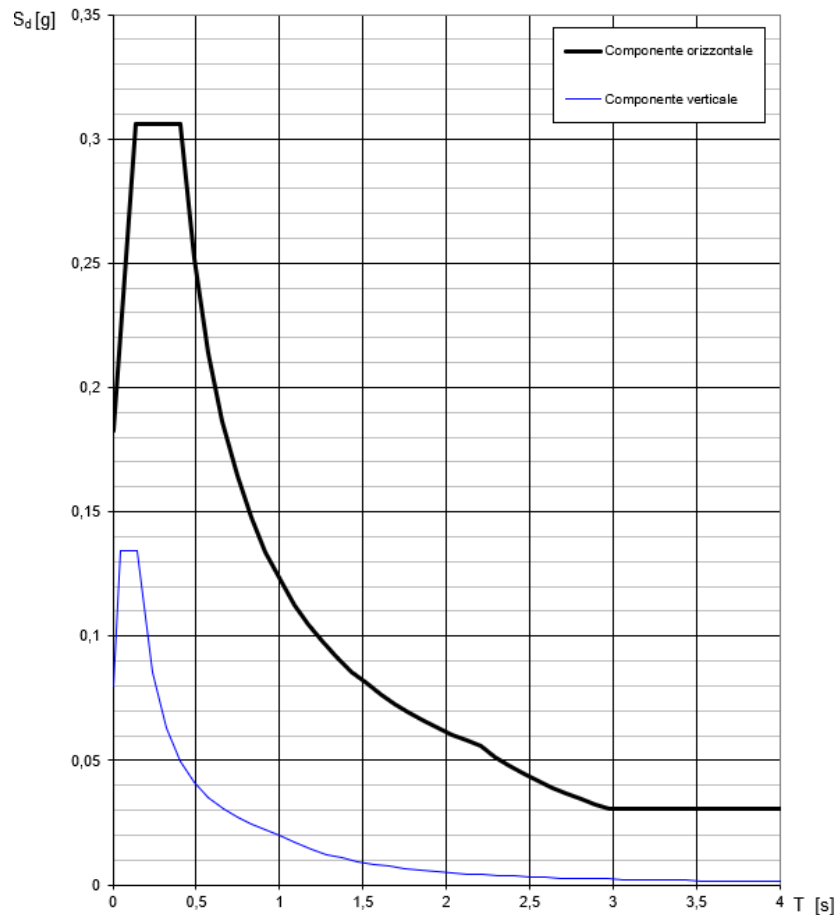
quindi, in base all'espressione [7.3.2 §7.3.1 DM.17.01.2018] per la struttura si adotta il seguente **coefficiente di comportamento**:

$$q_{ND,x} = q_{ND,y} = 1.5$$

- **Spettro di Progetto SLV (da Risposta Sismica Locale)**

Per le analisi dinamiche o statiche in campo lineare, il punto 3.2.3.5 del DM 17.01.2018 definisce lo spettro per le verifiche agli stati limite ultimi mettendo in conto le capacità dissipative delle strutture attraverso il *fattore di comportamento q*, precedentemente calcolato (con il significato dei simboli riportati nel § 7.3.1 del DM 17.01.2018) pari a $q=1.5$.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,152 g
F_o	2,513
T_c^*	0,283 s
S_s	1,200
C_C	1,416
S_T	1,000
q	1,500

Parametri dipendenti

S	1,200
η	0,667
T_B	0,134 s
T_C	0,401 s
T_D	2,209 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_o(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,183
T_B ←	0,134	0,306
T_C ←	0,401	0,306
	0,487	0,252
	0,573	0,214
	0,659	0,186
	0,745	0,165
	0,832	0,148
	0,918	0,134
	1,004	0,122
	1,090	0,113
	1,176	0,104
	1,262	0,097
	1,348	0,091
	1,434	0,086
	1,520	0,081
	1,606	0,076
	1,692	0,073
	1,779	0,069
	1,865	0,066
	1,951	0,063
	2,037	0,060
	2,123	0,058
T_D ←	2,209	0,056
	2,294	0,052
	2,380	0,048
	2,465	0,045
	2,550	0,042
	2,635	0,039
	2,721	0,037
	2,806	0,034
	2,891	0,032
	2,977	0,031
	3,062	0,030
	3,147	0,030
	3,232	0,030
	3,318	0,030
	3,403	0,030
	3,488	0,030
	3,574	0,030
	3,659	0,030
	3,744	0,030
	3,829	0,030
	3,915	0,030
	4,000	0,030

• **Spettro di progetto SLE**

Per gli stati limite di esercizio come spettro di progetto $S_d(T)$ si è adottato, a favore di sicurezza, lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata. Di conseguenza, per lo **SLD**, lo spettro di progetto coincide con quello elastico, ossia si è adottato $q=1.0$.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,064 g
F_0	2,480
T_C	0,259 s
S_S	1,200
C_C	1,441
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,125 s
T_C	0,374 s
T_D	1,854 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

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

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

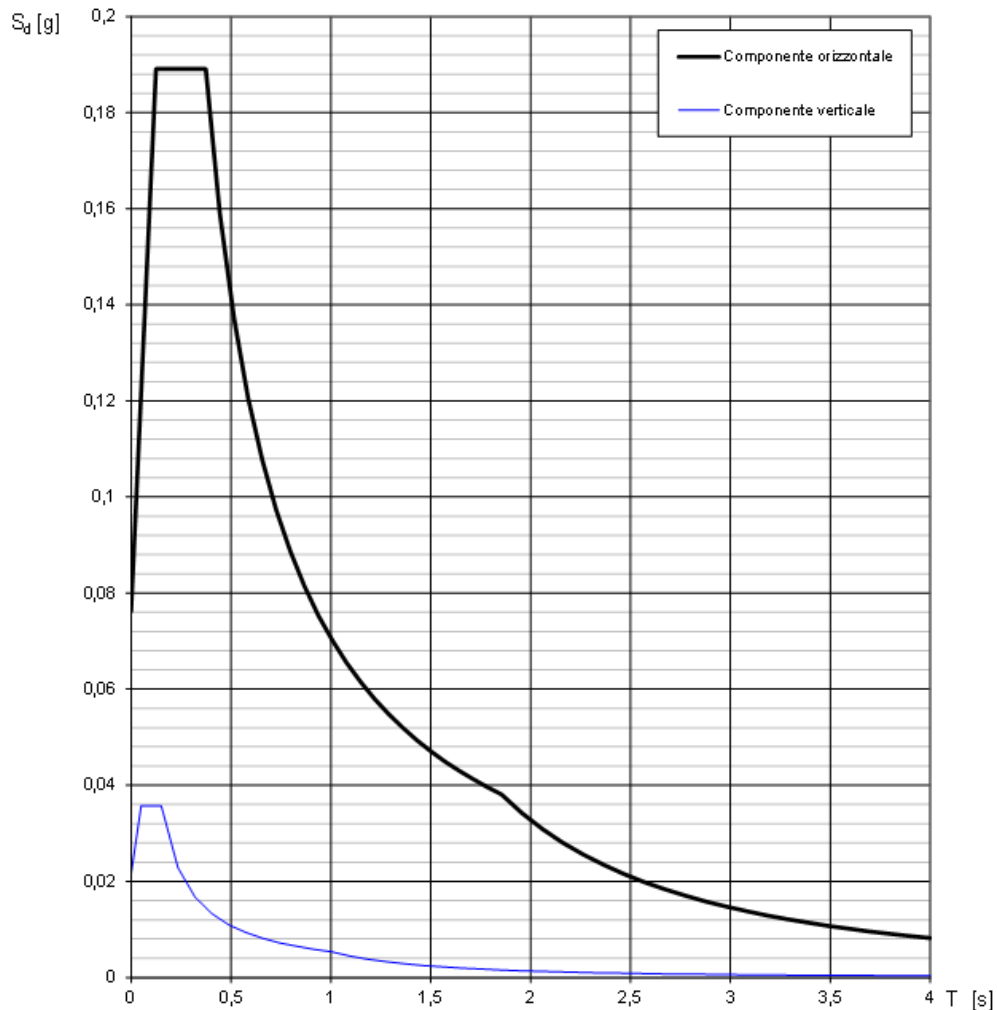
$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,076
$T_B \leftarrow$	0,125	0,189
$T_C \leftarrow$	0,374	0,189
	0,444	0,159
	0,515	0,137
	0,585	0,121
	0,656	0,108
	0,726	0,097
	0,797	0,089
	0,867	0,081
	0,938	0,075
	1,008	0,070
	1,079	0,066
	1,149	0,061
	1,220	0,058
	1,290	0,055
	1,361	0,052
	1,431	0,049
	1,502	0,047
	1,572	0,045
	1,643	0,043
	1,713	0,041
	1,784	0,040
$T_D \leftarrow$	1,854	0,038
	1,956	0,034
	2,058	0,031
	2,161	0,028
	2,263	0,026
	2,365	0,023
	2,467	0,022
	2,569	0,020
	2,672	0,018
	2,774	0,017
	2,876	0,016
	2,978	0,015
	3,080	0,014
	3,183	0,013
	3,285	0,012
	3,387	0,011
	3,489	0,011
	3,591	0,010
	3,693	0,010
	3,796	0,009
	3,898	0,009
	4,000	0,008

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



• **Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni**

La combinazione sismica con le altre azioni (si veda l'espressione **2.5.5 del DM 17.01.2018** in base alle prescrizioni di cui **§ 2.5.3**), risulta:

$$E + G_1 + G_2 + \sum_j (\psi_{2j} \cdot Q_{kj})$$

dove:

E è l'azione sismica per lo stato limite considerato;

G₁, G₂ sono i carichi permanenti rispettivamente non strutturali e strutturali;

ψ_{2j} sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili;

Q_{kj} sono i valori caratteristici dei carichi variabili;

In base al paragrafo sopracitato del **DM 17.01.2018** (formula **2.5.7**), gli effetti delle azioni sismiche sono valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali mediante la relazione:

$$G_1 + G_2 + \sum_j (\psi_{2j} \cdot Q_{kj})$$

1.6 Analisi dei Carichi sulla Struttura

L'analisi della struttura è stata eseguita facendo riferimento ai seguenti pesi propri, carichi e sovraccarichi.

1.6.1 Pesi propri materiali impiegati

In accordo con il DM17.01.2018 sono stati considerati i seguenti pesi propri dei materiali.

Calcestruzzo armato ordinario	$\gamma = 2500 \text{ daN/m}^3$	
Legno strutturale GL24h	$\gamma = 420 \text{ daN/m}^3$	
Pareti in ISOTEX – BLOCCO HB 20	310 daN/m ²	(non comprensivo di intonaco)
Pareti in ISOTEX – BLOCCO HD III 38/14	400 daN/m ²	(non comprensivo di intonaco)
Intonaco di finitura	30 daN/m ²	
Pareti in cartongesso	50 daN/m ²	(comprensivo di telaio metallico)
Controsoffitto in cartongesso	25 daN/m ²	(comprensivo di telaio metallico)

1.6.2 Analisi dei carichi

- **Copertura in tegoli prefabbricati**

Peso proprio Tegoli Skye (H=40 cm)	G ₁	260 daN/m ²
Getto collaborante (sp. 5 cm)	G ₁	125 daN/m ²
Controsoffitto	G ₂	25 daN/m ²
Listelli doppio strato con interposto coibente	G ₂	30 daN/m ²
Listelli per ventilazione	G ₂	5 daN/m ²
Pannelli OSB (sp. 1.2 cm)		7 daN/m ²
Manto in lamiera		7 daN/m ²
Impianto Fotovoltaico		20 daN/m ²
Carico variabile (Neve) Q_a		120 daN/m²
Totale carico caratteristico		600 daN/m²

- **Copertura in legno lamellare**

Peso proprio travi	G ₁	20 daN/m ²
Pannelli OSB (sp. 2.5 cm)	G ₁	15 daN/m ²
Controsoffitto Celenit + isolante	G ₂	6 daN/m ²
Listelli doppio strato con iterposto coibente	G ₂	30 daN/m ²
Listelli per ventilazione	G ₂	5 daN/m ²
Pannelli OSB (sp. 1.2 cm)		7 daN/m ²
Manto in lamiera		7 daN/m ²
Impianto Fotovoltaico		20 daN/m ²
Carico variabile (Neve) Q_a		120 daN/m²
Totale carico caratteristico		230 daN/m²

1.6.3 Carico Neve e Effetti Locali di Accumulo Neve

In accordo con quanto previsto al **§3.4 DM.17.01.2018**, poiché il carico minimo previsto da Norma è dato da:

Sito	Alseno – PC		
Regione	Emilia Romagna		
Zona	I-Mediterranea		
Altitudine di riferimento	$a_s = 83$ m s.l.m.		
Carico neve di riferimento	$q_{sk} = 150$ daN/m² ($a_s \leq 200$ m)		[DM.17.01.2018 §3.4.2]
Coefficiente di forma copertura (*)	$\mu_1 = 0.8$ ($0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$)		[DM.17.01.2018 §3.4.3]
Coefficiente di esposizione	$C_E = 1$ (Topografia – Normale)		[DM.17.01.2018 §3.4.4]
Coefficiente termico	$C_t = 1$		[DM.17.01.2018 §3.4.5]
Carico caratteristico neve minimo previsto da Normativa.	$q_s = q_{sk} \mu_1 C_E C_t = 120$ daN/m²		[DM.17.01.2018 §3.4.1]

1.6.4 Pressione del Vento

Sito:	Alseno - PR;		
Regione:	Emilia Romagna;		
Zona	2 [Tab. 3.3.I NTC 2018];		$v_{b,0} = 25$ m/s
			$a_0 = 750$ m;
			$k_s = 0.45$.
Classe di Rugosità:	“C” [Tab. 3.3.III NTC 2018];		
Cat. di Esposizione	III [Fig. 3.3.2 NTC 2018];		$K_r = 0.20$;
			$z_0 = 0.10$m;
			$z_{min.} = 5.0$m;
Altezza massima contro vento:			$z_{max} = 6$ m.

CALCOLO AZIONE DEL VENTO (N.T.C. 2018, 3.3)					
Sito:	Alseno - Piacenza - Emilia Romagna				
Zona:	2	[Tab. 3.3.I]			
V_{b0} [m/s]=	25	a_0 [m]=	750	K_s [-]=	0,45
				a_s [m]=	83
Velocità base di rif. v_b [m/s]= 25,00					
T_R [anni]=	50	c_r =	1,00	[3.3.3] NTC2018	
Velocità di Riferimento v_r [m/s]=	25,0			[3.3.2] NTC 2018	
Pressione Cinetica di Riferimento		q_r [N/m ²]=	391,198		
CLASSE DI RUGOSITA': C [Tab. 3.3.III] NTC 2018					
CATEGORIA DI ESPOSIZIONE: III [Tab. 3.3.II] NTC2018					
k_r [-]=	0,20	z_0 [m]=	0,10	z_{min} [m]=	5,0
				c_t [-]=	1,0
Coefficienti aerodinamici [C3.3.8 - NTC 2018]					
$c_{p,sopr}$ [-]=	0,74	$c_{p,sott}$ [-]=	0,389	$c_{p,Later.}$ [-]=	0,85
Coefficiente dinamico:			c_d [-]=	1,0	§3.3.9 NTC 2018
Coefficiente di attrito:			c_f [-]=	0,02	Tab. C3.3.XIX
Azione del Vento in funzione della quota z					
z [m]	c_e [-]	p_{sopr} [daN/m ²]	p_{sott} [daN/m ²]	$p_{f Later.}$ [daN/m ²]	p_f (tangenziale) [daN/m ²]
5,00	1,7075	49,4	25,98	56,78	1,336
6,00	1,8170	52,6	27,65	60,42	1,422

Vento in pressione:	49 ÷ 53	daN/m ²
Vento in depressione: :	26 ÷ 28	daN/m ²
Vento Laterale: :	57 ÷ 60	daN/m ²

1.6.5 Azione Sismica

Si rimanda a §1.4 della presente Relazione.

1.6.6 Carichi vasca di laminazione

Peso proprio terreno $\gamma = 1700 \text{ daN/m}^3$

– Carichi sulla soletta di copertura in c.a.

Soletta in c.a. (sp=0.30 m): $g_{1k} = 625 \text{ daN/m}^2$

Peso del terreno (H=2.00 m): $g_{2k} = 850 \text{ daN/m}^2$

Sovraccarico veicolare: $q_k = 1000 \text{ daN/m}^2$

– Spinta idrostatica

Spinta dell'acqua (H=2.55 m): $g_{1k} = 2550 \text{ daN/m}^2$

– Spinte del terreno

Coefficiente di spinta a riposo: $K_0 = 0.50$

Pressione laterale a riposo del terreno: $g_{1k} = 850 \times H \text{ daN/m}^2$

1.7 Descrizione dei materiali adottati

In considerazione del contesto in cui è collocata la costruzione le scelte compiute sui materiali hanno tenuto conto degli aspetti connessi alle prescrizioni di cui al **§2.2.4 del DM 17.01.2018**. I materiali utilizzati sono indicati sulle tavole esecutive degli elementi strutturali, per maggiore dettaglio si rimanda alla *Relazione sui Materiali*. Si riporta una descrizione sintetica dei materiali adottati.

- Calcestruzzo per sottofondazione (magrone)

Calcestruzzo a basso dosaggio di cemento.

- Calcestruzzo per elementi di fondazione realizzate in opera^(*):

Elementi strutturali:	Suole, Nervature e Setti di fondazione.
Classe di resistenza minima del cls:	C28/35;
Classe esposizione UNI EN 206-UNI 11104:	XC2.

- Calcestruzzo per strutture di elevazione realizzate in opera^(*):

Elementi strutturali:	Pareti, Solette, Pilastri, Travi, Solai.
Classe di resistenza minima del cls:	C28/35;
Classe esposizione UNI EN 206-UNI 11104:	XC1 - XC2.

- Calcestruzzo per elementi prefabbricati a prestazione:

Classe di resistenza del cls per tegoli precompressi:	C45/55 N/mm ² ;
Classe esposizione UNI EN 206-UNI 11104:	XC1-XC3.

- Blocchi cassero per pareti portanti

Blocco	blocchi cassero in legno cemento tipo "ISOTEX"
Tipologia blocco	HDIII38-14 – Blocco con strato isolante sp. 14cm
Peso della parete con getto in cls (non intonacata)	400 daN/ m ²
Tipologia blocco	HB 20 – Blocco <i>senza</i> strato isolante
Peso della parete con getto in cls (non intonacata)	310 daN/ m ²

- Opere in legno di nuova realizzazione

Elementi Strutturali Travi e Travetti

Tipologia	Legno Lamellare di conifera omogeneo
Classe di resistenza	GL24h
Massa volumica media	$\rho_{\text{mean}} = 420 \text{ kg/m}^3$
Resistenza a flessione caratteristica	$f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$

Pannelli in legno (tipo OSB)

Pannelli a scaglie orientate tipo OSB/3 (UNI UN 300)

UNI EN 12369 – 1:2002 prospetto 2 par. 5.2.1.

Massa volumica media $\rho_{\text{mean}} = 550 \text{ kg/m}^3$

- Acciaio per armatura lenta, reti spezzoni

Barre longitudinali, staffe, reti, spezzoni **Acciaio B450C**

Tensione a rottura: $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$;

Tensione di snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$.

Per le reti di diametro $\phi \leq 8\text{mm}$ sono ammessi anche acciai tipo **B450A**.

- Viti per connessione elementi lignei

Per le connessioni degli elementi lignei sono stati previsti i seguenti connettori a gambo cilindrico:

• **Viti HBS**

Tipo	Viti HBS Rothoblass (o equivalenti)
Caratteristiche	Viti a testa svasata in acciaio al carbonio con Zincatura galvanica.
Materiale	Acciaio ad alta resistenza ($f_{yk} = 1000 \text{ N/mm}^2$).

• **Viti VGZ**

Tipo	Viti VGZ Rothoblass (o equivalenti)
Caratteristiche	Viti a tutto filetto a testa cilindrica con filettatura profonda in acciaio al carbonio con zincatura galvanica.
Materiale	Acciaio ad alta resistenza ($f_{yk} = 1000 \text{ N/mm}^2$).

(*) a favore di sicurezza tutte le verifiche sono state svolte considerando un calcestruzzo con classe di resistenza C25/30.

Per maggior dettaglio sui materiali adottati fare riferimento alla "**R03. Relazione sui materiali**" ed agli Elaborati Grafici Progettuali allegati al Progetto Esecutivo Strutturale.

1.8 Illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione

Il percorso progettuale è avvenuto attraverso l'acquisizione della *Relazione Geologica - sismica* che ha fornito i parametri necessari per l'esecuzione della progettazione e delle calcolazioni.

L'attività di progettazione è condotta sulla base di quanto definito dalle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al **DM 17.01.2018**.

L'attività svolta è riscontrabile negli elaborati analitici e grafici di progetto.

L'analisi strutturale è stata eseguita per mezzo di programma di calcolo ad elementi finiti – **Pro_Sap** “*Professionale Structural Analysis Program*” della 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l. di Ferrara, adottando il solutore di calcolo e-Sap prodotto dalla 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l. di Ferrara in collaborazione con ECP (Ecole Centrale Paris).

Le analisi sono condotte per le combinazioni statiche e sismiche dei carichi.

Le analisi sismiche sono state effettuate mediante analisi modale con spettro di risposta e fattore di struttura **$q \leq 1.5$** avendo adottato **comportamento strutturale non dissipativo**.

1.8.1 Analisi delle interazioni con le componenti non strutturali

Le analisi per individuare e mitigare le interferenze con le componenti architettoniche ed impiantistiche sono state condotte tenendo conto della particolare destinazione d'uso della costruzione.

Le interferenze tra componenti impiantistiche ed elementi strutturali sono riconducibili essenzialmente al passaggio di canalizzazioni per impianti. I fori per il passaggio degli impianti saranno posizionati e calibrati secondo la struttura, in nessun modo potranno interessare le travi di copertura, pilastri e setti in c.a.

Si precisa che eventuali opere accessorie e/o complementari non previste negli elaborati grafici esecutivi devono mantenersi strutturalmente autonome ed isolate sismicamente rispetto alla struttura in oggetto.

1.8.2 Analisi per il perseguimento dei criteri di regolarità strutturale

I criteri di regolarità strutturale della costruzione sono stati perseguiti, compatibilmente con esigenze architettoniche e d'uso del fabbricato, calibrando le sezioni e l'estensione degli elementi sismo-resistenti, ovvero le pareti in c.a., garantendo a quest'ultime uno sviluppo sufficientemente esteso sul perimetro strutturale e idonei provvedimenti per garantire la continuità strutturale così da produrre un **efficace comportamento scatolare** e ottenere un comportamento sismico quanto più possibile regolare ed uniforme nelle due direzioni. Gli orizzontamenti sono dotati di rigidità e resistenza tali da consentire la redistribuzione delle forze orizzontali tra i diversi elementi sismo-resistenti. Requisiti necessari, trattandosi di struttura a **pareti estese debolmente armate**, **irregolare in pianta e in altezza**. Per il dettaglio circa la classificazione della tipologia strutturale si rimanda allo specifico successivo paragrafo.

1.8.3 Tipologia strutturale

La struttura sismo-resistente in calcestruzzo armato in oggetto è costituita da pareti in c.a. realizzate mediante l'ausilio di *blocchi cassero* in legno-cemento a perdere estesa a tutto il perimetro strutturale, pertanto è classificata nella tipologia *struttura a pareti*, in quanto la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti in accordo con il **§7.4.3 del DM17.01.2018**.

In particolare si considera come struttura a “**pareti estese debolmente armate**”, **irregolare in pianta e in altezza**, in quanto sussistono i requisiti descritti nel medesimo punto della Norma, ovvero:

- Estensione delle pareti a buona parte del perimetro della pianta strutturale – La struttura sismo-resistente del fabbricato in oggetto è costituita solo da pareti estese debolmente armate per la totalità del perimetro della pianta strutturale.
- Idonei provvedimenti per garantire la continuità strutturale così da produrre un efficace comportamento scatolare – Sono stati adottati opportuni dettagli costruttivi al fine di garantire opportuni collegamenti tra le pareti e tra quest'ultime e gli orizzontamenti dotati di sufficiente rigidezza e cordoli di impalcato. Gli accorgimenti previsti permettono quindi di aumentare la coesione tra le pareti sottostanti e conferire al fabbricato un comportamento scatolare.

L'adozione di tale tipologia strutturale ha permesso di perseguire una progettazione a **comportamento strutturale non dissipativo**, in tal modo le azioni sismiche di progetto sono più elevate, ma la duttilità necessaria è molto contenuta e dunque non è richiesta la progettazione in capacità e l'adozione dei dettagli costruttivi riportati al **§7 DM.17.01.2018** necessari appunto per conferire adeguata duttilità nel caso si proceda mediante progettazione a *comportamento dissipativo*.

1.8.4 Criteri di modellazione

Programma di calcolo

La struttura è stata analizzata mediante il codice di calcolo e-SAP, prodotto dalla 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l., Ferrara - Italia, in collaborazione con ECP (Ecole Centrale Paris).

Lo schema statico assunto è del tipo tridimensionale, ottenuto mediante la modellazione automatica delle membrature, delle quali se ne riassume le caratteristiche qui di seguito.

I setti sono stati schematizzati mediante elementi a tre o quattro nodi denominati “shell” attribuendo uno spessore pari allo *spessore equivalente* della parete come definito da **LL.GG. C.S.LL.PP. di Luglio 2011**.

Analoghi elementi sono stati utilizzati per i setti di fondazione in cls.

I pilastri, le travi e i cordoli sono schematizzati come elementi a due nodi (“beam”), con tre gradi di libertà traslazionali e tre rotazionali

Infine i solai vengono schematizzati come elementi “*solaio di carico*”, con distribuzione automatica e proporzionale dei carichi agli appoggi. I solai di copertura hanno la proprietà di *piano rigido*, ottenuta mediante membrane di spessore reale e materiale reale.

I carichi sulla struttura vengono inseriti in parte in modo automatico dal programma (pesi propri, permanenti ed accidentali dei solai), ed in parte sono inseriti dall'operatore.

L'estrapolazione delle azioni che dimensionano le connessioni meccaniche è stata svolta mediante il programma di calcolo PRO_SAP per Windows NT Professional, prodotto dalla 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria S.R.L., Ferrara, Italia.

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico).

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$$\mathbf{K} * \mathbf{u} = \mathbf{F} \quad \text{dove} \quad \mathbf{K} = \text{matrice di rigidità}$$

\mathbf{u} = vettore spostamenti nodali
 \mathbf{F} = vettore forze nodali

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all'elemento stesso.

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- Elemento tipo **BEAM** (trave- asta-D2)
- Elemento tipo **MEMBRANE** (membrana-D3)
- Elemento tipo **SHELL** (piastra-guscio-D3)
- Elemento tipo **SOLAIO** (macro elemento composto da più membrane)

Modelli impiegati

L'analisi delle STRUTTURE DI ELEVAZIONE è stata effettuata, a favor di sicurezza, considerando gli incastri al piede degli elementi sismo-resistenti verticali:

- Modello di riferimento delle **Elevazioni**:: “**Mensa Alseno-Rev03.psp**”.

Ai soli fine della verifica delle pressioni massime sul terreno, l'analisi del telaio strutturale è stata effettuata, a favor di sicurezza, considerando le fondazioni su suolo elastico alla Winkler con costante di sottofondo

verticale $k_{w,v}$ opportunamente tarata al fine da ottenere per la struttura i medesimi periodi propri principali relativi alla modellazione con gli incastri al piede degli elementi sismo-resistenti:

- Modello di riferimento delle **Fondazioni**::“**Mensa Alseno-GEO-Rev03.psp**”.

Carichi sulla struttura

I carichi sulla struttura vengono suddivisi in casi di carico elementari, inseriti in parte in modo automatico dal programma (pesi propri strutturali, permanenti ed accidentali dei solai di impalcato, carico da neve su solai di copertura, azione sismica) ed in parte sono inseriti dall’operatore (permanententi ed accidentali generici, vento). Le azioni permanenti ed accidentali gravanti sui solai, incluso il peso proprio degli stessi solai, vengono automaticamente ripartiti sugli elementi Beam e D3 come carichi distribuiti lineari.

La definizione delle masse sismiche viene eseguita automaticamente dal programma per ogni singolo caso di carico, secondo i coefficienti di partecipazione $\psi_{2,i}$ da **NTC 2018**.

Risoluzione

L’analisi automatica procede risolvendo lo schema tridimensionale, secondo il metodo dell’equilibrio, nell’ipotesi che la struttura sia in *campo elastico-lineare*, sotto l’effetto di ogni singolo caso di carico, dapprima per casi di carico statici e successivamente viene risolto il caso sismico mediante analisi modale con spettro di risposta elastico.

Materiali e sezioni impiegate nella modellazione

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali e delle sezioni utilizzate per la modellazione della struttura.

In particolare si specifica che la modellazione dei setti realizzati con blocchi ISOTEX è stata effettuata attribuendo agli elementi D3 uno spessore (t) pari allo spessore equivalente della parete calcolato come specificato da **LL.GG. C.S.LL.PP. di Luglio 2011** per tener conto dell’effettiva area di calcestruzzo resistente, ovvero:

$$t = A_{c,eff} / b$$

dove:

$A_{c,eff} = \sum A_{ci}$:totale area del calcestruzzo gettato in opera nella sezione trasversale.

b: lunghezza base del singolo blocco cassero.

In particolare per le tipologie di blocco previste in progetto si ottengono i medesimi spessori equivalenti:

Tipologia	HD III 38/14 ISOTEX	
Dimensioni blocco singolo	38x50 cm	
Spessore netto	15 cm	(solo cls)
Lunghezza netta	40 cm	(solo cls)
Spessore equivalente	11.2 cm	(spessore modellato - solo cls)

Tipologia	HB 20 ISOTEX	
Dimensioni blocco singolo	20x50 cm	
Spessore netto	14 cm	(solo cls)
Lunghezza netta	37 cm	(solo cls)
Spessore equivalente	12 cm	(spessore modellato - solo cls)

Il peso specifico assegnato al materiale utilizzato è stato opportunamente calibrato in relazione allo spessore equivalente del setto al fine di tenere in considerazione il peso della parete finita comprensivo di intonaco. Si sottolinea inoltre che a favore di sicurezza per tener conto della presenza dei fori dei blocchi cassero è stato considerato un modulo elastico di taglio **G** ridotto secondo la seguente formulazione:

$$G_{rid} = G/2.20 = E/[2(1+\nu)] \cdot 1/2.20$$

Nel seguente prospetto si riportano le caratteristiche complete dei materiali e delle sezioni utilizzate per la modellazione della struttura.

Materiali

Id	Tipo / Note	V. caratt.	V. medio	Young	Poisson	G	Gamma	Alfa	Altri
		daN/cm2	daN/cm2	daN/cm2		daN/cm2	daN/cm3		
1	Calcestruzzo Classe C25/30			3.145e+05	0.20	1.310e+05	2.50e-03	1.00e-05	
	Resistenza Rc	300.0							
	Resistenza fctm		25.6						
	Rapporto Rfessurata (assiale)								1.00
	Rapporto Rfessurata (flessione)								1.00
	Rapporto Rfessurata (taglio)								1.00
	Coefficiente ksb								0.85
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05
12	Acciaio Fe430 - S275-acciaio Fe430-S275			2.100e+06	0.30	8.077e+05	7.85e-03	1.20e-05	
	Tensione ft	4300.0							
	Resistenza fd	2750.0							
	Resistenza fd (>40)	2500.0							
	Tensione ammissibile	1900.0							
	Tensione ammissibile (>40)	1700.0							
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05
129	Legno lamellare omogeneo GL24h-legno E = 1.150e+05			1.150e+05	0.0	6500.0	4.20e-04	1.00e-05	
	Modulo E0,05			9.599e+04					
	Lamellare : S1								
	Resistenza fc0	240.0							
	Resistenza ft0	192.0							
	Resistenza fm	240.0							
	Resistenza fv	35.0							
	Incremento dinamico								1.00
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05
157	Materiale inf. rigido no peso E = 1.000e+09			1.000e+09	0.0	5.000e+08	0.0	1.20e-05	
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05
158	C25/30 HDIII38/14-Calcestruzzo Classe C25/30			3.145e+05	0.20	5.956e+04	3.35e-03	1.00e-05	
	Resistenza Rc	300.0							
	Resistenza fctm		25.6						
	Rapporto Rfessurata (assiale)								1.00
	Rapporto Rfessurata (flessione)								1.00
	Rapporto Rfessurata (taglio)								1.00
	Coefficiente ksb								0.85
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05
159	C25/30 HB 20-Calcestruzzo Classe C25/30			3.145e+05	0.20	5.956e+04	2.80e-03	1.00e-05	

Id	Tipo / Note	V. caratt.	V. medio	Young	Poisson	G	Gamma	Alfa	Altri
	Resistenza Rc	300.0							
	Resistenza fctm		25.6						
	Rapporto Rfessurata (assiale)								1.00
	Rapporto Rfessurata (flessione)								1.00
	Rapporto Rfessurata (taglio)								1.00
	Coefficiente ksb								0.85
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05
160	Mat. Fittizio pp Nullo E nullo-materiale E = 1.000e-03			1.00e-03	0.0	5.00e-04	0.0	0.0	
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05

Sezioni

Id	Tipo	Area cm2	A V2 cm2	A V3 cm2	Jt cm4	J 2-2 cm4	J 3-3 cm4	W 2-2 cm3	W 3-3 cm3	Wp 2-2 cm3	Wp 3-3 cm3
1	Rettangolare: b=30.00 h=30.00	900.00	750.00	750.00	1.139e+05	6.750e+04	6.750e+04	4500.00	4500.00	6750.00	6750.00
15	pilastrino -Rettangolare: b=25 h=30	750.00	625.00	625.00	7.787e+04	3.906e+04	5.625e+04	3125.00	3750.00	4687.50	5625.00
17	Pilastrino portico -Rettangolare: b=70 h=25	1750.00	1458.33	1458.33	2.826e+05	7.146e+05	9.115e+04	2.042e+04	7291.67	3.062e+04	1.094e+04
18	Fittizio-Circolare: r=10	314.16	265.07	265.07	1.571e+04	7853.98	7853.98	785.40	785.40	1333.33	1333.33
19	Trave portico -Rettangolare: b=45 h=50	2250.00	1875.00	1875.00	7.077e+05	3.797e+05	4.688e+05	1.688e+04	1.875e+04	2.531e+04	2.812e+04
20	Trave di colmo Poligonale	3560.00	0.0	0.0	1.422e+06	4.666e+05	2.358e+06	2.316e+04	4.966e+04	3.520e+04	7.930e+04
22	Cordolo cucina -Rettangolare: b=25 h=45	1125.00	937.50	937.50	1.523e+05	5.859e+04	1.898e+05	4687.50	8437.50	7031.25	1.266e+04
23	Cordolo mensa -Rettangolare: b=25 h=55	1375.00	1145.83	1145.83	2.044e+05	7.161e+04	3.466e+05	5729.17	1.260e+04	8593.75	1.891e+04
24	Pilastrino Portico -Rettangolare: b=35 h=25	875.00	729.17	729.17	1.022e+05	8.932e+04	4.557e+04	5104.17	3645.83	7656.25	5468.75
25	Trave fondazione -Rettangolare: b=100 h=40	4000.00	3333.33	3333.33	1.596e+06	3.333e+06	5.333e+05	6.667e+04	2.667e+04	1.000e+05	4.000e+04
27	Trave vetrata -Rettangolare: b=30 h=40	1200.00	1000.00	1000.00	1.946e+05	9.000e+04	1.600e+05	6000.00	8000.00	9000.00	1.200e+04
28	Cordolo -Rettangolare: b=25 h=55	1375.00	1145.83	1145.83	2.044e+05	7.161e+04	3.466e+05	5729.17	1.260e+04	8593.75	1.891e+04
29	Cordolo Facciata -Rettangolare: b=25 h=25	625.00	520.83	520.83	5.491e+04	3.255e+04	3.255e+04	2604.17	2604.17	3906.25	3906.25

Di seguito si riportano le immagini essenziali del modello di calcolo adottato nell'analisi.

Modello Strutturale

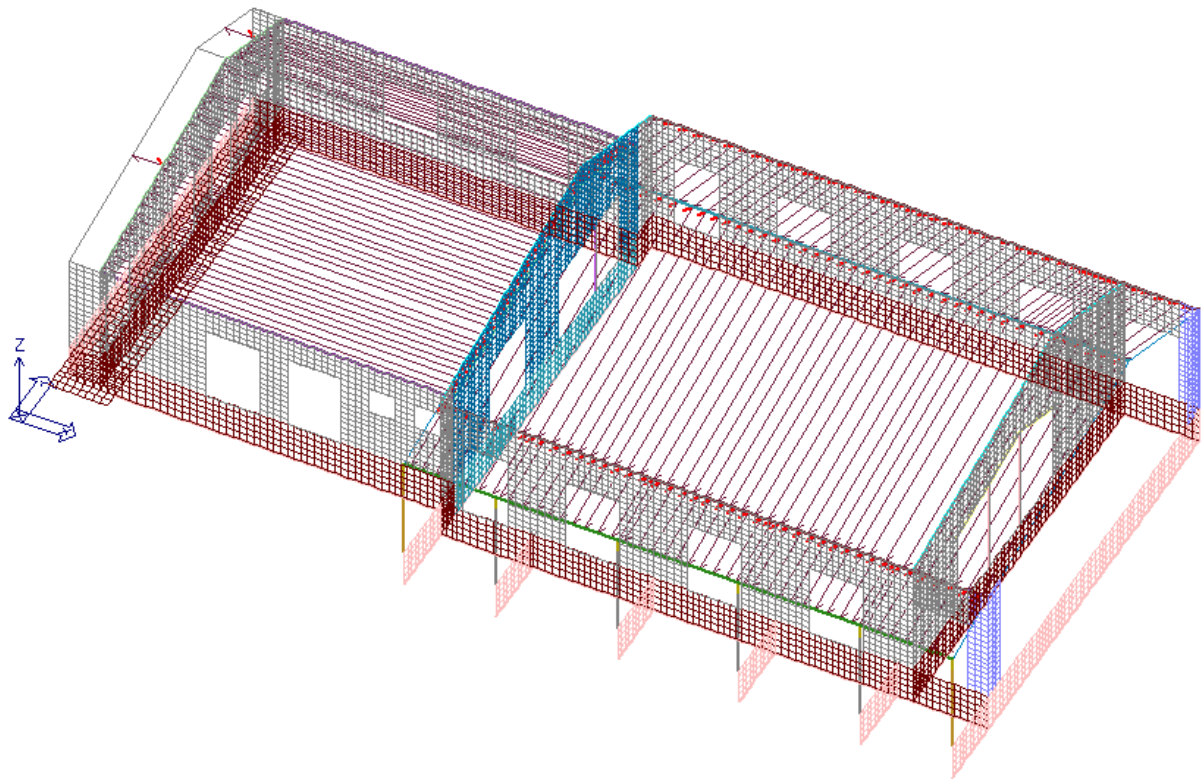


Fig 13. Modello unifilare completo: vista assonometrica 1.

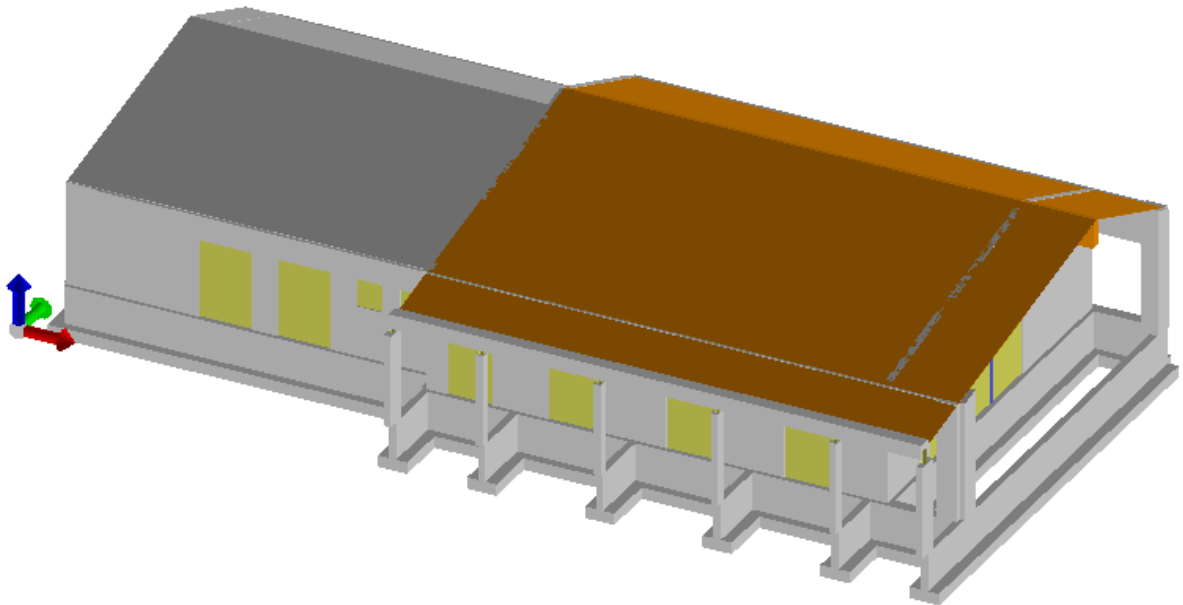


Fig 14. Modello solido: vista assonometrica 1.

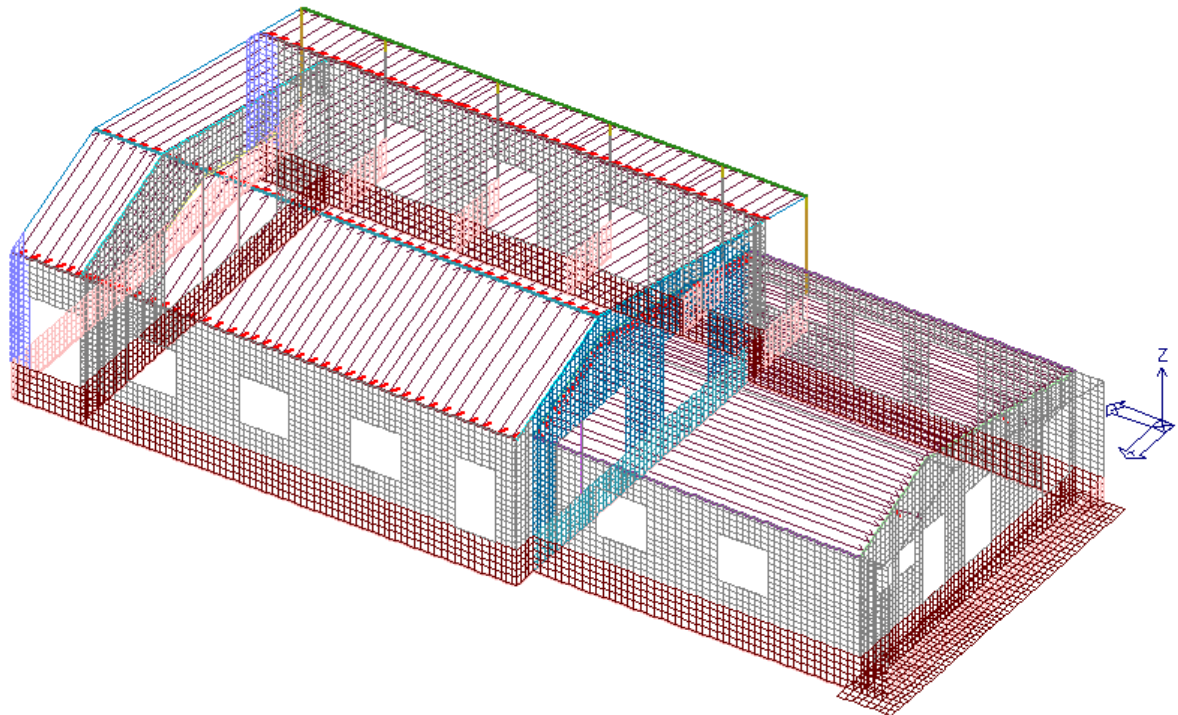


Fig 15. Modello unifilare: vista assometrica 2.

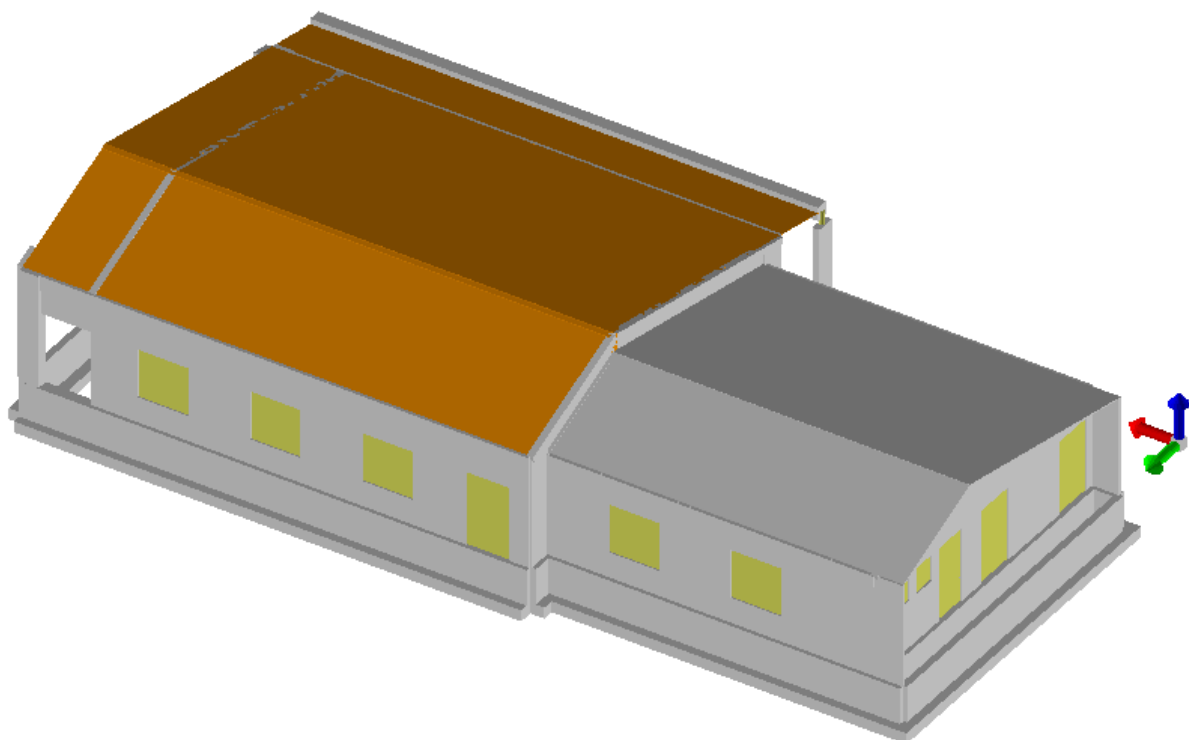


Fig 16. Modello solido: vista assometrica 2.

Modello strutturale tridimensionale: vista della struttura sismo-resistente

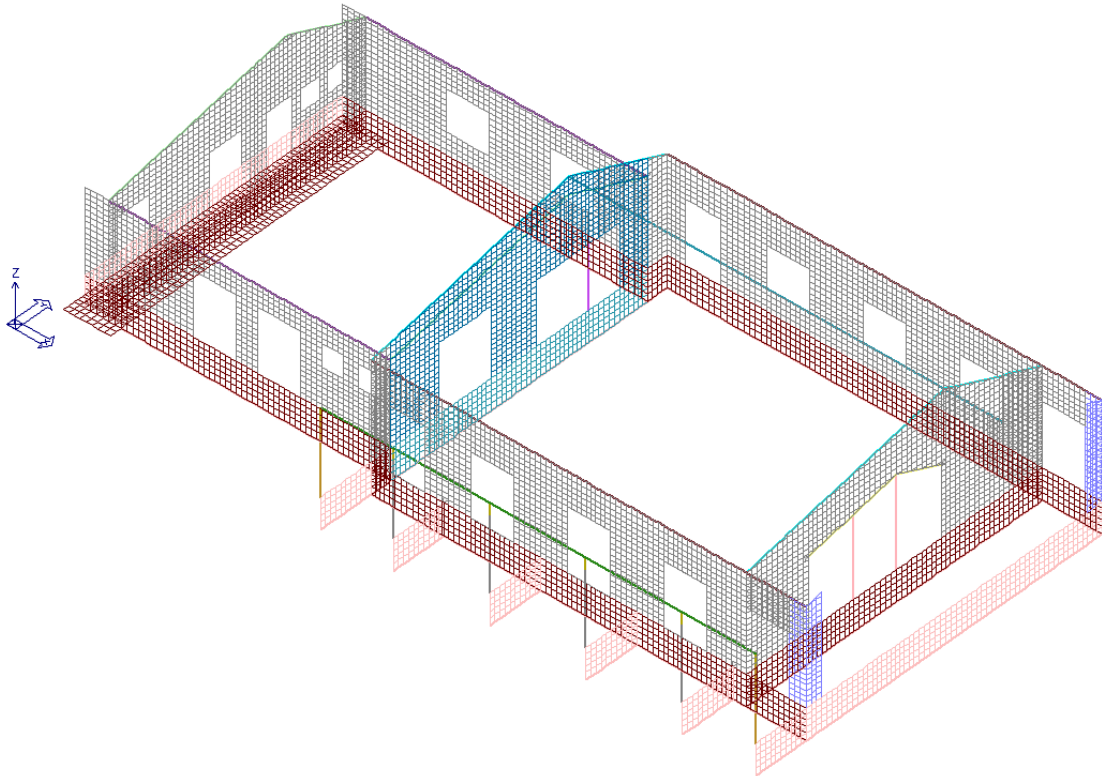


Fig 17. Modello Strutturale Vista unifilare- vista assometrica 1.

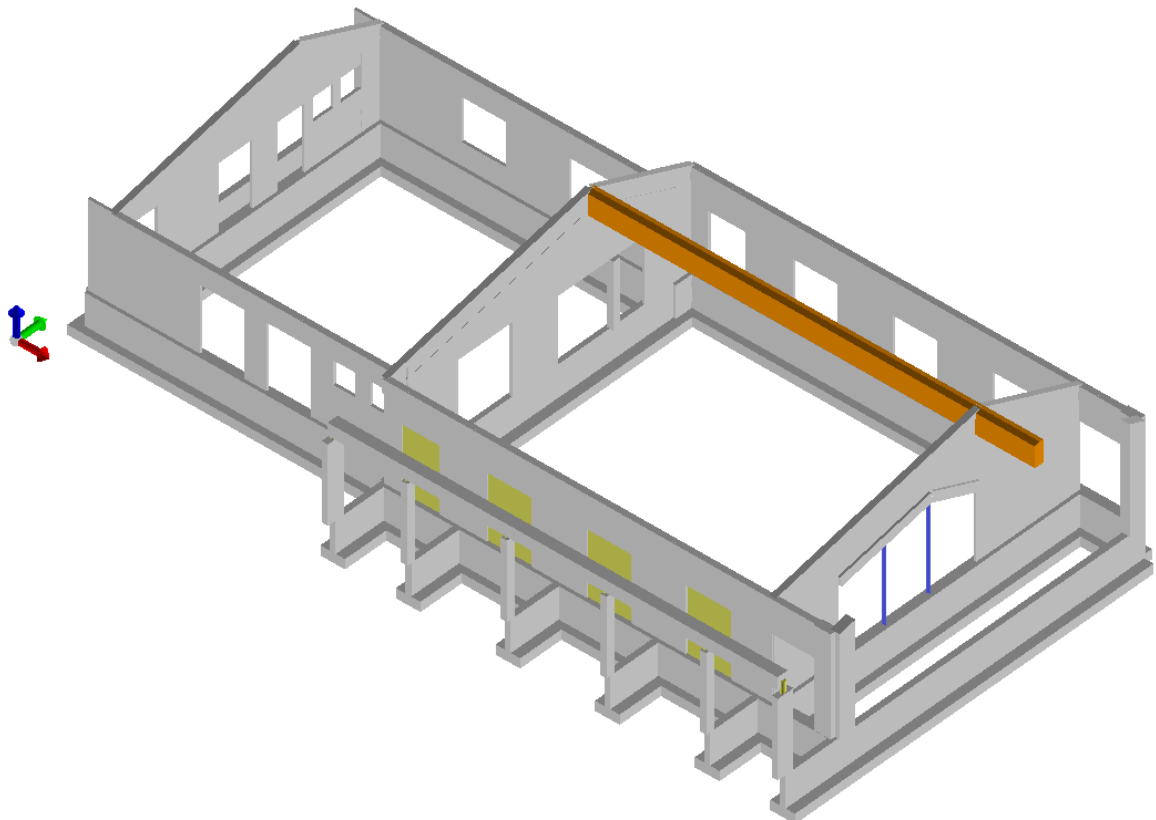


Fig 18. Modello Strutturale Vista solida - vista assometrica 1 .

Modello strutturale – Vista Elementi strutturali di fondazione

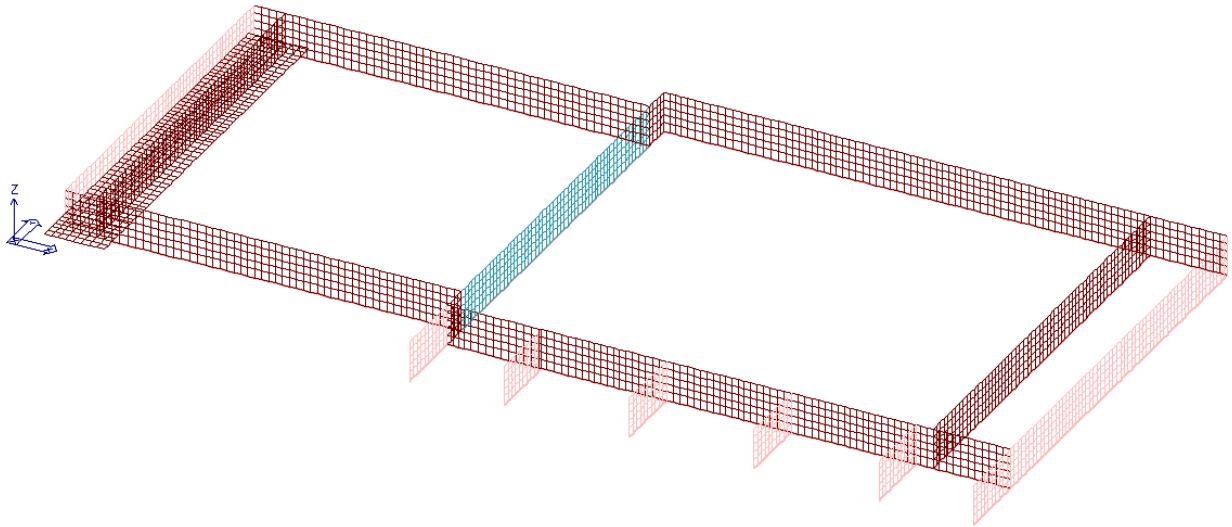


Fig 19. Modello Strutturale Vista unifilare fondazioni - vista assonometrica 1

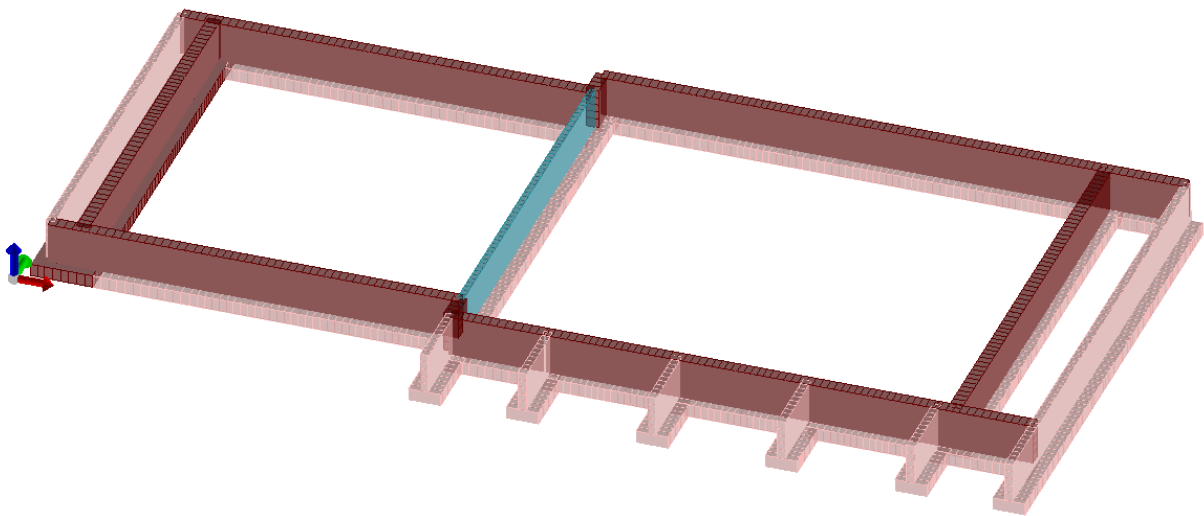


Fig 20. Modello Strutturale Vista solida fondazioni - vista assonometrica 1.

1.8.5 Valutazione spostamenti sismici della struttura

La valutazione degli spostamenti massimi dell'edificio nuovo viene eseguita analiticamente facendo riferimento al §7.3.3.3 NTC 2018, ossia:

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

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

dove:

$$\mu_d = q \quad \text{se } T_1 \geq T_c;$$

$$\mu_d = 1 + (q-1) T_c/T_1 \quad \text{se } T_1 < T_c.$$

1.8.6 Criteri di valutazione degli elementi non strutturali ed impianti

Trattasi in particolare delle pareti divisorie interne e degli impianti.

Sia la rigidezza che la resistenza di tali elementi vengono ignorate nell'analisi della risposta ma, tali elementi vengono dimensionati in modo da poter assorbire le deformazioni della struttura soggetta all'azione sismica di progetto mantenendo comunque la capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

Tali elementi non strutturali vengono verificati, insieme alle loro connessioni alla struttura, per l'azione sismica corrispondente allo SLV, in quanto il loro danneggiamento può provocare danni a persone.

Gli effetti dell'azione sismica sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale viene determinata applicando una forza orizzontale F_a così definita [7.2.3 NTC 2018]:

$$F_a = (S_a W_a) / q_a$$

Dove:

F_a : forza sismica orizzontale agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;

W_a : peso dell'elemento;

S_a : accelerazione massima adimensionalizzata rispetto a "g" che l'elemento strutturale principale subisce durante il sisma;

q_a : fattore di comportamento dell'elemento

1.8.7 Giunti di separazione fra strutture contigue e eventuali interazioni con altre unità strutturali

Trattasi di edificio strutturalmente autonomo ed indipendente isolato rispetto ad altri fabbricati; non vi sono quindi interazioni con altre unità strutturali e il fabbricato oggetto della presente.

1.8.8 Requisiti delle fondazioni e collegamenti orizzontali

Le strutture di fondazione sono realizzate mediante graticcio di travi rovesce continue in corrispondenza degli elementi strutturali verticali, quali pilastri e pareti. Tali elementi sono caratterizzati da una suola di dimensioni 100x40 cm e un'anima di dimensioni 40x130 cm in corrispondenza dei setti perimetrali, mentre per quanto riguarda il setto interno l'anima ha spessore 20 cm e 25 cm in corrispondenza dei pilastri del porticato.

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera sottoposta alle combinazioni delle azioni di cui al §2.5.3 NTC 2018.

Il dimensionamento e verifica delle strutture di fondazione e del complesso fondazione-terreno sono eseguiti assumendo come azioni in fondazione quelle trasmesse dagli elementi di elevazione derivanti da analisi strutturale a **comportamento non dissipativo**.

1.8.9 Vincoli Strutturali

Trattasi di **struttura in c.a. a pareti estese debolmente armate**, per cui sono stati adottati idonei provvedimenti per garantire la continuità strutturale così da produrre un efficace comportamento scatolare in accordo con quanto richiesto al §7.4.3 DM17.01.218.

La struttura è stata progettata a **comportamento strutturale non dissipativo**, pertanto tutti gli elementi strutturali ed i collegamenti (nodi) si mantengono in *campo elastico* o *sostanzialmente elastico*; la domanda derivante dall'azione sismica è calcolata in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, senza tener conto delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico. In tal modo le azioni sismiche di progetto sono più elevate, ma la duttilità necessaria è molto contenuta e dunque **non è richiesta la progettazione in capacità e l'adozione dei dettagli costruttivi riportati al capitolo §7 delle NTC 2018** [Con riferimento al [§C7.2.2 della Circolare 21.01.2019 n. 7](#)].

Per le verifiche in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali a SLD (RIG) **§7.3.6.1 NTC 2018** è stato considerato il limite imposto dalla **LLGG Parere n. 117 del 10.02.2011 (par. 7.5)** per cui si richiede uno spostamento di interpiano non superiore a **0.002h**.

1.8.10 Modellazione pareti in cartongesso

La struttura di sostegno delle pareti divisorie e del controsoffitto è a telaio in acciaio, le travi sono fissate ai pilastri con vincoli assimilabili a cerniere, i quali sono fissati alle strutture esistenti con vincoli assimilabili a cerniere alla base e in sommità. Nonostante i pannelli presentino una certa rigidità nel piano, si modellano cautelativamente le sole aste del telaio.

Si esegue un'analisi globale con metodo elastico, applicabile per sezioni di classe qualsiasi.

Si effettua un'analisi elastica lineare, del primo ordine, essendo trascurabili gli effetti del secondo ordine.

L'analisi sismica viene condotta mediante analisi lineare statica, con fattore di comportamento $q=1$.

Per determinare l'entità delle azioni sulle pareti divisorie si adotta un fattore di struttura $q_a=2$, secondo quanto indicato nella tab.7.2.I delle NTC 2008 per pareti divisorie.

Le azioni sugli elementi oggetto di verifica sono modellate come carichi uniformemente distribuiti sulla lunghezza.

AZIONI SULLA COSTRUZIONE

Azioni verticali

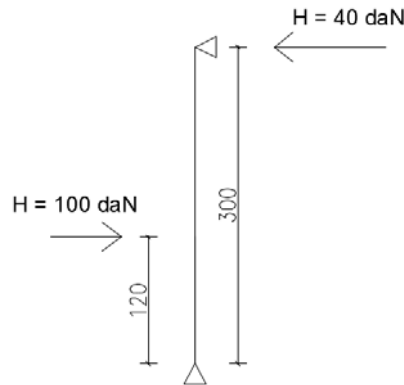
Il peso proprio della struttura metallica è stato calcolato in automatico dal programma di calcolo utilizzato e i valori ottenuti sono stati controllati dallo scrivente.

Azioni orizzontali

- Sovraccarichi orizzontali lineari – Cat. C1 Aree con tavoli, quale scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento:

Hk: 1,00 kN/mq azione orizzontale lineare agente a 1,20 m dal piano di calpestio.

L'azione orizzontale è stata utilizzata per le verifiche locali delle pareti, mentre è stata considerata nel modello di calcolo come azione agente sul traverso sommitale della struttura metallica, secondo le modalità sotto riportate:



COMBINAZIONI DI CARICO

Per le verifiche allo stato limite ultimo si adotta la combinazione fondamentale delle azioni.

Per le verifiche agli stati limite di esercizio si adotta la combinazione caratteristica (rara).

Per le combinazioni di carico sismiche si adottano i coefficienti di combinazione da normativa.

CONDIZIONI DI CARICO

Gli schemi statici e i modelli di calcolo adottati sono rappresentativi del comportamento delle strutture o di situazioni limite conservative rispetto a tale comportamento.

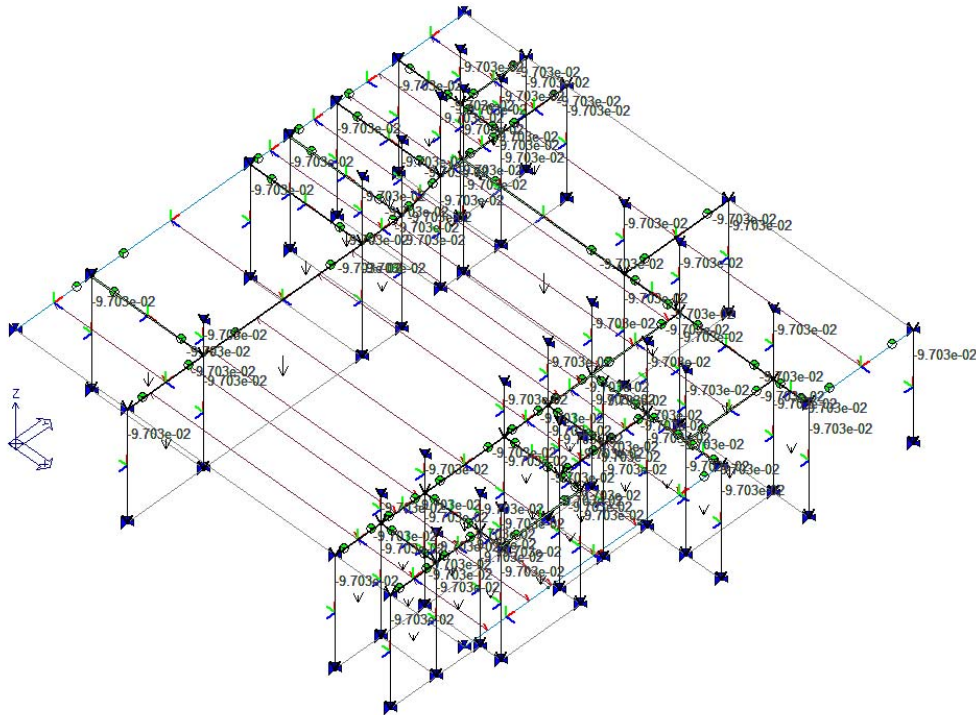


Fig 21. CDC 1 G1 Peso proprio struttura metallica e pareti in cartongesso

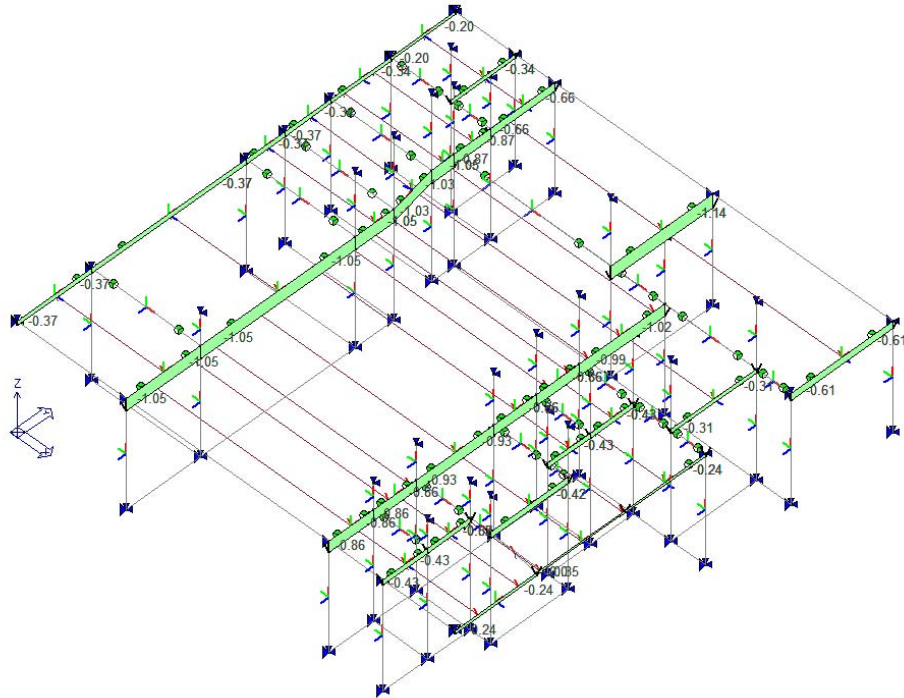


Fig 22. CDC 2 G2 Peso proprio controsoffitto

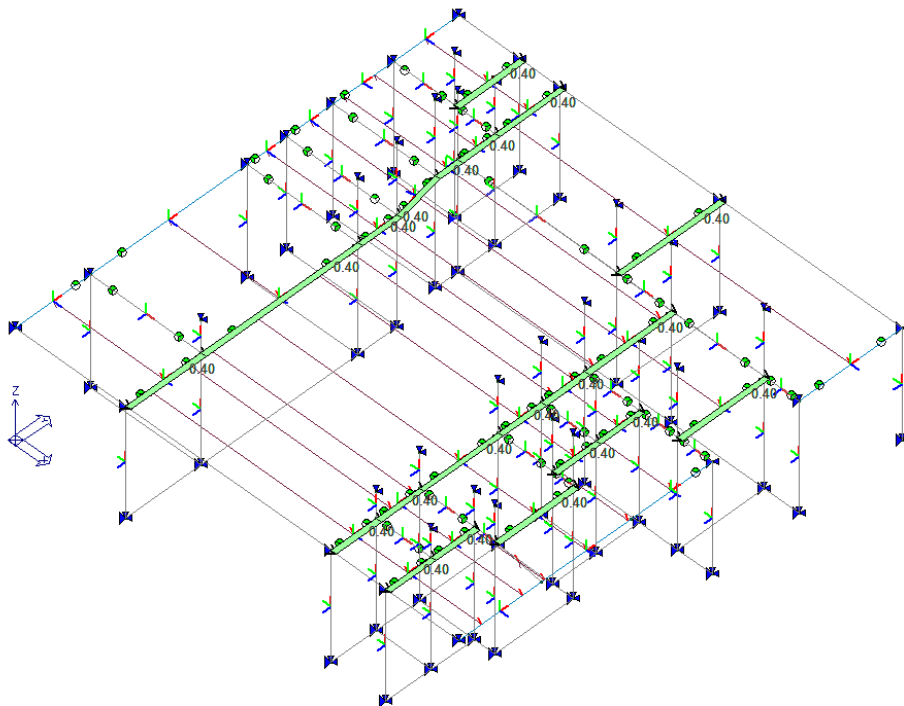


Fig 23. CDC 3 Hk Spinta orizzontale X

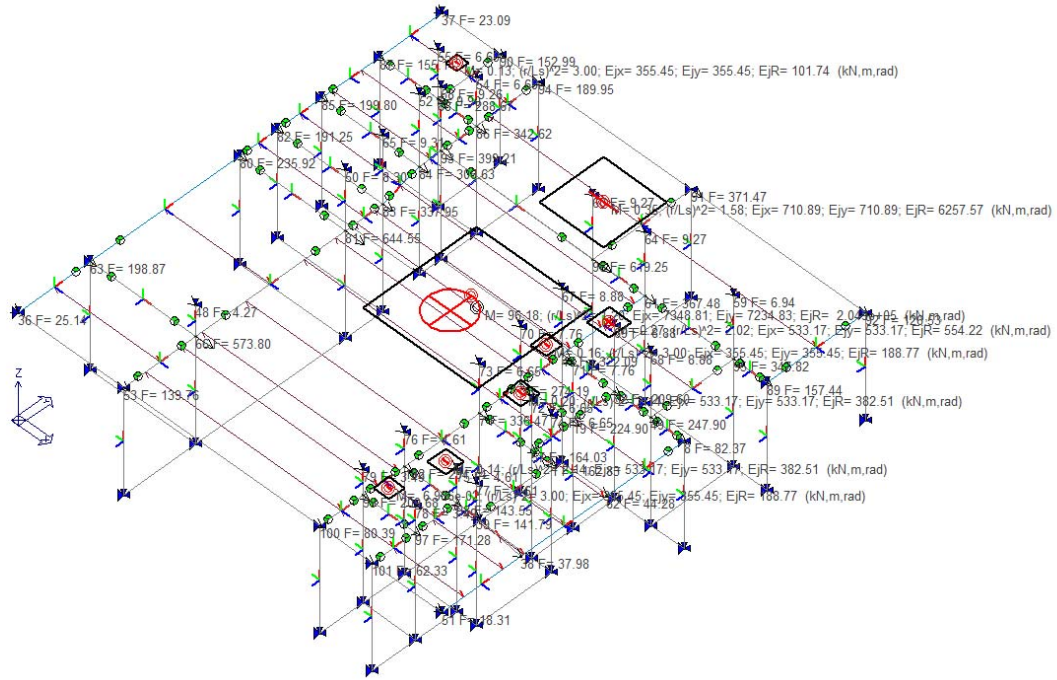


Fig 26. CDC 6 Sisma - X

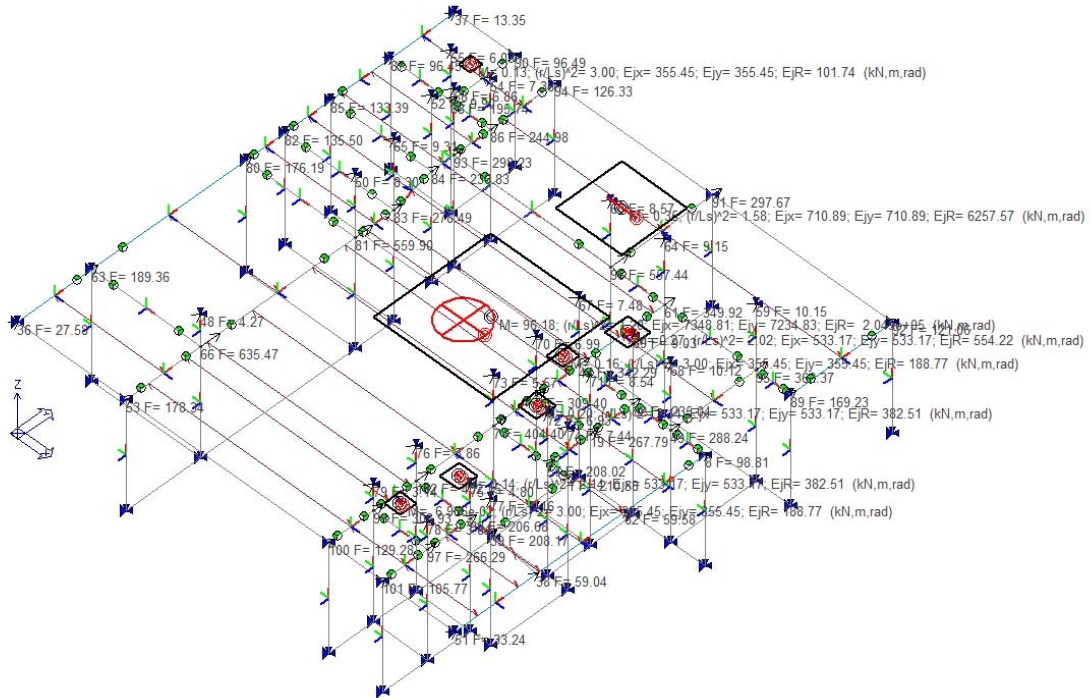


Fig 27. CDC 7 Sisma + Y

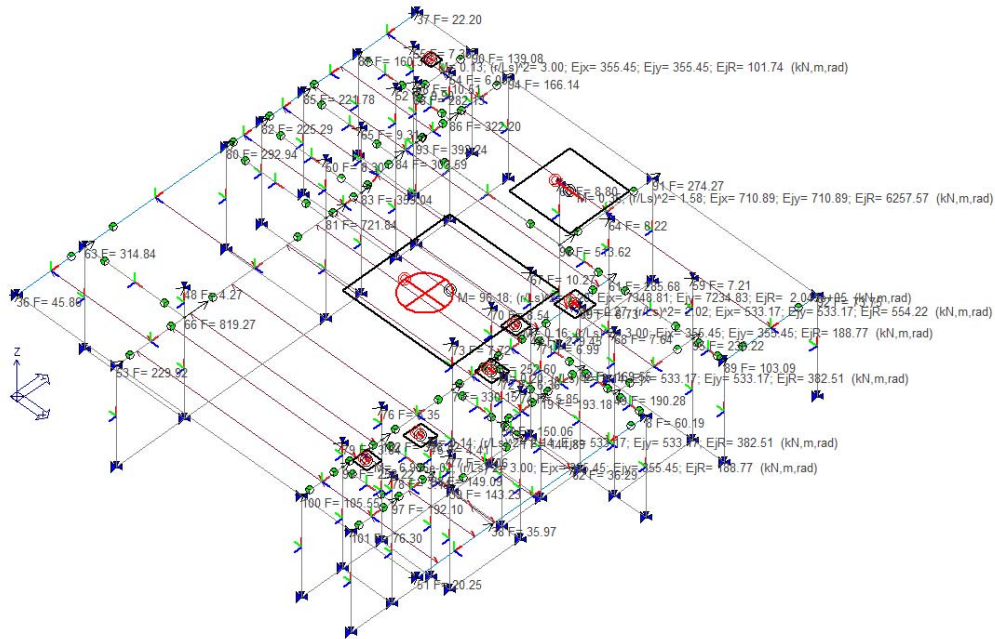


Fig 28. CDC 8 Sisma - Y

1.8.11 Modellazione Vasca di laminazione

L'analisi strutturale è stata sviluppata mediante calcolo automatico utilizzando il metodo agli elementi finiti (FEM).

La struttura è stata modellata mediante elementi a quattro nodi denominati "shell" attribuendo spessore reale e materiale reale. La fondazione è stata modellata utilizzando elementi shell su solo elastico con costante di soffondazione $k=1.00 \text{ daN/cm}^3$ (valore cautelativo).

Le analisi sismiche non sono state condotte in quanto la vasca si trova completamente interrata e quindi non è soggetta ad accelerazioni inerziali, inoltre l'analisi è stata condotta considerando la spinta del terreno a riposo e la spinta laterale di un sovraccarico da 1000 daN/m^2 , combinazione maggiormente gravosa di quella sismica.

AZIONI SULLA COSTRUZIONE

Ai setti è stata applicata la spinta idrostatica dell'acqua presente all'interno della vasca e la pinta del terreno che la circonda. Alla solatta di fondazione è stato applicato il peso dell'acqua, mentre alla soletta di copertura è stato applicato il peso del terreno soprastante la struttura ed un sovraccarico relativo al traffico veicolare.

Di seguito si riportano alcune viste del modello di calcolo.

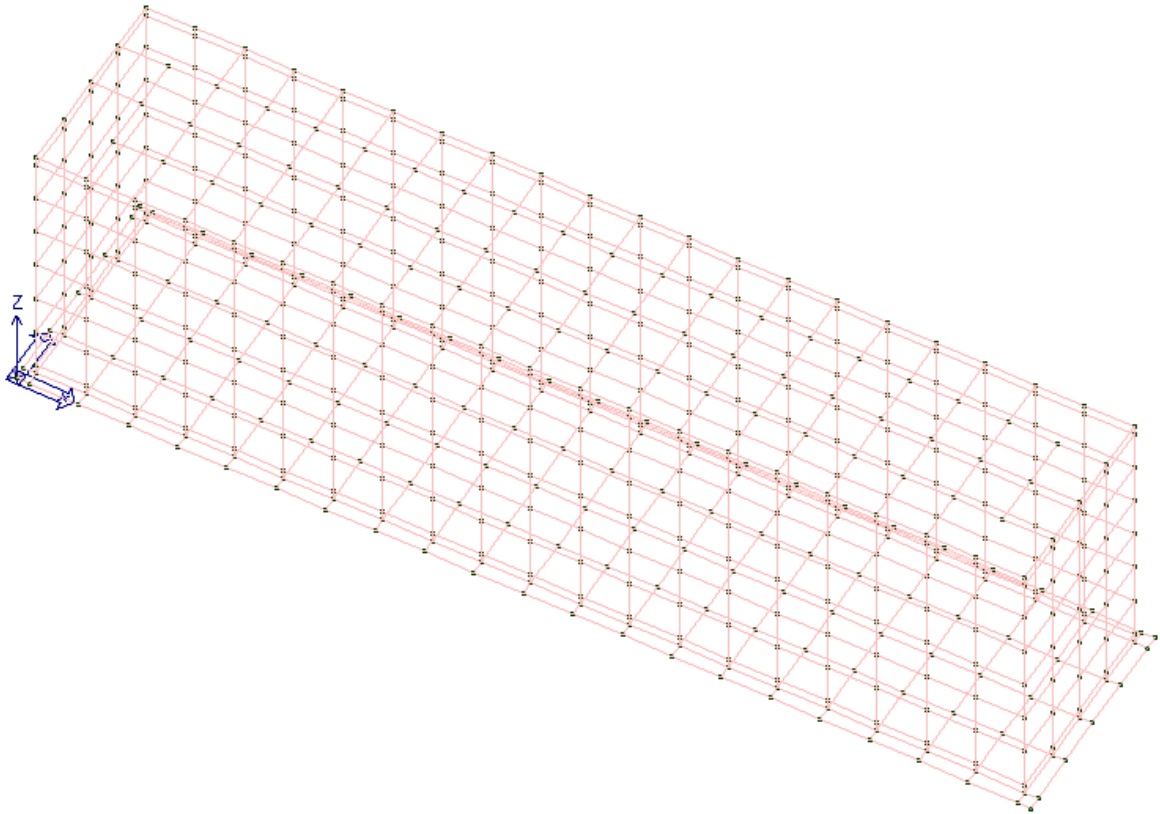


Fig 29. Modello Strutturale Vista unifilare- vista assonometrica 1.

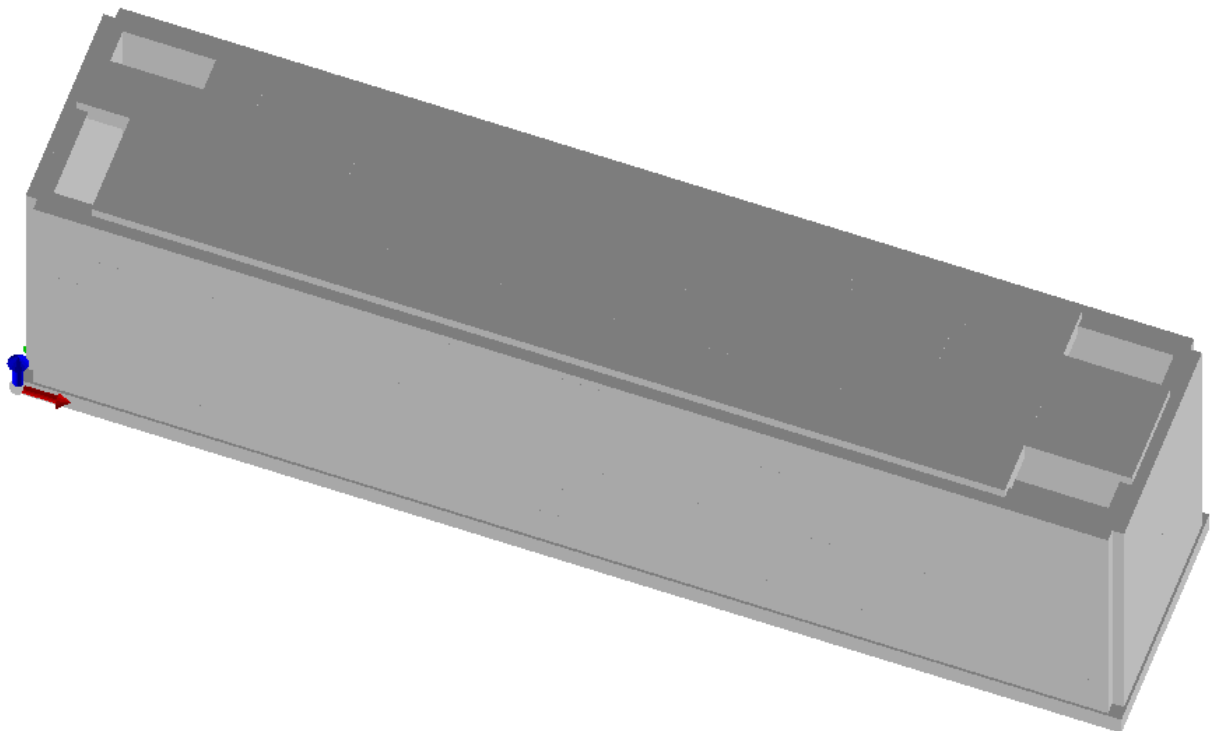


Fig 30. Modello Strutturale Vista solida - vista assonometrica 1 .

1.9 Indicazione delle principali cmb delle azioni in relazione agli SLU ed SLE

Sono di seguito riportati i casi di carico elementari e le combinazioni di questi secondo le indicazioni delle NTC 2018.

Elenco dei Casi Elementari di Carico

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)	
3	Gsk	CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)	
4	Qnk	CDC=Qnk (carico da neve)	
5	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) +X	Azioni applicate:
6	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) -X	Azioni applicate:
7	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) +Y	Azioni applicate:
8	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) -Y	Azioni applicate:
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	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=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)
			partecipazione:1.00 per 4 CDC=Qnk (carico da neve)
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
12	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
13	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
14	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
15	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
16	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico

Le verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi strutturali (**STR**) e geotecnici (**GEO**) sono state condotte facendo riferimento all'“**Approccio 2**”, nel quale si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali, definiti per la Azioni (**A**), per la resistenza dei materiali (**M**) ed, eventualmente, per la resistenza globale (**R**). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_f riportati nella colonna **A1** della tabella **Tab. 2.6.I** “*Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU*” delle **NTC2018**.

Le **combinazioni dei carichi statici** adottate per il progetto e verifica delle strutture sono le seguenti:

Combinazione Fondamentale SLU

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione Caratteristica (Rara) SLE irreversibili

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

Combinazione Frequente SLE reversibili

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

Combinazione Quasi Permanente SLE – effetti a lungo termine

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Con:

γ_{G1} : coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché degli elementi compiutamente definiti, da **Tab.2.6.I DM17.01.18**;

γ_{G2} : coefficiente parziale degli elementi non compiutamente definiti, da **Tab.2.6.I DM17.01.18**;

γ_{Qi} : coefficiente parziale delle azioni variabili, da **Tab.2.6.I DM17.01.18**;

ψ_{ij} : coefficienti di combinazione della contemporaneità azioni variabili, da **Tab.2.5.I DM17.01.18**.

La **Combinazione Sismica**, come da **§2.5.3 NTC2018**, risulta:

Combinazione Sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E

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

dove:

E: azione sismica per lo stato limite considerato;

G_1, G_2 sono i carichi permanenti rispettivamente strutturali e non strutturali;

ψ_{2j} sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili;

Q_{kj} sono i valori caratteristici dei carichi variabili.

In base al paragrafo **§2.5.3 del DM 17.01.2018**, gli effetti delle azioni sismiche sono valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali mediante la relazione:

$$G_1 + G_2 + \sum_j (\psi_{2j} \cdot Q_{kj})$$

Elenco delle Combinazioni

Cmb	Tipo	Sigla Id
1	SLU	Comb. SLU A1 1
2	SLU	Comb. SLU A1 2
3	SLU	Comb. SLU A1 3
4	SLU	Comb. SLU A1 4
5	SLU	Comb. SLU A1 5
6	SLU	Comb. SLU A1 6
7	SLU	Comb. SLU A1 7
8	SLU	Comb. SLU A1 8
9	SLU	Comb. SLU A1 9
10	SLU	Comb. SLU A1 10
11	SLU	Comb. SLU A1 11
12	SLU	Comb. SLU A1 12
13	SLU	Comb. SLU A1 13
14	SLU	Comb. SLU A1 14
15	SLU	Comb. SLU A1 15
16	SLU	Comb. SLU A1 16
17	SLU	Comb. SLU A1 17
18	SLU	Comb. SLU A1 18
19	SLU	Comb. SLU A1 19
20	SLU	Comb. SLU A1 20
21	SLU	Comb. SLU A1 21
22	SLU	Comb. SLU A1 22
23	SLU	Comb. SLU A1 23
24	SLU	Comb. SLU A1 24
25	SLU	Comb. SLU A1 25
26	SLU	Comb. SLU A1 26
27	SLU	Comb. SLU A1 27
28	SLU	Comb. SLU A1 28
29	SLU	Comb. SLU A1 29
30	SLU	Comb. SLU A1 30
31	SLU	Comb. SLU A1 31
32	SLU	Comb. SLU A1 32

Cmb	Tipo	Sigla Id
33	SLU	Comb. SLU A1 33
34	SLU	Comb. SLU A1 34
35	SLU	Comb. SLU A1 35
36	SLU	Comb. SLU A1 36
37	SLU	Comb. SLU A1 37
38	SLU	Comb. SLU A1 38
39	SLU	Comb. SLU A1 39
40	SLU	Comb. SLU A1 40
41	SLU	Comb. SLU A1 41
42	SLU	Comb. SLU A1 42
43	SLU	Comb. SLU A1 43
44	SLU	Comb. SLU A1 44
45	SLU	Comb. SLU A1 45
46	SLU	Comb. SLU A1 46
47	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 47
48	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 48
49	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 49
50	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 50
51	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 51
52	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 52
53	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 53
54	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 54
55	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 55
56	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 56
57	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 57
58	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 58
59	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 59
60	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 60
61	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 61
62	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 62
63	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 63
64	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 64
65	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 65
66	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 66
67	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 67
68	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 68
69	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 69
70	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 70
71	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 71
72	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 72
73	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 73
74	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 74
75	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 75
76	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 76
77	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 77
78	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 78
79	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 79
80	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 80
81	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 81
82	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 82
83	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 83
84	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 84
85	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 85
86	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 86
87	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 87
88	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 88
89	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 89
90	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 90
91	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 91
92	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 92
93	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 93
94	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 94
95	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 95
96	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 96
97	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 97
98	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 98
99	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 99
100	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 100
101	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 101
102	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 102
103	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 103

Cmb	Tipo	Sigla Id
104	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 104
105	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 105
106	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 106
107	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 107
108	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 108
109	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 109
110	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 110
111	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 111
112	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 112
113	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 113
114	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 114
115	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 115
116	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 116
117	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 117
118	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 118
119	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 119
120	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 120
121	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 121
122	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 122
123	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 123
124	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 124
125	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 125
126	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 126
127	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 127
128	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 128
129	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 129
130	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 130
131	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 131
132	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 132

Cmb	CDC 1	CDC 2	CDC 3	CDC 4	CDC 5	CDC 6	CDC 7	CDC 8	CDC 9	CDC 10	CDC 11	CDC 12	CDC 13	CDC 14	CDC 15	CDC 16
1	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	1.30	1.30	1.50	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	1.00	1.00	0.80	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	1.30	1.30	1.50	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8	1.30	1.30	1.50	1.50	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9	1.00	1.00	0.80	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	1.00	1.00	0.80	1.50	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11	1.30	1.30	1.50	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12	1.30	1.30	1.50	0.75	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
13	1.00	1.00	0.80	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
14	1.00	1.00	0.80	0.75	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
15	1.30	1.30	1.50	0.75	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
16	1.00	1.00	0.80	0.75	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
17	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
18	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
20	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
21	1.30	1.30	1.50	0.75	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
22	1.00	1.00	0.80	0.75	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
23	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
24	1.30	1.30	1.50	0.75	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
26	1.00	1.00	0.80	0.75	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
27	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
28	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
29	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
30	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
31	1.30	1.30	1.50	0.75	0.0	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
32	1.00	1.00	0.80	0.75	0.0	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
33	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
34	1.30	1.30	1.50	0.75	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
35	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
36	1.00	1.00	0.80	0.75	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
37	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
38	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
39	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
40	1.00	1.00	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Gmb	CDC 1	CDC 2	CDC 3	CDC 4	CDC 5	CDC 6	CDC 7	CDC 8	CDC 9	CDC 10	CDC 11	CDC 12	CDC 13	CDC 14	CDC 15	CDC 16
41	1.30	1.30	1.50	0.75	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
42	1.00	1.00	0.80	0.75	0.0	0.0	0.0	0.90	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
43	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
44	1.30	1.30	1.50	0.75	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
45	1.00	1.00	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
46	1.00	1.00	0.80	0.75	0.0	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
47	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
48	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
49	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
50	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
51	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
52	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
53	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
54	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
55	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
56	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
57	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
58	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
59	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
60	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
61	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
62	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
63	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
64	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
65	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
66	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
67	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
68	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
69	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
70	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
71	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0
72	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
73	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0
74	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
75	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0
76	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
77	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0
78	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
79	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0
80	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0
81	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0
82	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30
83	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0
84	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0
85	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0
86	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0
87	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0
88	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0
89	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0
90	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0
91	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0
92	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0
93	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0
94	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0
95	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30
96	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30
97	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30
98	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30
99	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00
100	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00
101	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00
102	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00
103	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
104	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
105	1.00	1.00	1.00	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
106	1.00	1.00	1.00	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
107	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
108	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
109	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
110	1.00	1.00	1.00	0.50	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
111	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Gmb	CDC 1	CDC 2	CDC 3	CDC 4	CDC 5	CDC 6	CDC 7	CDC 8	CDC 9	CDC 10	CDC 11	CDC 12	CDC 13	CDC 14	CDC 15	CDC 16
112	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
113	1.00	1.00	1.00	0.50	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
114	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
115	1.00	1.00	1.00	0.50	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
116	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
117	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
118	1.00	1.00	1.00	0.50	0.0	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
119	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
120	1.00	1.00	1.00	0.50	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
121	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
122	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
123	1.00	1.00	1.00	0.50	0.0	0.0	0.0	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
124	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
125	1.00	1.00	1.00	0.50	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
126	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
127	1.00	1.00	1.00	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
128	1.00	1.00	1.00	0.0	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
129	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
130	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
131	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
132	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Modellazione dei singoli casi di carico statici

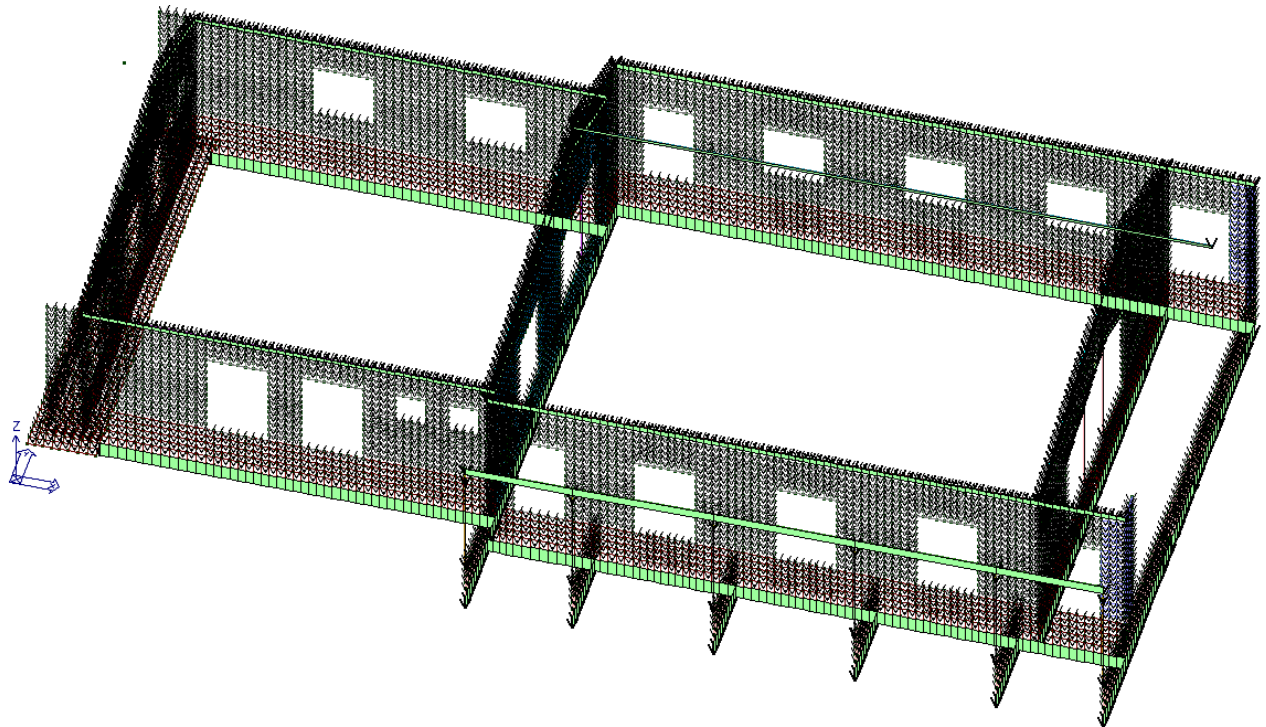


Fig 31. Caso di carico CDC.1: peso proprio strutturale.

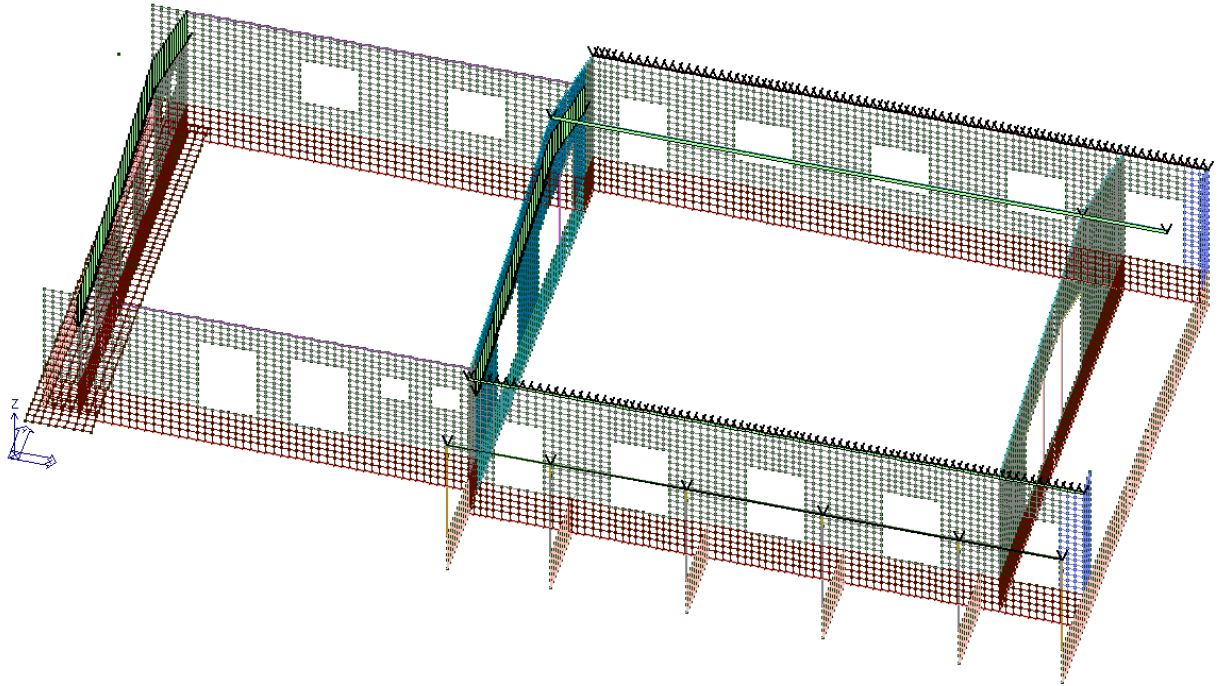


Fig 32. Caso di carico CDC.2: Perm. Solai-Copertura.

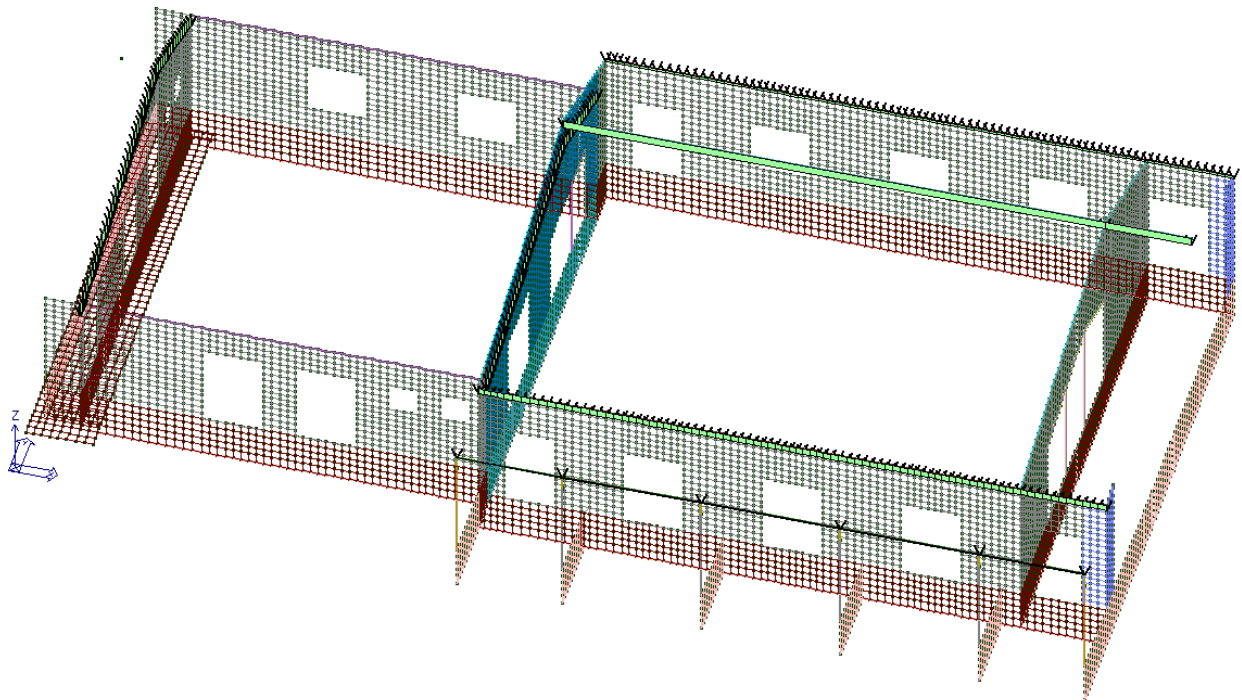


Fig 33. Caso di carico CDC.3: Perm. Solai-Copertura N.C.D.

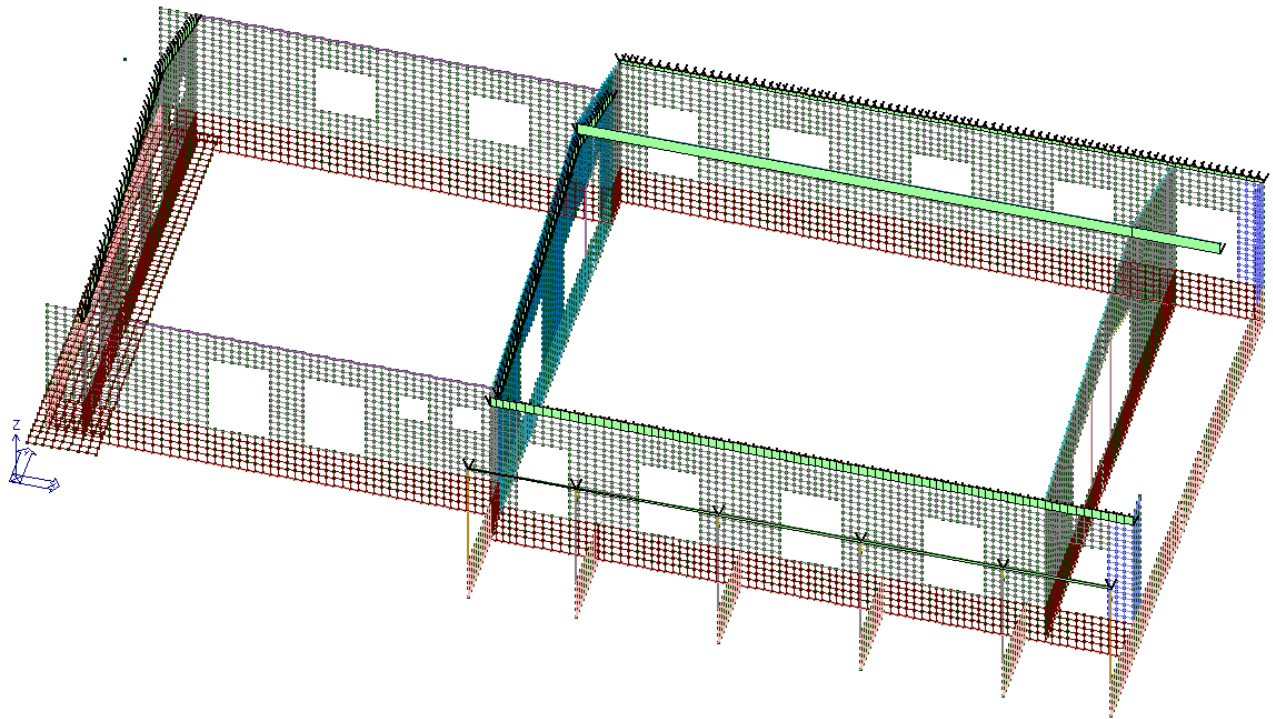


Fig 34. Caso di carico CDC.4: Variabile Copertura "Neve".

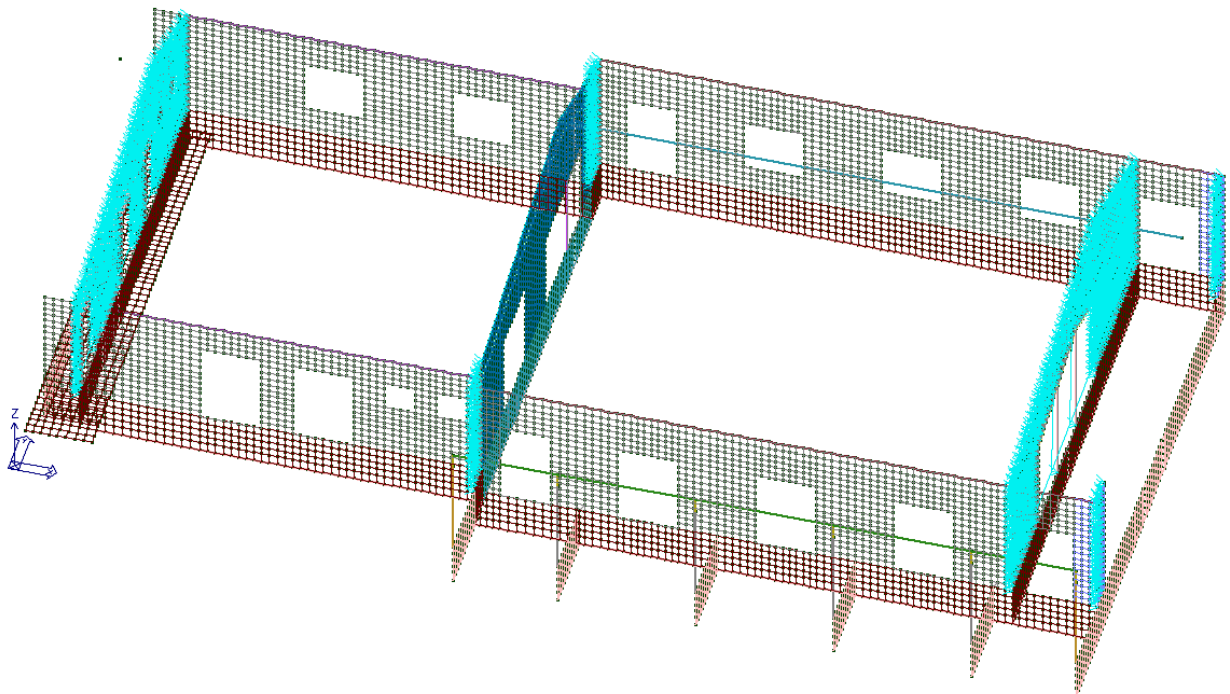


Fig 35. Caso di carico CDC.5: Pressione del Vento dir. +X.

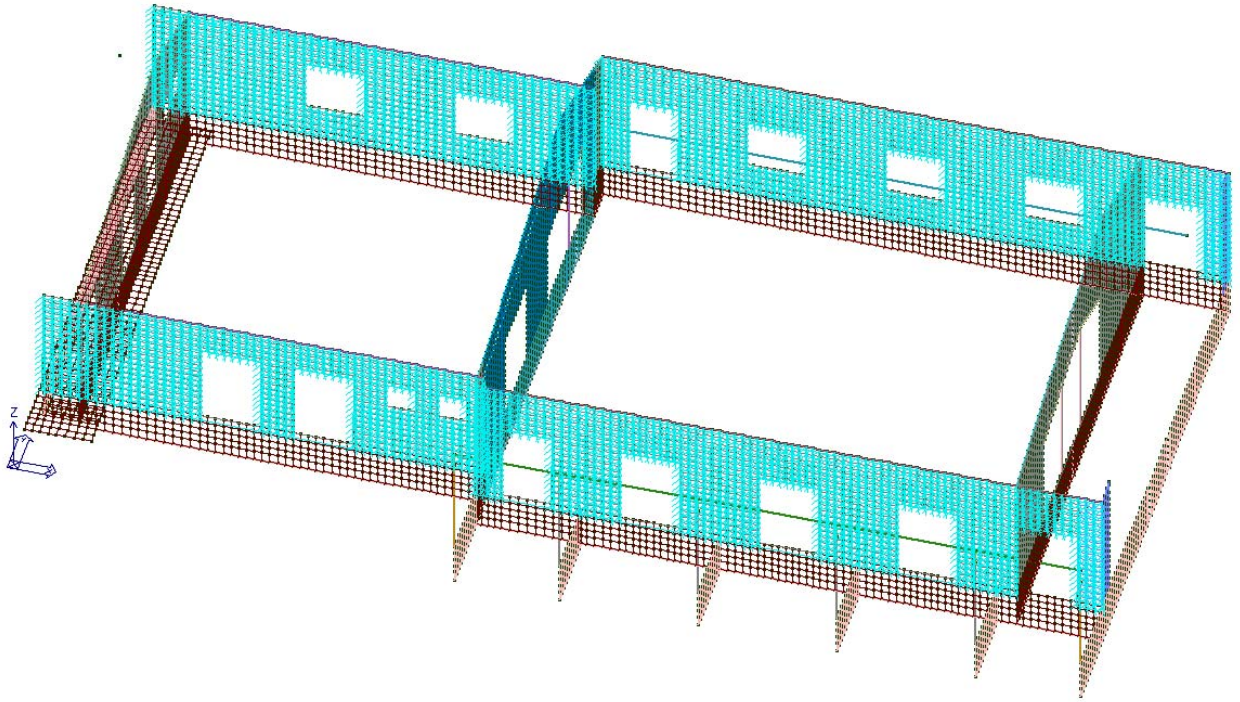


Fig 36. Caso di carico CDC.7: Pressione del Vento dir. +Y.

1.10 Indicazione motivata del Metodo di Analisi

L'analisi delle strutture è stata condotta con riferimento ai metodi previsti dalla Scienza delle Costruzioni. È stata condotta un'analisi sismica dinamica lineare, per sistemi **NON dissipativi**, in cui gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo *fattore di comportamento "q"* pari a **1.50**.

Il numero dei modi considerato nell'analisi è tale da avere una massa totale partecipante superiore all'**85%** della massa sismica totale.

L'analisi strutturale è condotta con il **metodo degli spostamenti** per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale è condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico).

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati nei nodi:

$$\mathbf{K} * \mathbf{u} = \mathbf{F}$$

Dove:

K = matrice di rigidezza;

u = vettore spostamenti nodali;

F = vettore forze nodali.

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all'elemento stesso.

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

Per quanto riguarda i principali risultati relativi all'analisi dinamica lineare di cui sopra, fare riferimento a "**Capitolo 2 del Deposito Sismico – Relazione di Calcolo Strutturale di Dettaglio**"

1.11 Criteri di verifica agli Stati Limite indagati in presenza di azione sismica

Nella Relazione di Calcolo di Dettaglio (§2. del Deposito Sismico) sono riportate tutte le verifiche per gli Stati Limite considerati e le verifiche sismiche previste dalle NTC 2018.

1.11.1 Criteri di Verifica agli Stati Limite Ultimi SLV

La struttura di elevazione è stata progettata a **comportamento strutturale non dissipativo**, pertanto nella valutazione della domanda tutte le membrature ed i collegamenti rimangono in campo elastico o *sostanzialmente elastico*; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, senza tener conto delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico, pertanto la risposta sismica della struttura dipende essenzialmente dalle sue caratteristiche di rigidità e resistenza.

Così facendo si ottengono azioni sismiche sulla struttura più elevate ma la duttilità necessaria è molto contenuta e dunque non è richiesta la progettazione in capacità e l'adozione dei dettagli costruttivi riportati al capitolo §7 delle **NTC 2018**.

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi dell'intera struttura effettuata considerando il comportamento strutturale non dissipativo.

Le strutture di fondazione sono progettate a comportamento non dissipativo, pertanto non sono necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

Di fatto le verifiche agli SLU sono tutte condotte in resistenza (**RES**) in *campo sostanzialmente elastico*.

1.11.2 Criteri di Verifica agli Stati Limite di Esercizio SLD

Le verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio degli elementi strutturali e non strutturali sono state effettuate in termini di contenimento del danno e di mantenimento della funzionalità secondo quanto specificato ai §7.3.6 delle **NTC 2018**.

In particolare, nella relazione di calcolo sono riportati i valori degli **spostamenti relativi di interpiano** allo **SLD** per ogni combinazione considerata ed è riportato il valore della condizione peggiore. Il valore massimo di d_{rp} risulta inferiore al limite del **2%** per **SLD** previsto dalle **Linee Guida del C.S.LL.PP. di Luglio 2011**.

1.12 Principali Risultati e rappresentazione delle configurazioni deformate

Si riporta una sintesi dei principali risultati dell'analisi strutturale, rimandando invece alla "**Relazione di Calcolo di Dettaglio**" per maggior completezza (Parte §2 del Deposito Sismico).

1.12.1 Risultati Analisi Dinamica

Massa Sismica Totale del *Corpo Principale* = **531 800 Kg**

Sintesi Risultati

dir. x-x	dir. y-y
$T_{1,x} = 0.055 / 0.072 \text{ sec.};$ $q = 1.50$ $\mu_d = 3.5$ $S_d(T_1) = 0.232g / 0.247 g$	$T_{1,y} = 0.088 / 0.089 \text{ sec.};$ $q = 1.50$ $\mu_d = 3.279 / 3.275$ $S_d(T_1) = 0.263 g$

PRINCIPALI MODI DI VIBRARE

dir. x-x ecc. +

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%
	Hz	sec	g	daN		daN	
3	9.116	0.110	0.282	2.196e+04	6.9	11.82	3.72e-03
7	12.623	0.079	0.254	2.861e+04	9.0	11.67	3.67e-03
17	18.283	0.055	0.232	4.182e+04	13.2	131.44	4.14e-02

dir. x-x ecc. -

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%
	Hz	sec	g	daN		daN	
3	9.121	0.110	0.282	2.123e+04	6.7	12.05	3.79e-03
7	12.496	0.080	0.255	2.657e+04	8.4	18.72	5.89e-03
9	13.926	0.072	0.247	3.723e+04	11.7	835.50	0.3

dir. y-y ecc. +

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%
	Hz	sec	g	daN		daN	
5	11.312	0.088	0.263	58.93	1.85e-02	1.106e+05	34.8
10	14.853	0.067	0.243	49.94	1.57e-02	4.367e+04	13.7
15	17.286	0.058	0.235	399.91	0.1	3.061e+04	9.6

dir. y-y ecc. -

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%
	Hz	sec	g	daN		daN	
5	11.291	0.089	0.263	121.15	3.81e-02	1.218e+05	38.3
8	13.718	0.073	0.248	3090.92	1.0	3.877e+04	12.2
10	14.758	0.068	0.244	89.54	2.82e-02	3.137e+04	9.9

Per la panoramica completa dell'analisi dinamica svolta fare riferimento al §2.1.1 del Deposito Sismico.

Deformate dei principali modi di vibrare

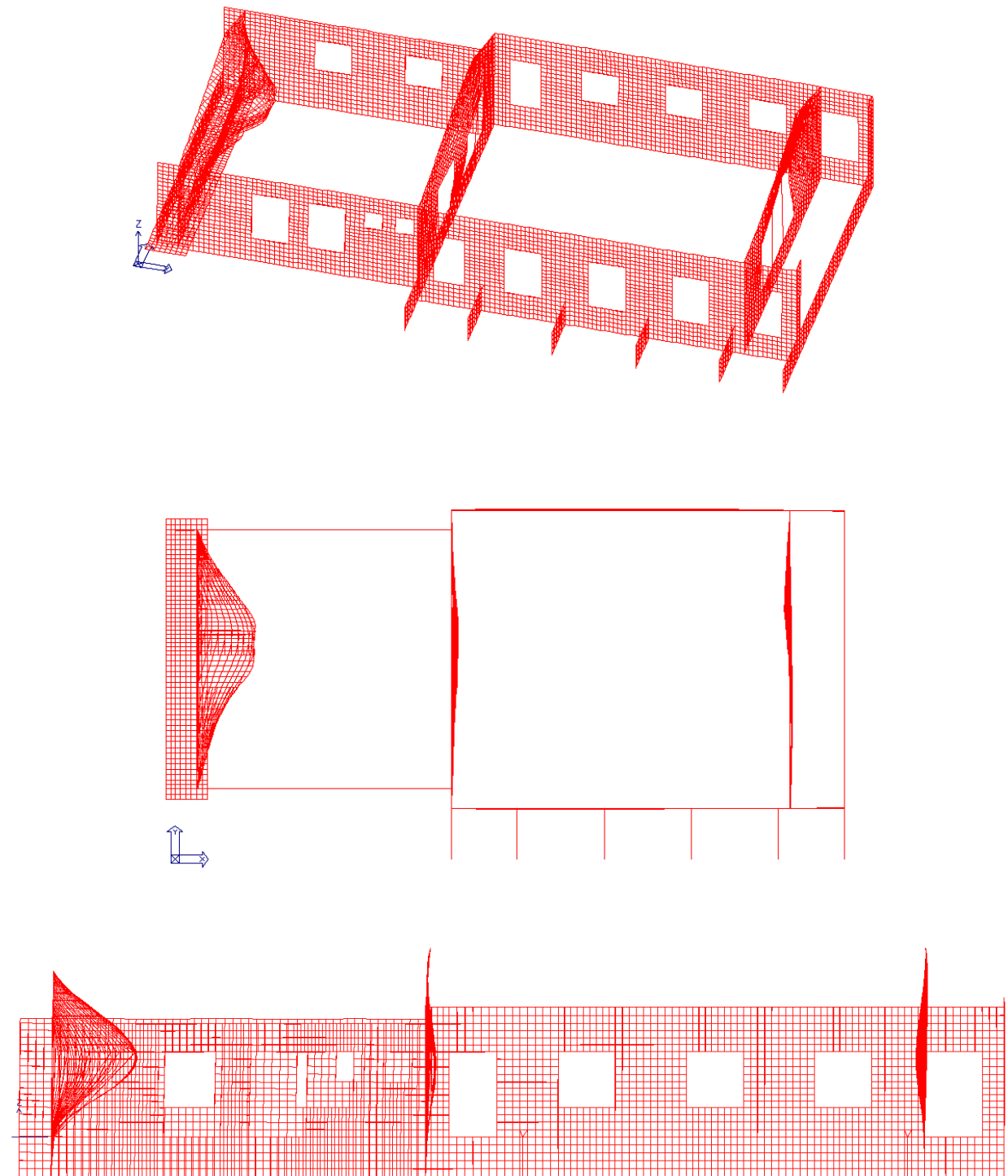


Fig 37. Modo di vibrare principale n. 7 dir. x-x – vista assometrica, vista in pianta e vista frontale piano X-Z.

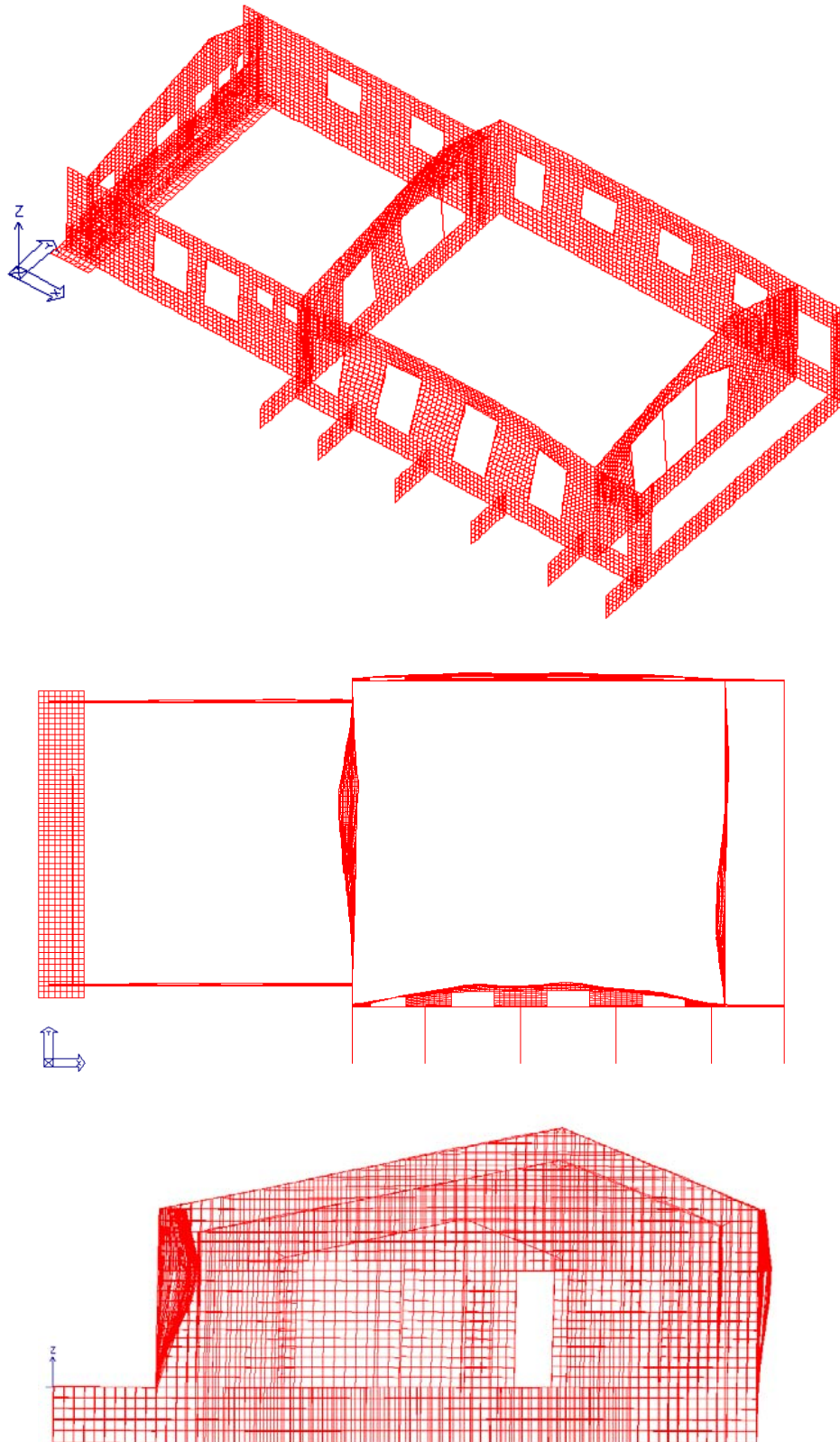


Fig 38. Modo di vibrare principale n. 5 dir. y-y – vista assonometrica, vista in pianta e vista frontale piano Y-Z.

1.12.2 Principali deformate del telaio strutturale

1.11.2.1 Deformate dei Casi di Carico Sismici

Si riportano le deformate del telaio strutturale in CDC per le azioni sismiche lungo l'asse "x" e lungo l'asse "y", con le scale deformazioni amplificate per miglior visualizzazione.

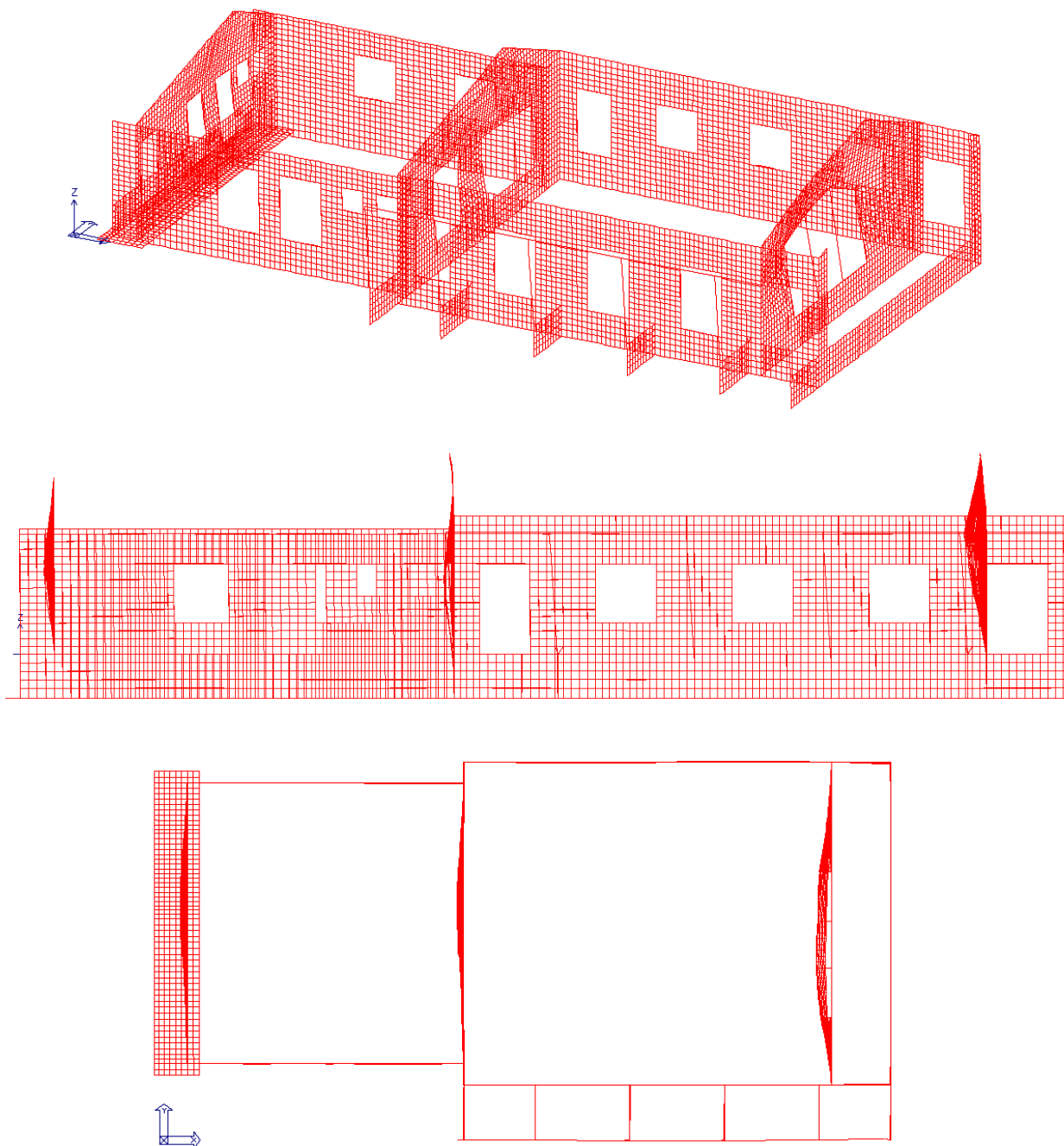


Fig 39. Deformata del telaio strutturale per Azione Sismica X-X – viste: assonometrica, piano X-Z e in pianta.

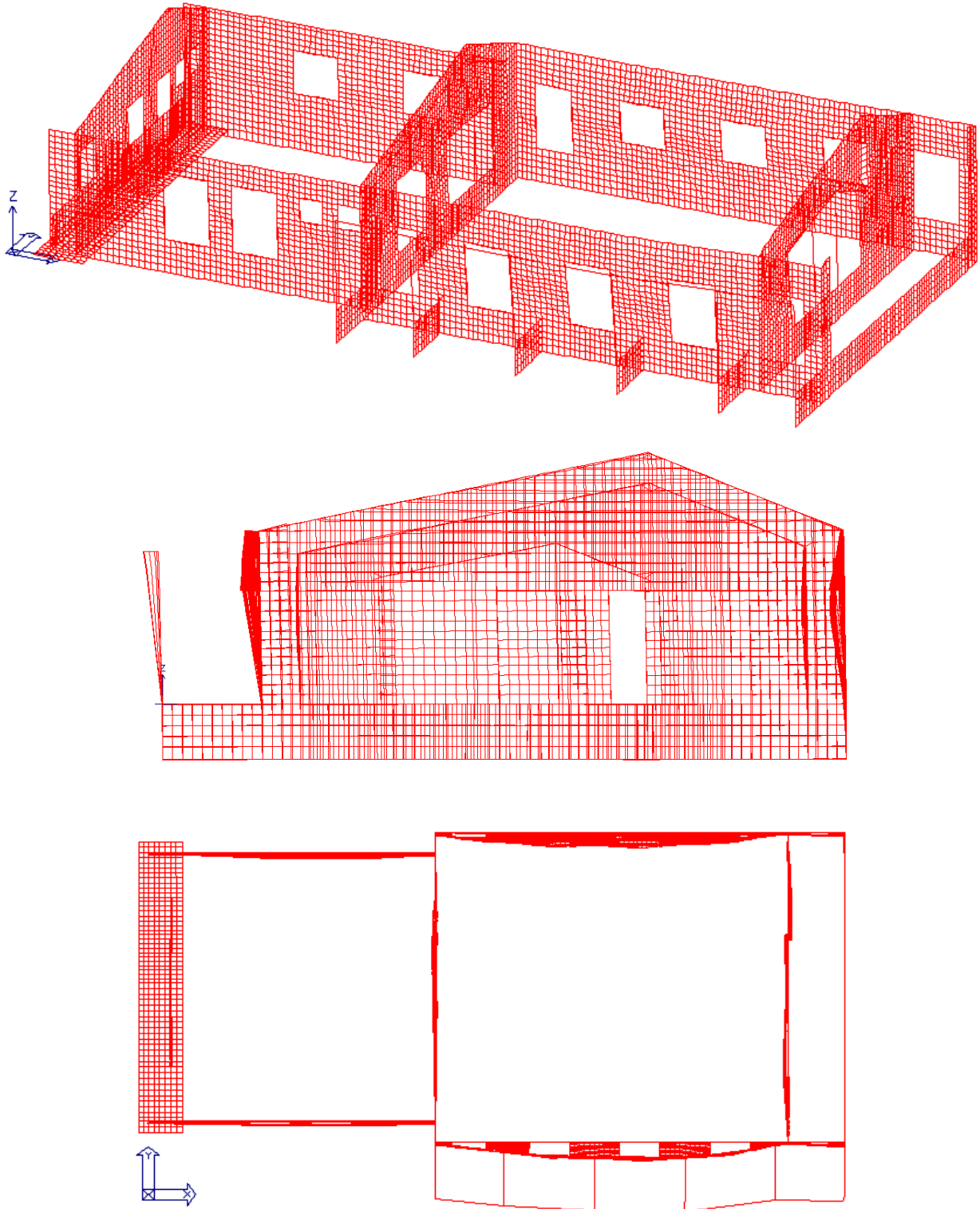


Fig 40. Deformata del telaio strutturale per Azione Sismica Y-Y – viste: assonometrica, in pianta e piano Y-Z.

1.11.2.2 Deformate dei Casi di Carico Statici

Si riportano sinteticamente le deformate del telaio strutturale dei casi di carico statici, con scala delle deformazioni amplificate

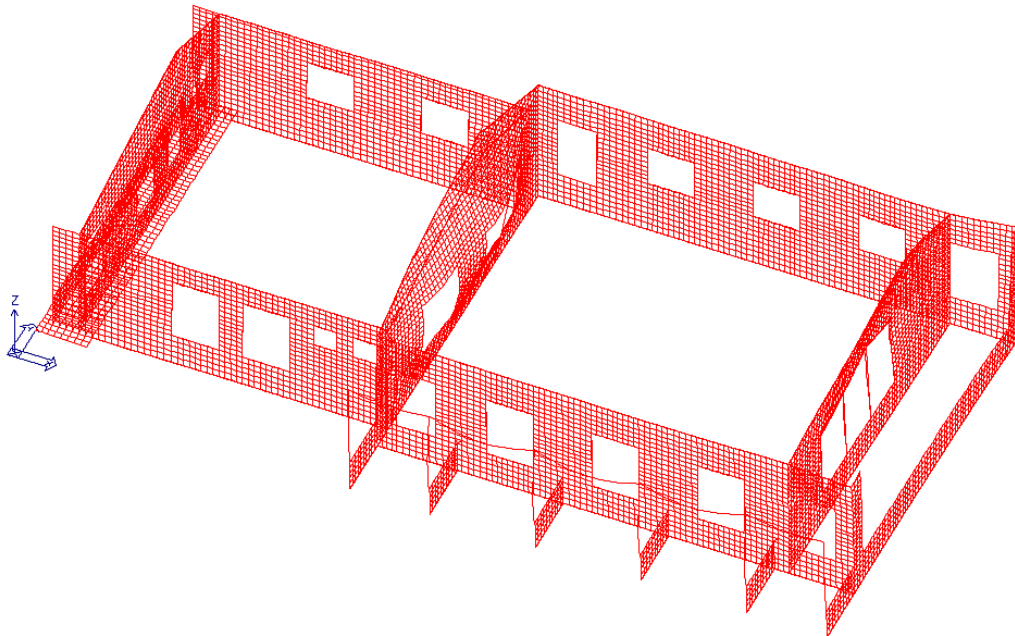


Fig 41. Deformata del telaio strutturale per Azione di peso proprio delle strutture (**LC1**). – vista assometrica.

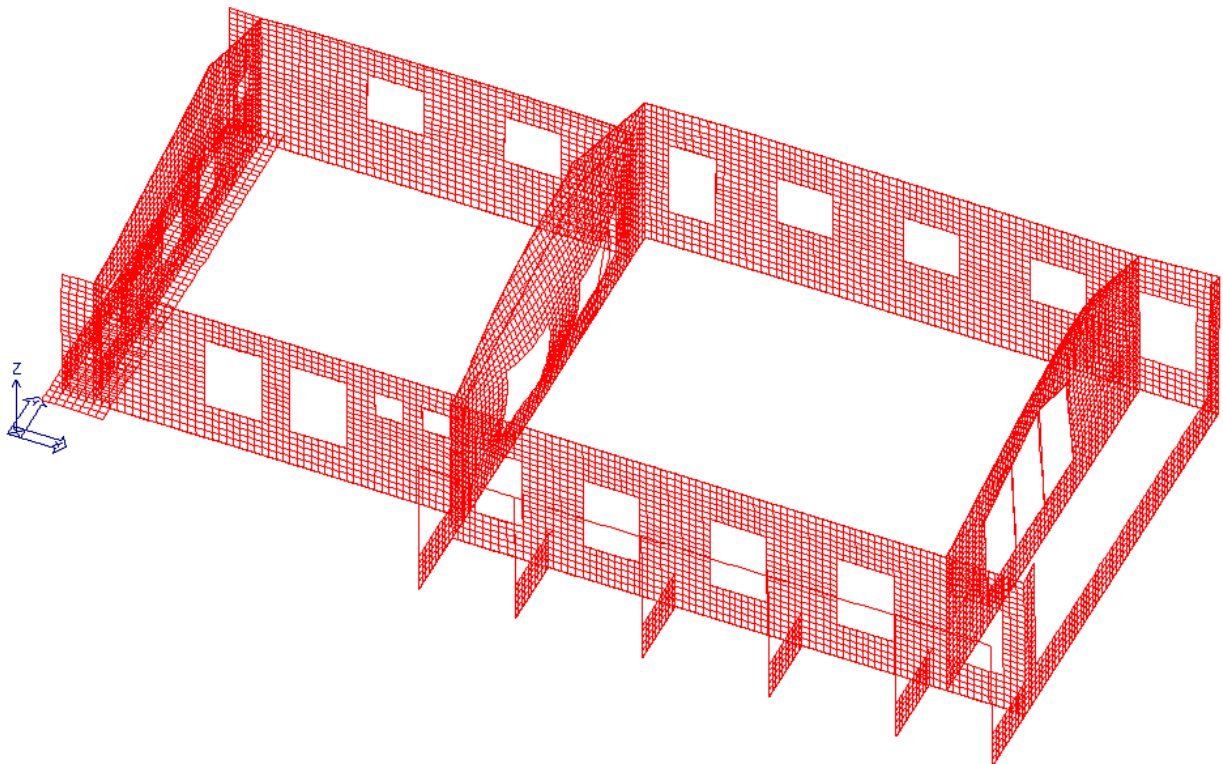


Fig 42. Deformata del telaio strutturale per Azioni verticali perm solai-coperture (**LC2**). – Vista assometrica.

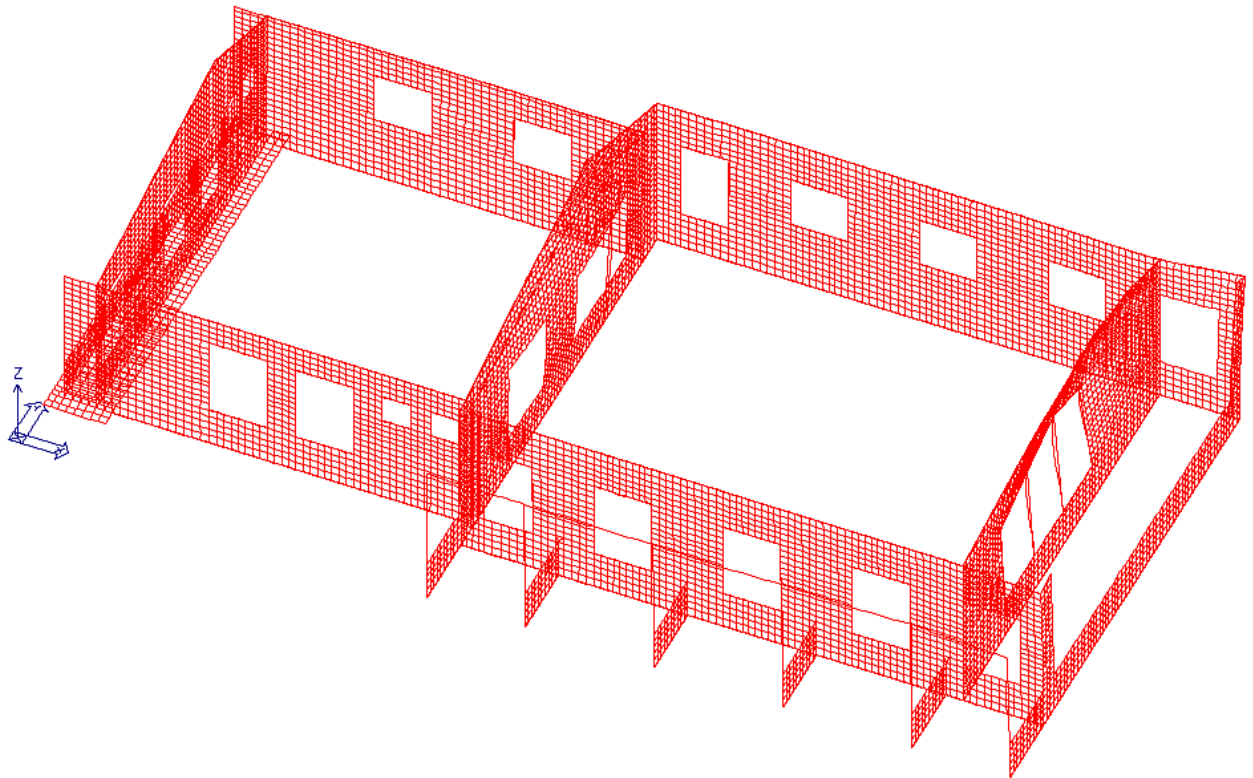


Fig 43. Deformata del telaio strutturale per Azioni perm solai-coperture n.c.d.(**LC3**). – Vista assometrica.

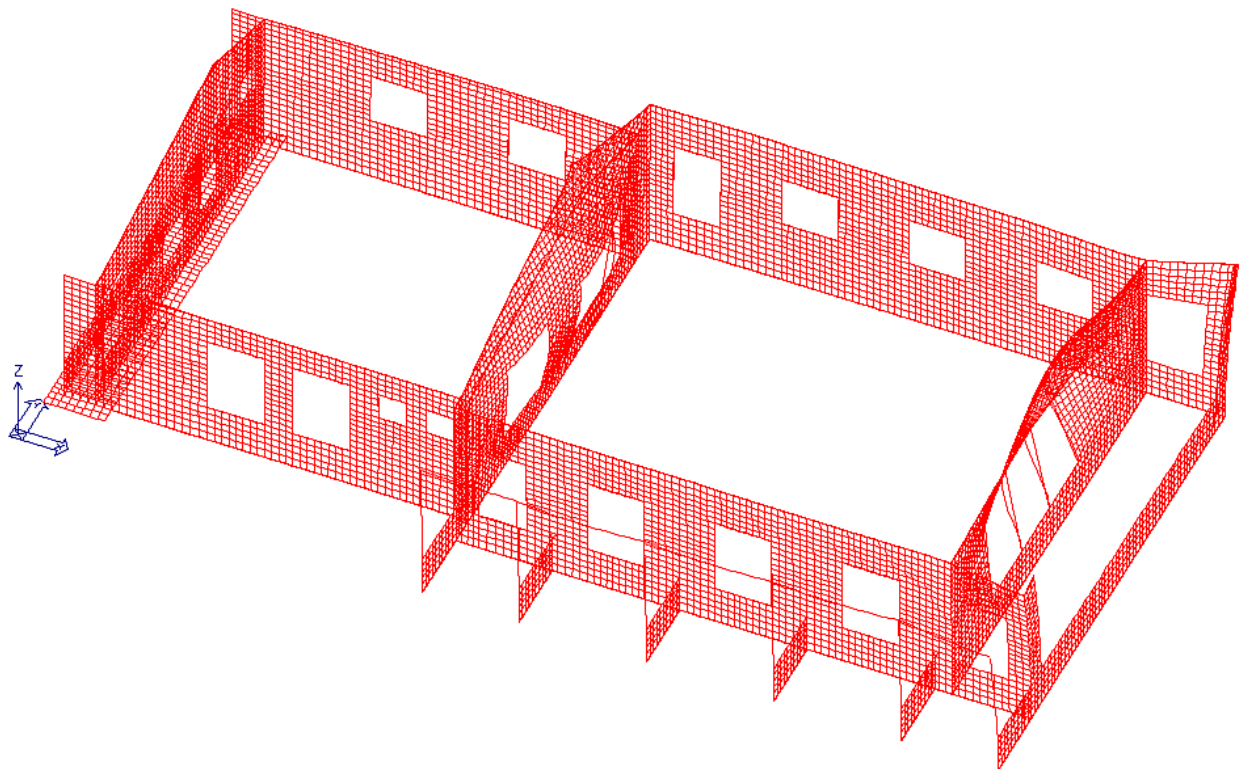


Fig 44. Deformata del telaio strutturale per Azioni Variabili Neve (**LC4**). – Vista assometrica.

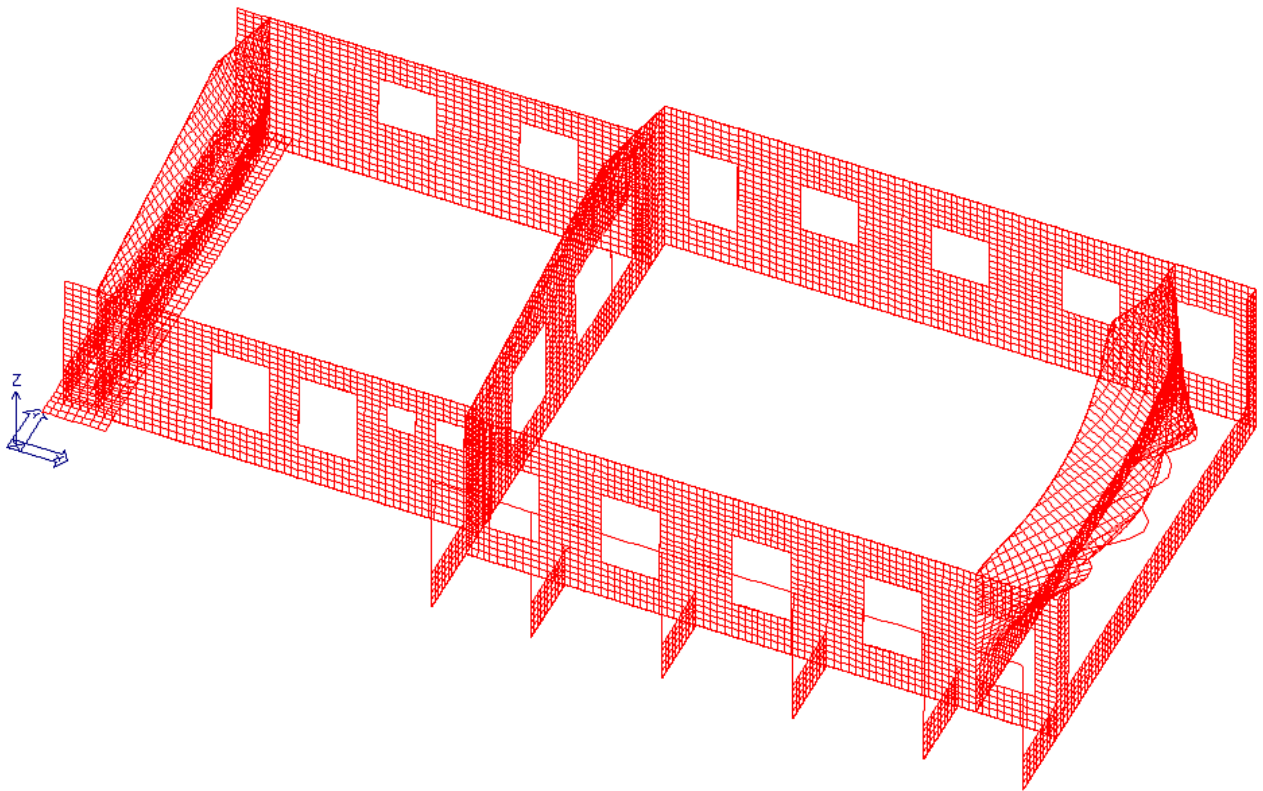


Fig 45. Deformata del telaio strutturale per Spinta Vento +X.– vista assometrica.

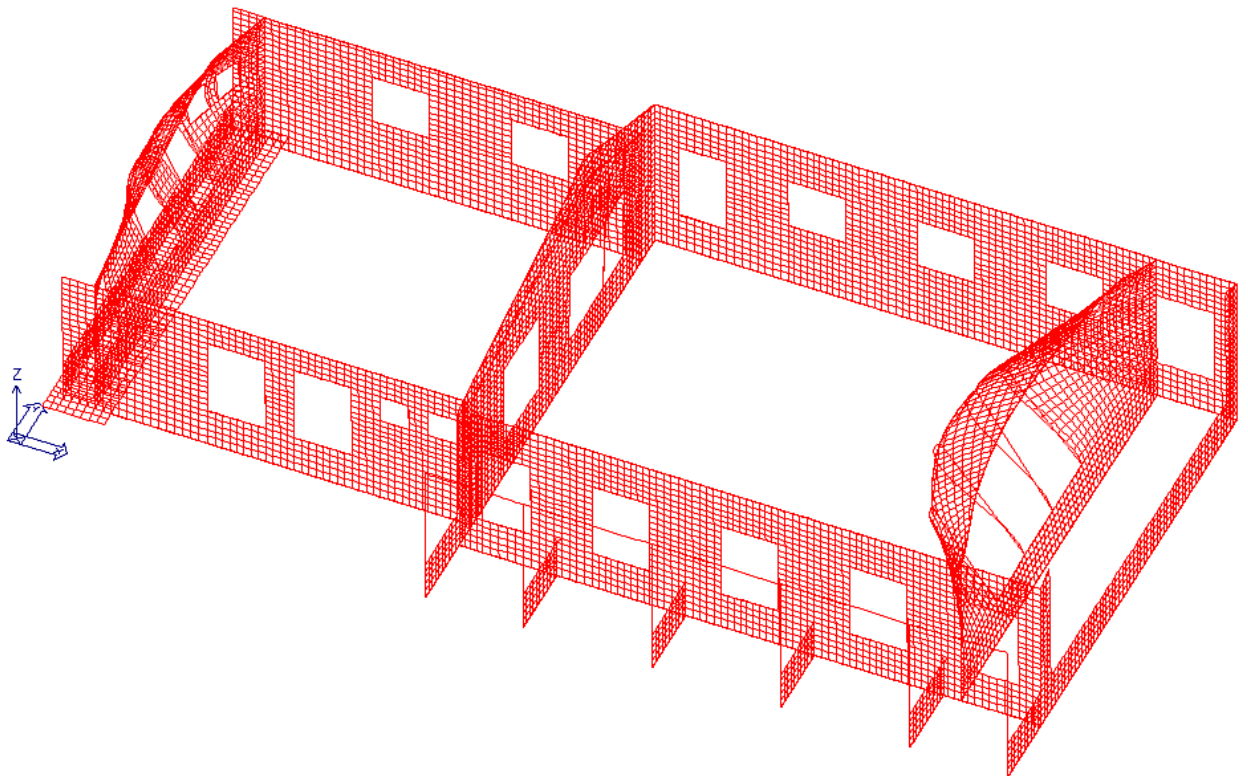


Fig 46. Deformata del telaio strutturale per Spinta Vento -X – vista assometrica.

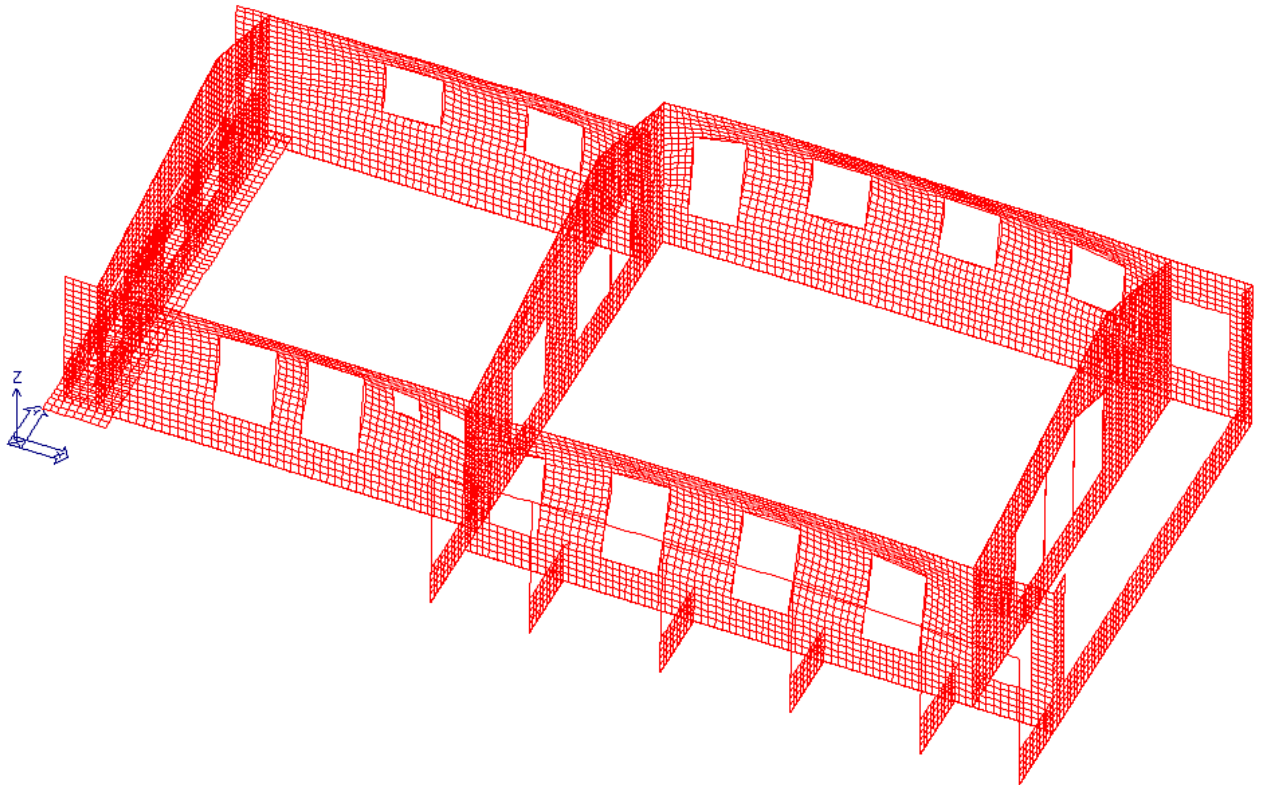


Fig 47. Deformata del telaio strutturale per Spinta Vento +Y – vista assonometrica – vista Z-Y.

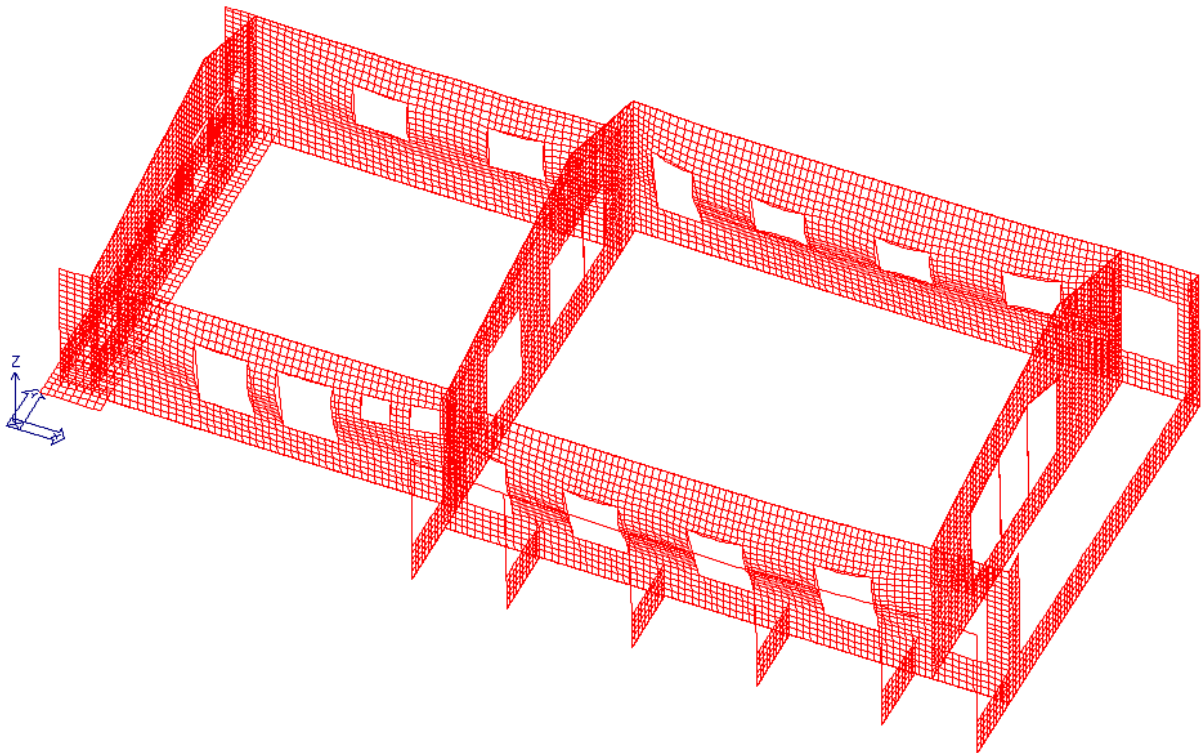


Fig 48. Deformata del telaio strutturale per Spinta Vento -Y – vista assonometrica.

1.12.3 Spostamenti del telaio strutturale

Si riportano gli spostamenti massimi del telaio strutturale per le combinazioni sismiche.

Spostamenti in Cmb. Sismiche SLV (nodi di impalcato e di testata delle pareti)

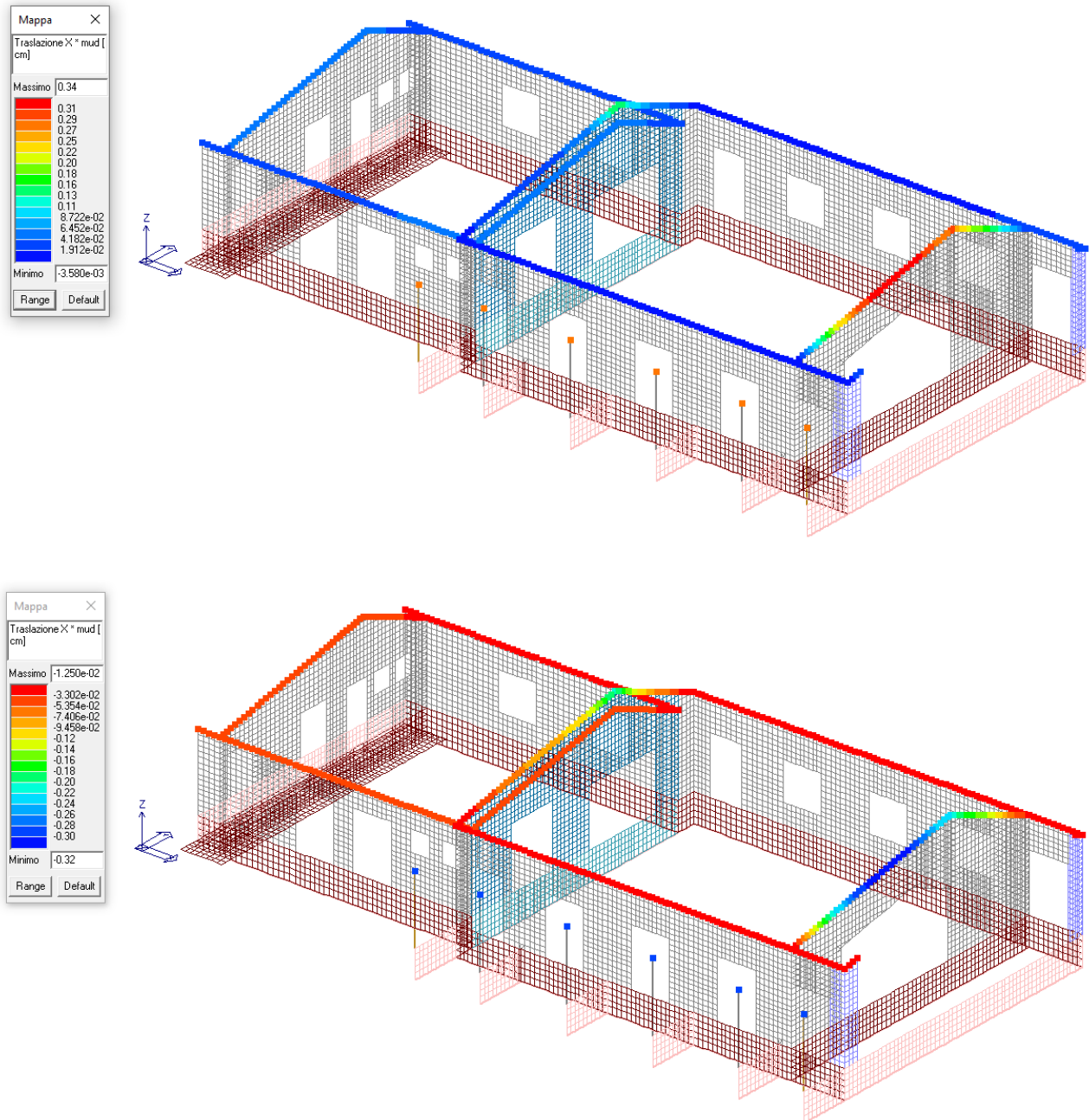


Fig 49. Spostamento max involucro in direzione X-X in cmb. sismica $d_{E,x-x} [= \mu_d d_{Ee}]$.

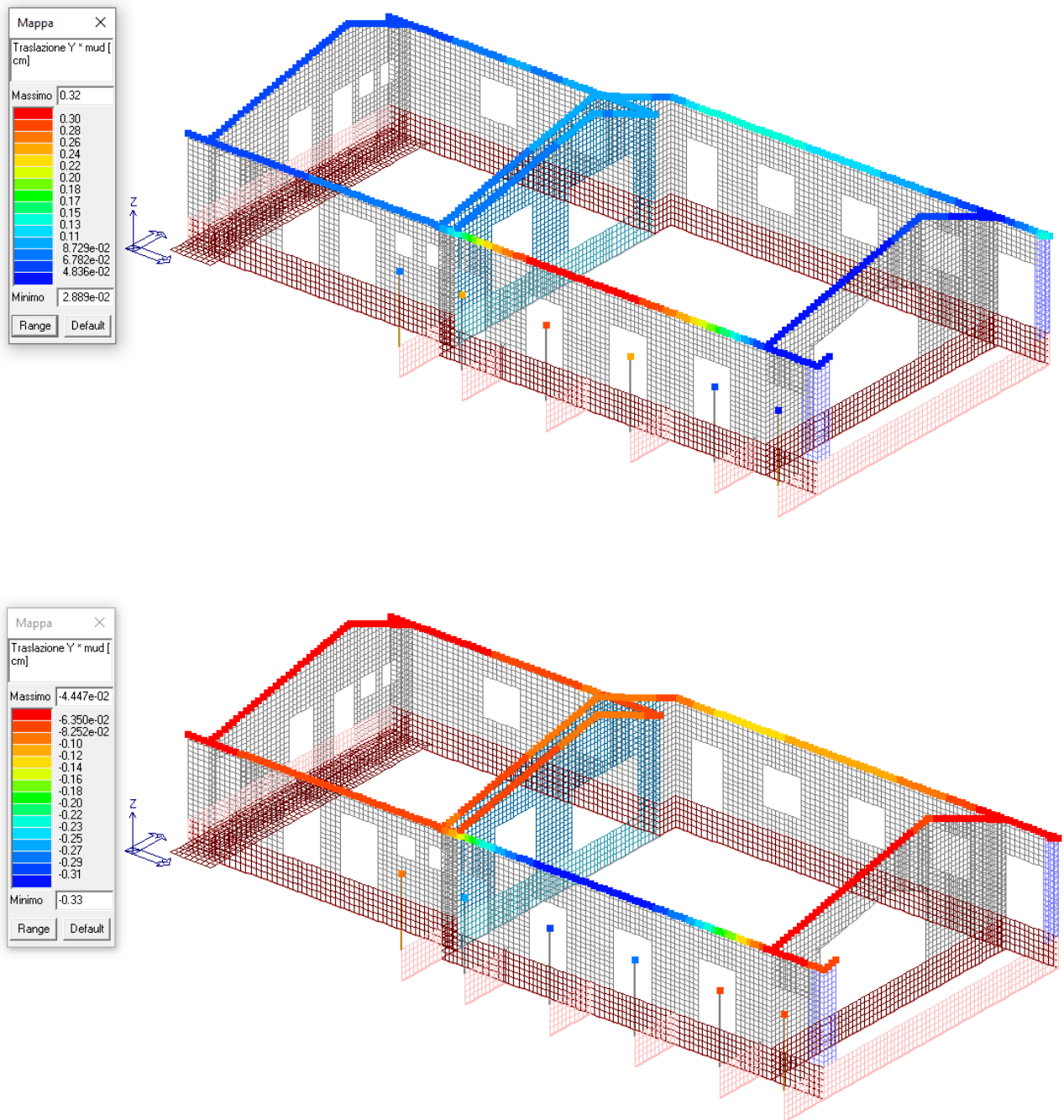


Fig 50. Spostamento max involucro in direzione Y-Y in cmb. sismica $d_{E,Y-Y} [= \mu_d d_{Ee}]$.

1.12.4 Involuppo Sollecitazioni maggiormente significative

1.12.4.1 Pareti in c.a. elevazioni

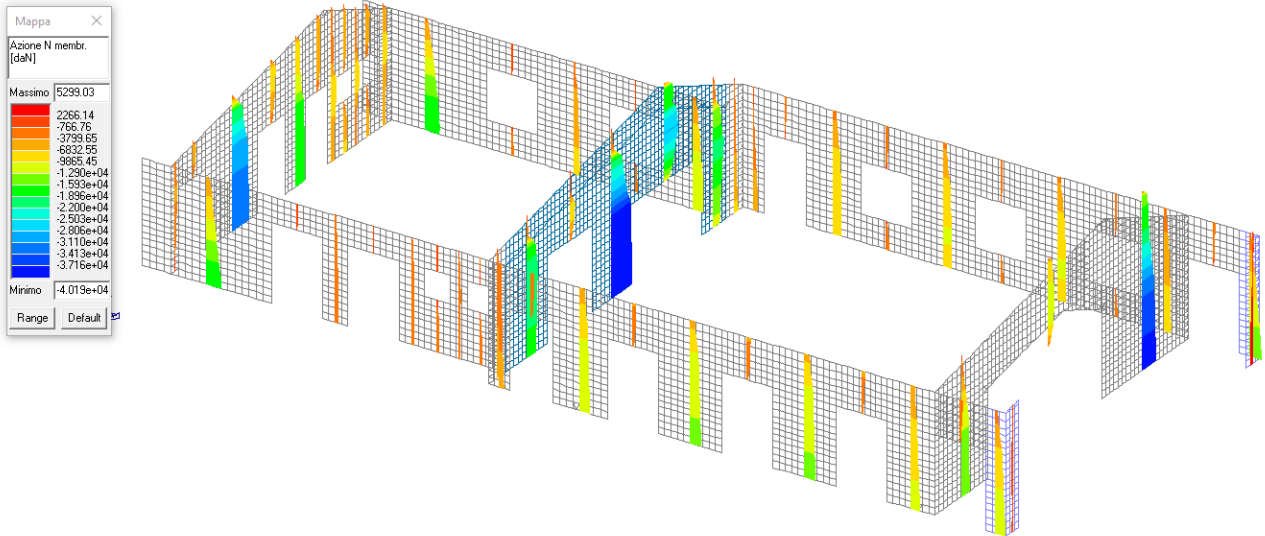


Fig 51. Involuppo sforzo normale N sui macrosetti [daN].

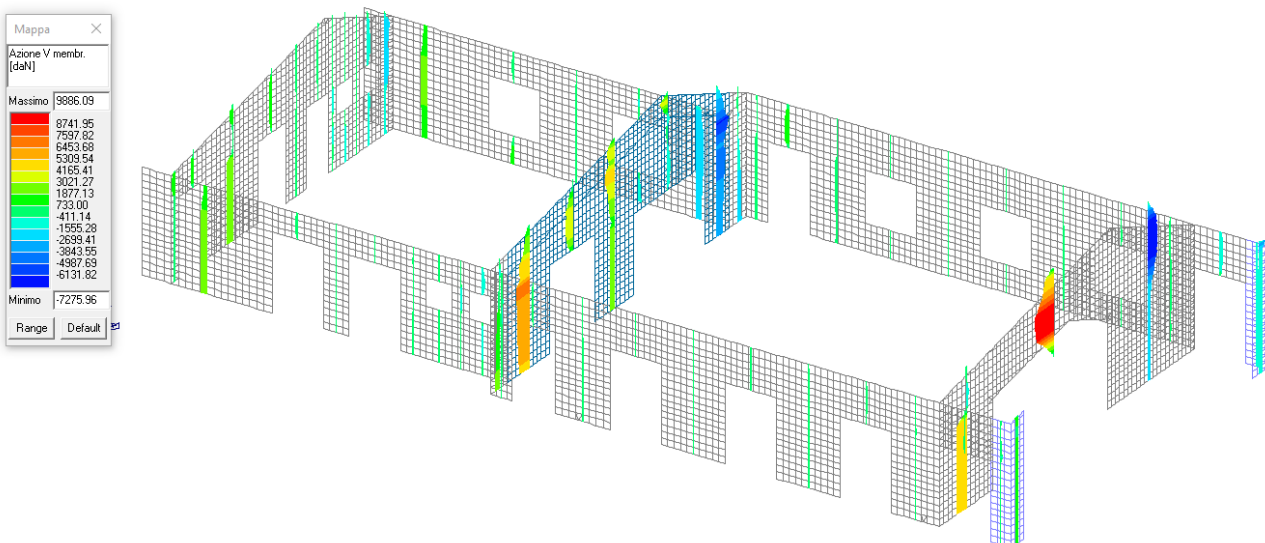


Fig 52. Involuppo sforzo di taglio T2 membranale sui macrosetti [daN].

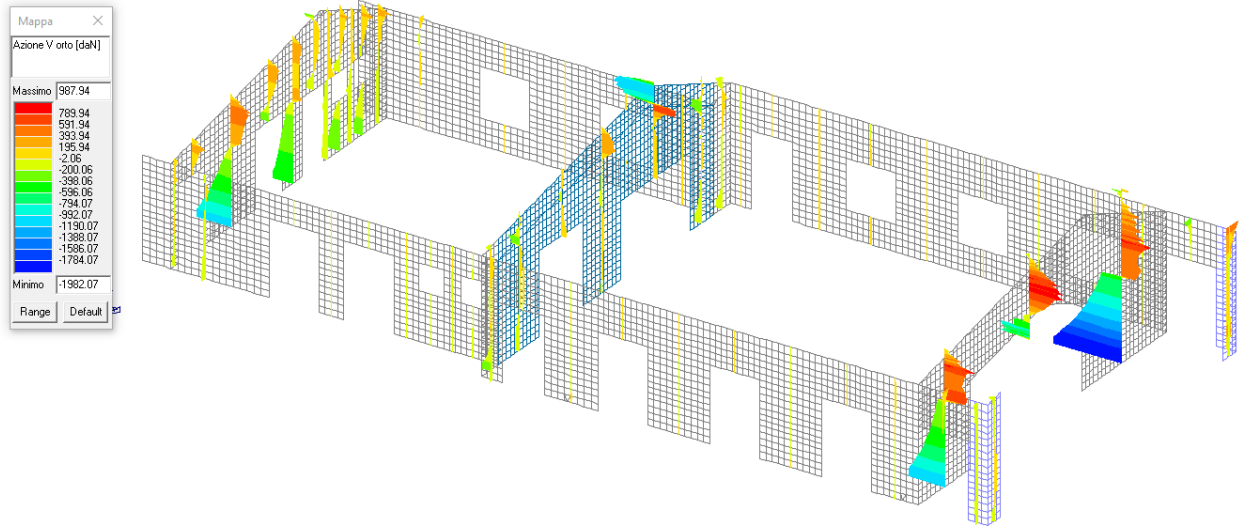


Fig 53. Involuppo sforzo di taglio T3 ortogonale sui macrosetti [daN].

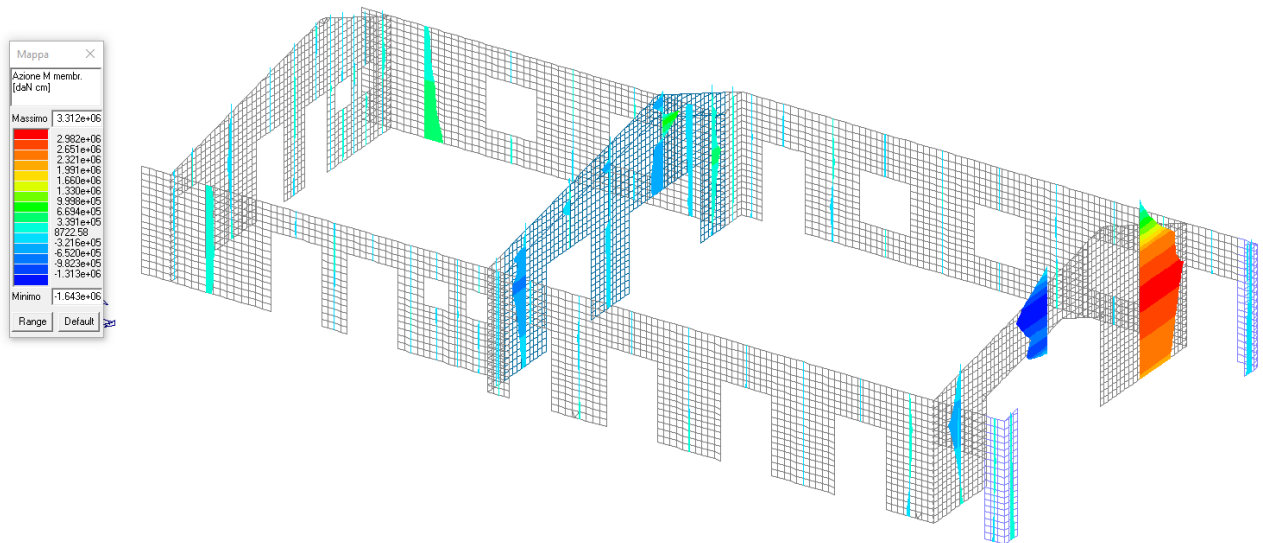


Fig 54. Involuppo Momento Flettente M2 membranale sui macrosetti [daNcm].

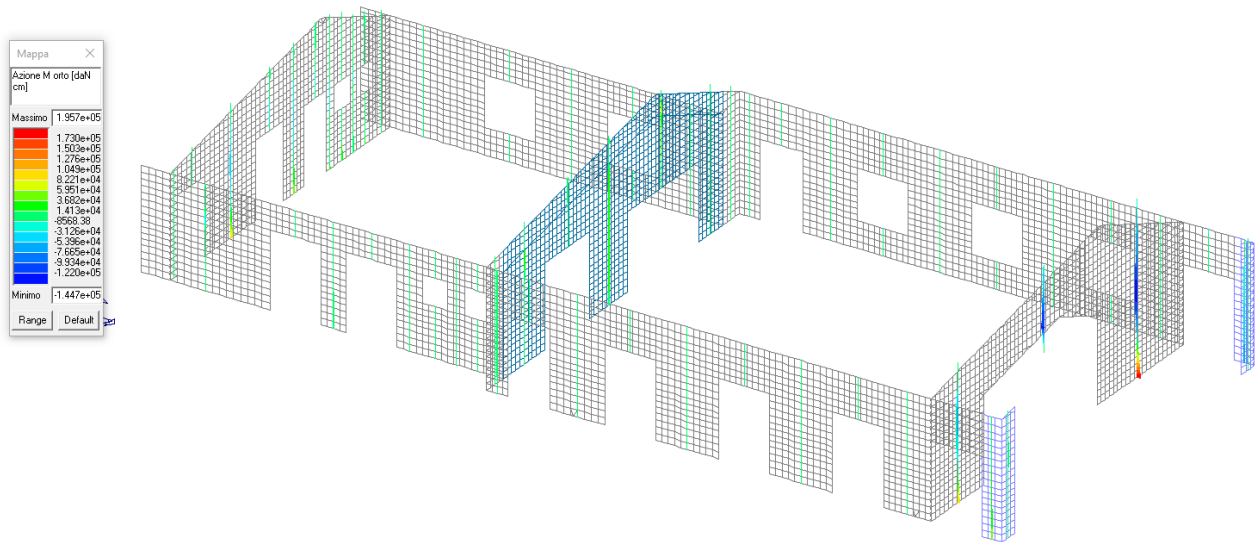


Fig 55. Involuppo Momento Flettente M3 ortogonale sui macrosetti [daNcm].

1.12.4.2 Pareti in c.a. fondazioni

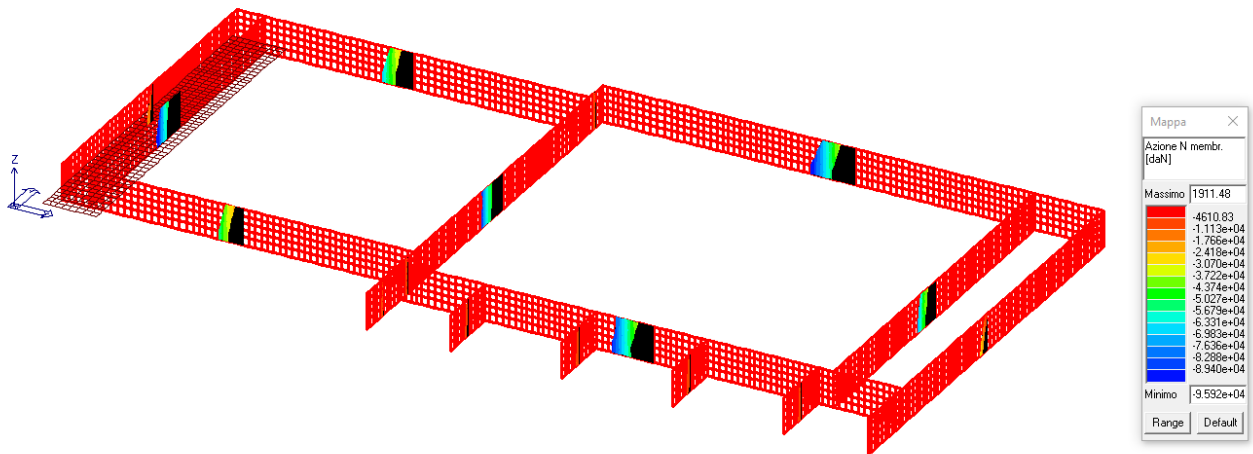


Fig 56. Involuppo sforzo normale N sui macrosetti [daN].

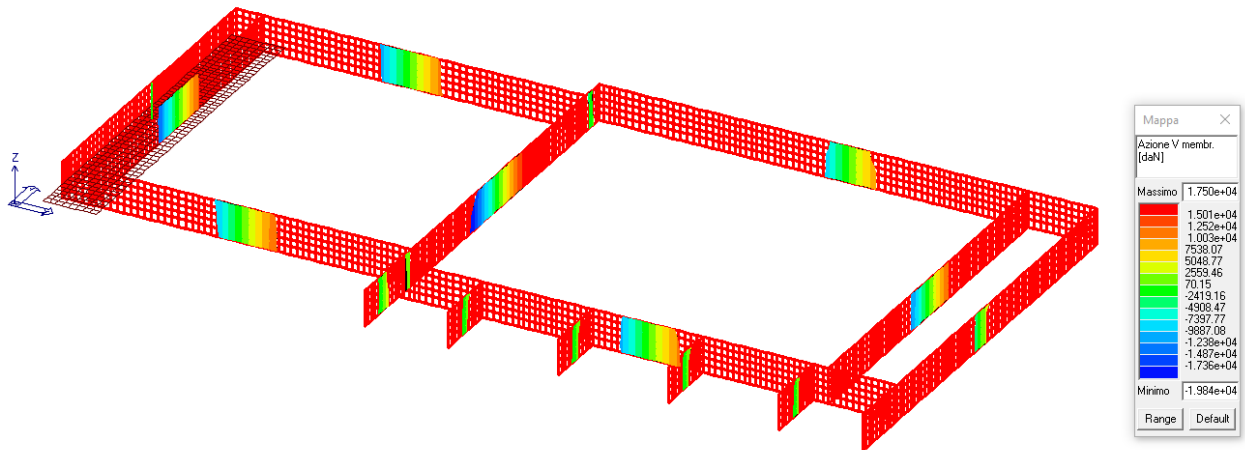


Fig 57. Involuppo sforzo di taglio T2 membranale sui macrosetti [daN].

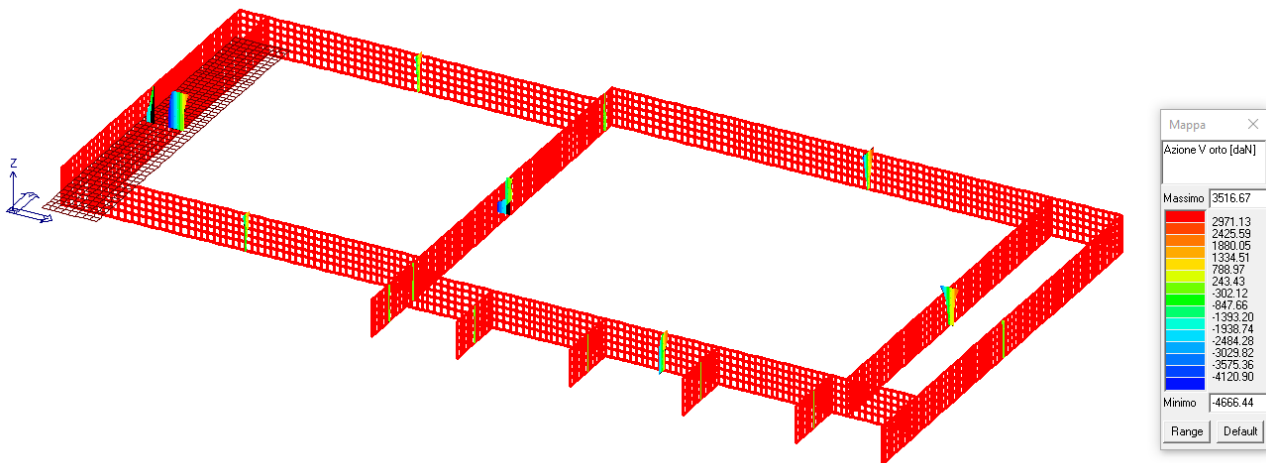


Fig 58. Involuppo sforzo di taglio T3 ortogonale sui macrosetti [daN].

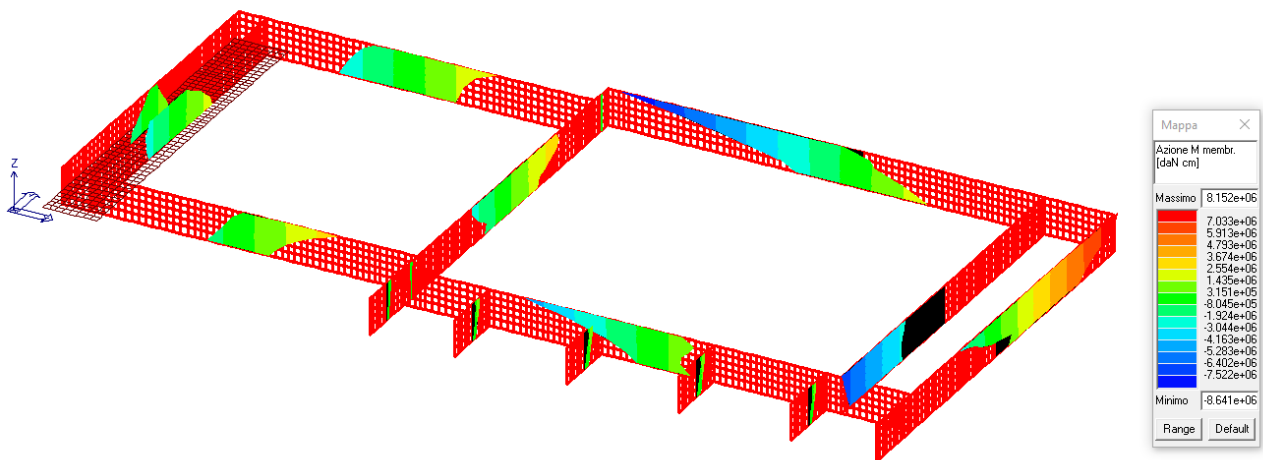


Fig 59. Involuppo Momento Flettente M2 membranale sui macrosetti [daNcm].

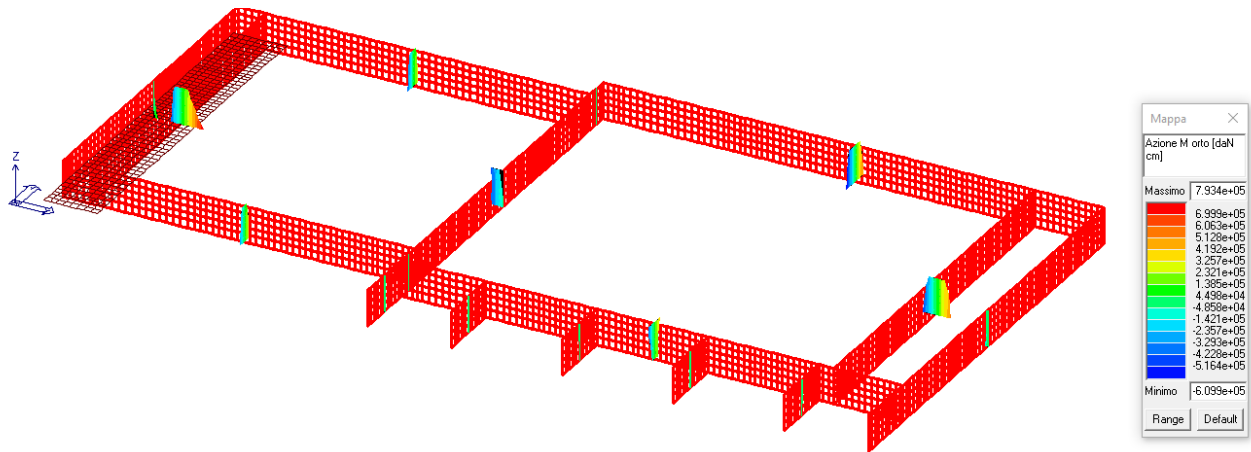


Fig 60. Involuppo Momento Flettente M3 ortogonale sui macrosetti [daNcm].

1.12.4.3 Suole di fondazione

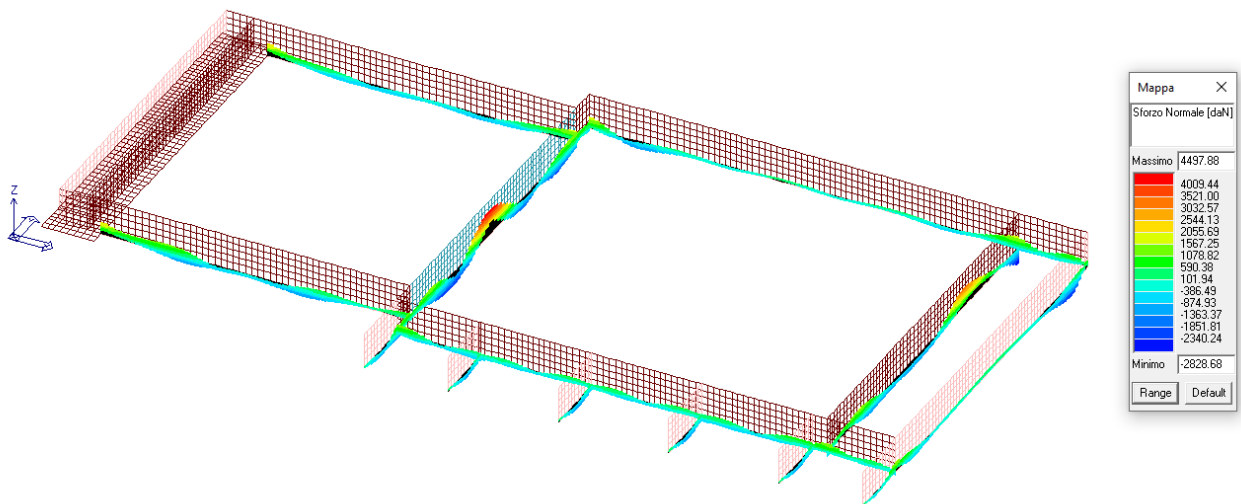


Fig 61. Involuppo sforzo normale N sulle travate [daN].

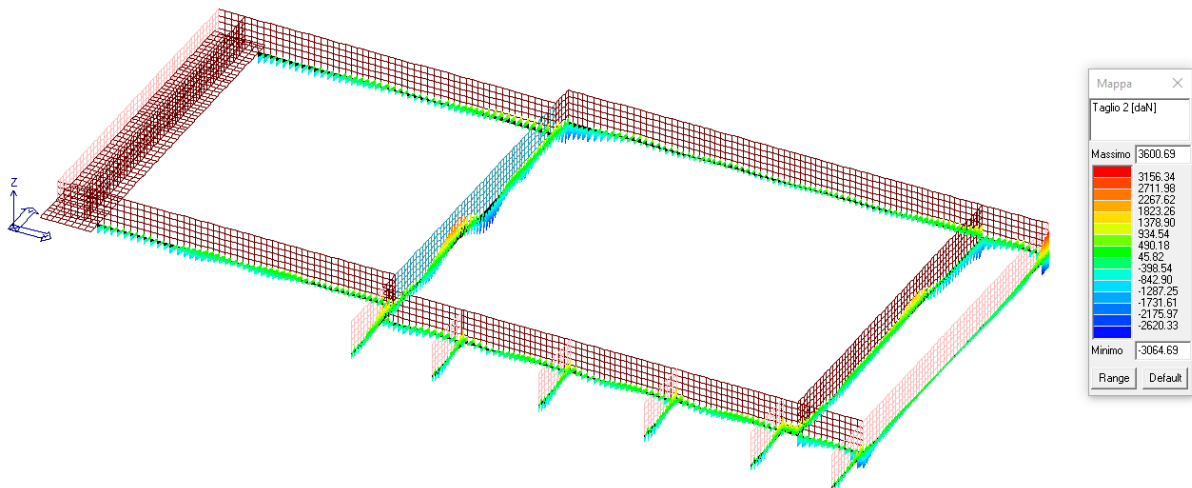


Fig 62. Involuppo sforzo di taglio T2 sulle travate [daN]

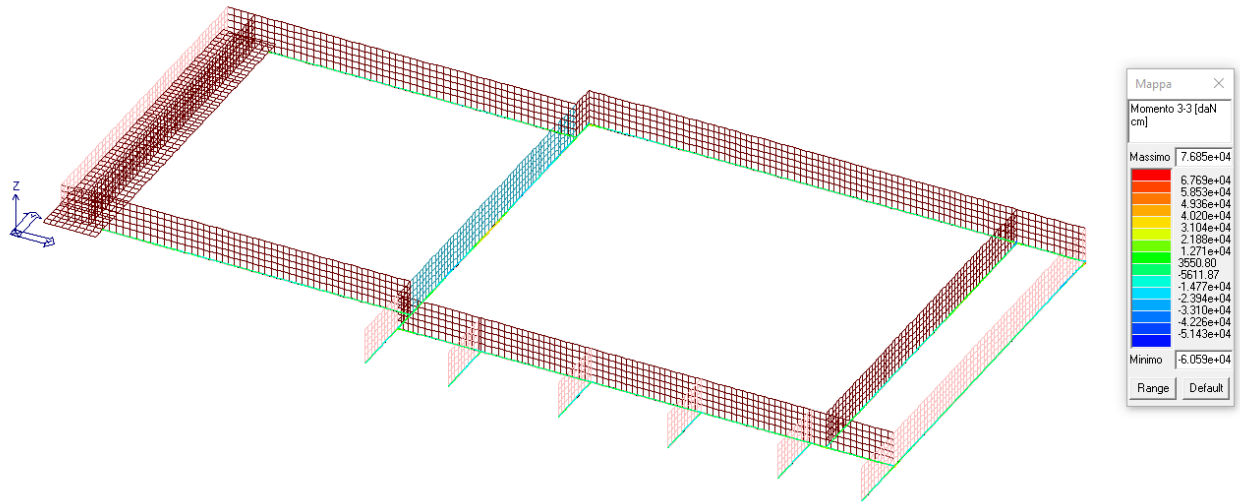


Fig 63. Inviluppo Momento Flettente M3 sulle travate [daNcm].

1.12.4.4 Pareti in cartongesso

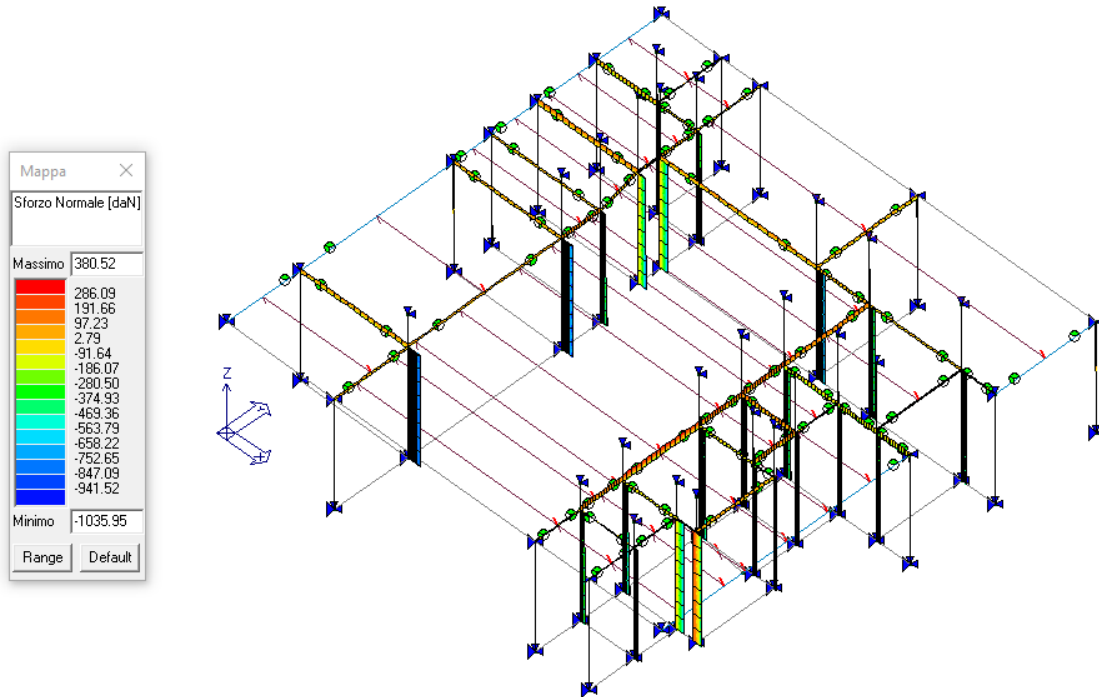


Fig 64. Involuppo sforzo normale

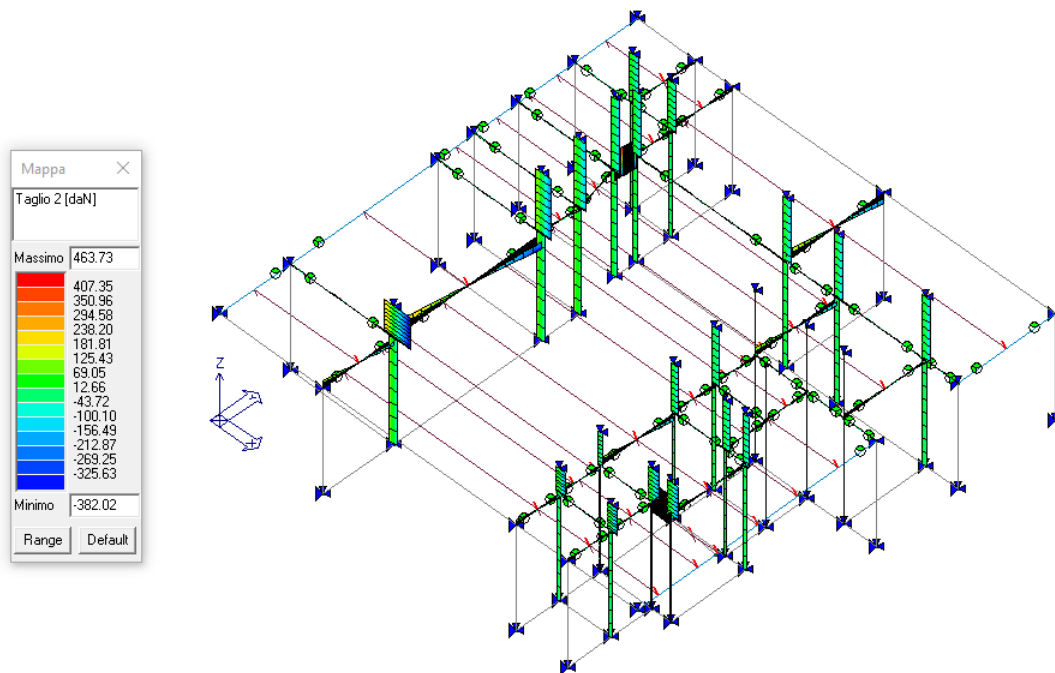


Fig 65. Involuppo taglio 2

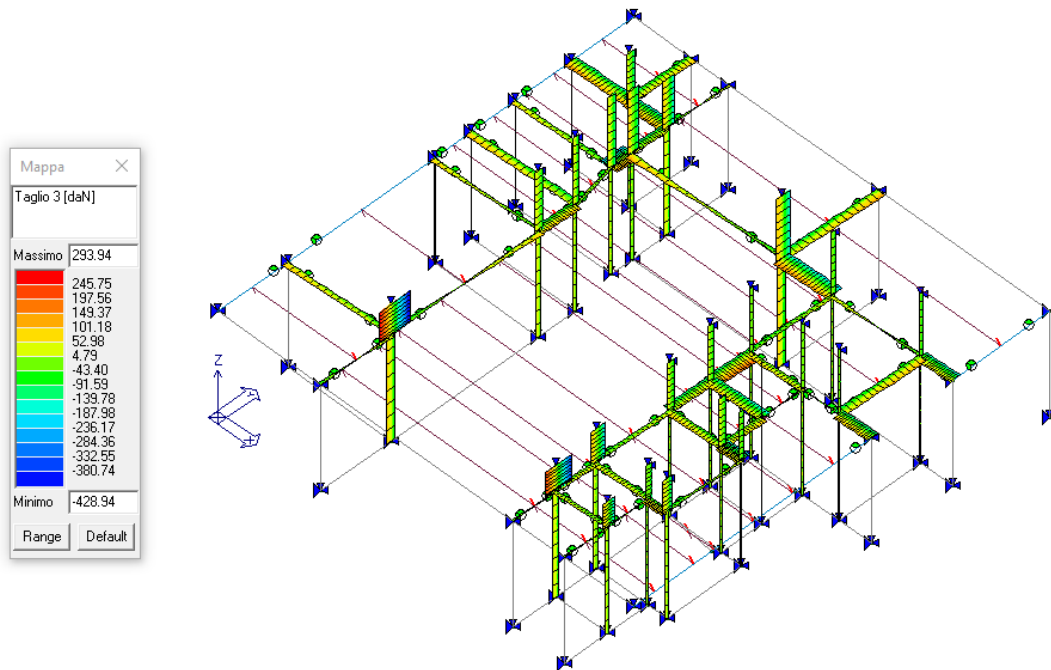


Fig 66. Involuppo taglio 3

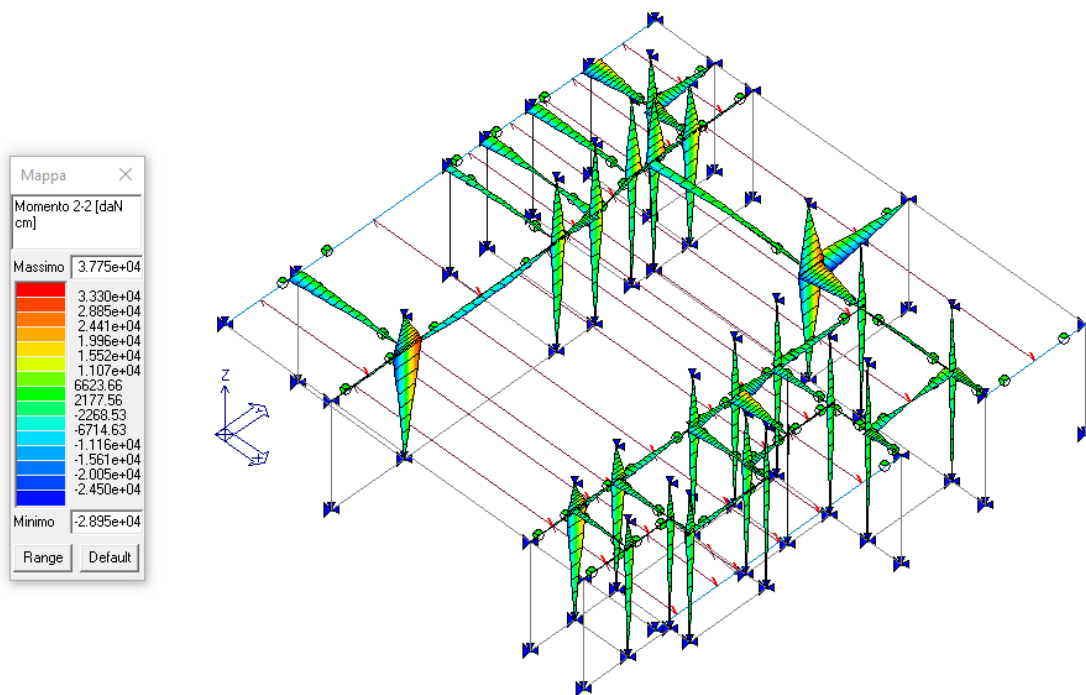


Fig 67. Involuppo Momento 2

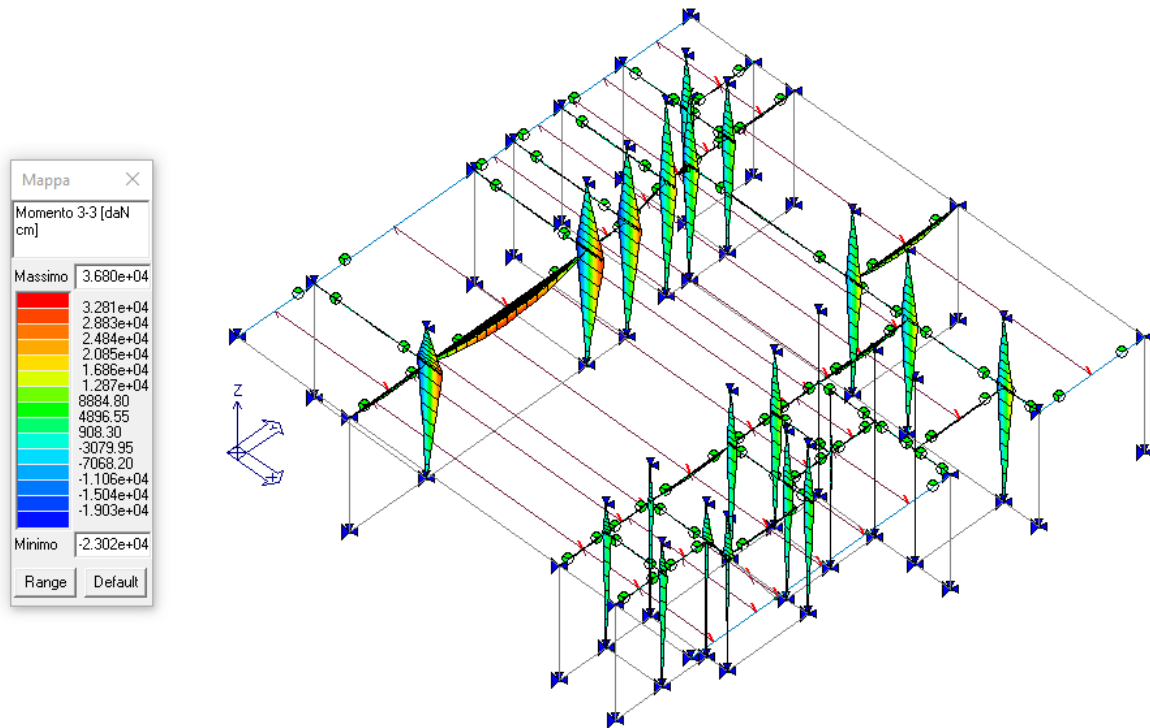


Fig 68. Involuppo Momento 3

1.12.4.5 Setti Vasca di laminazione

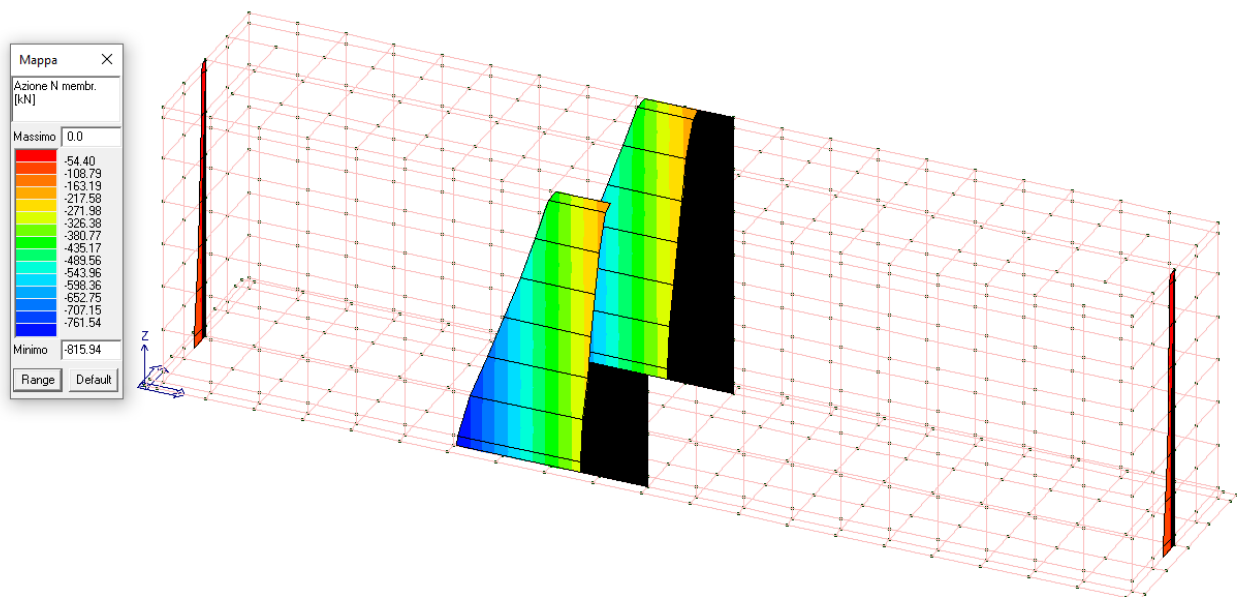


Fig 69. Involuppo sforzo normale N sui macrosetti [daN].

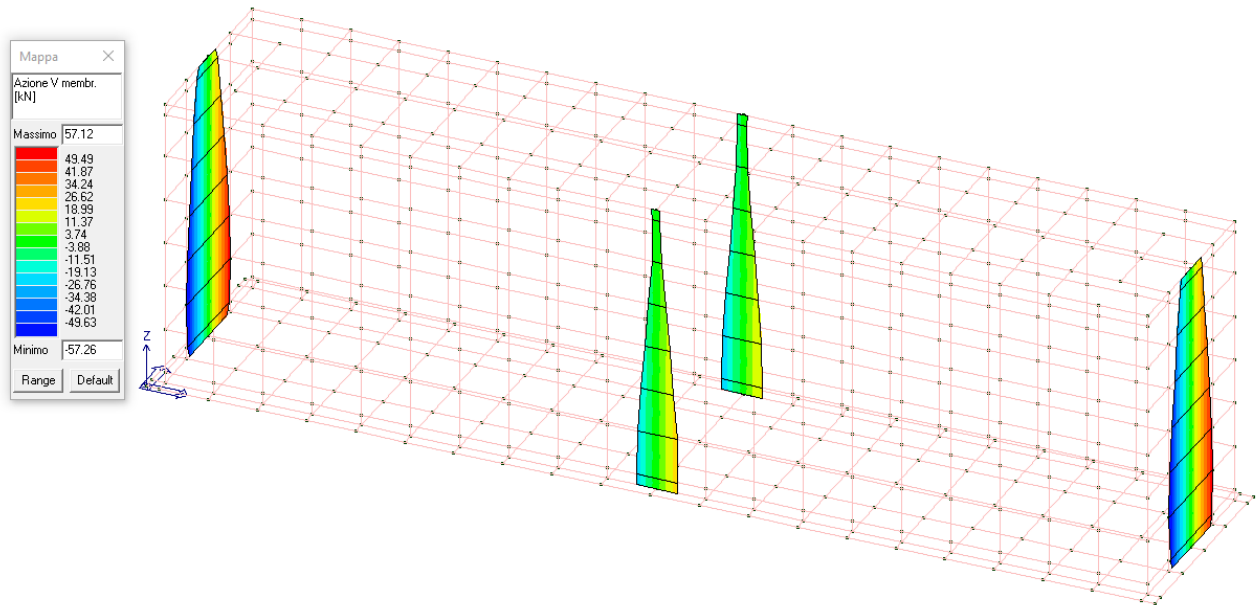


Fig 70. Involuppo sforzo di taglio T2 membranale sui macrosetti [daN].

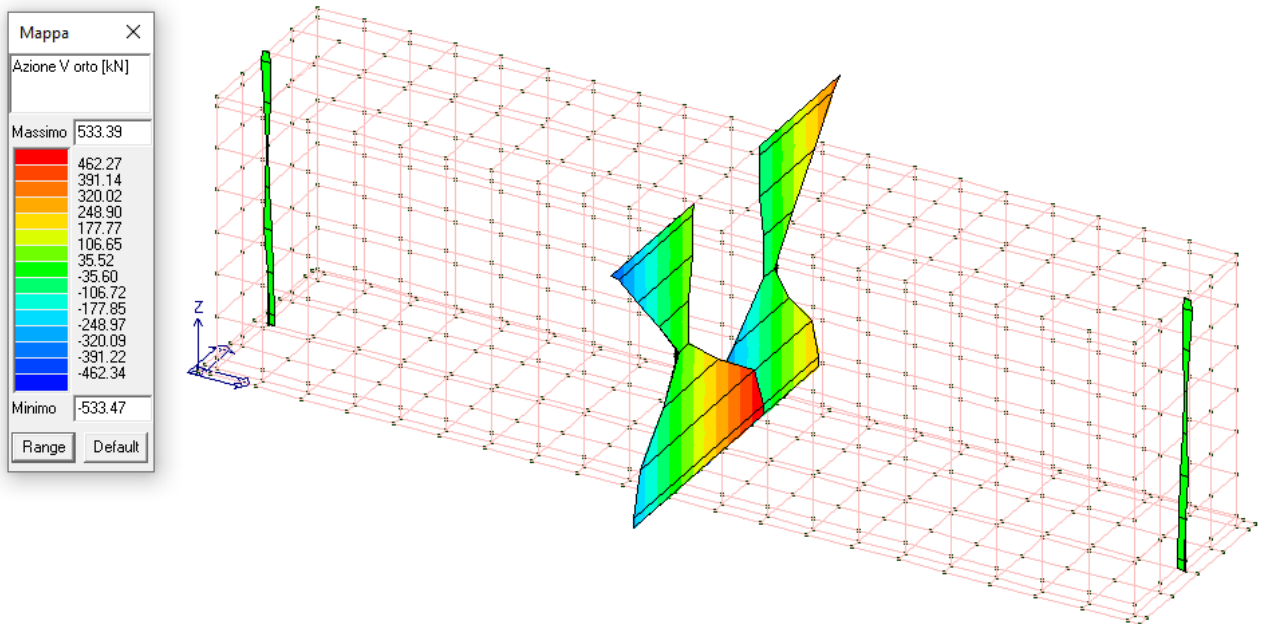


Fig 71. Involuppo sforzo di taglio T3 ortogonale sui macrosetti [daN].

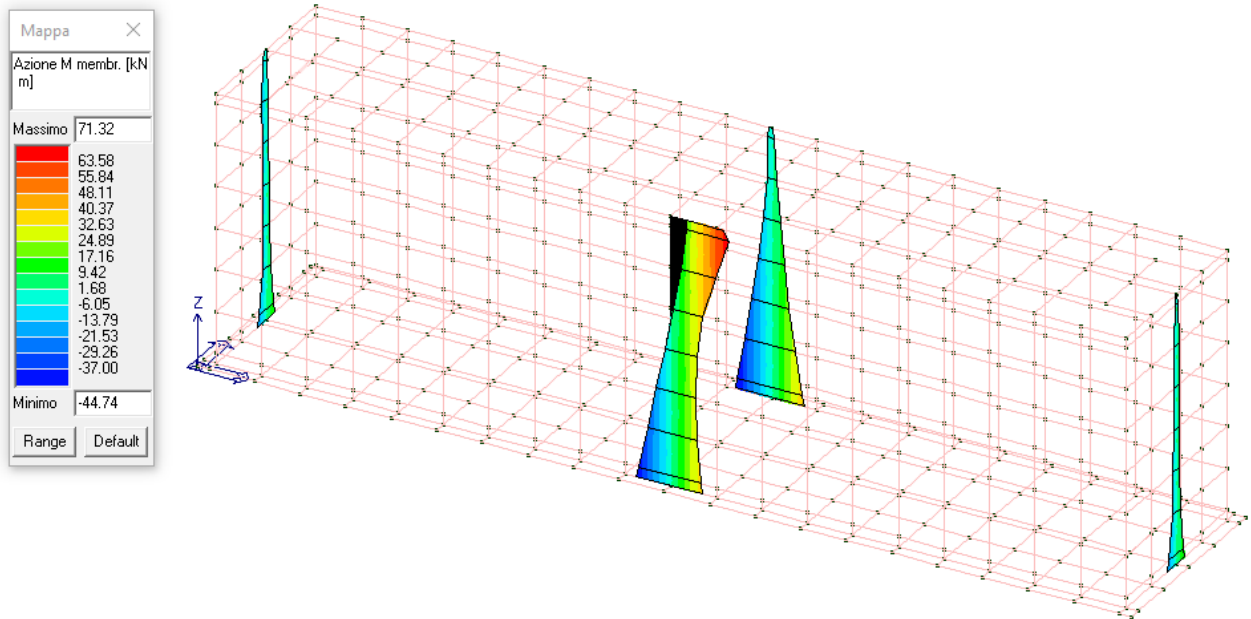


Fig 72. Inviluppo Momento Flettente M2 membranale sui macrosetti [daNcm].

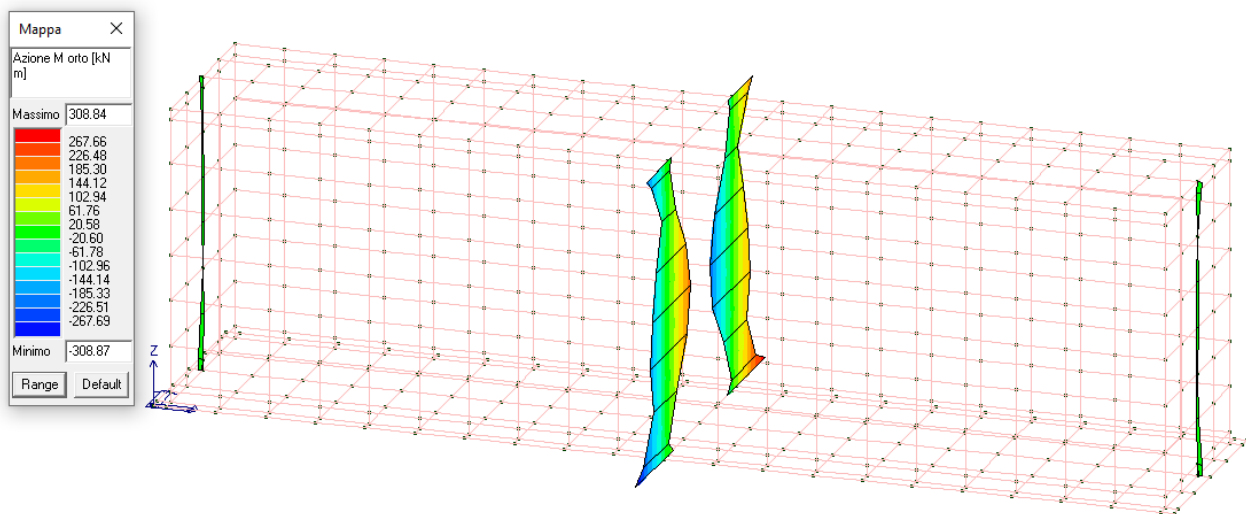


Fig 73. Inviluppo Momento Flettente M3 ortogonale sui macrosetti [daNcm].

1.12.5 Verifica Sintetica degli elementi strutturali

Si riporta in modo sintetico la verifica dei principali elementi strutturali svolta da calcolatore, per maggior dettaglio e per quanto qui non riportato fare riferimento a “**Parte 2 – Relazione di Calcolo di Dettaglio**” del Deposito Sismico.

1.12.5.1 Pareti in c.a. Blocchi ISOTEX – Elevazioni da piano terra

Si riportano le mappe cromatiche sintetiche di verifica delle pareti in ISOETX.

Verifica SLU N/M

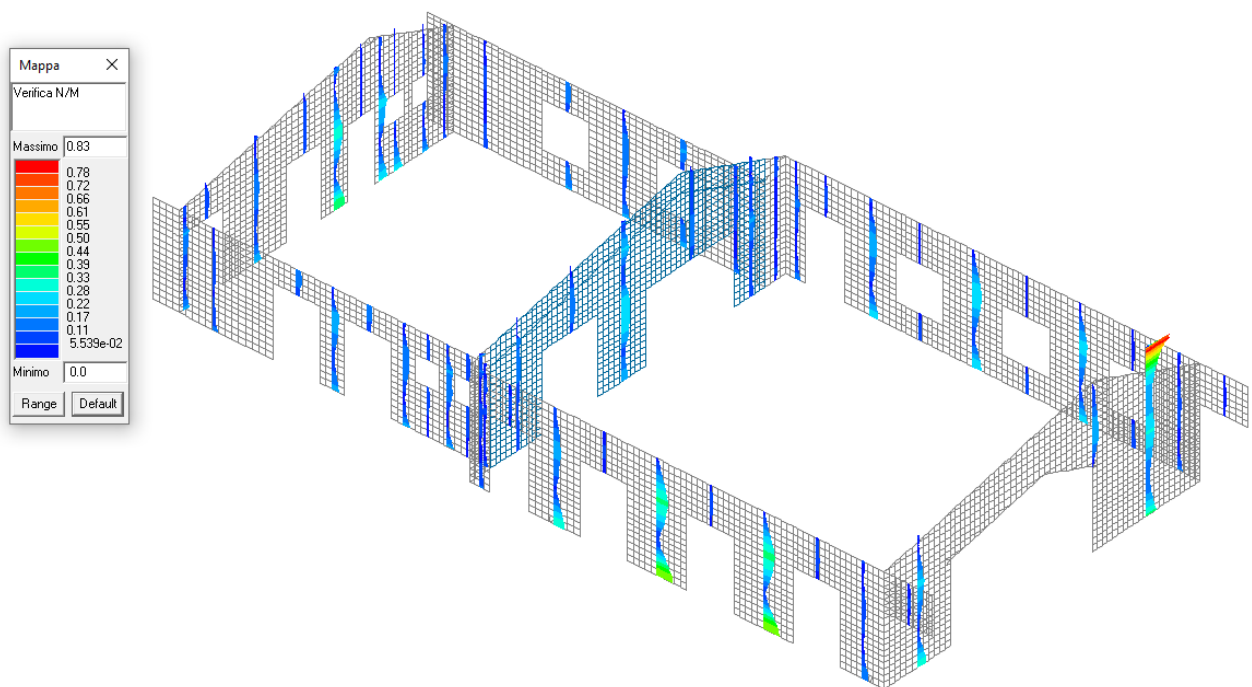


Fig 74. SLU: Mappa di verifica N/M – Verifiche soddisfatte ($\rho \leq 1$).

Verifica SLU Nsismica

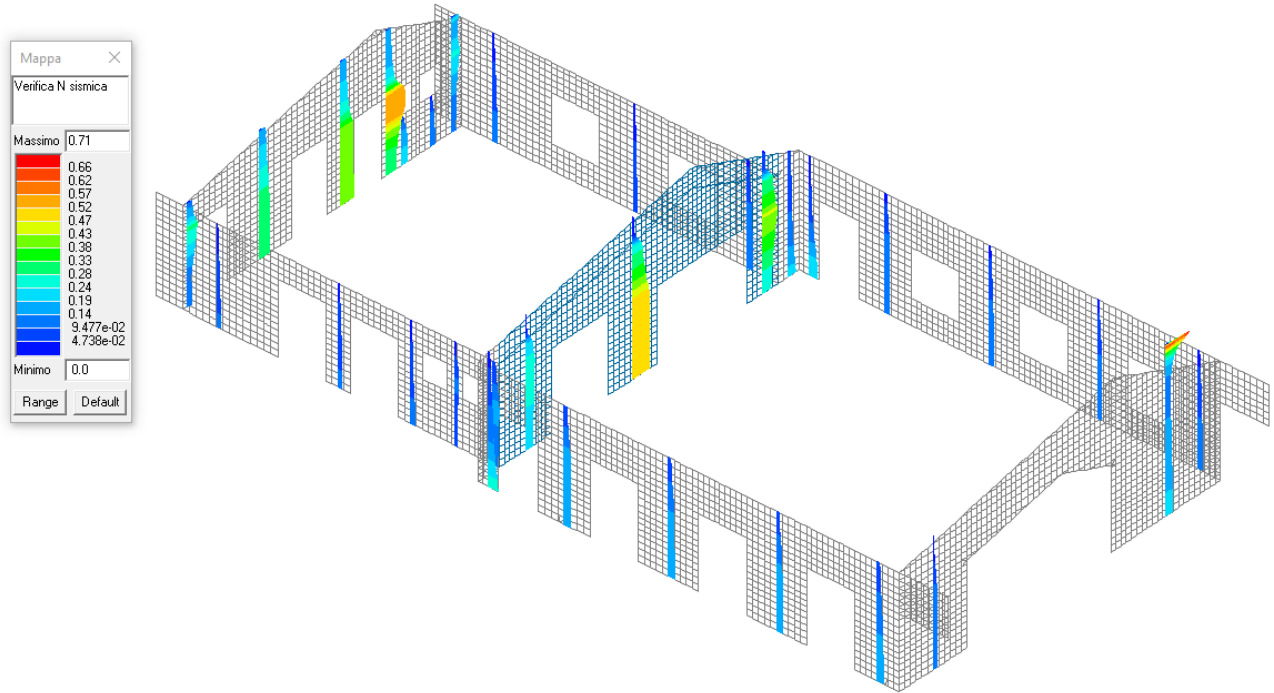


Fig 75. SLU: Mappa di verifica Nsismica – **Verifiche soddisfatte ($\rho \leq 0.625$).**

Verifiche SLU Snellezza

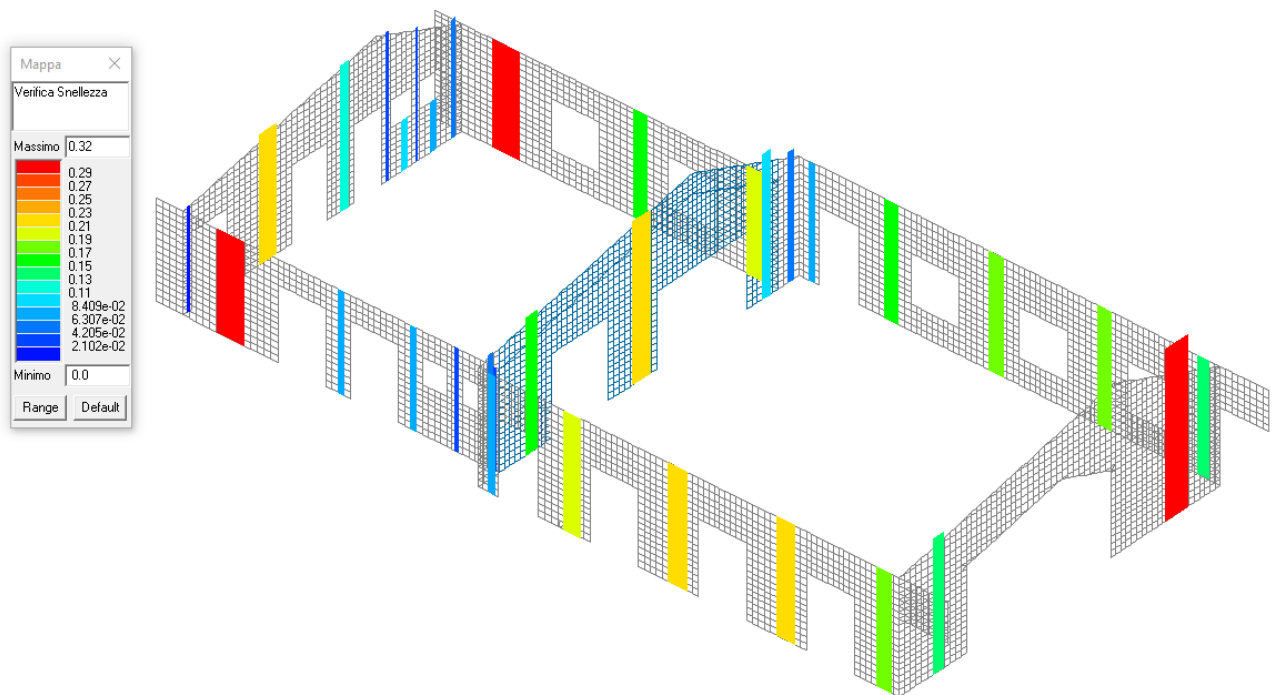


Fig 76. SLU: Mappa di Verifica Snellezza – **Verifiche soddisfatte ($\rho \leq 1$).**

Verifica SLU V compressione

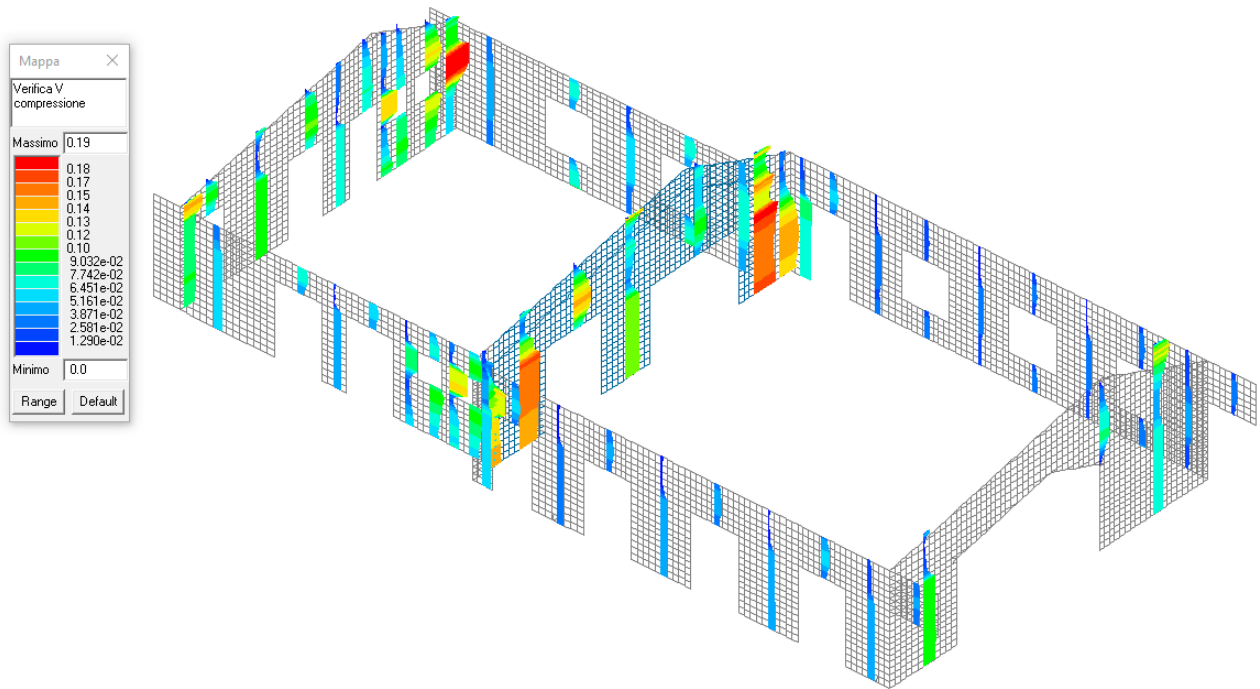


Fig 77. SLU: Mappa di Verifica V compressione – **Verifica soddisfatta ($\rho \leq 1$).**

Verifica SLU V trazione

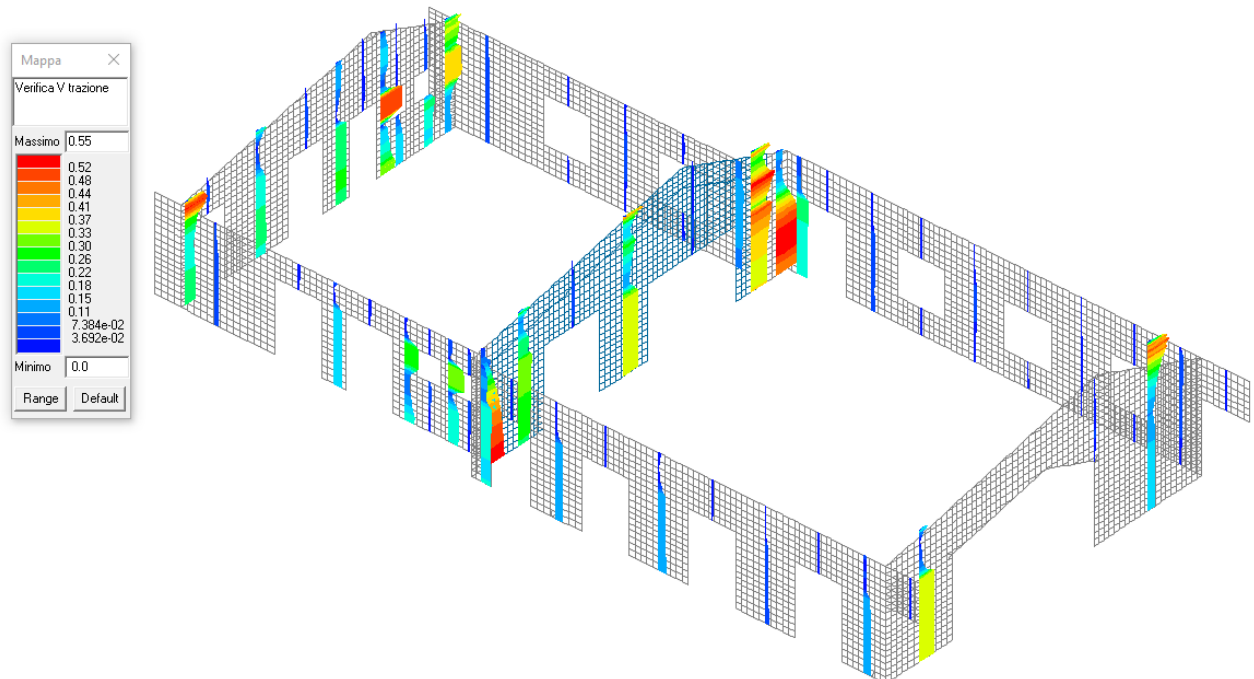


Fig 78. SLU: Mappa di verifica V trazione – **Verifiche soddisfatte ($\rho \leq 1$).**

Mappa Armatura Verticale di Verifica

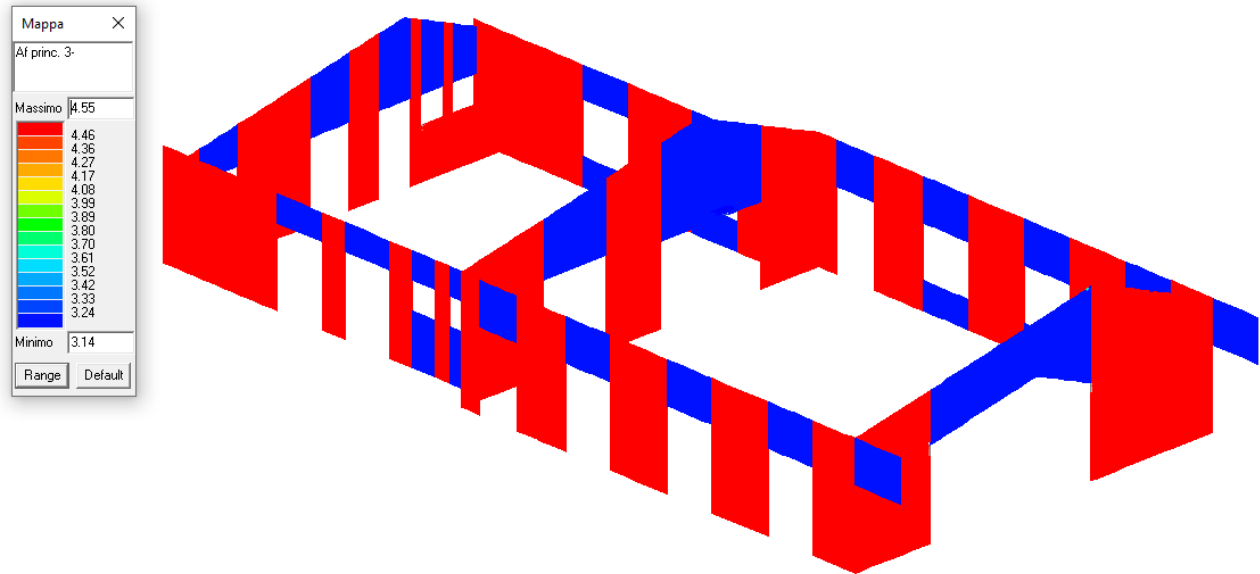


Fig 79. Mappa Armatura Verticale - singolo strato - di Verifica [cm²/m]. .

Mappa Armatura Orizzontale di Verifica

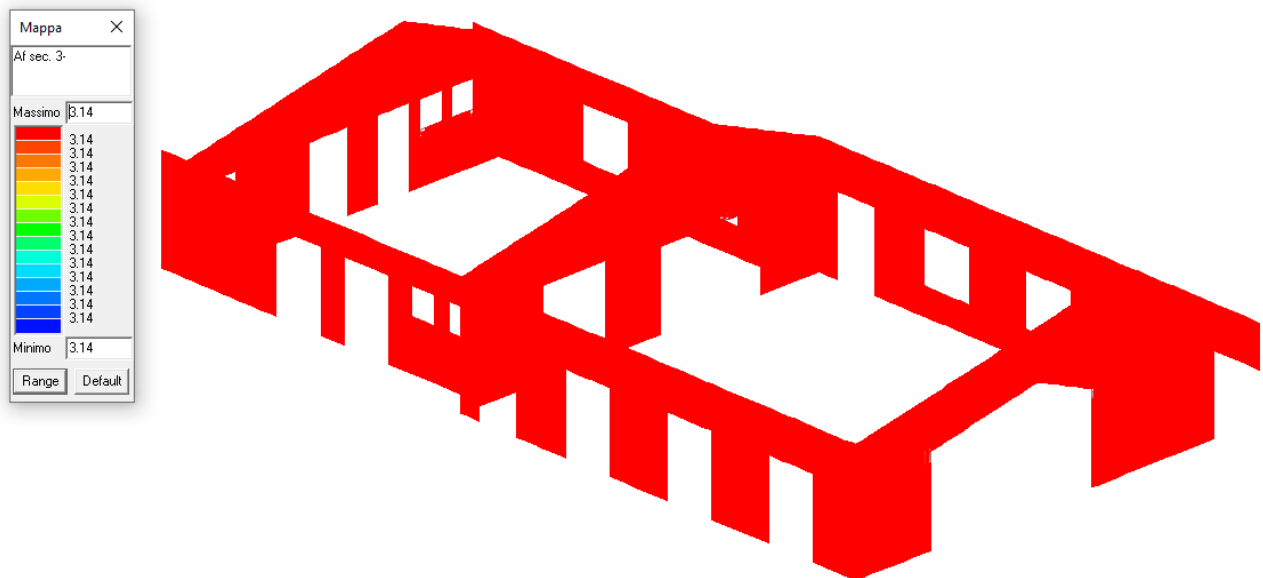


Fig 80. Mappa Armatura Orizzontale di verifica - singolo strato [cm²/m]. .

Per l'armatura effettivamente presente si rimanda agli Elaborati Grafici Esecutivi, si sottolinea che essa è sempre maggiore o equivalente a quella considerata nelle verifiche di sicurezza.

1.12.5.2 Setti in c.a. di fondazione

Si riportano le mappe cromatiche sintetiche di verifica dei setti in c.a. del sistema di fondazione.

Verifiche SLU

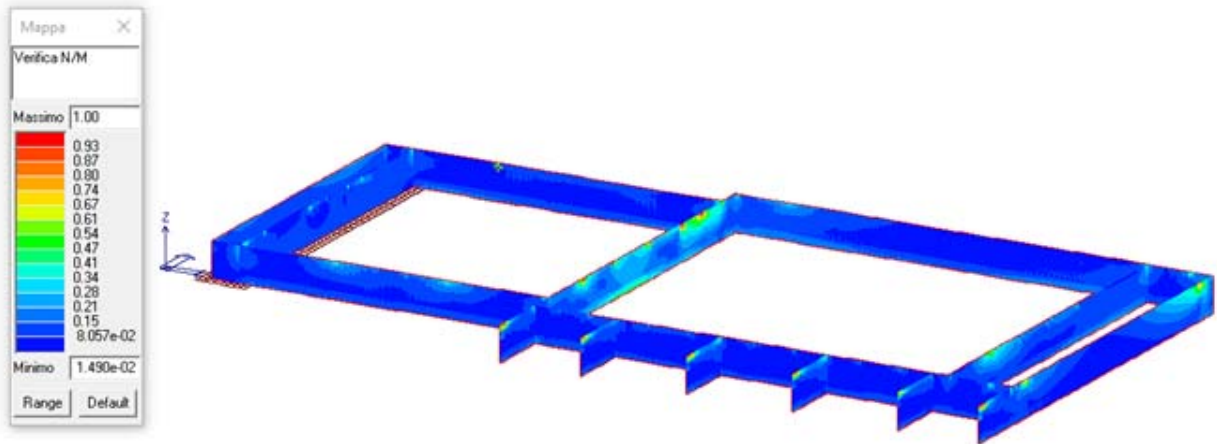


Fig 1. SLU: Mappa di verifica N/M – Verifiche soddisfatte ($\rho \leq 1$).

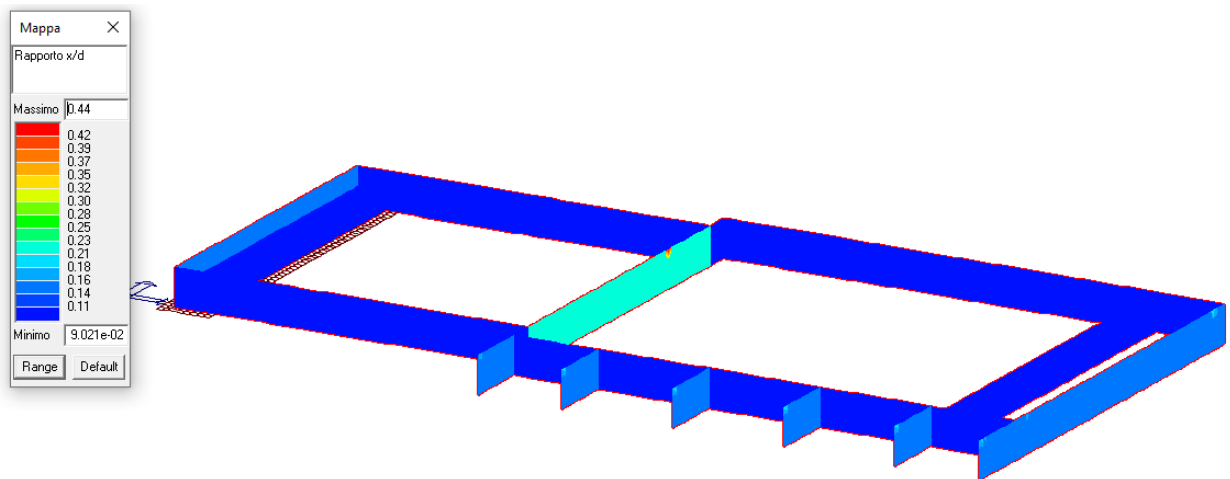


Fig 2. SLU: Mappa rapporto x/d.

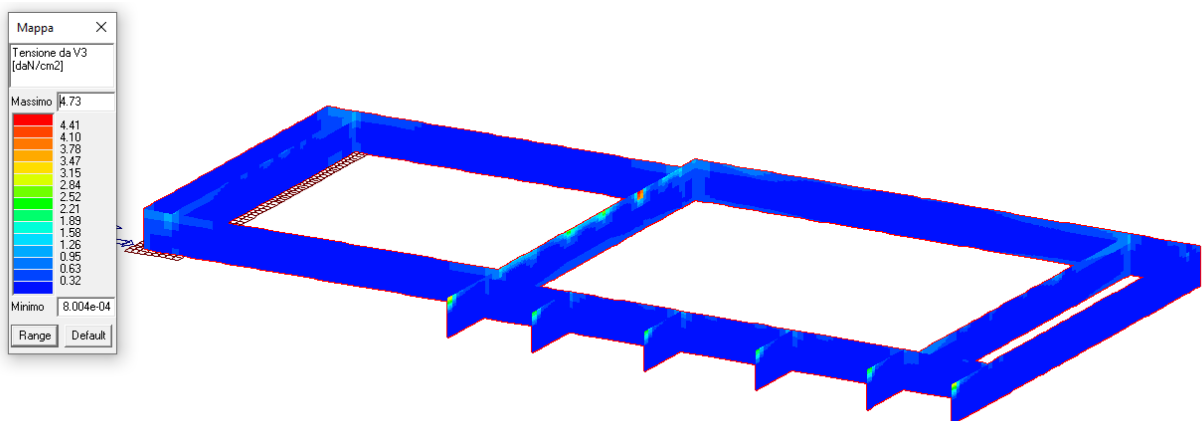


Fig 3. SLU: Mappa Tensione V3 – Massima tensione tangenziale [$\tau < V_{Rd}/H_u \cdot L$ – taglio resistente [4.1.23] per unità di lunghezza diviso per altezza utile = v_{min}]

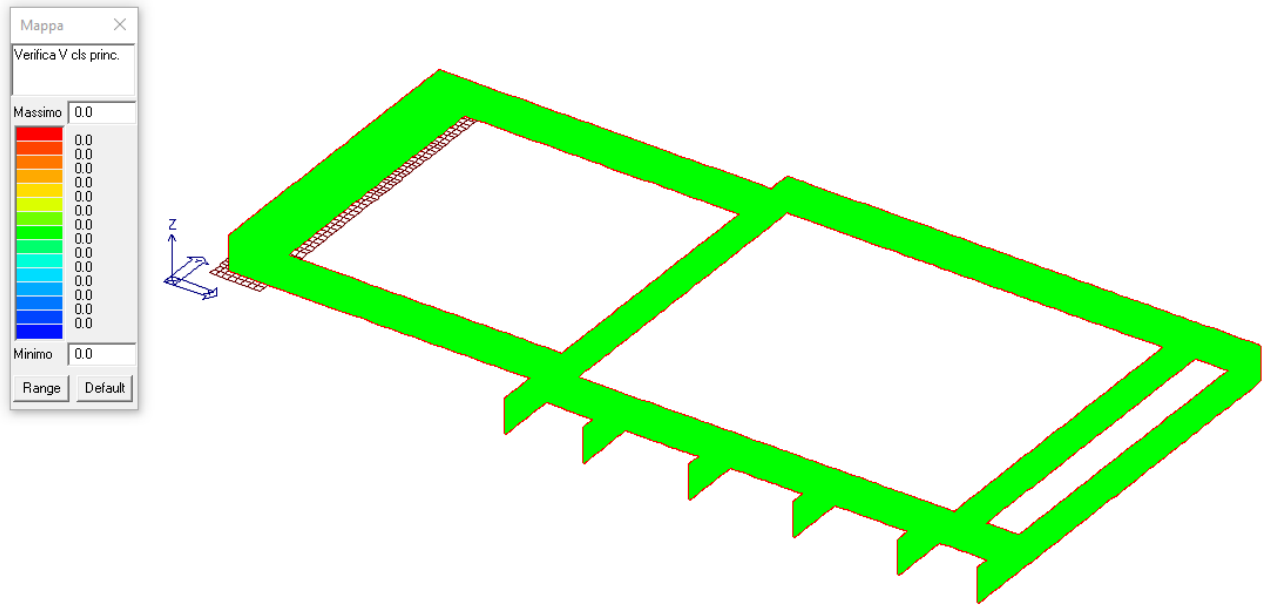


Fig 4. SLU: Mappa di Verifica Vcls direzione principale – Verifica non necessaria in quanto $\tau < \tau_{min}$ [$\square M \leq 1.0$ Verifica Soddisfatta].

Mappa Armatura Verticale da Calcolo

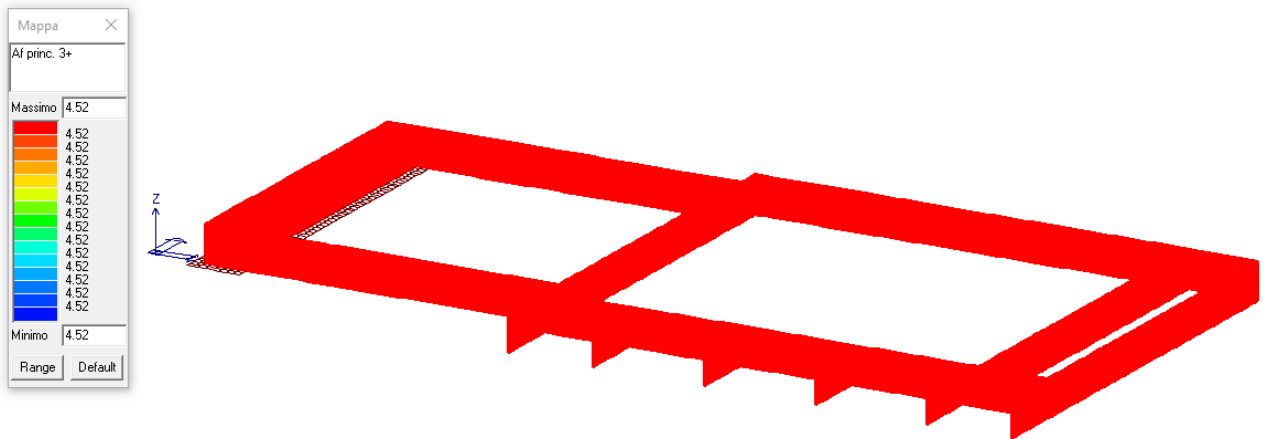


Fig 5. Mappa Armatura Verticale Faccia Positiva da Calcolo [cm²/m]. .

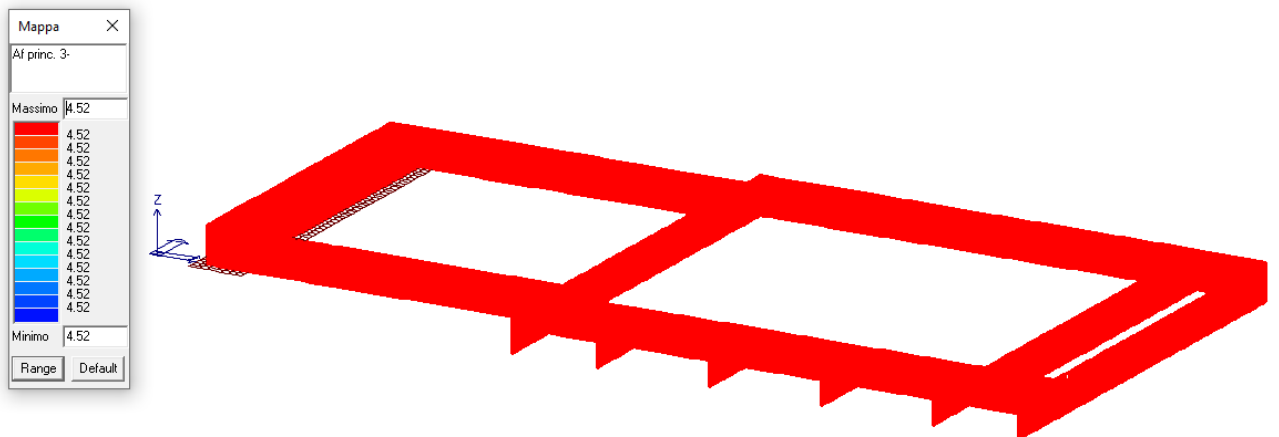


Fig 6. Mappa Armatura Verticale Faccia Negativa da Calcolo [cm²/m]. .

Mappa Armatura Orizzontale da Calcolo

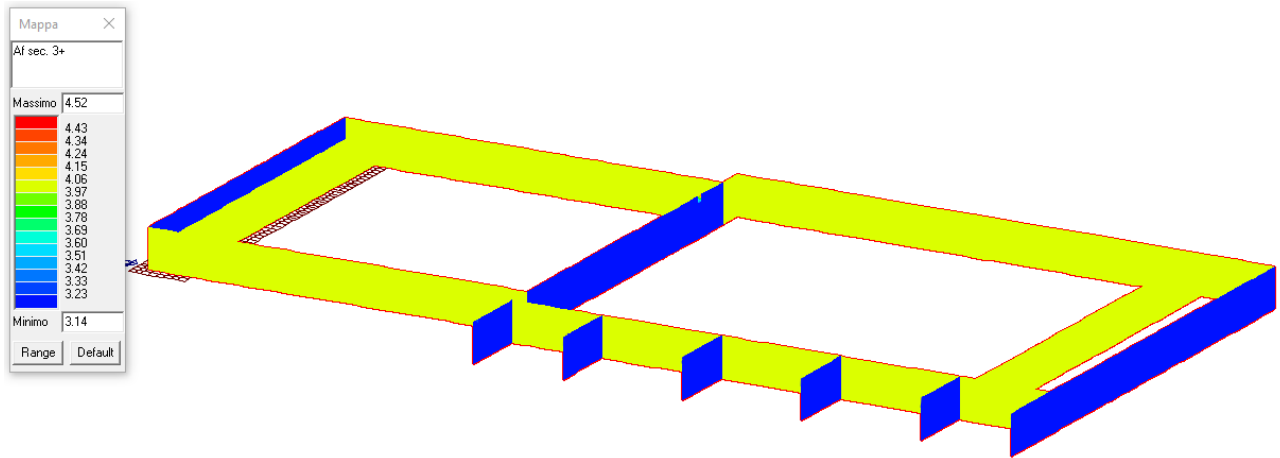


Fig 7. Mappa Armatura Orizzontale Faccia Positiva da Calcolo [cm^2/m]. .

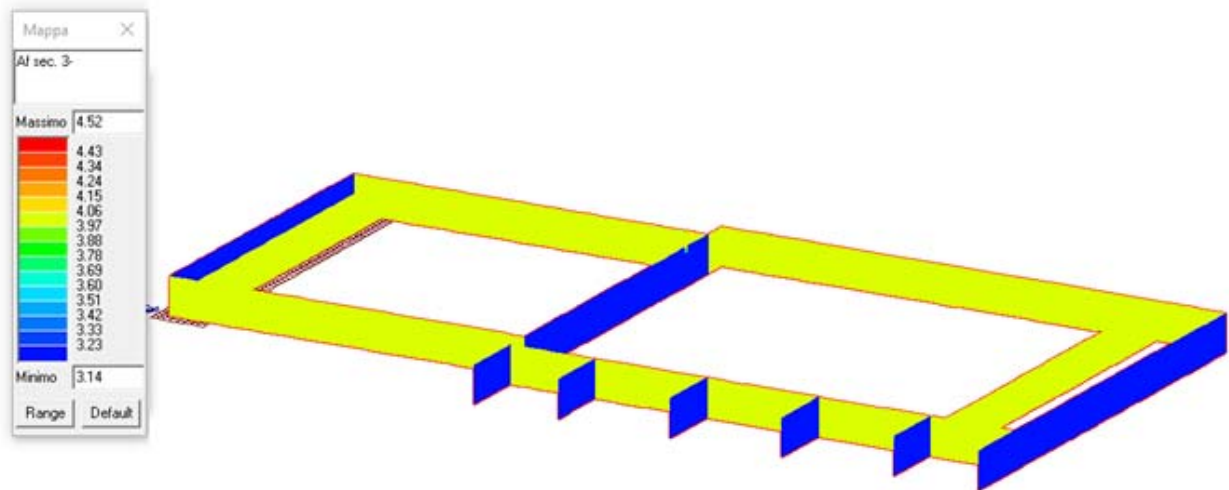


Fig 8. Mappa Armatura Orizzontale Faccia Negativa da Calcolo [cm^2/m]. .

Per l'armatura effettivamente presente si rimanda agli Elaborati Grafici Esecutivi, si sottolinea che essa è sempre maggiore o equivalente a quella considerata nelle verifiche di sicurezza.

1.12.5.3 Suole di fondazione

Si riportano le mappe di verifica sintetiche relative alle suole di fondazione allo spiccato dei setti in c.a. di fondazione.

Mappe Cromatiche di Verifica

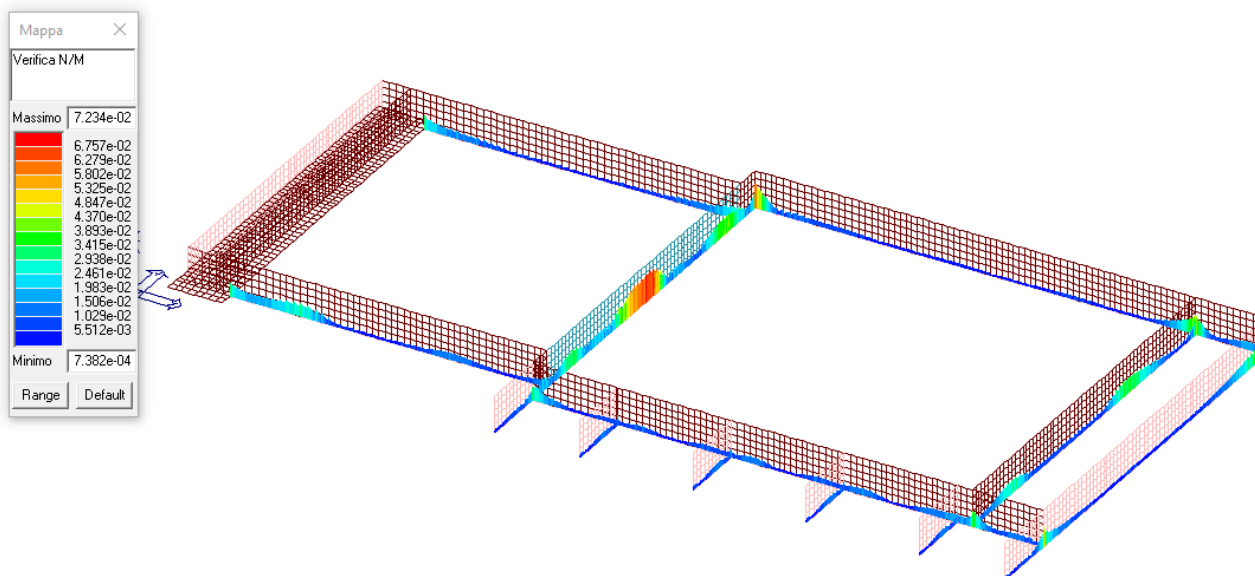


Fig 9. SLU: Mappa di Verifica a Pressoflessione N/M – Verifica soddisfatta: $\rho \leq 1$.

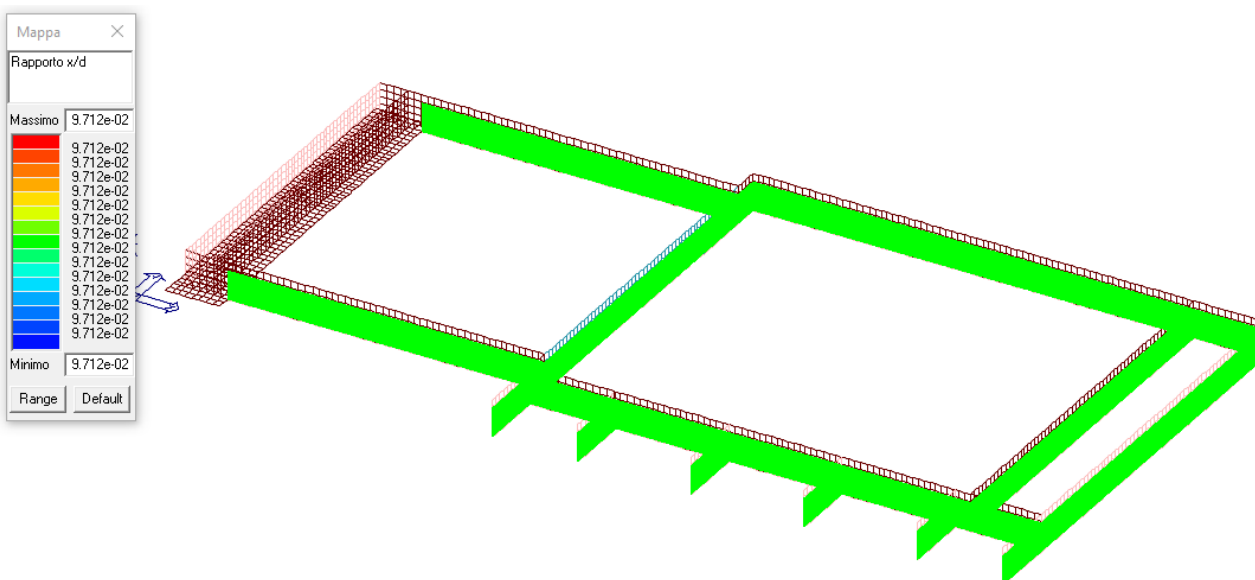


Fig 10. SLU: Mappa Rapporto x/d – Verifica soddisfatta: $\rho \leq 0.45$.

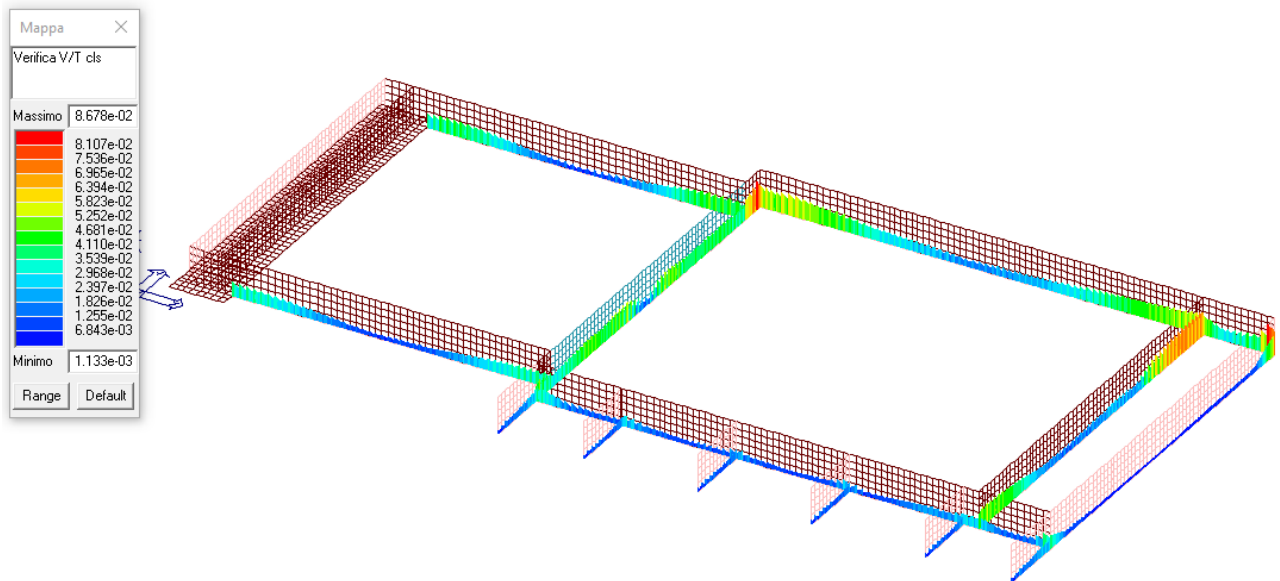


Fig 11. SLU: Mappa Verifica V/T cls– **Verifica soddisfatta: $\rho \leq 1$.**

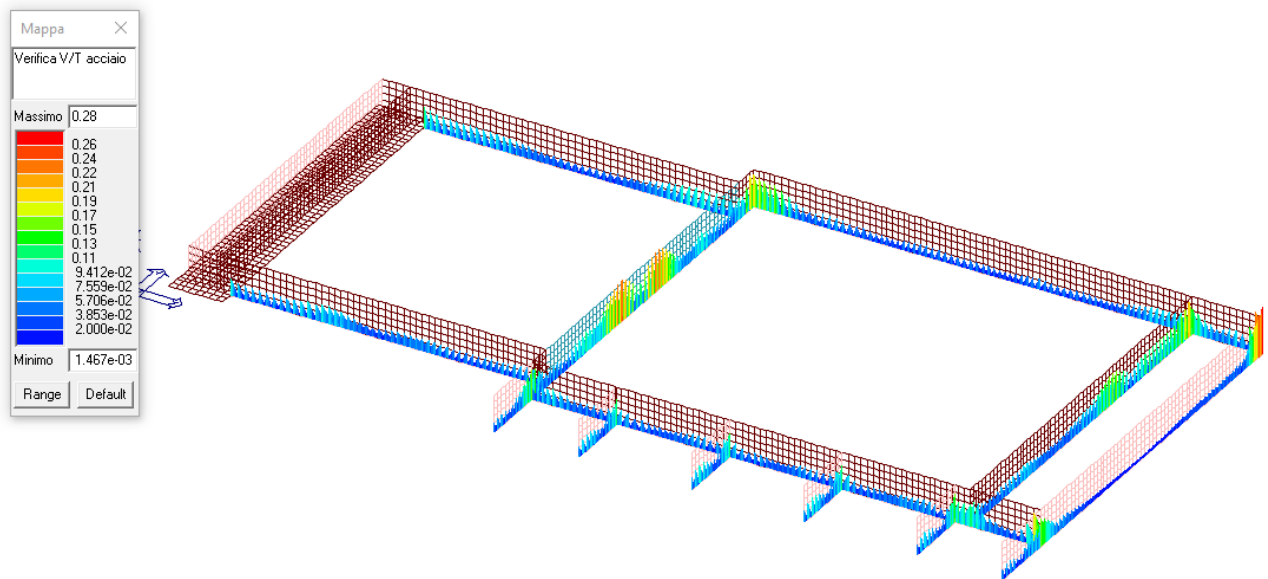


Fig 12. SLU: Mappa Verifica V/T acciaio– **Verifica soddisfatta: $\rho \leq 1$.**

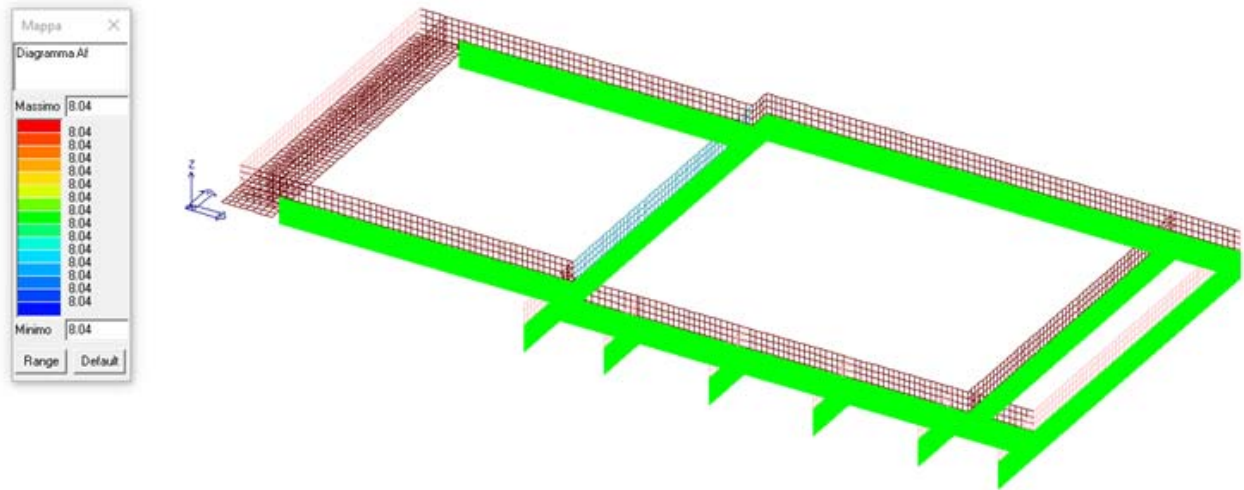


Fig 13. SLU: Mappa Armatura Longitudinale di verifica [cm²].

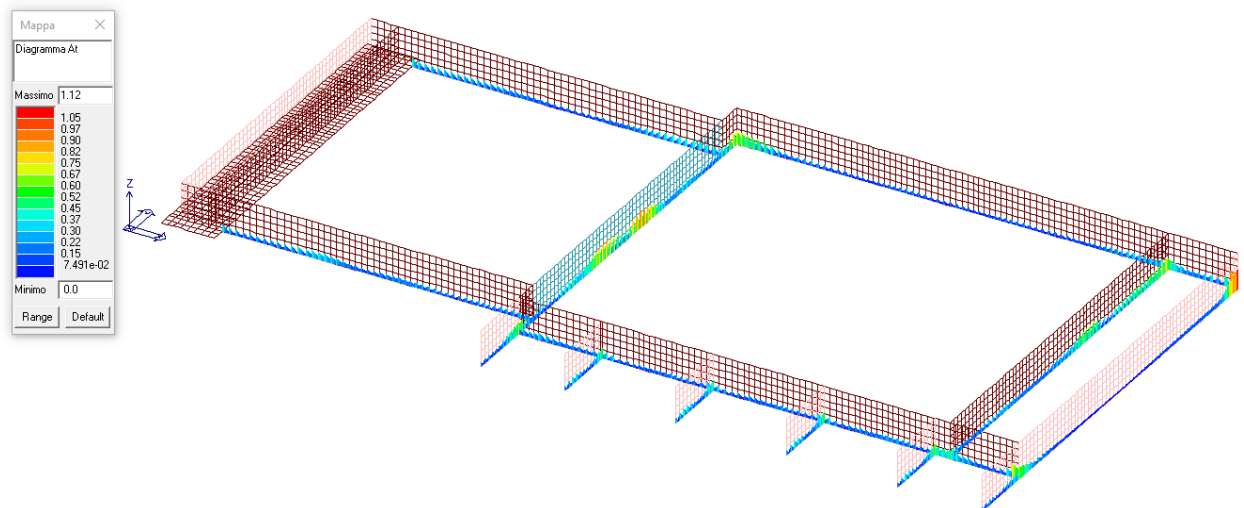


Fig 14. SLU: Mappa Armatura Trasversale da calcolo [cm²/m].

Per l'armatura effettivamente presente si rimanda agli Elaborati Grafici Esecutivi, si sottolinea che essa è sempre maggiore o equivalente a quella considerata nelle verifiche di sicurezza.

1.13 Caratteristiche ed affidabilità del codice di calcolo

Le strutture sono state analizzate mediante procedura di calcolo agli elementi finiti ALGOR SUPERSAP, prodotta dalla ALGOR INTERACTIVE SYSTEM, Inc. Pittsburgh, PA, USA applicato al Software di calcolo PRO_SAP fornito dalla ditta 2S-I di Ferrara.

Informazioni sul codice di calcolo	
Titolo:	PRO_SAP PROFESSIONAL Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL (build 2016-10-175)
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara
Codice Licenza:	Licenza dsi2898

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software **ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico**. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:

2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link:
<http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm>.

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Si può pertanto asserire che l'elaborazione sia corretta e completa. I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

1.13.1 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

1.12.1.1 Verifica Tagli alla Base

Massa Sismica totale: $M_{\text{sis.tot.}} = 317\,700\text{ Kg}$

LCD: sisma x-x

- Sommatoria tagli x-x al piede da Analisi di Calcolo FEM: $F_x = 42\,450\text{ daN}$

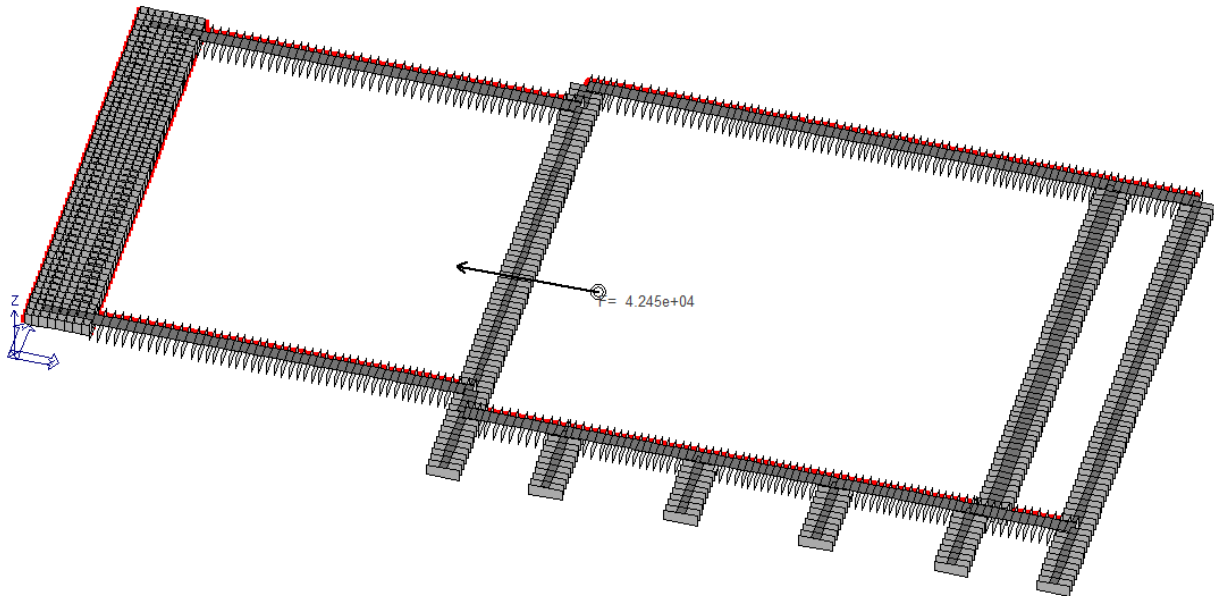


Fig 15. Sommatoria tagli x-x al piede per LCD sisma-x.

LCD: sisma y-y

- Sommatoria tagli y-y al piede dei pilastri da Analisi di Calcolo FEM: $F_y = 51\,280\text{ daN}$

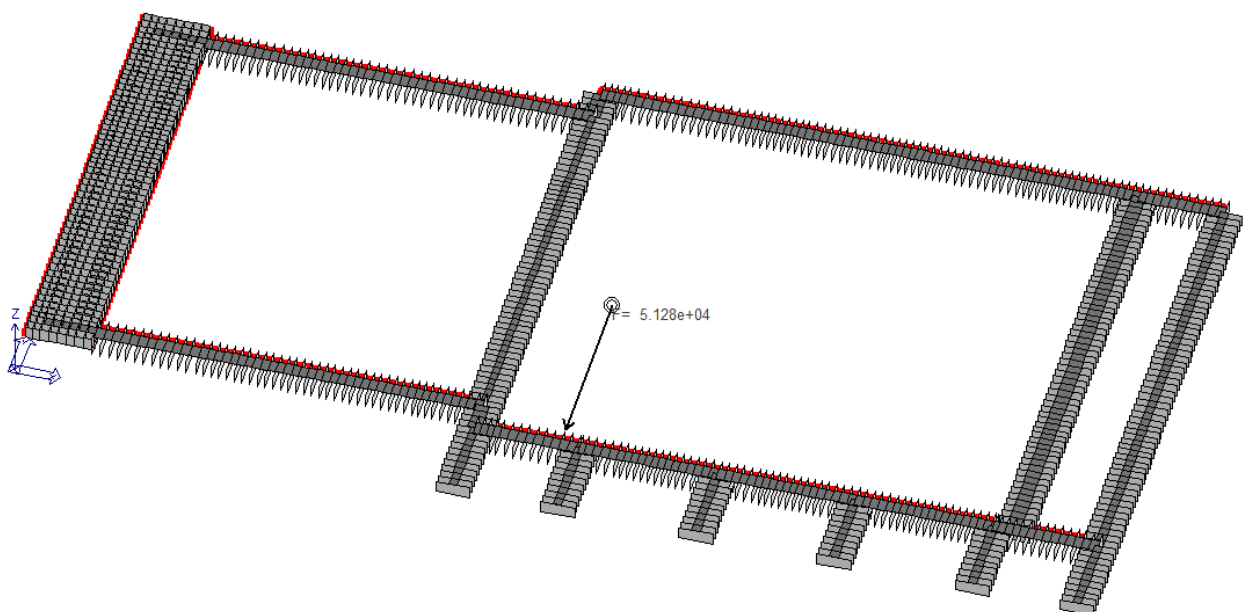


Fig 16. Sommatoria tagli y-y al piede per LCD sisma-y.

Massa Sismica Eccitata in dir. x-x: $M_{\text{sis},x-x} = 317\,700 \text{ kg} \times 0.86 = 273\,222 \text{ kg}$;

Massa Sismica Eccitata in dir. y-y: $M_{\text{sis},y-y} = 317\,700 \text{ kg} \times 0.89 = 282\,753 \text{ kg}$;

Azione sismica x-x totale: $F_{x-x} = M_{\text{sis},x-x} \cdot a_{g,x-x} = 54\,644 \text{ daN}$;

Azione sismica y-y totale: $F_{y-y} = M_{\text{sis},y-y} \cdot a_{g,y-y} = 56\,550 \text{ daN}$.

Confronto tra i tagli sismici totali alla base da modello di calcolo con le azioni sismiche totali alla base da calcolo analitico:

$$\Delta F_{x-x} = |54644 \text{ daN} - 42450 \text{ daN}| = 12194 \text{ daN}; \quad (\Delta = 22 \%)$$

$$\Delta F_{y-y} = |56550 \text{ daN} - 51280 \text{ daN}| = 5270 \text{ daN}. \quad (\Delta = 9 \%).$$

Gli scarti sopra riscontrati, inferiori al 25%, sono trascurabili ed ininfluenti ai fini della correttezza dei risultati dell'analisi effettuata da calcolatore.

Pertanto i risultati dell'analisi del telaio ad elementi finiti si ritengono del tutto accettabili.

1.12.1.2 Verifica sforzo normale parete

Nel seguente paragrafo si effettua una verifica dello sforzo normale di un setto, con riferimento ai singoli casi di carico previsti, in modo da verificare l'accettabilità del modello ad elementi finiti. Per quanto riguarda i carichi considerati si fa riferimento a quelli riportati al paragrafo §1.6 del presente documento, cui si rimanda per maggiori dettagli. In particolare la verifica è condotta considerando i **carichi caratteristici**.

Si riportano alcune figure per identificare il setto oggetto di verifica.

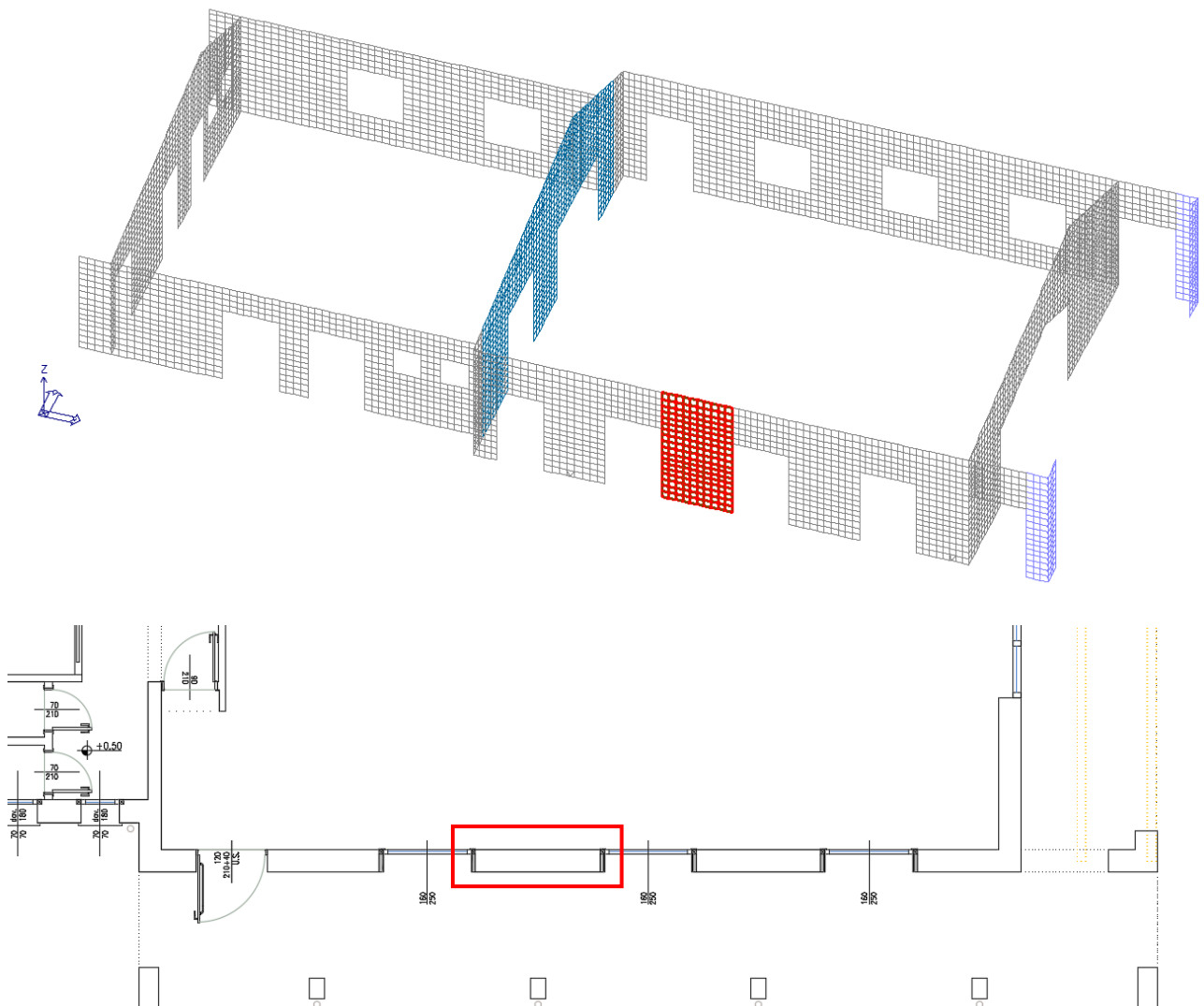


Fig 17. Assonometria da modello e pianta.

Caratteristiche geometriche

Lunghezza	2.27 cm
Altezza	3.5 m
Spessore	38 cm
Area di influenza copertura	$A_i = 4 \text{ m} \times (4.5 + 1.2) \text{ m} = 22.8 \text{ m}^2$
Peso parete	400 daN/m ²

Analisi dei carichi

Tipologia	Note di calcolo	Sforzo normale
• Peso proprio parete		3722 daN
• Peso proprio cordolo	0.23mx0.75mx2500daN/m ² x4m	1725 daN
• Solaio di Copertura		
• Peso proprio travi e travetti		570 daN
• Permanenti G _k	90 daN/m ² x 22.8 m ²	2052 daN
• Variabile solai Q	120 daN/m ² x 22.8 m ²	<u>2736 daN</u>
Totale Copertura		5358 daN
Totale complessivo stimato		10805 daN

Caso di carico	Modello
• Peso proprio struttura	6009 daN
• Permanente solai-coperture G ₁	860 daN
• Permanente solai-coperture G ₂	1783 daN
• Variabile solai Q _a	2791 daN
• Variabile neve Q	1980 daN
Totale	11443 daN

$\Delta N = -638 \text{ daN}$

Errore: =5.9 %(< 10%)

Verifica soddisfatta.

1.14 Strutture Geotecniche di Fondazione

Le caratteristiche del terreno del sito ove sorgerà la nuova costruzione sono state analizzate, dal punto di vista, Geologico-Geotecnico e sismico, a cura del **Dott. Geol. Gabriele Corbelli** i cui risultati sono stati presentati nel **Doc.: "Relazione Geologica - sismica"** e **ss.mm.ii.**, ai quali si rimanda per ulteriori approfondimenti.

I livelli di terreno riscontrati nelle varie stratigrafie ottenute dalle indagini geologico-tecniche effettuate dal **Dott. Gabriele Corbelli** e presentate in modo dettagliato nel suo documento progettuale, al quale si rimanda, sono **idonei** agli scopi progettuali.

Le strutture di fondazione atte a trasmettere i carichi sismici e statici derivanti dalla sovrastruttura al terreno di fondazione, sono costituite da travi a sezione a T rovescia di sezione variabile costituite da:

- soles di fondazione aventi sezioni 100x40 cm;
- setti in c.a. con altezza di 130 cm e spessore variabile tra 20, 25 e 40 cm.

Le strutture di fondazione risultano attestare sul **2° strato** costituito da *limo-argilloso-sabbioso di consistenza medio-alta*, ossia terreno a grana fine di buona consistenza la cui estensione si estende da circa 0.90m/1.20m da piano di riferimento a 1.80m/2.20m circa. Per cui si assume che la rottura avvenga in condizioni NON DRENATE, essendo questa la condizione più critica per questi tipi di terreni, pertanto si assume che la relativa capacità portante possa essere aspressa in termini di tensioni totali ossia:

$$\phi_u = 0.0;$$

$$c = c_u;$$

$$Q_{Lim.} = \gamma_t D + N_c c_u$$

Essendo la nuova costruzione attestata a quota +0.50m da p.c. attuale, ai fini della definizione dei parametri caratteristici geotecnici per la definizione della capacità portante del terreno di fondazione si trascura il contributo dei primi 50 cm di terreno circostante essendo terreno di riporto; si assume quindi la profondità del piano di posa D pari a 1.30 m.

Parametri Geotecnici Caratteristici

$$\gamma_{t,min.} = 1790 \text{ daN/m}^3;$$

$$c_{uk} = 0.84 \text{ daN/cm}^2;$$

$$E_{u,c} = 12.6 \text{ MPa}$$

$$D = 1.30 \text{ m};$$

$$N_c = (\pi + 2) = 5.14 \quad \text{fattore di capacità portante}$$

$$N_q = 1$$

Dalla Teoria di **Paolucci & Pecker** (1997) si definiscono i parametri correttivi dei fattori di capacità portante in condizioni sismiche:

$$Z_r = Z_q = (1 - k_h / \text{tg}\phi)^{0.35} \approx 1.0;$$

$$Z_c = 1 - 0.32 K_h = 0.985.$$

Definizione Capacità Portante

Approccio 2 (A1; M1; R3)

Condizioni Statiche:

$$Q_{lim.} = 4.55 \text{ daN/cm}^2$$

$$q_{Rd} = Q_{lim.} / 2.3 = \mathbf{1.98 \text{ daN/cm}^2}$$

Condizioni Sismiche:

$$Q_{lim.} = 4.54 \text{ daN/cm}^2$$

$$q_{Rd} = Q_{lim.} / 2.3 = \mathbf{1.97 \text{ daN/cm}^2}$$

Stima della Costante di Sottofondo alla Winkler (Modulo di reazione terreno-fondazione)

Formulazione di Bowles:

$$K_s = 40 Q_{lim}$$

$Q_{lim.} \approx 455 \text{ KPa};$

$$K_s = 40 \cdot 455 = 18200 \text{ KN/m}^3 \approx \mathbf{4.18 \text{ daN/cm}^3}$$

Stima dei Cedimenti massimi attesi – Definizione stato tensionale ammissibile – [Cmb. Quasi Permanente]

Considerata la stratigrafia di progetto e la profondità media del piano di fondazione ($D \approx 1.30\text{m}$), si considera come riferimento lo **strato 2**. In virtù della geometria della fondazione, delle caratteristiche del terreno e del carico agente il cedimento massimo atteso può essere stimato con la seguente espressione:

$$S = [\sigma (1 - \nu^2) / E] \times H$$

dove:

H: profondità dello strato significativo coinvolto dal bulbo delle pressioni ($H = 2.20 - 1.30 = 0.90\text{m}$);

E: modulo elastico del terreno ($= 126 \text{ daN/cm}^2$);

v: coeff. di Poisson ($= 0.25$);

σ : pressione media distribuita sul terreno di fondazione a quota $H/2$ (assumendo cautelativamente un angolo di diffusione delle tensioni pari a 30° si ottiene una larghezza di diffusione circa pari a $B_{diff} = B + H/2$, dove B è la larghezza della suola di fondazione);

S: cedimento atteso.

Per la struttura in esame (struttura a pareti in c.a. estese debolmente armate), a favore di sicurezza si considera come cedimento massimo ammissibile $s_{lim} \leq \mathbf{2.5 \text{ cm}}$, limite inferiore per strutture in muratura portante (Holtz, 1991), per cui mediante la precedente correlazione è possibile ottenere il valore di tensione limite in accordo con i cedimenti massimi ammissibili:

$$\sigma_{amm} = S_{lim} / H \cdot E / (1 - \nu^2) \cdot B_{diff} / B = \mathbf{5.41 \text{ daN/cm}^2}$$

Ed esprimere la verifica relativa ai cedimenti in termini tensionali:

$$\sigma_{\max, QP} \leq \sigma_{\text{amm}}$$

Di seguito si riportano le mappe delle massime pressioni involuppo sul terreno di fondazione.

Pressioni massime sul terreno – Verifica di capacità portante [SLU]

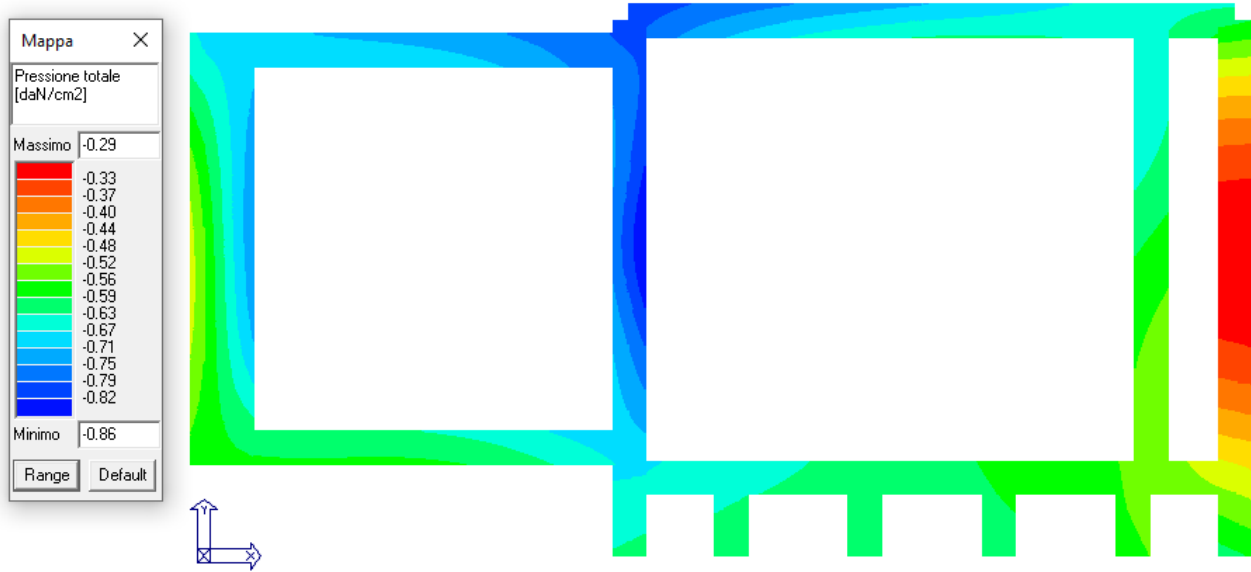


Fig 18. Pressioni massime involucro cmb. SLU – Verifica Soddisfatta: $\sigma_d = 0.86 \text{ daN/cm}^2 \leq q_{Rd} = 1.98 \text{ daN/cm}^2$.

Pressioni massime sul terreno – Verifica di capacità portante [SLV]

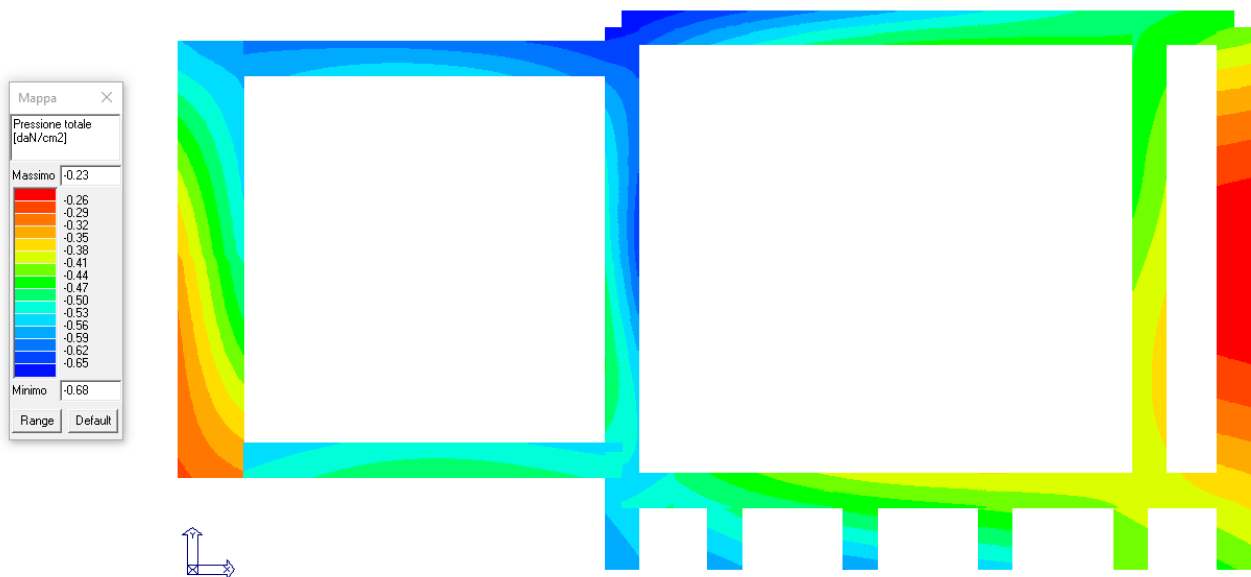


Fig 19. Pressioni massime involucro cmb. SLV Sismiche– Verifica Soddisfatta: $\sigma_d = 0.66 \text{ daN/cm}^2 \leq q_{Rd} = 1.97 \text{ daN/cm}^2$.

Verifica stato tensionale ammissibile – cedimenti massimi attesi – [Q.PERM]

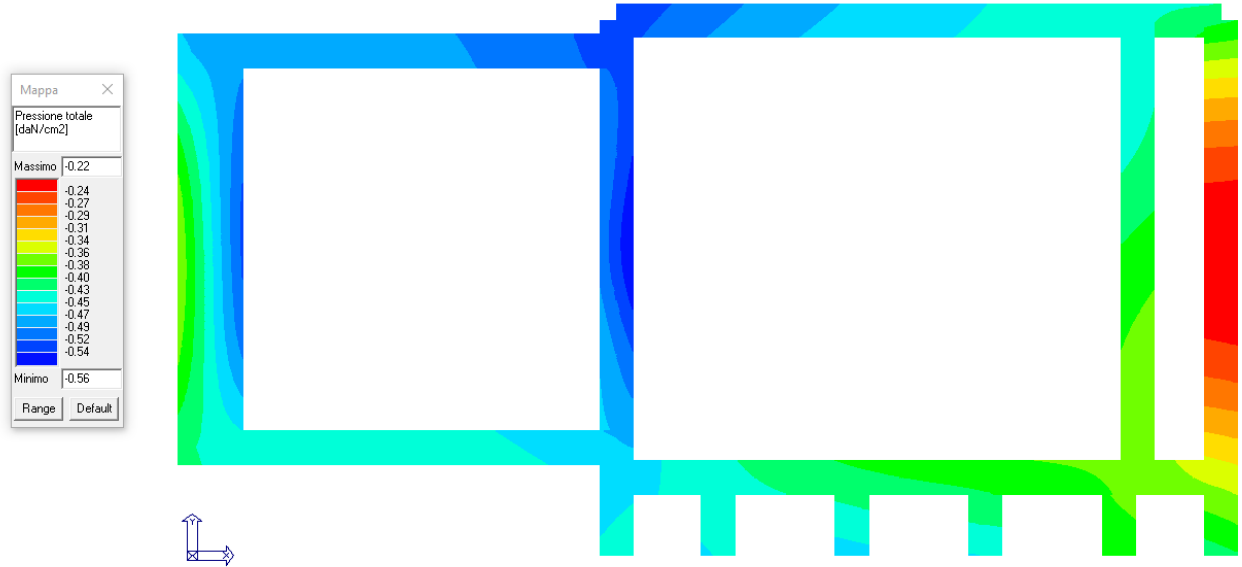


Fig 20. Pressioni massime inviluppo cmb. SLE Q.Permanenti – **Verifica soddisfatta: $\sigma_{max,QP} = 0.56 \text{ daN/cm}^2 \leq \sigma_{amm} = 5.41 \text{ daN/cm}^2$.**

IL PROGETTISTA STRUTTURALE

Per A.Ierre engineering S.r.l.
Ing. Silvio Bonati