



**MINISTRO DELL'ISTRUZIONE**  
 UNITÀ DI MISSIONE PER IL PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA

**PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA**  
**MISSIONE 4: ISTRUZIONE E RICERCA**

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

**PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO**  
**LAVORI DI COSTRUZIONE NUOVA MENSA**  
**SCOLASTICA POLIVALENTE**  
**CUP J75E22000400006**

**PROGETTISTI**

**ARCHITETONICO**  
 Geom. Lorenzo Guagliumi  
 Area Lavori Pubblici Comune di Medolla

**STRUTTURE**  
 Ing. Yassin Elouardi

**IMPIANTI MECCANICI E ANTINCENDIO**  
 Perito Industriale Gavioli Alessio  
 Studio A+ Srl Stp

**IMPIANTI ELETTRICI**  
 Perito Industriale Raffaele Garutti  
 Studio Tecnico Garutti srl Stp

**COORDINATORE ALLA SICUREZZA**  
 Arch. Caterina Bondi

**GEOLOGICA**  
 Pier Luigi Dallari Geogroup Srl

**ACUSTICA**  
 Ing. Roberto Odorici



**PROGETTO STRUTTURALE**

TITOLO ELABORATO **RELAZIONE DI CALCOLO**

**ST**  
**4.1.1**

scala

**1:50**

redazione

**08 Agosto 2023**

revisione

note

**E**  
 Comune di Medolla  
 Comune di Medolla  
**COPIA CONFORME ALL'ORIGINALE DIGITALE**  
 Protocollo N. 0009342/2023 del 08/09/2023  
 Firmatario: YASSIN ELOUARDI

## INDICE

1. PREMESSA.....	2
2. INQUADRAMENTO.....	3
3. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA E DEGLI INTERVENTI .....	4
5. MATERIALI.....	7
6. AZIONI SULLA COSTRUZIONE .....	7
7. CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO .....	12
8. MODELLO NUMERICO.....	17
9. VERIFICHE.....	31

## **1. PREMESSA**

La presente relazione di calcolo riporta la descrizione generale e le verifiche strutturali inerenti alla realizzazione di una struttura da adibire a nuova mensa scolastica polivalente sita nel comune di Medolla.

L'edificio sarà realizzato con una struttura mono-piano in cemento armato a telaio e copertura in legno. Verrà progettato per una classe d'uso IV, al fine di poter essere sfruttato in caso di necessità come edificio strategico.

L'intervento viene inquadrato ai sensi della Normativa Tecnica (D.M 17/01/2018) come nuova costruzione.

Tutti i paragrafi a seguire contengono le informazioni necessarie al fine di definire e descrivere in modo esaustivo il progetto in oggetto, e si rimanda agli eventuali allegati alla presente relazione, secondo le indicazioni presenti negli stessi, per gli approfondimenti numerici.

## 2. INQUADRAMENTO

La struttura in oggetto è sita nel comune di Medolla, da realizzarsi su un'area in prossimità della palestra comunale, della biblioteca e del plesso scolastico di Via Rimembranze. Si riporta in seguito una vista satellitare dell'ubicazione stessa.

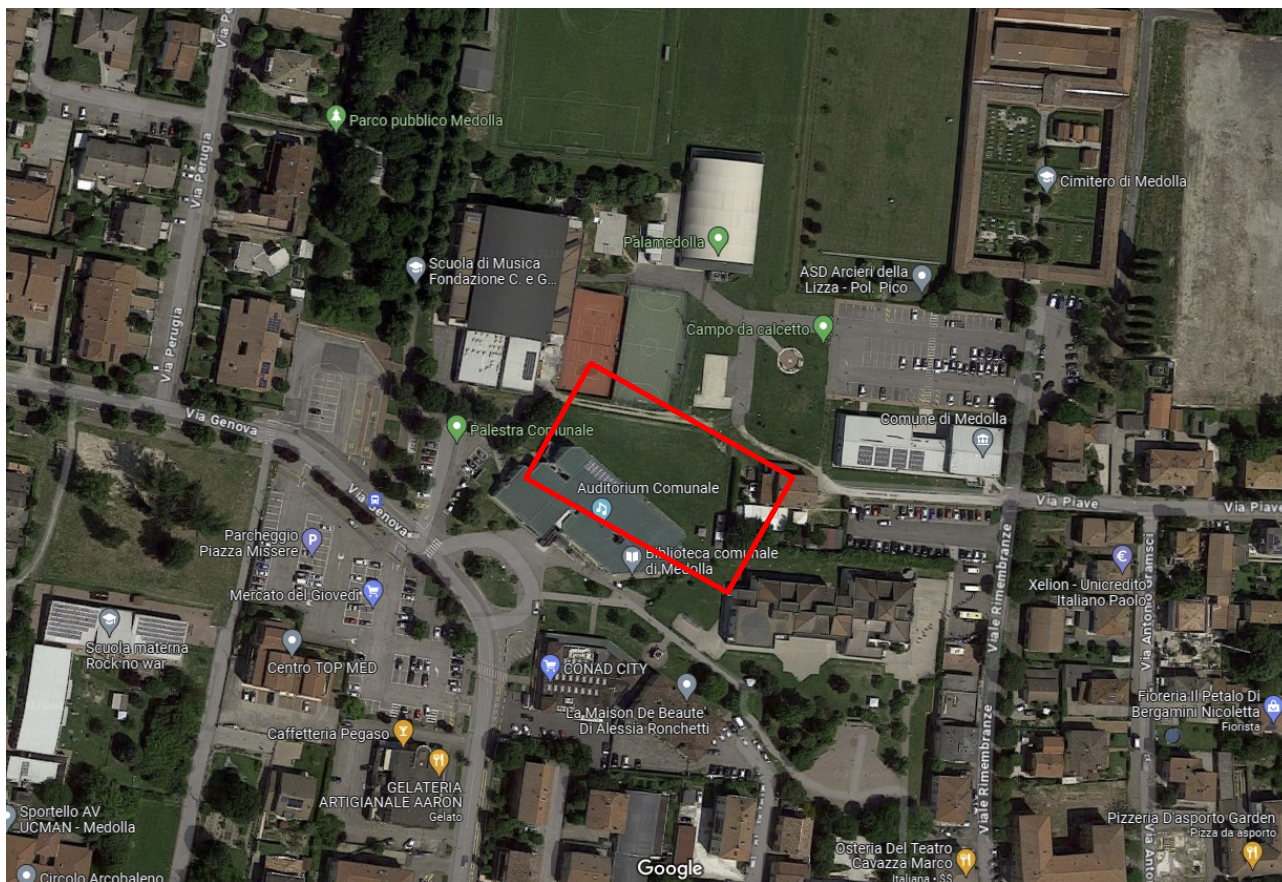


Fig. 1: Identificazione satellitare (Google maps) del fabbricato

### Descrizione delle caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche

In virtù del progetto in oggetto, si è fatto riferimento alla reazione geologica e sismica eseguita in sito e che si allega alla presente, le indagini compiute hanno portato a determinare un sottosuolo di tipo C ("depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti" NTC08 tab.3.2.II) e categoria topografica T1 (superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i < 15^\circ$ ).

### **3. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA**

La struttura in oggetto è costituita da due corpi realizzati giuntati il principale che sarà adibito alla mensa polivalente è composto da un telaio in calcestruzzo armato a più campate in direzione longitudinale (di maggiore lunghezza) e a campata singola in direzione trasversale per un ingombro massimo di 20x15 metri circa. Mentre il secondo corpo adibito a servizi ha un ingombro in pianta di circa 21x6 metri ed è costituito anch'esso da telaio in cemento armato a più campate. I pilastri e le travi hanno sezioni variabili a seconda dei dimensionamenti eseguiti da 30x40 a 30x60

Le fondazioni saranno realizzate a trave rovescia per la porzione della mensa e a platea per la porzione dei servizi, mentre la copertura sarà con travi in legno tipo a cassone per la mensa e in latero-cemento per la porzione servizi.

I tamponamenti saranno in poroton tipo Danesi P800, a completamento sarà realizzato un cappotto, mentre in copertura, a completare la parte strutturale della parte in legno vi sarà un doppio tavolato lineo incrociato e successivamente isolante e lamiera di completamento.

Si riporta a seguire una vista in pianta con inquadramento dei due corpi, si rimanda agli elaborati grafici di progetto per maggiori dettagli.

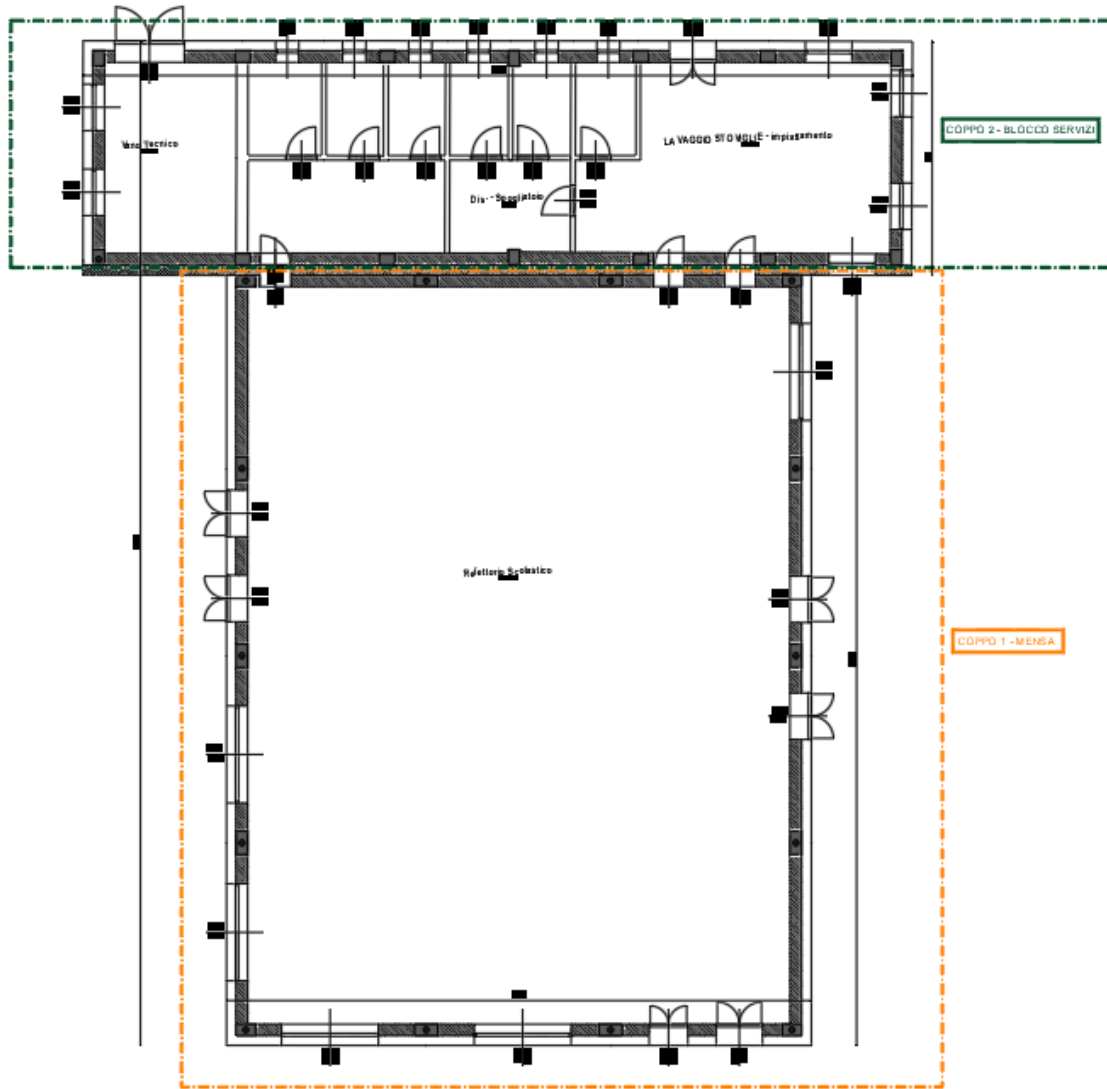


Fig. 2: vista in pianta delle zone oggetto di intervento

#### **4. NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

1. D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 17 Gennaio 2018 Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni".
2. Circolare 21.01.2019 n°7 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

## 5. MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali utilizzati per le nuove strutture in progetto sono definite nell'elaborato "ST02 – Relazione dei materiali", a cui si rimanda.

## 6. AZIONI SULLA COSTRUZIONE

Si riporta in seguito l'analisi dei carichi sulla struttura in oggetto. I carichi principali considerati sono i carichi verticali e l'azione sismica.

### Carichi verticali

I pesi propri degli elementi strutturali principali quali travi e pilastri sono calcolati in automatico dal programma in funzione del peso proprio dei relativi materiali. I solai riportati sono quello della mensa con copertura in legno, e quello dei servizi con copertura in c.a. che si differenzia per il campo di solaio con carico maggiore dove verrà posto il macchinario della pompa di calore.

ANALISI DEI CARICHI SOLAIO COPERTURA MENSA STATO PROGETTO					
<i>Carichi non strutturali</i>					
Elemento	Spessore [cm]	Spessore [m]	Kg/m <sup>3</sup>	Kg/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
Cop. Alluminio	3.5	0.035	15	0.525	0.005
Singolo Tavolato	2.5	0.025	600	15	0.15
Listelli legno	8	0.08		24	0.24
Listelli legno	8	0.08		24	0.24
Isolamento lana roccia	14	0.14	200	28	0.28
Eventuale imp. fotovoltaico				30	0.3
<b>Totale [kg/m<sup>2</sup>]</b>				<b>122</b>	<b>1.22</b>
<i>Carichi strutturali</i>					
Elemento	Spessore [cm]	Spessore [m]	Kg/m <sup>3</sup>	Kg/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
Tavolato singolo superiore	2.5	0.025	800	20	0.20
Tavolato singolo inferiore	2.5	0.025	800	20	0.20
<b>Totale [kg/m<sup>2</sup>]</b>				<b>40</b>	<b>0.4</b>
<i>Carichi da neve</i>					
<b>Totale [kg/m<sup>2</sup>]</b>	categoria H			Kg/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>
				120	1.2
				TOT.	<b>282</b> Kg/m <sup>2</sup>

<b>ANALISI DEI CARICHI SOLAIO COPERTURA SERVIZI STATO PROGETTO</b>					
<i>Carichi non strutturali</i>					
Elemento	Spessore [cm]	Spessore [m]	Kg/m <sup>3</sup>	Kg/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
Cop. Alluminio	3.5	0.035	15	0.525	0.005
Singolo Tavolato	2	0.02	600	12	0.12
Listelli legno	8	0.08		24	0.24
Listelli legno	8	0.08		24	0.24
Isolamento lana roccia	20	0.2	200	40	0.4
<b>Totale [kg/m<sup>2</sup>]</b>				<b>100</b>	<b>1.0</b>
<i>Carichi strutturali</i>					
Elemento	Spessore [cm]	Spessore [m]	Kg/m <sup>3</sup>	Kg/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
Solaio in latero-cemento 20+4		0		300	3.00
<b>Totale [kg/m<sup>2</sup>]</b>				<b>300</b>	<b>3</b>
<i>Carichi da neve</i>					
<b>Totale [kg/m<sup>2</sup>]</b>	categoria H			Kg/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>
				120	1.2

TOT. **520** Kg/m<sup>2</sup>

<b>ANALISI DEI CARICHI SOLAIO COPERTURA SERVIZI (ZONA MACCHINARIO) STATO PROGETTO</b>					
<i>Carichi non strutturali</i>					
Elemento	Spessore [cm]	Spessore [m]	Kg/m <sup>3</sup>	Kg/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
Cop. Alluminio	3.5	0.035	15	0.525	0.005
Singolo Tavolato	2	0.02	600	12	0.12
Listelli legno	8	0.08		24	0.24
Listelli legno	8	0.08		24	0.24
Isolamento lana roccia	20	0.2	200	40	0.4
Macchinario esterno				300	3
<b>Totale [kg/m<sup>2</sup>]</b>				<b>400</b>	<b>4.0</b>
<i>Carichi strutturali</i>					
Elemento	Spessore [cm]	Spessore [m]	Kg/m <sup>3</sup>	Kg/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
Solaio in latero-cemento 20+4		0		300	3.00
<b>Totale [kg/m<sup>2</sup>]</b>				<b>300</b>	<b>3</b>
<i>Carichi da neve</i>					
<b>Totale [kg/m<sup>2</sup>]</b>	categoria H			Kg/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>
				120	1.2

TOT. **820** Kg/m<sup>2</sup>

### **Azione sismica**

Si riportano in seguito tutti i parametri per quanto concerne l'azione sismica di progetto. Tali parametri verranno utilizzati per il calcolo delle forze orizzontali agenti sulla struttura.

#### **VITA NOMINALE E CLASSE D'USO**

Vita nominale,  $VN = 200$  anni

Classe d'uso= IV

Coefficiente d'uso,  $C_u = 2$

#### **DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA**

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell'allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione). L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento  $VR$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale  $VN$  per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento  $VR$  e la probabilità di superamento  $PVR$  associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno  $TR$  ed i relativi parametri di pericolosità sismica:

- $a_g$ = accelerazione orizzontale massima del terreno;
- $F_0$ =valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$ =periodo d'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale, (NTC 2008 §3.2);



## 7. CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

La verifica allo stato limite ultimo per carichi statici viene condotta secondo le prescrizioni riportate nelle norme vigenti. In seguito si riportano le diverse combinazioni utilizzate.

Combinazione fondamentale delle azioni impiegata agli Stati Limite Ultimi (SLU):

$$\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli Stati Limite di Esercizio (SLE) irreversibili:

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

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli Stati Limite di Esercizio (SLE) reversibili:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli Stati Limite di Esercizio (SLE) per gli effetti a lungo termine:

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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma G_i$  e  $\gamma Q_j$  sono dati in §2.6.1, Tab. 2.6.I NTC 2018.

Le verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e allo stato limite di esercizio (SLD; SLO) connessi all'azione sismica devono essere effettuate per la seguente combinazione (Norme Tecniche 2018 §3.2.4 [3.2.16]):

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

dove:

E	azione sismica per lo stato limite in esame;
G1	peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
G2	peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
$\psi_{2i}$	coefficiente di combinazione (Tab. 2.5.I NTC 2018);
$Q_{ki}$	valore caratteristico della azione variabile;

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

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

I valori dei vari coefficienti sono scelti in base alla destinazione d'uso dei vari solai secondo quanto indicato nella norma (NTC2018 Tab. 2.5.1).

Si riportano a seguire le tabelle dei casi e delle combinazioni di carico adottate.

**Casi 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	Gsk	CDC=G2pk (permanente pannelli n.c.d.)	
5	Qsk	CDC=Qsk (variabile solai)	
6	Qnk	CDC=Qnk (carico da neve)	
7	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=G2pk (permanente pannelli n.c.d.)
			partecipazione:1.00 per 5 CDC=Qsk (variabile solai)
			partecipazione:1.00 per 6 CDC=Qnk (carico da neve)
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
12	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
13	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
14	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico

**Combinazioni di Carico**

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
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 (SLV sism.) 15	
16	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 16	
17	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 17	
18	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 18	
19	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 19	
20	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 20	
21	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 21	
22	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 22	
23	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 23	
24	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 24	
25	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 25	
26	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 26	
27	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 27	
28	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 28	
29	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 29	
30	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 30	
31	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 31	
32	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 32	
33	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 33	
34	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 34	
35	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 35	
36	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 36	
37	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 37	
38	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 38	
39	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 39	
40	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 40	
41	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 41	
42	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 42	
43	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 43	

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
44	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 44	
45	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 45	
46	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 46	
47	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 47	
48	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 48	
49	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 49	
50	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 50	
51	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 51	
52	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 52	
53	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 53	
54	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 54	
55	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 55	
56	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 56	
57	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 57	
58	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 58	
59	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 59	
60	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 60	
61	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 61	
62	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 62	
63	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 63	
64	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 64	
65	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 65	
66	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 66	
67	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 67	
68	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 68	
69	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 69	
70	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 70	
71	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 71	
72	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 72	
73	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 73	
74	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 74	
75	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 75	
76	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 76	
77	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 77	
78	SLE(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 78	
79	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 79	
80	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 80	
81	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 81	
82	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 82	
83	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 83	
84	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 84	
85	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 85	
86	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 86	
87	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 87	
88	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 88	
89	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 89	
90	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 90	
91	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 91	
92	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 92	

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	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
2	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	1.00	1.00	0.80	0.80	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	0.80	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	1.00	1.00	0.80	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8	1.00	1.00	0.80	0.80	1.50	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9	1.30	1.30	1.50	1.50	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	1.30	1.30	1.50	1.50	1.05	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	1.50	1.05	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12	1.00	1.00	0.80	0.80	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
13	1.00	1.00	0.80	0.80	1.05	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	0.80	1.05	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
15	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
16	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
17	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
18	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
20	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0

Progetto strutturale ai sensi D.M 17/01/2018

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
21	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
22	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
23	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
24	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
26	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
27	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
28	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
29	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
30	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
31	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
32	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
33	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
34	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
36	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
37	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
38	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
39	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	-0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
40	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
41	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
42	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
43	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
44	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
45	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
46	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
47	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0
48	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0
49	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0
50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0
51	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	-0.30
52	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.30
53	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	-0.30
54	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.30
55	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0
56	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0
57	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0
58	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0
59	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30
60	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30
61	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30
62	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30
63	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0
64	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0
65	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0
66	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0
67	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0
68	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0
69	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0
70	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0
71	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	-1.00
72	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00
73	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	-1.00
74	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00
75	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00
76	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00
77	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00
78	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00
79	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
80	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
81	1.00	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
82	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
83	1.00	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
84	1.00	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
85	1.00	1.00	1.00	1.00	0.70	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
86	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
87	1.00	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
88	1.00	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
89	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
90	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
91	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

Progetto strutturale ai sensi D.M 17/01/2018

---

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
92	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

## 8. MODELLO NUMERICO

Il modello di numerico utilizzato ai fini delle analisi e delle verifiche è stato redatto con il software PROSAP, utilizzando i seguenti elementi finiti:

- 1) Elementi beam (per travi e pilastri).
- 2) Elementi plate (per platea di fondazione)
- 3) Elementi solaio (per i solai di piano).

Le strutture portanti in c.a. sono modellate con elementi trave aventi sezione corrispondente a quella scelta per l'elemento.

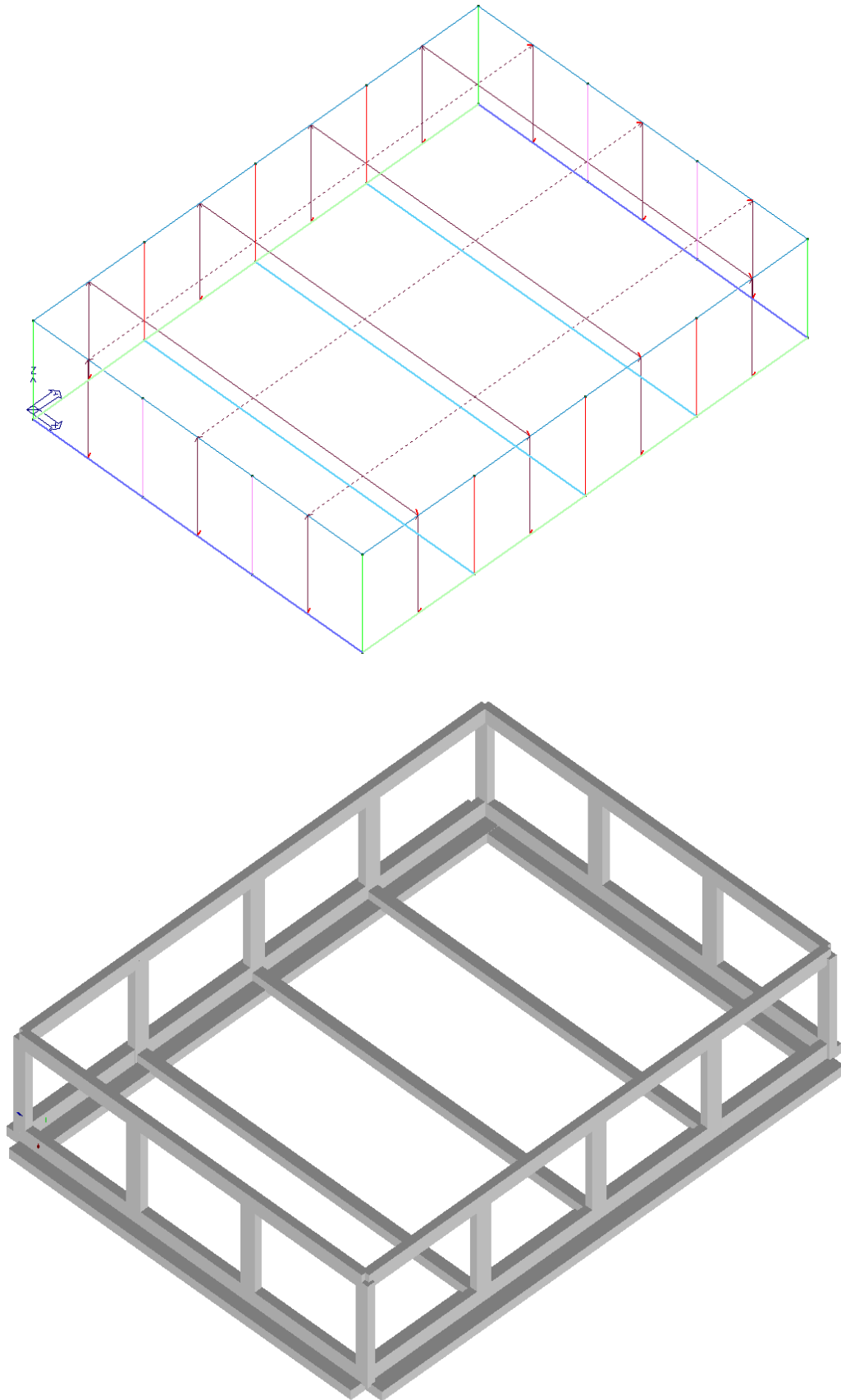
Gli orizzontamenti, sono modellati con elementi solaio a quattro nodi connessi ai nodi tridimensionali, sono caricabili perpendicolarmente al loro piano dai carichi accidentali e permanenti; le azioni sismiche caricano il solaio lungo la direzione del piano medio. Per questo, l'elemento finito solaio viene definito con una rigidezza assiale, ma nessuna rigidezza flessionale, in quanto il comportamento meccanico principale che si intende sondare è quello sotto carico orizzontale dovuto al sisma.

Gli elementi di tipo biella (ove presenti) vengono ottenuti applicando opportuni svincoli alla rotazione sugli elementi di tipo trave.

Gli elementi trave e platea di fondazione sono modellati rispettivamente con elementi trave e con elementi shell a 3 o 4 nodi a cui è assegnato il relativo spessore. A tutti gli elementi di fondazione è stato poi assegnato un valore della  $k$  di winkler pari  $1 \text{ kg/cm}^3$

Al fine delle verifiche locali per la copertura in legno della mensa è stato fatto un secondo modello per la sola verifica della stessa, mentre nel modello principale i solai sono stati simulati con aeree di carico. Verranno riportati tali modelli di volta in volta a seconda delle verifiche realizzate.

In seguito, si riporta una vista unifilare e solida dei modelli realizzati nonché la descrizione in dettaglio delle sezioni e dei materiali adottati.



*Fig. 3: Modello 3D corpo mensa telaio principale vista unifilare e solida*

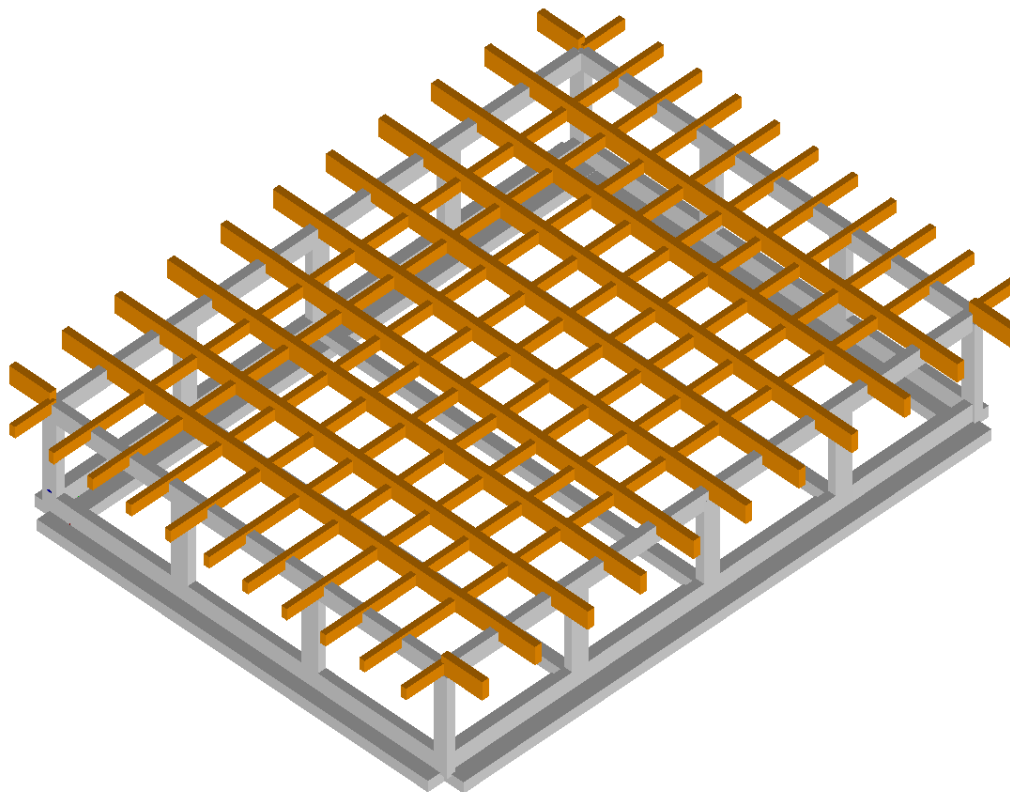
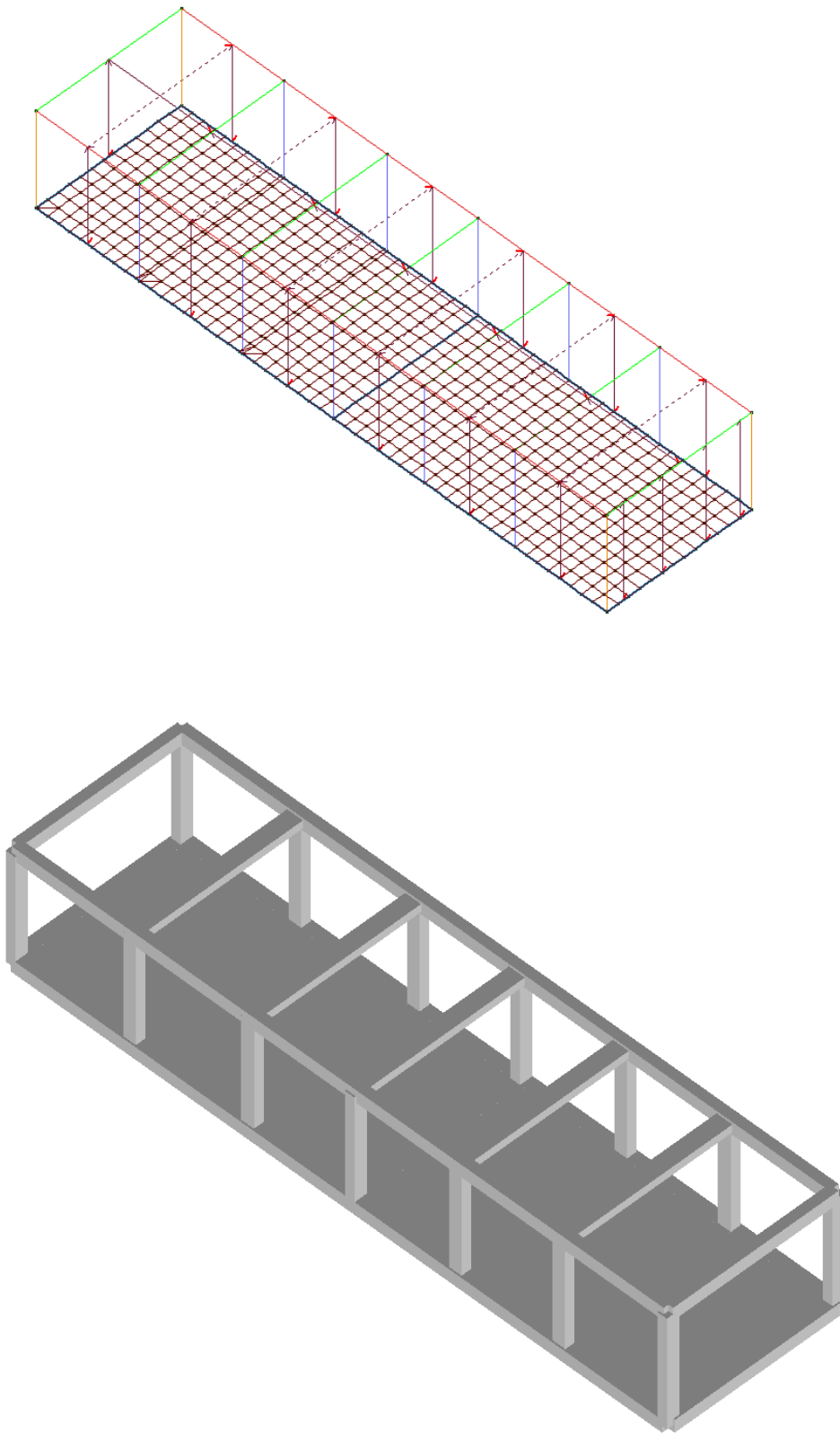


Fig. 4: Modello 3D corpo mensa copertura vista solida

## Sezioni

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
		cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
1	Rettangolare: b=30 h=50	1500.00	1250.00	1250.00	2.799e+05	1.125e+05	3.125e+05	7500.00	1.250e+04	1.125e+04	1.875e+04
2	Rettangolare: b=30 h=60	1800.00	1500.00	1500.00	3.699e+05	1.350e+05	5.400e+05	9000.00	1.800e+04	1.350e+04	2.700e+04
3	Rettangolare: b=30 h=60	1800.00	1500.00	1500.00	3.699e+05	1.350e+05	5.400e+05	9000.00	1.800e+04	1.350e+04	2.700e+04
4	Trave fondazione principale-T rovescia: bi=140 ht=100 bs=30 hi=40	7400.00	0.0	0.0	3.179e+06	9.282e+06	4.692e+06	1.326e+05	6.917e+04	2.095e+05	1.402e+05
5	Cordolo fondazione-Rettangolare: b=40 h=40	1600.00	1333.33	1333.33	3.599e+05	2.133e+05	2.133e+05	1.067e+04	1.067e+04	1.600e+04	1.600e+04
6	Trave fondazione secondaria-T rovescia: bi=120 ht=100 bs=30 hi=40	6600.00	0.0	0.0	2.752e+06	5.895e+06	4.453e+06	9.825e+04	6.710e+04	1.575e+05	1.313e+05
7	Rettangolare: b=30 h=60	1800.00	1500.00	1500.00	3.699e+05	1.350e+05	5.400e+05	9000.00	1.800e+04	1.350e+04	2.700e+04



*Fig. 5: Modello 3D corpo servizi vista unifilare e tridimensionale*

## 9. PRINCIPALI RISULTATI DELLE ANALISI

Si riportano in seguito in forma grafica i principali risultati dell'analisi effettuata. In particolare, è stata eseguita un'analisi di tipo dinamico lineare. Si riportano in via grafica, per ogni elemento resistente gli involuipi più significativi delle sollecitazioni. Tali risultati sono necessari per procedere in seguito alle verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio. Le forze sono espresse in kN, i momenti in kNm. Per i risultati dettagliati in forma tabellare si rimanda all'allegato alla presente relazione (Allegato A) secondo le indicazioni presenti nello stesso.

### 9.1 CORPO MENSA

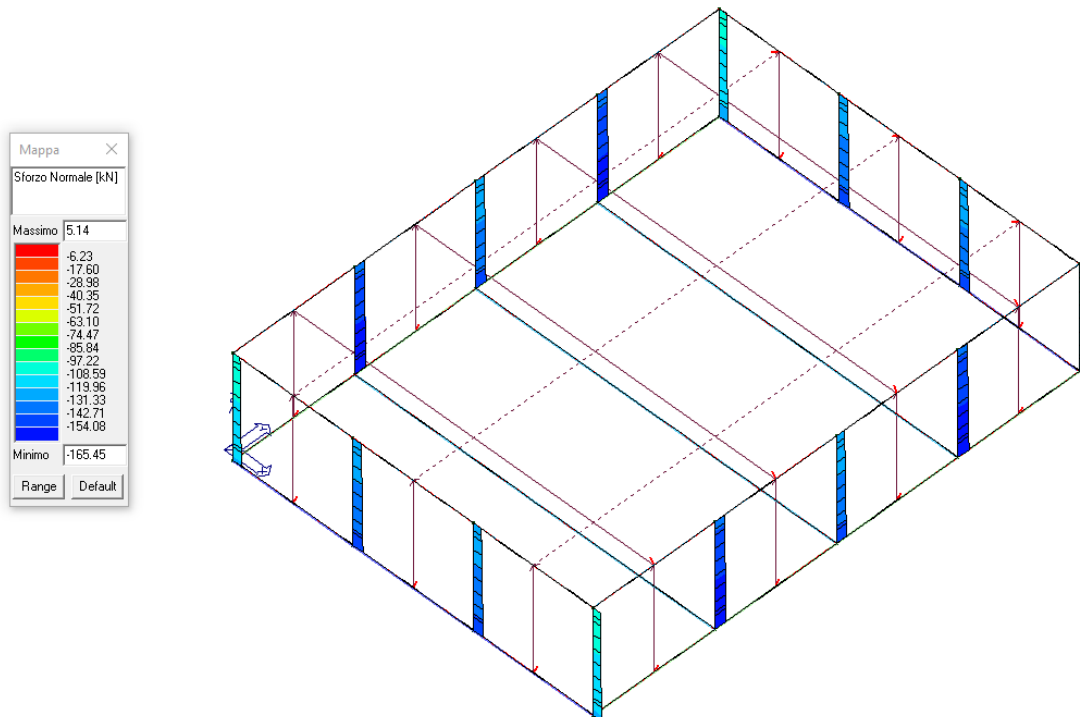


Fig. 6: Sforzo normale massimo pilastri – 165 kN – CMB 9

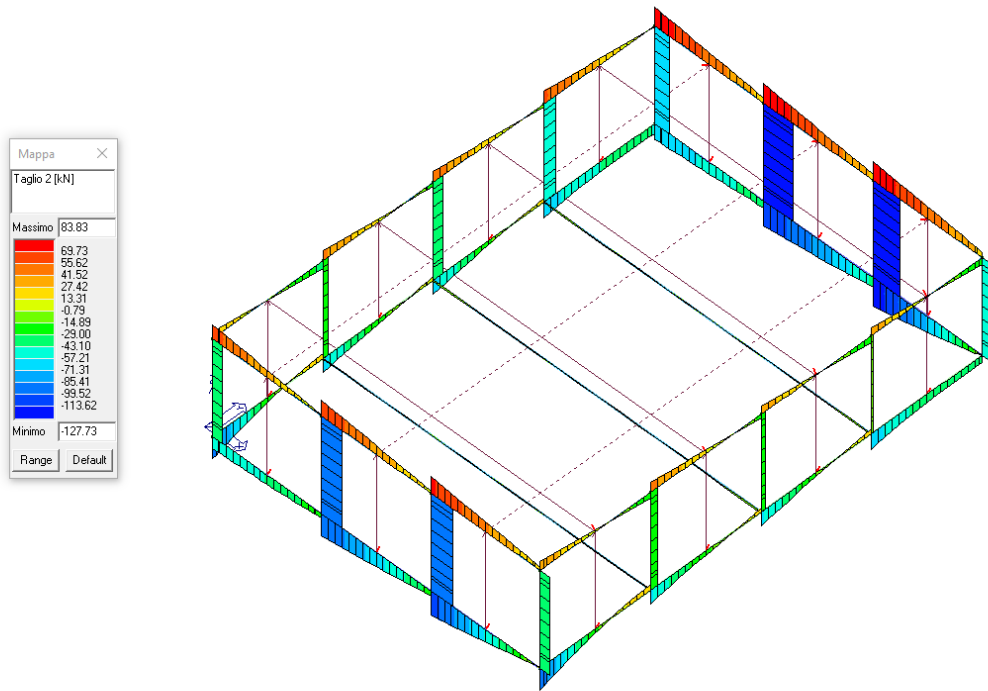


Fig. 7: Taglio massimo pilastri – 127 kN – CMB 30

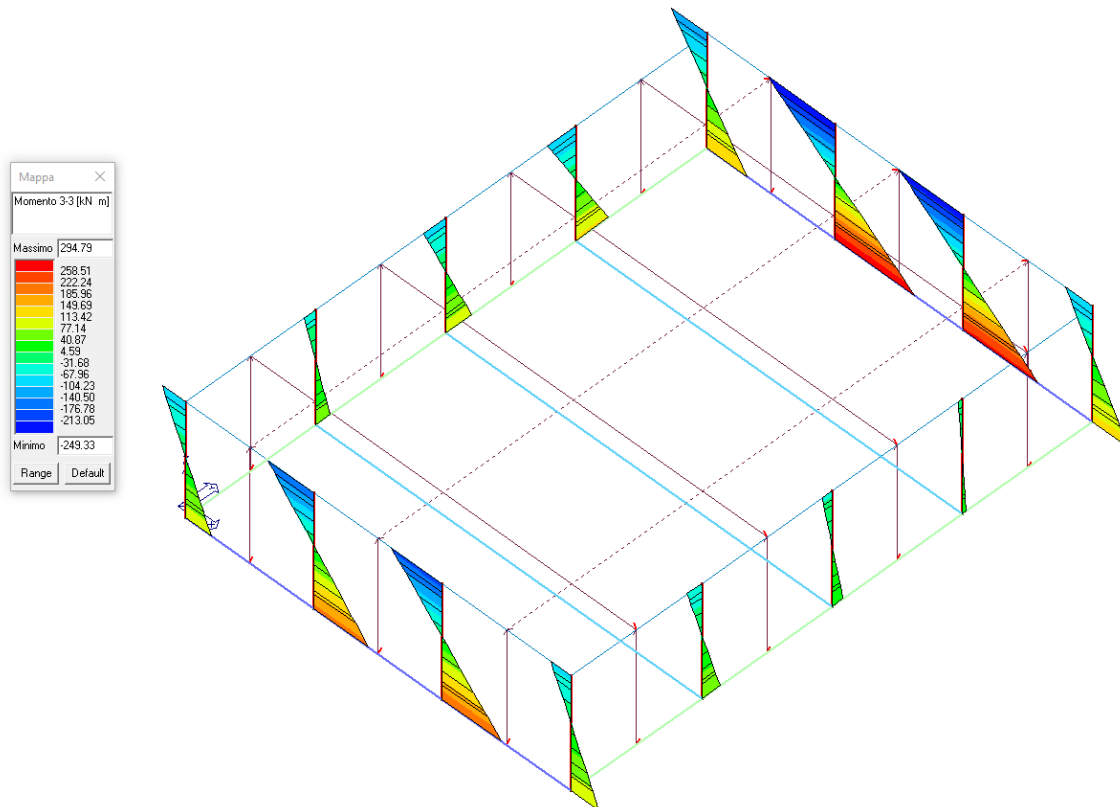


Fig. 8: Momento massimo massimo pilastri – 248.79 kNm – CMB 30

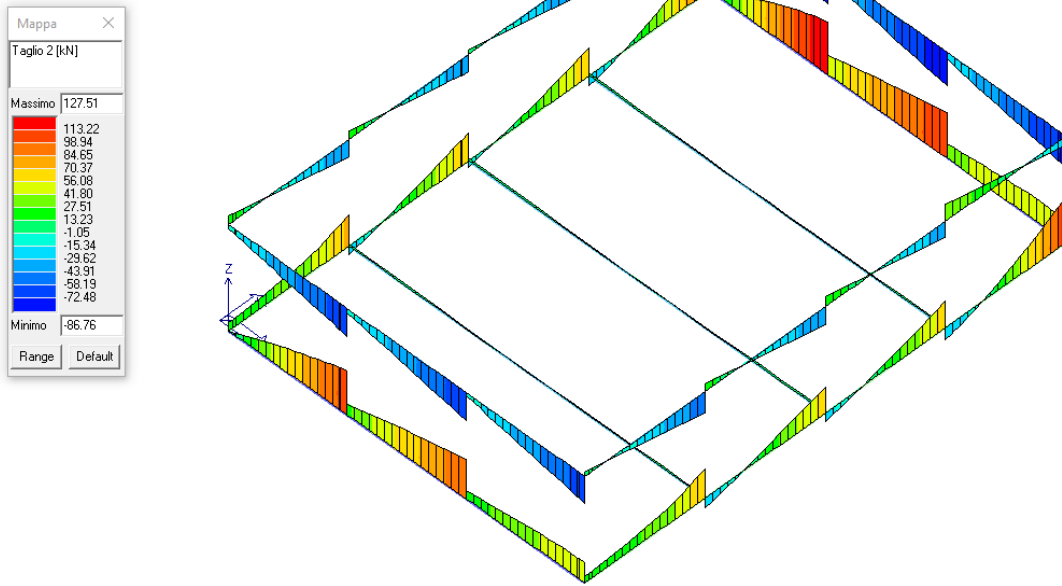


Fig. 9: Taglio massimo travi -127 kN – CMB 27

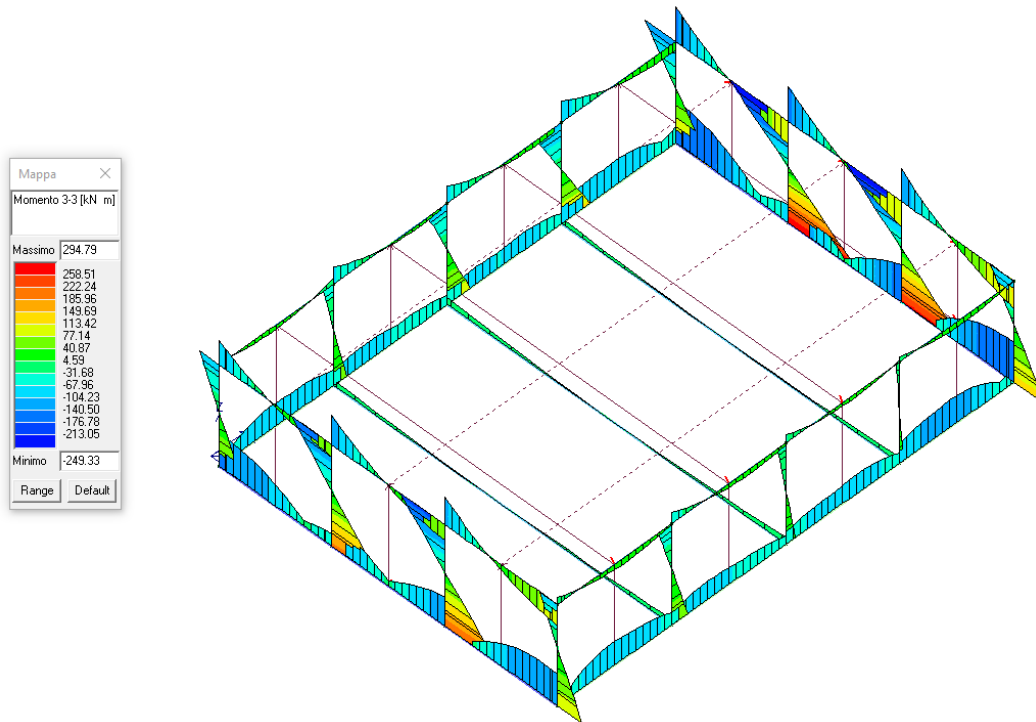


Fig. 10: Momento massimo travi 249.33 kNm – CMB 30

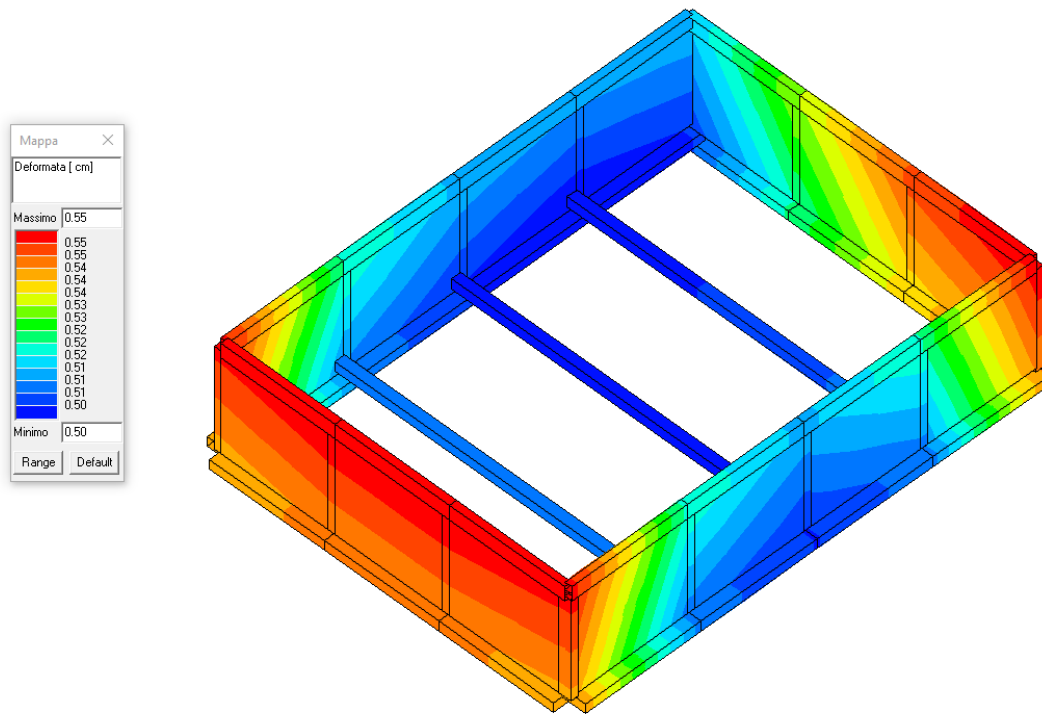


Fig. 11: Deformata massima SLU 0.55 cm – CMB 9

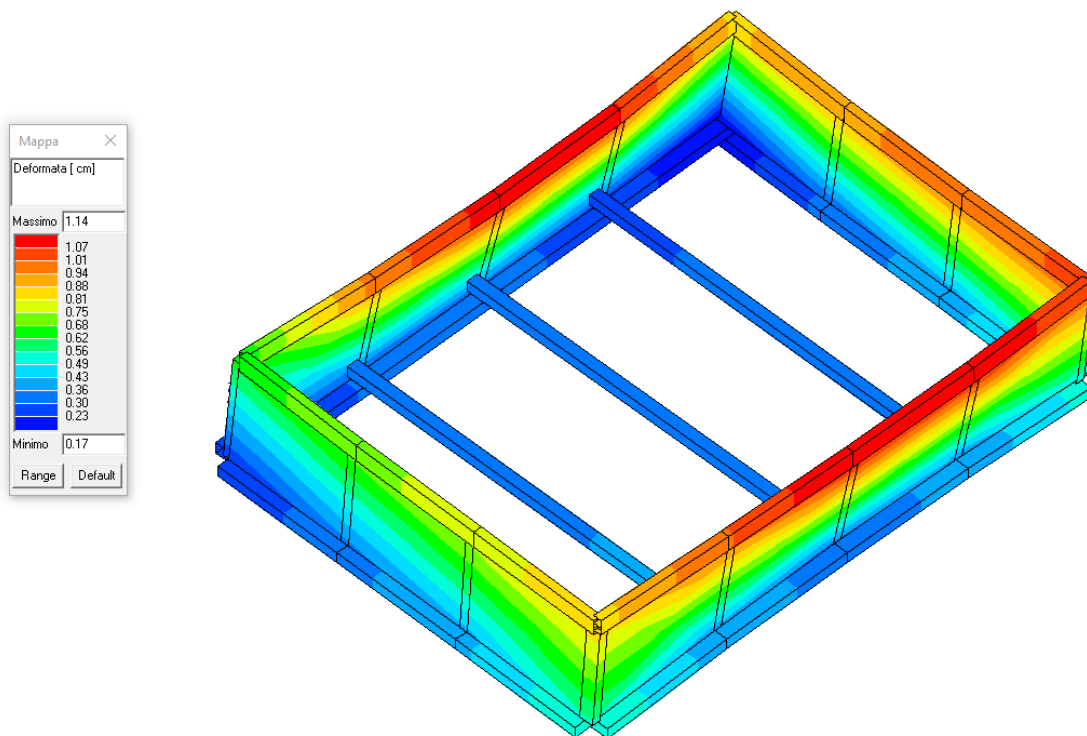


Fig. 12: Deformata massima SLV 1.14 cm – CMB 24

## Elementi di fondazione

Si riportano in seguito le pressioni sugli elementi di fondazione utilizzate nelle successive verifiche di portanza. La fondazione è formata da travi rovesce di altezza 100 e base variabile da 120 a 140 cm.

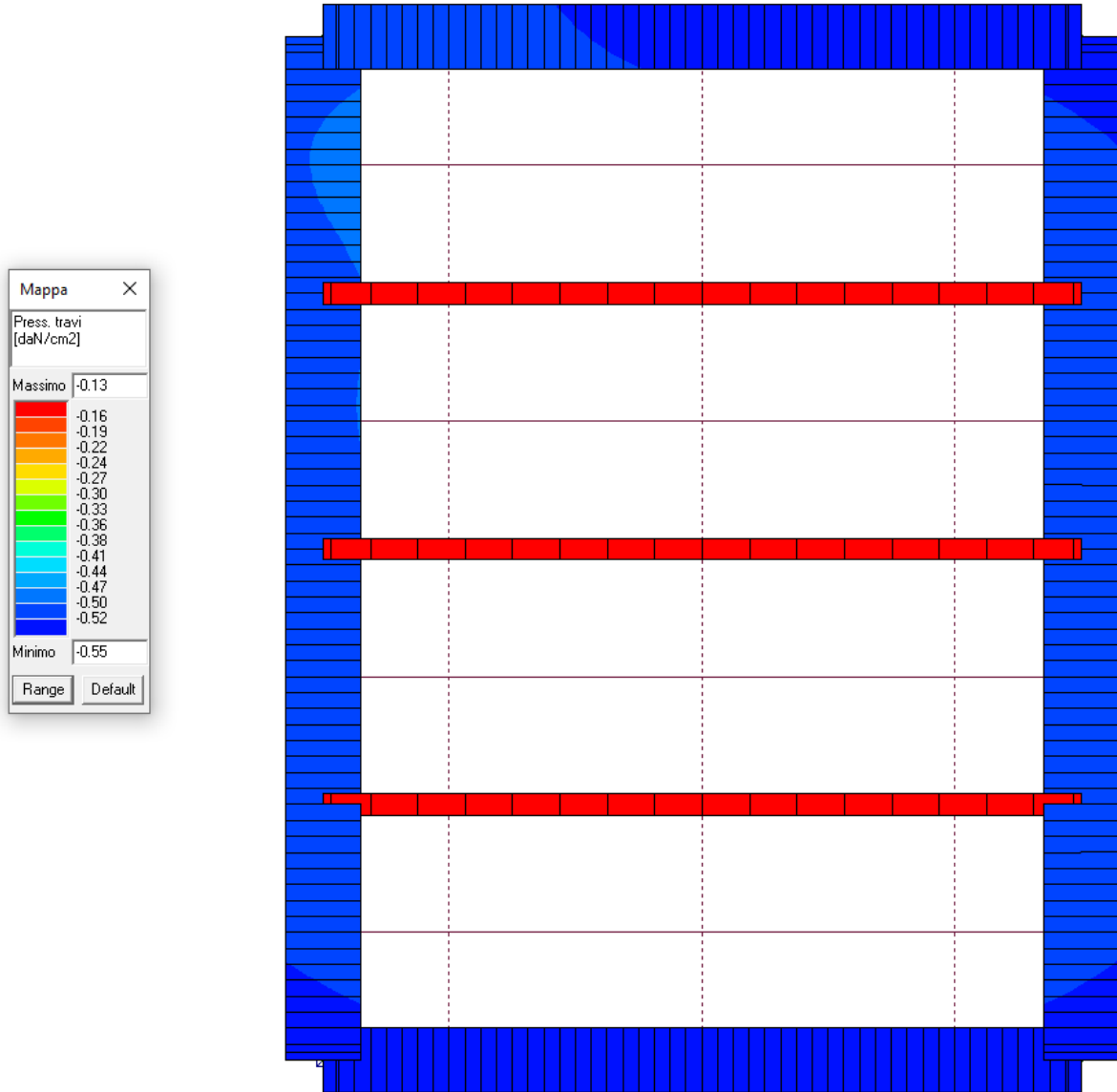


Fig. 13: pressione massima travi di fondazione 0.55 kg/cm<sup>2</sup> – CMB 9

## 9.2 CORPO SERVIZI

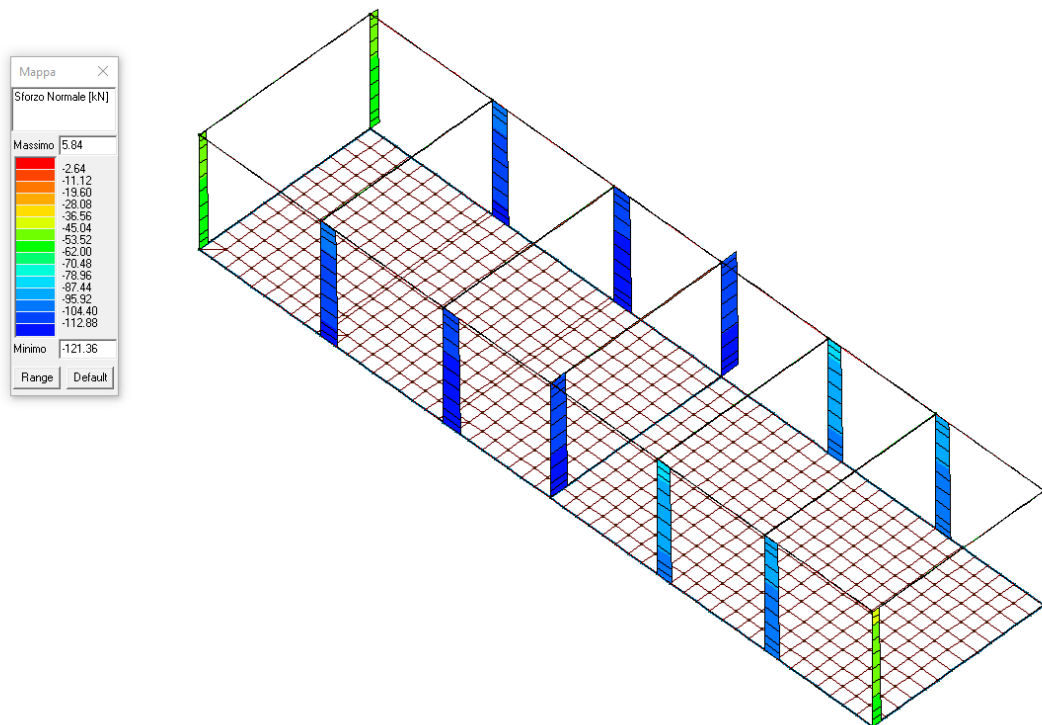


Fig. 14: Sforzo normale massimo pilastri – 121 kN – CMB 2

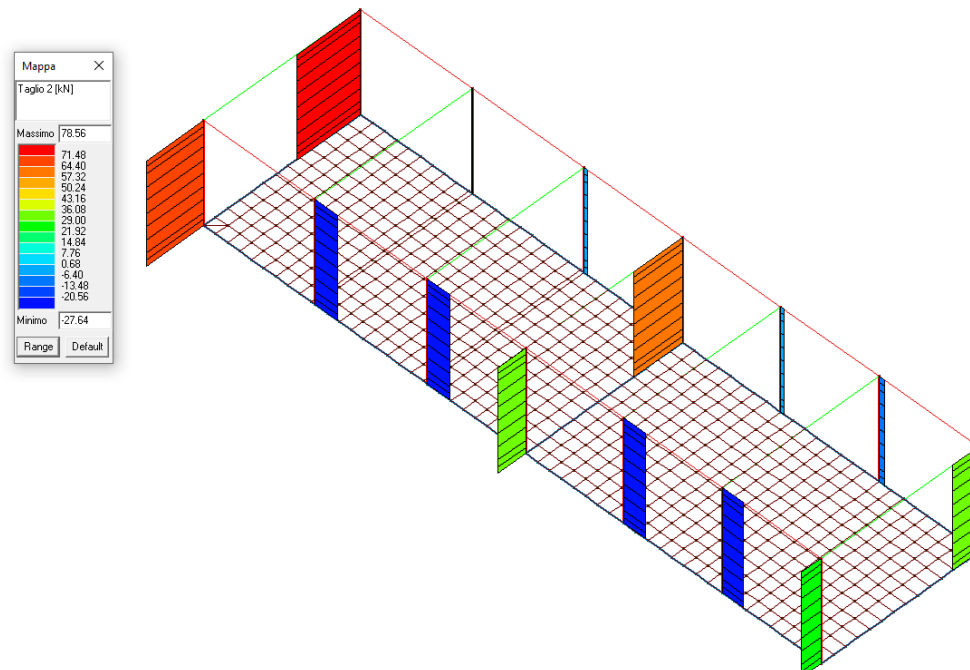


Fig. 15: Taglio massimo pilastri – 78.56 kN – CMB 31

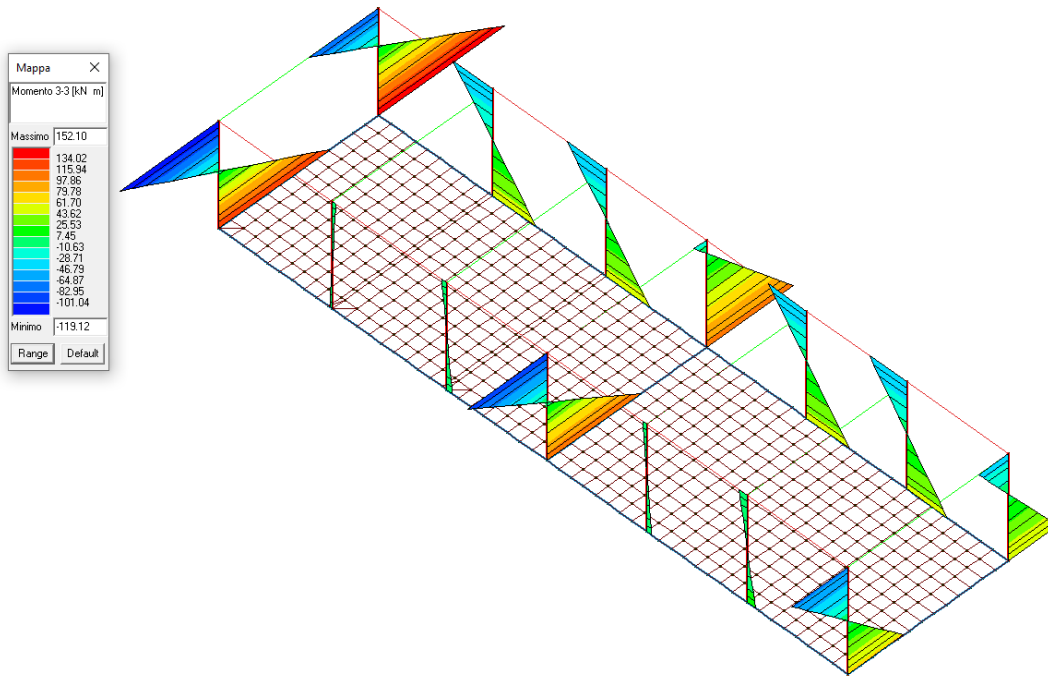


Fig. 16: Momento massimo pilastri – 152.10 kNm – CMB 32

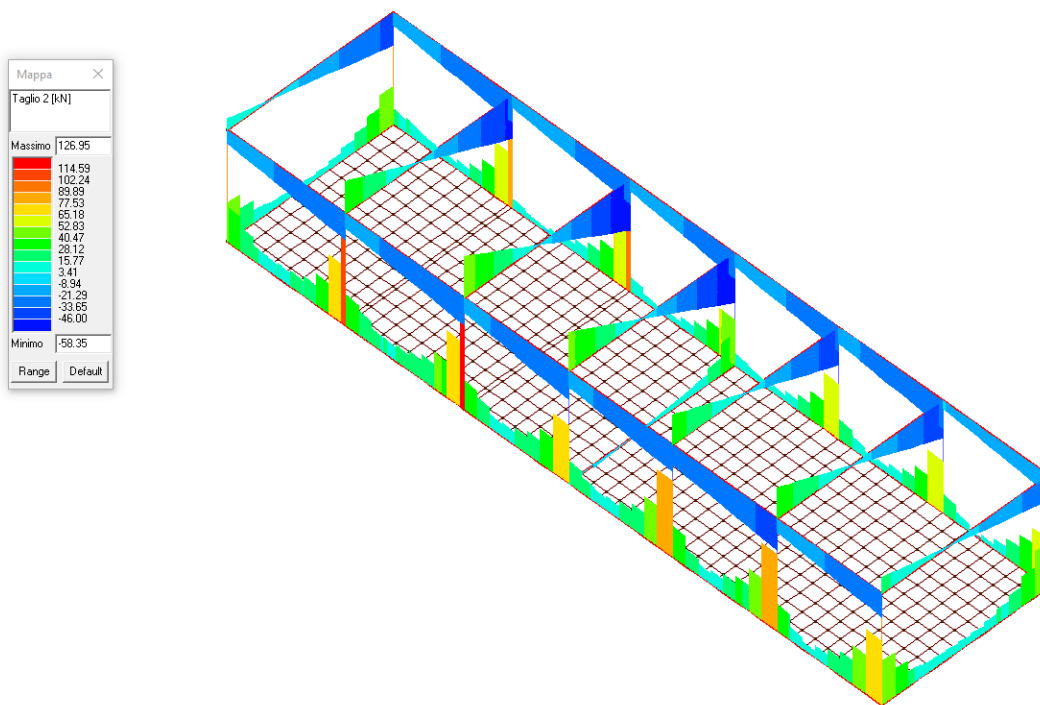


Fig. 17: Taglio massimo travi –126.95 kN – CMB 13

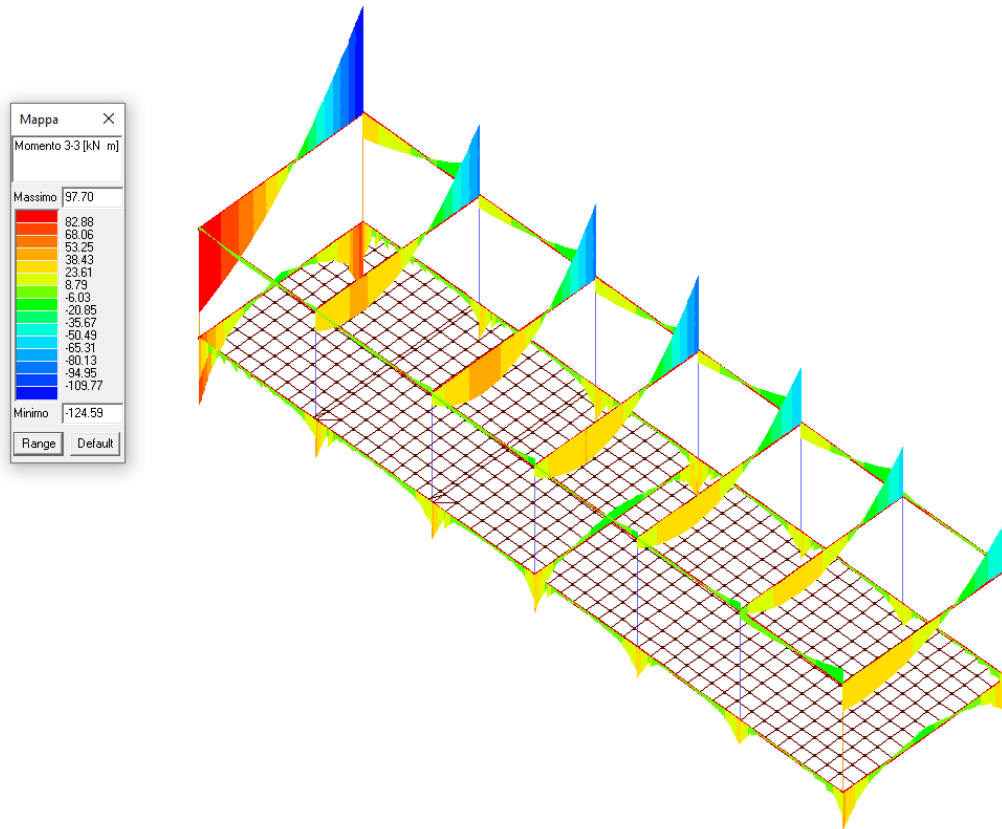


Fig. 18: Momento massimo travi 124.59 kNm – CMB 30

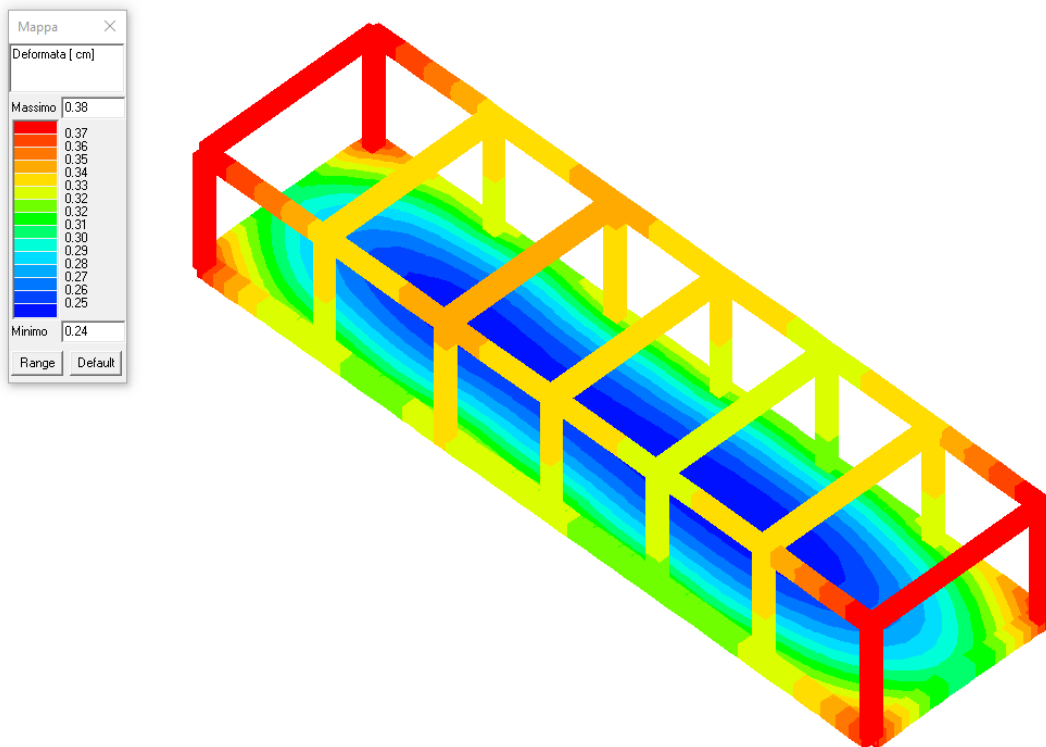


Fig. 19: Deformata massima SLU 0.38 cm – CMB 36

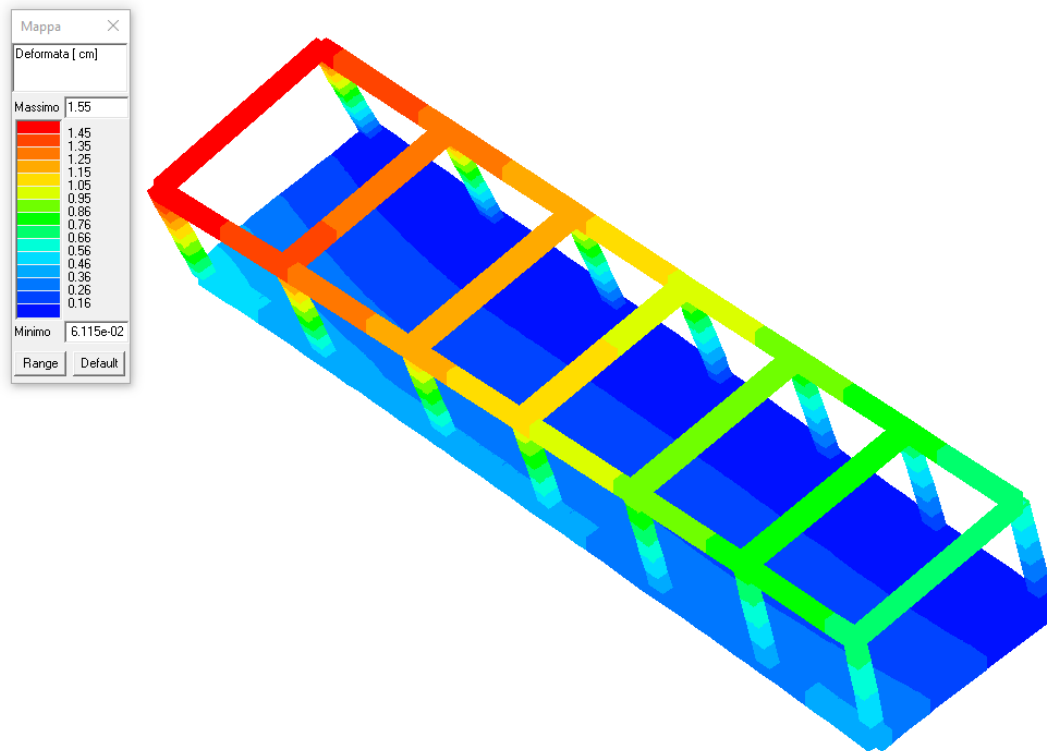


Fig. 20: Deformata massima SLV 1.55 cm – CMB 24

## Elementi di fondazione

Si riportano in seguito le pressioni sugli elementi di fondazione utilizzate nelle successive verifiche di portanza. La fondazione è formata da travi rovesce di altezza 100 e base variabile da 120 a 140 cm.

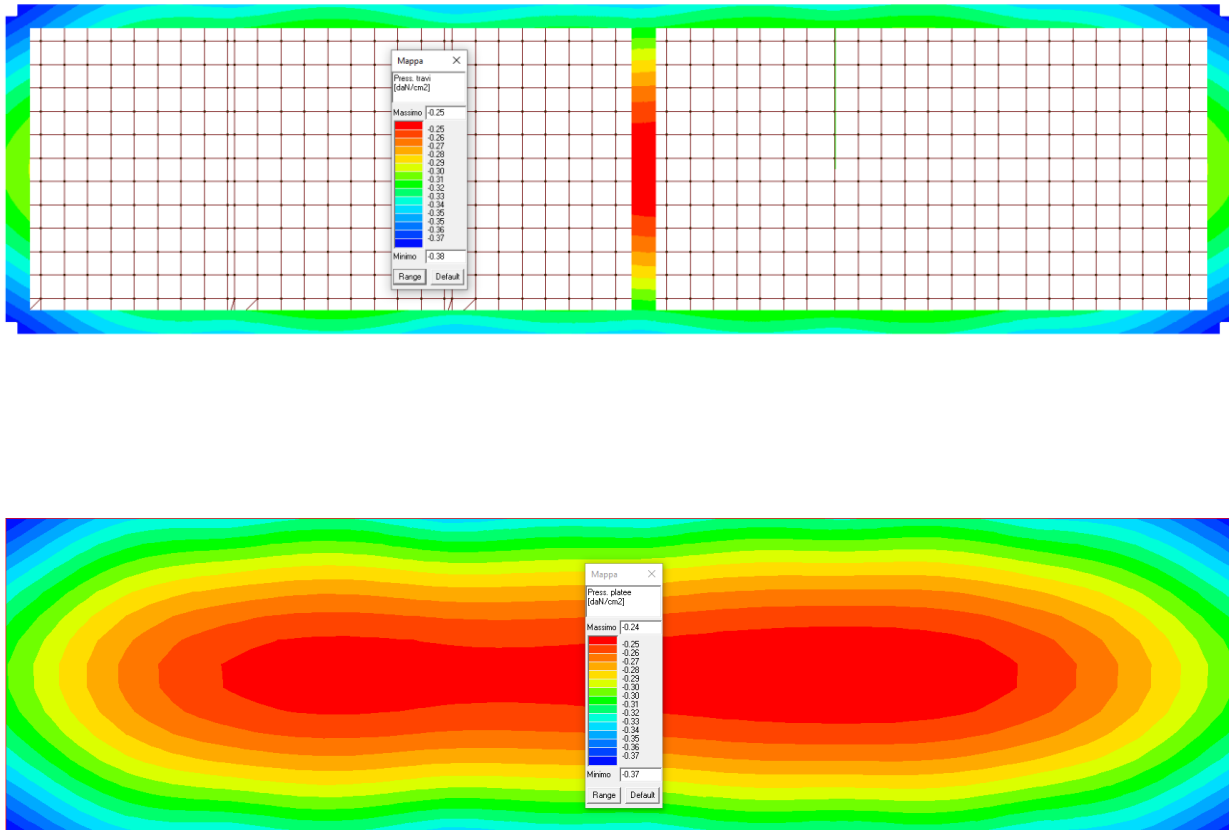


Fig. 21: pressione massima travi di fondazione 0.37 kg/cm2 – CMB 9

## 10. VERIFICHE

Si riportano in seguito le verifiche principali degli elementi resistenti, in particolare la verifica degli elementi principali in calcestruzzo dei due corpi mensa e servizi. Per maggiori dettagli sulle analisi e verifiche in formato tabulare si rimanda agli allegati all'allegato A, alla presente, presente secondo le indicazioni contenute negli stessi.

Le verifiche sono state eseguite considerando una classe di duttilità bassa "CD B" e adottando le prescrizioni previste dalla normativa tecnica per l'applicazione della gerarchia delle resistenze e il confinamento dei nodi, ad eccezione delle prescrizioni di cui al 7.4.4.2.1 per i soli nodi di sommità in quanto trattasi di struttura mono-piano. Si rimanda all'allegato A alla presente relazione per i dettagli relativi alle verifiche di sovrarresistenza. Si rimanda invece agli elaborati esecutivi di progetto per i dettagli inerenti le armature degli elementi strutturali.

### 10.1 CORPO MENSA

#### Verifica di portanza delle fondazioni

Si riporta in seguito, con riferimento ai valori del terreno dedotti dalla relazione geologia (tabella sottostante), la verifica di portanza delle travi di fondazione.

Modello geotecnico medio										
	Profondità	Deposito	$\gamma_{SAT} / \gamma_{SAT}$	$c'$	$C_u$	$D_r$	$\phi'$	$E_s$	$M$	$D_w$
A	0,0 – 1,0	PREFORO								-2,8
B	1,0 – 9,6	Argilla limosa a scarsa consistenza	17,5/19,5	4,2	42,0	/	21	5900	3500	
C	9,6 – 11,1	Argilla limosa a media consistenza	18,0/20,0	6,0	60,0	/	23	8400	4500	
D	11,1 – 16,3	Argilla limosa consistente	18,5/20,5	10,0	100,0	/	25	14000	10000	
E	16,3 – 20,0	Sabbia limosa mediamente addensata	18,5/20,5	/	/	50	38	18000	/	
		Descrizione litologica	Peso di volume naturale e saturo	Coesione efficace	Coesione non drenata	Densità relativa	Angolo d'attrito efficace di picco	Modulo di Young	Modulo edometrico	Soggezione
		M da p.c.	( $kN/m^3$ )	( $kN/m^2$ )	( $kN/m^2$ )	(%)	(°)	( $kN/m^2$ )	( $kN/m^2$ )	(m da p.c.)

Al fine di verificare che le pressioni di contatto determinate siano minori di quelle che il terreno può sopportare, si effettua un calcolo della portanza del terreno considerando il metodo di rottura suggerito da Terzaghi per cui la superficie di rottura si trova a una distanza pari a  $D+B$ , con  $D$  la profondità di posa della fondazione, come si può constatare questa è a una profondità pari a circa 2.9 m che è contenuta all'interno del primo strato di argilla per cui si può assumere il terreno come omogeneo. Lo stesso vale per la fondazione a platea del corpo servizi per cui si assume cautelativamente lo stesso valore di coesione del primo strato. Per maggiori sui parametri si rimanda alla relazione geologica in allegato.

La verifica viene effettuata in condizioni non drenate. Il carico limite viene calcolato con riferimento alla formulazione di Brinch Hansen e viene così espresso (Eurocodice 7- appendice D):

$$R = 5,14 C_u b_c s_c i_c d_c g_c + q$$

Con  $b_c$ ,  $s_c$ ,  $i_c$ ,  $d_c$ ,  $g_c$  coefficienti correttivi che tengono conto di:

Coefficiente di forma (Vesic, 1973):

$$s_c = 1 + 0,2(B' / L')$$

Coefficiente di Inclinazione (Vesic, 1973):

$$i_c = \frac{1 - (m * T)}{(B' * L' * c_u * (2 + \pi))}$$

Coefficiente di affondamento (Brinch Hansen, 1970):

$$d_c = 1 + 0,4(D / B')$$

Coefficiente di inclinazione della base della fondazione (Brinch Hansen, 1970):

$$b_c = 1 - \left( \frac{2\alpha}{\pi + 2} \right)$$

Coefficiente relativo all'inclinazione del p.c.(Brinch Hansen, 1970)

$$g_c = 1 - \left( \frac{2\beta}{\pi + 2} \right)$$

di seguito si riporta il foglio di calcolo utilizzato ai fini di determinare la portanza (si trascura a favore di sicurezza il contributo di q).

Stratigrafia				
Profondità	Modello geotecnico	Parametri geotecnici		
z [m]	Terreno [Media 2 CPT]	Cu [kg/cm2]	$\gamma$ [kN/m2]	$\gamma_s$ [kN/m2]
1.0-9.6	Coesivo	0.42	21	19.5
9.6-11.0	Coesivo	0.6	23	20

Dati generali		Coefficienti Vesic	
Descrizione	Valore	Descrizione	Valore
B	1.2	sc	1.02
D	1	ic	1
D+B	2.2	dc	1
L	14	bc	1
falda [m]	2.7	gc	1
$\gamma_{sat}$ [kN\m3]	19.5		
$\gamma_w$ [kN\m3]	10		
Nc	5.14		
Nq	7.5		
$\gamma_{R2}$	1.8		
$\gamma_{R3}$	2.3		
$\gamma_m$	1.4		

APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 2			
Cu,k [kg/cm2]	Cu,d [kg/cm2]	Rk [kg/cm2]	Rd [Kg/cm2]
0.42	0.30	1.57	0.87
APPROCCIO 2 - COMBINAZIONE UNICA			
Cu,k [kg/cm2]	Cu,d [kg/cm2]	Rk [kg/cm2]	Rd [Kg/cm2]
0.42	0.42	2.20	0.95

Da quanto riportato al paragrafo precedente la pressione massima agente è pari a 0.55 kg/cm2. Che risulta minore del carico ammissibile qui sopra determinato che è pari a 0.87 kg/cm2.

## Verifica di resistenza Pilastri

### Verifiche agli SLU

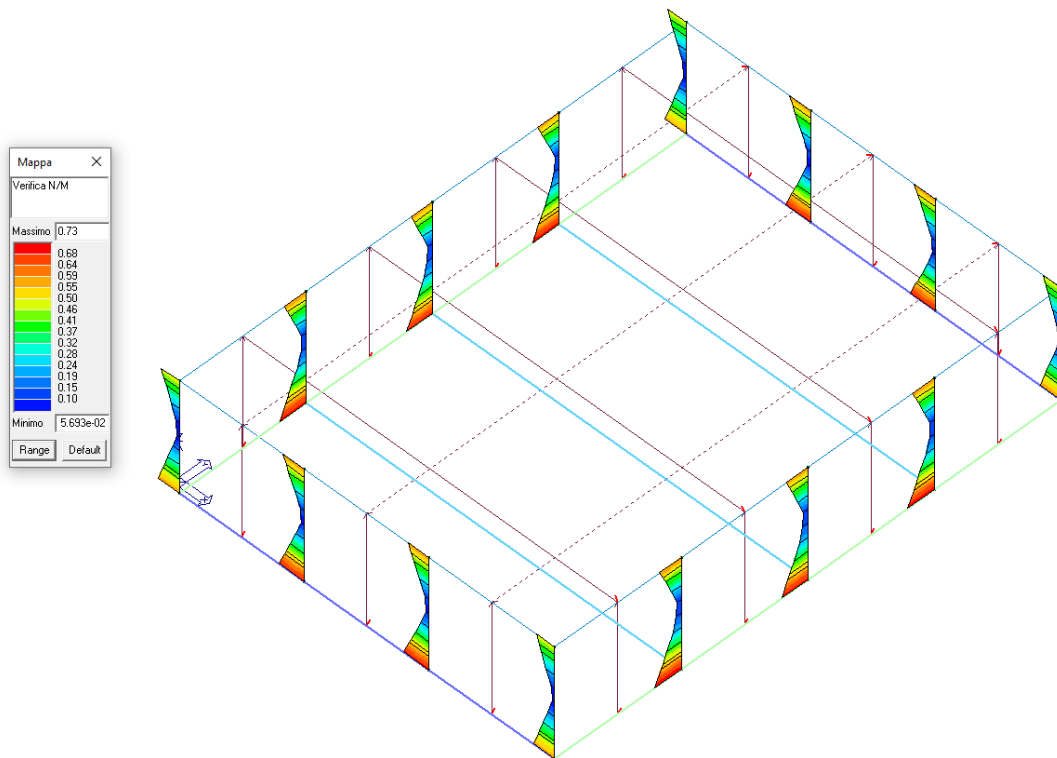


Fig. 22: Verifica a pressoflessione –  $0.73 < 1$

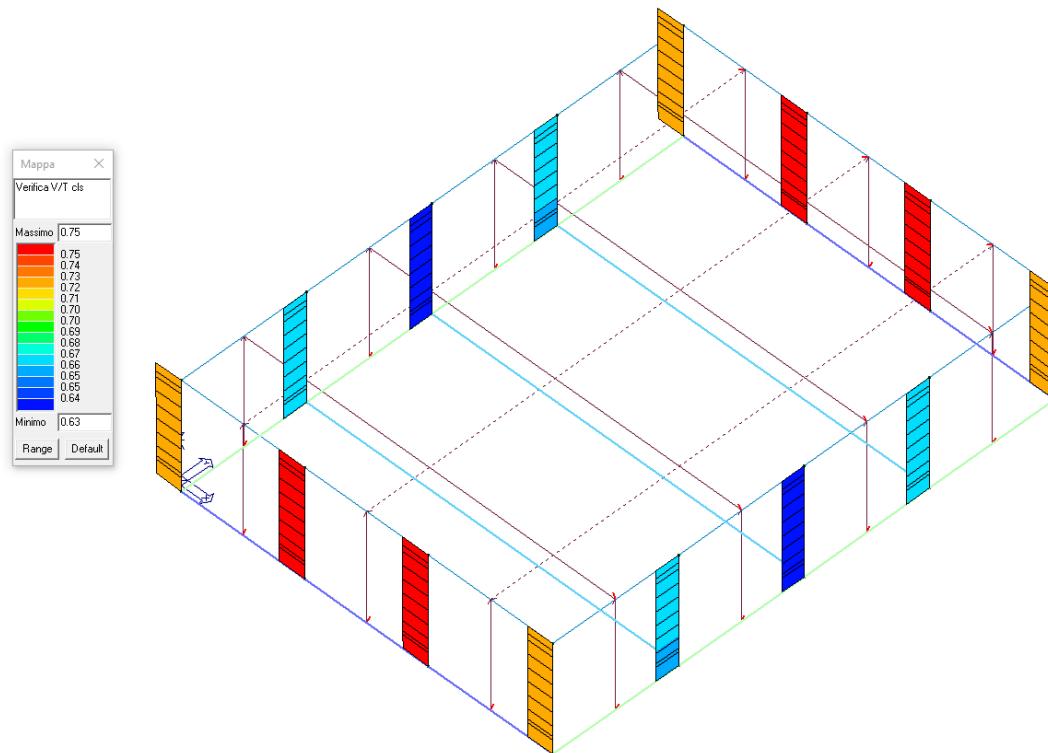


Fig. 23: Verifica a taglio lato cls –  $0.75 < 1$

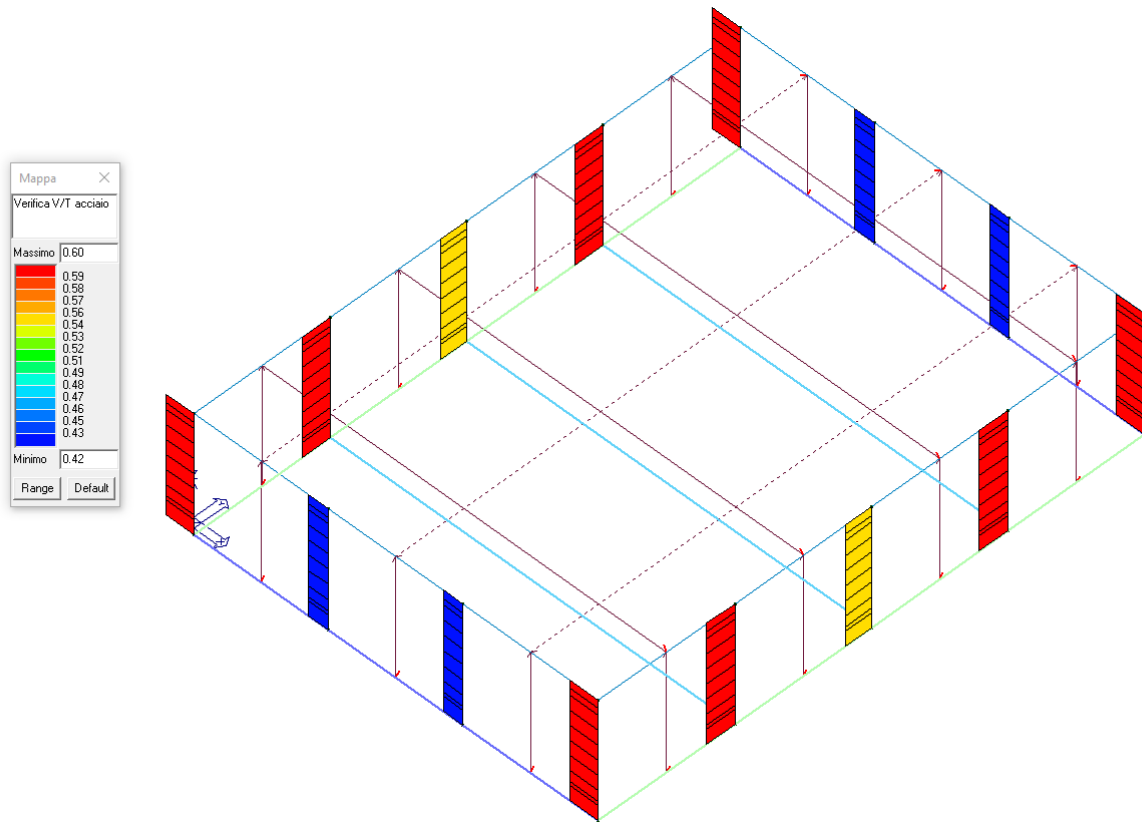


Fig. 24: Verifica a taglio lato acciaio –  $0.6 < 1$

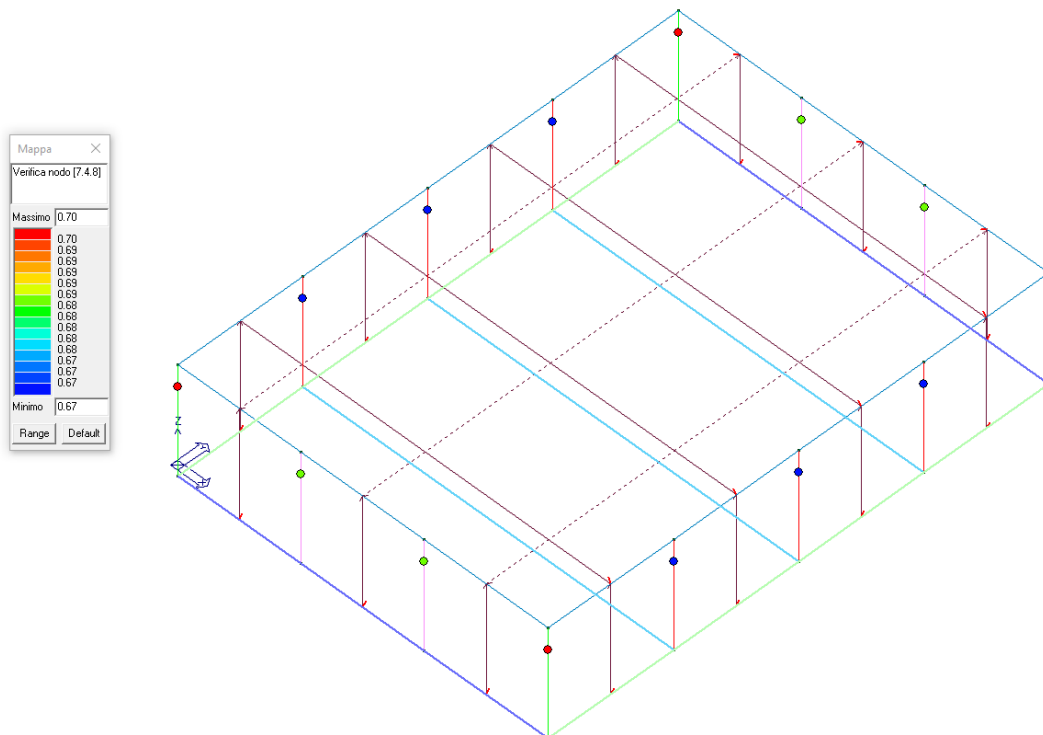


Fig. 25: Verifica di resistenza nodo  $0.70 < 1$

Verifiche Resistenza agli SLD

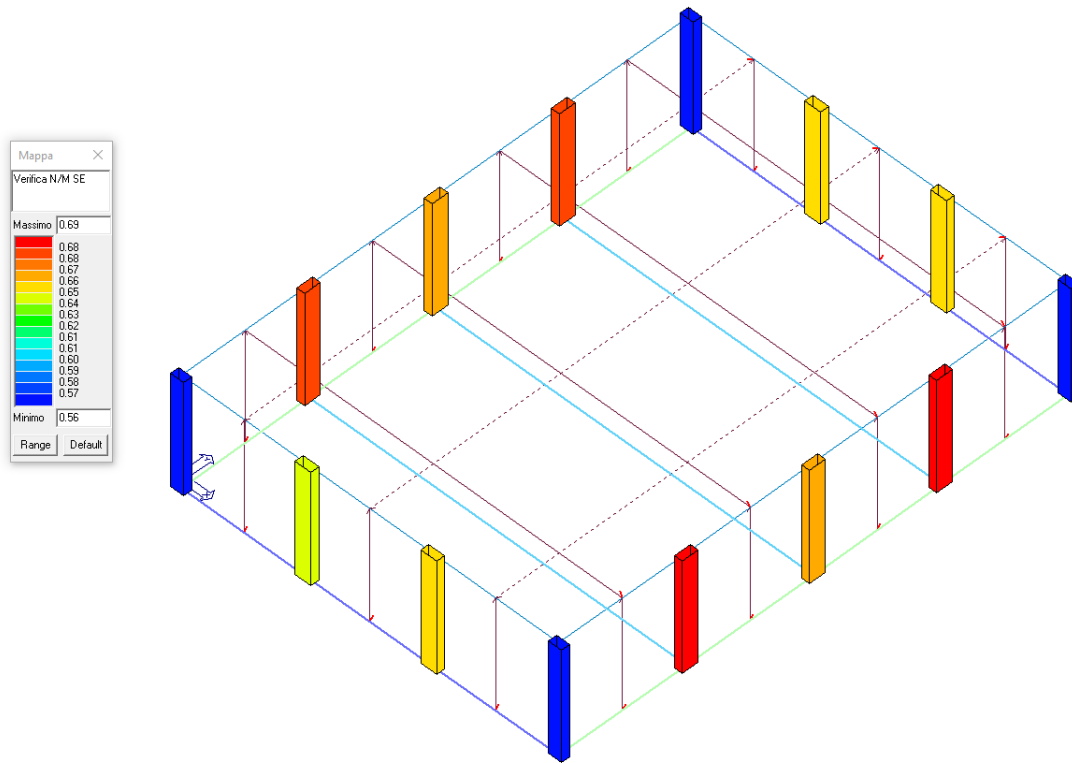


Fig. 26: Verifica pressoflessione  $0.69 < 1$

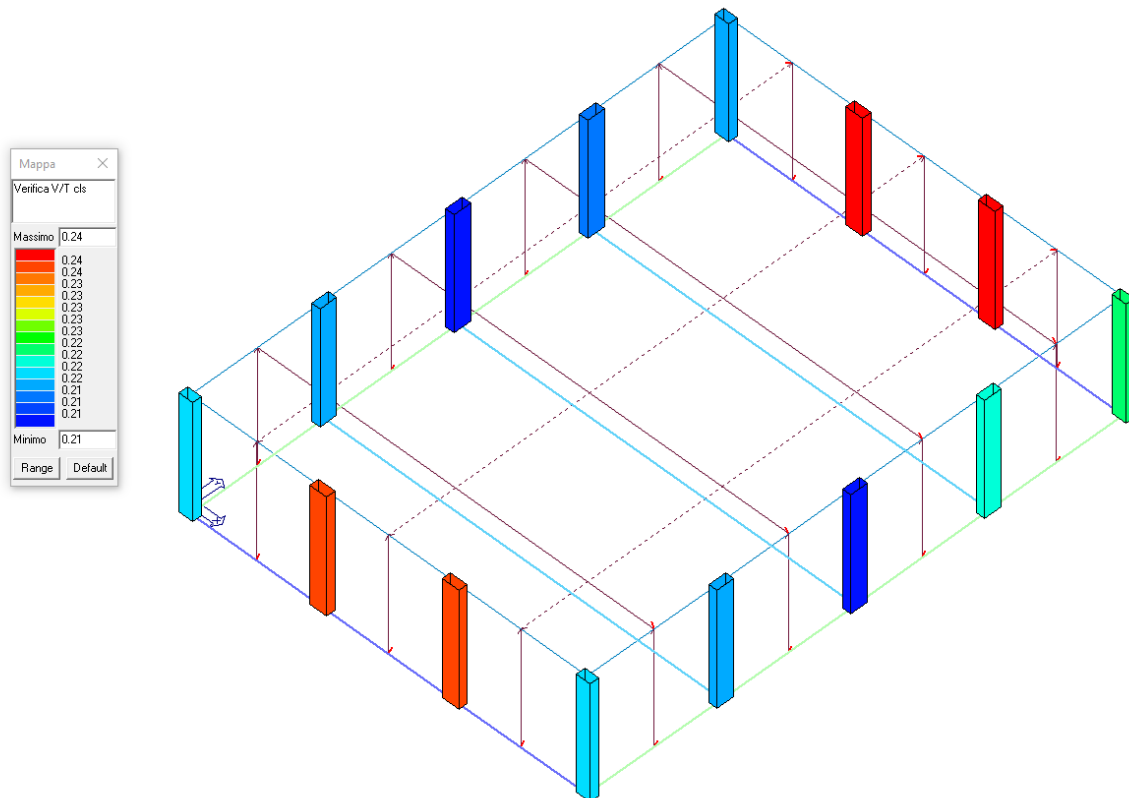


Fig. 27: Verifica taglio cls  $0.24 < 1$

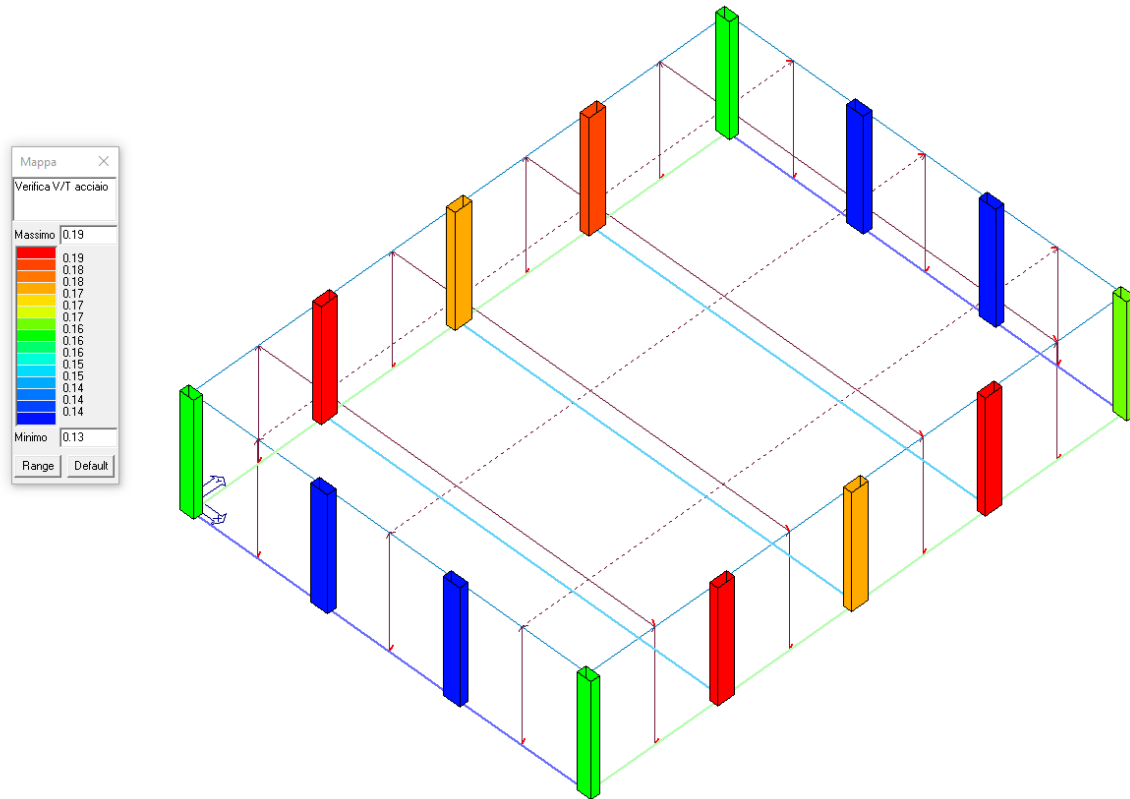


Fig. 28: Verifica taglio lato acciaio  $0.19 < 1$

Verifiche agli SLE

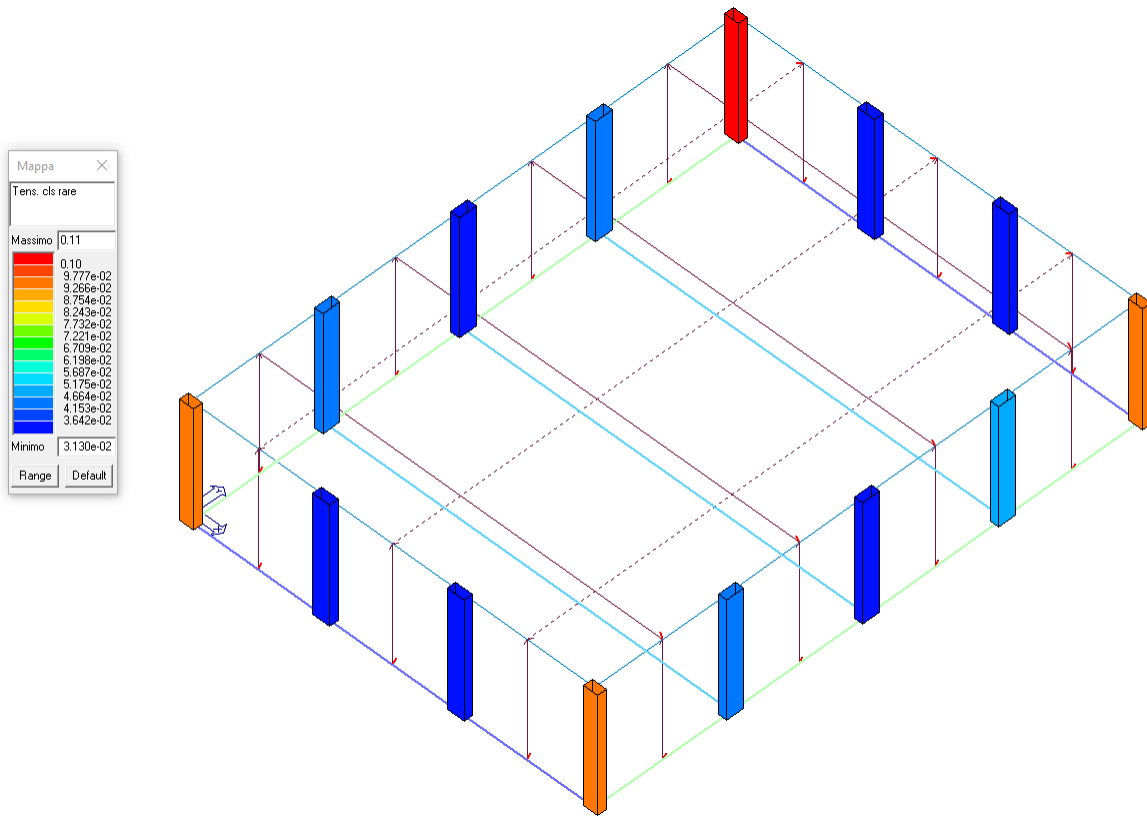


Fig. 29: Verifica rapporto tensioni cls – CMB RARA. –  $0.11 < 1$

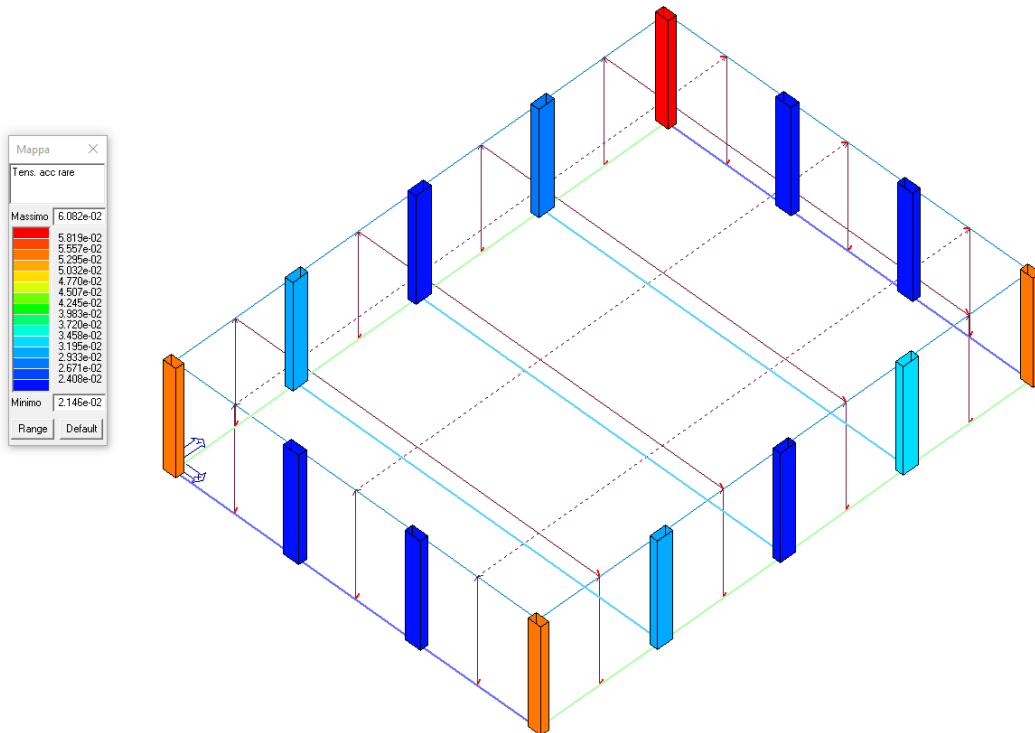


Fig. 30: Verifica rapporto tensioni acciaio – CMB RARA. –  $0.06 < 1$

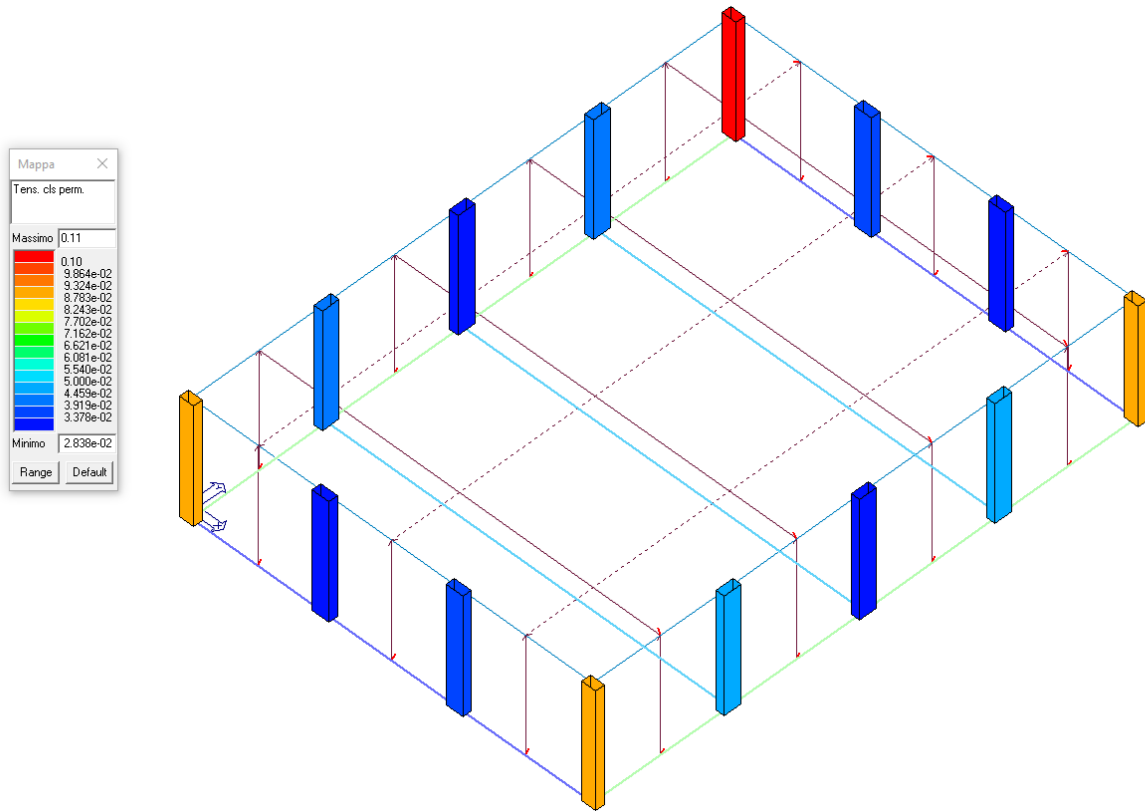


Fig. 31: Verifica rapporto tensioni cls. – CMB PERM. –  $0.11 < 1$

## Verifica di resistenza Travi

### Verifiche agli SLU

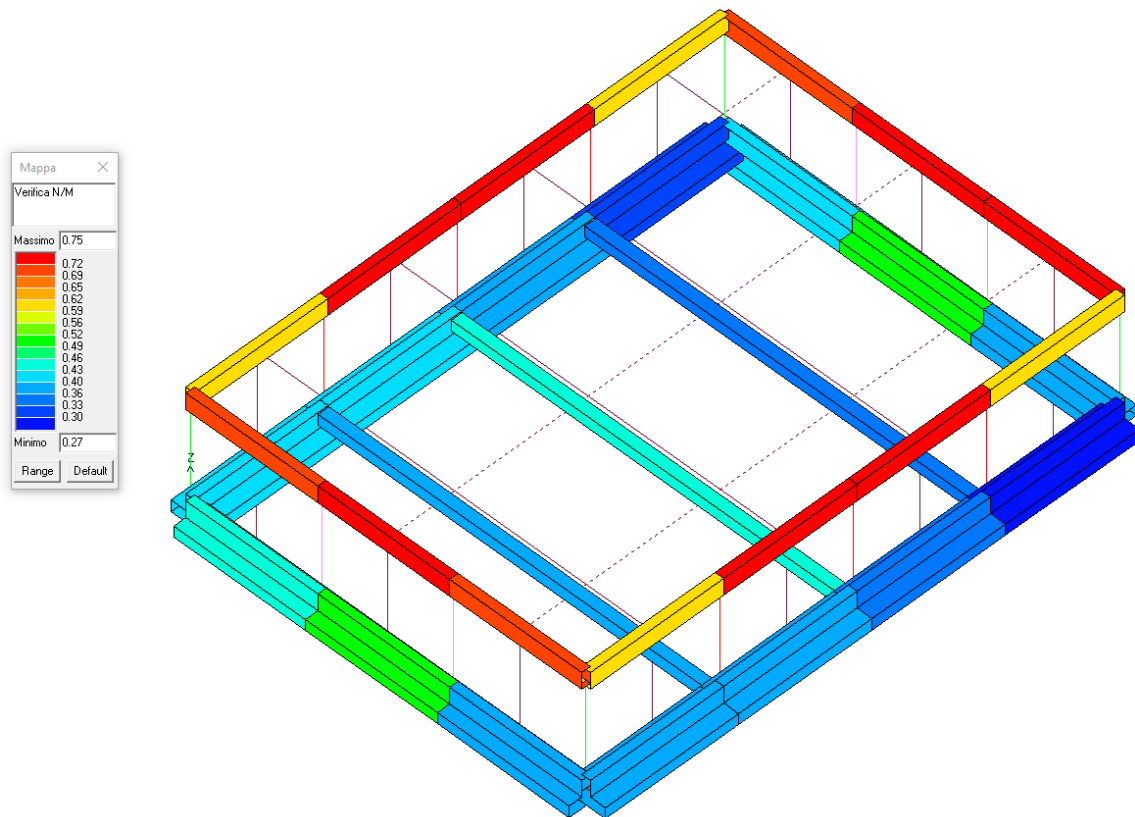


Fig. 32: Verifica a pressoflessione –  $0.75 < 1$

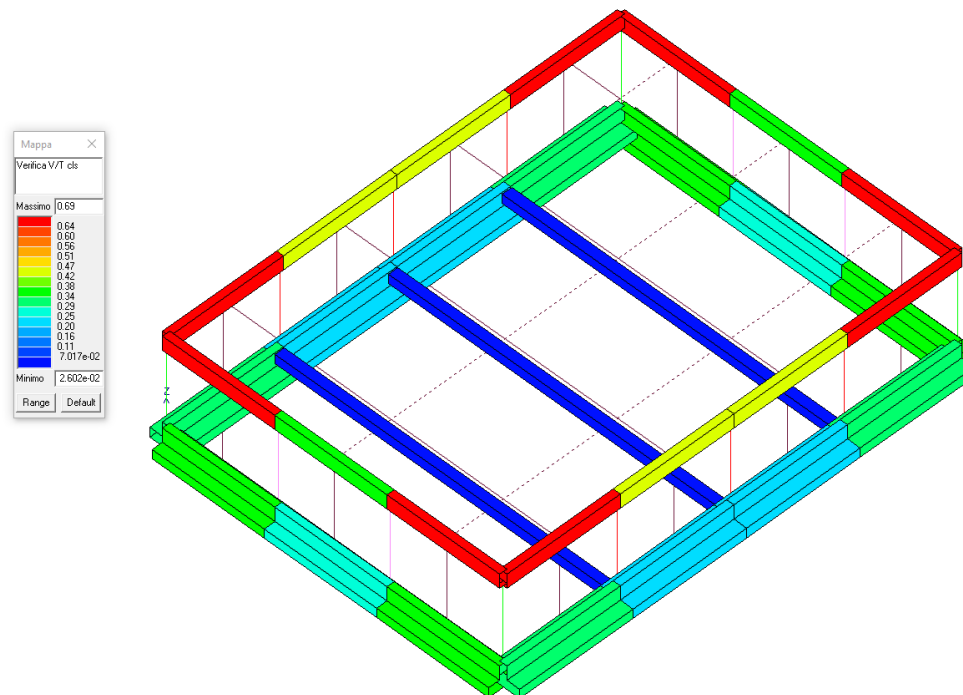


Fig. 33: Verifica a taglio lato cls –  $0.69 < 1$

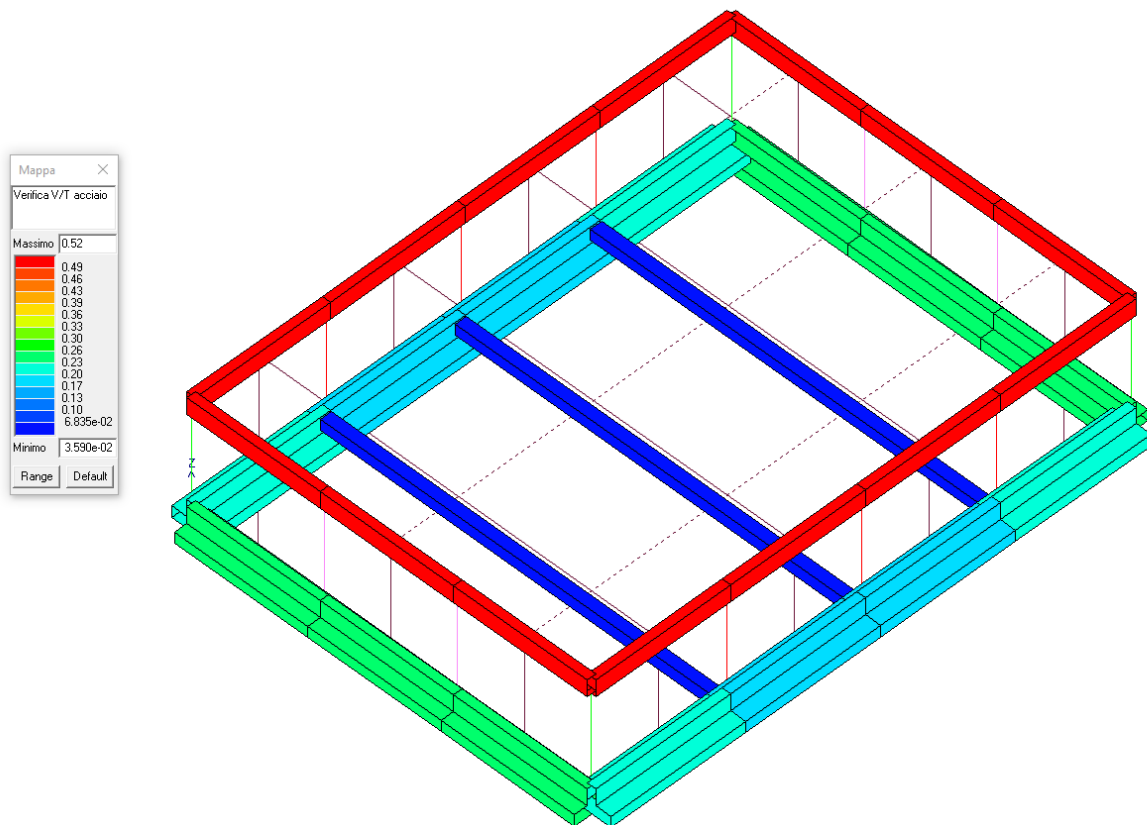


Fig. 34: Verifica a taglio lato acciaio –  $0.52 < 1$

Verifiche agli SLE

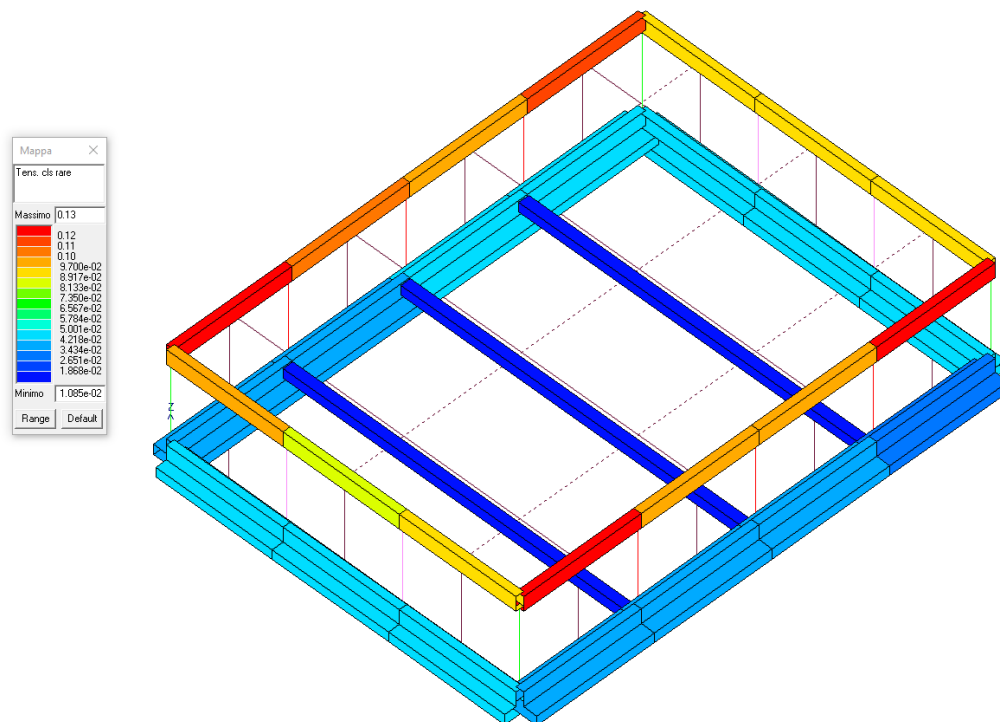


Fig. 35: Verifica rapporto tensioni cls – CMB RARA. –  $0.13 < 1$

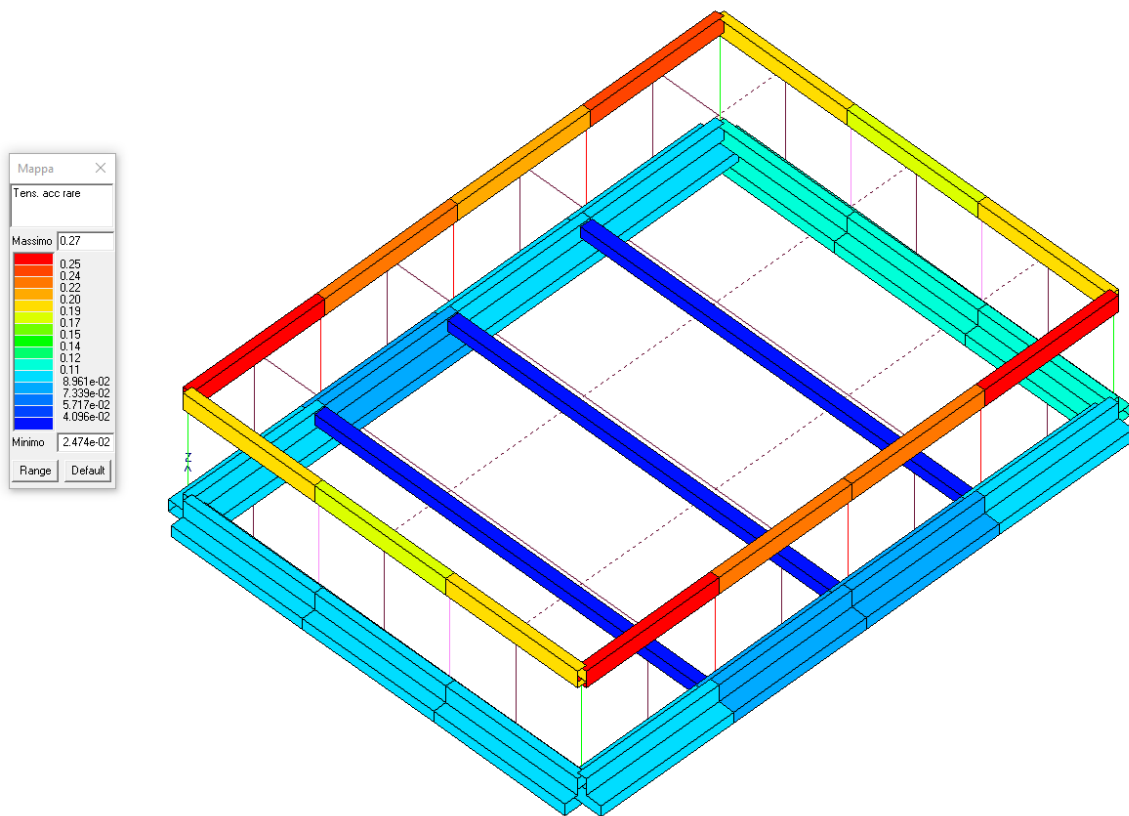


Fig. 36: Verifica rapporto tensioni acciaio – CMB RARA. –  $0.27 < 1$

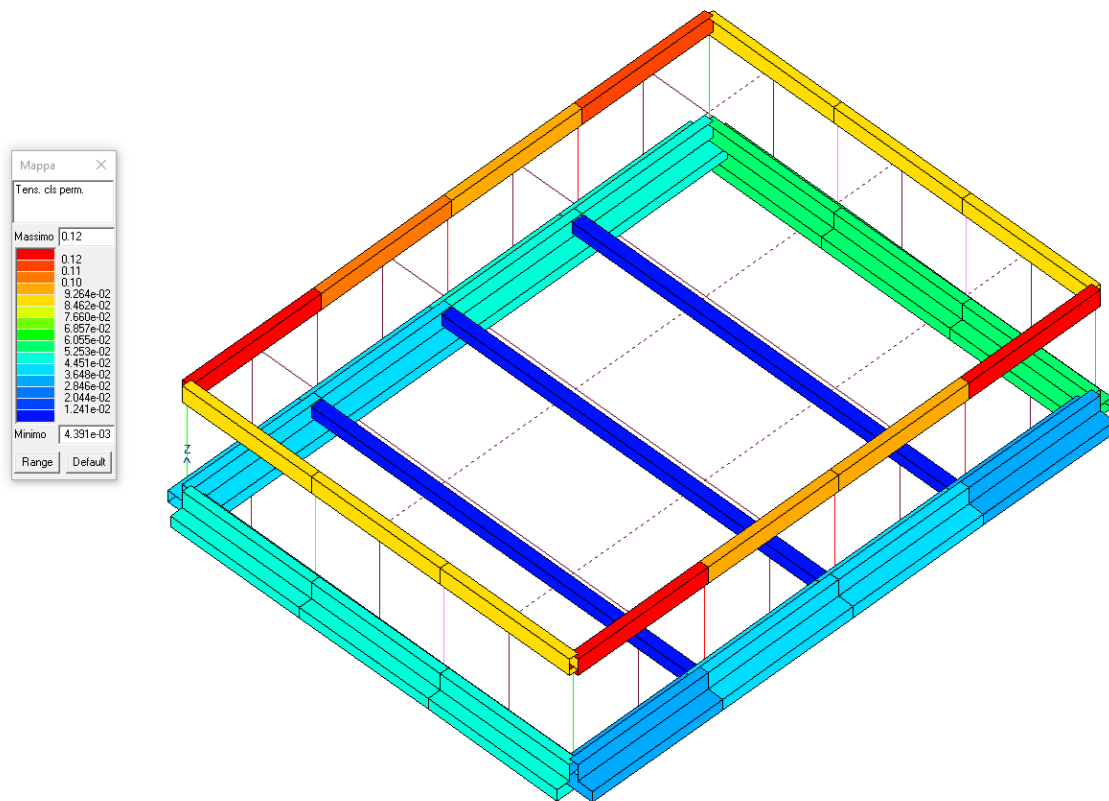


Fig. 37: Verifica rapporto tensioni cls. – CMB PERM. –  $0.12 < 1$

## Verifica degli spostamenti

### - Spostamenti verticali

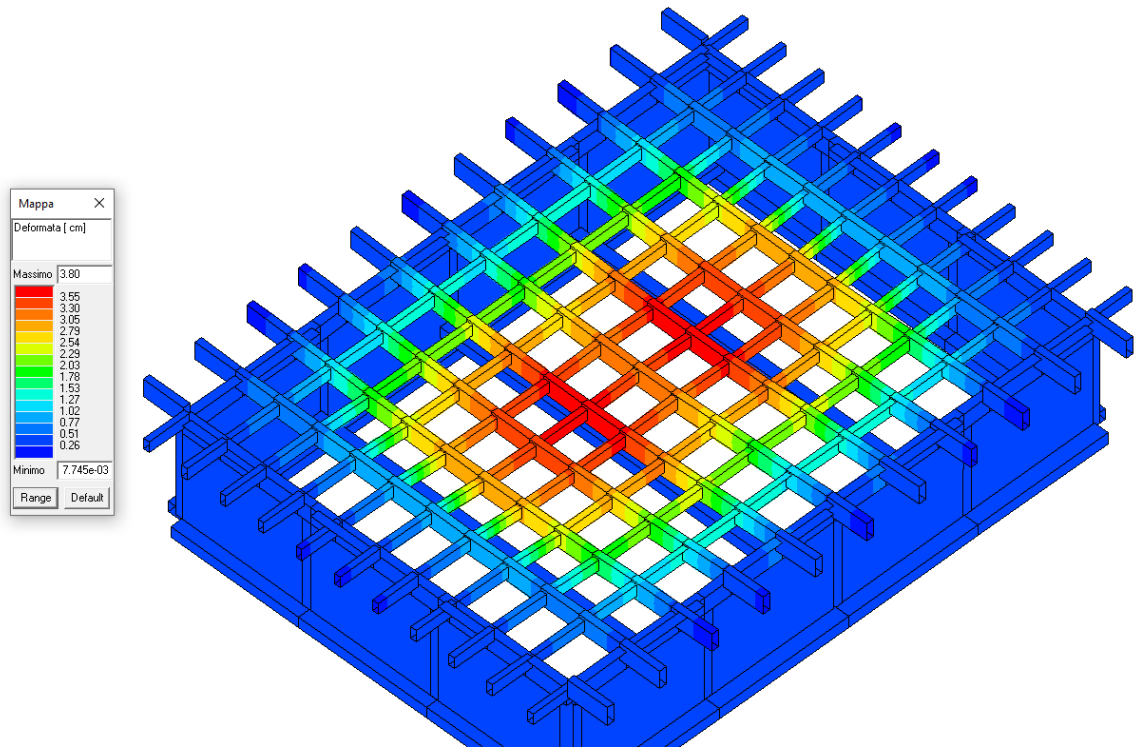


Fig. 38: Freccia massima SLE

Assumendo al fine di garantire la funzionalità della struttura, un valore di  $\delta/L$  pari a  $1/250$  e considerando che lo spostamento massimo sulle travi di copertura e ottenuto dalle analisi e riportato nella figura precedente è pari a 3.80 cm, con L pari a 1400 cm. Si ottiene

$$\delta = 3.8 < L/250 = 1400/250 = 5.6$$

Per cui si può ritenere garantita la funzionalità della struttura.

- Spostamenti orizzontali

Secondo quanto riportato al cap. 7.3.6.1 si riporta la verifica sulla deformazione degli elementi strutturali al fine di garantire sugli elementi non strutturali danni che non rendano la costruzione temporaneamente inagibile. Nella figura sottostante è riportata mediante mappa cromatica e legenda dei valori, degli spostamenti relativi dei nodi di estremità degli elementi pilastro, espressi in modo indipendente dall'altezza di interpiano, In altre parole, il valore riportato nella mappa cromatica è quello dello spostamento di interpiano, moltiplicato per 1000 e diviso per l'altezza di interpiano; i valori riportati sono verificati se inferiori a quelli riportati nella normativa in base alla tipologia di struttura. Considerando cautelativamente il caso di tamponature collegate rigidamente alla struttura si ottiene:

$$qd_r \leq 0.0050 h$$

$$1.72 \leq 0.005 \cdot 1000 = 5$$

La verifica risulta soddisfatta e quindi di può ritenere raggiunta la funzionalità della struttura.

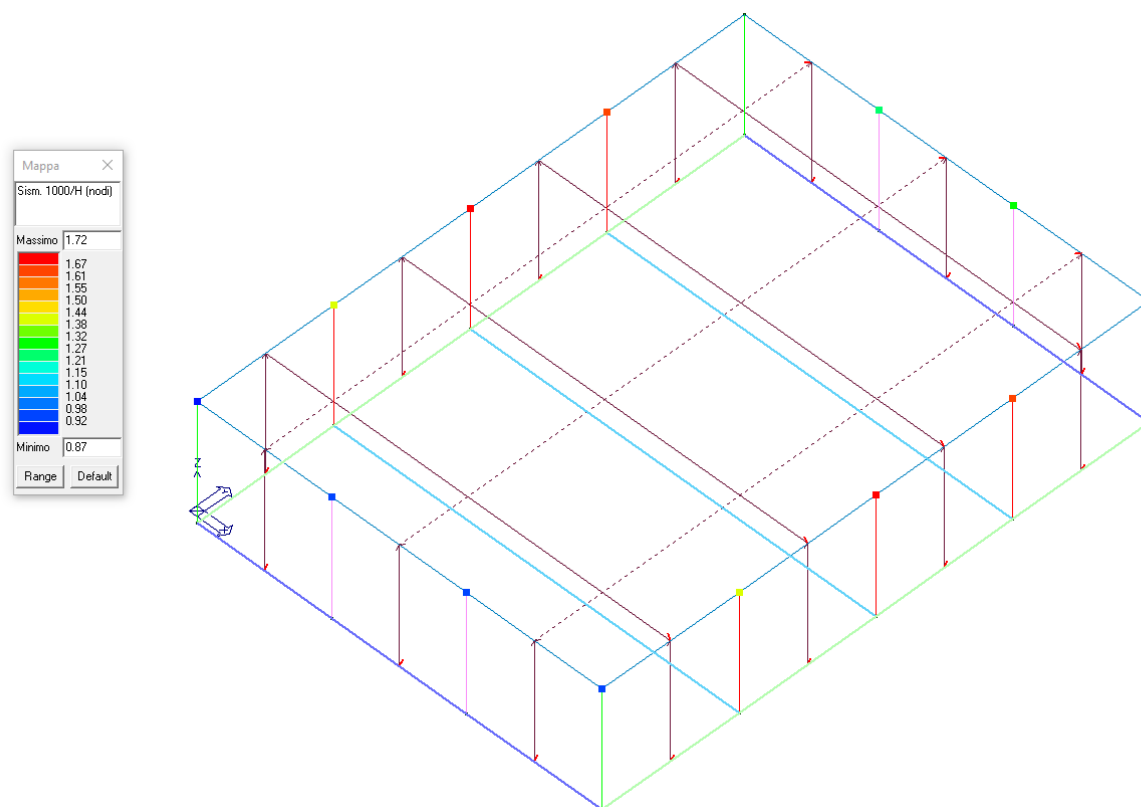


Fig. 39: Spostamenti massimi di interpiano agli SLD – 1.72 cm

## Verifica dei solaio in Legno

Si riporta in seguito la verifica del solaio in legno di copertura che sarà realizzato con travi principali 24x64 e travi secondaria 20x40 a formare una struttura a cassone

Le connessioni sia legno-legno in spessore di trave realizzate con piastre a scomparsa. Le connessioni trave calcestruzzo con profili metallici ancorati alle travi. Si rimanda agli elaborati grafici allegati per i dettagli.

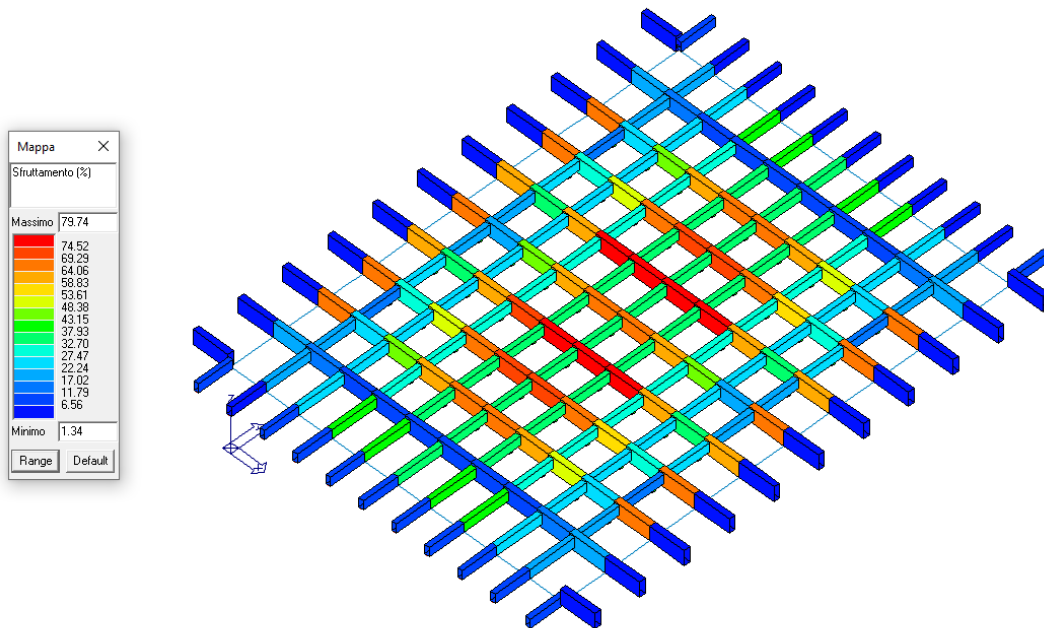


Fig. 40: Percentuale sfruttamento degli elementi 79.74%<100

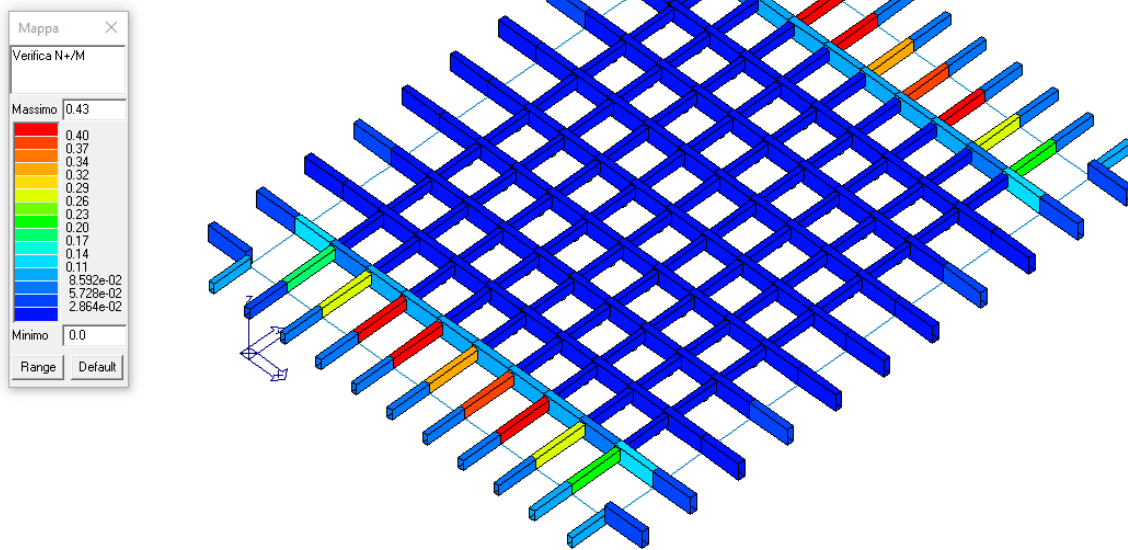


Fig. 41: Verifica a pressoflessione – max 0.43 < 1

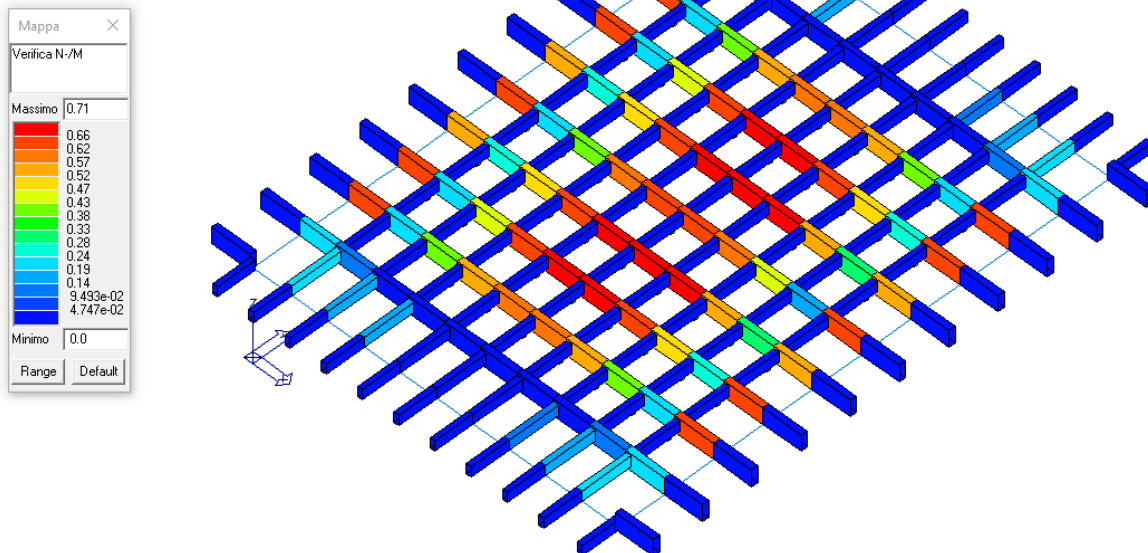


Fig. 42: Verifica tensoflessione – max 0.71 < 1

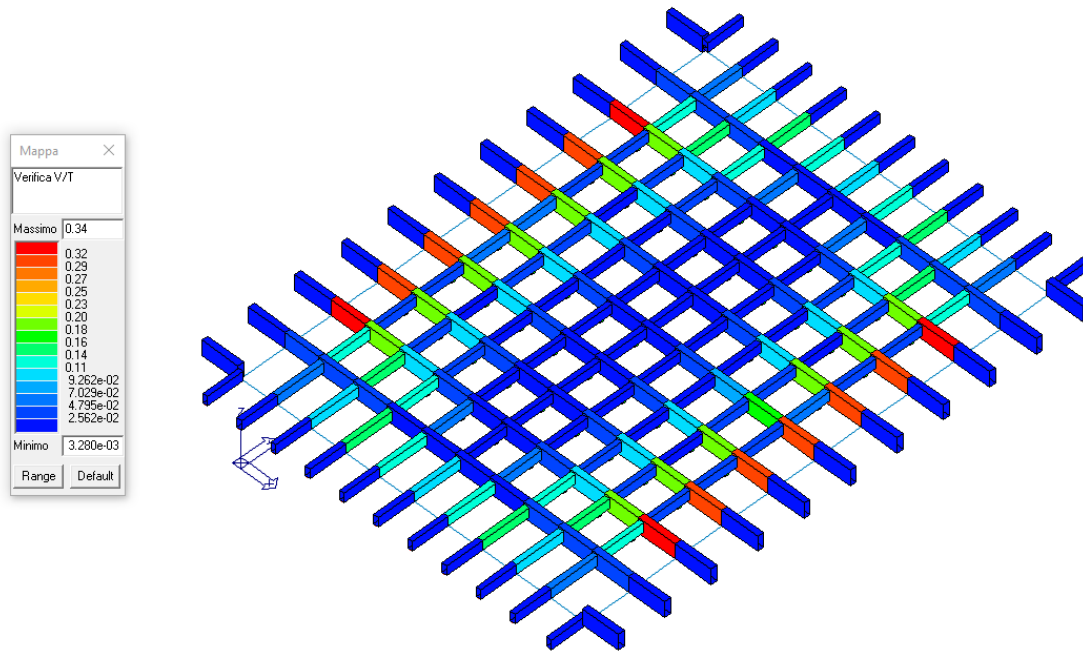


Fig. 43: Verifica taglio – max 0.15 < 1

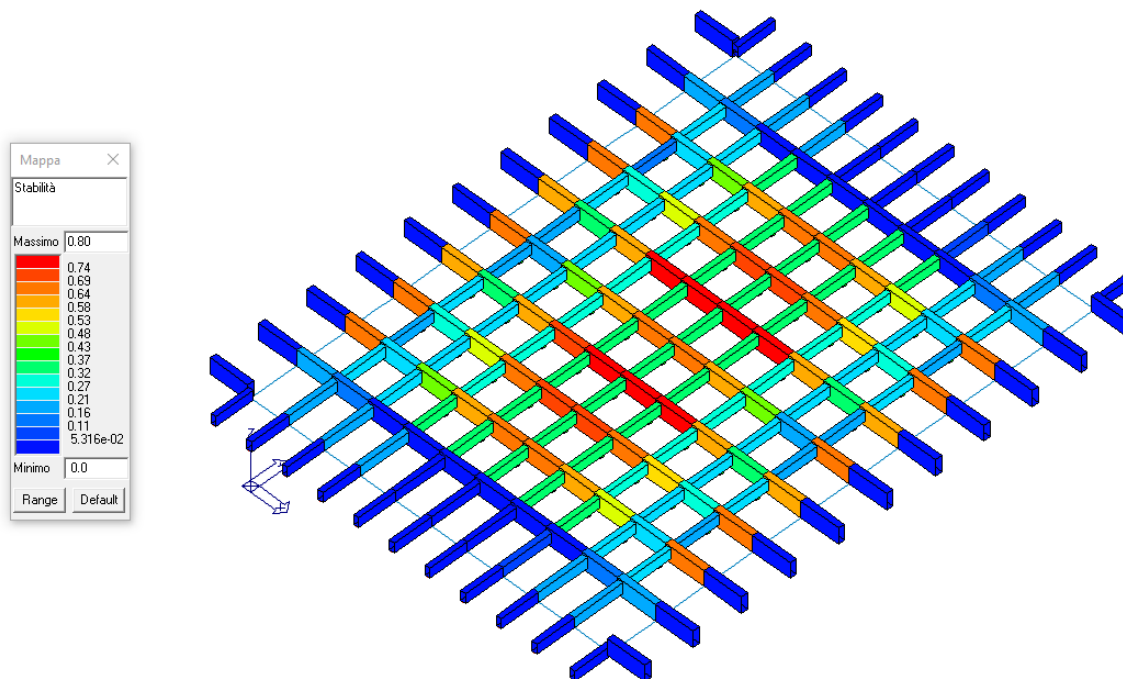


Fig. 44: Verifica di stabilità – max 0.62 < 1

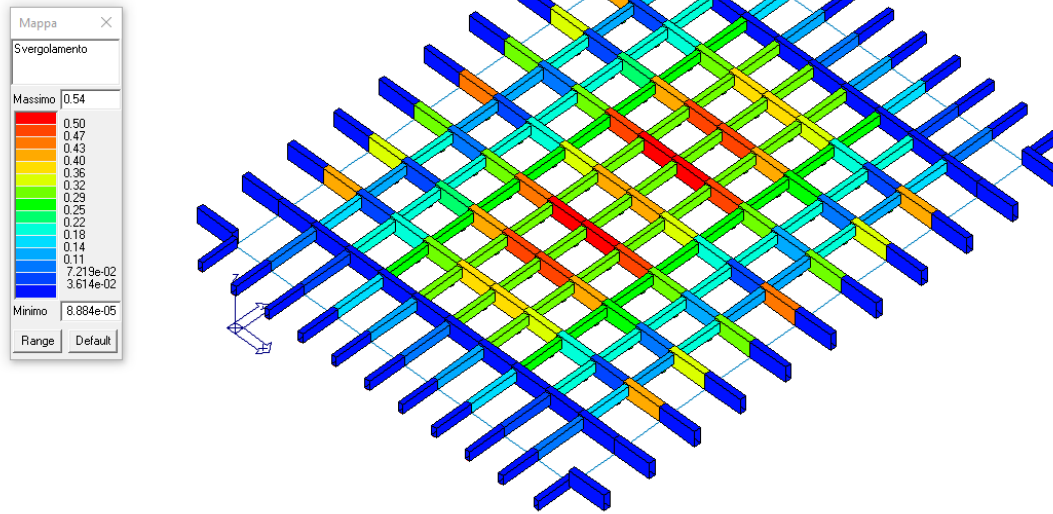


Fig. 45: Verifica a svergolamento – max 0.54 < 1

Verifica connessioni travi secondarie



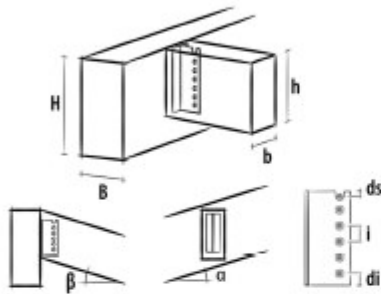
by Rothoblaas

INFORMAZIONI PROGETTO

Data : 06/09/2023  
 Progetto :  
 Committente :  
 Indirizzo cantiere :  
 Redatto da :  
 Elemento calcolato :  
 Note :

Norma di calcolo : NTC 2018 (Italia)

CONNESSIONE CON STAFFA A SCOMPARSA ALU



Staffa tipo ALU MIDI 240 (cod. ALUMIDI240L)  
 Fissaggio ali con 46 LBS -Vite da legno - 5x70 (cod. LBS570)  
 Fissaggio anima con 6 Spinotti lisci 12x100 (S235JR) (cod. STA12100B)



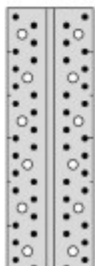
Marchatura CE secondo ETA 09/0361

DATI DI CALCOLO

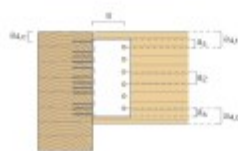
Azione di taglio di progetto	$F_{v,d}$	=	25.00 kN
Classe di servizio	$c_l$	=	1
Durata carico dominante	$t_q$	=	breve
coefficiente $k_{mod}$	$k_{mod}$	=	0.90
coefficiente sicurezza connessione	$\gamma_M$	=	1.50
Qualità trave principale		=	Lamellare GL24h (omogeneo)
Massa volumica legno principale	$\rho_k$	=	385 kg/m <sup>3</sup>
Base trave principale	$B$	=	240 mm
Altezza trave principale	$H$	=	640 mm
Angolo posa trave principale	$\alpha$	=	0.00°
Qualità trave secondaria		=	Lamellare GL24h (omogeneo)
Massa volumica legno secondaria	$\rho_k$	=	385 kg/m <sup>3</sup>
Base trave secondaria	$b$	=	200 mm
Altezza trave secondaria	$h$	=	400 mm
Angolo posa trave secondaria	$\alpha$	=	0.00°

ISTRUZIONI GRAFICHE DI MONTAGGIO

Schema chiodatura: totale



Posizionamento consigliato staffa:



secondary beam-timber		smooth dowel	
		STA 012	
dowel-dowel	$a_p$ (mm)	$\geq 3 d$	$\geq 35$
dowel-top of beam	$a_{top}$ (mm)	$\geq 4 d$	$\geq 48$
dowel-bottom of beam	$a_{bot}$ (mm)	$\geq 3 d$	$\geq 35$
dowel-cribbit edge	$a_c$ (mm)	$\geq 3.2 a_p^{(1)}$	$\geq 35$
dowel-main beam	$a$ (mm)		60
<sup>(1)</sup> Hole diameter			
main beam-timber		Anchor nail	screw
		LBA 04	LBS 05
1st connection-top of beam	$a_{top}$ (mm)	$\geq 5 d$	$\geq 25$

## NOTE

Prima dell'esecuzione, tutti i calcoli devono essere verificati e approvati dal progettista responsabile.  
Per i valori di resistenza meccanica e per la geometria si fa riferimento a quanto riportato nei certificati di prodotto.  
Le verifiche di resistenza degli elementi lignei devono essere svolte a parte.

## RISULTATI CALCOLO

### DATI DI INGRESSO:

Azione di taglio	T	=	25 kN
Classe di servizio	cl	=	1
Durata carico dominante	tq	=	breve
Coefficiente kmod	kmod	=	0.9
Coefficiente sicurezza connessione	$\gamma_M$	=	1.5
Qualità trave principale		=	Lamellare GL24h (omogeneo)
Massa volumica legno principale	pk	=	385 kg/m <sup>3</sup>
Base trave principale	B	=	240 mm
Altezza trave principale	H	=	640 mm
Angolo posa trave principale	$\alpha$	=	0.00 °
Qualità trave secondaria		=	Lamellare GL24h (omogeneo)
Massa volumica legno secondaria	pk	=	385 kg/m <sup>3</sup>
Base trave secondaria	b	=	200 mm
Altezza trave secondaria	h	=	400 mm
Angolo posa trave secondaria	$\beta$	=	0.00 °
Tipo staffa		=	ALU MIDI 240
Tipo connettori ali		=	LBS
Tipo connettori anima		=	spinotto

### Viti:

Tipo vite		=	LBS -Vite da legno - 5x70
Diametro filetto	d	=	5.0 mm
Lunghezza vite	lh	=	70 mm
Lunghezza filetto	lf	=	66 mm
Diametro gambo	dg	=	3.5 mm
Diametro nocciolo	dn	=	3.0 mm
Diametro testa vite	dh	=	7.8 mm
Numero totale viti	nc	=	46

### Spinotti:

Resistenza ultima caratteristica	fuk	=	360 N/mm <sup>2</sup>
Diametro spinotto	dp	=	12.0 mm
Lunghezza spinotto	lp	=	100 mm
Numero totale spinotti	np	=	6
Spessore fresatura testa	sp <sub>f</sub>	=	8 mm
Distanza efficace spinotti-testa	a3 <sub>eff</sub>	=	78.0 mm
Distanza minima da testa-spinotto superiore	a3 <sub>s</sub>	=	84 mm
distanza minima da testa-spinotto inferiore	a3 <sub>i</sub>	=	84 mm
Coeff. riduzione secondo EN1995:1995	k3	=	0.96
Distanza efficace spinotti-bordo superiore	a4 <sub>sup</sub>	=	160.0 mm
Distanza minima dal bordo-spinotto superiore	a4 <sub>s</sub>	=	48 mm
Distanza efficace spinotti-bordo inferiore	a4 <sub>inf</sub>	=	40.0 mm
Distanza minima dal bordo-spinotto inferiore	a4 <sub>i</sub>	=	36 mm
Coeff. riduzione secondo EN1995:1995	k4	=	1.00
Distanza minima dal bordo-spinotto superiore	a4 <sub>s</sub>	=	48 mm
Distanza minima dal bordo-spinotto inferiore	a4 <sub>i</sub>	=	36 mm
Distanza minima da testa-spinotto superiore	a3 <sub>s</sub>	=	84 mm
Distanza minima da testa-spinotto inferiore	a3 <sub>i</sub>	=	84 mm

### RISULTATI CALCOLO CON METODO ETA:

Momento su ali	Jp	=	770800 mm <sup>4</sup>
Distanza LBS -Vite da legno più lontano	dmax	=	222 mm
Resistenza caratteristica LBS -Vite da legno a trazione	R <sub>ek,c</sub>	=	4.04 kN
Resistenza caratteristica LBS -Vite da legno a taglio	R <sub>vk,c</sub>	=	2.68 kN
Resistenza caratteristica a taglio STAFFA lato LBS -Vite da legno	R <sub>kALUf</sub>	=	98.31 kN
Resistenza caratteristica Spinotti acciaio a taglio	R <sub>vk,p</sub>	=	11.83 kN
Resistenza caratteristica a taglio STAFFA lato Spinotti acciaio	R <sub>kALUa</sub>	=	70.95 kN
Resistenza caratteristica finale a taglio STAFFA	R <sub>kALU</sub>	=	70.95 kN
Resistenza di design finale a taglio STAFFA	R <sub>dALU</sub>	=	42.57 kN
Verifica globale staffa ALU		=	0.59 VERIFICATO

### Resistenza caratteristica finale a taglio STAFFA

### Resistenza di design finale a taglio STAFFA

### Verifica globale staffa ALU

R <sub>kALU</sub>	=	70.95 kN
R <sub>dALU</sub>	=	42.57 kN
	=	0.59 VERIFICATO

## 10.2 CORPO SERVIZI

### Verifica di portanza delle fondazioni

Si riporta in seguito, con riferimento ai valori del terreno dedotti dalla relazione geologia (tabella sottostante), la verifica di portanza delle travi di fondazione.

Modello geotecnico medio										
	Profondità	Deposito	$\gamma_{\text{NAT}} / \gamma_{\text{SAT}}$	$c'$	$C_u$	$D_r$	$\phi'$	$E_s$	$M$	$D_w$
A	0.0 – 1.0	PREFORO								-2.8
B	1.0 – 9.6	Argilla limosa a scarsa consistenza	17.5/19.5	4.2	42.0	/	21	5900	3500	
C	9.6 – 11.1	Argilla limosa a media consistenza	18.0/20.0	6.0	60.0	/	23	8400	4500	
D	11.1 – 16.3	Argilla limosa consistente	18.5/20.5	10.0	100.0	/	25	14000	10000	
E	16.3 – 20.0	Sabbia limosa mediamente addensata	18.5/20.5	/	/	50	38	18000	/	
		Descrizione litologica	Peso di volume naturale e saturo	Coesione efficace	Coesione non drenata	Densità relativa	Angolo d'attrito efficace di picco	Modulo di Young	Modulo edometrico	Soggiacenza
		M da p.c.	(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(%)	(°)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(m da p.c.)

Al fine di verificare che le pressioni di contatto determinate siano minori di quelle che il terreno può sopportare, si effettua un calcolo della portanza del terreno considerando il metodo di rottura suggerito da Terzaghi per cui la superficie di rottura si trova a una distanza pari a  $D+B$ , con  $D$  la profondità di posa della fondazione, come si può constatare questa è a una profondità pari a circa 1.0 m che è contenuta all'interno del primo strato di argilla per cui si può assumere il terreno come omogeneo. Per la fondazione a platea che è a una profondità di circa 50 cm si assume cautelativamente lo stesso valore di coesione del primo strato. Per maggiori sui parametri si rimanda alla relazione geologica in allegato.

La verifica viene effettuata in condizioni non drenate. Il carico limite viene calcolato con riferimento alla formulazione di Brich Hansen e viene così espresso (Eurocodice 7- appendice D):

$$R = 5,14 C_u b_c s_c i_c d_c g_c + q$$

Con  $b_c$ ,  $s_c$ ,  $i_c$ ,  $d_c$ ,  $g_c$  coefficienti correttivi che tengono conto di:

Coefficiente di forma (Vesic, 1973):

$$s_c = 1 + 0,2(B' / L')$$

Coefficiente di Inclinazione (Vesic, 1973):

$$i_c = \frac{1 - (m * T)}{(B' * L' * c_u * (2 + \pi))}$$

Coefficiente di affondamento (Brinch Hansen, 1970):

$$d_c = 1 + 0,4(D / B')$$

Coefficiente di inclinazione della base della fondazione (Brinch Hansen, 1970):

$$b_c = 1 - \left( \frac{2\alpha}{\pi + 2} \right)$$

Coefficiente relativo all'inclinazione del p.c.(Brinch Hansen, 1970)

$$g_c = 1 - \left( \frac{2\beta}{\pi + 2} \right)$$

di seguito si riporta il foglio di calcolo utilizzato ai fini di determinare la portanza (si trascura a favore di sicurezza il contributo di q).

Stratigrafia				
Profondità	Modello geotecnico	Parametri geotecnici		
z [m]	Terreno [Media 2 CPT]	Cu [kg/cm2]	$\gamma$ [kN/m2]	$\gamma_s$ [kN/m2]
1.0-9.6	Coesivo	0.4	21	19.5
9.6-11.0	Coesivo	0.6	23	20

Dati generali		Coefficienti Vesic	
Descrizione	Valore	Descrizione	Valore
B	0.4	sc	1.01
D	0.5	ic	1
D+B	0.9	dc	1
L	6	bc	1
falda [m]	2.7	gc	1
$\gamma_{sat}$ [kN\m3]	19.5		
$\gamma_w$ [kN\m3]	10		
Nc	5.14		
Nq	7.5		
$\gamma_{R2}$	1.8		
$\gamma_{R3}$	2.3		
$\gamma_m$	1.4		

APPROCCIO 1 - COMBINAZIONE 2			
Cu,k [kg/cm2]	Cu,d [kg/cm2]	Rk [kg/cm2]	Rd [Kg/cm2]
0.4	0.29	1.49	0.83
APPROCCIO 2 - COMBINAZIONE UNICA			
Cu,k [kg/cm2]	Cu,d [kg/cm2]	Rk [kg/cm2]	Rd [Kg/cm2]
0.4	0.40	2.08	0.91

Da quanto riportato al paragrafo precedente la pressione massima agente è pari a 0.38 kg/cm2. Che risulta minore del carico ammissibile qui sopra determinato che è pari a 0.83 kg/cm2.

## Verifica di resistenza Pilastri

### Verifiche agli SLU

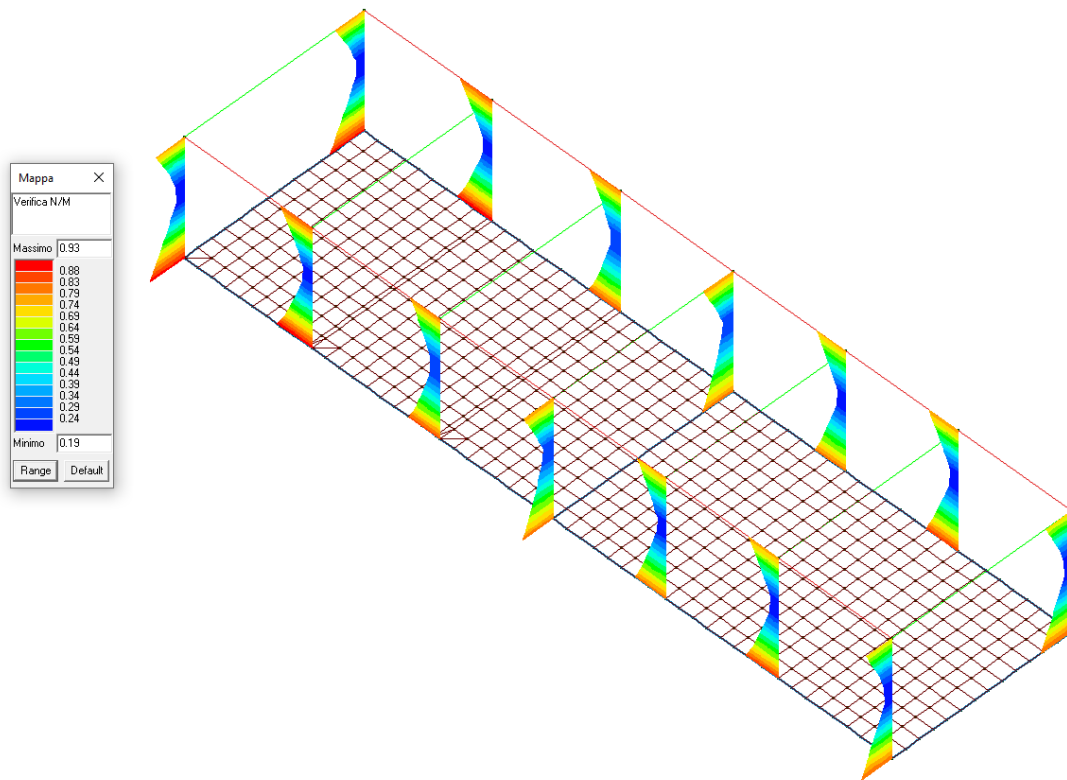


Fig. 46: Verifica a pressoflessione –  $0.93 < 1$

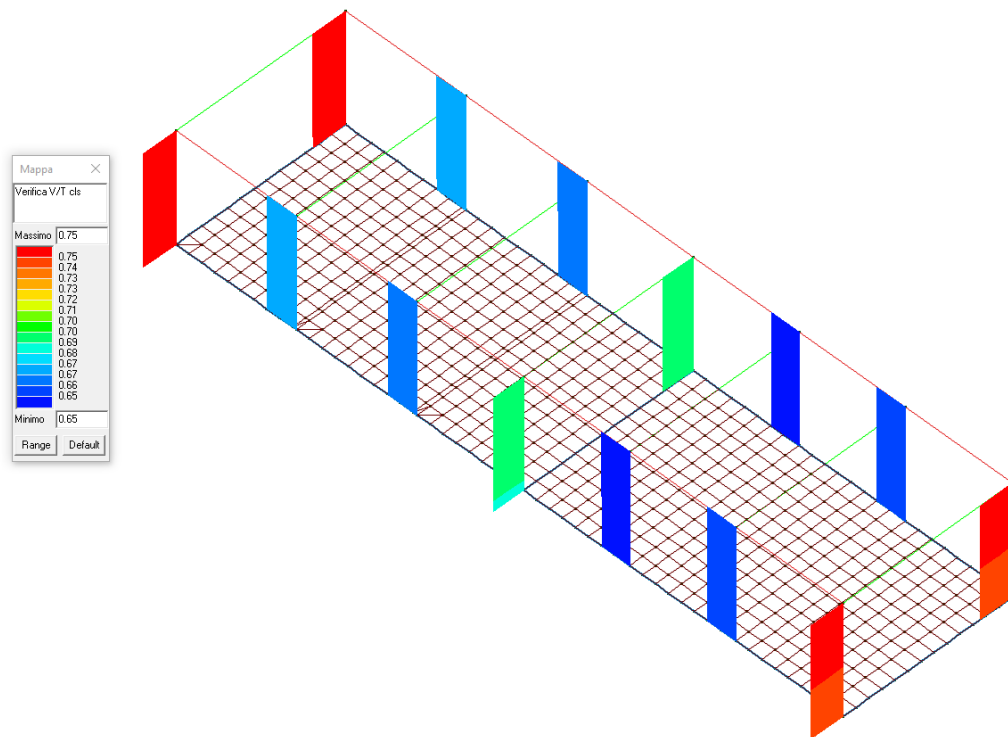


Fig. 47: Verifica a taglio lato cls –  $0.75 < 1$

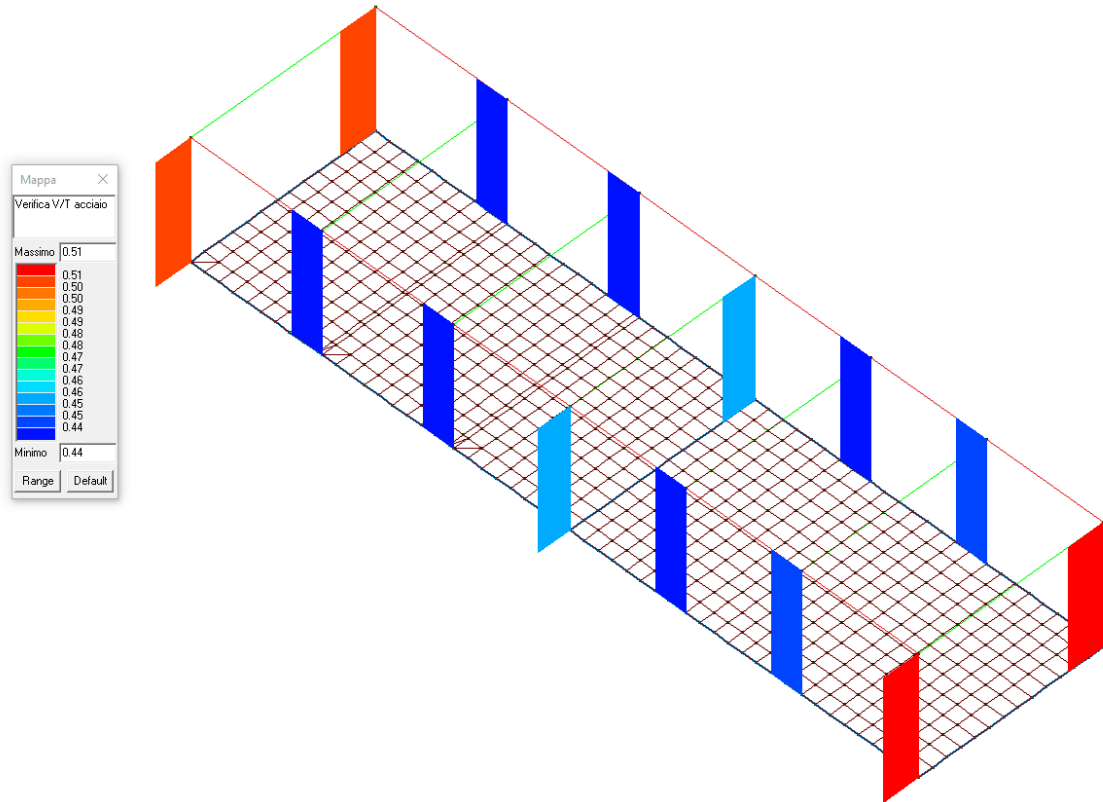


Fig. 48: Verifica a taglio lato acciaio –  $0.51 < 1$

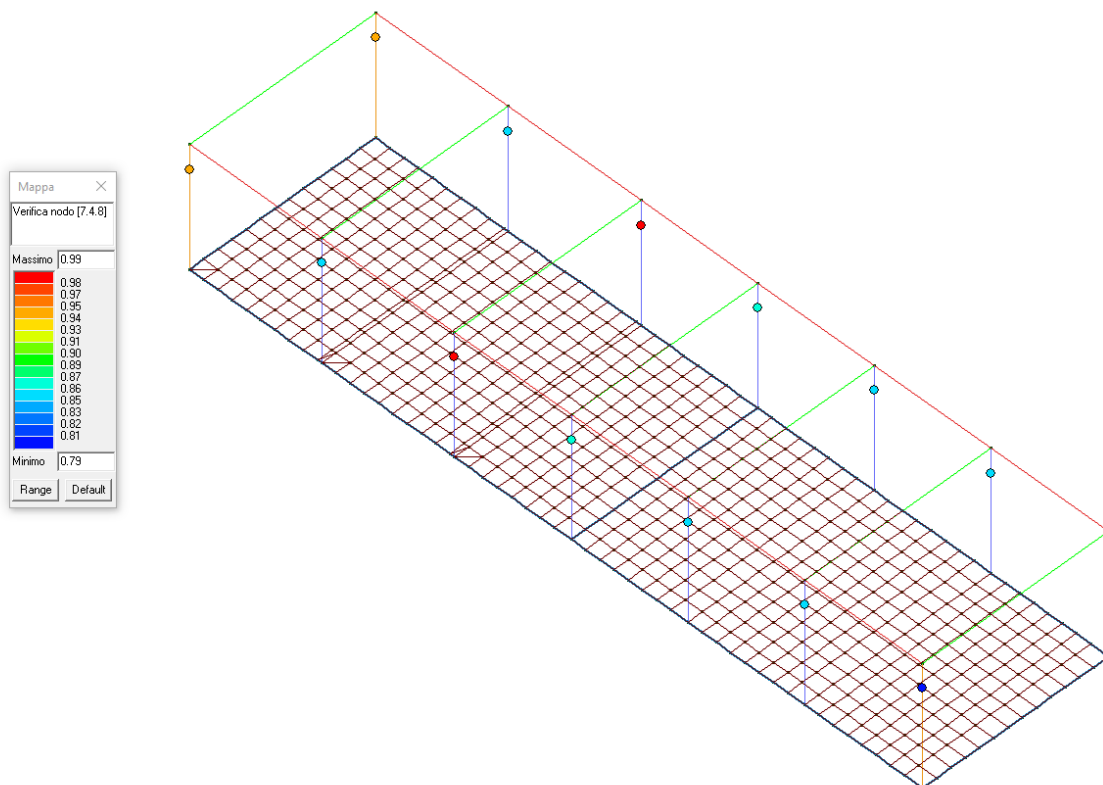


Fig. 49: Verifica di resistenza nodo  $0.99 < 1$

Verifiche Resistenza agli SLD

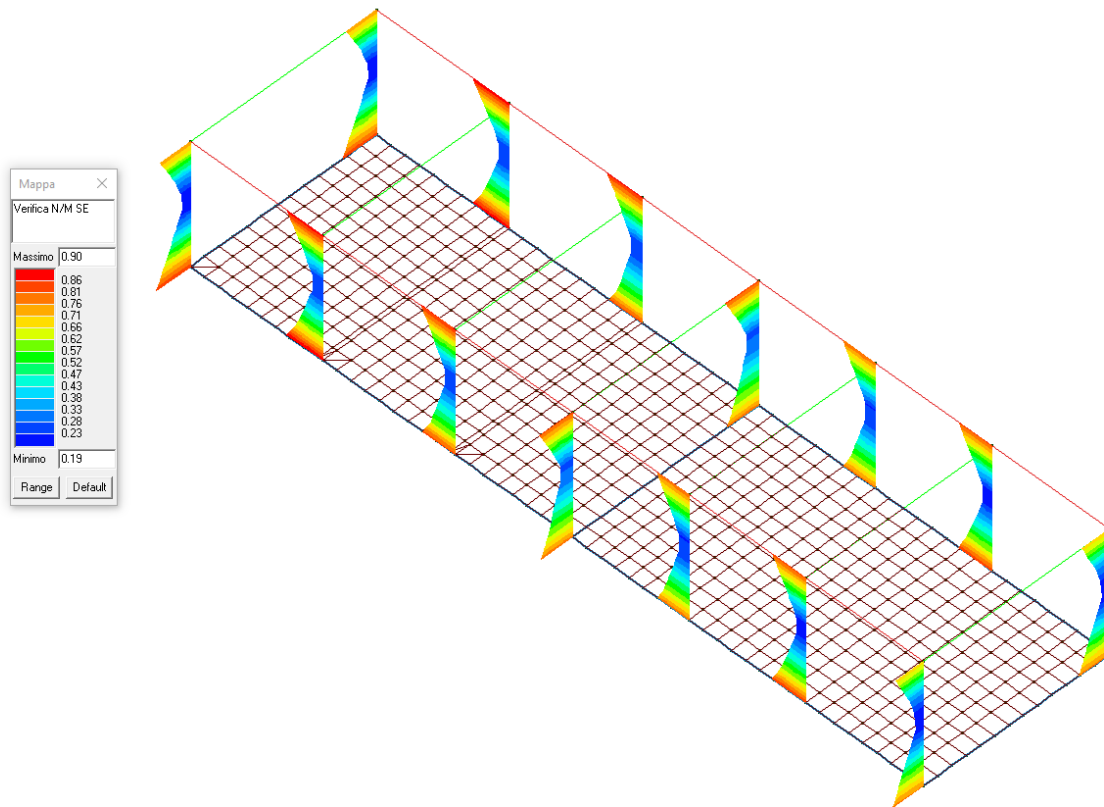


Fig. 50: Verifica pressoflessione  $0.9 < 1$

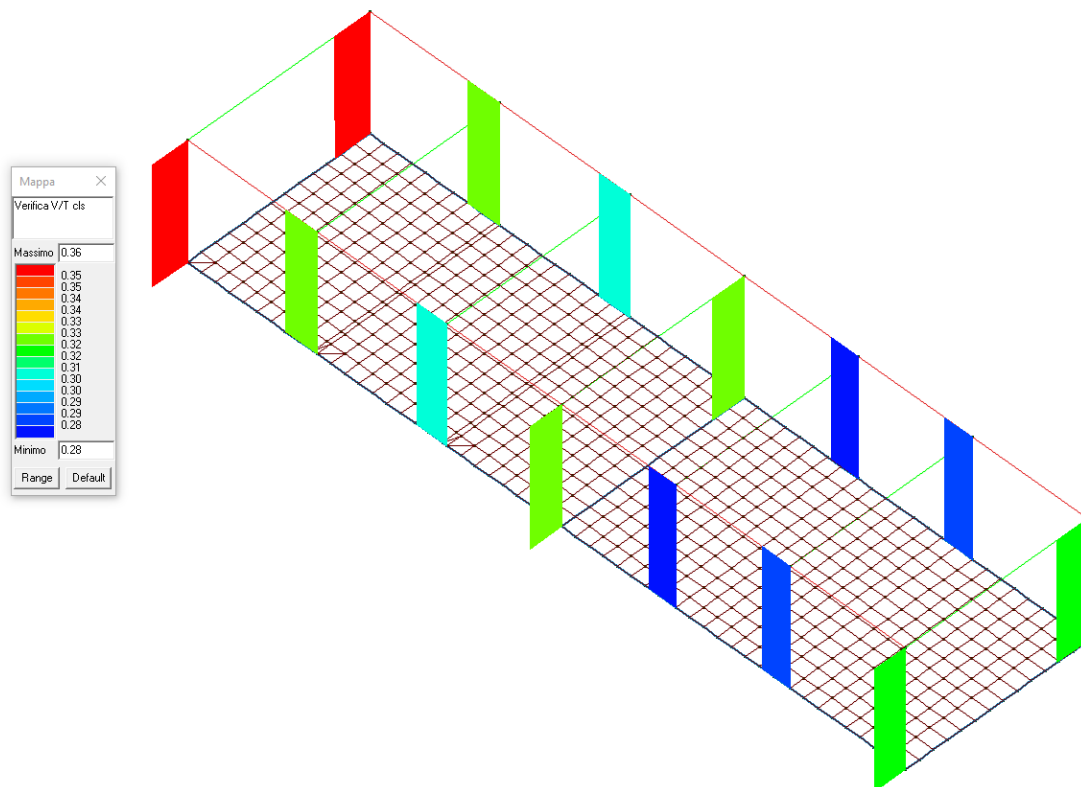


Fig. 51: Verifica taglio cls  $0.36 < 1$

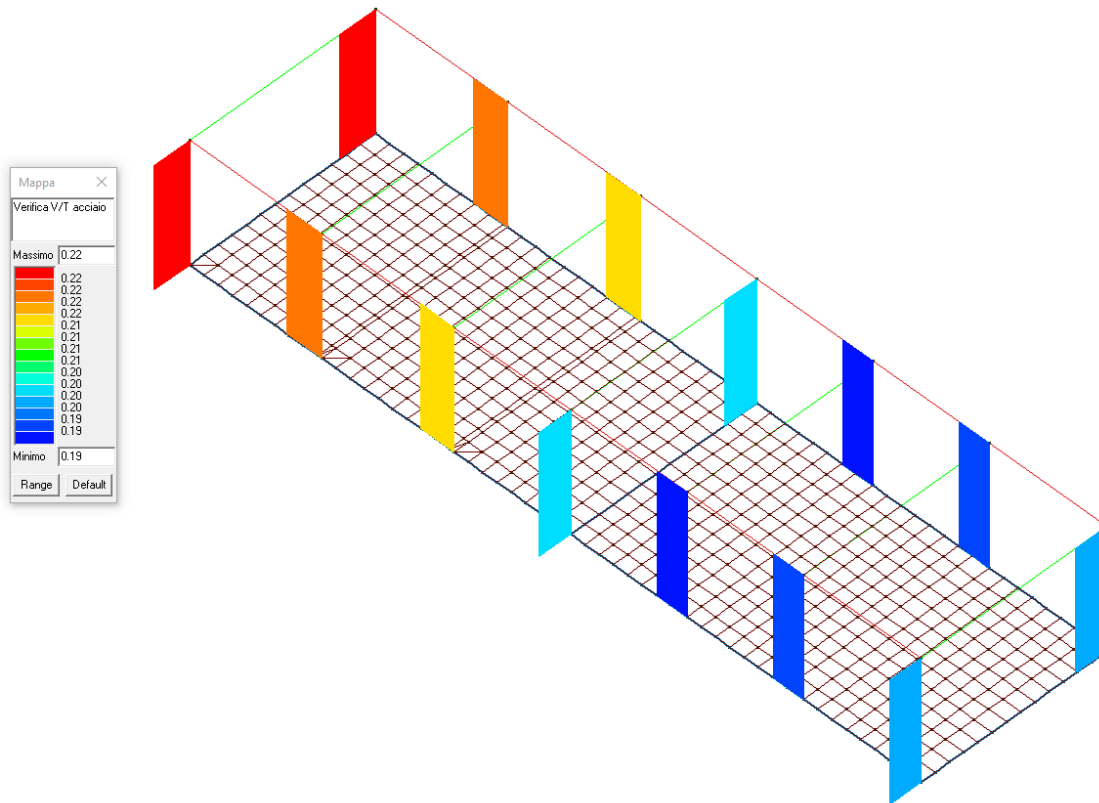


Fig. 52: Verifica taglio lato acciaio  $0.22 < 1$

Verifiche agli SLE

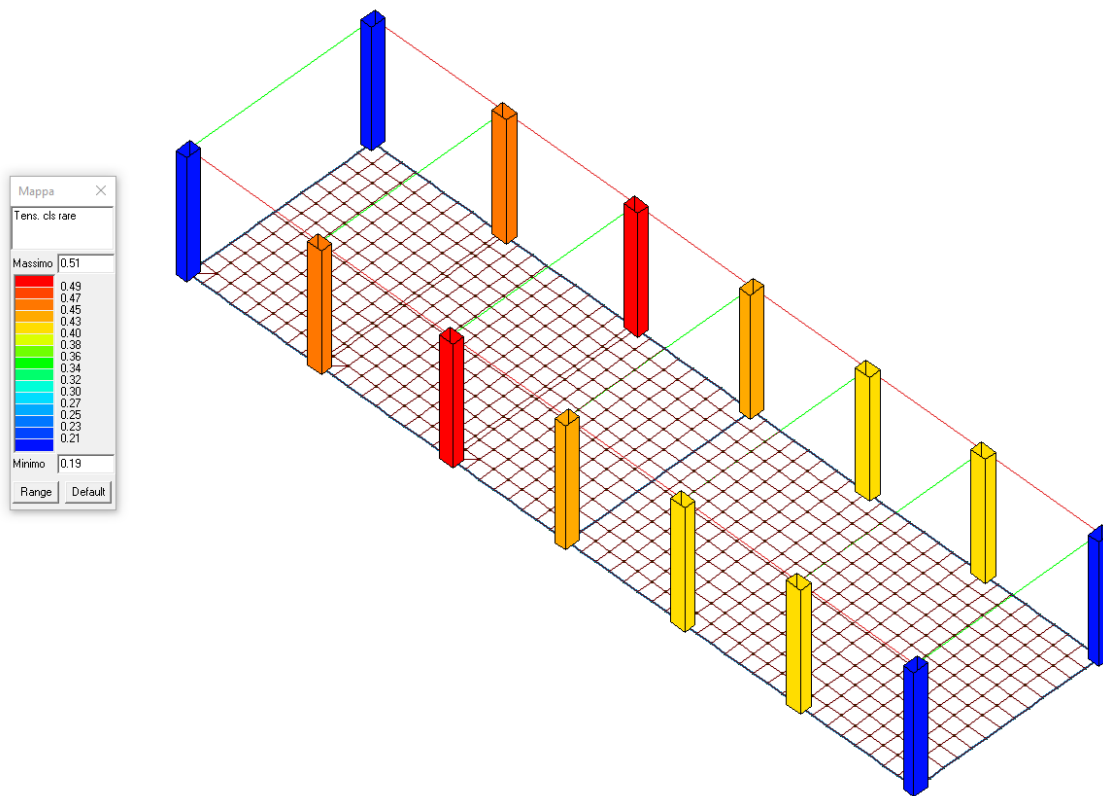


Fig. 53: Verifica rapporto tensioni cls – CMB RARA. –  $0.51 < 1$

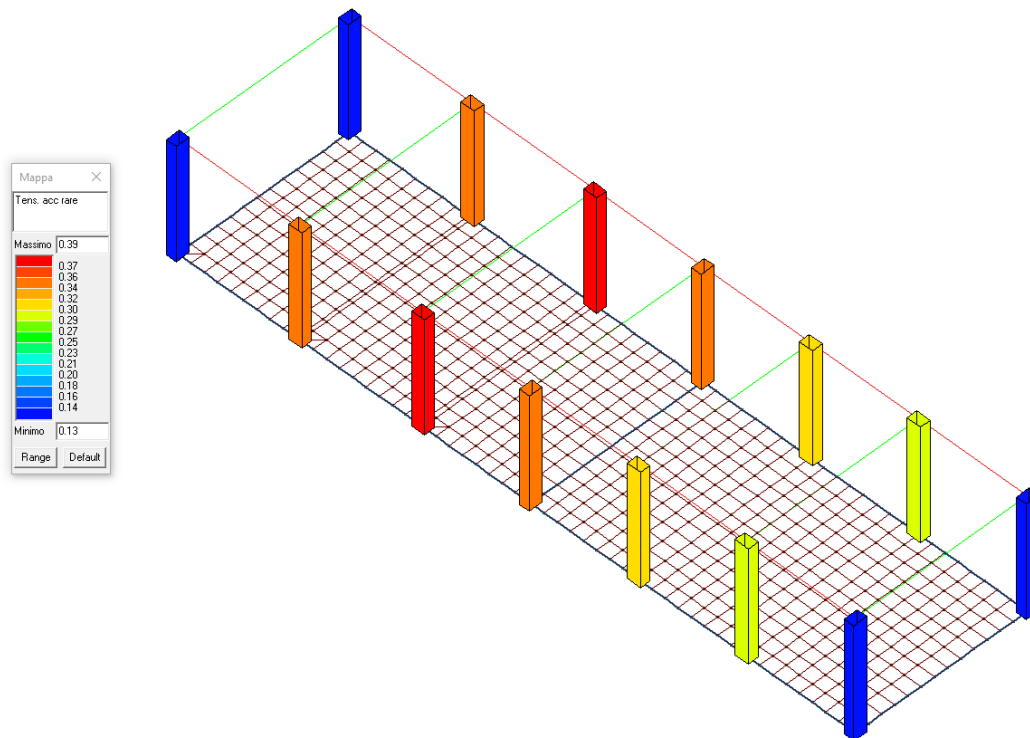


Fig. 54: Verifica rapporto tensioni acciaio – CMB RARA. –  $0.39 < 1$

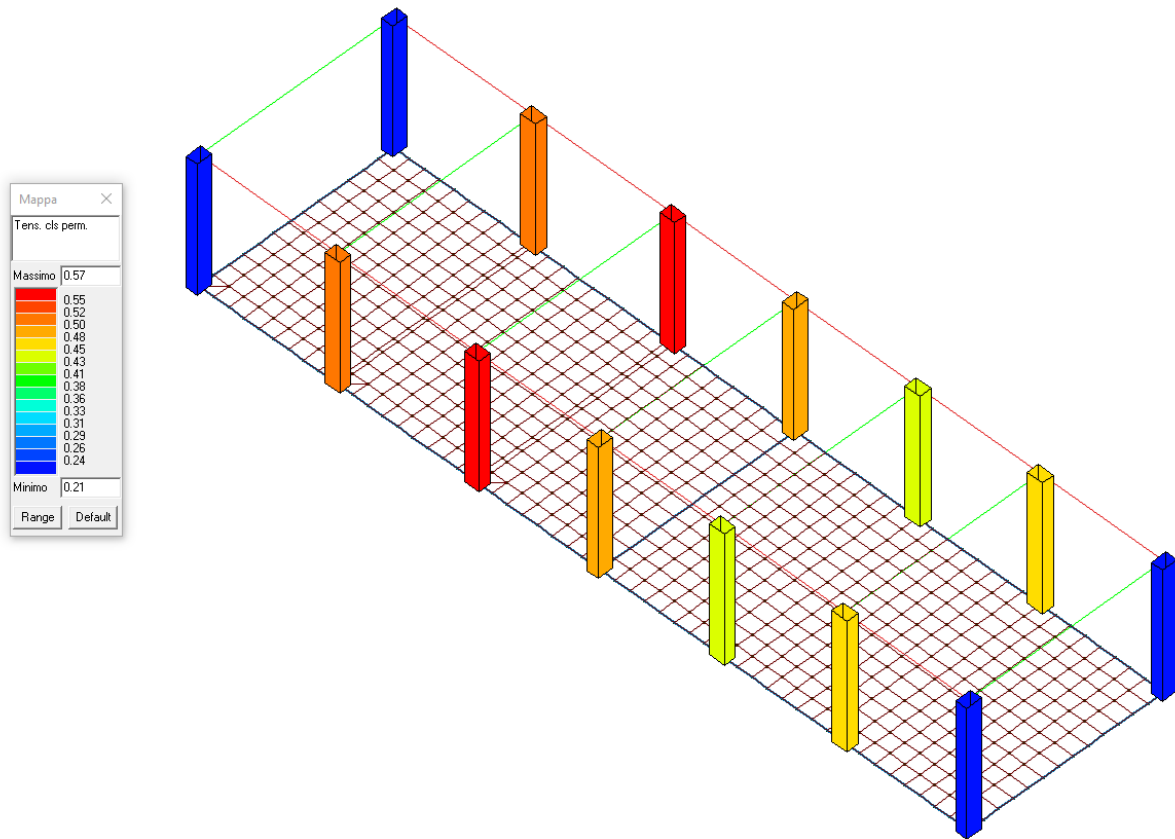


Fig. 55: Verifica rapporto tensioni cls. – CMB PERM. –  $0.57 < 1$

## Verifica di resistenza Travi

### Verifiche agli SLU

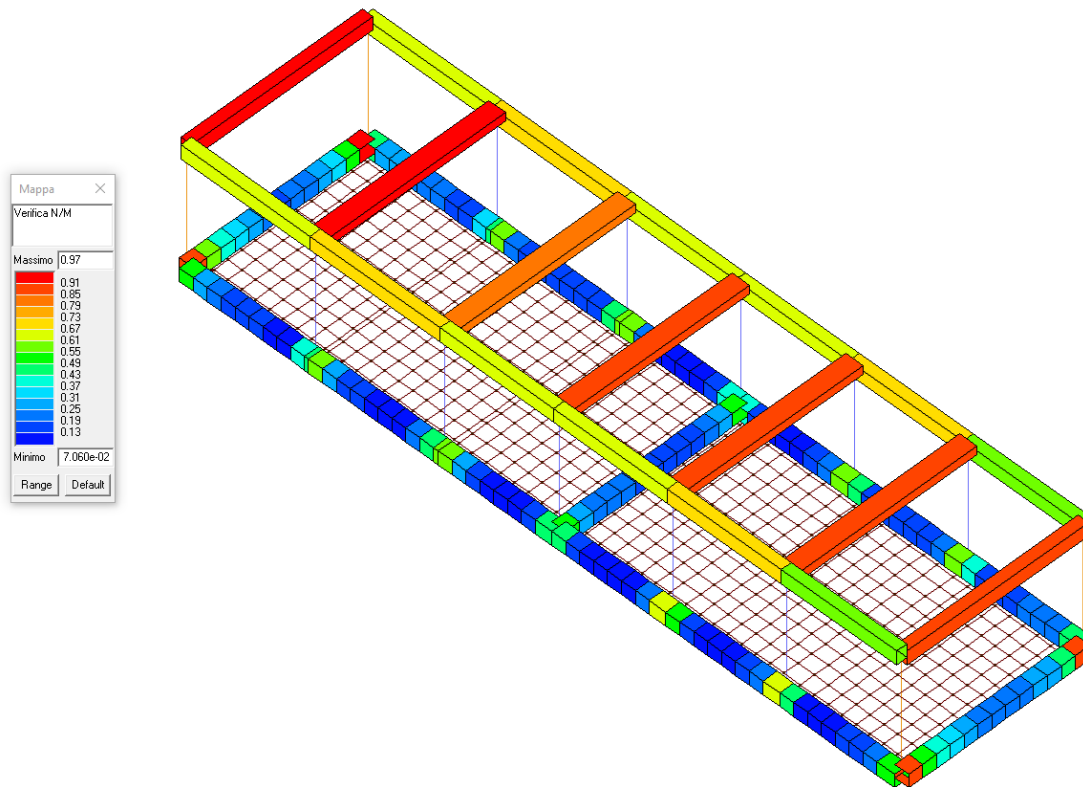


Fig. 56: Verifica a pressoflessione –  $0.97 < 1$

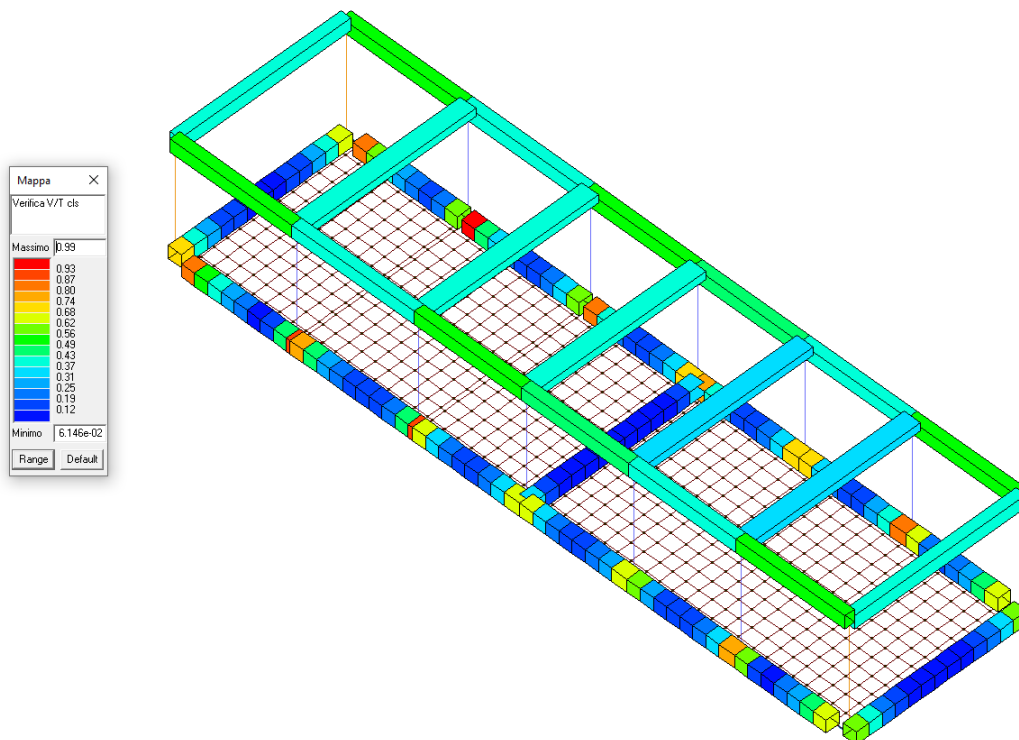


Fig. 57: Verifica a taglio lato cls –  $0.99 < 1$

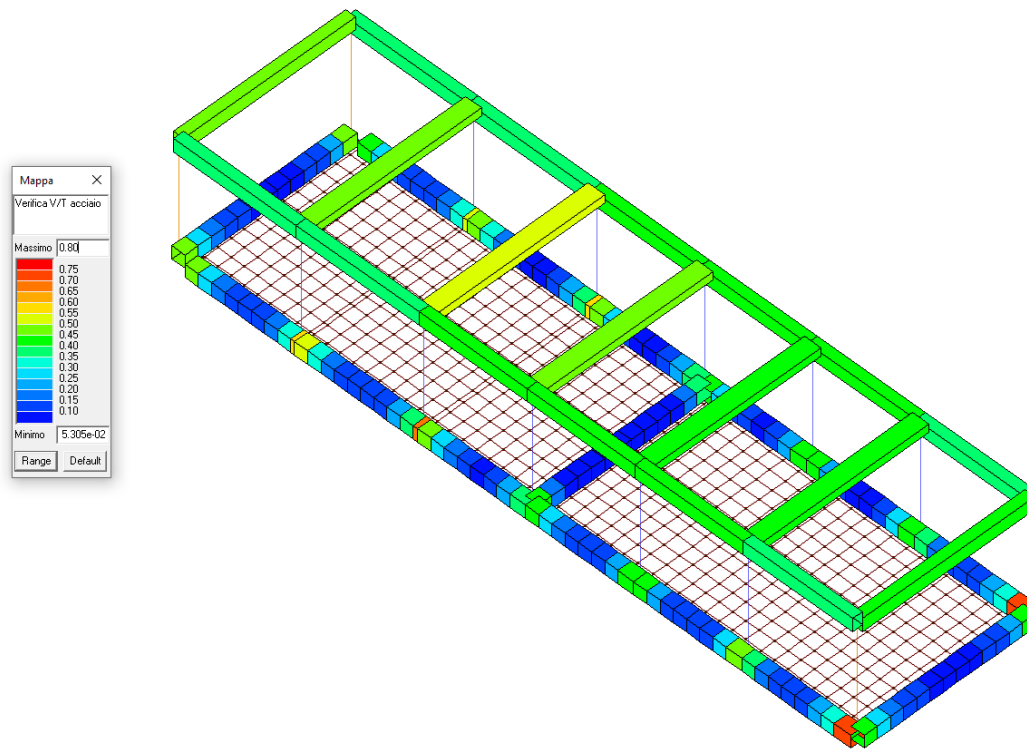


Fig. 58: Verifica a taglio lato acciaio –  $0.8 < 1$

### Verifiche agli SLE

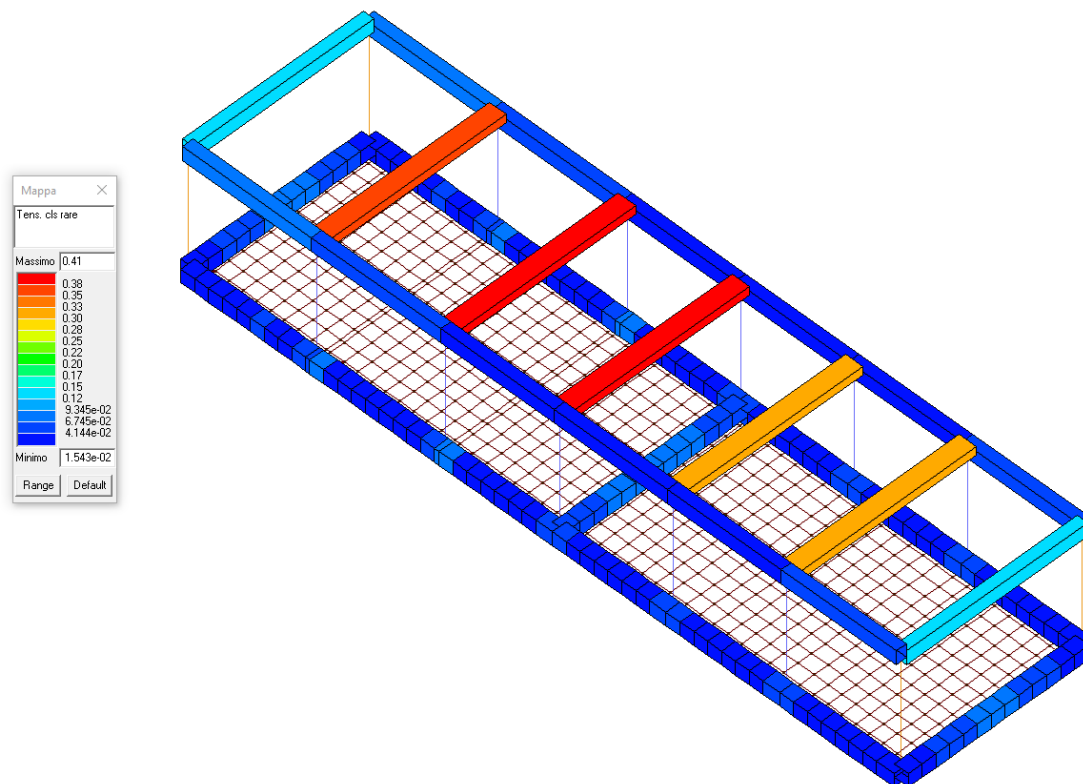


Fig. 59: Verifica rapporto tensioni cls – CMB RARA. –  $0.41 < 1$

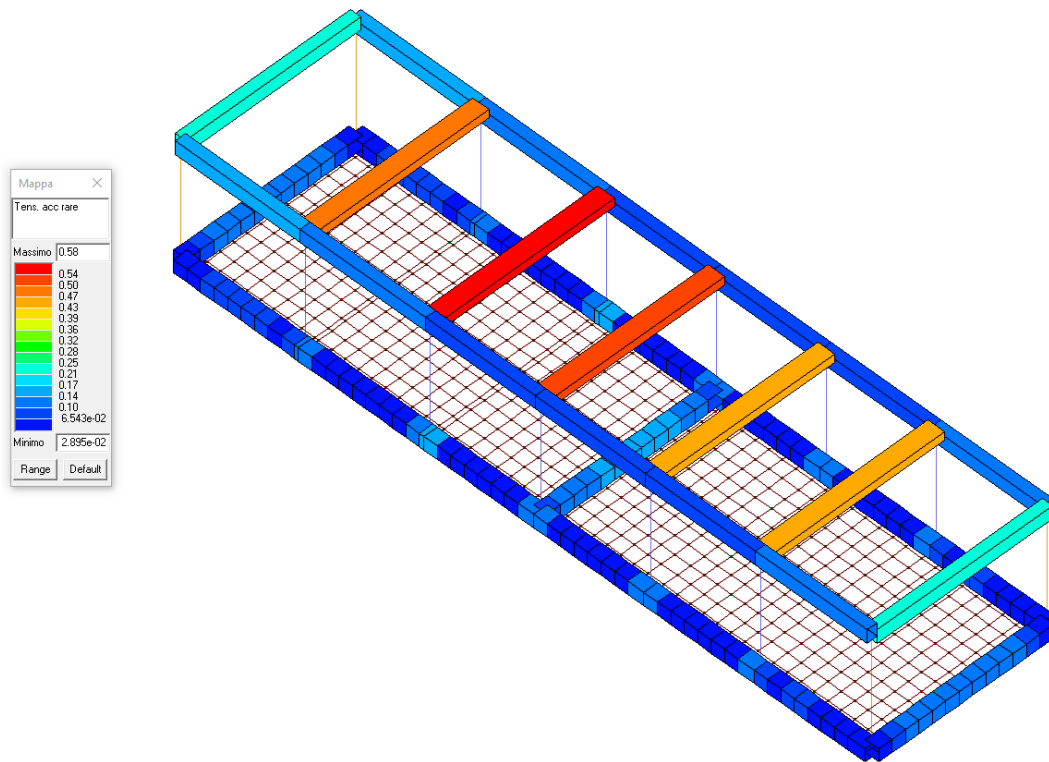


Fig. 60: Verifica rapporto tensioni acciaio – CMB RARA. –  $0.58 < 1$

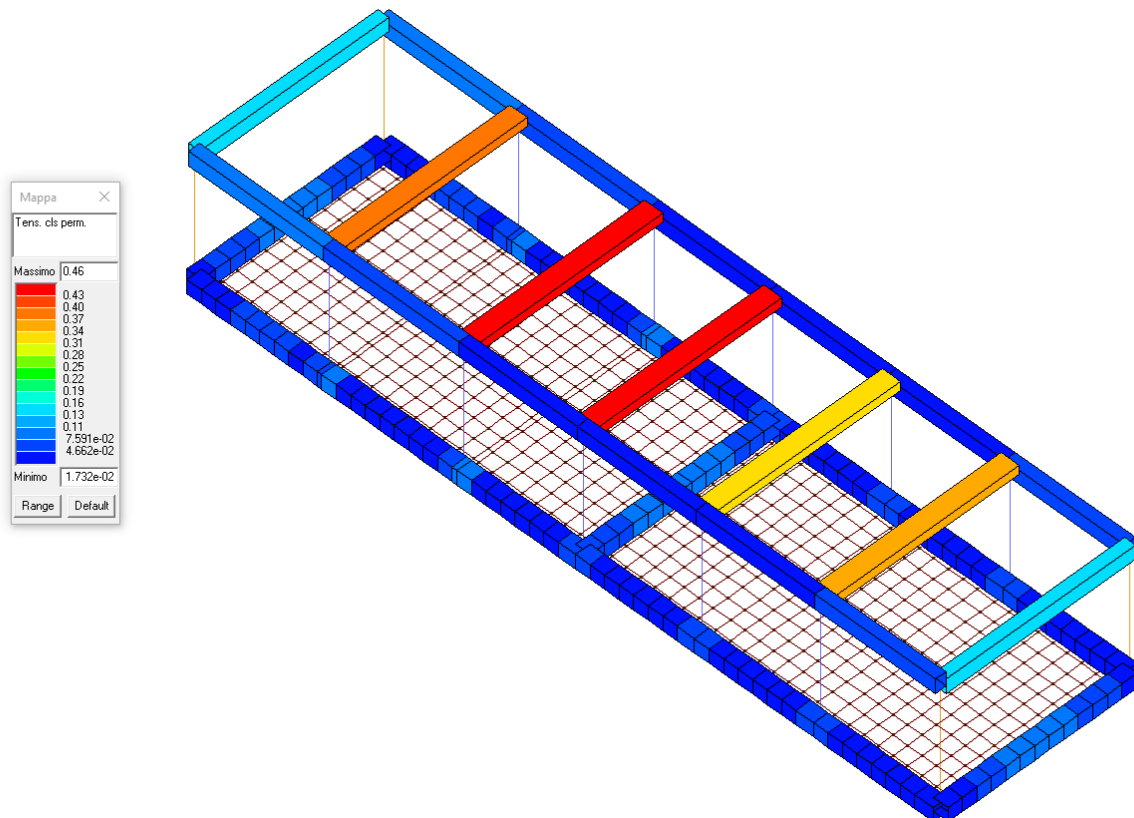


Fig. 61: Verifica rapporto tensioni cls. – CMB PERM. –  $0.12 < 1$

- Spostamenti orizzontali

Secondo quanto riportato al cap. 7.3.6.1 si riporta la verifica sulla deformazione degli elementi strutturali al fine di garantire sugli elementi non strutturali danni che non rendano la costruzione temporaneamente inagibile. Nella figura sottostante è riportata mediante mappa cromatica e legenda dei valori, degli spostamenti relativi dei nodi di estremità degli elementi pilastro, espressi in modo indipendente dall'altezza di interpiano, In altre parole, il valore riportato nella mappa cromatica è quello dello spostamento di interpiano, moltiplicato per 1000 e diviso per l'altezza di interpiano; i valori riportati sono verificati se inferiori a quelli riportati nella normativa in base alla tipologia di struttura. Considerando cautelativamente il caso di tamponature collegate rigidamente alla struttura si ottiene:

$$qd_r \leq 0.0050 h$$

$$2.78 \leq 0.005 \cdot 1000 = 5$$

La verifica risulta soddisfatta e quindi di può ritenere raggiunta la funzionalità della struttura.

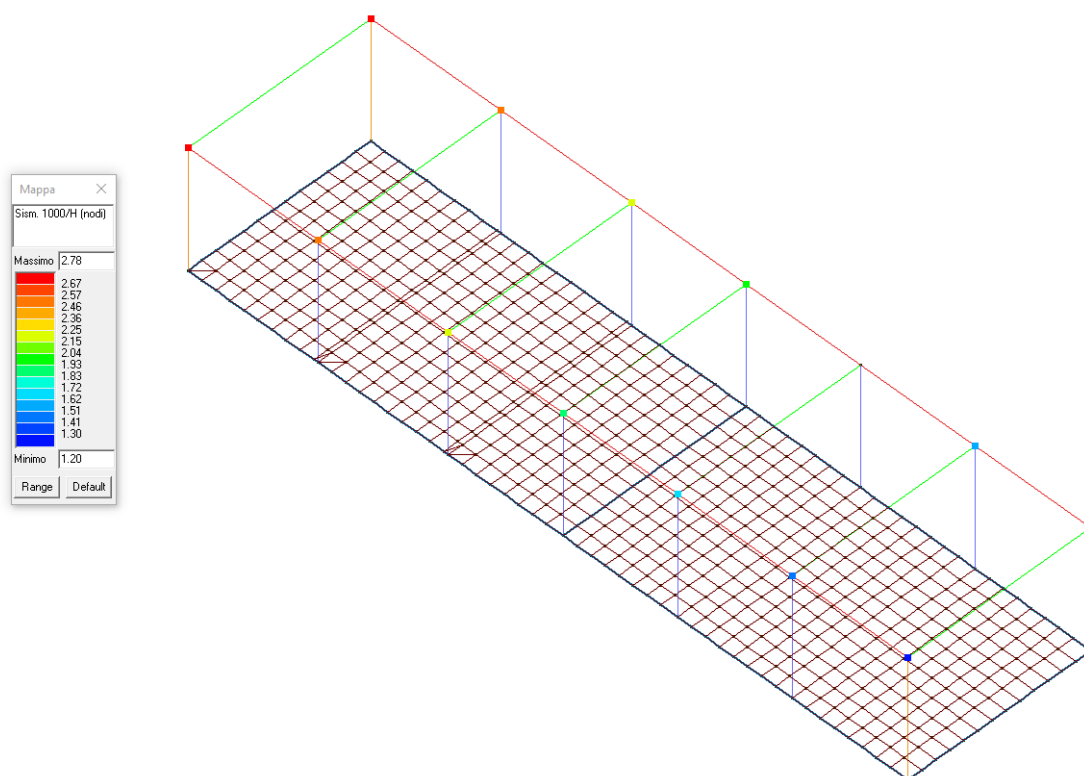


Fig. 62: Spostamenti massimi di interpiano agli SLD – 2.78 cm

Medolla 06/09/2023

Il Progettista strutturale:

