Installazione dell'Opera Artistica di Marinella Senatore nell'Area Archeologica di Santa Mustiola a Peccioli (PI)

PROGETTO ESECUTIVO

FONDAZIONE Peccioli per
COMUNE DI PECCIOLI • BELVEDERE SPA

P.za del Popolo, 10 – 56037, Peccioli (Pisa)

STRUTTURE – RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO

Committente:
Fondazione Peccioli per l'Arte

Progetto opera artistica:
Marinella Senatore

Progettisti per la parte autorizzativa e di ingegnerizzazione dell'opera:
Arch. Nico Panizzi
Ing. Beatrice Pasqualetti

Coordinamento sicurezza in fase di progettazione ed esecuzione:
Arch. Gian Luigi Melis

Team di progettazione:
Arch. Ilaria Fruzzetti
Ing. Margherita Baldocchi
Arch. Roberto Poziello
Ing. Elisabetta Coni
Dott.ssa in arch. Gaia Parlanti
Dott. in arch. Lorenzo Shabani
Martina Manetti

Ing. Alberto Puccioni

Novembre 2026

INDICE

1 PREMESSA 4
2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 5
3 DESCRIZIONE GENERALE 6
3.1 Localizzazione 6
3.2 Descrizione delle opere strutturali 6
3.3 Classificazione sismica 7
4 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA 8
5 PROPRIETA' DEI MATERIALI 10
5.1 Calcestruzzo 11
5.1.1 Calcestruzzo strutturale normale 11
5.1.2 Copriferro 11
5.2 Acciai di armatura da c.a. 12
6 ANALISI DEI CARICHI 13
6.1 Carichi permanenti 13
6.1.1 Pesi propri 13
6.1.2 Plinti di fondazione 13
6.1.3 Orizzontamenti 13
6.1.4 Tamponamenti 14
6.2 Carichi di esercizio 14
6.3 Azione della neve 14
6.4 Azione del vento 16
6.5 Azione termica 17
6.6 Azione sismica 17
6.6.1 Parametri fondamentali 17
6.6.2 Fattore di comportamento 18
6.6.3 Spettri di risposta 19
6.6.4 Masse strutturali 21
6.6.5 Eccentricità accidentale 22
6.6.6 Combinazione direzionale 22
6.7 Condizioni di carico elementari 22
6.8 Combinazioni delle condizioni di carico elementari 24
7 METODI DI ANALISI 32
8 CRITERI DI MODELLAZIONE NUMERICA 34
8.1 Software utilizzato 34
8.2 Elenco dei modelli di calcolo 34
8.3 Modellazione strutturale 34
9 RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE 54
9.1 Resistenze di calcolo 54
9.1.2 Calcestruzzo 54
9.1.3 Acciaio da c.a. 55
9.2 Analisi Modale 55
9.3 Analisi Statica Non Sismica 59
9.3.1 Verifiche SLU 59
9.3.2 Verifiche SLE 65

9.4 Analisi Sismica Dinamica Lineare 67
9.4.1 Verifiche SLV 67
9.4.2 Verifiche SLD 72

1 PREMESSA

La presente relazione si riferisce agli aspetti ingegneristici legati alla **Istallazione di un'opera d'arte di Marinella Senatore nell'area archeologica di Santa Mustiola**, in Loc. Ghizzano nel Comune di Peccioli (PI); l'opera rappresenta la riproduzione, in chiave più moderna e secondo l'ispirazione dell'artista, di una chiesa realmente esistita in epoca longobarda nel sito in oggetto, ed in effetti viene collocata proprio sopra gli scavi che ne hanno rivelato l'esistenza.

L'obiettivo dello studio riportato nella presente relazione è quello di illustrare le ipotesi generali poste alla base del calcolo, i metodi di analisi seguiti, le modellazioni strutturali effettuate e la sintesi dei risultati ottenuti.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si elencano di seguito i principali riferimenti normativi adottati per lo svolgimento dell'incarico e, in particolare, per la redazione del presente documento.

- **D.M. LL.PP. 17 gennaio 2018,** Norme tecniche per le costruzioni**.**
- **Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 7 del 21 gennaio 2019,** Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- **Deliberazione di Giunta Regionale Toscana n. 431 del 19 giugno 2006** - Riclassificazione sismica del territorio regionale: Attuazione del D.M. 14.09.2005 e O.P.C.M. 3519 del 28.04.2006 pubblicata sulla G.U. dell'11.05.2006.
- **Deliberazione GRT n. 421 del 26/05/2014,** Aggiornamento della classificazione sismica regione Toscana.
- **Decreto del Presidente della Giunta regionale 19 gennaio 2022, n. 1/R,** Regolamento di attuazione dell'articolo 181 della legge regionale 10 novembre 2014, n.65 (Norme per il governo del territorio). Disciplina sulle modalità di svolgimento dell'attività di vigilanza e verifica delle opere e delle costruzioni in zone soggette a rischio sismico.
- **UNI EN 1990, Eurocodice** – Criteri generali di progettazione strutturale.
- **UNI EN 1991, Eurocodice 1** – Azioni sulle strutture.
- **UNI EN 1992, Eurocodice 2** – Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- **UNI EN 1992, Eurocodice 3** – Progettazione delle strutture di acciaio
- **UNI EN 1998, Eurocodice 8** – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.

3 DESCRIZIONE GENERALE

3.1 Localizzazione

Il sito in esame si trova in Località Ghizzano nel comune di Peccioli (PI).
Le coordinate geografiche (Sistema WGS 84) risultano essere:

E 10.8123
N 43.5369

Altitudine = 180 m s.l.m.

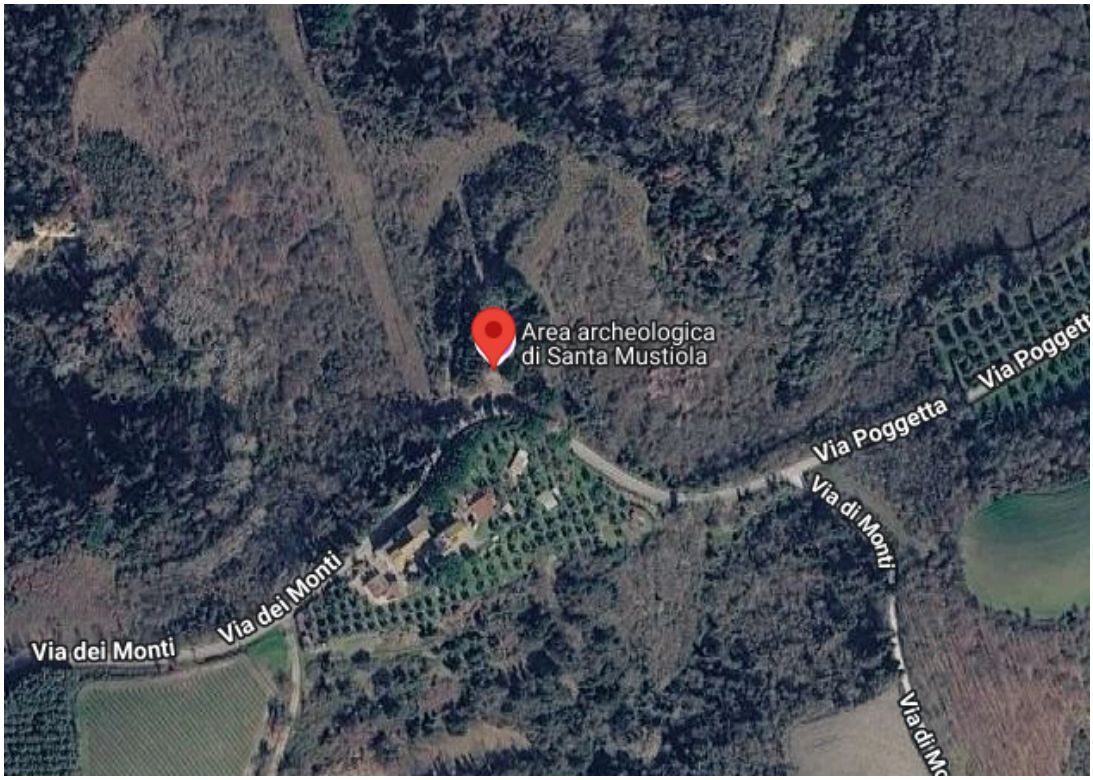


Figura 1 – Vista aerea dell'area con individuazione dell'area in oggetto

3.2 Descrizione delle opere strutturali

Il presente progetto prevede la realizzazione di un'opera in carpenteria metallica destinata ad uso espositivo.

La forma ed i prospetti del manufatto riprendono il disegno originario della Chiesa di Santa Mustiola, precedentemente ubicata in questo sito, di cui oggi si possono apprezzare soltanto alcuni resti; il progetto architettonico, infatti, è finalizzato anche a preservare ed integrare con la nuova struttura questi resti. Il manufatto presenta una

forma in pianta rettangolare di dimensioni strutturali pari a circa 10.00x4.40m; l'altezza massima dell'opera è pari a circa 5.50m.

La struttura del manufatto è costituita da telai in acciaio incernierati alla base.

Il primo impalcato è posto ad una quota di circa 1.00m rispetto al p.c.: esso è realizzato con un reticolato di travi principali e secondarie, poste a sostegno del solaio costituito in parte da doppio tavolato in legno in parte da vetro strutturale.

La copertura, del tipo a capanna, è realizzata con capriate metalliche disposte a passo variabile; sulle capriate scaricano gli arcarecci principali e secondari, disposti a formare campi di solaio in parte lasciati vuoti in parte coperti con pannelli in alluminio.

Anche le facciate laterali del manufatto sono costituite da campi in parte lasciati vuoti in parte rivestiti con pannelli in alluminio; su uno dei lati corti, è presente inoltre un'abside semicircolare realizzato anche con profili calandrati, a richiamare la presenza dell'elemento originario della chiesa.

Le fondazioni sono del tipo a plinti in c.a. di dimensioni 50x50x40cm (BxLxH), poggiati sul terreno con interposti teli impermeabili in modo da garantire un'eventuale reversibilità.

3.3 Classificazione sismica

L'O.P.C.M. n°3519 del 28 aprile 2006, ratificata dalla Regione Toscana con Del. G.R.T. n°431 19 giugno 2006, inserì transitoriamente il comune di Peccioli in zona 3S.

La Delibera G.R.T. n°878 8 ottobre 2012 confermata poi dalla successiva Delibera G.R.T. n°421 26 maggio 2014 hanno sancito il definitivo "declassamento" del comune in Zona 3 (rischio medio), alla quale corrisponde un'accelerazione di picco orizzontale del suolo ag, con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, di 0.15 ag/g.

La tabella seguente mostra la classificazione sismica della Regione Toscana e nello specifico del Comune di Peccioli.

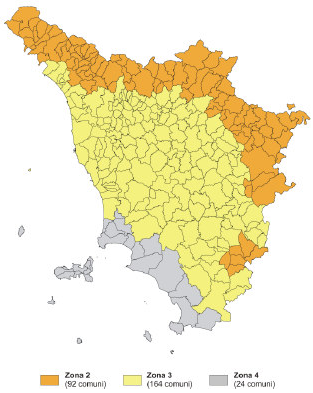


Figura 2 - Classificazione sismica della Regione Toscana

Provincia	Cod. ISTAT	Comune	CLASSIFICAZIONI PRECEDENTI										ATTUALE
			Regio Decreto 13 marzo 1927 n°431		Regio Decreto 25 marzo 1935 n°640	Regio Decreto 22 novembre 1937 n°2105		Legge 25 novembre 1962 n°1684	Decreto Ministeriale 19 marzo 1982	Ord. P.C.M. n°3274 20 Marzo 2003 Del. G.R.T. n°604 16 giugno 2003	Ord.P.C.M. n°3519 28 aprile 2006 Del. G.R.T. n°431 19 giugno 2006	Del. G.R.T. n°878 8 ottobre 2012	Del. G.R.T. n°421 26 maggio 2014
09050025	PECCIOLI		n c		n c	n c		n c	2	2	3 S	3	3

Figura 3 - Classificazione sismica del Comune di Peccioli (PI)

4 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella tabella seguente:

Tab. 1 - Vita nominale VN per diversi tipi di opere

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

Con riferimento alla tabella soprastante si evidenzia che, come indicato nella Circolare n.7 del 2019, "ai sensi e per gli effetti del Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21 ottobre 2003 il carattere strategico di un'opera o la sua rilevanza per le conseguenze di un eventuale collasso, sono definiti dalla classe d'uso", pertanto nel caso in esame la costruzione risulta ordinaria per la scelta della vita nominale.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Tab. 2 - Classificazione delle costruzioni

CLASSI D'USO	
Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
Classe II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti
Classe III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso
Classe IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U:

$V_R = V_N \times C_U$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella tabella seguente.

Tab. 3 - Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSI D'USO	**I**	**II**	**III**	**IV**
COEFFICIENTE C_U	0.7	1.0	1.5	2.0

Nel caso specifico si sono assunte le seguenti ipotesi:

Parametro	**Valore**
Classe d'uso	**I**
Vita nominale V_N	**50 anni**
Coefficiente d'uso C_u	**0.7**
Periodo di riferimento per l'azione sismica, $V_R=V_N \times C_U$	**35 anni**

5 PROPRIETA' DEI MATERIALI

5.1 Opere in carpenteria metallica

5.1.1 Acciaio laminato a caldo

Le opere in carpenteria metallica saranno realizzate utilizzando acciaio laminato (profilati, barre, larghi piatti, lamiere), in conformità alle norme UNI 10025, "Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali" ed alle UNI 10210 "Profilati cavi finiti a caldo di acciai non legati e a grano fine per impieghi strutturali".

I valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} delle opere in acciaio previste in progetto sono riportati nella tabella seguente:

Tab. 4 – Caratteristiche meccaniche acciaio

Norma e qualità degli acciai	spessore nominale dell'elemento			
	t ≤ 40mm		40mm ≤ t ≤ 80mm	
	f_{yk} [N/mm^2]	f_{tk} [N/mm^2]	f_{yk} [N/mm^2]	f_{tk} [N/mm^2]
UNI EN 10025-2 laminati a caldo con profili a sezione aperta				
S275	275	430	255	410

5.1.2 Saldature

Saldature a completa penetrazione di II classe ed a cordone d'angolo.

5.1.3 Ancoranti

Gli ancoranti, conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968, devono appartenere alla **classe 8.8** della norma EN 14399-4 salvo quanto diversamente specificato.

Le tensioni di snervamento f_{yb} e di rottura f_{tb} delle viti risultano:

Tab. 5 – Viti di classe 8.8

Caratteristiche delle viti	Simbolo	Valore
Tensione di snervamento	f_{yb}	640 N/mm^2
Tensione di rottura	f_{tb}	800 N/mm^2

5.1 Calcestruzzo

5.1.1 Calcestruzzo strutturale normale

Le opere di conglomerato cementizio armato, in fondazione e in elevazione, saranno realizzate utilizzando calcestruzzo strutturale normale, a prestazione garantita, in conformità alla norma UNI EN 206-1, "Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità" e alla norma UNI 11104 "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1".

5.1.2 Copriferri

Al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nella UNI EN 1992-1-1.

Coerentemente a quanto consigliato dalle Norme tecniche NTC 2018 come valido riferimento, per dimensionare correttamente i copriferri è possibile utilizzare la norma UNI EN 1992-1-1.

Si ricorda che la normativa europea prevede 6 classi strutturali, da S1 a S6: in Italia occorre considerare la S4 e la S6 corrispondenti rispettivamente ad una vita utile di progetto di 50 e 100 anni.

La norma prescrive nel capitolo 4.4.1 il valore nominale del copriferro:

$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$

$c_{min}=\max \{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur} - \Delta c_{dur,st} – \Delta c_{dur,add}; 10mm\}$

$\Delta c_{dev} = 10mm$

$\Delta c_{dur,} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0$ (annesso nazionale)

$c_{min,b}$ è il copriferro minimo necessario per l'aderenza delle armature. Per armature ordinarie $c_{min,b}$ è pari al diametro della barra.

$c_{min,dur}$ è il copriferro minimo correlato alle condizioni ambientali e si ricava dai prospetti 4.3N, 4.4N e 4.5N delle UNI EN 1992-1-1 in funzione della classe di esposizione, ricordando che la classe strutturale per un periodo di vita presunta della struttura pari a 50 anni è la classe strutturale S4.

Il prospetto 4.3N consente di variare la classe strutturale nella maniera seguente:

- per vite utili di progetto di 100 anni si incrementa la classe strutturale di 2;
- se vengono utilizzati calcestruzzi con classe di resistenza superiore ai minimi previsti dal prospetto 4.3N, si riduce la classe strutturale di 1;
- per elementi strutturali assimilabili a solette si riduce la classe strutturale di 1;
- se la produzione del calcestruzzo è sottoposta a un rigoroso controllo di qualità, si riduce la classe strutturale di 1.

prospetto 4.4N **Valori del copriferro minimo, $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080**

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Δc_{dev} = 10 mm (annesso nazionale)

Nel caso in esame:
c_{min} = 25mm per S4 e XC2

$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$ = 25mm+10mm=35mm per S4 e XC2

I calcestruzzi dovranno essere conformi alla UNI EN 206-1 e UNI EN 11104 e dovranno rispondere alle prestazioni riportate nella tabella sottostante:

Tab. 6 – Tabella riassuntiva caratteristiche calcestruzzo e dei copriferri

Normativa di riferimento	UNI EN 11104					UNI EN 206				NTC 2018
Elemento strutturale	Classe di esposizione	Classe di resistenza minima	Esposizione ambientale	max rapporto a/c	contenuto min. di cemento [kg/m3]	Classe di contenuto in cloruri	Aria trattenuta	Massimo diam. aggregato [mm]	Classe di consistenza	min. sp. copriferro in calcestruzzo [mm]
PLINTI DI FONDAZIONE	XC2	C 25/30	Ordinaria	0.50	300	Cl 0.20	NO	20	S4	35

5.2 Acciai di armatura da c.a.

Le armature delle opere di conglomerato cementizio armato normale saranno realizzate utilizzando acciaio da cemento armato in barre ad aderenza migliorata del tipo B450C ed in reti elettrosaldate tipo B450A, in conformità alle NTC.

L'acciaio per cemento armato B450C e B450A è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura:

Caratteristiche	Simbolo	Valore
Tensione nominale di snervamento	$f_{y\,nom}$	450 N/mm^2
Tensione nominale di rottura	$f_{t\,nom}$	540 N/mm^2

6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 Carichi permanenti

6.1.1 Pesi propri

Si assumono i seguenti pesi specifici dei materiali:

- 78.50 kN/m^3 per gli elementi in acciaio
- 25.00 kN/m^3 per gli elementi in calcestruzzo armato

6.1.2 Plinti di fondazione

Per il peso dei plinti di fondazione in c.a. dei silos, si è considerato un carico concentrato agente al piede delle colonne del manufatto, pari a:

larghezza	60	cm
lunghezza	60	cm
altezza	40	cm
g1 plinto	**3.456**	kN

6.1.3 Orizzontamenti

6.1.3.1 Solaio tipo S01

L'impalcato a quota approssimativa di +1.00m dal p.c., realizzato con reticolato di travi metalliche, è soggetto ai seguenti carichi:

S01			
Tipologia:	Doppio tavolato in legno		
Unità Strutturale	-		
Ubicazione:	+1.00m dal p.c.		
Destinazione:	Cat. C1		
Doppio tavolato in legno, s=6cm (γ=6.00 kN/m^3)	0.36*		kN/m^2
Totale Permanenti strutturali		**0.36**	**kN/m^2**
-	-		kN/m^2
Totale Permanenti non strutturali		**0.00**	**kN/m^2**
TOTALE Permanenti		**0.36**	**kN/m^2**

* Il presente carico è stato esteso a favore di sicurezza a tutti i campi di solaio dell'impalcato, compresi quelli coperti con vetro strutturale.

6.1.3.2 Solaio tipo S02

Il solaio di copertura, realizzata con capriate e arcarecci metallici, è soggetto ai seguenti carichi:

S02			
Tipologia:	Pannelli in alluminio (tipo Alucobond)		
Unità Strutturale	-		
Ubicazione:	Copertura		
Destinazione:	Cat. H		
	- -		kN/m^2
	Totale Permanenti strutturali	**0.00**	**kN/m^2**
	Pannelli in alluminio 0.10		kN/m^2
	Totale Permanenti non strutturali	**0.10**	**kN/m^2**
	TOTALE Permanenti	**0.10**	**kN/m^2**

6.1.4 Tamponamenti

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi dei tamponamenti previsti nella struttura:

e) Pannelli in alluminio (tipo Alucobond):

Pannelli in alluminio	0.10	kN/m^2
Totale:	**0.10**	kN/m^2

6.2 Carichi di esercizio

I carichi variabili considerati sono:

- Cat. C1: Ambienti suscettibili di affollamento (aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento)

variabile distribuito	q_k = **3.00**	kN/m^2
verticale concentrato	Q_k = **3.00**	kN
carico orizzontale lineare	Q_k = **1.00**	kN/m

6.3 Azione della neve

Il carico neve sulla copertura è stato valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_1 \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

Dove:

- q_s è il carico neve sulla copertura;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m^2] per un periodo di ritorno di 50 anni;
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

Il carico agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

La costruzione è sita in **Zona III** (in base alla mappa per "carico neve al suolo", NTC 2018, §3.4. Fig. 3.4.1).

Per quanto riguarda il coefficiente di forma relativo alla copertura in questione, la Normativa suggerisce di prendere in considerazione la seguente distribuzione di carico:

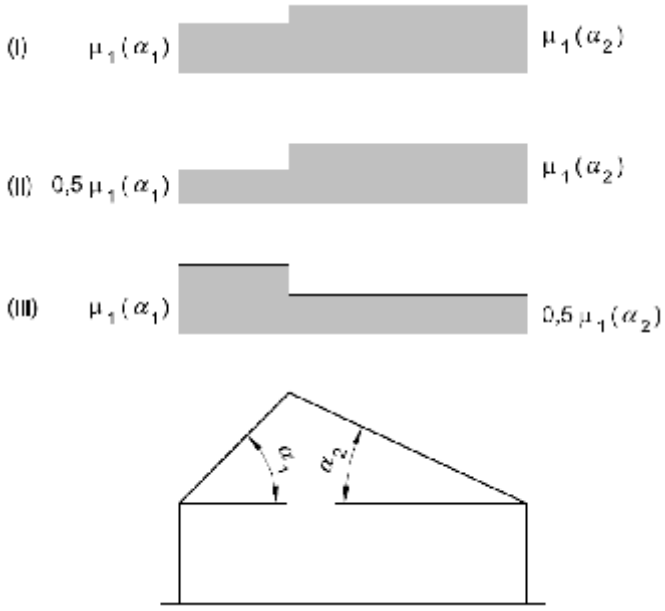


Figura 4 Condizioni di carico per coperture a due falde

α_1 =17.62° angolo di inclinazione della falda
α_2 =17.62° angolo di inclinazione della falda
μ_1 = 0.80
μ_2 = 0.80

Risulta dunque:

q_{sk} = 0.60 kN/m^2
C_E = 1 per classe di topografia Normale (a favore di sicurezza rispetto alla classe "Battuta dai venti")
C_t = 1

Il valore della pressione massima sarà costante e pari a:

$q_s = 0.48$ kN/m^2

6.4 Azione del vento

L'azione del vento calcolata secondo le NTC 2018 in funzione dell'altezza al suolo z risulta data dalla seguente espressione:

$$p(z) = q_r \cdot c_e(z) \cdot c_p \; c_d$$

Dove:

q_r è la pressione cinetica di riferimento pari a $0{,}5 \cdot \rho \cdot v_r^2$

v_r è la velocità di riferimento del vento pari a $v_b \; c_r$

$c_e(z)$ è il coefficiente di esposizione funzione della categoria di esposizione del sito e del coefficiente di tipografia c_t pari a:

$c_e(z) = k_r^2 \, c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$

$c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. I suoi valori sono stati individuati con riferimento alle indicazioni contenuti nella Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019, §C3.3.8.1.1, §C3.3.8.1.2 (per edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate e curvilinee) e §C3.3.8.3 (per pareti verticali di edifici a pianta circolare) e nelle Istruzioni CNR DT-207 del 2008.

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali, assunto cautelativamente pari ad 1.

$q_r = 0.5 \cdot \rho \cdot v_r^2$

$v_r = v_b \cdot c_r$ velocità di riferimento del vento

$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$ velocità di base di riferimento del vento

$c_r = 0{,}75\sqrt{[1-0.2 \cdot \ln(-\ln(1-1/T_R))]}$ coefficiente di ritorno

$\rho = 1.25$kg/m^3 densità dell'aria

$c_a = 1$ per $a_s \leq a_0$

$c_a = 1 + k_s \cdot (a_s/a_0 - 1)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

Nel caso in esame, la struttura in progetto è caratterizzata dalla presenza di tamponamenti limitati e discontinui, inseriti per esigenze architettoniche. La percentuale complessiva delle superfici aperte è ampiamente superiore al 30%; tale configurazione comporta una marcata permeabilità al flusso dell'aria e un comportamento aerodinamico assimilabile a quello delle strutture aperte, secondo i criteri illustrati al § C3.3.8.5 della Circolare applicativa delle NTC 2018.

Per la determinazione delle azioni locali sui tamponamenti sono stati presi a riferimento i criteri riportati nelle CNR-DT 207/2008, Appendice G, § G.5, relativi ai muri

e ai parapetti; tuttavia, tali indicazioni sono formulate per elementi continui direttamente esposti all'azione del vento, condizione che non risulta pienamente rappresentativa del caso in esame, nel quale i pannelli costituiscono elementi di tamponamento parziali, distribuiti all'interno di una struttura fortemente permeabile.

L'applicazione diretta dei coefficienti previsti per pannelli continui condurrebbe pertanto a sollecitazioni eccessivamente conservative rispetto all'effettivo comportamento aerodinamico della struttura, poiché il flusso d'aria attraversa la maggior parte della superficie riducendo sensibilmente le pressioni agenti sui singoli tamponamenti.

In assenza di una specifica trattazione normativa per strutture intelaiate con elevata percentuale di aperture e tamponamenti parziali, si è pertanto adottato un criterio progettuale cautelativo, assumendo per il dimensionamento dei tamponamenti un'azione statica uniformemente distribuita pari a **0,50 kN/m²**, valore ritenuto congruo e comunque a favore della sicurezza.

6.5 Azione termica

Nel caso in esame la temperatura non costituisce una azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura, quindi secondo quanto stabilito dalle NTC si assume una variazione uniforme di temperatura pari a:

$\Delta T_u = \pm 25°C$ strutture in acciaio esposte

6.6 Azione sismica

6.6.1 Parametri fondamentali

L'azione sismica sulla struttura in esame è caratterizzata da due componenti traslazionali X e Y nel piano orizzontale tra loro ortogonali, considerate tra loro indipendenti.

L'azione sismica in direzione verticale non viene presa in considerazione poiché non significativa per la struttura in esame.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (suolo di categoria A quale definita al § 3.2.2 delle NTC 2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{V_R}, come definite in tabella.

Tab. 7 – Probabilità di superamento PvR al variare dello stato limite considerato

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

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}, a partire dai valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale.

Nel caso specifico risulta:

- categoria sottosuolo **C**
- categoria topografica **T2** (S_t = 1.20)

Si ottiene pertanto:

Tab. 8 – Parametri di pericolosità sismica del sito dipendenti e indipendenti

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0.047	2.482	0.236
SLD	35	0.050	2.487	0.239
SLV	332	0.125	2.474	0.271
SLC	682	0.158	2.499	0.278

Dove:

- T_r è il periodo di ritorno in anni avente una probabilità di superamento PVR nel periodo V_r;
- ag è l'accelerazione orizzontale massima al sito;
- Fo è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- TC* è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

6.6.2 Fattore di comportamento

Il valore del fattore di comportamento q utilizzato per ciascuna direzione dell'azione sismica dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione (§7.3.1 NTC 2018):

$$q = q_0 \cdot K_R$$

Dove:

- q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;
- K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Per l'opera in esame si assume un **comportamento strutturale non dissipativo**.

La tipologia strutturale è del tipo "strutture intelaiate" in entrambe le direzioni principali, alla quale corrisponde q_0=4.00 in CD"B", pertanto risulta:

$$q_{ND} = 2/3 \cdot 0.80 \cdot q_{CD"B"} = 2/3 \cdot 0.80 \quad 4.0 = 2.13 > 1.5$$

Si assume pertanto un fattore di comportamento **q=1.50** per le componenti orizzontali.

6.6.3 Spettri di risposta

6.6.3.1 Spettro elastico

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale.

Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R}.

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s.

Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi.

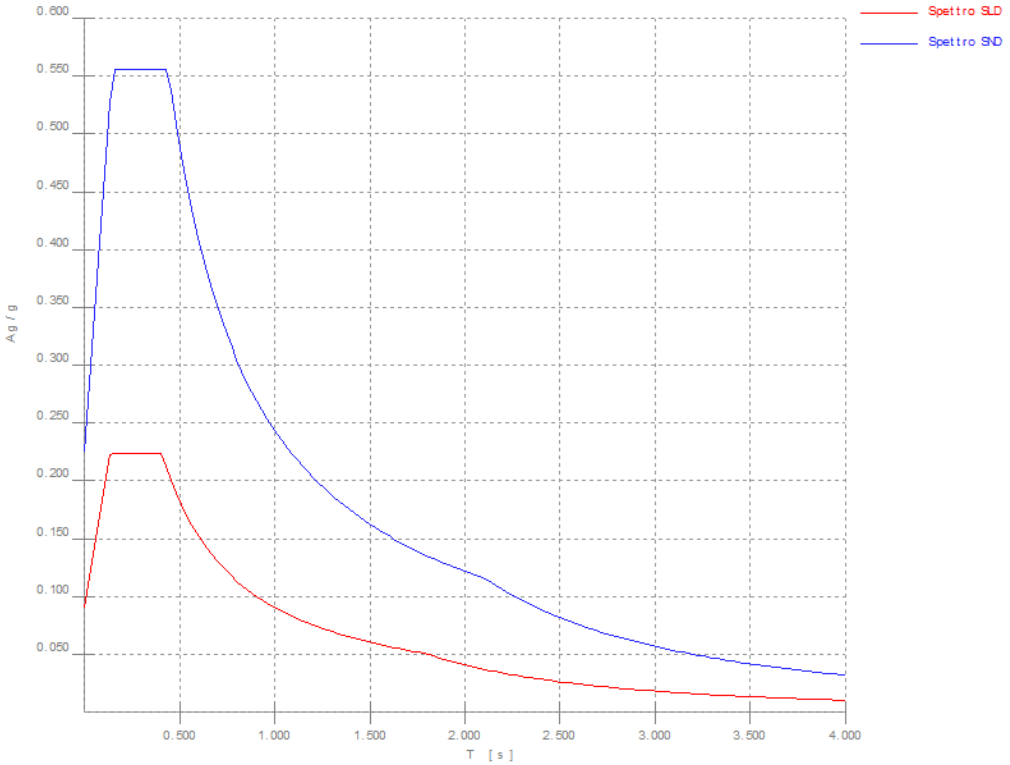


Figura 5 - Spettri di risposta elastici

6.6.3.2 Spettro di progetto

Ai fini della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

In tal caso, lo spettro di progetto Sd(T) da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule dello spettro elastico η con 1/q, dove q è il fattore di comportamento (q=1.0) definito nei paragrafi successivi.

Si assumerà comunque Sd(T) ≥ 0,2 a_g.

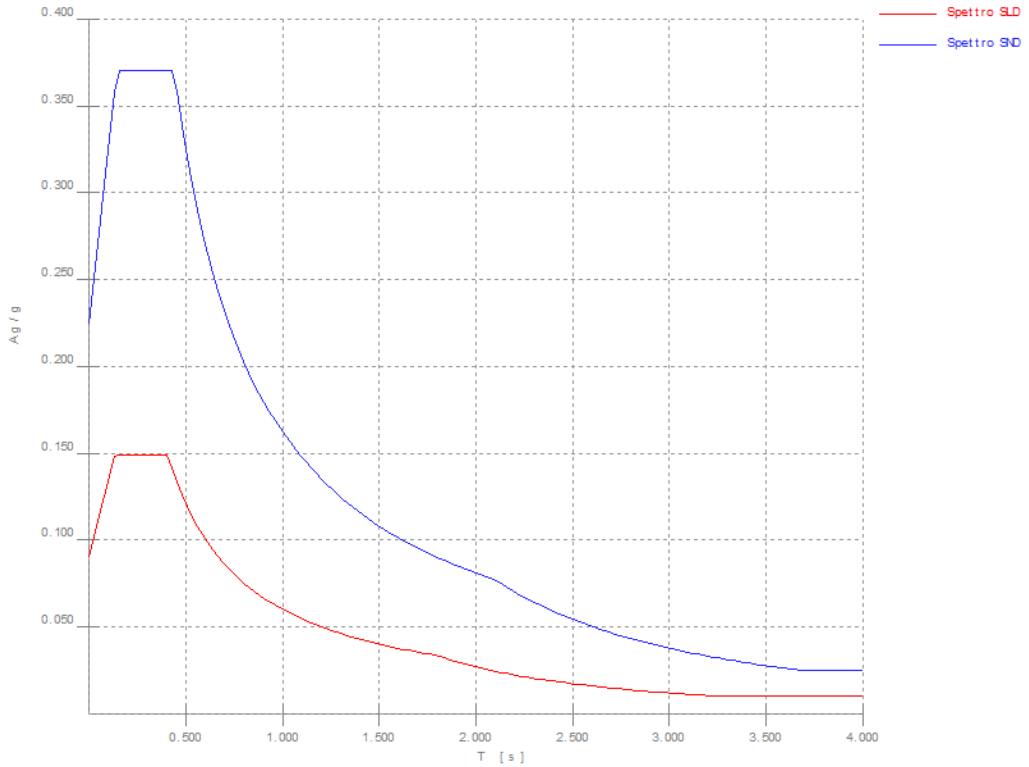


Figura 6 - Spettri di risposta di progetto

6.6.4 Masse strutturali

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

$$G_k + \sum_i (\psi_{Ei}\, Q_{ki})$$

Dove:

- G_k sono i carichi permanenti
- Q_k sono i carichi accidentali
- ψ_{Ei} coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i , che tiene conto della probabilità che tutti i carichi siano presenti sull'intera struttura in occasione del sisma, e si ottiene moltiplicando i ψ_{2i_sis} per φ (i valori dei coefficienti ψ_{2i_sis} e φ sono riportati nei paragrafi successivi).

Le masse dovute ai diversi carichi presenti sulla struttura vengono calcolate in maniera immediata dividendo i valori delle forze gravitazionali per l'accelerazione di gravità.

Le masse così calcolate vengono riportate dagli elementi ai nodi interessati in modo automatico, dal codice di calcolo, tenendo conto delle lunghezze o delle superfici di influenza che interessano i vari nodi (esempio: nel caso di asta con carico e quindi massa distribuita uniformemente, ai due nodi interessati si applica la massa totale gravante sull'asta divisa per due).

Le forze d'inerzia sugli elementi strutturali risulteranno:

$F_i = S_e(T_i)/g\ W$

6.6.5 *Eccentricità accidentale*

Per tener conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa è stata attribuita un'eccentricità accidentale pari a 0,05 volte la dimensione dell'opera misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

Impalcato	Lx <m>	Ly <m>	Ex <m>	Ey <m>	Ea <m>
1	10.566	4.400	0.528	0.220	0.572
2	10.000	4.400	0.500	0.220	0.546

Figura 7 – Eccentricità accidentale

6.6.6 *Combinazione direzionale*

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti; la risposta a ciascuna componente è combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa, utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati.

Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$1{,}00 \cdot Ex \pm 0{,}30 \cdot Ey$

Con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

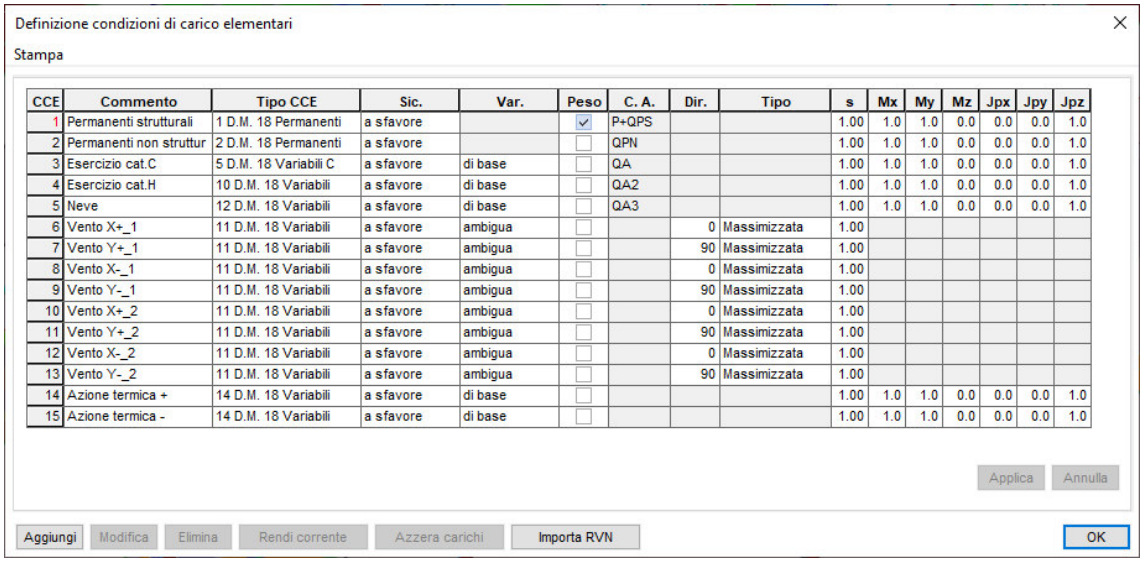
6.7 Condizioni di carico elementari

Nell'ambito della presente analisi, sono state considerate le condizioni elementari di carico descritte nella tabella che segue:

Tab. 9 – Condizioni elementari di carico (CCE)

n. CCE	Nome	Descrizione
1	G1	Carichi permanenti strutturali
2	G2	Carichi permanenti non strutturali

n. CCE	Nome	Descrizione
3	Esercizio cat.C	Carico di esercizio (cat.C1)
4	Esercizio cat.H	Carico di esercizio (cat.H)
5	Neve	Azione della neve
6	Vento X+_1	Azioni del vento in direzione globale X positiva con azione di sottovento in copertura
7	Vento Y+_1	Azioni del vento in direzione globale Y positiva con azione di sottovento in copertura
8	Vento X-_1	Azioni del vento in direzione globale X negativa con azione di sottovento in copertura
9	Vento Y-_1	Azioni del vento in direzione globale Y negativa con azione di sottovento in copertura
10	Vento X+_2	Azioni del vento in direzione globale X positiva con azione di sopravento in copertura
11	Vento Y+_2	Azioni del vento in direzione globale Y positiva con azione di sopravento in copertura
12	Vento X-_2	Azioni del vento in direzione globale X negativa con azione di sopravento in copertura
13	Vento Y-_2	Azioni del vento in direzione globale Y negativa con azione di sopravento in copertura
14	Azione termica +	Azione termica positiva
15	Azione termica -	Azione termica negativa
16	Sisma X	Azioni inerziali per sisma in direzione X
17	Sisma Y	Azioni inerziali per sisma in direzione Y
18	Mt	Momento torcente per sisma



CCE	Commento	Tipo CCE	Sic.	Var.	Peso	C. A.	Dir.	Tipo	s	Mx	My	Mz	Jpx	Jpy	Jpz
1	Permanenti strutturali	1 D.M. 18 Permanenti	a sfavore		☑	P+QPS			1.00	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	1.0
2	Permanenti non struttur	2 D.M. 18 Permanenti	a sfavore		☐	QPN			1.00	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	1.0
3	Esercizio cat.C	5 D.M. 18 Variabili C	a sfavore	di base	☐	QA			1.00	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	1.0
4	Esercizio cat.H	10 D.M. 18 Variabili	a sfavore	di base	☐	QA2			1.00	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	1.0
5	Neve	12 D.M. 18 Variabili	a sfavore	di base	☐	QA3			1.00	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	1.0
6	Vento X+_1	11 D.M. 18 Variabili	a sfavore	ambigua	☐		0	Massimizzata	1.00						
7	Vento Y+_1	11 D.M. 18 Variabili	a sfavore	ambigua	☐		90	Massimizzata	1.00						
8	Vento X-_1	11 D.M. 18 Variabili	a sfavore	ambigua	☐		0	Massimizzata	1.00						
9	Vento Y-_1	11 D.M. 18 Variabili	a sfavore	ambigua	☐		90	Massimizzata	1.00						
10	Vento X+_2	11 D.M. 18 Variabili	a sfavore	ambigua	☐		0	Massimizzata	1.00						
11	Vento Y+_2	11 D.M. 18 Variabili	a sfavore	ambigua	☐		90	Massimizzata	1.00						
12	Vento X-_2	11 D.M. 18 Variabili	a sfavore	ambigua	☐		0	Massimizzata	1.00						
13	Vento Y-_2	11 D.M. 18 Variabili	a sfavore	ambigua	☐		90	Massimizzata	1.00						
14	Azione termica +	14 D.M. 18 Variabili	a sfavore	di base	☐				1.00	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	1.0
15	Azione termica -	14 D.M. 18 Variabili	a sfavore	di base	☐				1.00	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	1.0

Figura 8 – CCE in Carichi

6.8 Combinazioni delle condizioni di carico elementari

Per gli stati limite si adotteranno le combinazioni previste nel D.M. del 17/01/2018, essendo:

G_1	il valore caratteristico dei carichi permanenti strutturali;
G_2	il valore caratteristico dei carichi permanenti non strutturali;
P	il valore caratteristico della forza di precompressione;
E	il valore caratteristico dell'azione sismica;
Q_{k1k}	il valore caratteristico delle azioni variabili tra loro indipendenti;
$\gamma_{Gi}, \gamma_P, \gamma_{Qj}$	valori dei coefficienti parziali di sicurezza ;
ψ_{0i}	coefficiente atto a definire i valori rari delle azioni variabili;
ψ_{1i}	coefficiente atto a definire i valori frequenti delle azioni variabili, assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
ψ_{2i}	coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili, assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

<u>SLU stati limite ultimi (in assenza di sisma)</u>
Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU)

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

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione eccezionale A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \ldots$$

<u>SLE stati limite di esercizio (in assenza di sisma)</u>
Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

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

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

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

<u>SL in presenza di azioni sismiche</u>
Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

Nelle tabelle seguenti si riportano i valori dei coefficienti parziali:

Tab. 10 – Valori dei coefficienti di combinazione [Tabella 2.5.I- NTC 2018]

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{ij}	ψ_{2j}
Categoria C	0.7	0.7	0.6
Categoria H	0.0	0.0	0.0
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota < 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni precedentemente definite.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura (compresi elementi di fondazione): STR
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

Tab. 11– Coefficienti parziali per le azioni o per effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli	γ_{G2}	0.0	0.0	0.8
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

La tabella sopra riportata fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna EQU della.

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) sono eseguite seguendo l'Approccio 2.

Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1:

A1+M1+R3

Per chiarezza si riportano nella tabella seguente i coefficienti relativi alle combinazioni di carico considerate.

Tab. 12 - Combinazioni delle condizioni di carico

N. CC	CC	G 1	G 2	ESERCIZIO Cat. C	ESERCIZIO Cat. H	NEV E	VENTO x+	VENTO y+	VENTO x-	VENTO y-	VENTO x+	VENTO y+	VENTO x-	VENTO y-	TEMP +	TEM P-	M t	SISMA x	SISMA y
1	SND	1	1	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0.3
2	SLD	1	1	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0.3
3	SND	1	1	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	-0.3
4	SLD	1	1	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	-0.3
5	SND	1	1	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0.3	1
6	SLD	1	1	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0.3	1
7	SND	1	1	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-0.3	1
8	SLD	1	1	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-0.3	1
9	SND	1	1	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	1	0.3
10	SLD	1	1	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	1	0.3
11	SND	1	1	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	1	-0.3
12	SLD	1	1	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	1	-0.3
13	SND	1	1	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0.3	1
14	SLD	1	1	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0.3	1
15	SND	1	1	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	-0.3	1
16	SLD	1	1	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	-0.3	1
17	SLU	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
18	SLU	1.3	1.5	1.05	1.5	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19	SLU	1.3	1.5	1.05	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
21	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
23	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
27	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
28	SLU	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0

29	SLU	1.3	1.5	1.05	1.5	0.75	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0
30	SLU	1.3	1.5	1.05	0	1.5	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0
31	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0
32	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0.9	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0
33	SLU	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0
34	SLU	1.3	1.5	1.05	1.5	0.75	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0
35	SLU	1.3	1.5	1.05	0	1.5	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0
36	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0
37	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
38	SLU	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0
39	SLU	1.3	1.5	1.05	1.5	0.75	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0
40	SLU	1.3	1.5	1.05	0	1.5	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0
41	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0
42	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0.9	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0
43	SLU	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0
44	SLU	1.3	1.5	1.05	1.5	0.75	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0
45	SLU	1.3	1.5	1.05	0	1.5	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0
46	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0
47	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
48	SLU	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0	0	0.9	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0
49	SLU	1.3	1.5	1.05	1.5	0.75	0	0	0.9	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0
50	SLU	1.3	1.5	1.05	0	1.5	0	0	0.9	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0
51	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0
52	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0	0.9	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0
53	SLU	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0
54	SLU	1.3	1.5	1.05	1.5	0.75	0	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0
55	SLU	1.3	1.5	1.05	0	1.5	0	0	0.9	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0
56	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0
57	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0	0.9	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
58	SLU	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0	0	0	0.9	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0
59	SLU	1.3	1.5	1.05	1.5	0.75	0	0	0	0.9	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0
60	SLU	1.3	1.5	1.05	0	1.5	0	0	0	0.9	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0
61	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0
62	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0	0	0.9	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0
63	SLU	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0	0	0	0.9	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0
64	SLU	1.3	1.5	1.05	1.5	0.75	0	0	0	0.9	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0
65	SLU	1.3	1.5	1.05	0	1.5	0	0	0	0.9	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0
66	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0
67	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0	0	0.9	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0
68	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0
69	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0
70	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0

71	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0
72	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0
73	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0
74	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0	0
75	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0
76	SLU	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0.9	0	0	0	0
77	SLU	1.3	1.5	1.05	1.5	0.75	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0.9	0	0	0	0
78	SLU	1.3	1.5	1.05	0	1.5	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0.9	0	0	0	0
79	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0.9	0	0	0	0
80	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0	0	0	0.9	0	0	0	1.5	0	0	0	0
81	SLU	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0	0.9	0	0	0
82	SLU	1.3	1.5	1.05	1.5	0.75	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0	0.9	0	0	0
83	SLU	1.3	1.5	1.05	0	1.5	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0	0.9	0	0	0
84	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0.9	0	0	0
85	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0	1.5	0	0	0
86	SLU	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0.9	0	0	0	0
87	SLU	1.3	1.5	1.05	1.5	0.75	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0.9	0	0	0	0
88	SLU	1.3	1.5	1.05	0	1.5	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0.9	0	0	0	0
89	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0.9	0	0	0	0
90	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0	0	0	0	0.9	0	0	1.5	0	0	0	0
91	SLU	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0.9	0	0	0
92	SLU	1.3	1.5	1.05	1.5	0.75	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0.9	0	0	0
93	SLU	1.3	1.5	1.05	0	1.5	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0	0.9	0	0	0
94	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0	0.9	0	0	0
95	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0	1.5	0	0	0
96	SLU	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0.9	0	0	0	0
97	SLU	1.3	1.5	1.05	1.5	0.75	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0.9	0	0	0	0
98	SLU	1.3	1.5	1.05	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0.9	0	0	0	0
99	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0.9	0	0	0	0
100	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0.9	0	1.5	0	0	0	0
101	SLU	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0.9	0	0	0
102	SLU	1.3	1.5	1.05	1.5	0.75	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0.9	0	0	0
103	SLU	1.3	1.5	1.05	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	0.9	0	0	0
104	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0	0.9	0	0	0
105	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0	1.5	0	0	0
106	SLU	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0.9	0	0	0	0
107	SLU	1.3	1.5	1.05	1.5	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0.9	0	0	0	0
108	SLU	1.3	1.5	1.05	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0.9	0	0	0	0
109	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0.9	0	0	0	0
110	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0.9	1.5	0	0	0	0
111	SLU	1.3	1.5	1.5	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0.9	0	0	0

112	SLU	1.3	1.5	1.05	1.5	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0.9	0	0	0
113	SLU	1.3	1.5	1.05	0	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	0.9	0	0	0
114	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	1.5	0	0.9	0	0	0
115	SLU	1.3	1.5	1.05	0	0.75	0	0	0	0	0	0	0	0.9	0	1.5	0	0	0
116	SLER	1	1	1	0	0.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
117	SLER	1	1	0.7	1	0.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
118	SLER	1	1	0.7	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
119	SLER	1	1	0.7	0	0.5	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
120	SLER	1	1	0.7	0	0.5	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
121	SLER	1	1	0.7	0	0.5	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
122	SLER	1	1	0.7	0	0.5	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
123	SLER	1	1	0.7	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
124	SLER	1	1	0.7	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
125	SLER	1	1	0.7	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
126	SLER	1	1	0.7	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
127	SLER	1	1	1	0	0.5	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0
128	SLER	1	1	0.7	1	0.5	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0
129	SLER	1	1	0.7	0	1	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0
130	SLER	1	1	0.7	0	0.5	1	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0
131	SLER	1	1	0.7	0	0.5	0.6	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
132	SLER	1	1	1	0	0.5	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
133	SLER	1	1	0.7	1	0.5	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
134	SLER	1	1	0.7	0	1	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
135	SLER	1	1	0.7	0	0.5	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
136	SLER	1	1	0.7	0	0.5	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
137	SLER	1	1	1	0	0.5	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0
138	SLER	1	1	0.7	1	0.5	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0
139	SLER	1	1	0.7	0	1	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0
140	SLER	1	1	0.7	0	0.5	0	1	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0
141	SLER	1	1	0.7	0	0.5	0	0.6	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
142	SLER	1	1	1	0	0.5	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
143	SLER	1	1	0.7	1	0.5	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
144	SLER	1	1	0.7	0	1	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
145	SLER	1	1	0.7	0	0.5	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
146	SLER	1	1	0.7	0	0.5	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
147	SLER	1	1	1	0	0.5	0	0	0.6	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0
148	SLER	1	1	0.7	1	0.5	0	0	0.6	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0
149	SLER	1	1	0.7	0	1	0	0	0.6	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0
150	SLER	1	1	0.7	0	0.5	0	0	1	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0
151	SLER	1	1	0.7	0	0.5	0	0	0.6	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
152	SLER	1	1	1	0	0.5	0	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
153	SLER	1	1	0.7	1	0.5	0	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0

154	SLE R	1	1	0.7	0	1	0	0	0.6	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
155	SLE R	1	1	0.7	0	0.5	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
156	SLE R	1	1	0.7	0	0.5	0	0	0.6	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
157	SLE R	1	1	1	0	0.5	0	0	0	0.6	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0
158	SLE R	1	1	0.7	1	0.5	0	0	0	0.6	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0
159	SLE R	1	1	0.7	0	1	0	0	0	0.6	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0
160	SLE R	1	1	0.7	0	0.5	0	0	0	1	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0
161	SLE R	1	1	0.7	0	0.5	0	0	0	0.6	0	0	0	0	1	0	0	0	0
162	SLE R	1	1	1	0	0.5	0	0	0	0.6	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
163	SLE R	1	1	0.7	1	0.5	0	0	0	0.6	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
164	SLE R	1	1	0.7	0	1	0	0	0	0.6	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
165	SLE R	1	1	0.7	0	0.5	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0
166	SLE R	1	1	0.7	0	0.5	0	0	0	0.6	0	0	0	0	0	1	0	0	0
167	SLE R	1	1	0.7	0	0.5	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
168	SLE R	1	1	0.7	0	0.5	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
169	SLE R	1	1	0.7	0	0.5	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
170	SLE R	1	1	0.7	0	0.5	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
171	SLE R	1	1	0.7	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
172	SLE R	1	1	0.7	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
173	SLE R	1	1	0.7	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
174	SLE R	1	1	0.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
175	SLE R	1	1	1	0	0.5	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0.6	0	0	0	0
176	SLE R	1	1	0.7	1	0.5	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0.6	0	0	0	0
177	SLE R	1	1	0.7	0	1	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0.6	0	0	0	0
178	SLE R	1	1	0.7	0	0.5	0	0	0	0	1	0	0	0	0.6	0	0	0	0
179	SLE R	1	1	0.7	0	0.5	0	0	0	0	0.6	0	0	0	1	0	0	0	0
180	SLE R	1	1	1	0	0.5	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0	0.6	0	0	0
181	SLE R	1	1	0.7	1	0.5	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0	0.6	0	0	0
182	SLE R	1	1	0.7	0	1	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0	0.6	0	0	0
183	SLE R	1	1	0.7	0	0.5	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0.6	0	0	0
184	SLE R	1	1	0.7	0	0.5	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0	1	0	0	0
185	SLE R	1	1	1	0	0.5	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0.6	0	0	0	0
186	SLE R	1	1	0.7	1	0.5	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0.6	0	0	0	0
187	SLE R	1	1	0.7	0	1	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0.6	0	0	0	0
188	SLE R	1	1	0.7	0	0.5	0	0	0	0	0	1	0	0	0.6	0	0	0	0
189	SLE R	1	1	0.7	0	0.5	0	0	0	0	0	0.6	0	0	1	0	0	0	0
190	SLE R	1	1	1	0	0.5	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0.6	0	0	0
191	SLE R	1	1	0.7	1	0.5	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0.6	0	0	0
192	SLE R	1	1	0.7	0	1	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0.6	0	0	0
193	SLE R	1	1	0.7	0	0.5	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0.6	0	0	0
194	SLE R	1	1	0.7	0	0.5	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	1	0	0	0

195	SLE R	1	1	1	0	0.5	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0.6	0	0	0	0
196	SLE R	1	1	0.7	1	0.5	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0.6	0	0	0	0
197	SLE R	1	1	0.7	0	1	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0.6	0	0	0	0
198	SLE R	1	1	0.7	0	0.5	0	0	0	0	0	0	1	0	0.6	0	0	0	0
199	SLE R	1	1	0.7	0	0.5	0	0	0	0	0	0	0.6	0	1	0	0	0	0
200	SLE R	1	1	1	0	0.5	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0.6	0	0	0
201	SLE R	1	1	0.7	1	0.5	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0.6	0	0	0
202	SLE R	1	1	0.7	0	1	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0.6	0	0	0
203	SLE R	1	1	0.7	0	0.5	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0.6	0	0	0
204	SLE R	1	1	0.7	0	0.5	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0	1	0	0	0
205	SLE R	1	1	1	0	0.5	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0.6	0	0	0	0
206	SLE R	1	1	0.7	1	0.5	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0.6	0	0	0	0
207	SLE R	1	1	0.7	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0.6	0	0	0	0
208	SLE R	1	1	0.7	0	0.5	0	0	0	0	0	0	0	1	0.6	0	0	0	0
209	SLE R	1	1	0.7	0	0.5	0	0	0	0	0	0	0	0.6	1	0	0	0	0
210	SLE R	1	1	1	0	0.5	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0.6	0	0	0
211	SLE R	1	1	0.7	1	0.5	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0.6	0	0	0
212	SLE R	1	1	0.7	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	0.6	0	0	0
213	SLE R	1	1	0.7	0	0.5	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0.6	0	0	0
214	SLE R	1	1	0.7	0	0.5	0	0	0	0	0	0	0	0.6	0	1	0	0	0

Dove:

SLU	stato limite ultimo
SLV (SND)	stato limite ultimo di salvaguardia della vita
SLD	stato limite di esercizio, di danno
SLE R	stato limite di esercizio, combinazione rara

7 METODI DI ANALISI

7.1 Tipi di analisi e verifiche

Si riassumono di seguito le tipologie di analisi adottate per la valutazione dell'opera in esame.

Analisi Statica Non Sismica

Con i risultati dell'analisi in questione si eseguono le seguenti verifiche:

a) Verifiche di resistenza dei profili metallici, allo SLU;
b) Verifiche di stabilità dei profili metallici, allo SLU;
c) Verifiche di deformabilità dei profili metallici, allo SLER.

Analisi Modale

La presente analisi viene utilizzata per analizzare le deformate modali della struttura.

Analisi Sismica Dinamica Lineare

Per ciascuna direzione di eccitazione (orizzontale *X*, orizzontale *Y*), la generica componente di risposta sismica E_i viene combinata al fine di ottenere le sollecitazioni e gli spostamenti massimi complessivi utilizzando la combinazione quadratica completa (CQC):

$$E = (\Sigma_i \Sigma_j \mu_{ij} E_i E_j)^{1/2}$$

Dove

- E è il valore della componente di risposta sismica che si sta considerando;
- E_i è l'analogo valore della medesima componente dovuta al modo i;
- E_j è l'analogo valore della medesima componente dovuta al modo j;
- μ_{ij} è il coefficiente di correlazione fra il modo i e il modo j.

Con i risultati dell'analisi in questione si eseguono le seguenti verifiche:

a) Verifiche di resistenza dei profili metallici, allo SLV;
b) Verifiche di stabilità dei profili metallici, allo SLV;
c) Verifiche di rigidezza della struttura, allo SLD.

7.2 Stati Limite di verifica per le azioni sismiche

Le NTC 2018 organizzano le verifiche competenti ai vari Stati Limite in dipendenza dalla Classe d'Uso dell'edificio (Tab.7.3.III in §7.3.6 NTC 2018), distinguendole in verifiche di rigidezza (RIG) e in verifiche di resistenza (RES).

Più precisamente:

Tab. 13 – Stati limite di elementi strutturali, non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I Elementi di progetto		
		ST	NS	IM
SLE	SLO			
	SLD	RIG		
SLU	SLV	RES		
	SLC			

8 CRITERI DI MODELLAZIONE NUMERICA

8.1 Software utilizzato

L'analisi di tipo numerico è stata condotta mediante il programma di calcolo **ModeSt 8.37** *versione Luglio 2025 - Rev. 7 del 20/11/2025*, prodotto da *Tecnisoft s.a.s.* con sede in Prato (PO).

Il programma ModeSt funziona come pre- e post-processore per il solutore agli elementi finiti che è collegato in maniera automatica a quest'ultimo: il programma agli elementi finiti utilizzato è **XFINEST 2025**, sviluppato dalla società HARPACEAS s.r.l. con sede a Milano (MI).

8.2 Elenco dei modelli di calcolo

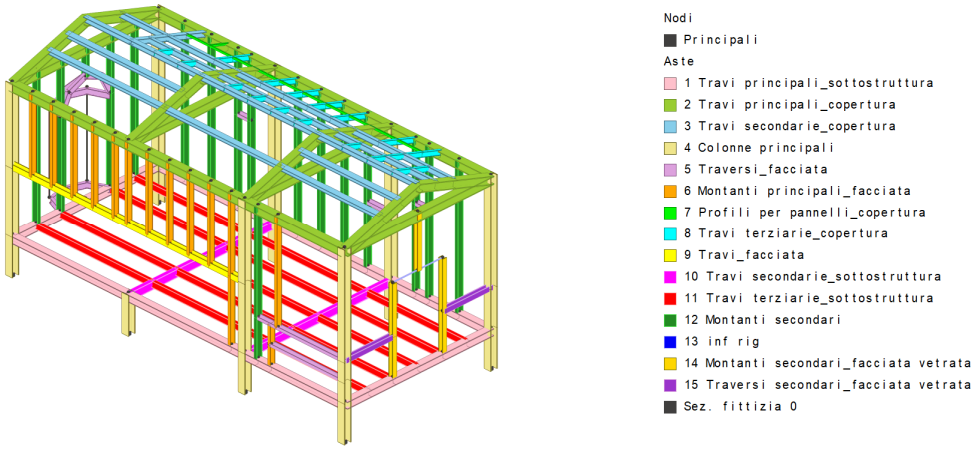
Di seguito si riporta l'elenco dei nominativi dei modelli di calcolo sviluppati ai fini delle analisi e delle verifiche oggetto della presente relazione:

- PE_ST_SANTAMUSTIOLA-GHIZZANO_R0

8.3 Modellazione strutturale

Per la modellazione delle strutture sono stati utilizzati modelli tridimensionali FEM (Finite Elements Model) che rappresentano in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza.

Si riportano di seguito alcune immagini del modello strutturale in esame con distinzione delle aste in funzione delle *Sezioni* e degli elementi bidimensionali in funzione dei *Tipi*:



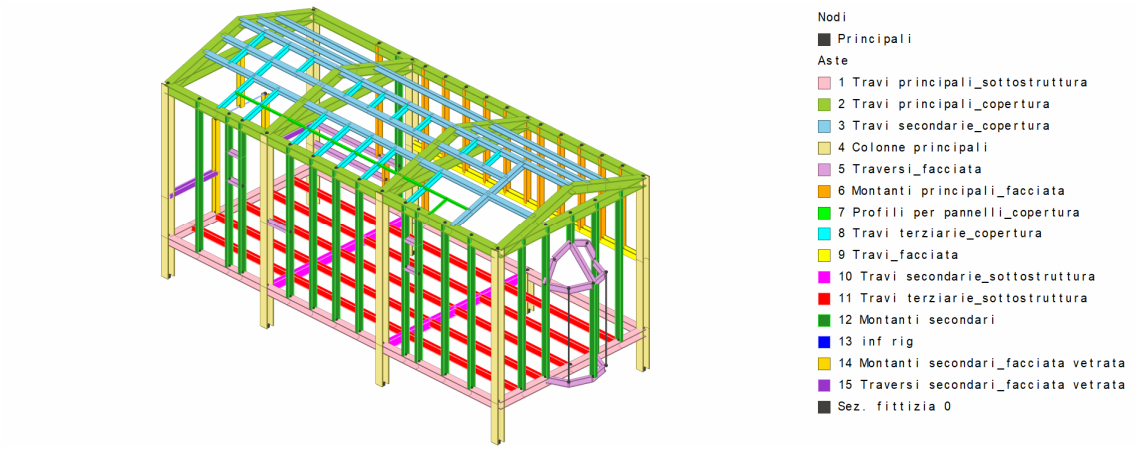
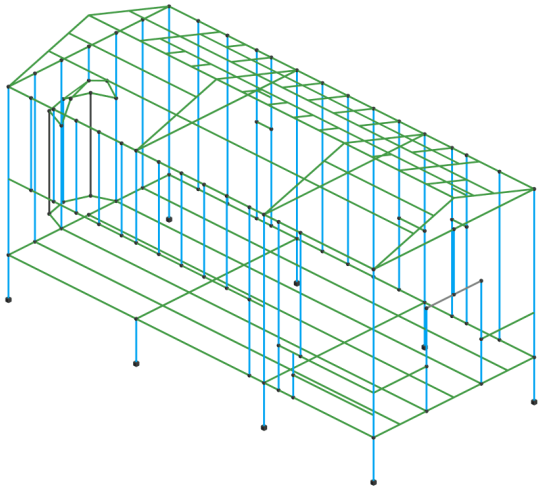


Figure 9-10 – Viste assonometriche del modello

Uno dei traversi presenti su una delle facciate corti del manufatto è stato modellato con aste infinitamente rigide, a simulare l'effettivo comportamento del profilo a seguito dell'irrigidimento dello stesso con piastre saldate.

Attivando la visualizzazione *Unifilare*, come rappresentato nelle immagini seguenti, è possibile visualizzare gli elementi schematizzati secondo il metodo FEM.



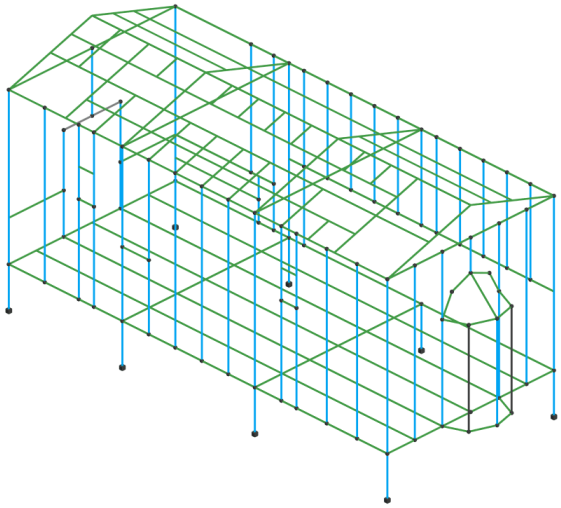
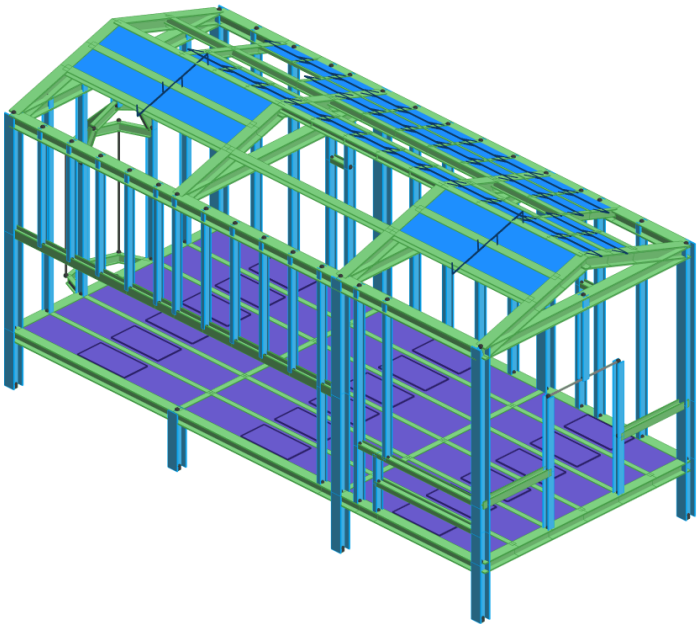


Figure 11-12 – Viste assonometriche del modello con schema unifilare



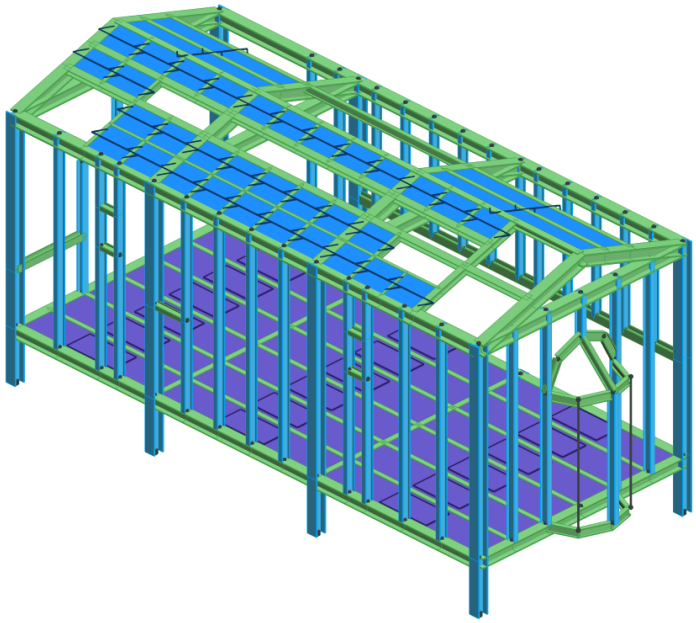


Figure 13-14 – Viste assonometriche del modello con solai e tamponamenti

Sono stati definiti n.3 impalcati, corrispondenti rispettivamente a:

- piano di fondazione (quota 0.00m);
- impalcato (quota +1.00m);
- copertura.

Si riporta di seguito l'elenco degli impalcati definiti:

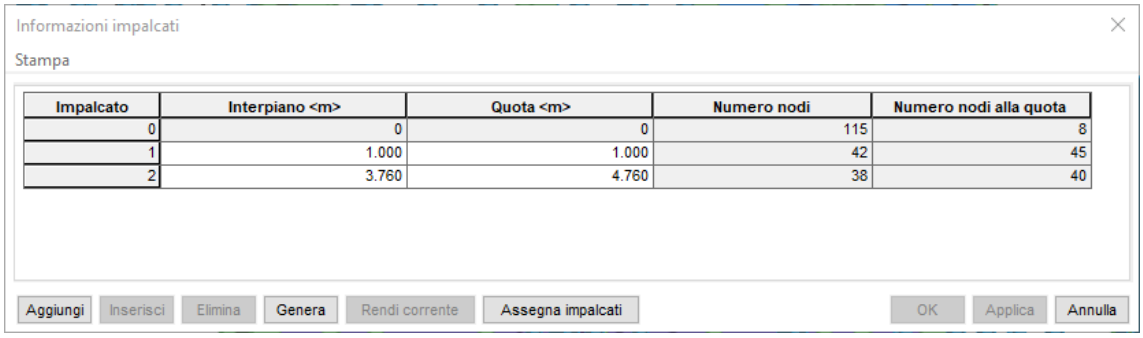


Figura 15 – Impalcati in Proprietà elementi

Gli orizzontamenti sono tutti modellati come deformabili.

I materiali vengono definiti all'interno della scheda *Materiali*; si riportano di seguito i materiali definiti per il modello in esame.

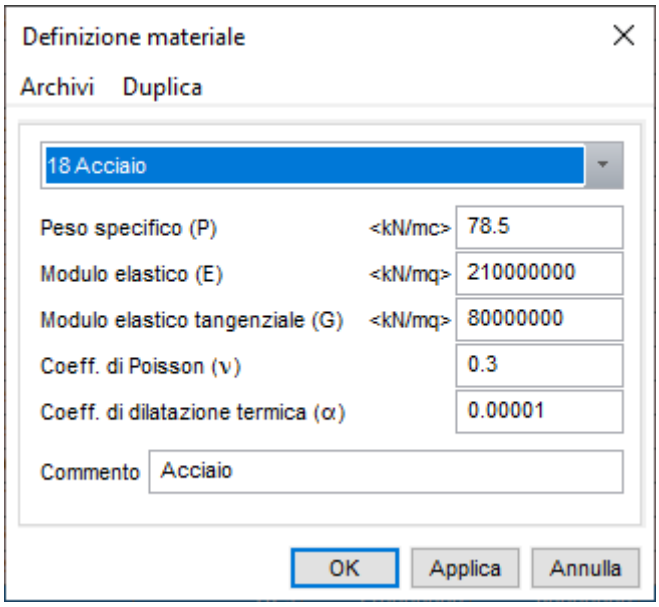
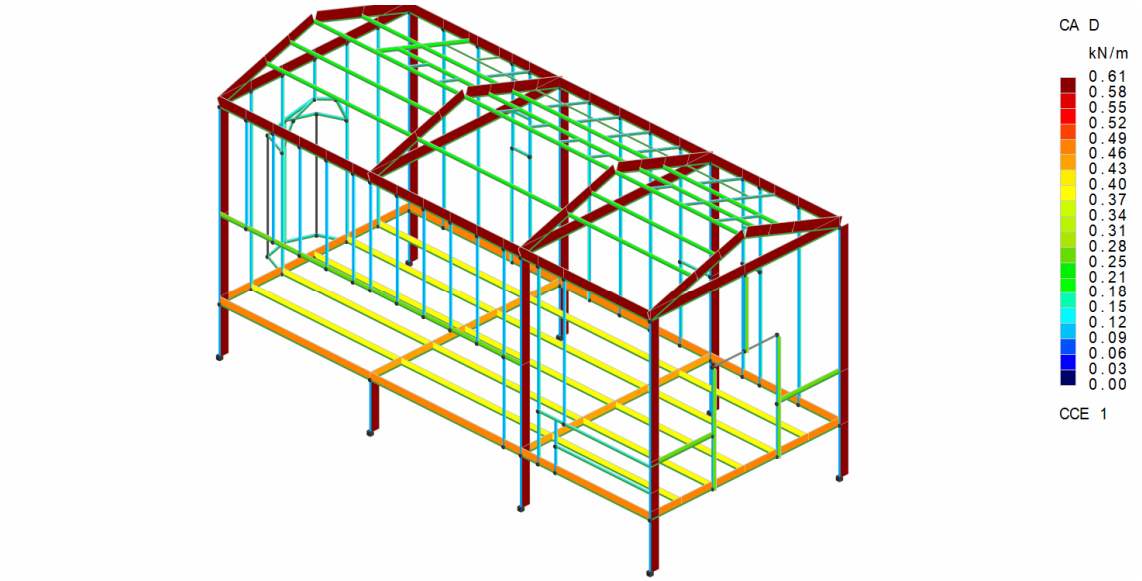


Figure 16-17 – Materiali in Proprietà elementi

Attivando la visualizzazione dei carichi, è possibile controllare il diagramma dei carichi agenti sulle aste e nei nodi, distinti in funzione di ogni singola Condizione di Carico Elementare (CCE).



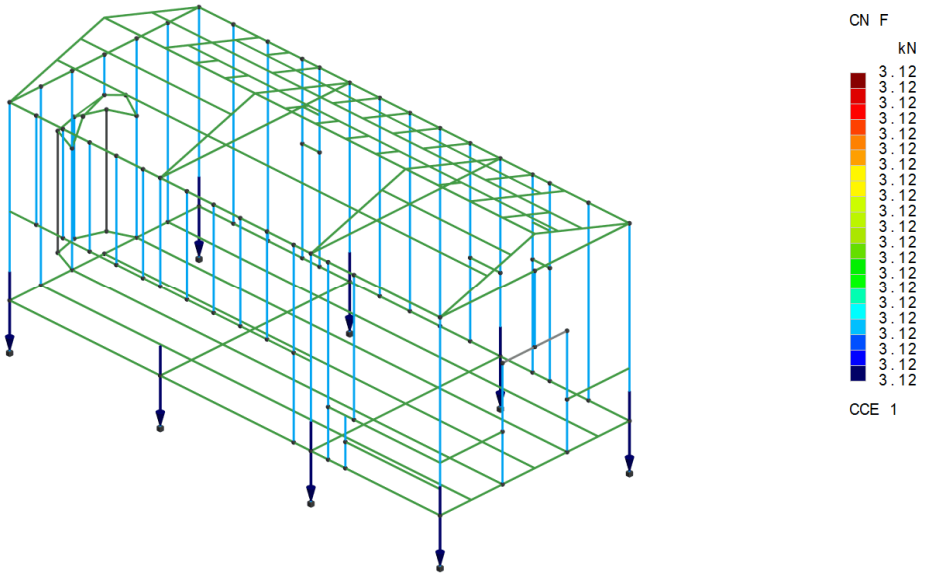


Figura 18 – Visualizzazione dei carichi corrispondenti alla CCE 1

I solai ed i tamponamenti, essendo tali da non modificare significativamente il comportamento della struttura, sono stati rappresentati unicamente in termini di massa trascurando il loro contributo alla rigidezza e alla resistenza del sistema strutturale.

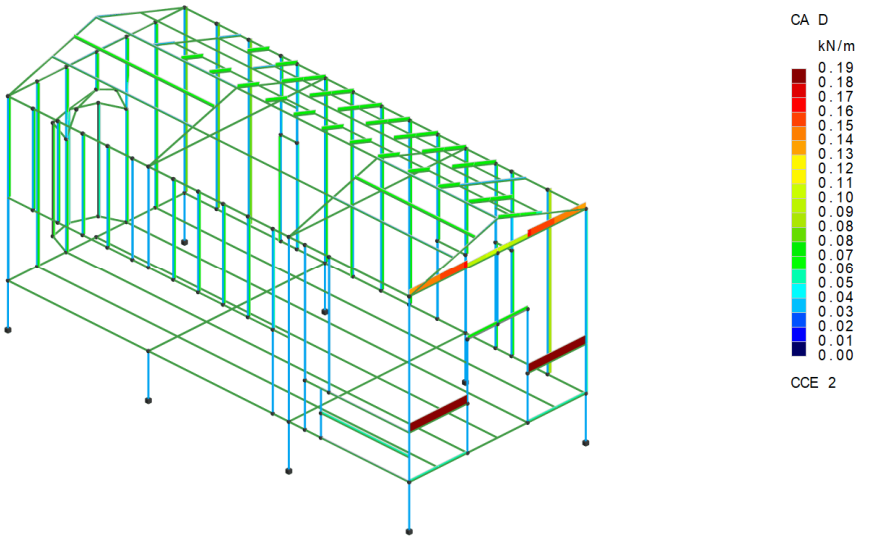


Figura 19 – Visualizzazione dei carichi corrispondenti alla CCE 2

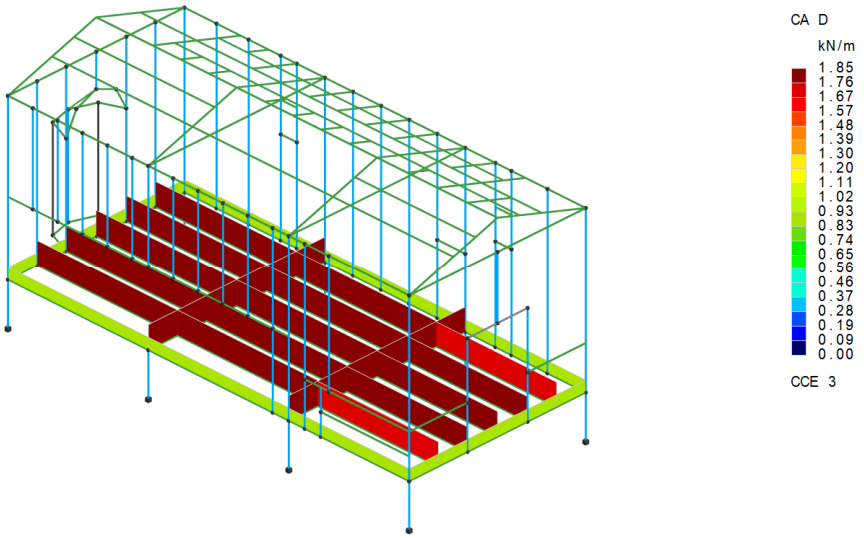


Figura 20 – Visualizzazione dei carichi corrispondenti alla CCE 3

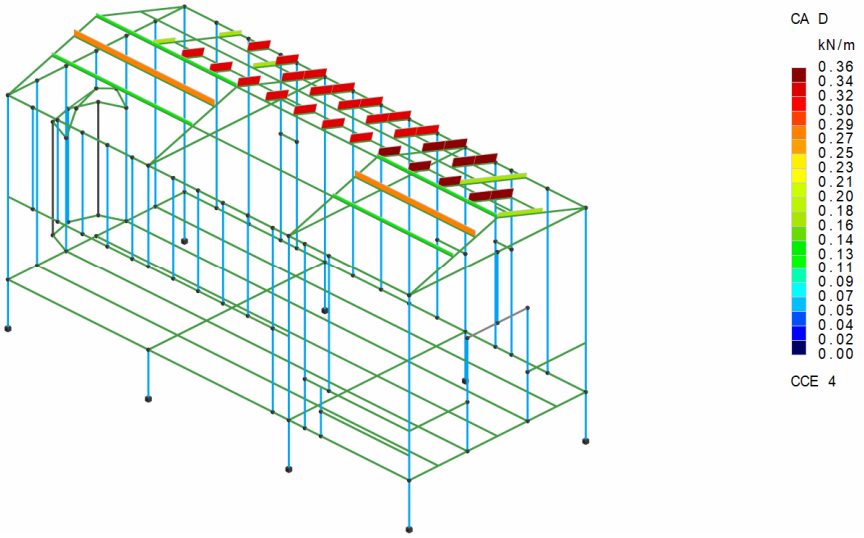


Figura 21 – Visualizzazione dei carichi corrispondenti alla CCE 4

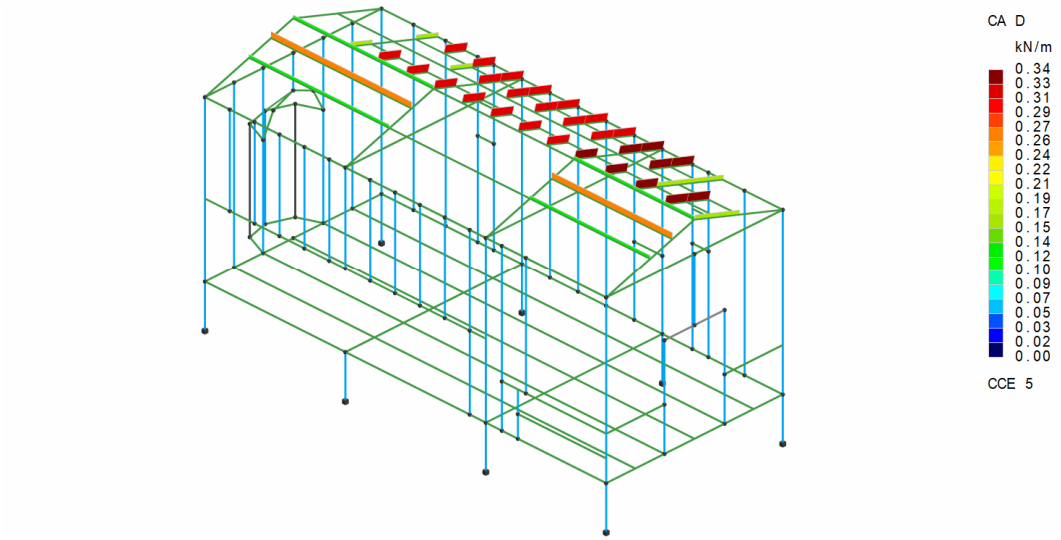


Figura 22 – Visualizzazione dei carichi corrispondenti alla CCE 5

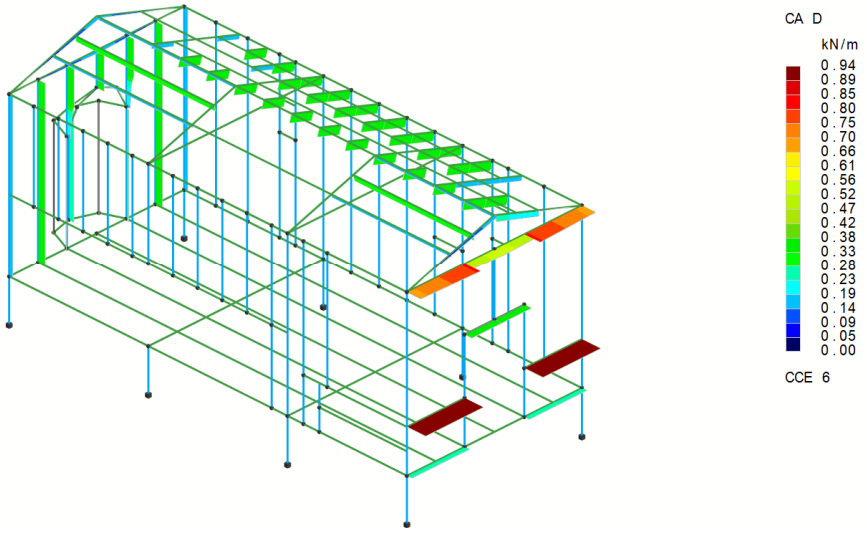


Figura 23 – Visualizzazione dei carichi corrispondenti alla CCE 6

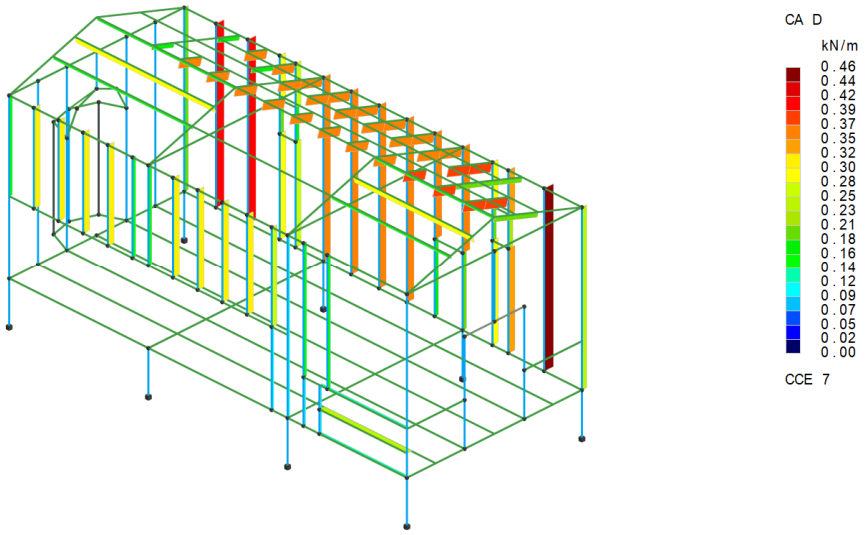


Figura 24 – Visualizzazione dei carichi corrispondenti alla CCE 7

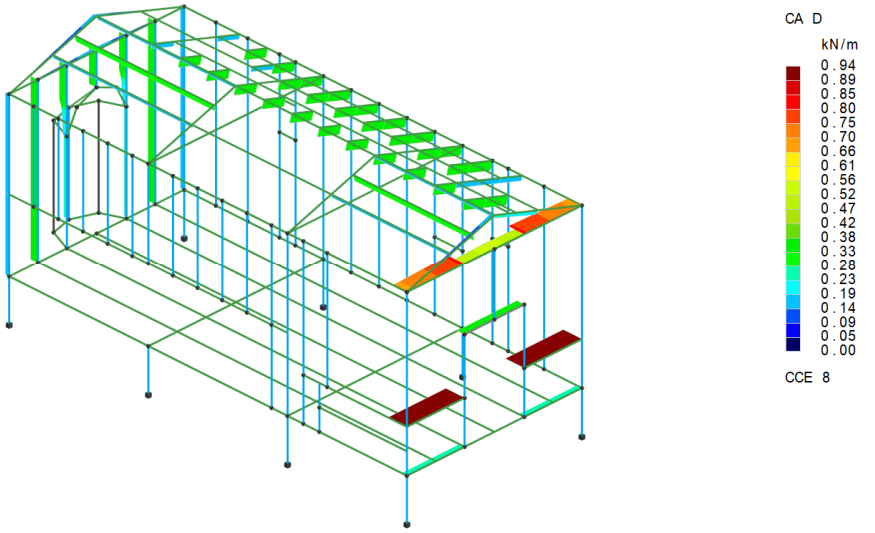


Figura 25 – Visualizzazione dei carichi corrispondenti alla CCE 8

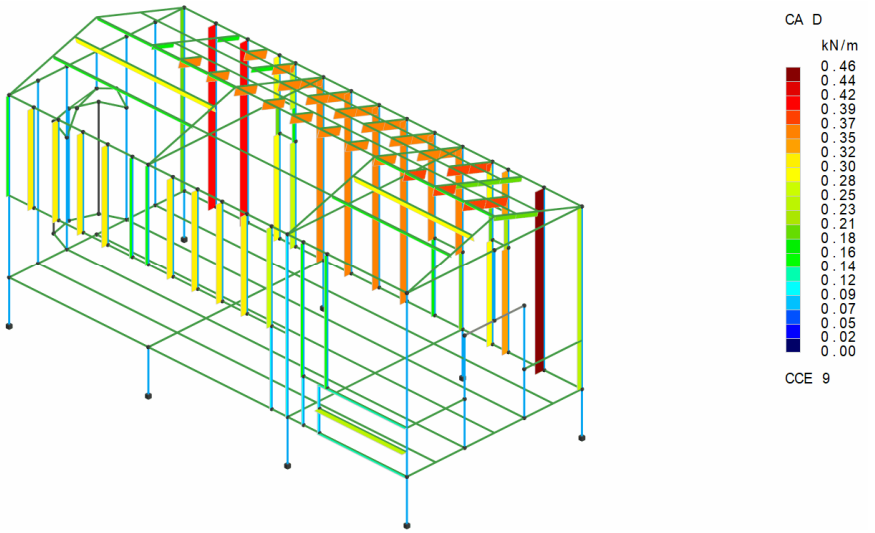


Figura 26 – Visualizzazione dei carichi corrispondenti alla CCE 9

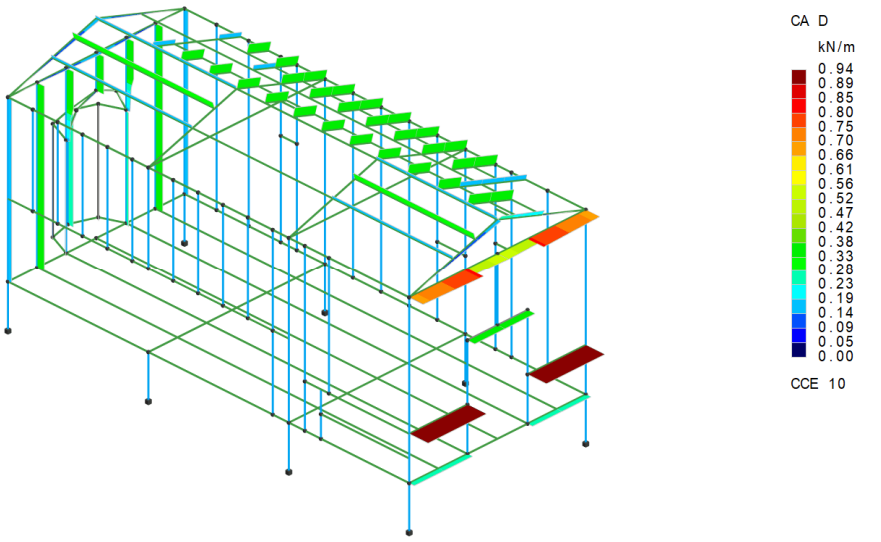


Figura 27 – Visualizzazione dei carichi corrispondenti alla CCE 10

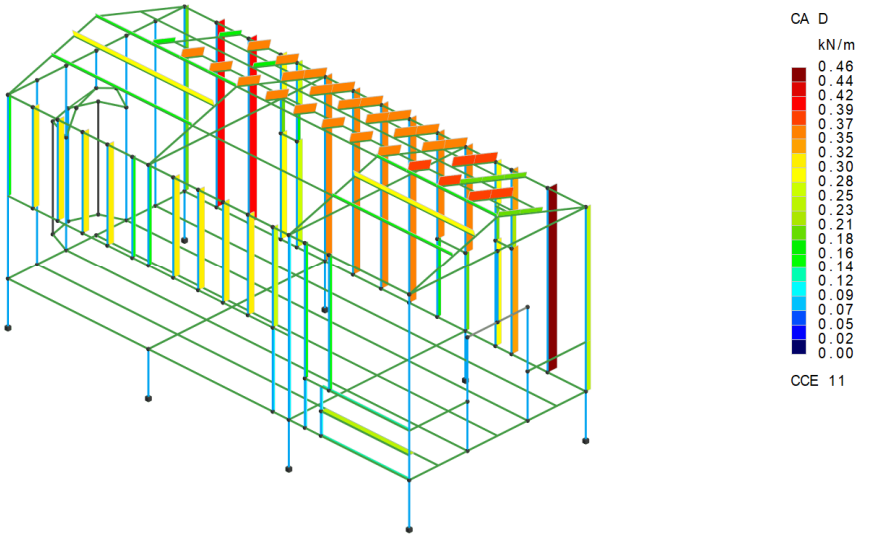


Figura 28 – Visualizzazione dei carichi corrispondenti alla CCE 11

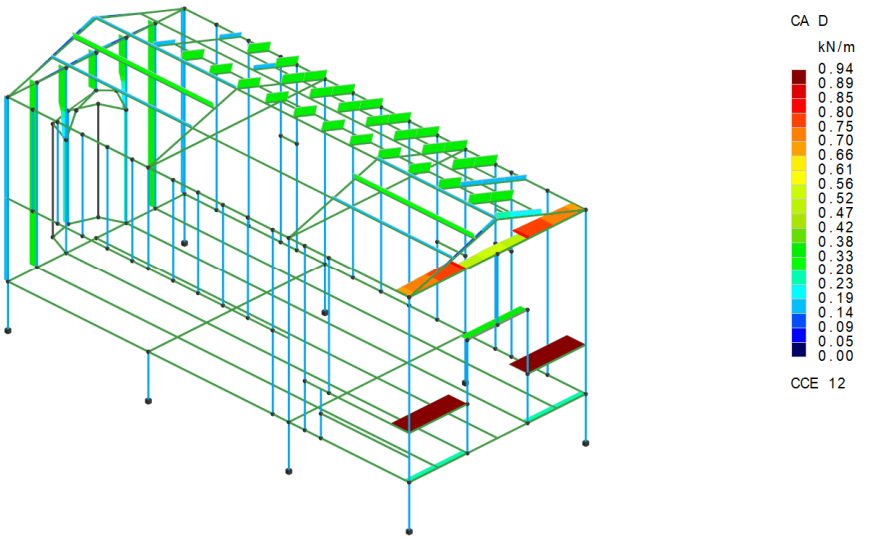


Figura 29 – Visualizzazione dei carichi corrispondenti alla CCE 12

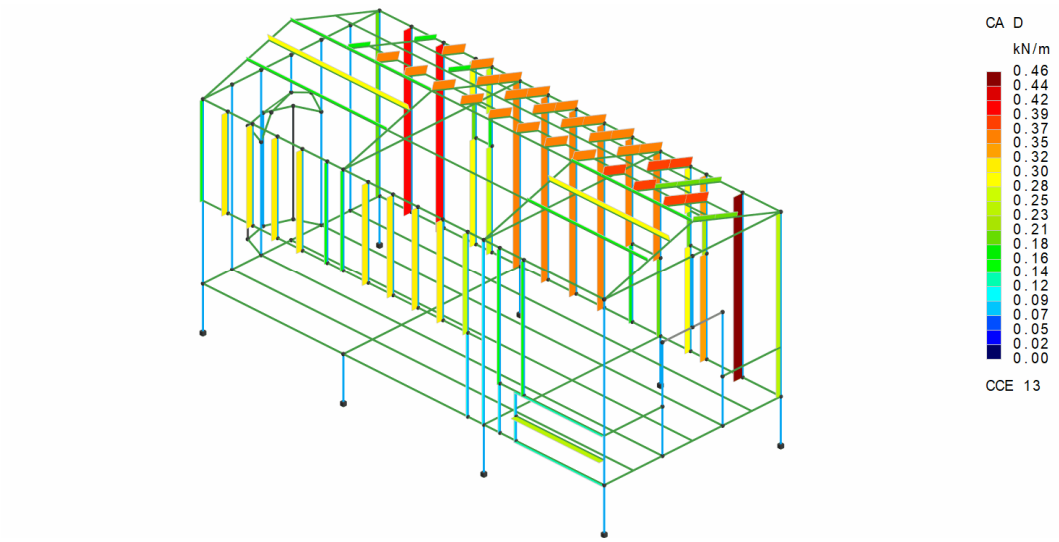
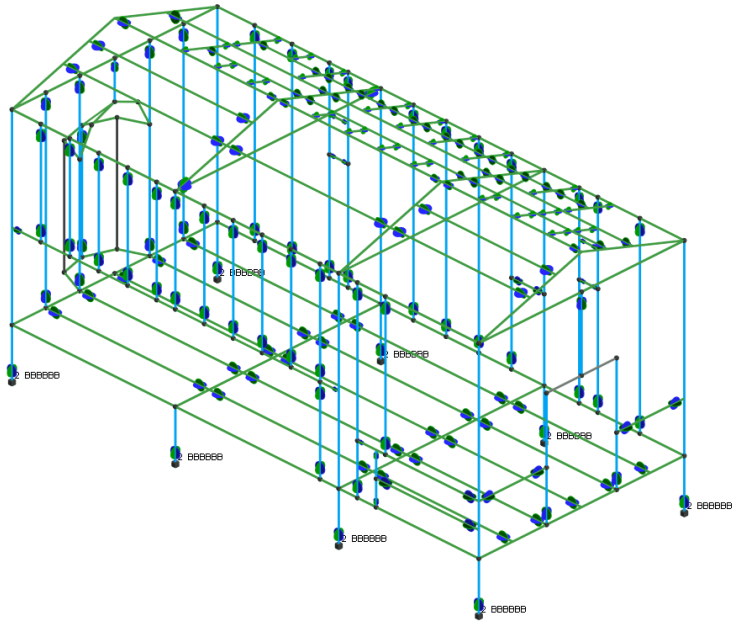


Figura 30 – Visualizzazione dei carichi corrispondenti alla CCE 13

Per quanto riguarda i vincoli esterni dei nodi, i nodi alla base delle colonne sono vincolati con cerniere fisse; per quanto riguarda invece i vincoli interni, gli elementi che compongono i telai (colonne, traverso inferiore, capriata) sono tra loro incastrati, ad eccezione degli elementi di una capriata che sono incernierati alle estremità. Le travi di collegamento tra i telai sono incastrate alle stremità, mentre gli elementi secondari sono tutti perlopiù modellati come bielle.

Attivando la visualizzazione dei vincoli interni delle aste e dei vincoli esterni dei nodi, si osserva quanto segue.



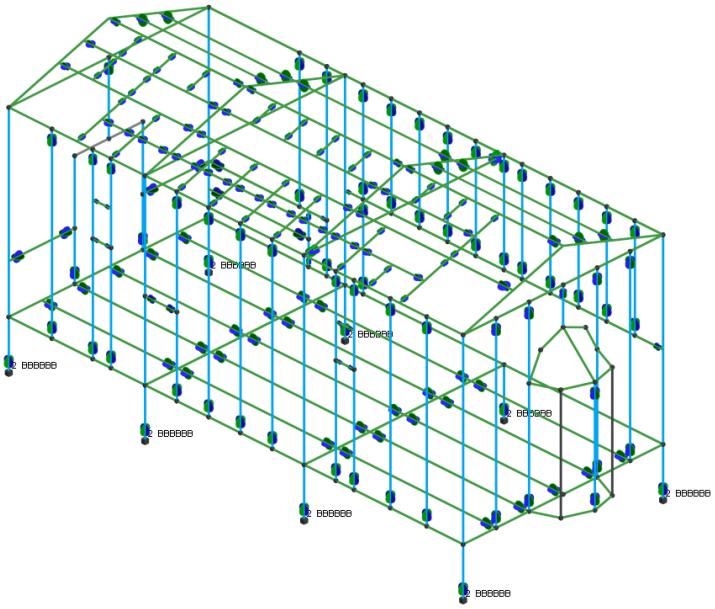


Figure 31-32 – Visualizzazione dei vincoli esterni dei nodi e dei vincoli interni delle aste (vista assonometrica)

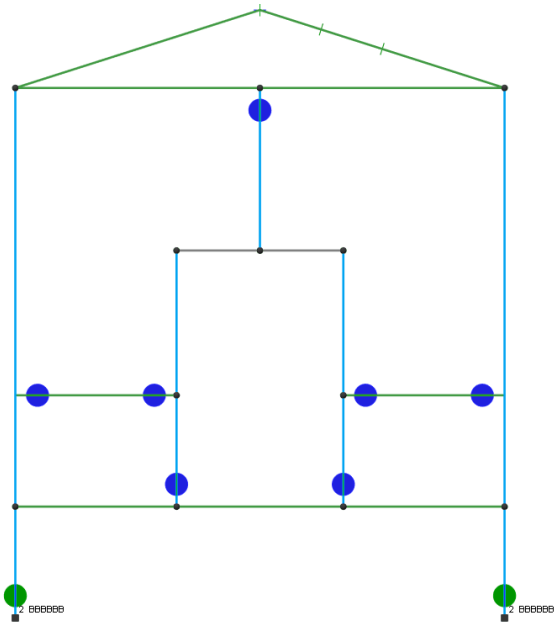


Figura 33 – Visualizzazione dei vincoli esterni dei nodi e dei vincoli interni delle aste (facciata)

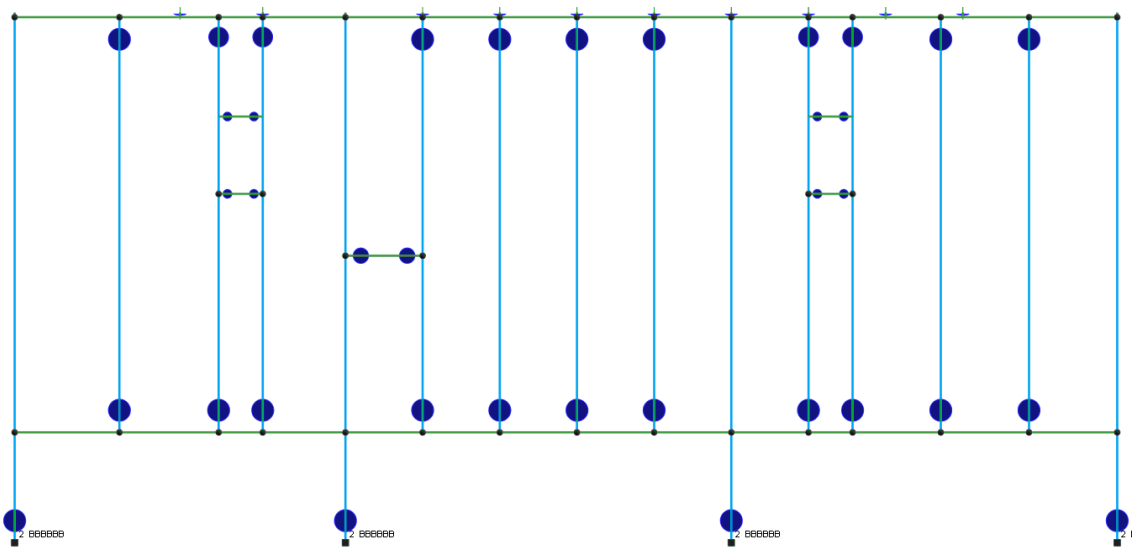


Figura 34 – Visualizzazione dei vincoli esterni dei nodi e dei vincoli interni delle aste (facciata)

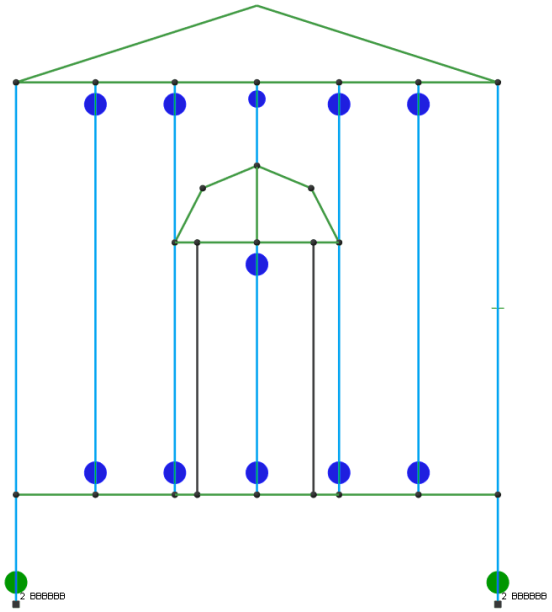


Figura 35 – Visualizzazione dei vincoli esterni dei nodi e dei vincoli interni delle aste (facciata)

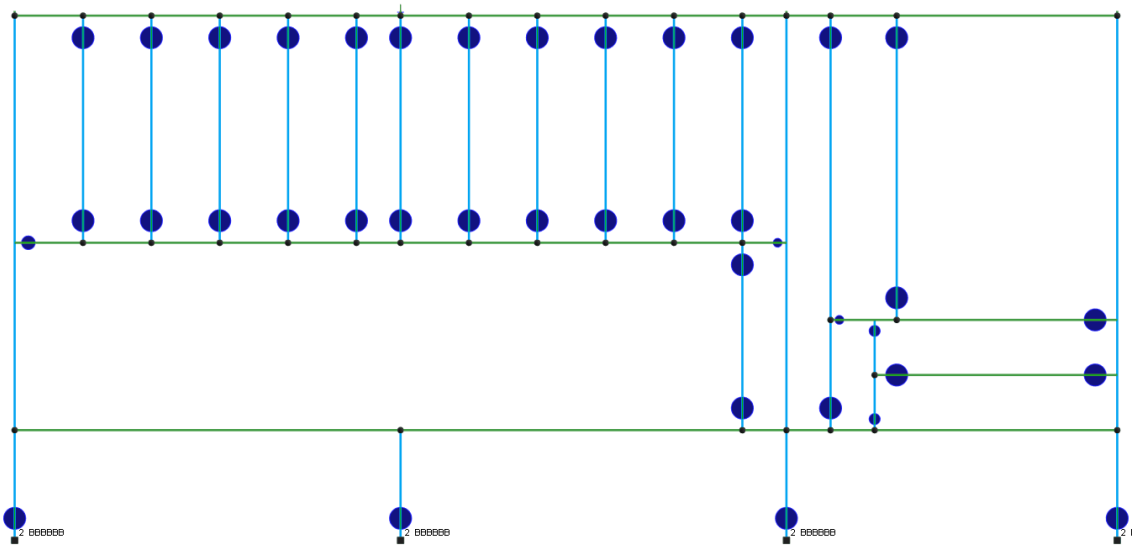


Figura 36 – Visualizzazione dei vincoli esterni dei nodi e dei vincoli interni delle aste (facciata)

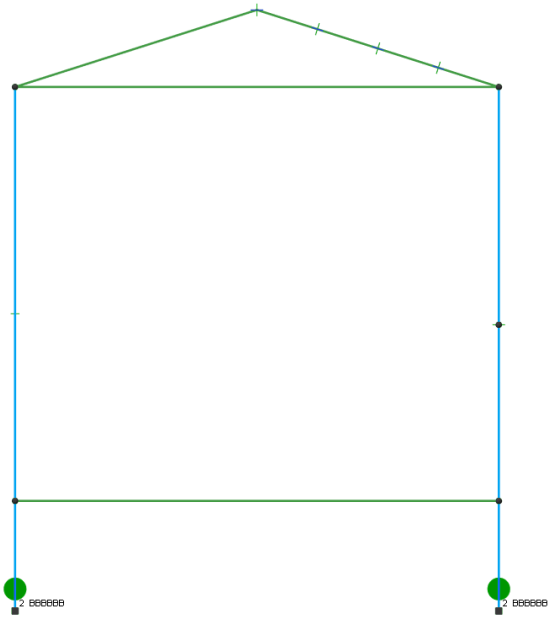


Figura 37 – Visualizzazione dei vincoli esterni dei nodi e dei vincoli interni delle aste (telaio interno)

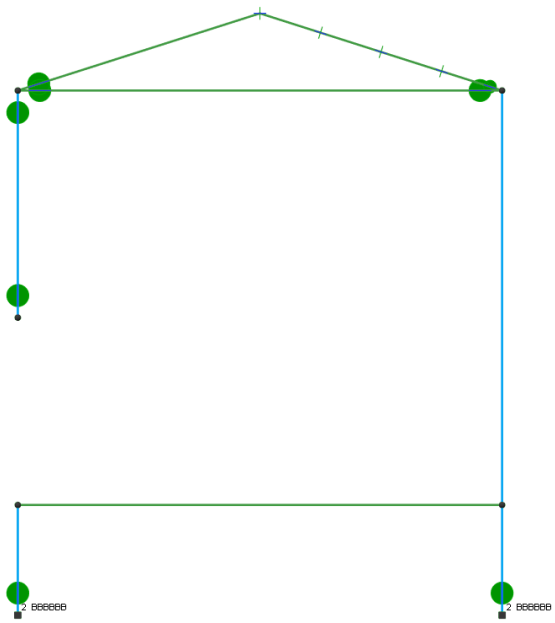


Figura 38 – Visualizzazione dei vincoli esterni dei nodi e dei vincoli interni delle aste (telaio interno)

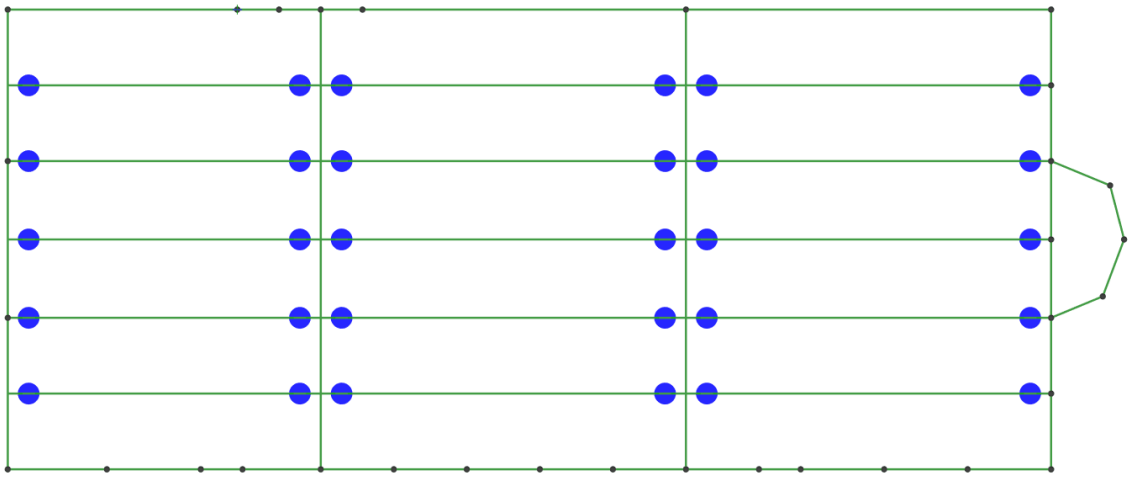


Figura 39 – Visualizzazione dei vincoli esterni dei nodi e dei vincoli interni delle aste (impalcato)

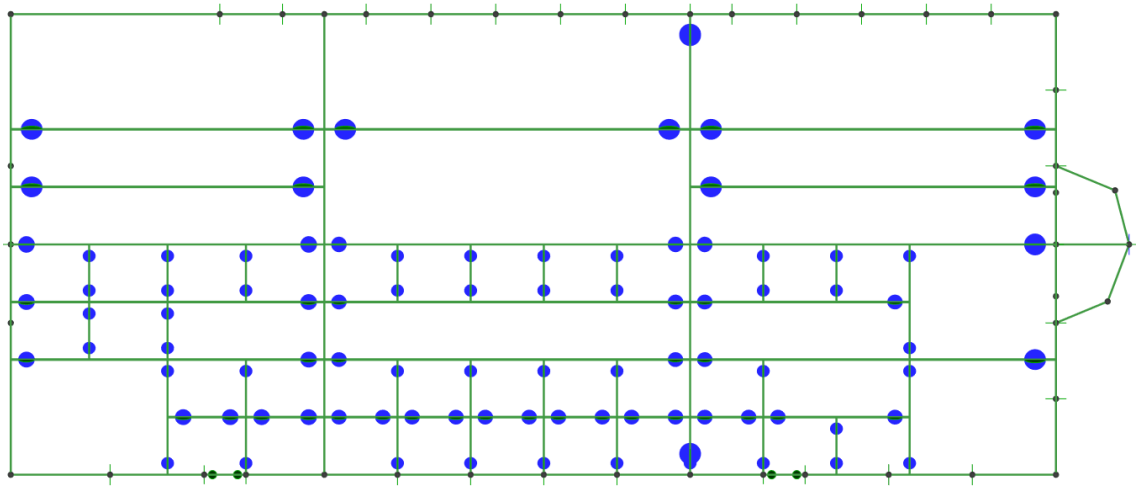
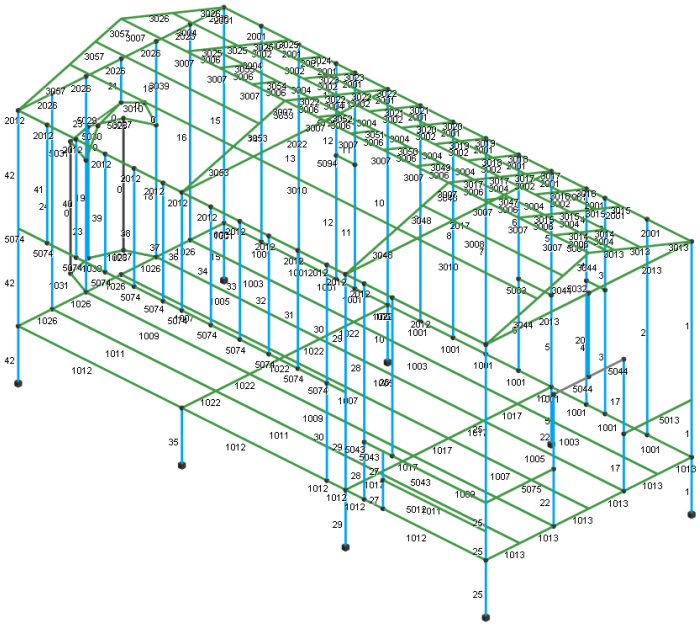


Figura 40 – Visualizzazione dei vincoli esterni dei nodi e dei vincoli interni delle aste (copertura)

Di seguito si riporta una vista del modello con la visualizzazione della numerazione delle aste e degli elementi bidimensionali:



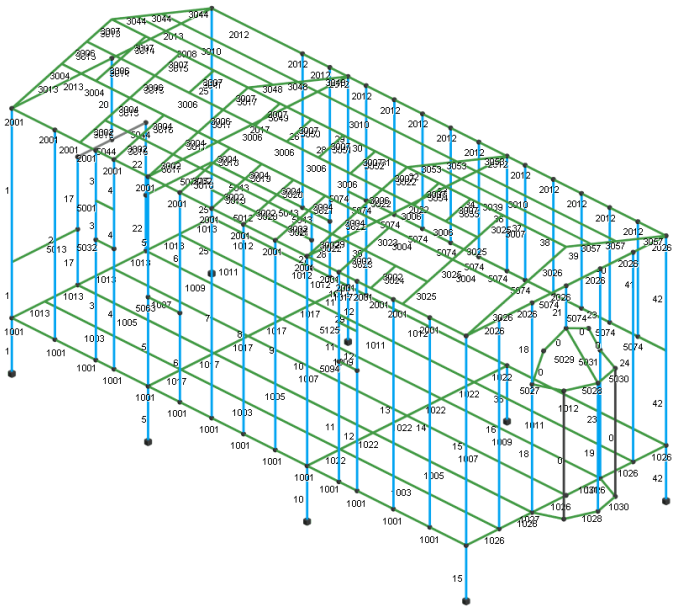


Figure 41-42 – Numerazione delle aste

Infine, si riportano di seguito alcuni dei parametri significativi assunti per l'analisi:

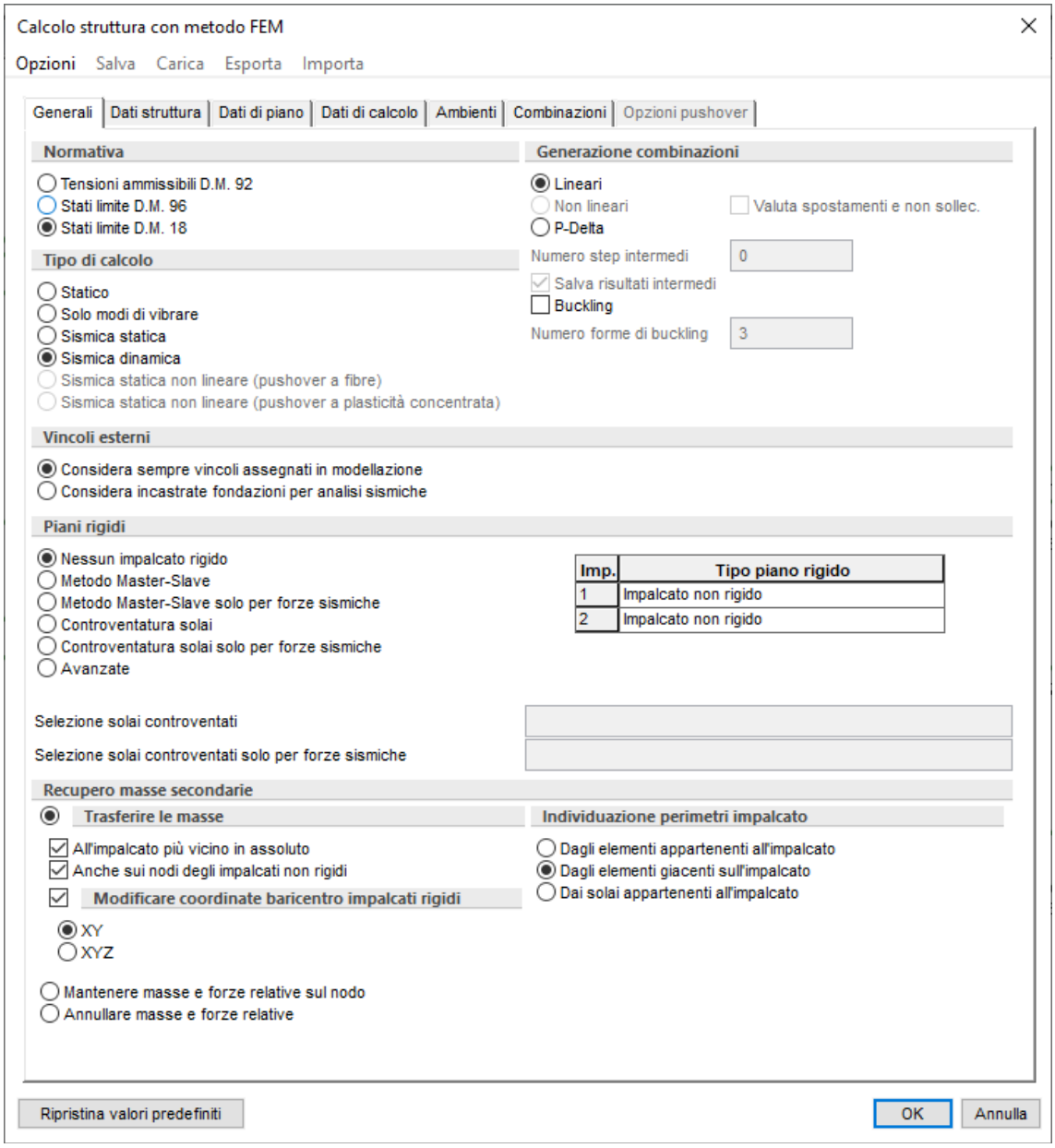


Figura 43 – *Generali* in Calcolo FEM

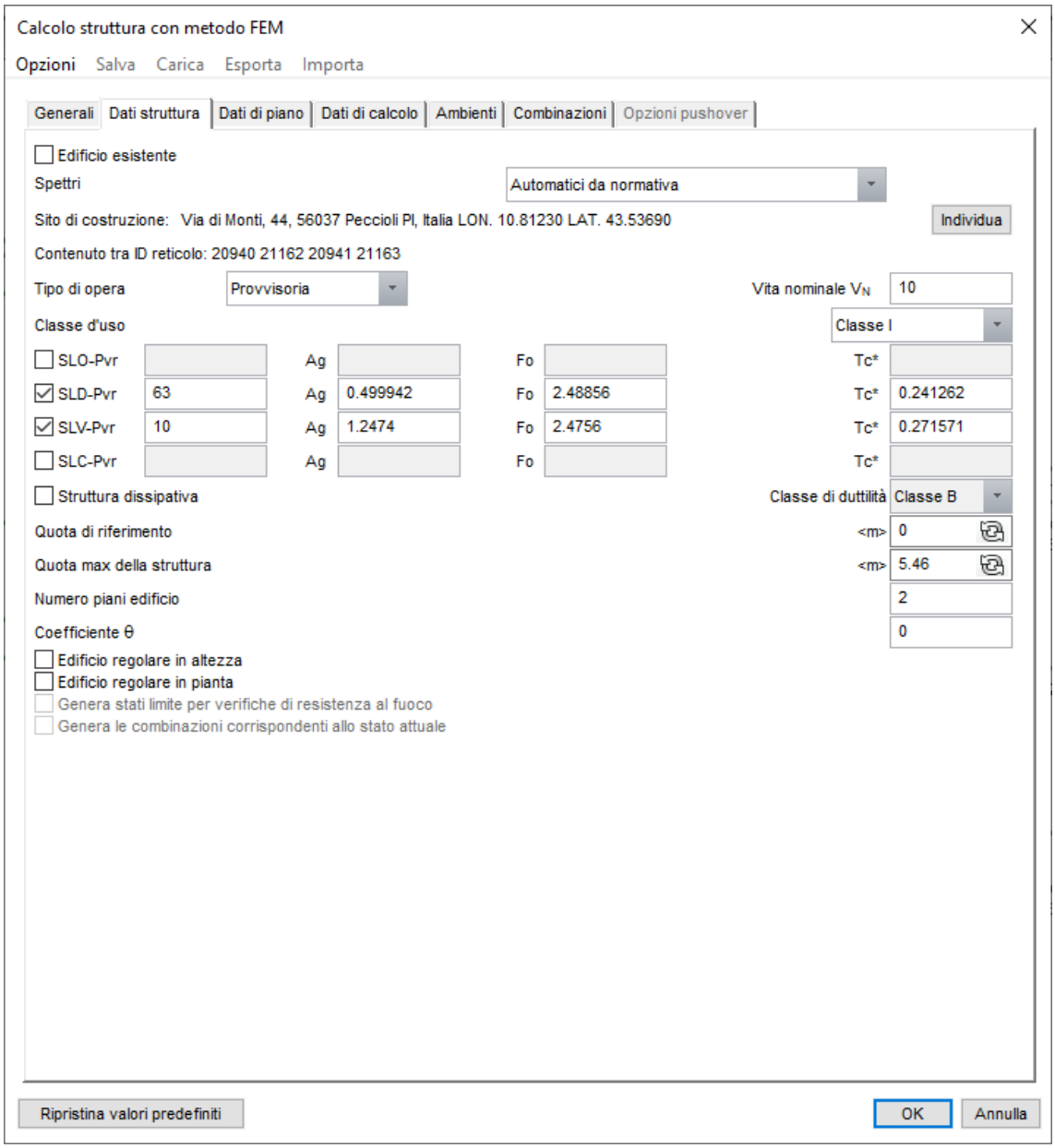


Figura 44 – *Dati struttura* in Calcolo FEM

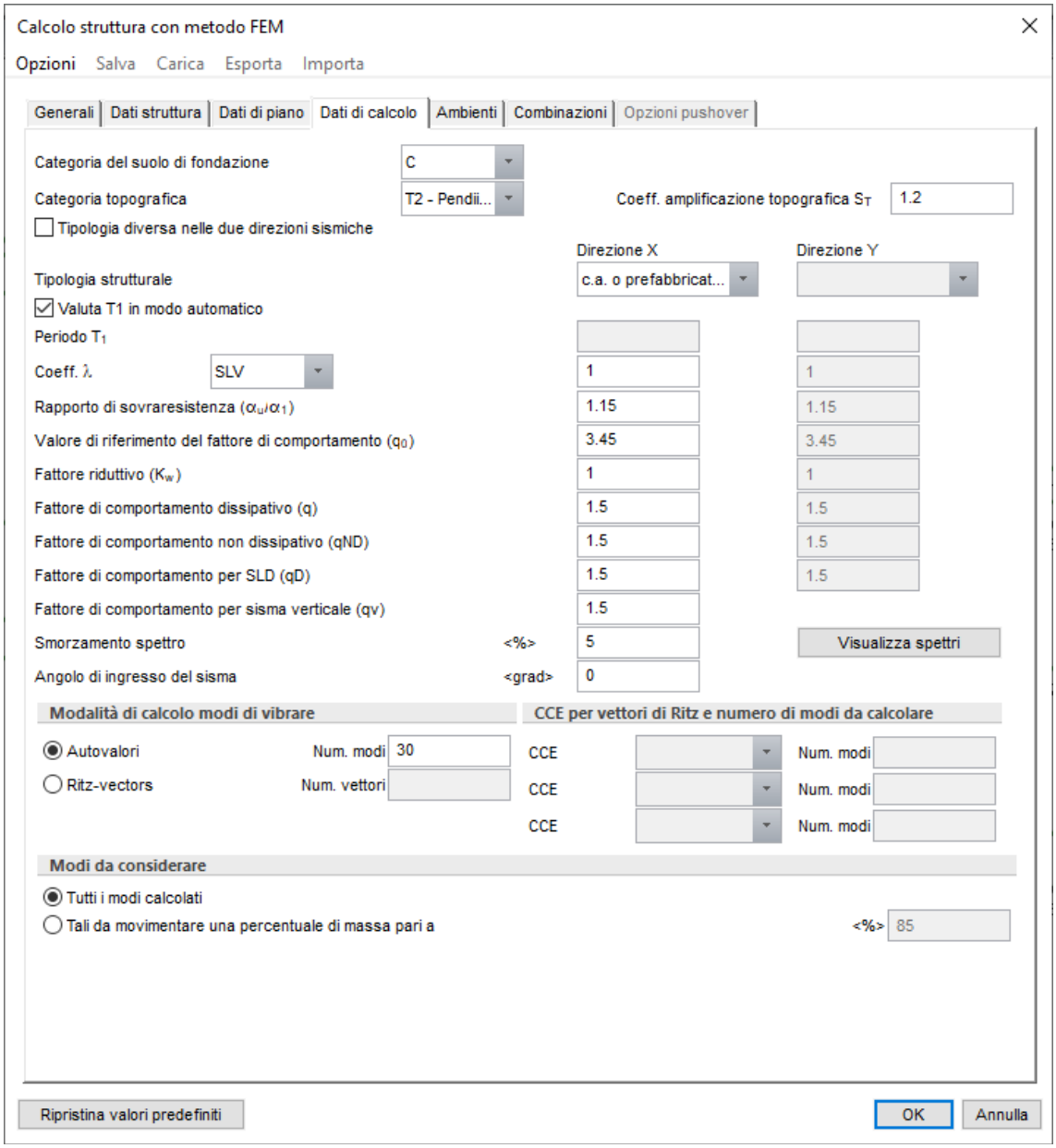


Figura 45 – *Dati di calcolo* in Calcolo FEM

9 RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE

9.1 Resistenze di calcolo

9.1.1 Acciaio da carpenteria

La resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio f_{yd} è pari a:

$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{M0} = 261.91$ MPa

Con:
– $\gamma_{M0} = 1.05$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio

9.1.2 Calcestruzzo

La resistenza di calcolo a compressione f_{cd} è pari a:

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_C) = 14.17$ MPa per C25/30

Con:
- $\alpha_{cc} = 0.85$ è il coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata
- $\gamma_C = 1.5$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al cls

Il metodo ipotizza per il calcestruzzo un legame costitutivo elasto-plastico a parabola rettangolare, ovvero si accetta l'ipotesi di rottura del calcestruzzo non a fronte del raggiungimento della resistenza a compressione di calcolo f_{cd} ma a fronte del raggiungimento del valore della deformazione di 0.35 %.

Si accetta l'ipotesi che dalla deformazione dello 0.2% fino a rottura la tensione nel cls non abbia incrementi di resistenza e che la deformazione sia di tipo plastico, mentre nel tratto in cui la deformazione varia da 0 allo 0.2% la funzione $\sigma = f(\varepsilon)$ sia una parabola ad asse verticale con vertice nel punto di coordinate $\sigma = 0.85\ \sigma_{cd}$ ed $\varepsilon = 0.002$ passante per l'origine degli assi (vedi Fig. sottostante).

$\varepsilon_{cyd} = 0.2\%$ deformazione allo snervamento
$\varepsilon_{cu} = 0.35\%$ deformazione massima

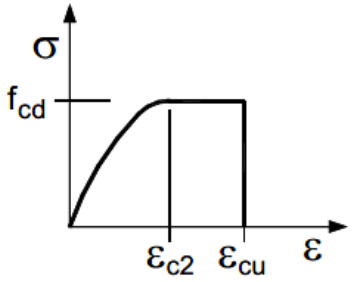


Fig. 46 –Diagramma tensioni- deformazioni nel calcestruzzo

9.1.3 Acciaio da c.a.

La resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio f_{yd} è pari a:

$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391.30$ MPa

Con:
– $\gamma_S = 1.15$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio

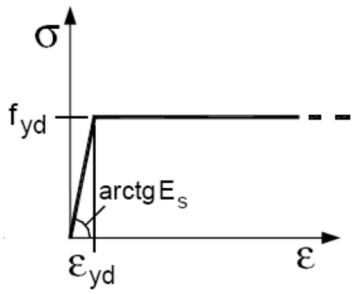


Figura 47 – Diagramma tensioni- deformazioni nell'acciaio

9.2 Analisi Modale

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi, con illustrate le deformate modali associate ai modi di vibrare ritenuti significativi:

Modo n.	T	f	Mx	My
	s	Hz	%	%
1	0.252	3.97	57.74	0.04
2	0.249	4.02	0.06	55.01
3	0.195	5.13	0.01	4.04
4	0.165	6.06	25.98	0
5	0.157	6.37	0.23	0.2
6	0.105	9.52	0	0.24
7	0.088	11.36	0	16.71
8	0.077	12.99	0.01	4.93
9	0.071	14.08	0.07	0.24
10	0.059	16.95	0	5.53
11	0.053	18.87	0.41	0.2
12	0.051	19.61	0.1	7.84
13	0.05	20.00	1.68	0.06
14	0.047	21.28	12.88	0.01
15	0.045	22.22	0.02	3.54
16	0.04	25.00	0	0.19
17	0.037	27.03	0.16	0.02
18	0.034	29.41	0.01	0.09
19	0.033	30.30	0	0.9
20	0.03	33.33	0.1	0.15

99.46	**99.94**

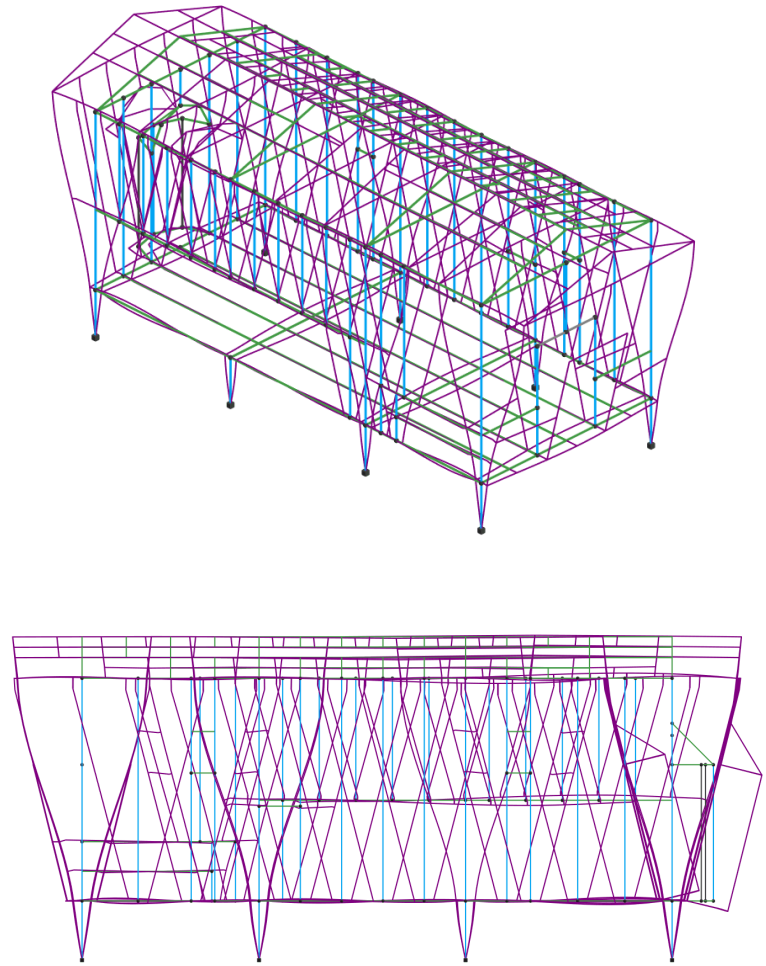


Figura 48 – Modo di vibrare n.1

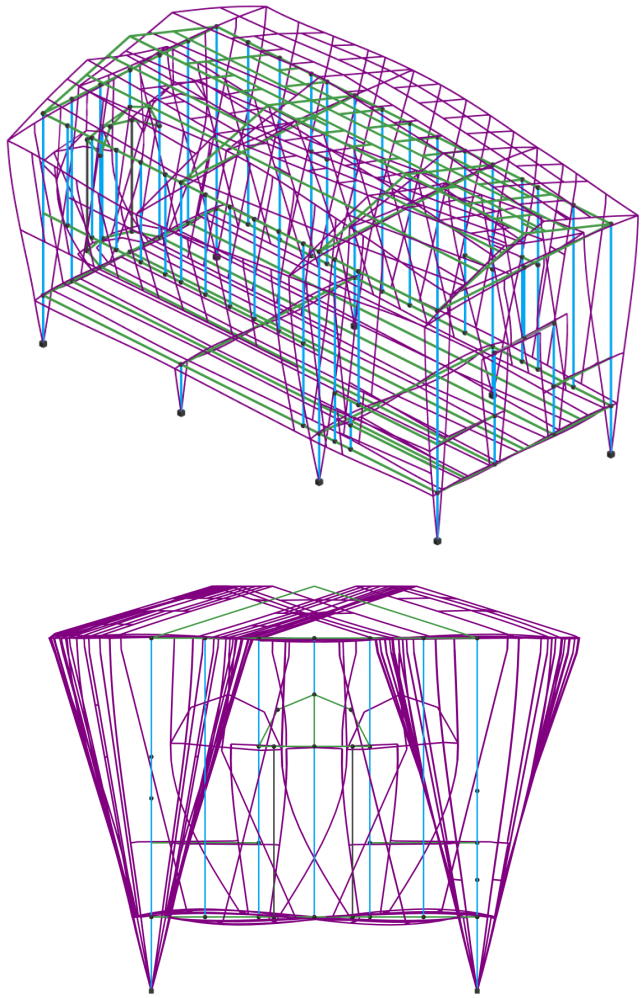


Figure 49-50 – Modo di vibrare n.2

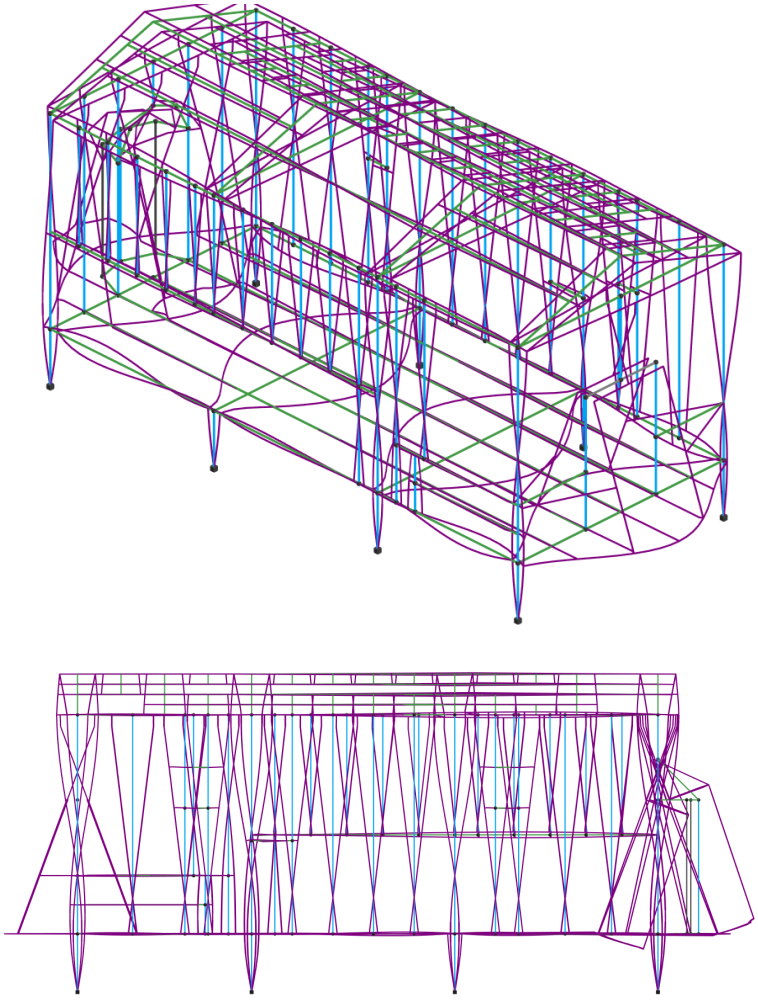


Figure 51-52 – Modo di vibrare n.4

9.3 Analisi Statica Non Sismica

9.3.1 Verifiche SLU

Di seguito vengono mostrati alcuni risultati ritenuti significativi dell'analisi:

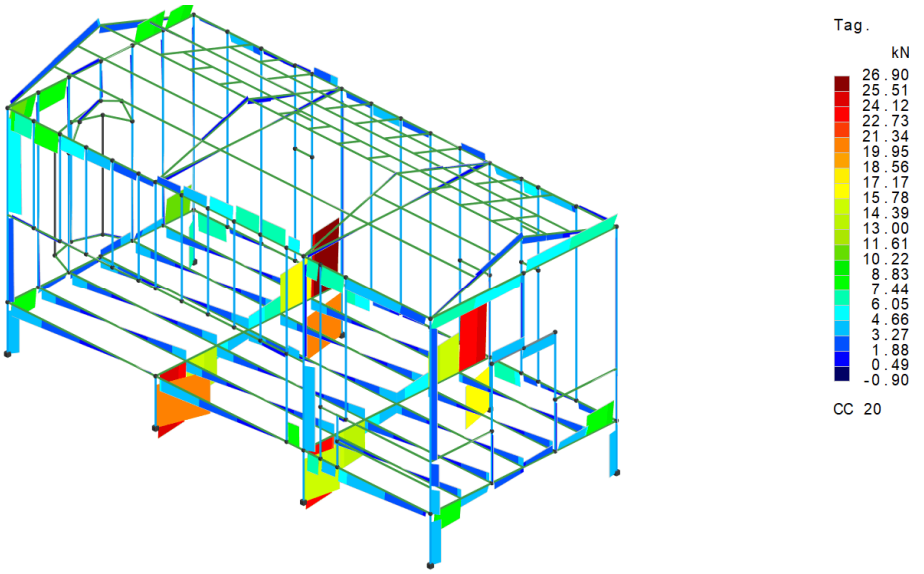


Figura 53– Diagramma del taglio (CC20 SLU)

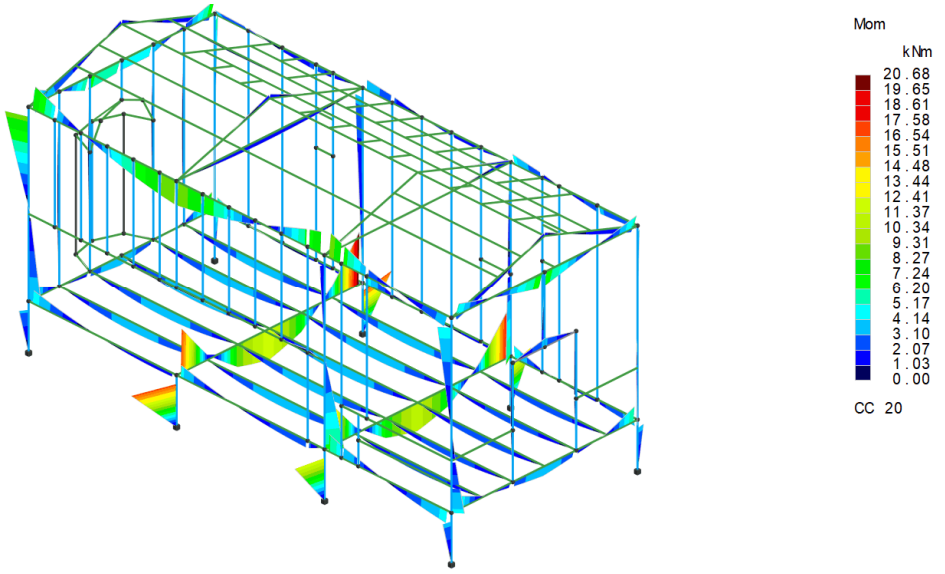


Figura 54– Diagramma del momento flettente (CC20 SLU)

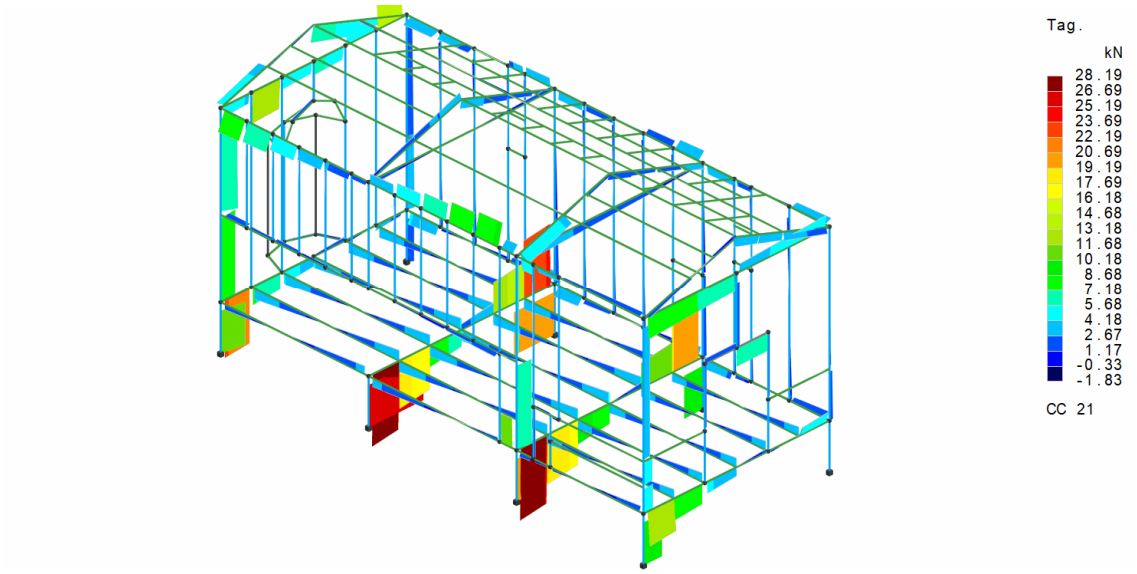


Figura 55– Diagramma del taglio (CC21 SLU)

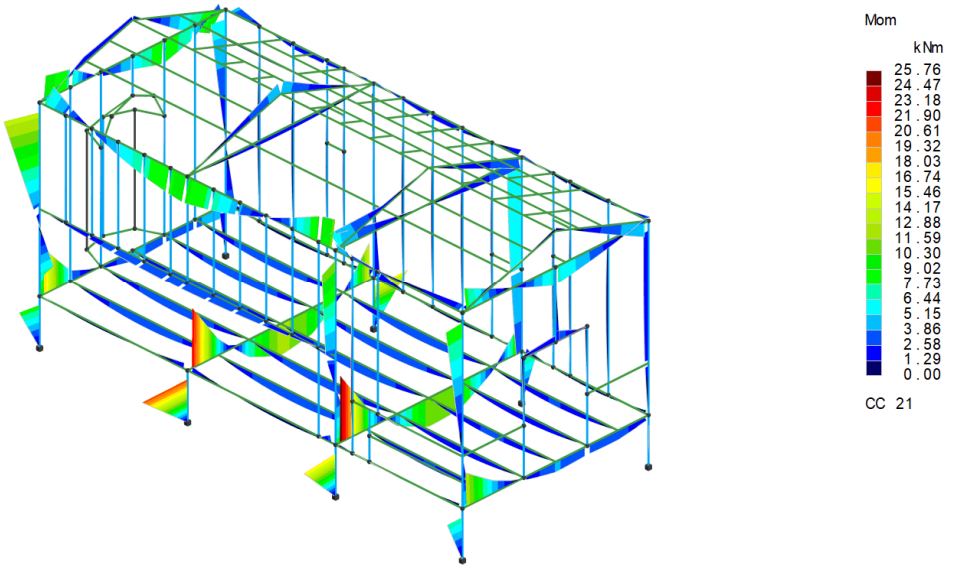


Figura 56– Diagramma del momento flettente (CC21 SLU)

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche:

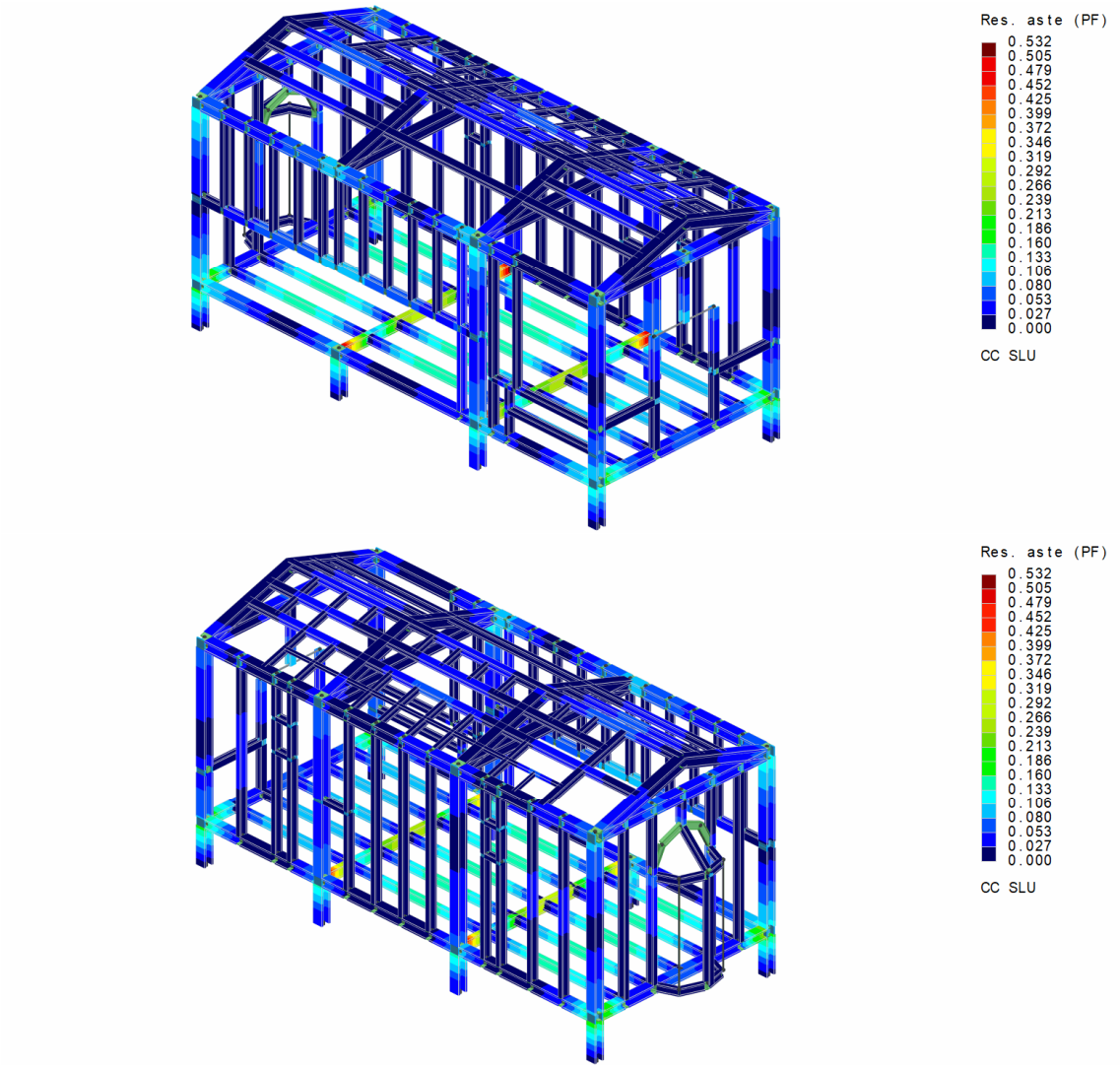


Figure 57-58 – Verifica di resistenza a flessione/pressoflessione (Inviluppo SLU)

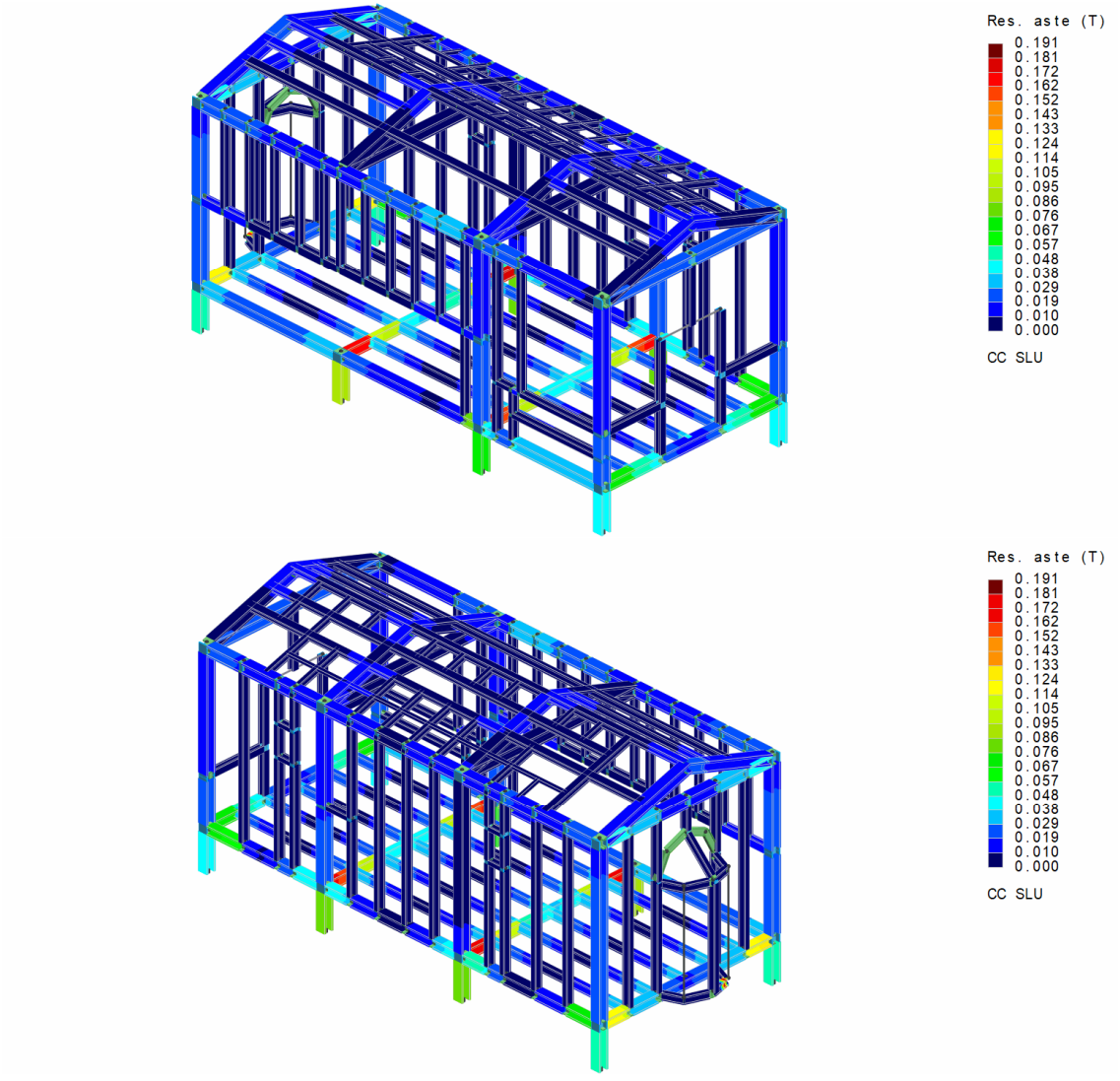


Figure 59-60 – Verifica di resistenza a taglio (Inviluppo SLU)

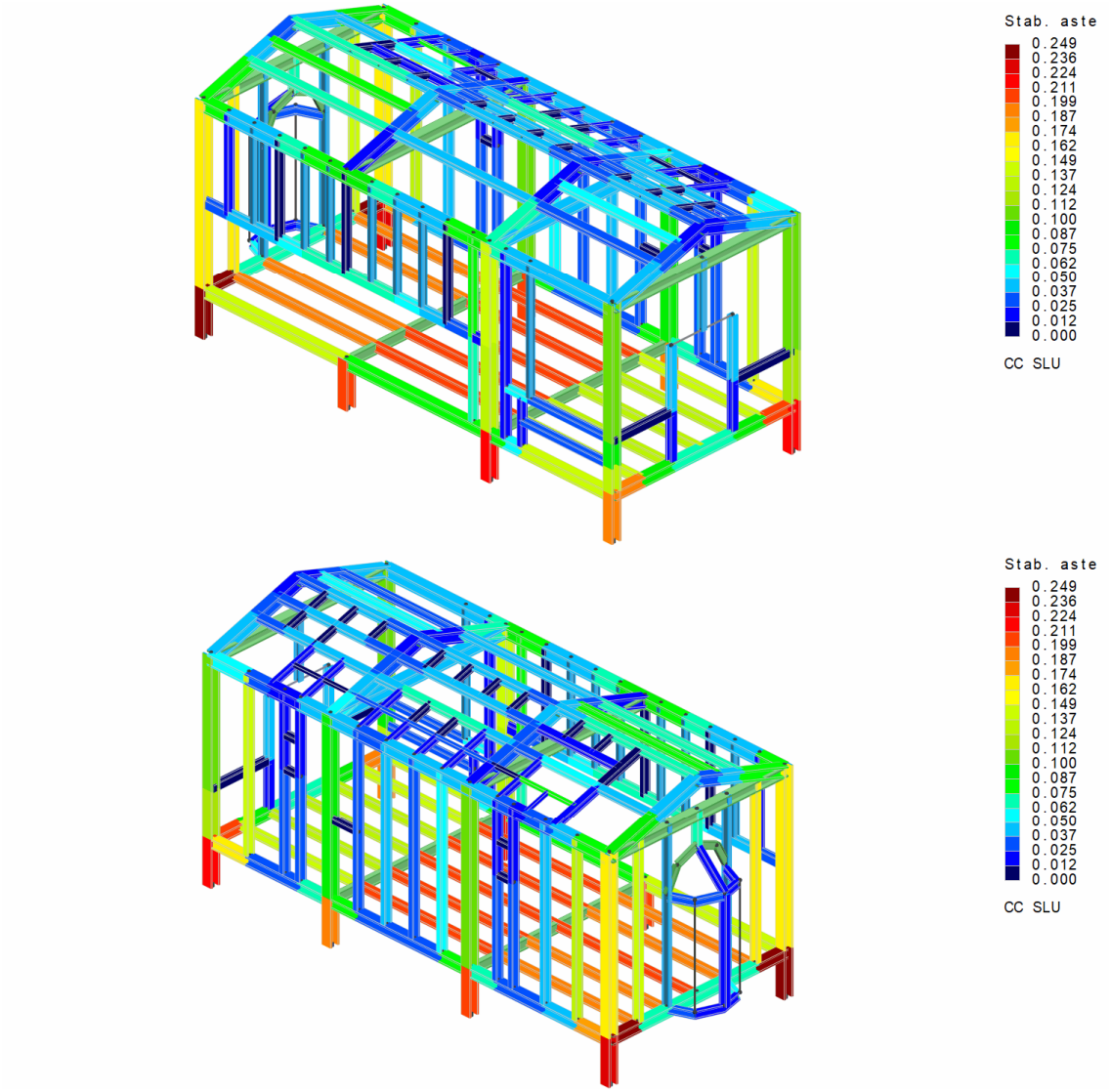


Figure 61-62 – Verifica di stabilità delle aste (Inviluppo SLU)

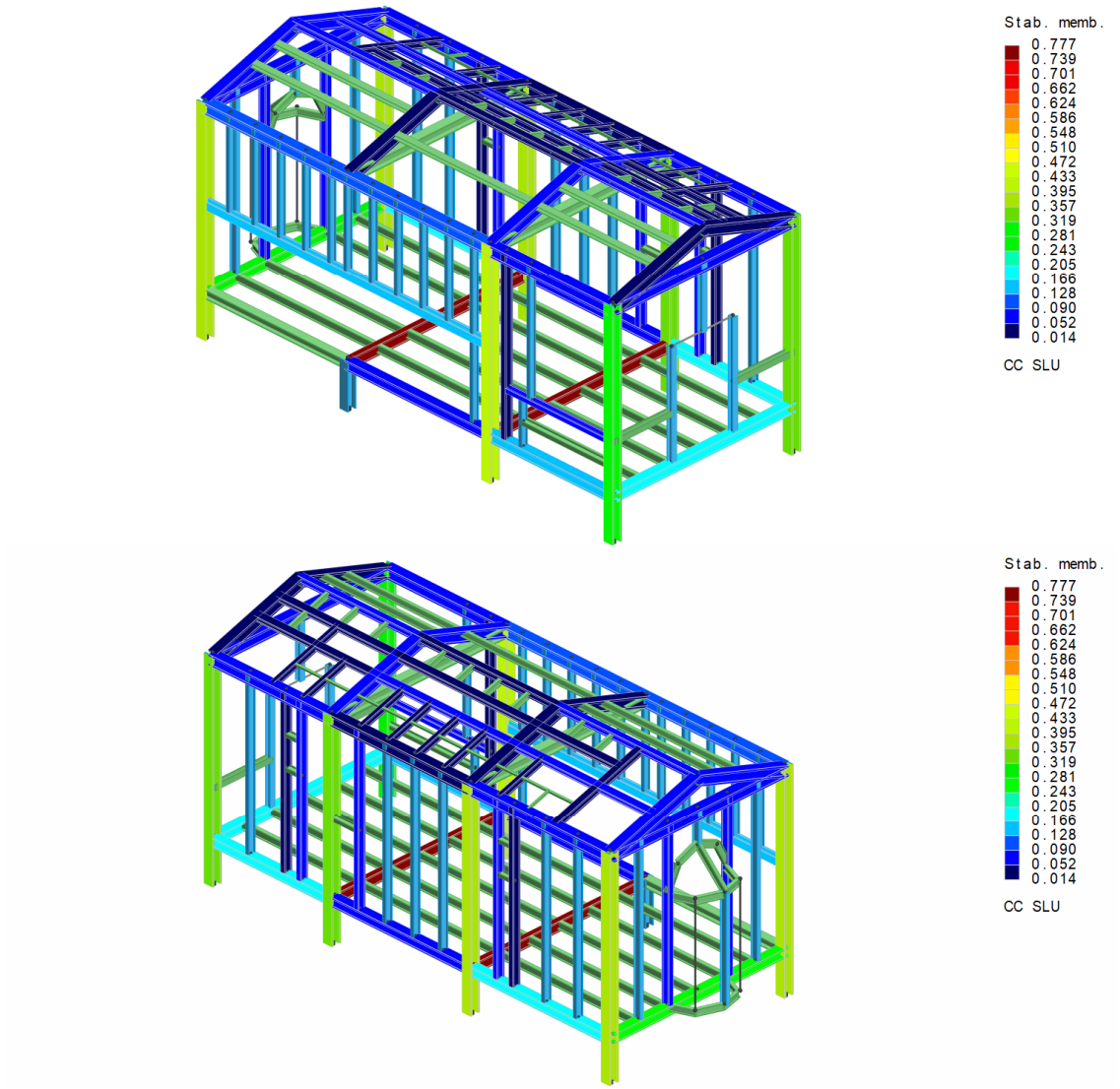


Figure 63-64 – Verifica di stabilità delle membrature (Inviluppo SLU)

Le verifiche dell'Analisi Statica Non Sismica (SLU) risultano soddisfatte; per il dettaglio dei risultati si rimanda al fascicolo dei calcoli delle strutture.

9.3.2 Verifiche SLE

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di deformabilità:

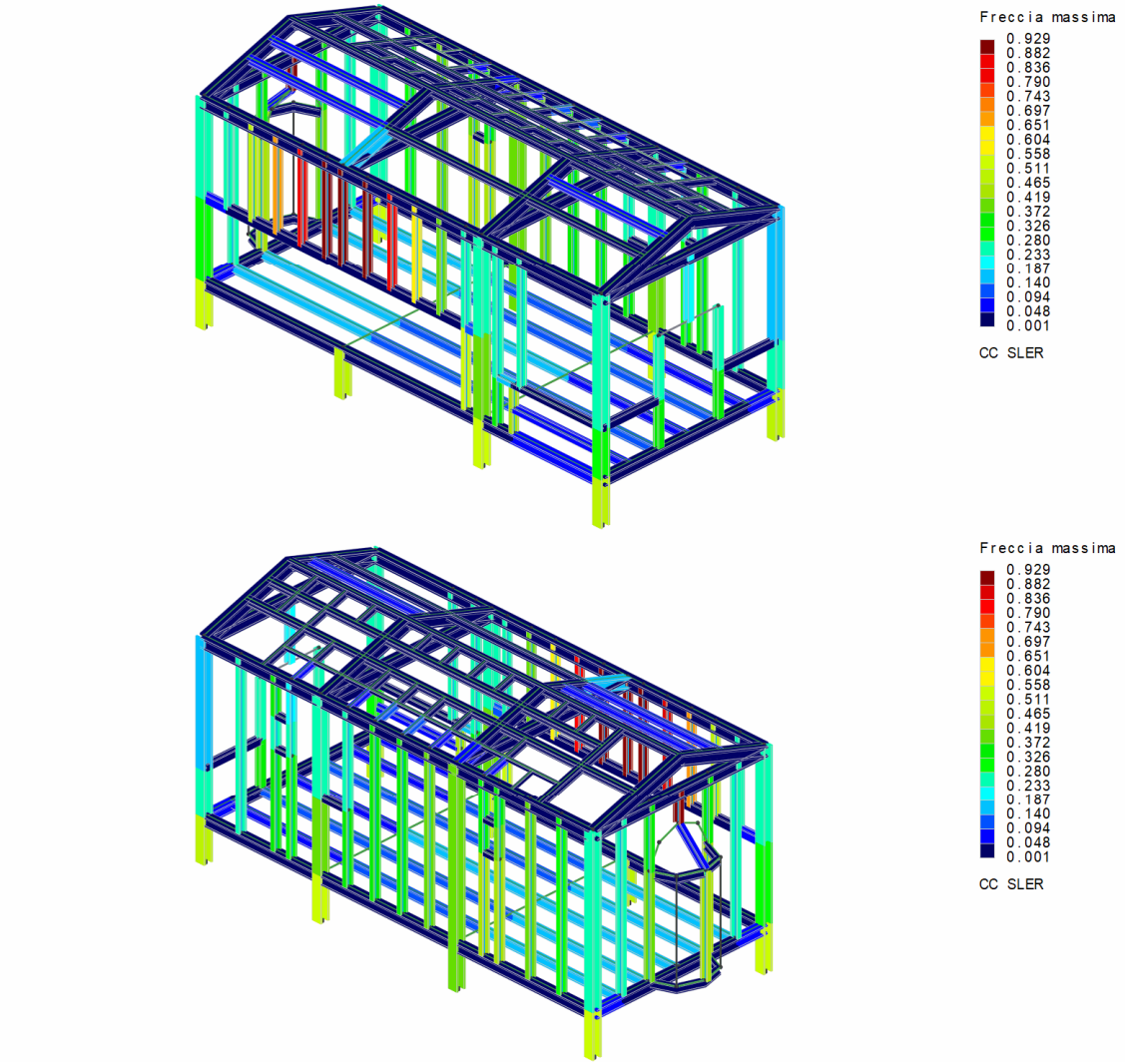


Figure 65-66 – Verifica di deformabilità delle aste (Inviluppo SLER)

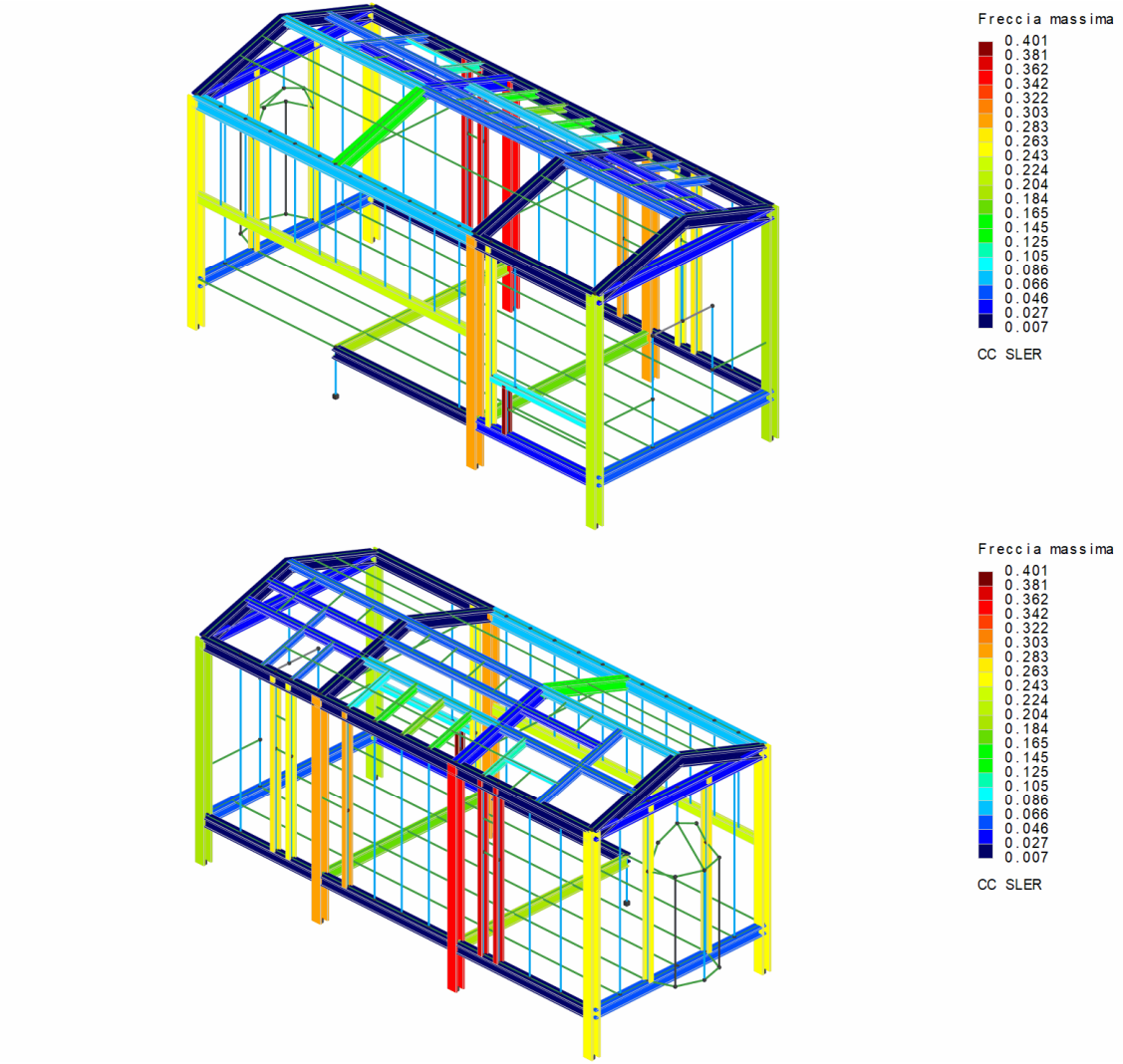


Figure 67-68 – Verifica di deformabilità delle membrature(Inviluppo SLER)

Le verifiche dell'Analisi Statica Non Sismica (SLE) risultano soddisfatte; per il dettaglio dei risultati si rimanda al fascicolo dei calcoli delle strutture.

9.4 Analisi Sismica Dinamica Lineare

9.4.1 Verifiche SLV

Di seguito vengono mostrati alcuni risultati ritenuti significativi dell'analisi:

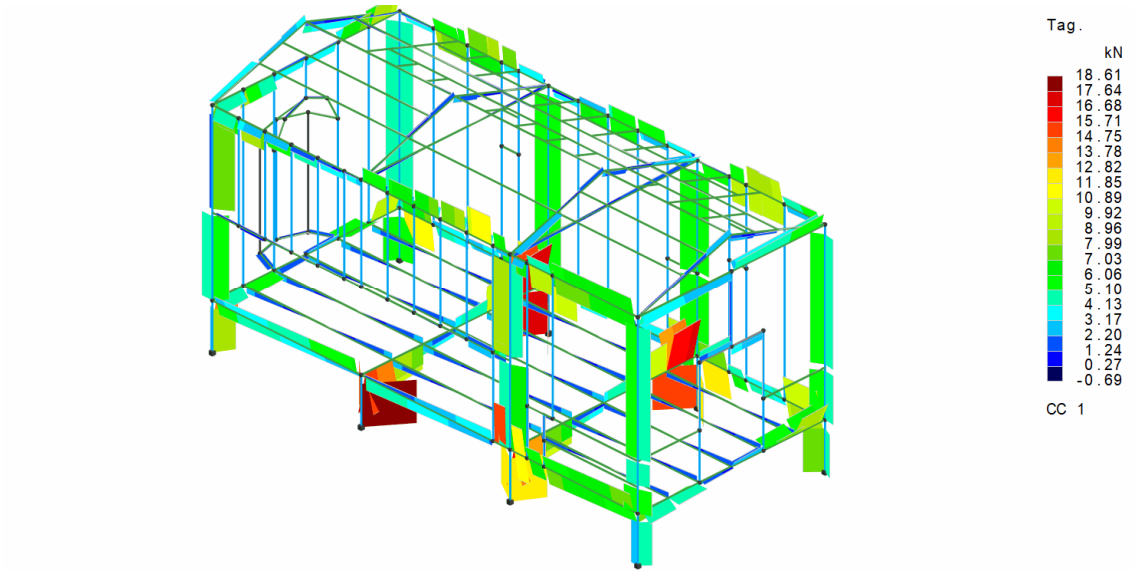


Figura 69– Diagramma del taglio (CC1 SLV)

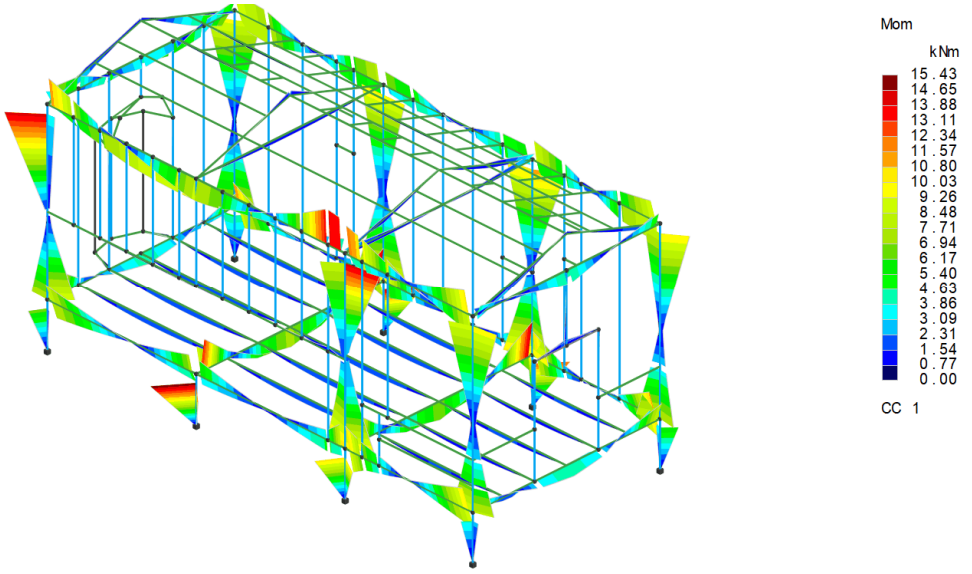


Figura 70– Diagramma del momento flettente (CC1 SLV)

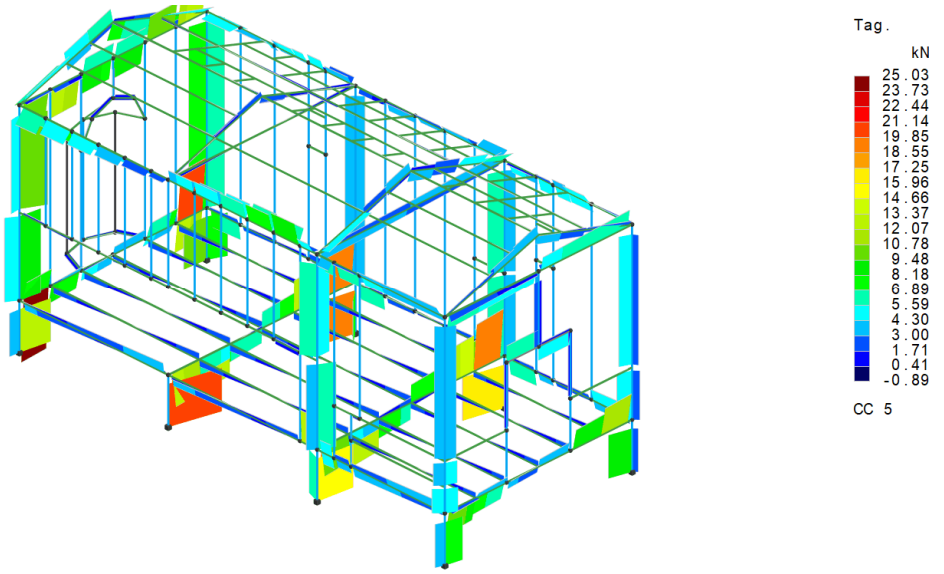


Figura 71– Diagramma del taglio (CC5 SLV)

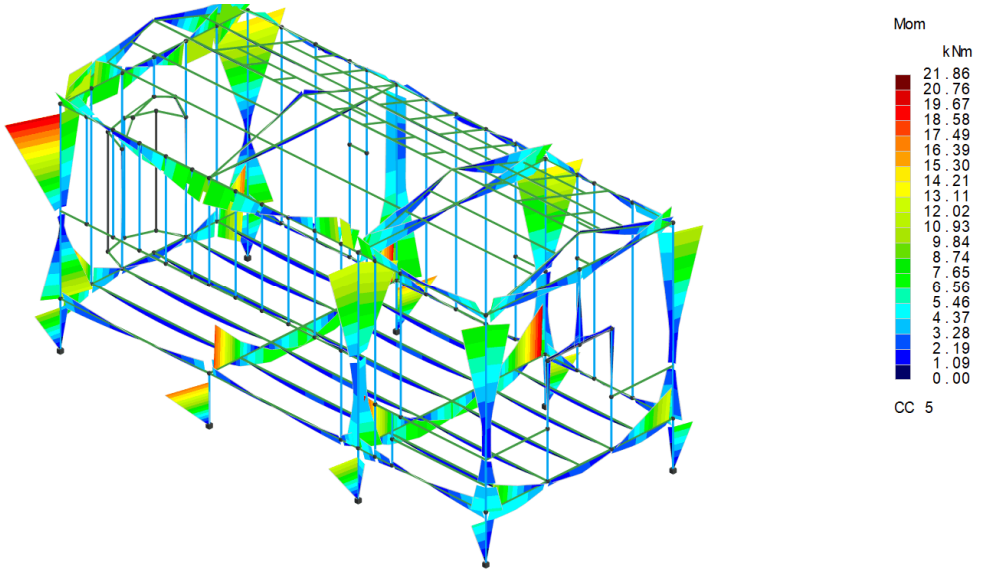


Figura 72– Diagramma del momento flettente (CC5 SLV)

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche:

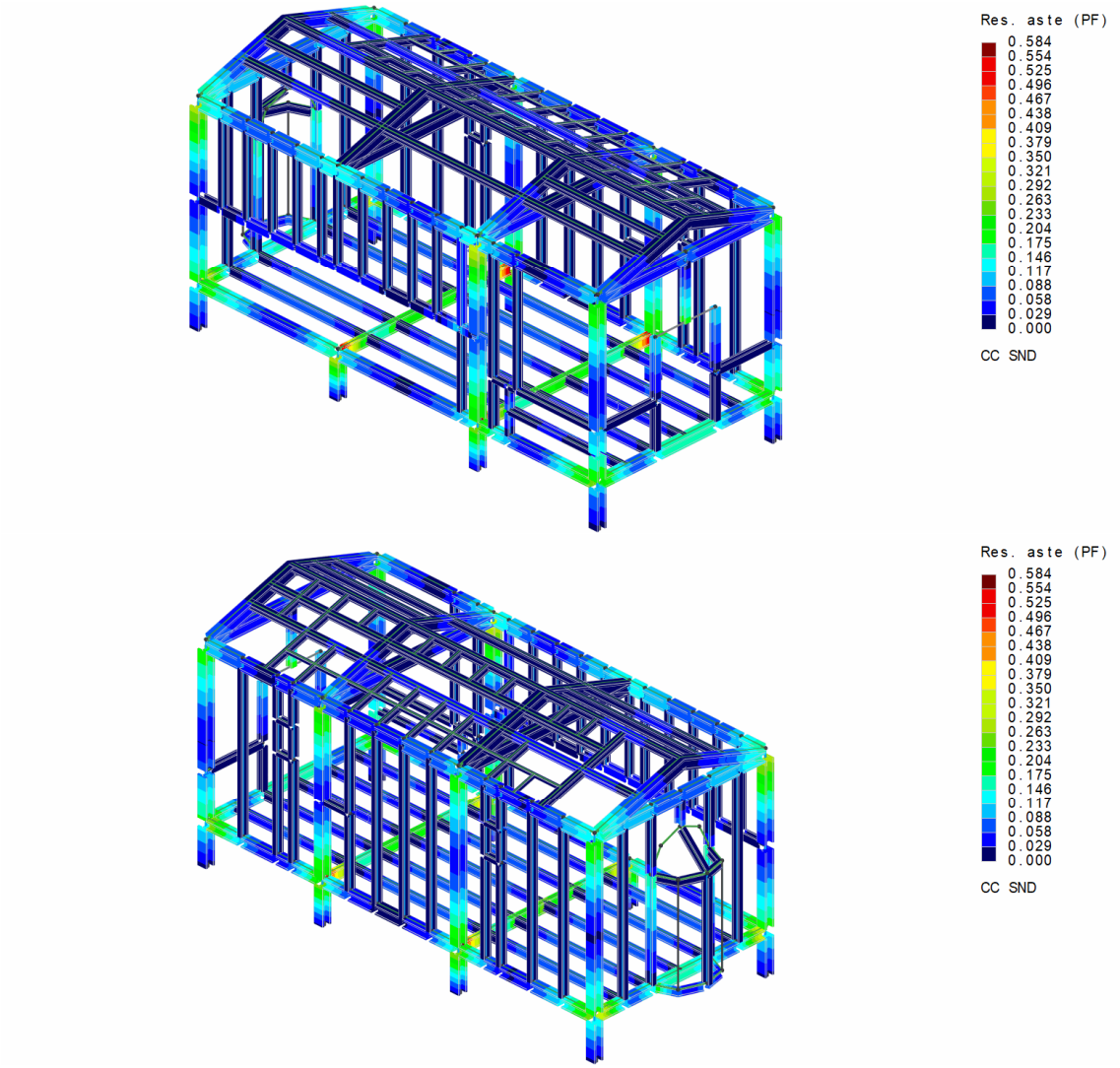


Figure 73-74 – Verifica di resistenza a flessione/pressoflessione (Inviluppo SLV)

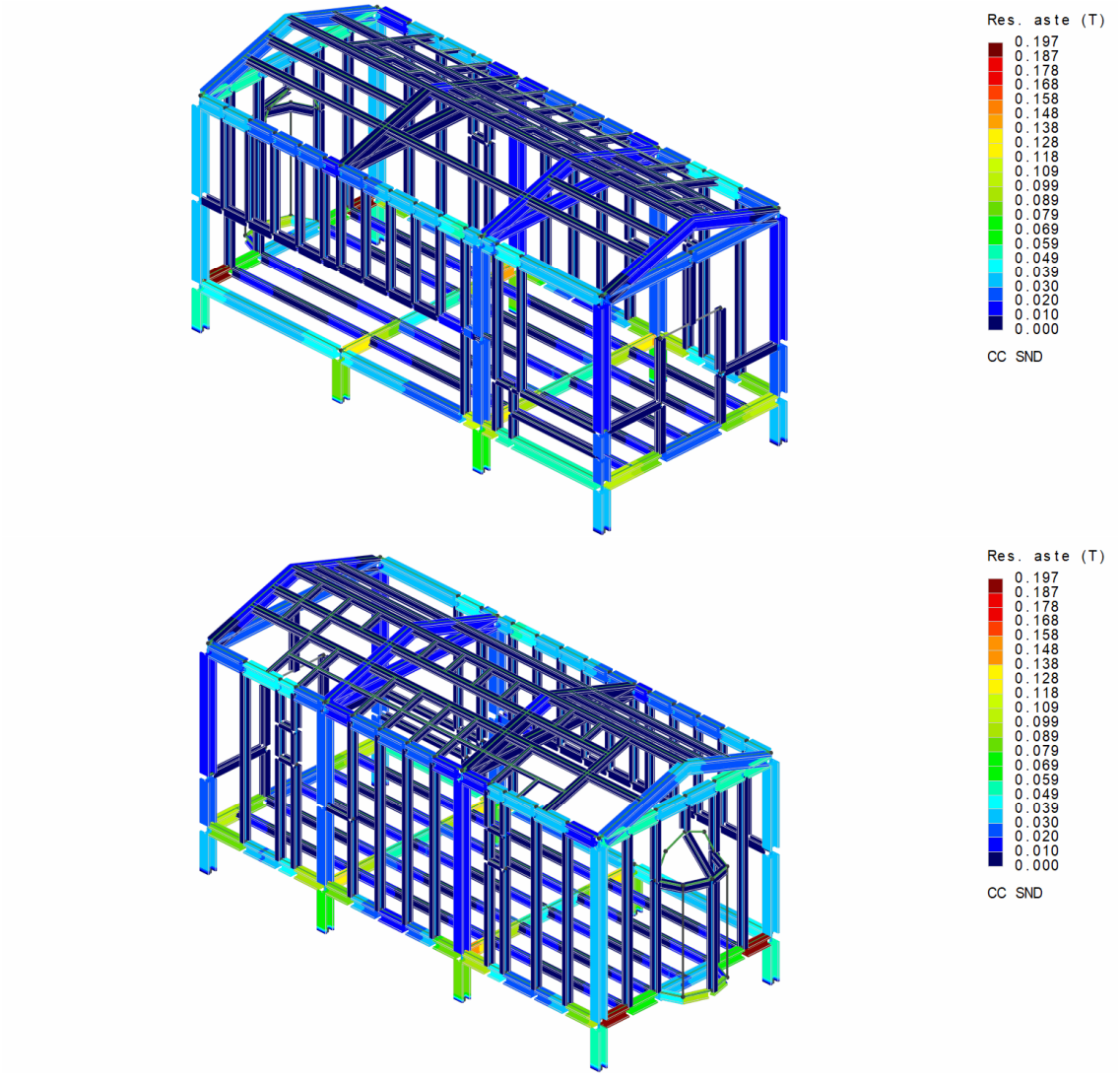


Figure 75-76 – Verifica di resistenza a taglio (Inviluppo SLV)

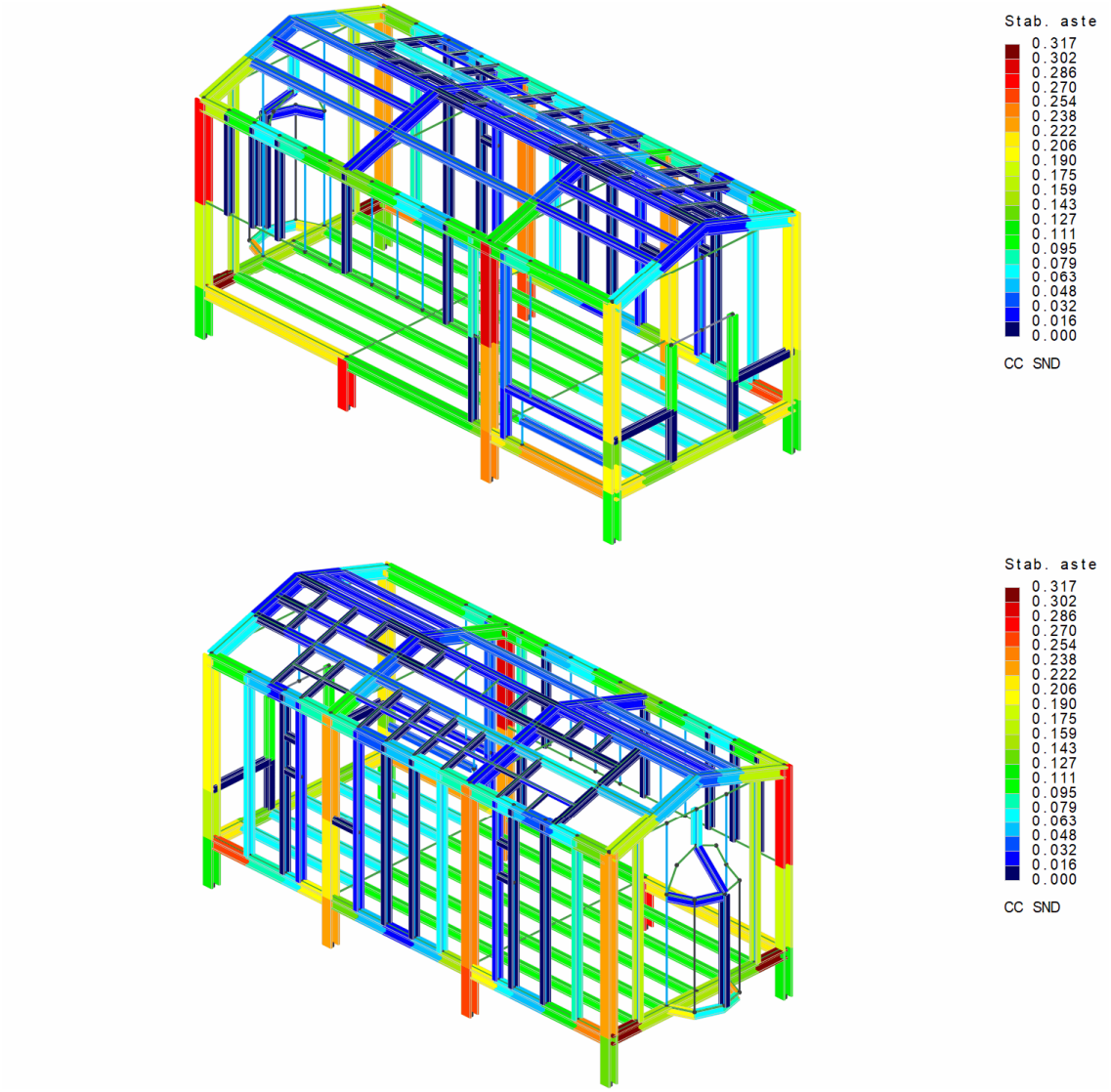


Figure 77-78 – Verifica di stabilità delle aste (Inviluppo SLV)

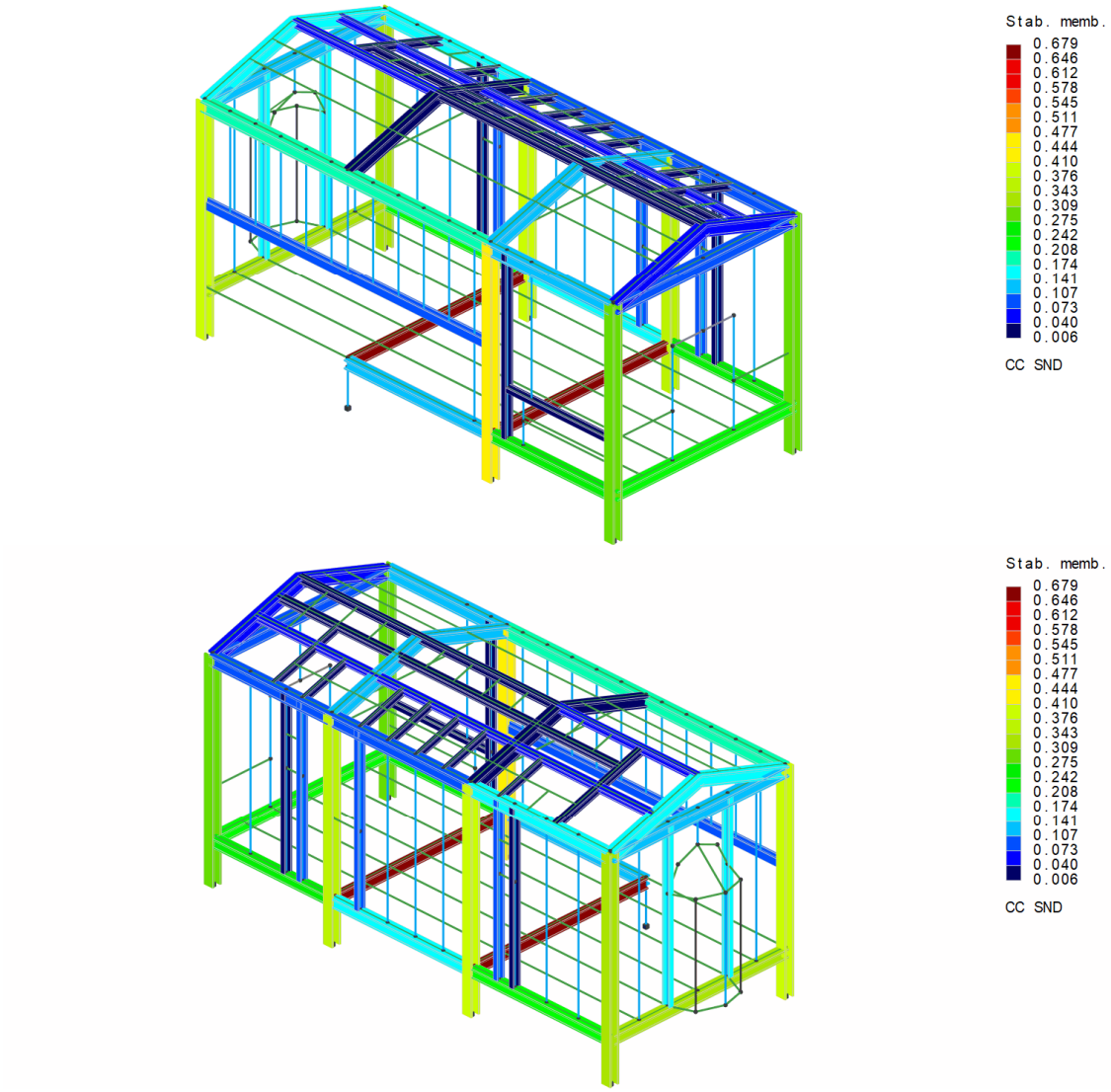


Figure 79-80 – Verifica di stabilità delle membrature (Inviluppo SLV)

Le verifiche dell'Analisi Sismica risultano soddisfatte; per il dettaglio dei risultati si rimanda al fascicolo dei calcoli delle strutture.

9.4.2 Verifiche SLD

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLd sono inferiori a 2/3 del limite riportato nel seguito:

a) per tamponamenti duttili collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa

$d_r < 2/3 \cdot 0.0075\ h = 0.0050\ h$

Dove:
- d_r è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore;
- h è l'altezza del piano.

Nel caso in esame si ottiene:

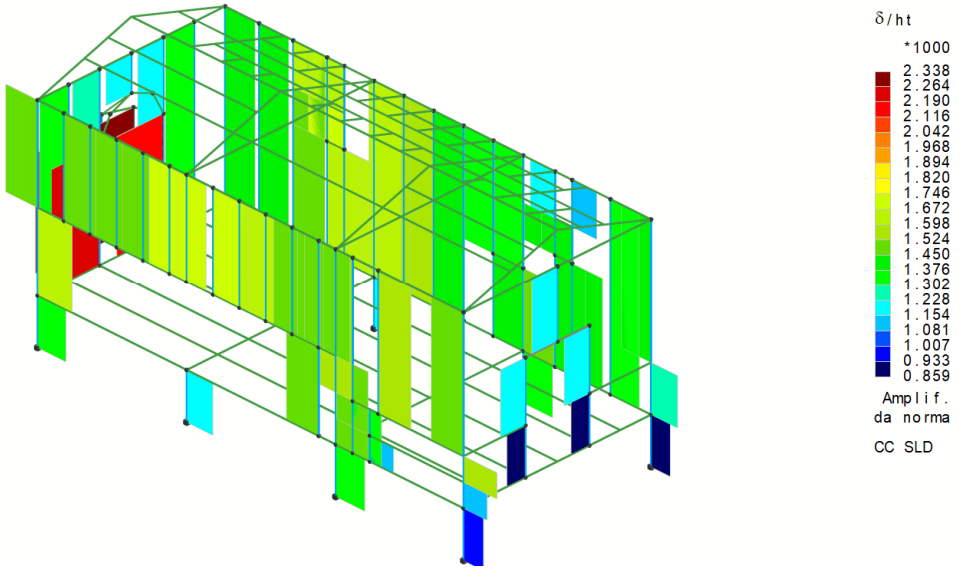


Figura 81– Cabina elettrica: verifiche di rigidezza (Inviluppo SLD)

$d_r = 0.0023\ h < 0.0050\ h$

Le verifiche di rigidezza dell'Analisi Sismica risultano soddisfatte; per il dettaglio dei risultati si rimanda al fascicolo dei calcoli delle strutture.