COMMITTENTE: **TRAFILTUBI S.r.l.**, via A. Corelli n° 180, 20090 SEGRATE (MI)

PROGETTO: **STRUTTURE DEL NUOVO CAPANNONE A MAGAZZINO** presso lo stabilimento in via Corelli n° 180, 20090 SEGRATE (MI)

LOCALITA': **via A. Corelli n° 180, 20090 SEGRATE (MI)**

PROGETTISTA: **dott. ing. Pietro AGNELLI** (Ordine ingg. Lodi n° 596, via Defendente n° 64, 26900 LODI –LO- tel 334.5794321, 0371.412305, e-mail studioagnelli@libero.it, pec pietro.agnelli@ingpec.eu)

Firmato digitalmente da

Pietro Agnelli

O = Ordine degli Ingegneri della Provincia di Lodi
T = Ingegnere

RELAZIONE DI CALCOLO

relazione sui materiali,

piano di manutenzione

dichiarazione di completezza

Novembre 2020

Indice

Normative di riferimento 3
Relazione illustrativa dei materiali impiegati 4
Introduzione 6
Caratterizzazione geotecnica del sito 8
Analisi dei carichi 12
Valutazione dell'azione sismica 15
Metodo di analisi impiegato 15
Azioni e loro combinazione 16
Codice di calcolo impiegato 19
Carichi inseriti nel modello 20
Risultati dell'analisi 27
Verifica degli elementi 31
Verifiche fondazioni superficiali 34
Fascicolo dei calcoli 36
Piano di manutenzione 36
Dichiarazione di completezza e di conformità alle disposizioni vigenti 37

Normative di riferimento

- ***Legge 5.11.1971 n°1086***
(Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica)

- ***Legge 02.02.1974 n° 64***
(Provvedimenti per costruzioni con particolari prescrizioni per zone sismiche)

- ***CNR-UNI 10011/85***
(Costruzioni di acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione)

- ***D.M. LL.PP. del 11.03.1988***
(Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione)

- ***D.M. LL.PP. del 14.02.92***
(Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche)

- ***D.M. del 09.01.96***
(Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche)

- ***D.M. del 16.01.96***
(Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi")

- ***D.M. del 16.01.96***
(Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche)

- ***Circolare Ministeriale del 04.07.1996 n. 156AA.GG./STC***
(Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al Decreto Ministeriale 16.01.1996)

- ***Circ. Min. 15.10.96, n°252 AA.GG./S.T.C.***
(Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle opere in cemento normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. 09.01.96)

- ***Circ. Min. 10.04.97, n°65/AA.GG.***
(Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16.01.1996)

- ***N.T.C. del 14/01/2008***
(Nuove norme tecniche per le costruzioni approvate con decreto del Ministro delle infrastrutture 14 gennaio 2008)

- ***Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 2 febbraio 2009 n.617***
(Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni approvate con decreto del Ministro delle infrastrutture 14 gennaio 2008)

- ***N.T.C. del 17/01/2018***
(Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" approvate con decreto del Ministro delle infrastrutture 17 gennaio 2018)

- ***Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 21 gennaio 2019 n.7***
(Istruzioni per l'applicazione dell'<Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"> di cui al decreto ministeriale

- ***UNI EN 1992-1-1:2006 Eurocodice 2***
(Progettazione delle strutture di calcestruzzo- Regole generali e regole per edifici)

- ***UNI EN 1993-1-1:2005 Eurocodice 3***
(Progettazione delle strutture di acciaio - Regole generali e regole per gli edifici)

- ***UNI EN 1993-1-8:2005 Eurocodice 3***
(Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti)

- ***UNI EN 1997-1:2004 Eurocodice 7***
(Progettazione geotecnica - Regole generali)

Relazione illustrativa dei materiali impiegati

CALCESTRUZZO

- Calcestruzzo magro per sottofondazioni
(da impianto dotato di controllo di produzione industrializzata del calcestruzzo)

Classe di esposizione:	XC2 (UNI EN 206-1; UNI 11104)
Classe di resistenza:	C12/15 ($R_{ck} \geq 15$ N/mm^2)
Rapporto a/c massimo:	a/c < 0,60
Classe di consistenza allo scarico (UNI 9418):	S5
Diametro degli aggregati:	$Ø_{max} \leq 30$ mm
Dosaggio minimo di cemento:	160 kg/ m^3

- Calcestruzzo per fondazioni
(da impianto dotato di controllo di produzione industrializzata del calcestruzzo)

Classe di esposizione:	XC2 (UNI EN 206-1; UNI 11104)
Classe di resistenza:	C25/30 ($R_{ck} \geq 30$ N/mm^2)
Rapporto a/c massimo:	a/c < 0,50
Classe di consistenza allo scarico (UNI 9418):	S4
Diametro degli aggregati:	$Ø_{max} \leq 25$ mm
Dosaggio minimo di cemento:	320 kg/ m^3

- Calcestruzzo per soletta di pavimentazione
(da impianto dotato di controllo di produzione industrializzata del calcestruzzo)

Classe di esposizione:	XC3 (UNI EN 206-1; UNI 11104)
Classe di resistenza:	C28/35 ($R_{ck} \geq 35$ N/mm^2)
Rapporto a/c massimo:	a/c < 0,45
Classe di consistenza allo scarico (UNI 9418):	S4
Diametro degli aggregati:	$Ø_{max} \leq 25$ mm
Dosaggio minimo di cemento:	350 kg/ m^3

ACCIAIO DA C.A.

- Acciaio strutturale:

Tipo di acciaio:	B450C
Tensione di snervamento nominale:	$f_{y,nom}$ = 450 N/mm^2
Tensione di rottura nominale:	$f_{t,nom}$ = 540 N/mm^2
Tensione di snervamento caratteristica:	$f_{yk} \geq 450$ N/mm^2
Tensione di rottura caratteristica:	$f_{tk} \geq 540$ N/mm^2
Rapporto di tensioni $(f_t / f_y)_k$	$1,35 > (f_t / f_y)_k \geq 1,15$
Rapporto di tensioni $(f_t / f_{y,nom})_k$	$(f_t / f_{y,nom})_k \leq 1,25$
Allungamento $(A_{gt})_k$	$(A_{gt})_k \geq 7,5\%$

ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

- Acciaio strutturale:

Tipo di acciaio:	S275
Tensione di snervamento caratteristica:	$f_{yk} \geq 275$ N/mm^2
Tensione di rottura caratteristica:	$f_{tk} \geq 430$ N/mm^2

- Acciaio strutturale:

Tipo di acciaio:	S355
Tensione di snervamento caratteristica:	$f_{yk} \geq 355$ N/mm^2
Tensione di rottura caratteristica:	$f_{tk} \geq 510$ N/mm^2

- Barre dywidag:

Tipo di acciaio: a filettatura continua in acciaio di qualità Y 1050 secondo prEN 10138-4.

Tensione di snervamento caratteristica:	$f_{yk} \geq 950$ N/mm^2
Tensione di rottura caratteristica:	$f_{tk} \geq 1050$ N/mm^2

- Bulloneria:

Classe	8.8
Tensione di snervamento caratteristica:	$f_{yb} \geq 640$ N/mm^2
Tensione di rottura caratteristica:	$f_{tb} \geq 800$ N/mm^2

Introduzione

La presente relazione di calcolo è relativa alla progettazione dell'intervento di nuova realizzazione di un capannone ad uso magazzino sito nel Comune di Segrate (MI).

La struttura presenta dimensioni in pianta di circa 65,0x14,0m ed un'altezza misurata a livello della gronda di circa 8,30m.

La struttura presenta le seguenti caratteristiche:

- colonne realizzate con profili HEB200 fissate alle strutture di fondazione mediante idonee piastre di base opportunamente tirafondate;
- capriate ordinte nella direzione trasversale dell'edificio realizzate con profili IPE300 comprensive di tirante inferiore per la ripresa delle spinte laterali costituito da n°2 barre Dywidag Ø17,5;
- orditura di copertura realizzata con profili UPN160 trasversalmente ai quali viene posato il manto di copertura vero e prorpio costituito da pannelli di lamiera grecata coibentata;
- controventatura di falda realizzata profili piatti 90x8;
- controventature di parete sui quattro lati del fabbricato realizzate con angolari L80x8 accoppiati;
- fodazioni realizzate con plinti isolati sotto tutte le colonne salvo le fondazioni lungo i lati corti dell'edifciio che saranno costituite da travi di fondazione a collegamento delle varie colonne presenti;

Ogni altra informazione è desumibile dagli elaborati grafici allegati alla presente.

Si riportano di seguito alcune viste assonometriche del modello di calcolo completo allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione.

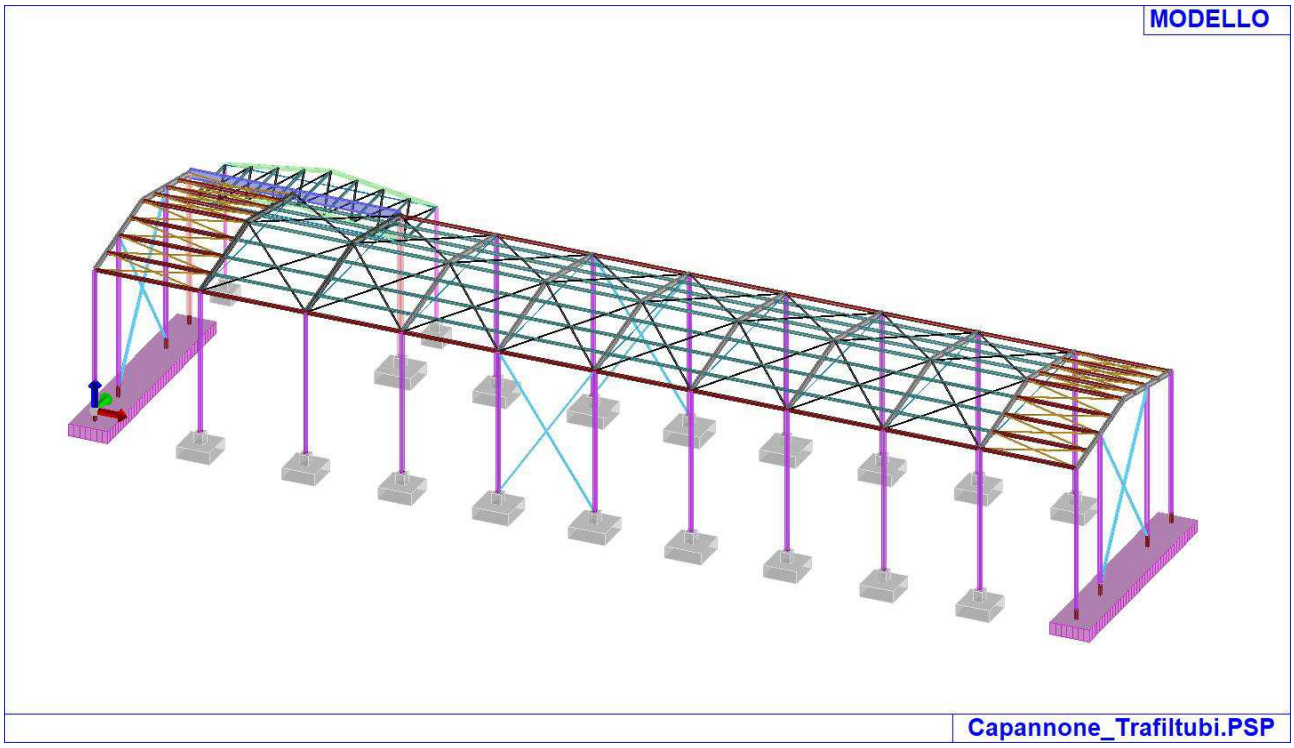


Figura 1: Rappresentazione modello FEM – Vista estrusa

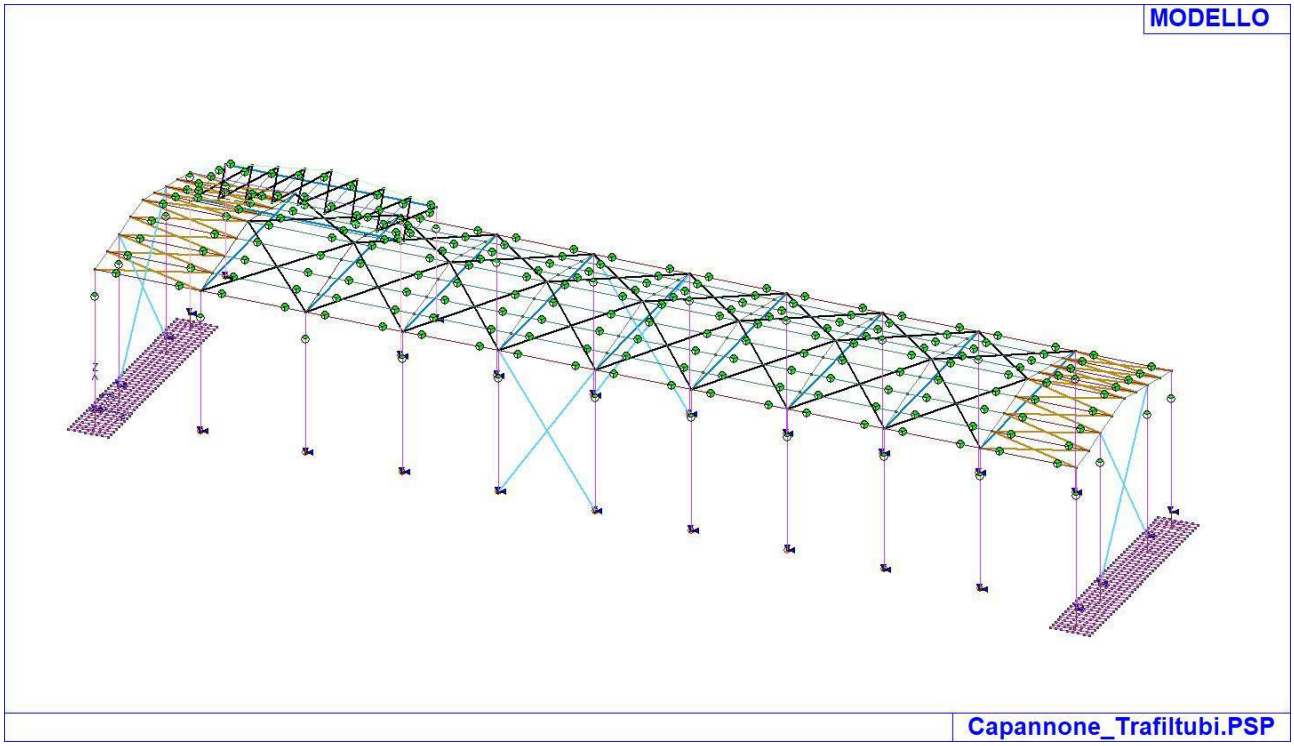


Figura 2: Rappresentazione modello FEM – unifilare

Caratterizzazione geotecnica del sito

Per la caratterizzazione del sito si rimanda alla relazione geologica redatta a firma del Dott. Geol. Emanuele Emani.

Stratigrafia dei terreni

Si riporta nel seguito la stratigrafia dei terreni individuata (estratto della relazione geologica):

- ***Livello Agrario/Riporto*** tale livello rappresenta nel primo metro il terreno vegetale che dovrà essere oltrepassato in fase di posa delle fondazioni, in quanto risulta essere quello in cui si osservano le peggiori caratteristiche geotecniche. Inoltre essendo il più superficiale è soggetto alle variazioni climatiche stagionali (ex. gelo-disgelo).

- ***Livello A*** si sviluppa dal piano campagna fino ad una profondità massima di circa -3,00/4,00 m; si osserva la presenza di un sabbioso-limoso superficiale con un n. di colpi variabile mediamente inferiore a 5, ma con un incremento della frazione ghiaiosa in profondità.

- ***Livello B*** si sviluppa fino alla profondità massima di sondaggio e presenta un arricchimento della frazione ghiaiosa, determinando la presenza di un livello sabbioso-ghiaioso o ghiaioso-sabbioso, ove si ha il rifiuto alla penetrazione delle aste. Il numero di colpi è mediamente maggiore di 10.

Parametri geotecnici

In base ai risultati delle indagini riportati all'interno della relazione geologica si sono definiti i seguenti parametri geotecnici relativi alle singole unità litotecniche di cui in precedenza (estratto della relazione geologica):

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata (KPa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Terzaghi -Peck	Sanglerat	Terzaghi -Peck (1948)	U.S.D.M .S.M	Schmertmann 1975	SUNDA (1983) Benassi e Vannelli	Fletcher (1965) Argilla di Chicago	Houston (1960)	Shioi - Fukui 1982	Begemann	De Beer
[1] - terreno vegetale	8,1	0,60	53,64	99,34	49,03	31,97	77,77	103,46	70,90	102,68	39,72	133,86	99,34
[3] - argilla e sabbia	7,92	5,10	48,54	97,09	24,52	31,28	76,00	80,12	69,33	101,20	38,83	70,80	97,09

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (KN/m³)
[1] - terreno vegetale	8,1	0,60	Meyerhof	18,73
[3] - argilla e sabbia	7,92	5,10	Meyerhof	18,63

PROVA ... Nr. SCPT1

TERRENI INCOERENTI

Angolo di resistenza al taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Meyerhof (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
[1] - riporto	8,82	0,60	8,82	29,52	22,52	30,47	35	33,22	0	<30	26,5	29,65	37,81	28,28
[2] - sabbia	3,68	1,80	3,68	28,05	21,05	29,03	30,71	31,11	0	<30	22,43	28,1	29,65	23,58

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m³)
[1] - riporto	8,82	0,60	8,82	Meyerhof ed altri	1,69
[2] - sabbia argillosa	3,68	1,80	3,68	Meyerhof ed altri	1,48
[3] - sabbia debolmenteghiaiosa	9,48	4,00	9,48	Meyerhof ed altri	1,71
[4] - sabbia ghiaiosa	28,67	4,40	28,67	Meyerhof ed altri	2,12

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m³)
[1] - riporto	8,82	0,60	8,82	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,91
[2] - sabbia argillosa	3,68	1,80	3,68	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,88
[3] - sabbia debolmenteghiaiosa	9,48	4,00	9,48	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,91
[4] - sabbia ghiaiosa	28,67	4,40	28,67	Terzaghi-Peck 1948-1967	2,50

PROVA ... Nr. SCPT2

TERRENI INCOERENTI

Angolo di resistenza al taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Meyerhof (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
[1] - riporto	18	0,60	18	32,14	25,14	33,04	35,85	36,45	42	30-32	31,43	32,4	44,01	33,97
[2] - ghiaia debolmente sabbiosa	6,19	3,30	6,19	28,77	21,77	29,73	30,35	32,16	0	<30	24,64	28,86	33,65	26,13
[3] - sabbia ghiaiosa	50,4	4,50	50,4	41,4	34,4	42,11	32,19	42,49	42	>38	42,5	42,12	50,63	46,75

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m³)
[1] – riporto	18	0,60	18	Meyerhof ed altri	1,95
[2] - ghiaia debolmente sabbiosa	6,19	3,30	6,19	Meyerhof ed altri	1,59
[3] - sabbia ghiaiosa	50,4	4,50	50,4	Meyerhof ed altri	2,24

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m³)
[1] - riporto	18	0,60	18	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,97
[2] - ghiaia debolmente sabbiosa	6,19	3,30	6,19	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,89
[3] - sabbia ghiaiosa	50,4	4,50	50,4	Terzaghi-Peck 1948-1967	2,50

PROVA ... Nr. SCPT3

TERRENI INCOERENTI

Angolo di resistenza al taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Meyerhof (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
[1] - riporto	14,4	0,90	14,4	31,11	24,11	32,03	34,71	35,26	40,6	30-32	29,7	31,32	41,97	31,97
[2] - sabbia e argillasabbia con argilla	10,28	3,00	10,28	29,94	22,94	30,88	31,05	33,78	37,2	<30	27,42	30,08	38,01	29,34
[3] - sabbia debolmenteghiaiosa	26,41	3,90	26,41	34,55	27,55	35,39	31,32	38,83	41,11	32-35	115	34,92	45,2	37,98
[4] - sabbia ghiaiosa	59,4	5,10	59,4	43,97	36,97	44,63	31,95	42,68	42	>38	44,8582	44,82	51,39	49,47

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m³)
[1] – riporto	14,4	0,90	14,4	Meyerhof ed altri	1,86
[2] - sabbia e argillasabbia con argilla	10,28	3,00	10,28	Meyerhof ed altri	1,74
[3] - sabbia debolmenteghiaiosa	26,41	3,90	26,41	Meyerhof ed altri	2,10
[4] - sabbia ghiaiosa	59,4	5,10	59,4	Meyerhof ed altri	2,28

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m³)
[1] - riporto	14,4	0,90	14,4	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,95
[2] - sabbia e argillasabbia con argilla	10,28	3,00	10,28	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,92
[3] - sabbia debolmenteghiaiosa	26,41	3,90	26,41	Terzaghi-Peck 1948-1967	2,50
[4] - sabbia ghiaiosa	59,4	5,10	59,4	Terzaghi-Peck 1948-1967	2,50

Livello di falda

Sulla base dei risultati delle indagini geognostiche a disposizione, la falda non è stata intercettata ma è indicata nella bibliografia ad una quota comunque inferiore ai 5m dal piano campagna.

Nei calcoli che seguono si è assunta quindi una profondità di falda di progetto, assunta a favore di sicurezza, pari a -4,50m rispetto a p.c.

Classificazione sismica del sottosuolo

Per la classificazione sismica del sottosuolo si è proceduto in sede di indagini all'effettuazione di una prova Re.Mi. per la determinazione della velocità delle onde di taglio $V_{S,30}$.

In base ai risultati della prova MASW si è ottenuto un valore di **$V_{S,30}$ = 448 m/s**, a cui corrisponde una categoria di sottosuolo **B.**

Analisi dei carichi

Copertura

Permanenti portati 0,10 kN/m^2

Neve 1,20 kN/m^2

Tamponamenti perimetrali

I tamponamenti perimetrali saranno realizzati in lamiera grecata

Tamponamenti in lamiera 0,10 kN/m^2

Calcolo azioni del vento e della neve

Localizzazione dell'intervento

Località: SEGRATE
Provincia: MILANO
Regione: LOMBARDIA

Altitudine s.l.m.: 115,0 m

Calcolo delle azioni della neve e del vento

Normativa di riferimento:
D.M. 17 gennaio 2018 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI
Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4

Neve:

Zona Neve = I Mediterranea

C_e (coeff. di esposizione al vento) = 1.00

Valore caratteristico del carico al suolo (q_{sk} C_e) = 150 daN/mq

Copertura a falde
Angolo di inclinazione della falda = 12°
μ_1 = 0,80 => q_s = 1,20 kN/mq

Vento:

Zona vento = 1
(Vb.o = 25 m/s; Ao = 1000 m; Ks = 0,4)

Velocità di riferimento: Vb = Vb.o = 25 m/s
Periodo di ritorno: Tr = 50 anni (Cr =1)
Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto, Vr = Vb Cr = 25,00 m/s

Pressione cinetica di riferimento (qb) = 391 N/mq

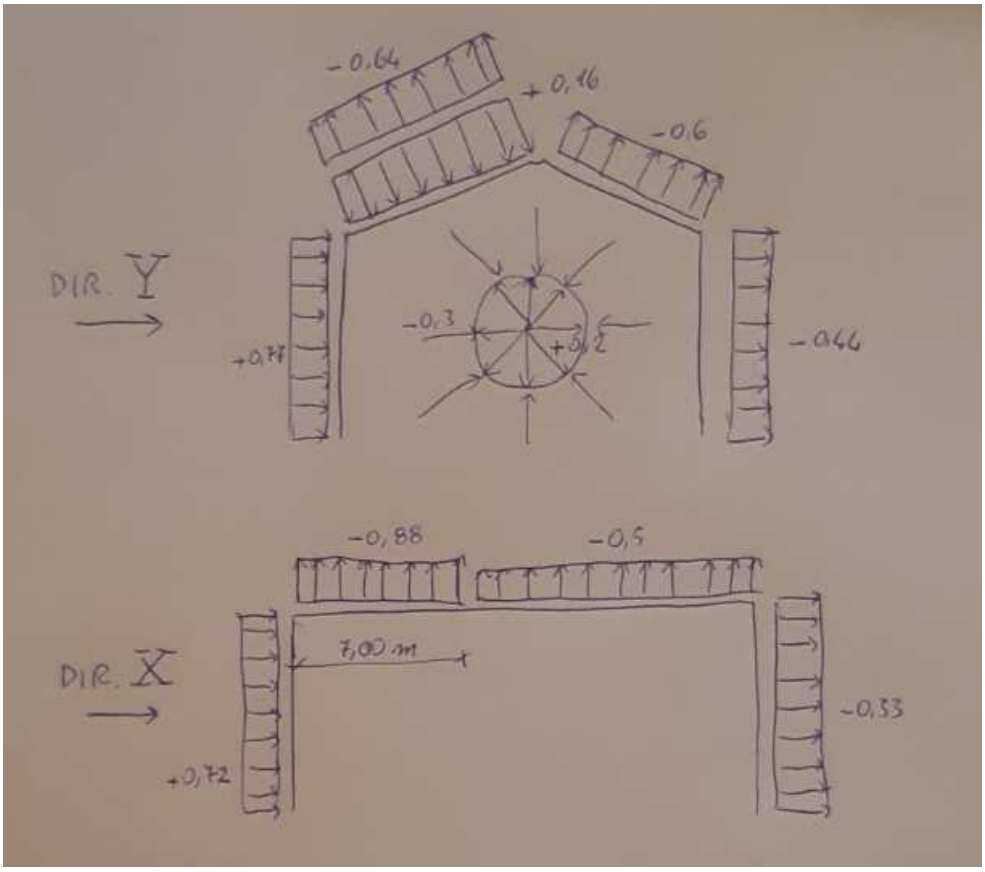
Classe di rugosità del terreno: C

Categoria esposizione: tipo III
(Kr = 0,20; Zo = 0,10 m; Zmin = 5 m)

Coefficiente dinamico (Cd) = 1,00
Coefficiente di esposizione (Ce) = 2,2
Coefficiente di esposizione topografica (Ct) = 1,00
Altezza dell'edificio = 10,95 m (si è considerata la condizione più gravosa che prevede un possibile futuro innalzamento del livello della copertura)

Pressione del vento (p = qb Ce Cp Cd) = Cp x 0,86 kN/mq

Si riporta nel seguito il riepilogo dei coefficienti di pressione cpe e cpi calcolati per le varie superfici esposte della struttura per le due direzioni principali di applicazione del vento.



Il carico del vento è stato applicato come un sistema di forze uniformemente distribuite lungo gli elementi di copertura e gli elementi verticali, proporzionali all'area di influenza ad essi competente.

Temperatura

Gli effetti della temperatura vengono valutati sulla base di quanto previsto da NTC2018 considerando un delta termico costante sui vari elementi pari a:

$$\Delta T = \pm 15°$$

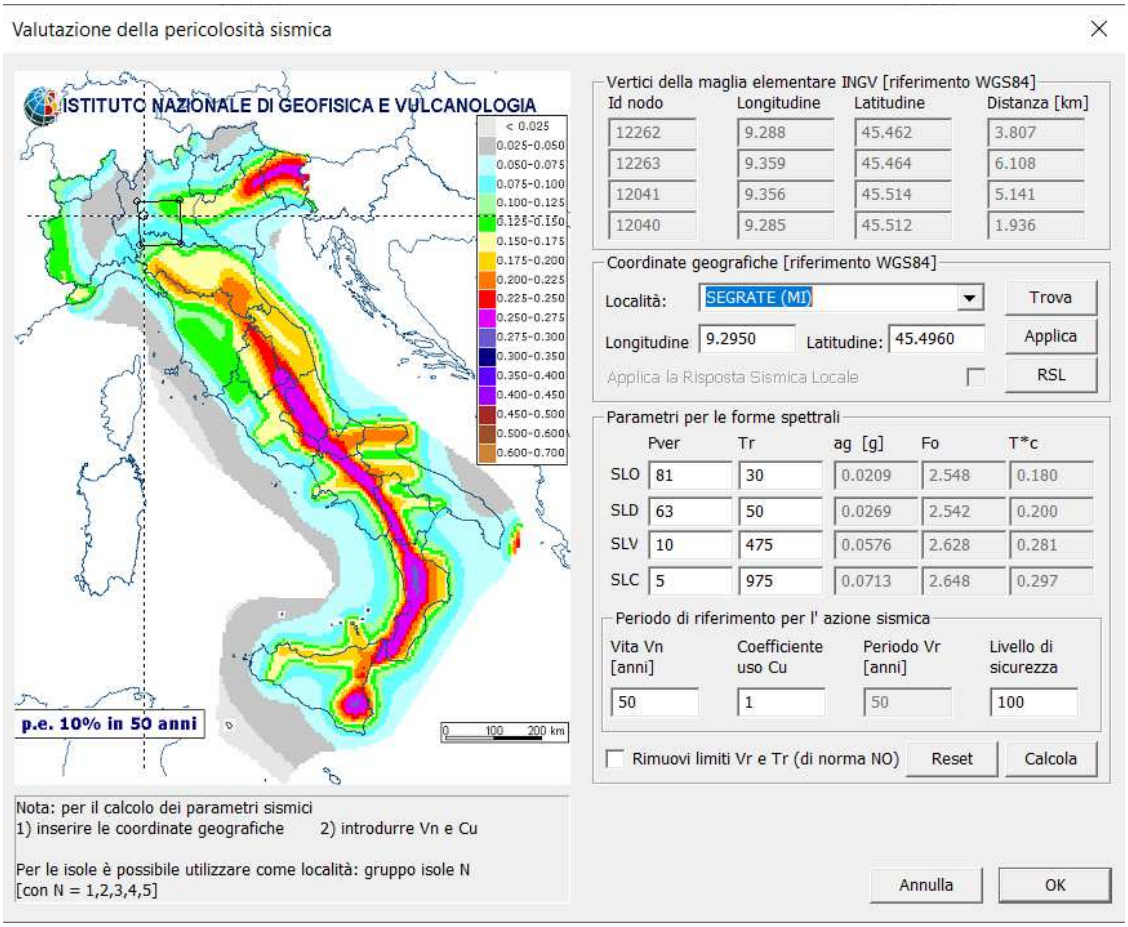
Tab. 3.5.II – *Valori di* ΔT_u *per gli edifici*

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	± 15 °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	± 10 °C
Strutture in acciaio esposte	± 25 °C
Strutture in acciaio protette	± 15 °C

Valutazione dell'azione sismica

L'intervento è ubicato nel comune di **Segrate** (MI) e risulta classificato in zona 3 ai sensi della nuova zonizzazione sismica della Regione Lombardia prevista dalla D.G.R. 11 luglio 2014, n. 2129, con **AgMax**. pari a **0,057205,** valore di poco superiore alla soglia minima di zona 3 (pari a 0,05).

Di seguito si riportano i parametri utilizzati per la determinazione dell'azione sismica:



Metodo di analisi impiegato

Di seguito si riportano i dati inerenti il tipo di analisi condotta:

Vita nominale (V_N):	50 anni
Coefficiente d'uso (C_U):	1
Periodo di riferimento (V_R):	50 anni
Metodo di calcolo:	Stati limite NTC 18
Tipo di analisi:	Analisi dinamica modale
Fattore di struttura:	1,00 (struttura non dissipativa)
Categoria suolo:	B
Categoria topografica:	T1

Azioni e loro combinazione

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali sono stati condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite, secondo le indicazioni del D.M. 17 gennaio 2018.
Le azioni elementari agenti sulla struttura sono state quindi cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come prescritto dalle norme vigenti.

STATO LIMITE ULTIMO

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

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

dove:

G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);

G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta pretensione e precompressione;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;

$\gamma_G, \gamma_P, \gamma_{Q1}$ coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del DM 17 gennaio 2018;

ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{1k} nella formula precedente).

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

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

dove:

E azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;

G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P_K rappresenta pretensione e precompressione;

ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i;

Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i;

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

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{Ki})$$

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Sono previste le seguenti combinazioni di azioni:

combinazione caratteristica

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

combinazione frequente

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

combinazione quasi permanente

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

dove:

G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta pretensione e precompressione;

Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i;

$\psi_{Oi}, \psi_{1i}, \psi_{2i}$ coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i;

Ai coefficienti $\psi_{Oi}, \psi_{1i}, \psi_{2i}$ sono attribuiti i seguenti valori:

Tab. 2.5.I – *Valori dei coefficienti di combinazione*

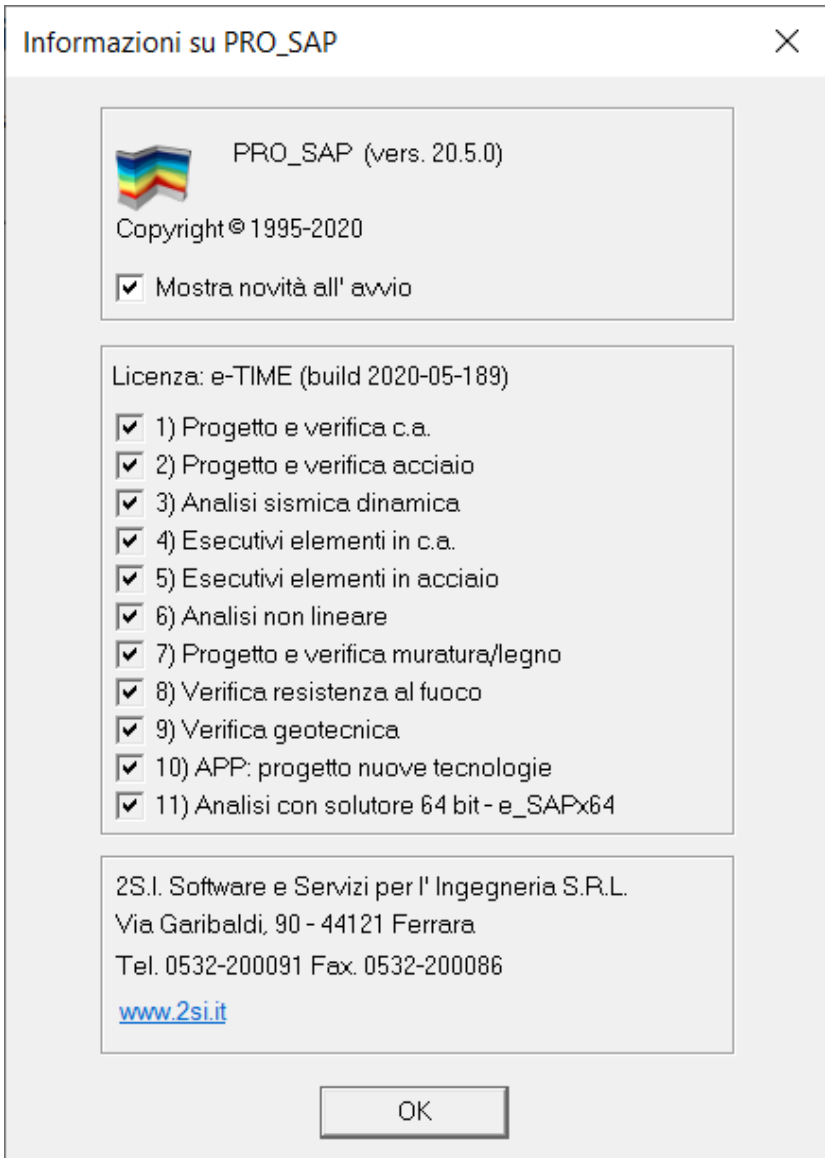
Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale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

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

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base (Q_{1k} nella formula (1)), con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento sono state effettuate le verifiche allo SLE.

Codice di calcolo impiegato

Il software utilizzato è ProSap rilasciato dalla 2S.I. e di seguito si riportano le caratteristiche della versione:



Carichi inseriti nel modello

Si riportano nel seguito alcune immagini estratte dal modello FEM riguardanti l'applicazione dei carichi allo stesso.

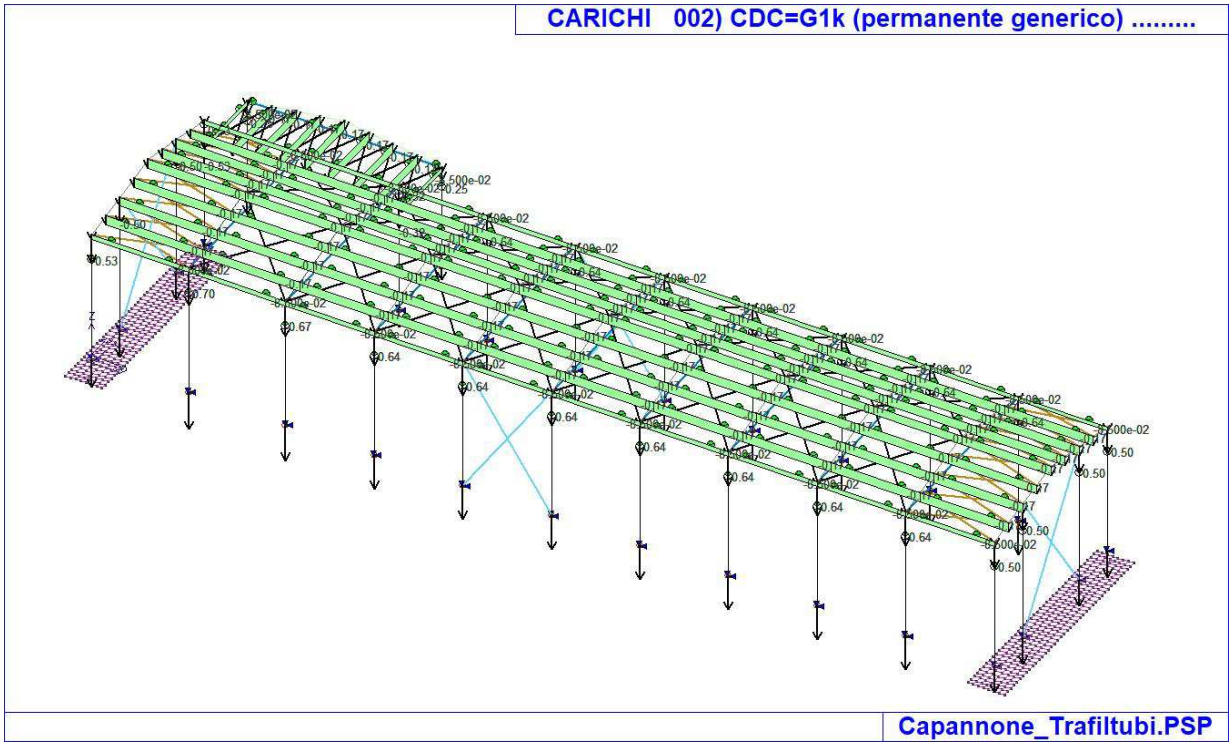


Figura 3: Attribuzione dei carichi permanenti portati

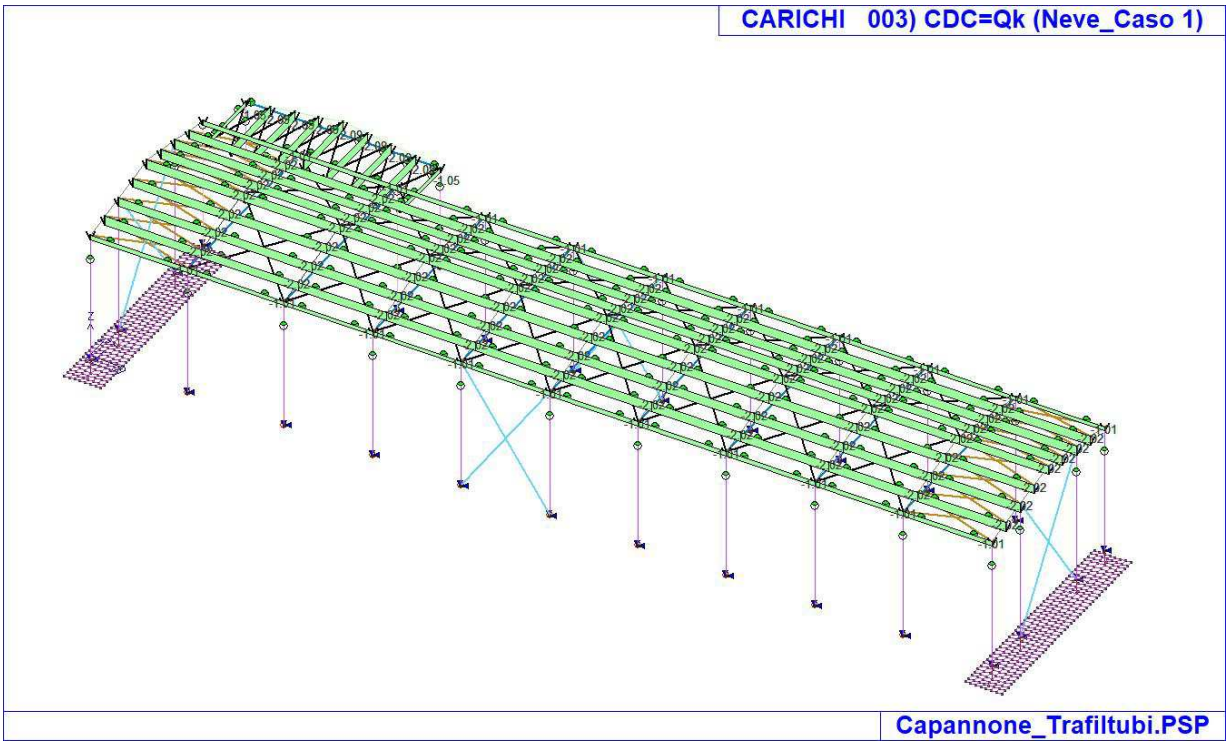


Figura 4: Attribuzione del carico da neve – Caso 1

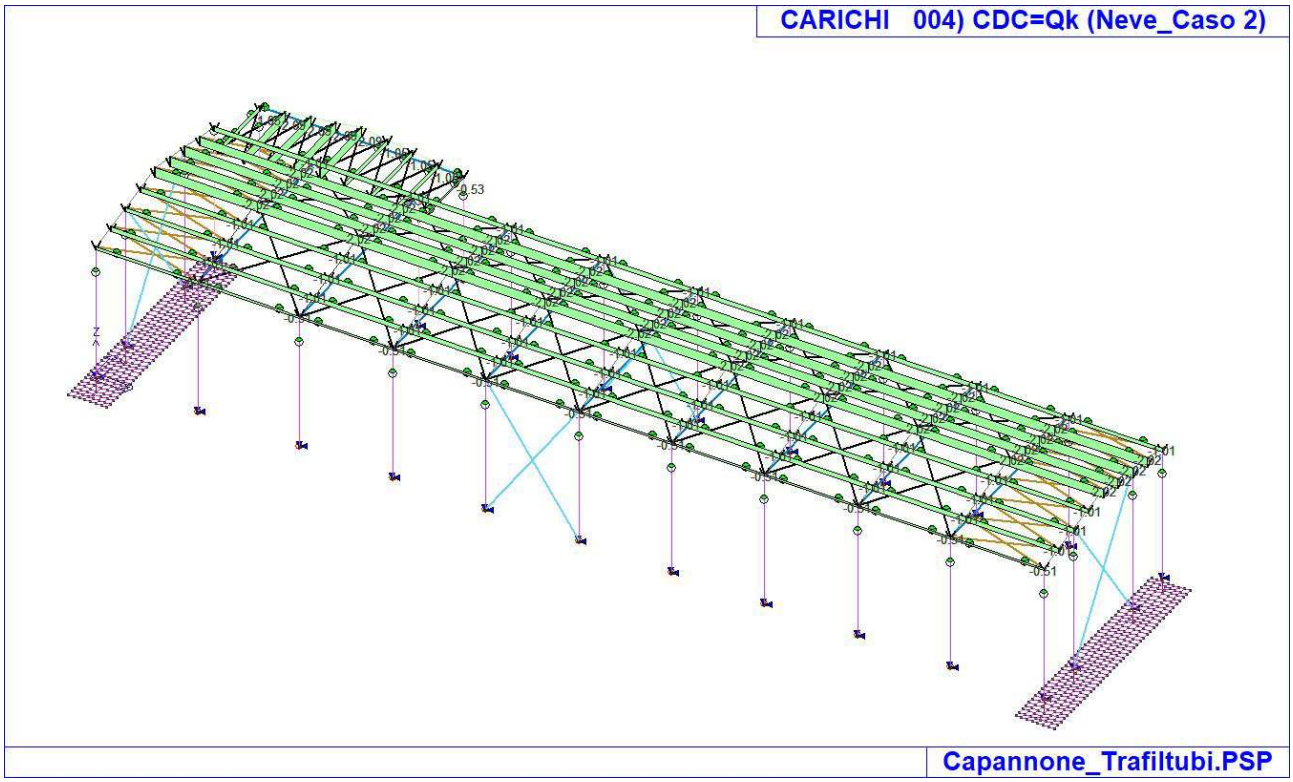


Figura 5: Attribuzione del carico da neve – Caso 2

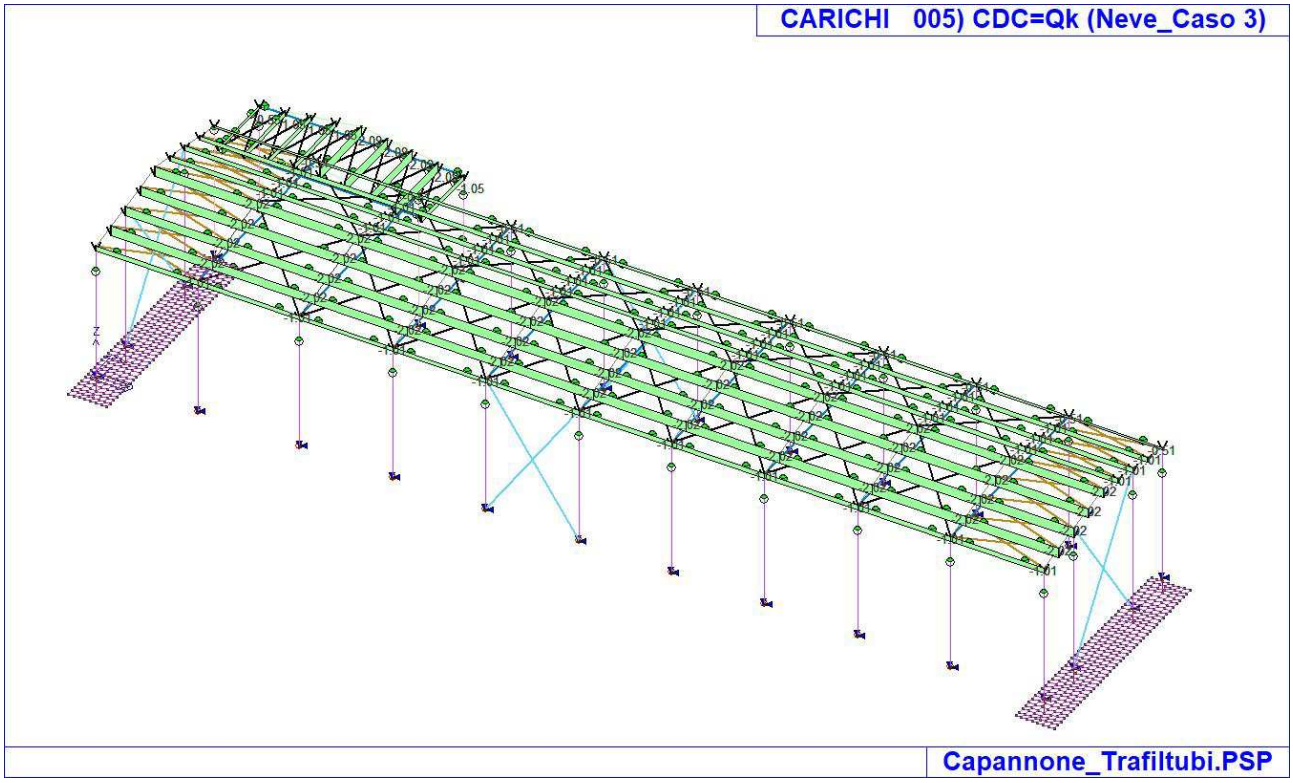


Figura 6: Attribuzione del carico da neve – Caso 3

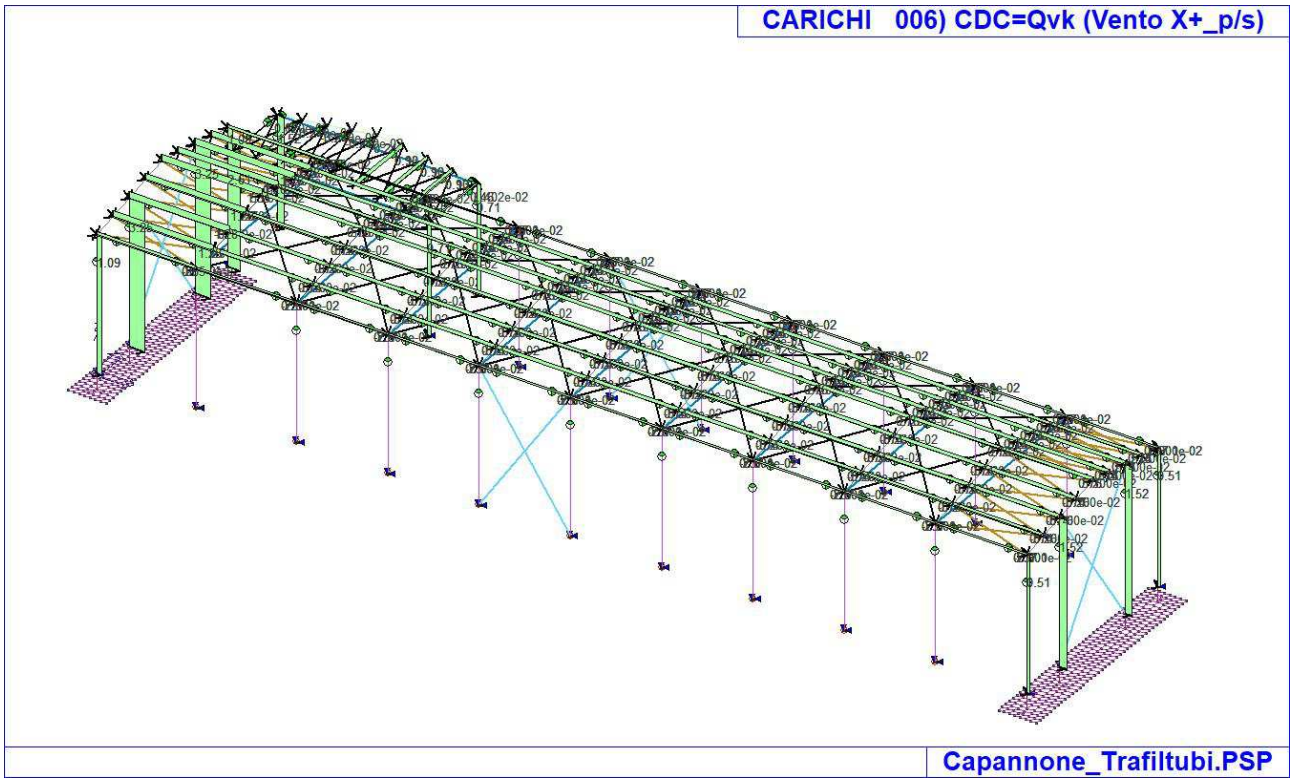


Figura 7: Attribuzione del carico Vento dir. +X_falde sopravento in pressione/falde sottovento in suzione

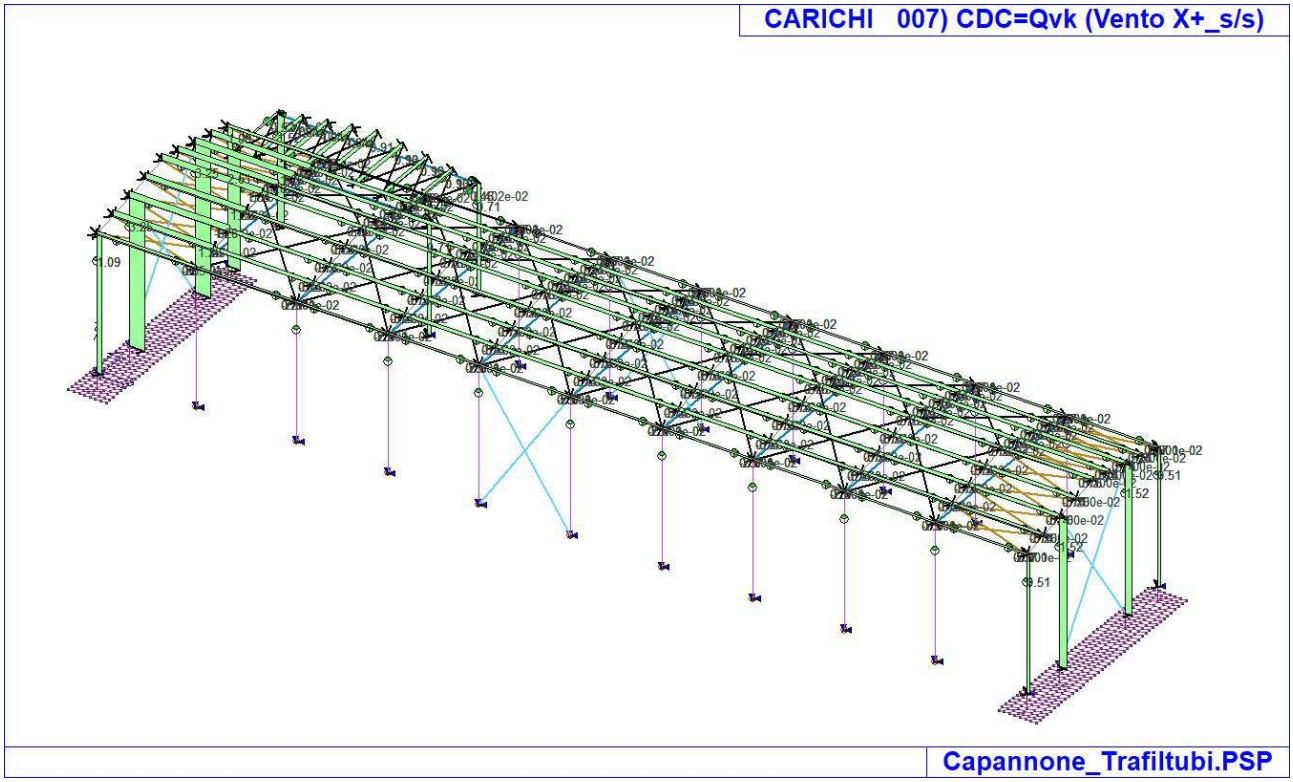


Figura 8: Attribuzione del carico Vento dir. +X_falde sopravento in suzione/falde sottovento in suzione

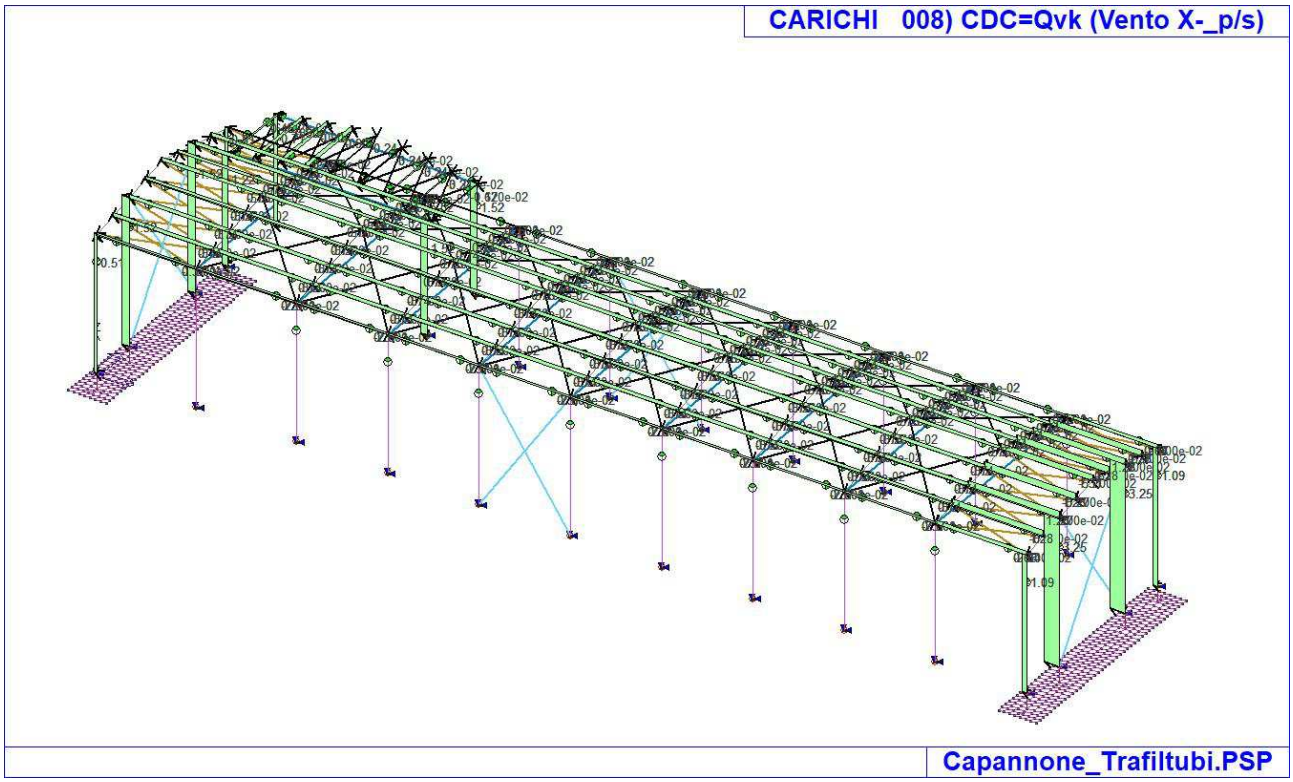


Figura 9: Attribuzione del carico Vento dir. -X_falde sopravento in pressione/falde sottovento in suzione

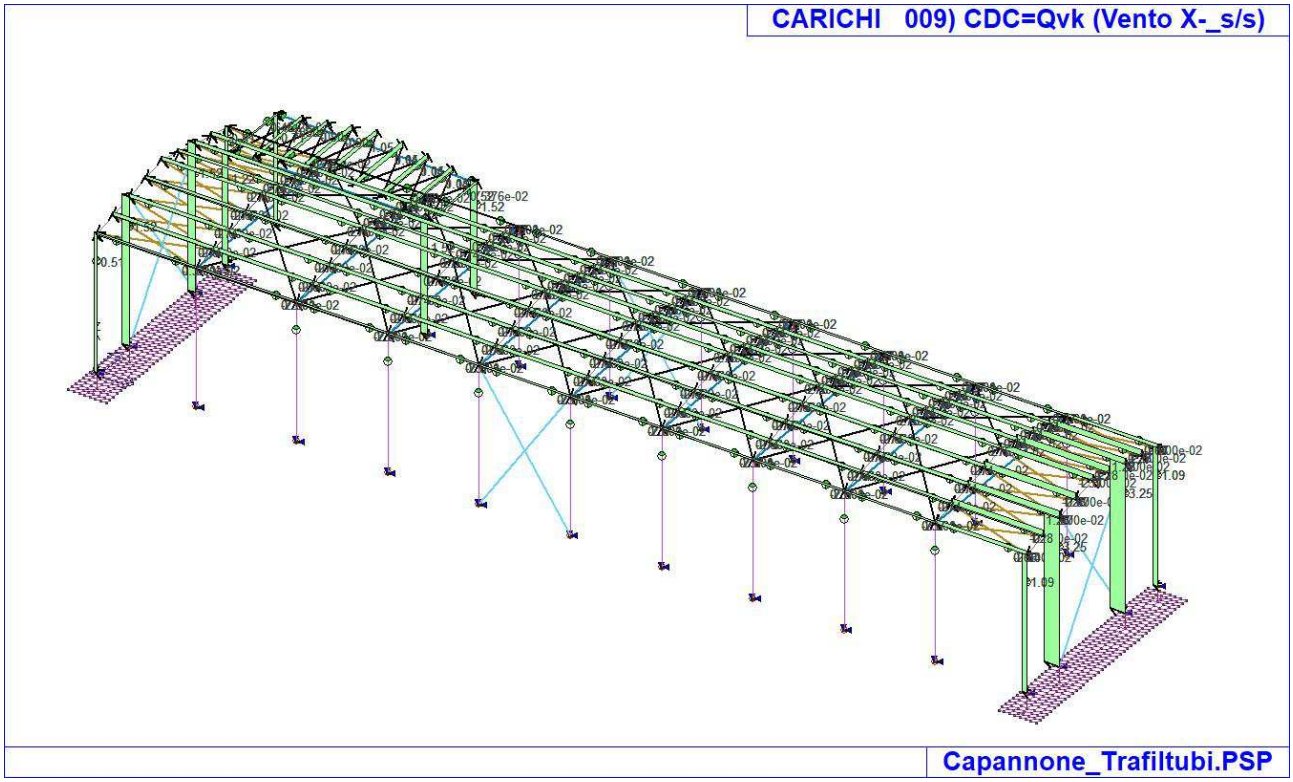


Figura 10: Attribuzione del carico Vento dir. -X_falde sopravento in suzione/falde sottovento in suzione

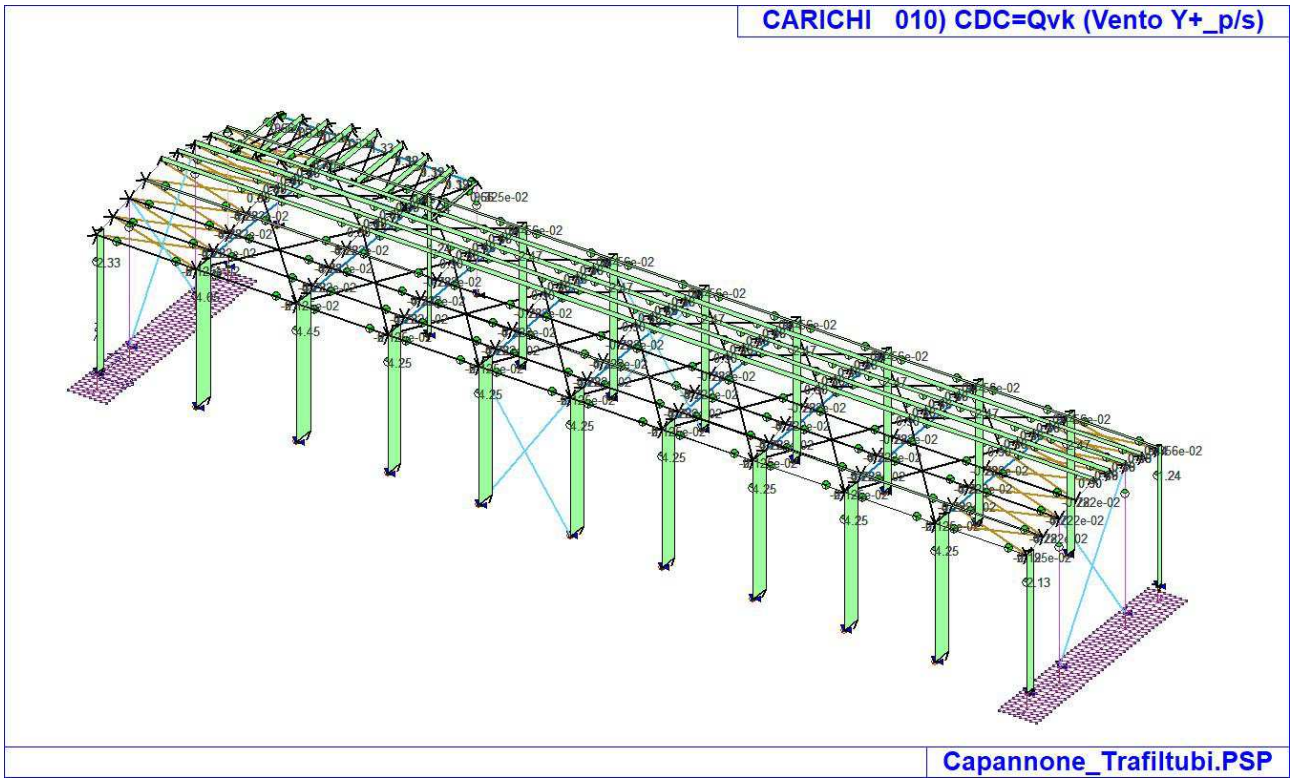


Figura 11: Attribuzione del carico Vento dir. +Y_falde sopravento in pressione/falde sottovento in suzione

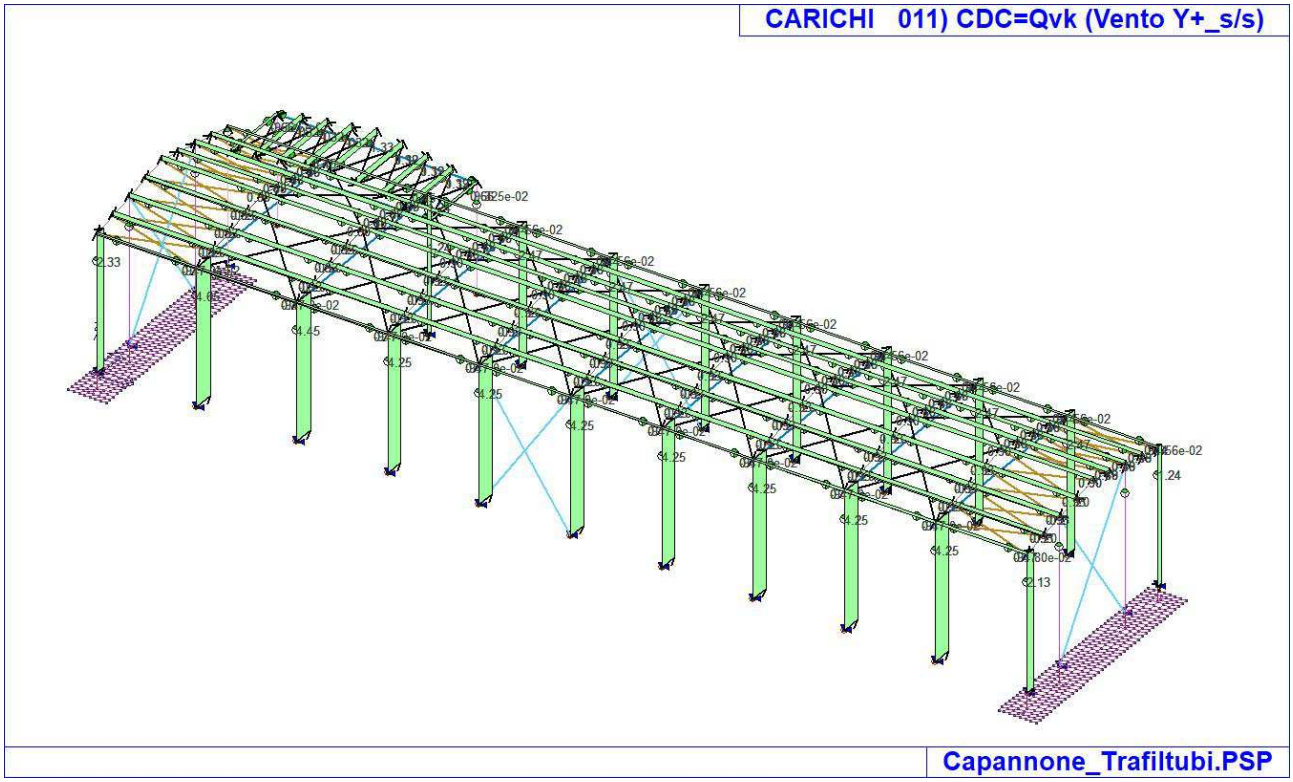


Figura 12: Attribuzione del carico Vento dir. +Y_falde sopravento in suzione/falde sottovento in suzione

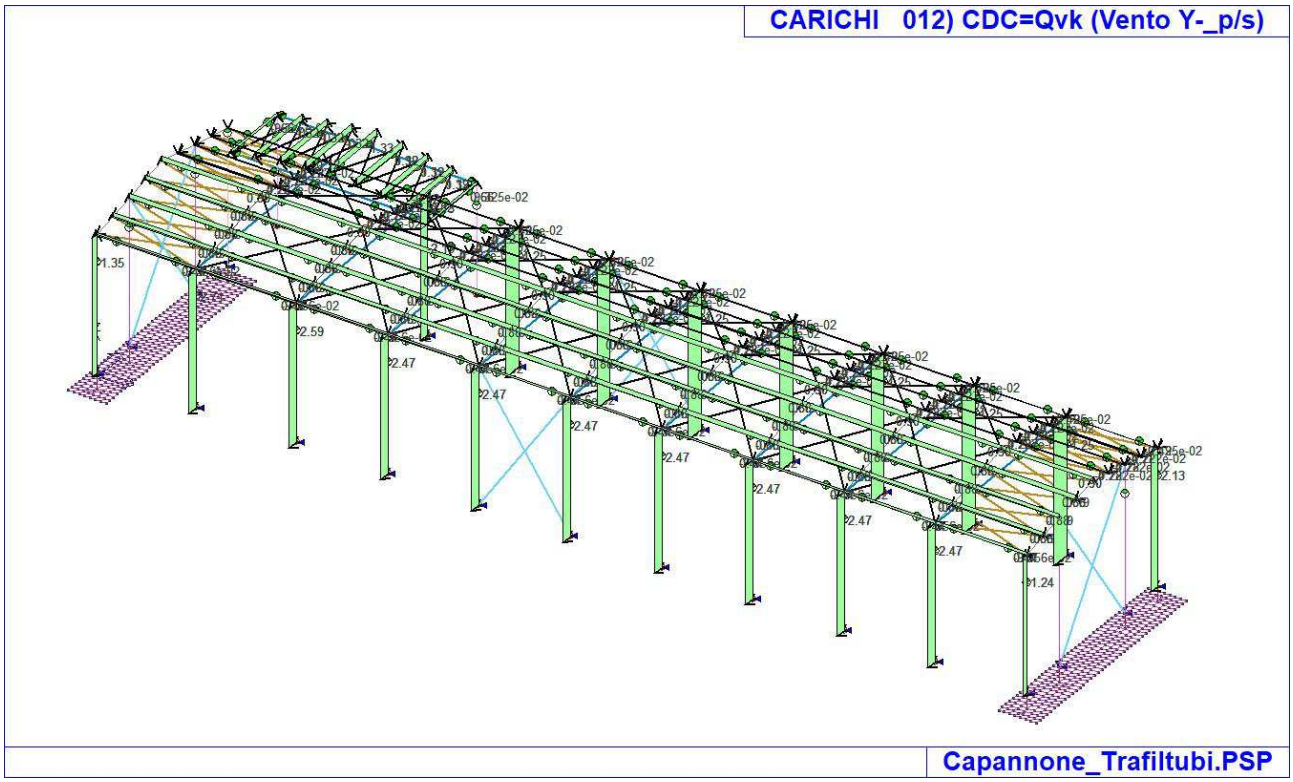


Figura 13: Attribuzione del carico Vento dir. -Y_falde sopravento in pressione/falde sottovento in suzione

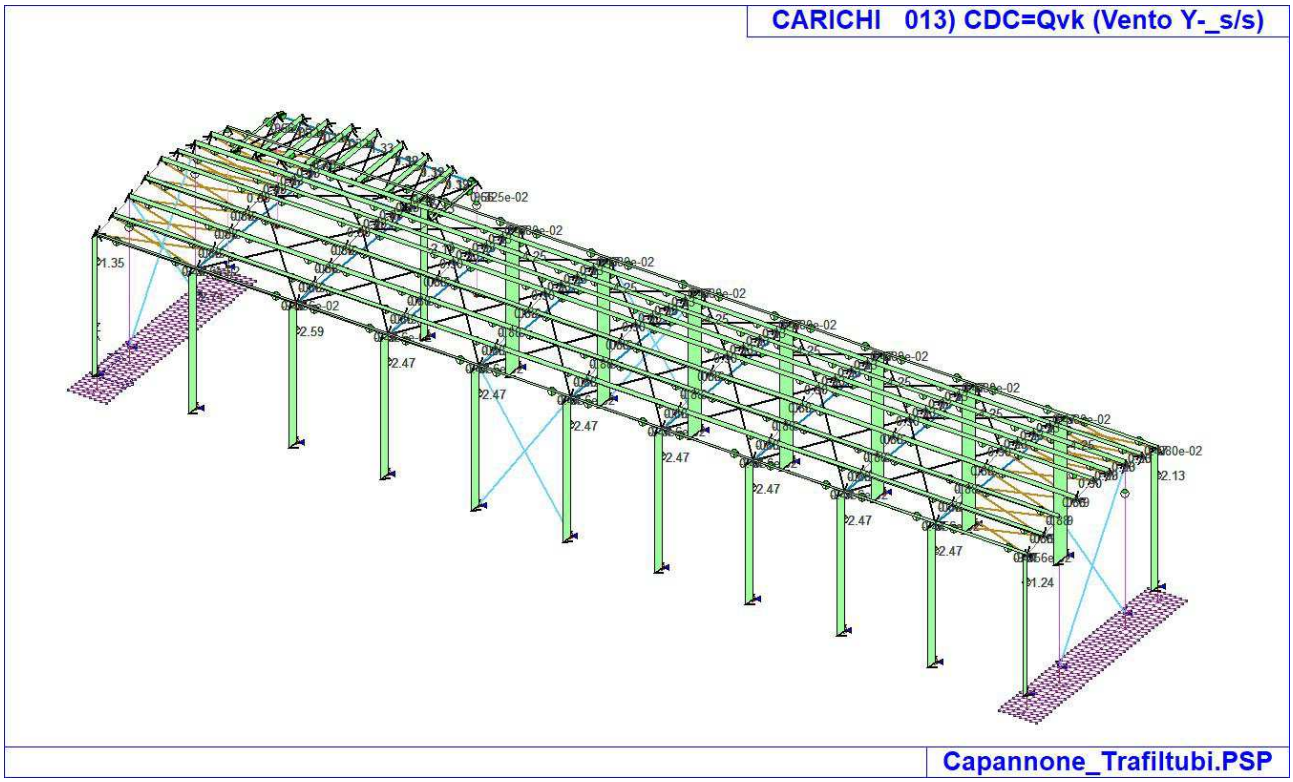


Figura 14: Attribuzione del carico Vento dir. -Y_falde sopravento in suzione/falde sottovento in suzione

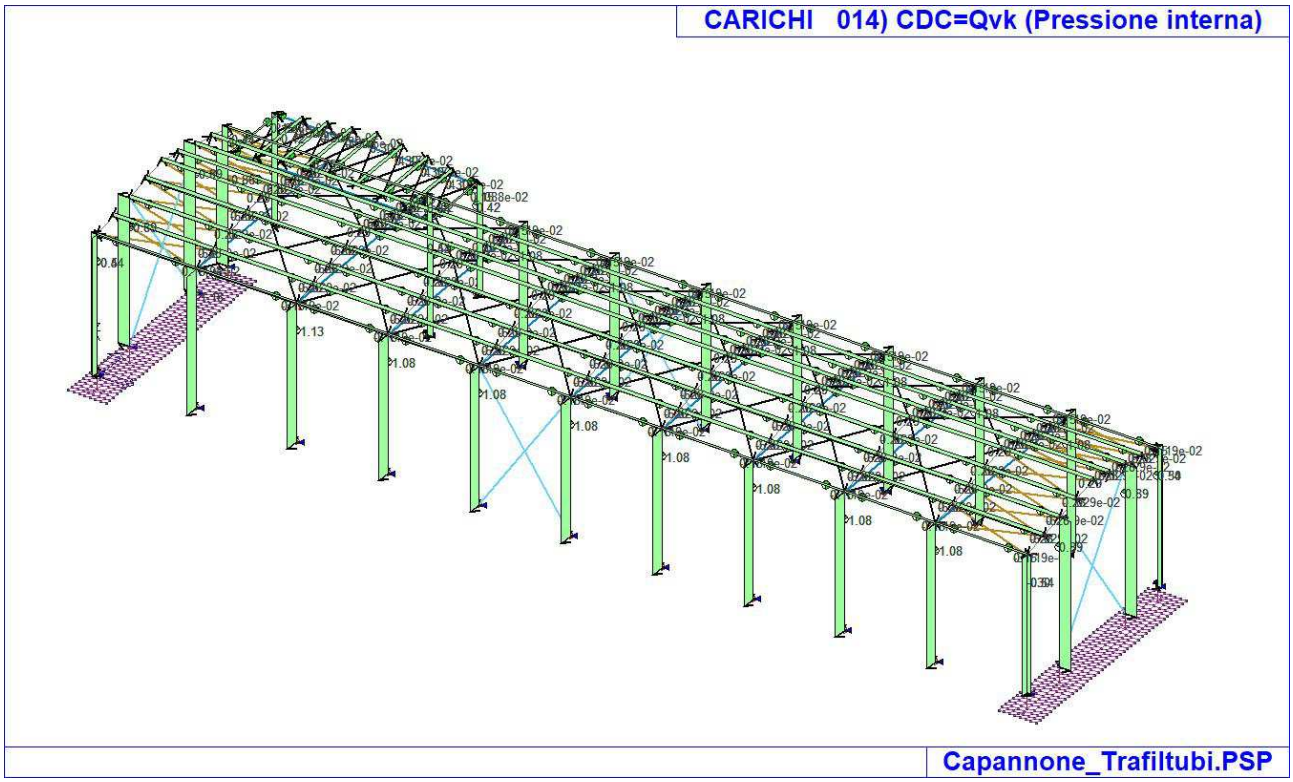


Figura 15: Attribuzione del carico Vento – pressione interna

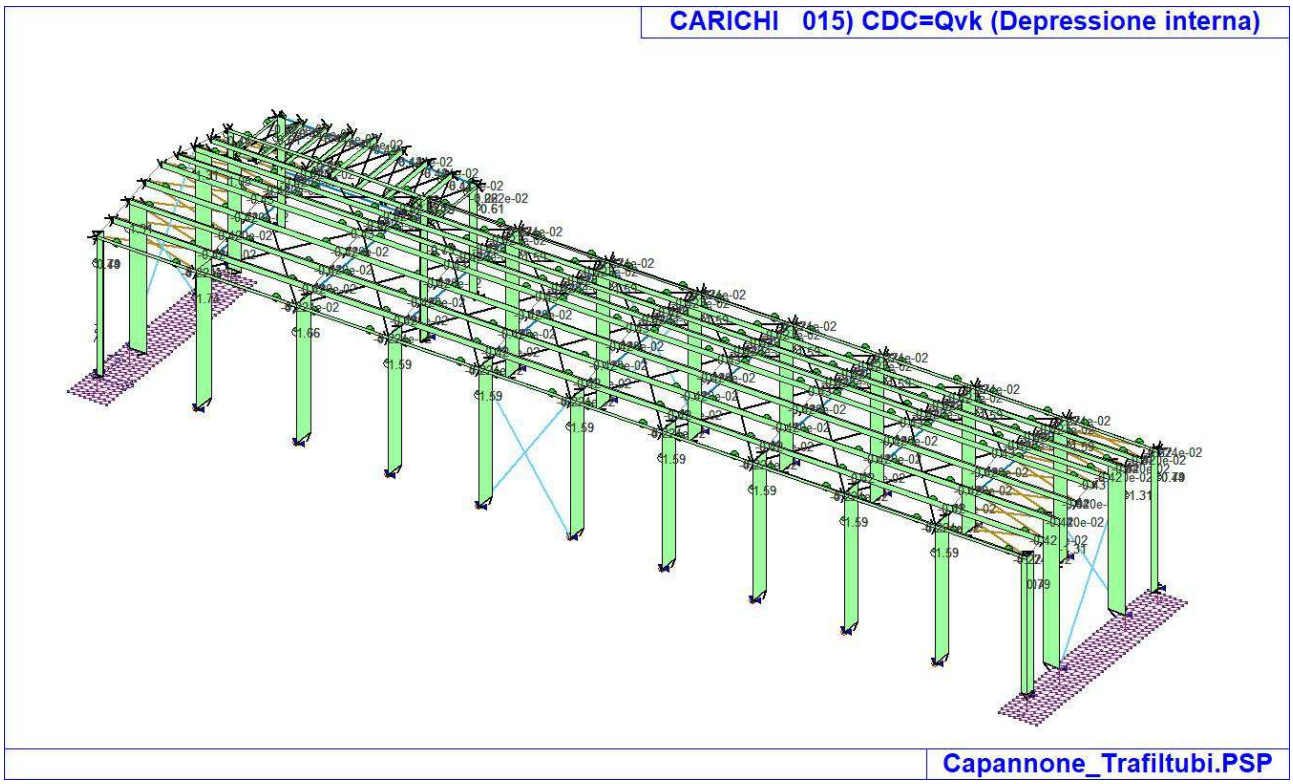


Figura 16: Attribuzione del carico Vento – depressione interna

Risultati dell'analisi

Nel seguito vengono presentati i risultati dell'analisi maggiormente significativi:

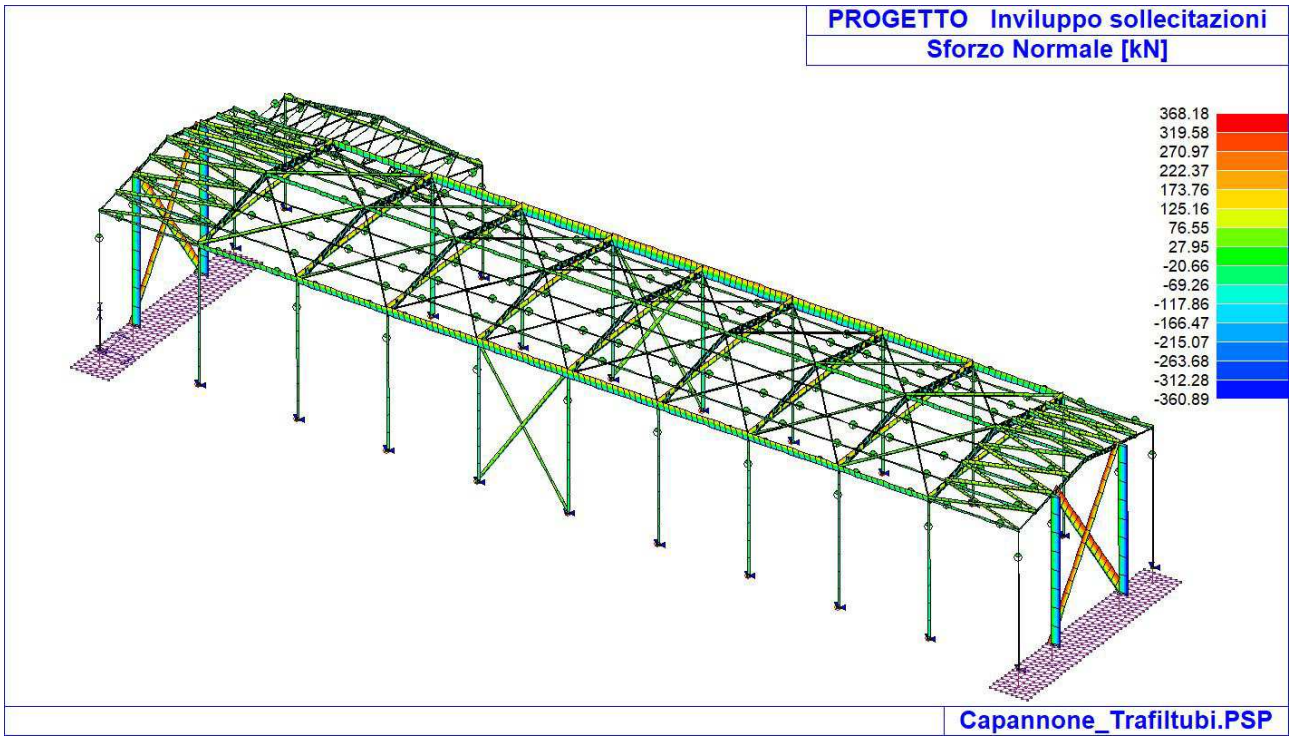


Figura 17: Inviluppo delle sollecitazioni assiali [kN]

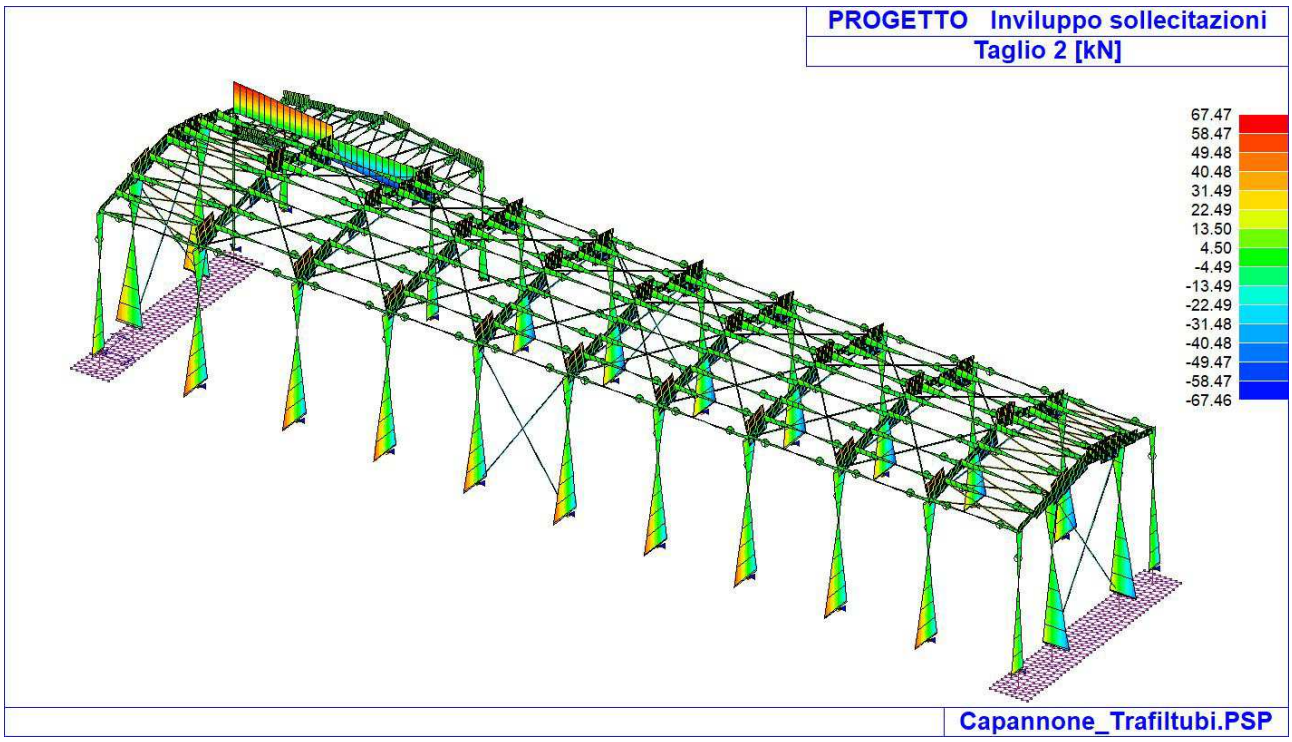


Figura 18: Inviluppo delle sollecitazioni taglianti T2 [kN]

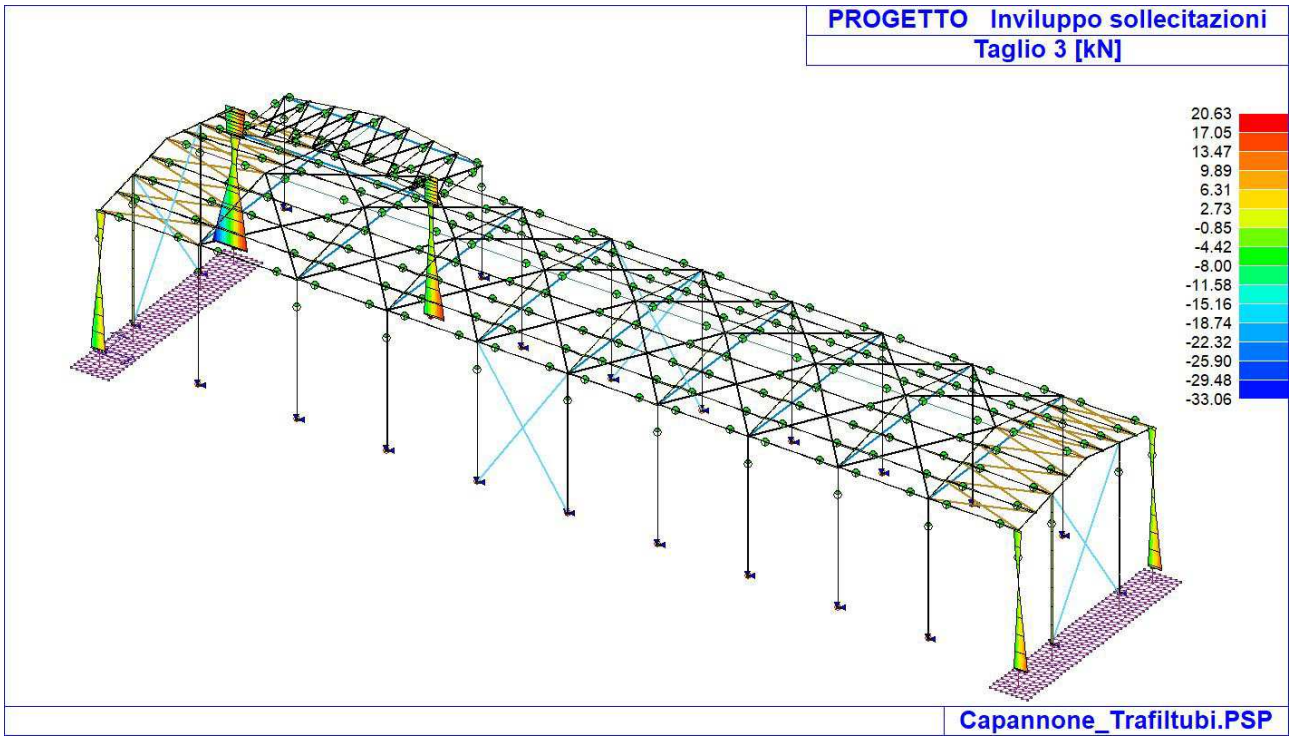


Figura 19: Inviluppo delle sollecitazioni taglianti T3 [kN]

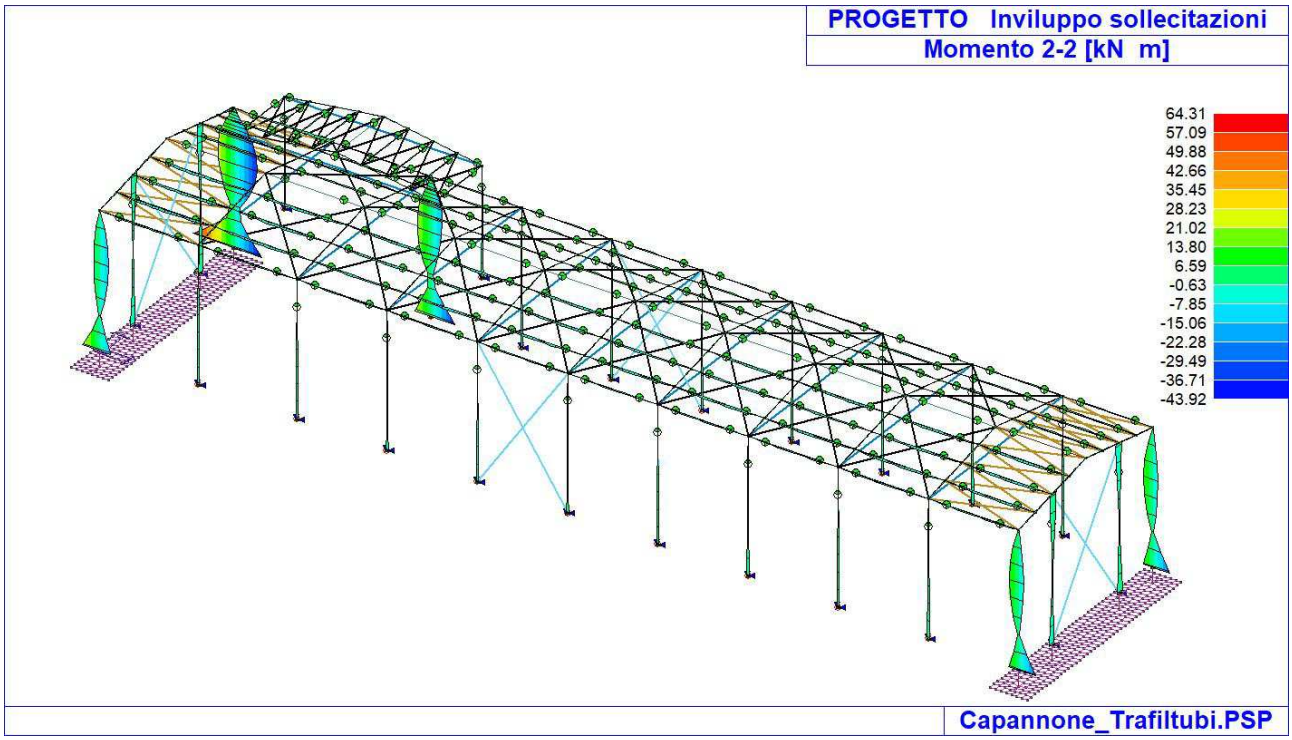


Figura 20: Inviluppo delle sollecitazioni flessionali M2-2 [kN m]

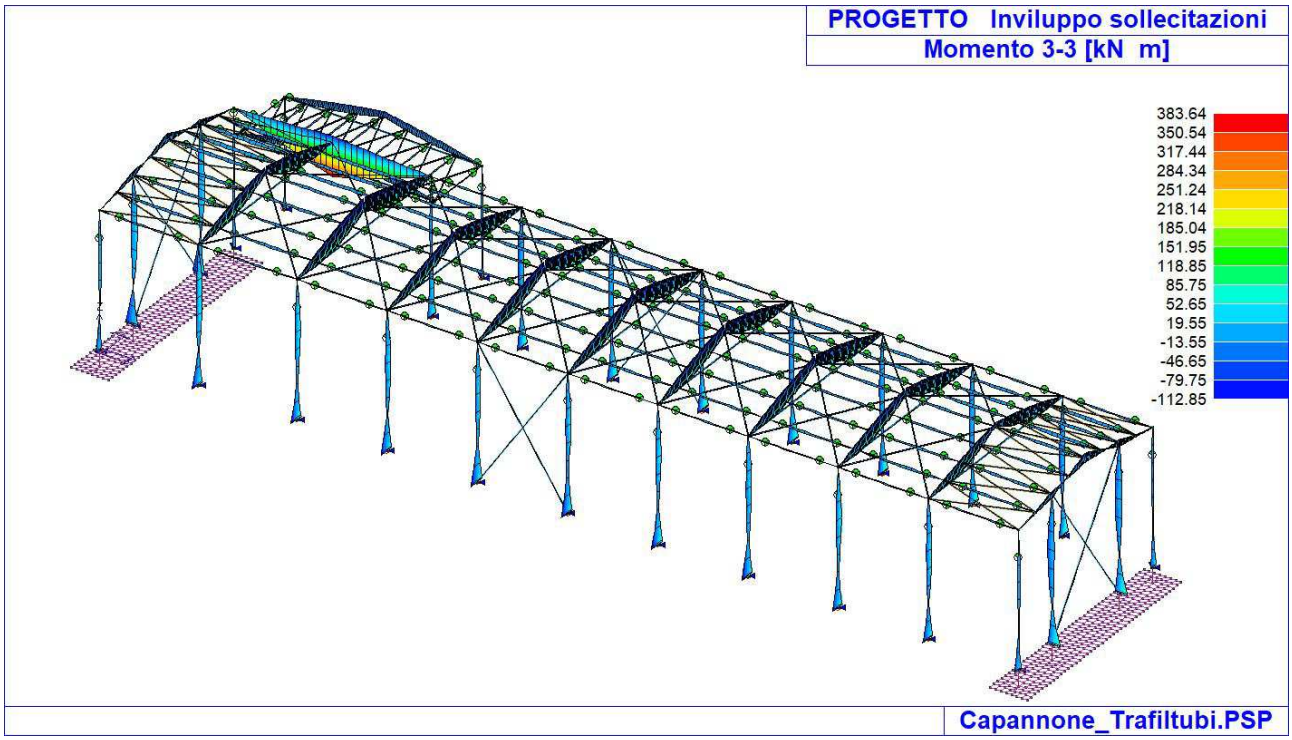


Figura 21: Inviluppo delle sollecitazioni flessionali M3-3 [kN m]

Si riportano di seguito i principali risultati dell'analisi dinamica della struttura, nella fattispecie i risultati numerici relativi a periodi e masse partecipanti della struttura e le deformate modali relative ai modi principali di vibrare della stessa.

Modo	Frequen...	Periodo	X M effic...	%	Y M effic...	%	Z M effic...	%
1	2.17	0.46	13895.14	24	285.94	0	0.09	0
2	2.64	0.38	666.86	1	48264.95	86	0.87	0
3	2.86	0.35	40750.02	73	335.10	0	0.04	0
4	4.52	0.22	0.93	0	88.96	0	397.85	0
5	4.74	0.21	2.21	0	0.14	0	17803.86	31
6	4.84	0.21	0.00	0	12.31	0	877.21	1
7	4.93	0.20	18.02	0	0.62	0	4140.21	7
8	4.99	0.20	1.12	0	12.38	0	15.12	0
9	5.39	0.19	0.00	0	0.23	0	458.54	0
10	6.09	0.16	19.39	0	0.87	0	64.96	0
11	6.87	0.15	1.83	0	67.38	0	113.94	0
12	7.37	0.14	2.38	0	4225.10	7	4.64	0
13	7.65	0.13	14.50	0	758.12	1	0.03	0

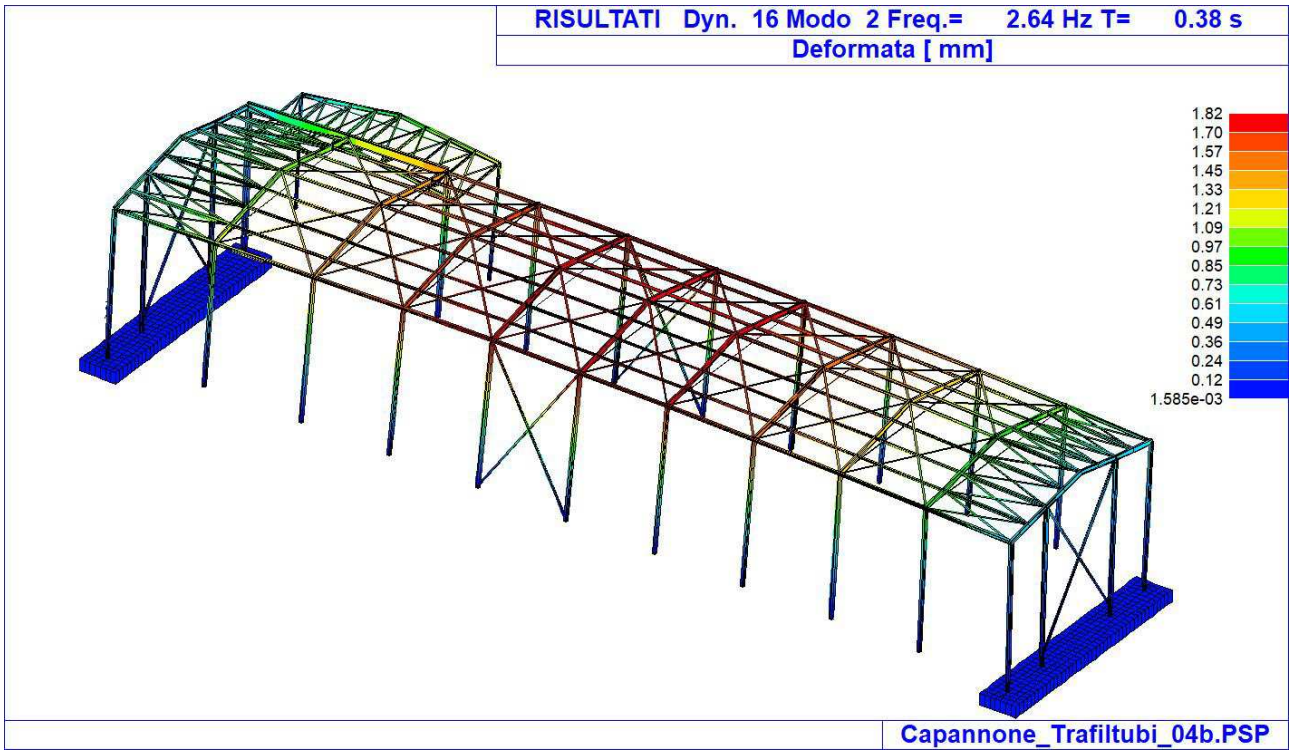


Figura 22: Rappresentazione della prima deformata modale – Traslatoria dir. Y

Figura 23: Rappresentazione della seconda deformata modale – Traslatoria dir. X

Verifica degli elementi

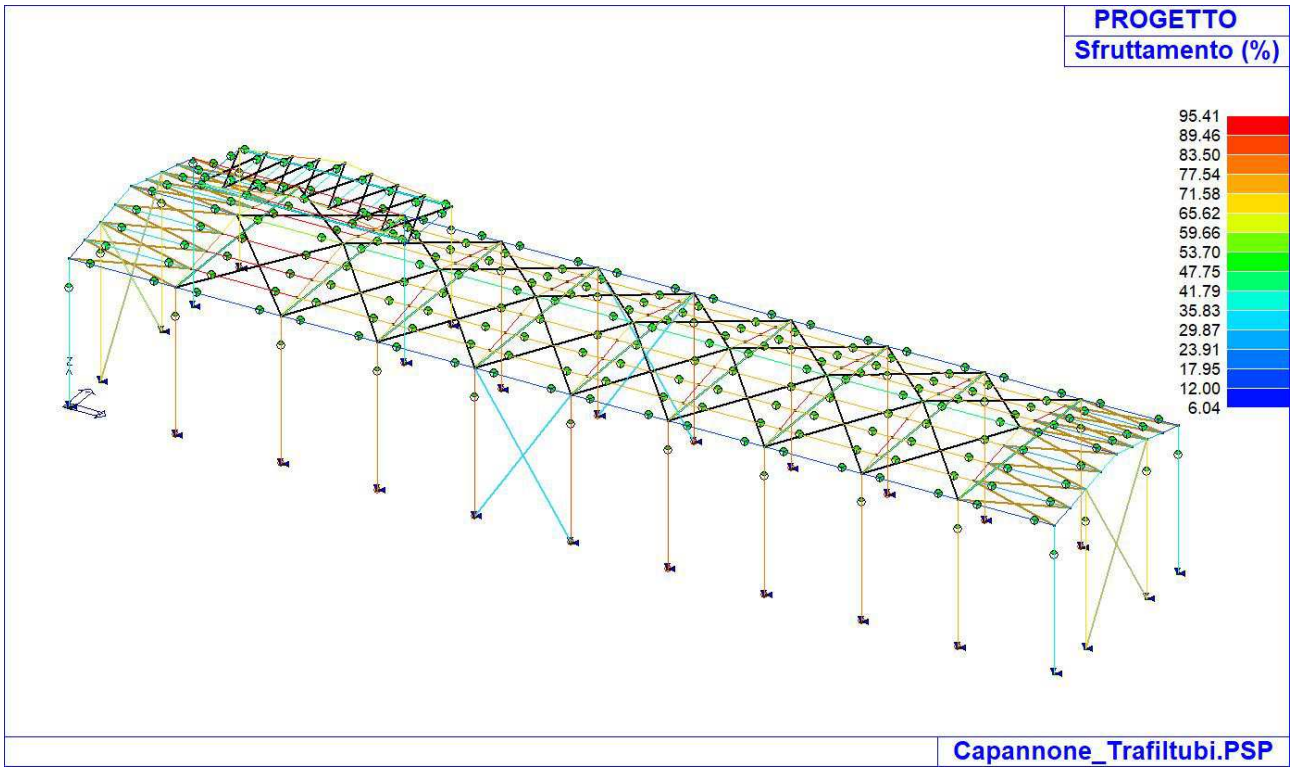


Figura 24: Tasso di sfruttamento degli elementi.

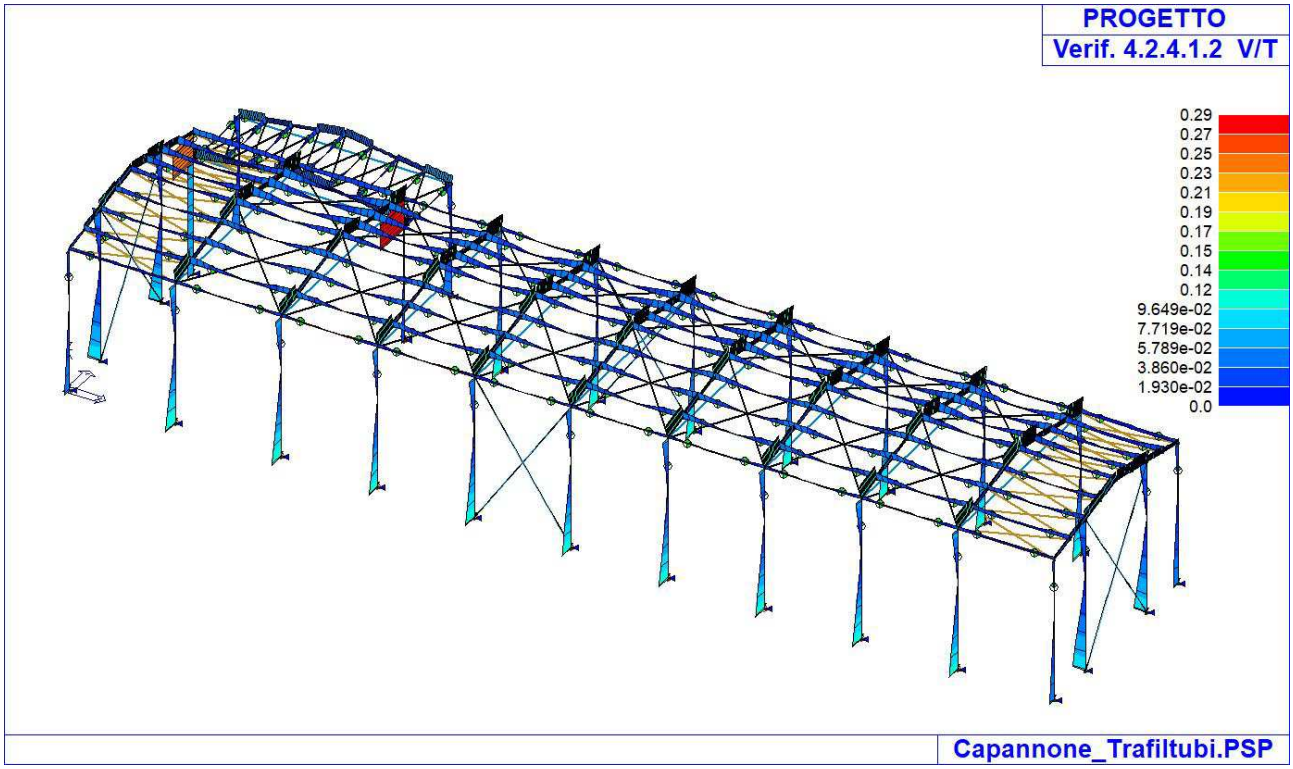


Figura 25: Esito della verifica a taglio/torsione (la verifica è da considerarsi soddisfatta se <1).

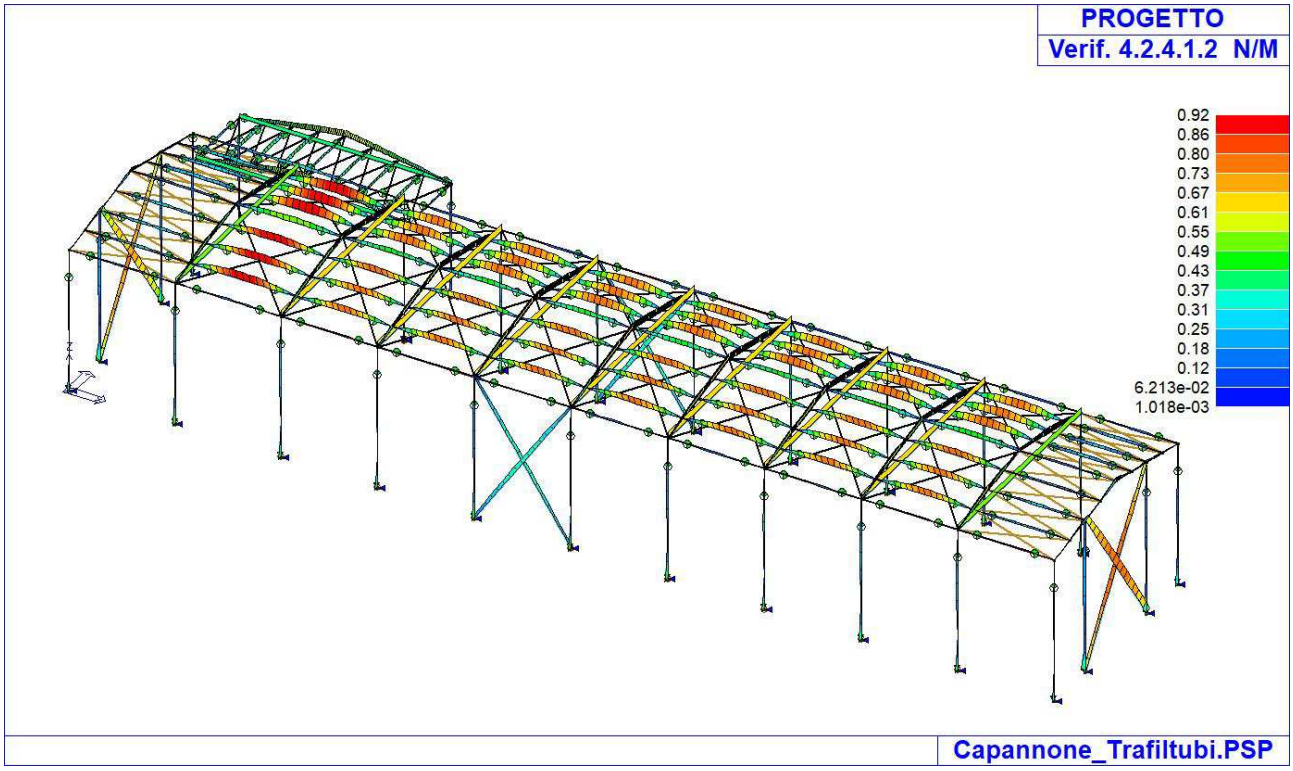


Figura 26: Esito della verifica a flessione e forza assiale (la verifica è da considerarsi soddisfatta se <1).

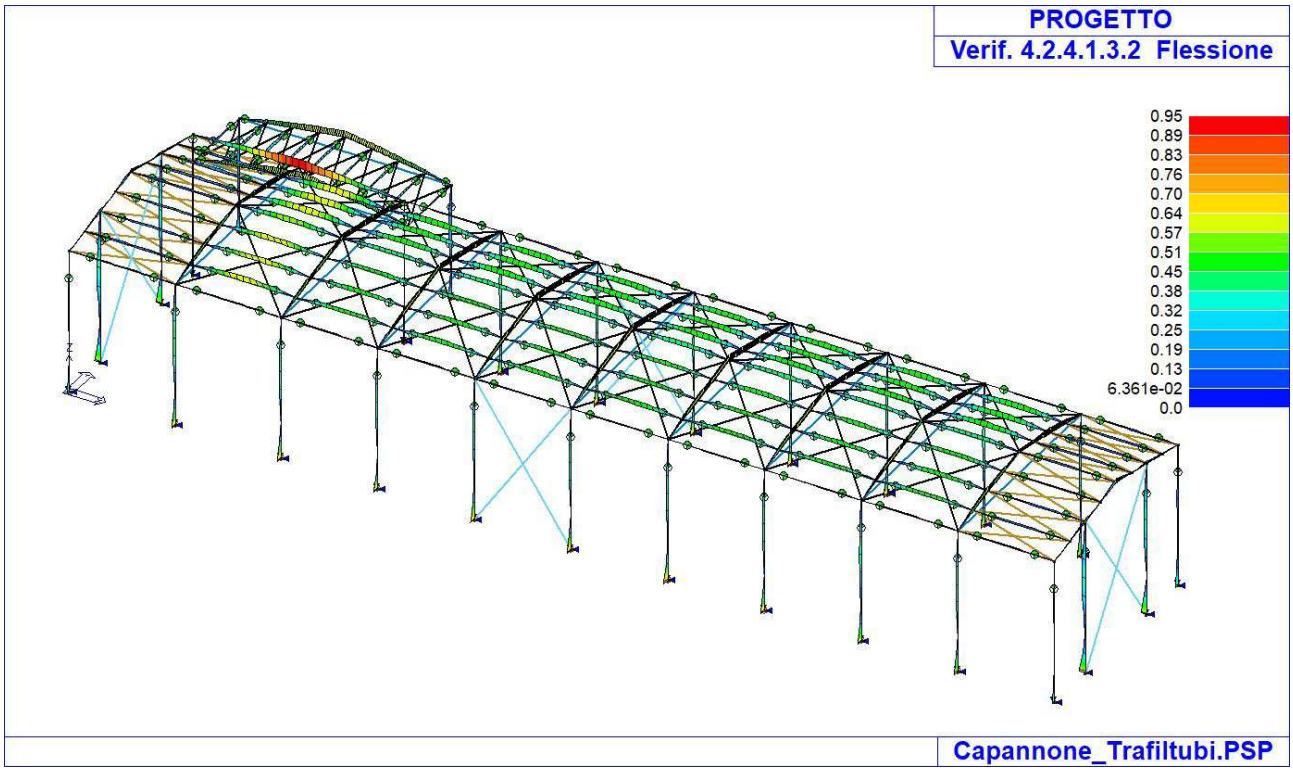


Figura 27: Esito della verifica di stabilità secondo la formula 4.2.49 (la verifica è da considerarsi soddisfatta se <1).

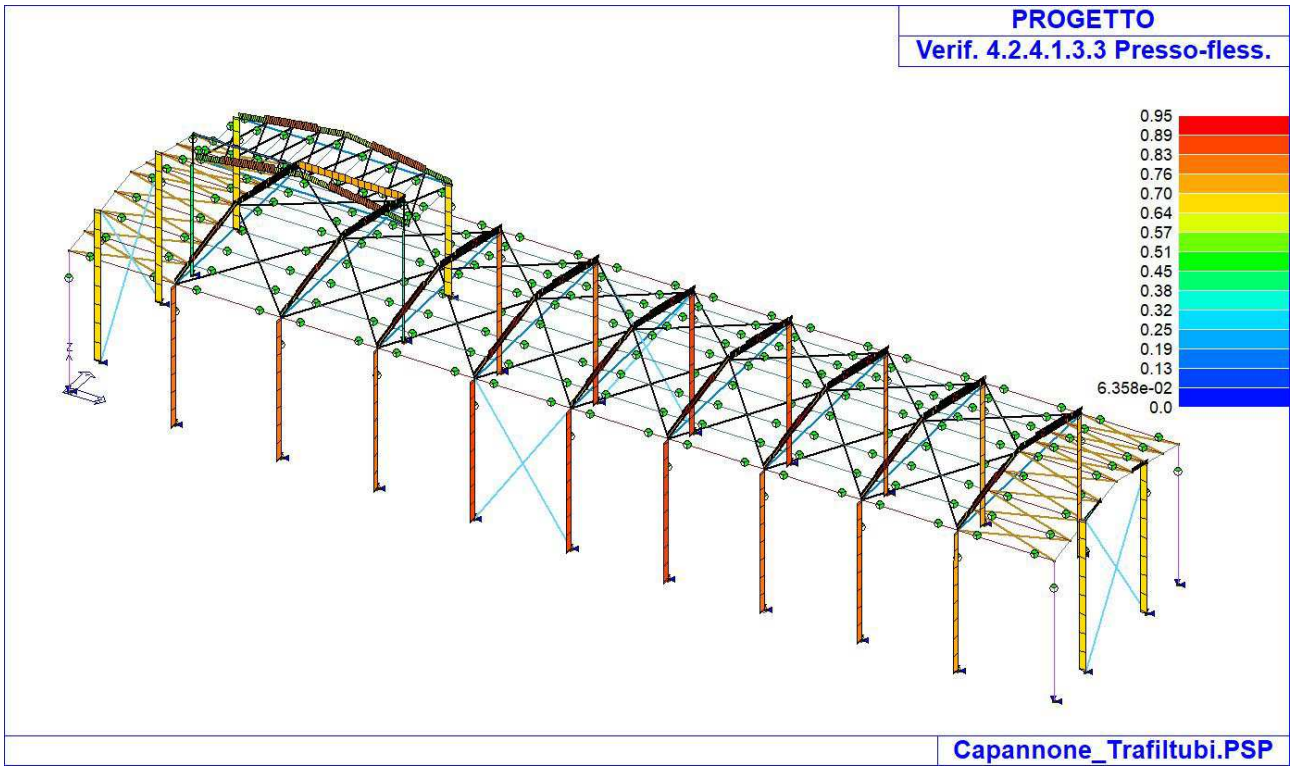


Figura 28: Esito della verifica di stabilità secondo il metodo A della Circolare, formula C4.2.32 (la verifica è da considerarsi soddisfatta se <1).

Verifiche fondazioni superficiali

Le fondazioni vengono verificate secondo l'Approccio 2 così come definito da NTC2018, con la combinazione di coefficienti parziali (A1+M1+R3) che vengono di seguito richiamati:

Tab. 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni*

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 [(1)]	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

[(1)] Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali*

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

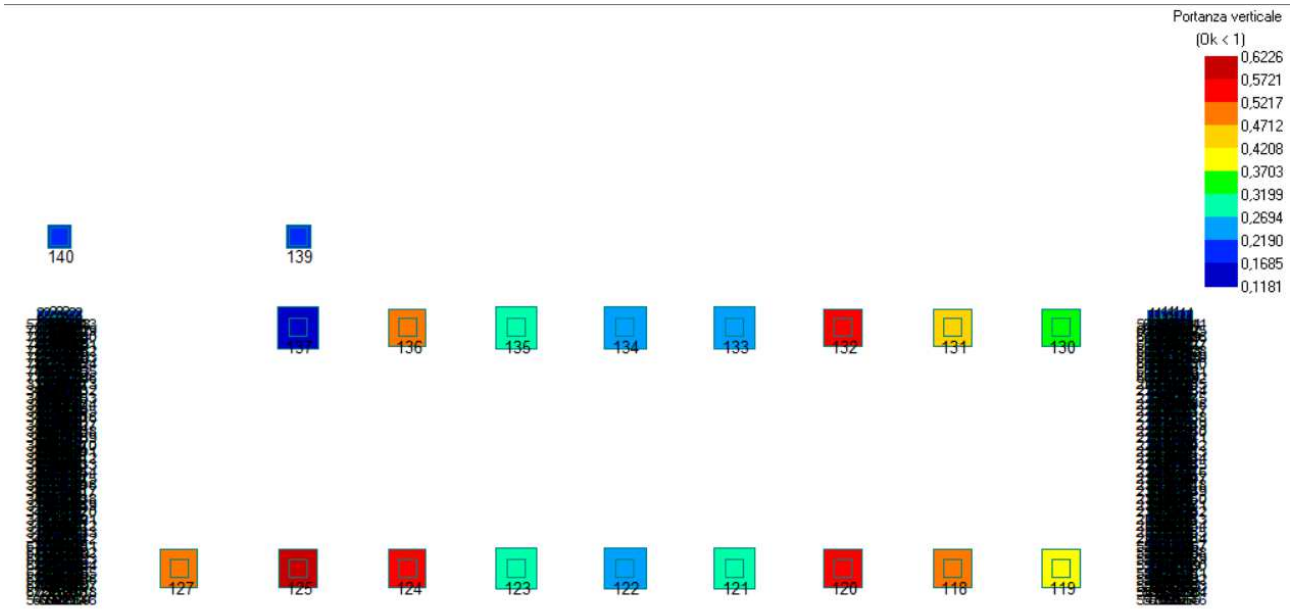


Figura 29: Esito delle verifiche geotecniche – Verifica di portanza del terreno (la verifica è da considerarsi soddisfatta se <1).

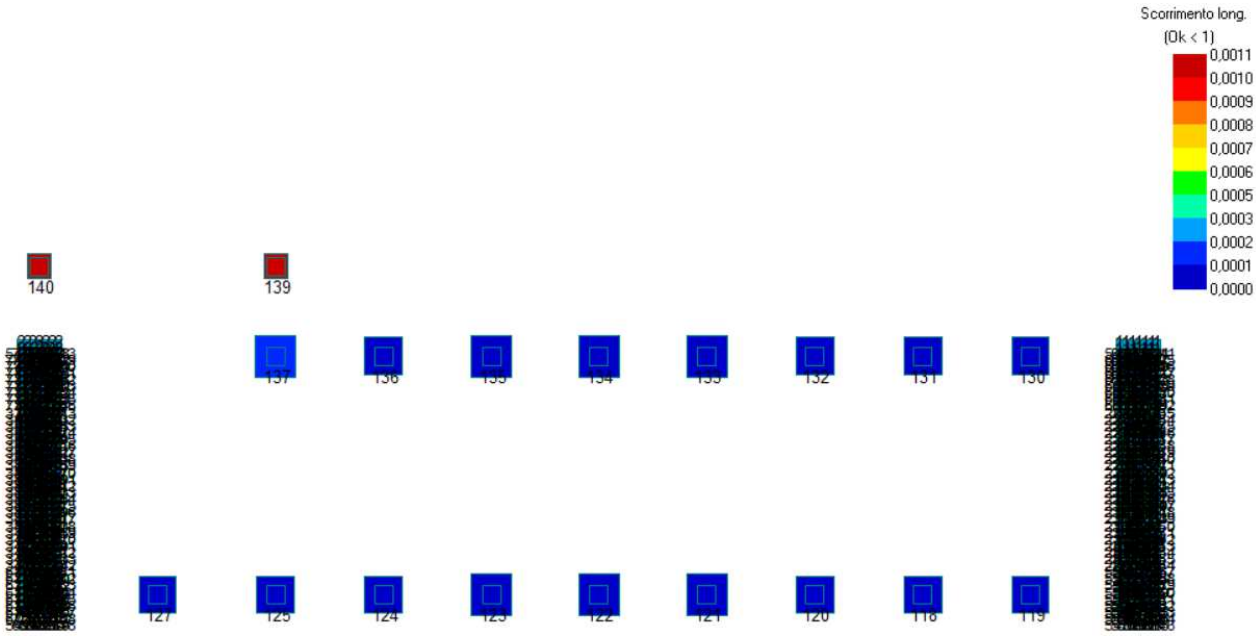


Figura 30: Esito delle verifiche geotecniche – Verifica di scorrimento in direzione longitudinale (la verifica è da considerarsi soddisfatta se <1).

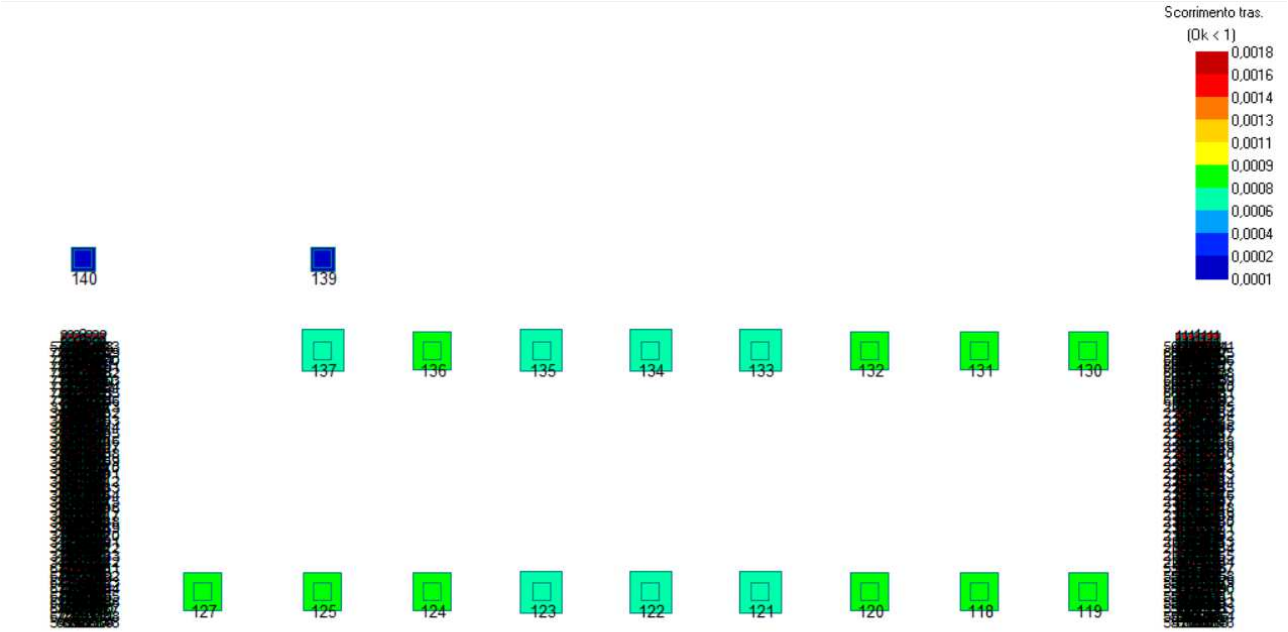


Figura 31: Esito delle verifiche geotecniche – Verifica di scorrimento in direzione trasversale (la verifica è da considerarsi soddisfatta se <1).

Fascicolo dei calcoli

Si rimanda all'allegato fascicolo,i cui risultati sono illustrati, in forma grafica e sintetica, nelle immagini di modellazione riportate nelle pagine precedenti.

Piano di manutenzione

Per il periodo di vita nominale della struttura $V_n \geq 50$ **anni** non sono previsti interventi di manutenzione particolari.

È comunque da ritenersi sottinteso **l'obbligo della manutenzione ordinaria dell'edificio** che riguarda in particolare la copertura ed i tamponamenti e prevede:

a) manutenzione del tetto e sostituzione degli elementi danneggiati da eventi naturali nel rispetto delle norme di sicurezza vigenti al momento dell'intervento;
b) pulizia dei canali di gronda e dei pluviali da qualunque materiale possa impedire il flusso d'acqua sempre nel rispetto delle norme di sicurezza vigenti al momento dell'intervento;
c) l'immediata eliminazione di infiltrazioni.

Per mantenere inalterata nel tempo la funzionalità dell'edificio, la proprietà deve seguire scrupolosamente un programma di manutenzione riguardante i seguenti requisiti:

1) ispezionare accuratamente (preferibilmente all'inizio della stagione piovosa) il sistema di scarico delle acque meteoriche, con particolare attenzione ai pozzetti di raccolta dei pluviali, provvedendo alla pulizia di ciò che si presenta ostruito;
2) ispezionare lo stato delle coperture;
3) ove ritenuto necessario in relazione a possibili o temuti degradi delle opere, richiedere la verifica strutturale di un tecnico abilitato mediante indagini e/o prove atte ad accertare le condizioni statiche delle strutture. Tali verifiche devono obbligatoriamente essere effettuate a seguito di eventi eccezionali quali: uragani, trombe d'aria, smottamenti, esplosioni, urti di mezzi d'opera e di trasporto, terremoti, incendi, lavorazioni anche temporanee con apparati vibranti o esalazioni nocive (in particolare cloro), oppure a seguito di cambiamento d'uso dell'opera (ad esempio aumento di

portata del carroponte), qualora questo comporti azioni di esercizio non previste in fase di progettazione; detta verifica, firmata, dovrà essere conservata agli atti.

Dichiarazione di completezza e di conformità alle disposizioni vigenti

Si dichiara che il progetto strutturale è completo degli elaborati di Legge e che i singoli elementi strutturali sono calcolati secondo la teoria della scienza delle costruzioni ed in base ai vigenti regolamenti.

Il Progettista

ing. Pietro Agnelli
(ordine ingg. di Lodi n° 596)