

# Concetto Green S.r.l.

## Impianto agrivoltaico "Lugo" da 69.423,2 ed opere connesse

Comuni di Lugo, Alfonsine, Bagnacavallo, Fusignano e Ravenna (RA)

### Progetto Definitivo Impianto agrivoltaico

Allegato C.06 - Relazione geotecnica e calcoli preliminari strutture - Impianto agrivoltaico



Professionista incaricato: Ing. Daniele Cavallo – Ordine Ingegneri Prov. Brindisi n. 1220

Rev. 0

Giugno 2023



**wood.**

## Indice

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>inquadramento geologico dell'area</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>Documenti di riferimento</b>	<b>7</b>
<b>4</b>	<b>Normativa di riferimento</b>	<b>8</b>
<b>5</b>	<b>strutture portanti moduli fotovoltaici – trackers monoassiali</b>	<b>9</b>
5.1	Descrizione generale dell'opera	9
5.2	Considerazioni preliminari sulle modalità di infissione	11
5.3	Modellazione della struttura – criteri generali	11
5.3.1	Aste	11
5.3.2	Caratteristiche meccaniche dei materiali	11
5.3.3	Sconnessioni e vincoli	12
5.3.4	Vincolo al suolo	13
5.3.5	Pannello di carico	14
5.3.6	Solutore FEM	14
5.4	Carichi di progetto	15
5.4.1	Pesi propri strutturali	15
5.4.2	Sovraccarichi permanenti	15
5.4.3	Vento	15
<b>6</b>	<b>Tracker monoassiale 2x28</b>	<b>21</b>
6.1	Generazione del modello	21
6.2	Casi di carico	22
6.3	Risultati numerici	26
6.3.1	Spostamenti	26
6.3.2	Sollecitazioni	28
<b>7</b>	<b>Tracker monoassiale 2x14</b>	<b>30</b>
7.1	Generazione del modello	30
7.2	Casi di carico	31
7.3	Risultati numerici	35
7.3.1	Spostamenti	35
7.3.2	Sollecitazioni	37
<b>8</b>	<b>Verifiche di resistenza degli elementi strutturali</b>	<b>39</b>

<b>9</b>	<b>fondazioni cabine prefabbricate ITS “power station”</b>	<b>43</b>
9.1	Descrizione generale dell’opera	43
9.2	Materiali strutturali	45
9.3	Descrizione del Modello	45
9.4	Azioni di progetto	46
9.5	Risultati delle analisi	47
<b>10</b>	<b>fondazioni cabine prefabbricate SALA CONTROLLO</b>	<b>52</b>
10.1	Descrizione generale dell’opera	52
10.2	Materiali strutturali	53
10.3	Descrizione del Modello	53
10.4	Azioni di progetto	55
10.5	Risultati delle analisi	56
<b>11</b>	<b>CONSIDERAZIONI FINALI DI TIPO geotecnico</b>	<b>61</b>
11.1	Trackers monoassiali	61
11.2	Strutture fondali cabine	61

**Questo documento è di proprietà di Concetto Green S.r.l. e il detentore certifica che il documento è stato ricevuto legalmente. Ogni utilizzo, riproduzione o divulgazione del documento deve essere oggetto di specifica autorizzazione da parte di Concetto Green S.r.l.**

## 1 PREMESSA

La presente relazione illustra i criteri preliminari di dimensionamento delle opere strutturali previste nel progetto dell'impianto agrivoltaico da 69.423,2 kWp e delle relative opere di connessione, che la Società proponente intende realizzare nei comuni di Lugo, Alfonsine Fusignano, Bagnacavallo e Ravenna, in Provincia di Ravenna.

L'impianto è concepito per la produzione di energia elettrica con **tecnologia fotovoltaica, ad inseguimento monoassiale, combinato con l'attività di coltivazione agricola.**

Le opere strutturali che saranno oggetto di trattazione preliminare sono:

- le strutture di sostegno dei moduli fotovoltaici, appartenenti alla tipologia dei trackers monoassiali;
- le fondazioni delle cabine delle power stations.

## 2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA

L'inquadramento geologico di riferimento è quello descritto nell'Allegato C.05 "Relazione geologica, geomorfologica, idrologica, e idrogeologica – Impianto agrivoltaico" del progetto definitivo dell'Impianto di Utenza, elaborato dalla Dott.ssa Geol. Bedeschi Sara, iscritta all'Ordine Regionale dei Geologi della Regione Emilia Romagna Sez. A n. 1194, a valle della campagna di indagini in situ condotta tra Maggio e Settembre 2022.

L'area di sedime sulla quale è prevista l'installazione delle strutture fotovoltaiche ricade in un ambiente di piana alluvionale, costituita da depositi interfluviali e di palude, depositatisi tra il Fiume Santerno e il Torrente Senio; trattasi di litotipi argillo-limosi tipici dei depositi di piana inondabile in area interfluviale.

La condizione litologica superficiale riscontrata in fase di indagini penetrometriche ha confermato la presenza di litotipi limosi e sabbio-limosi tra i -0,50 m e -2,00 m dal p.c., ai quali si succedono i litotipi argillosi e argillo-limosi fino -20 m dal p.c., salvo che per poche ubicazioni in cui si rileva la presenza di orizzonti maggiormente sabbio-limosi.

Si riportano le evidenze riscontrate in fase di prove penetrometriche:

### AREA 1

- **Orizzonte 1:** da -0,00 m a -1,00/1,50 m dal p.c.

Litotipi limosi e sabbio-limosi a componente granulare prevalente. I valori di Qc sono mediamente compresi tra 20 e 30 kg/cm<sup>2</sup>

- **Orizzonte 2:** da -1,00/1,50 m a -10,00 m dal p.c.

Litotipi argillosi con probabile presenza di sostanza organica/torba a componente coesiva prevalente. I valori di Qc sono mediamente compresi tra 5 e 10 kg/cm<sup>2</sup>

### AREA 2

- **Orizzonte 1:** da -0,00 m a -7,40 m dal p.c.

Litotipi argillosi con probabile presenza di sostanza organica/torba a componente coesiva prevalente. I valori di Qc sono mediamente compresi tra 5 e 10 kg/cm<sup>2</sup>. Si rileva solamente nella CPT1 la presenza di litotipi sabbiosi e sabbio-limosi a componente granulare prevalente rilevati tra -7,40 m a 10,00 m dal p.c. (fine prova CPT1)

- **Orizzonte 2:** da -10,00 m a -14,70 m dal p.c.

Litotipi argillosi e argillo-limosi con probabile presenza di sostanza organica/torba a componente coesiva prevalente. I valori di Qc sono mediamente compresi tra 5 e 10 kg/cm<sup>2</sup>.

### AREA 3

- **Orizzonte 1:** da -0,00 m a -0,70/1,50 m dal p.c.

Litotipi sabbiosi e sabbio-limosi a componente granulare prevalente. I valori di Qc sono mediamente compresi tra 30 e 40 kg/cm<sup>2</sup>.

- **Orizzonte 2:** da -0,70/1,50 m a -8,80/9,00 m dal p.c.

Litotipi argillosi con probabile presenza di sostanza organica/torba a componente coesiva prevalente. I valori di Qc sono mediamente compresi tra 5 e 15 kg/cm<sup>2</sup>

### AREA 4

- **Orizzonte 1:** da -0,00 m a -2,00/2,60 m dal p.c.

Litotipi sabbiosi e sabbio-limosi a componente granulare prevalente. I valori di  $Q_c$  sono mediamente compresi tra 25 e 40 kg/cm<sup>2</sup>.

- **Orizzonte 2:** da -2,00/2,60 m a -3,60/-5,40 m dal p.c.

Litotipi argillosi con probabile presenza di sostanza organica/torba a componente coesiva prevalente. I valori di  $Q_c$  sono mediamente compresi tra 5 e 15 kg/cm<sup>2</sup>

- **Orizzonte 3:** da -3,60 m a -4,80 m dal p.c.

Litotipi limosi e sabbio-limosi rilevati localmente nella CPTU1 a componente granulare prevalente. I valori di  $Q_c$  sono mediamente compresi tra 20 e 25 kg/cm<sup>2</sup>

La falda freatica locale, o almeno la prima falda sospesa, è stata rilevata, nel foro di esecuzione delle CPT alla profondità di -2,00/-3,50 m dal p.c., correlabile appunto alla presenza di acquiferi non continui localizzati negli orizzonti argillo-limosi con livelli a maggiore permeabilità.

Per l'area in esame è normale attendersi oscillazioni della falda (che caratterizzano un'ampia fascia della Pianura Padana), quindi variazioni del livello della falda fra i periodi estivi/caldi e "siccitosi" e quelli invernali/freddi e piovosi. Il regime delle precipitazioni atmosferiche ed il regime termico locale determina più o meno veloce ricarica (per semplice infiltrazione diretta) o depressione (relativamente ai fenomeni evapo-traspirativi) della prima falda freatica locale.

È plausibile, pertanto, ipotizzare una risalita sino a profondità di 1,50 m circa dal p.c. nei periodi maggiormente piovosi ed un abbassamento sino a 4,00 m circa dal p.c. nei periodi caldi/siccitosi.

### 3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

I documenti di riferimento utilizzati per eseguire il progetto preliminare delle strutture sono di seguito elencati:

- Tav. 13 - Layout Impianto agrivoltaico;
- Tav. 21 - Tipico strutture di sostegno 28x2
- Tav. 22 - Tipico strutture di sostegno 14x2
- All. C.05 Relazione geologica, geomorfologica, idrologica e idrogeologica - Impianto agrivoltaico.

## 4 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Ai fini del dimensionamento preliminare sono stati utilizzati i metodi classici della scienza delle costruzioni.

I valori caratteristici dei carichi vento verranno calcolati in accordo al D.M. 17 gennaio 2018 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI, Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4, nonché alla Circolare applicativa n. 7 dell'11 febbraio 2019, *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018.*

## 5 STRUTTURE PORTANTI MODULI FOTOVOLTAICI – TRACKERS MONOASSIALI

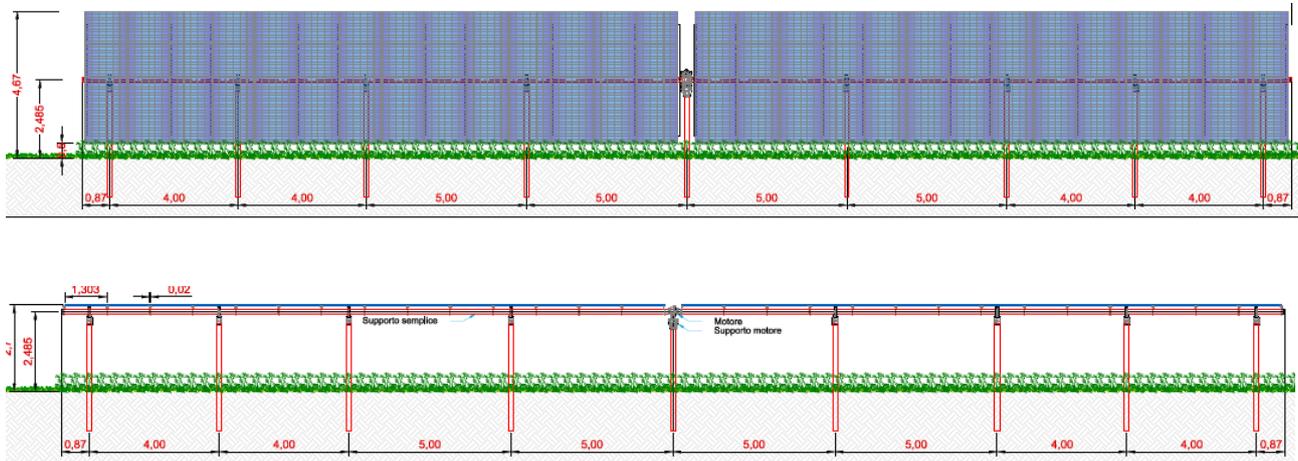
### 5.1 Descrizione generale dell'opera

Il layout di progetto prevede l'installazione di due tipologie di vela:

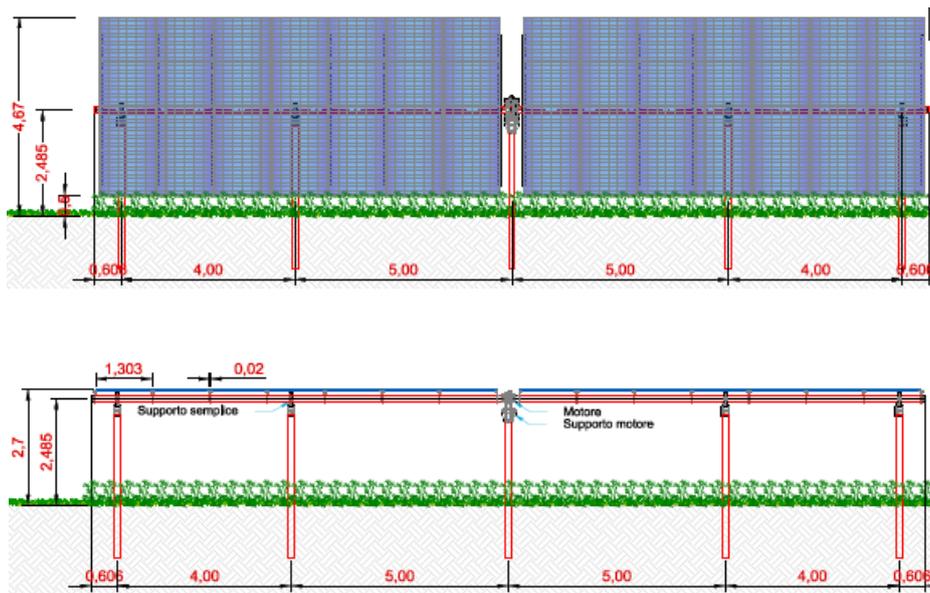
- Tipo A – 2 x 28 moduli (n. 1647vele)
- Tipo B – 2 x 14 moduli (n. 248 vele)

entrambe in configurazione 2V (in totale, rispettivamente 56 e 28 moduli per vela, disposti in verticale su due file).

Le strutture di supporto delle vele sono costituite da Trackers monoassiali, il cui asse di rotazione è disposto in direzione Nord-Sud, in modo tale da consentire l'esposizione delle vele in direzione est-ovest con inclinazione variabile durante l'arco della giornata tra 0° e 60° rispetto all'orizzontale. Di seguito le viste delle due tipologie di vela previste in progetto:



**Figura 5-1 Vela fotovoltaica 2x28 moduli**

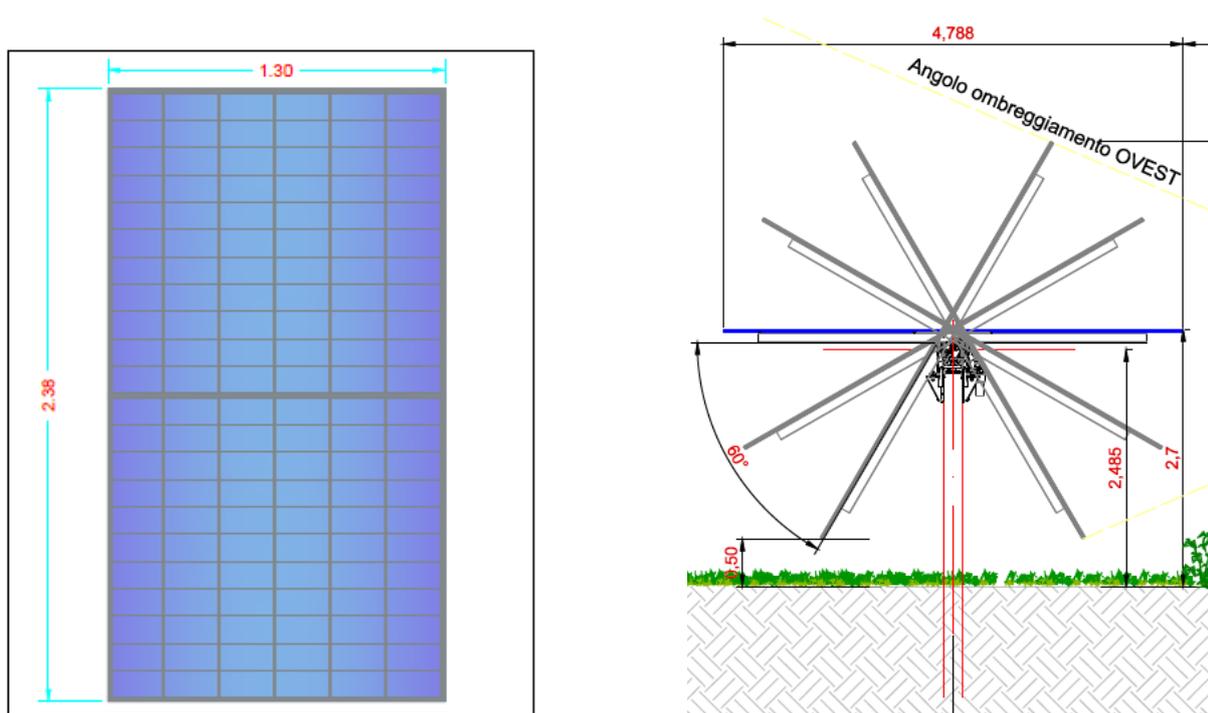


**Figura 5-2 Vela fotovoltaica 2x14 moduli**

Il modulo fotovoltaico di progetto ha dimensioni standard di 1,30 x 2,40 m.

Tutte le strutture di supporto dei trackers sono caratterizzate da:

- altezza asse di rotazione pari a 2,48 m da p.c.
- altezza massima del punto sommale della vela pari a 4,67 m;
- profondità di infissione dei pali di sostegno pari a 2,70 m.



**Figura 5-3 Dimensioni geometriche del modulo di progetto (1,30 m x 2,40 m) e sezione trasversale della vela**

Gli elementi strutturali che costituiscono il tracker monoassiale sono:

- I pali verticali, infissi nel terreno a profondità stabilite dal progettista strutturale, a loro volta suddivisi in due categorie:
  - *motor support*, deputati al supporto del motore (in posizione centrale alla vela);
  - *simple support*, deputati al semplice sostegno dell'asse di rotazione;
- La trave orizzontale (anche detta *torque tube*), che funge da asse di rotazione principale, la cui rotazione è comandata da un sistema motorizzato e collegato ad un software;
- Gli arcarecci, sui quali vengono fissati i moduli fotovoltaici.

I moduli, disposti in configurazione 2V, sono dunque fissati su una serie di arcarecci, a loro volta giuntati alla trave orizzontale (*torque tube*) che funge da asse di rotazione principale, e che consente di ruotare la vela fotovoltaica in funzione dei raggi solari incidenti.

L'asse di rotazione è vincolato ad una serie di montanti verticali, infissi nel terreno per battitura fino a profondità idonee a garantire la stabilità del complesso terreno-struttura, come più avanti descritto.

## 5.2 Considerazioni preliminari sulle modalità di infissione

La geologia dell'area di sedime, caratterizzata da un sedime limoso-argilloso, consente di prevedere una infissione al suolo di tipo diretto, per semplice battitura; si possono escludere in questa fase tecniche di infissione diverse quali infissioni a rotazione, o con precedente realizzazione di perforazione (pre-drilling), infissioni a rotopercolazione, ecc.

Le assunzioni progettuali andranno comunque verificate nella fase di progettazione esecutiva, mediante le infissioni di un certo numero di pali pilota, e l'esecuzione di test in situ (ramming test, pull out test, carico laterale) che consentiranno confermare o smentire le ipotesi progettuali.

## 5.3 Modellazione della struttura – criteri generali

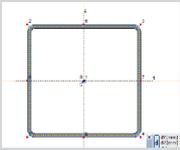
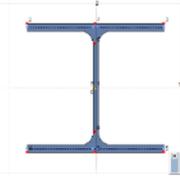
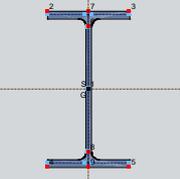
Il tracker viene modellato come un telaio 2D, nel quale sia l'asse di rotazione orizzontale che i montanti verticali sono modellati per mezzo di elementi monodimensionali tipo *asta*.

Il telaio è caricato per mezzo dell'elemento *pannello di carico*, ed è vincolato mediante un sistema di *molle* orizzontali, a rigidità definita dal progettista.

### 5.3.1 Aste

Gli elementi che costituiscono il telaio tipo sono riportati nella seguente tabella.

**Tabella 5-1 Elementi costituenti il telaio**

ID	Tipo	Funzione	Materiale	Sezione
01	Q 120x120x4.0	asse di rotazione orizzontale	Acciaio S 350 GD	
02	HE 200 A	Montante verticale – <i>motor support</i>	Acciaio S 275	
03	IPE 200	Montante verticale – <i>simple support</i>	Acciaio S 275	

### 5.3.2 Caratteristiche meccaniche dei materiali

La seguente tabella riporta le caratteristiche tecniche dei materiali costituenti la struttura.

**Tabella 5-2 Caratteristiche dei materiali**

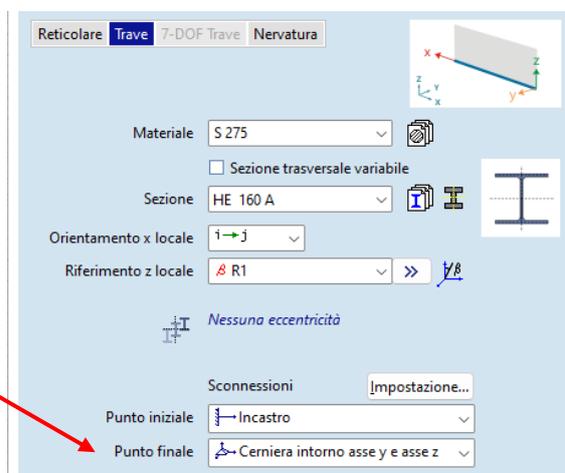
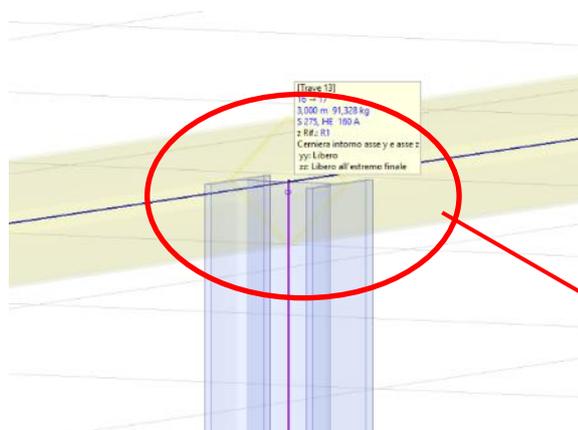
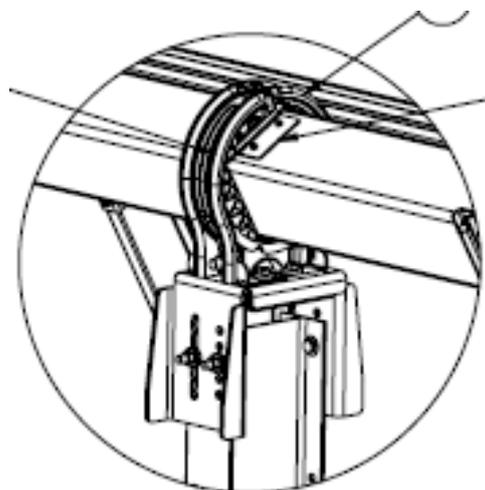
	Nome	Tipo	$E_x$ [N/mm <sup>2</sup> ]	n	$a_T$ [1/°C]	r [kg/m <sup>3</sup> ]	$P_1$
1	S 275	Acciaio	210000	0,30	1,2E-5	7850	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ] = 275,00
3	S 350 GD	Acciaio	210000	0,30	1,2E-5	7850	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ] = 350,00

Non sono oggetto della presente relazione gli elementi secondari (arcarecci portamoduli) in quanto la loro trattazione è aspetto peculiare del progetto esecutivo.

### 5.3.3 Sconnessioni e vincoli

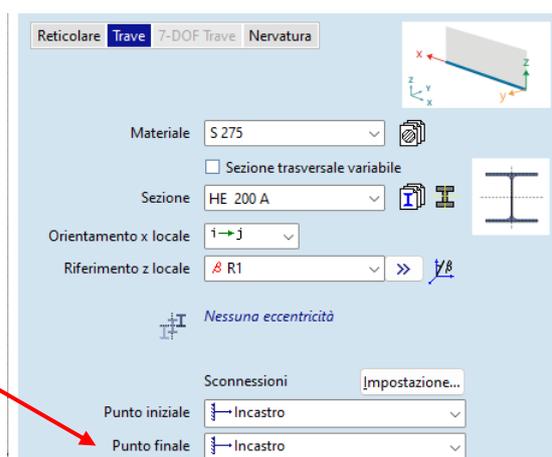
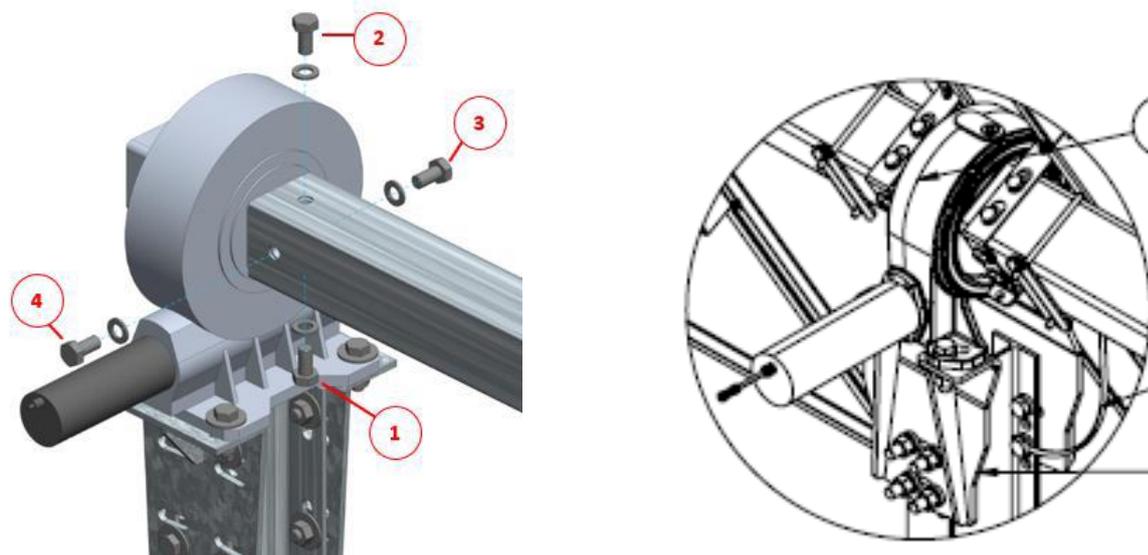
L'asse di rotazione è vincolato ai pali verticali mediante due diversi tipi di vincolo:

- 1) Il giunto trave orizzontale – *simple support* viene modellato per mezzo di sconnessioni applicate alla testa del *simple support*, con un certo numero di rilasci rotazionali che ne simulano un vincolo tipo cerniera sferica.



**Figura 5-4 Giunto trave orizzontale simple support**

- 2) Il giunto trave orizzontale – *motor support* viene modellato invece con un vincolo tipo incastro rigido, in quanto in grado di trasmettere sia le azioni lineari che rotazionali.



**Figura 5-5 Giunto trave orizzontale motor support**

### 5.3.4 Vincolo al suolo

La porzione infissa dei pali verticali viene modellata con un letto di molle orizzontali alla winkler, le cui rigidezze, come di seguito esplicate, tengono conto delle caratteristiche peculiari della infissione per battitura all'interno di un sedime sabbio-argilloso.

Le rigidezze assegnate in questa fase progettuale sono pari a:

- $k_x = 10.000 \text{ kN/ml}$  (rigidezza elevata nella direzione assiale del montante)
- $k_y = 1.500 \text{ kN/ml}$  (rigidezza ipotizzata nella direzione della minore inerzia del montante)
- $k_z = 2.500 \text{ kN/ml}$  (rigidezza ipotizzata nella direzione della maggiore inerzia del montante)

**Direzione**

Globale

**Relativi trave/nervatura**

Relativi bordo

Riferimento

**Tipo**

**Winkler**

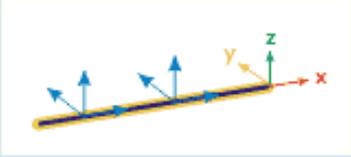
Winkler-Pasternak

Parametri non-lineari

$K_x$  [kN/m/m] =

$K_y$  [kN/m/m] =

$K_z$  [kN/m/m] =



**Figura 5-6 Assegnazione delle rigidzze**

I valori di rigidzza sopra assegnati sono uno degli aspetti che dovr essere approfondito in sede di progettazione esecutiva, mediante prove sperimentali in sito (es. pull out e carico laterale) per mezzo delle quali  possibile verificare in maniera empirica le assunzioni progettuali.

In questa fase vengono assegnati valori di rigidzza desunti da altre installazioni possedenti analoghe caratteristiche.

### 5.3.5 Pannello di carico

La vela fotovoltaica viene assimilata ad un *pannello di carico*, elemento virtuale che ha come funzione quella di trasferire i carichi esterni di progetto (vento, neve, peso proprio, sovraccarichi, ecc...) sugli elementi strutturali sottostanti (asse di rotazione e pali verticali).

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni prevalenti, il pannello di carico viene orientato con inclinazione pari a 45 rispetto all'orizzontale, in modo tale da presentare la massima esposizione ai carichi vento.

### 5.3.6 Solutore FEM

La struttura, modellata con le ipotesi sopra descritte, viene risolta, in termini di sollecitazioni e spostamenti, per mezzo del solutore a elementi finiti:

- AXIS VM release 6
- Licenza n. 7754
- rilasciata a SCM Ingegneria srl
- rilasciata da STA DATA srl di Torino

## 5.4 Carichi di progetto

Le vele fotovoltaiche sono dimensionate nei riguardi delle azioni prevalenti dovute ai venti, che sono di gran lunga più gravosi rispetto ai carichi neve ed a quelli sismici.

Non verranno presi in esame casi sismici, in quanto le azioni sismiche risultano trascurabili rispetto ai carichi vento.

### 5.4.1 Pesì propri strutturali

Vengono attribuiti in automatico dal software in funzione dei profilati.

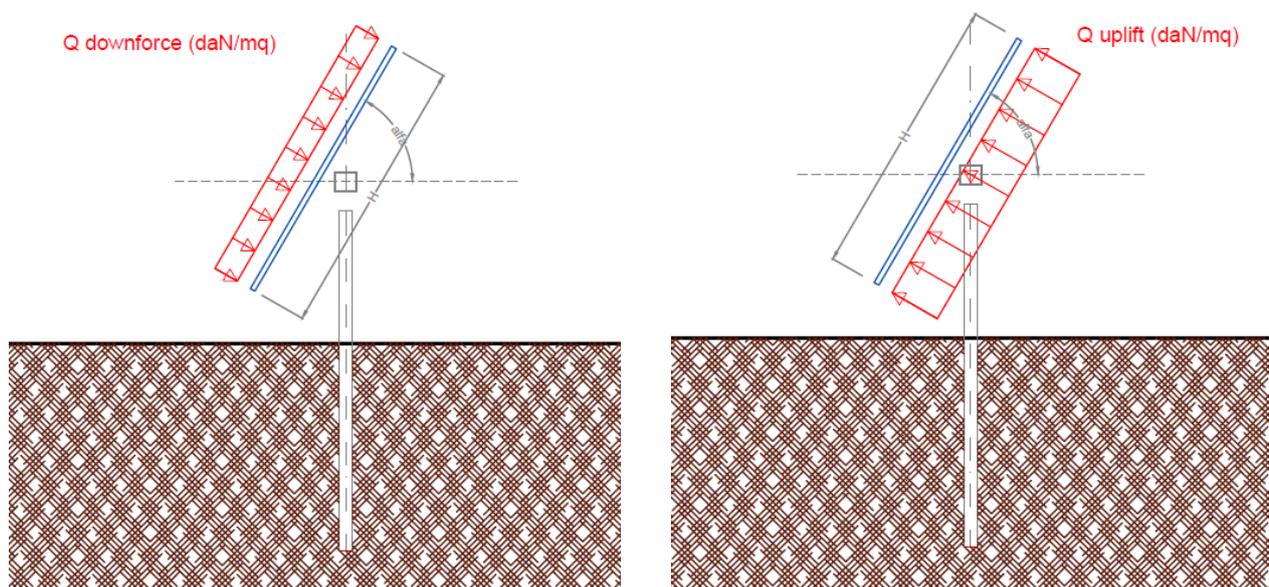
### 5.4.2 Sovraccarichi permanenti

Sono riferiti ai pesi dei moduli fotovoltaici, nell'ordine di 13,00 daN/mq.

### 5.4.3 Vento

L'azione del vento viene ricondotta ad un'azione statica equivalente, costituita da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici delle vele.

L'azione del vento viene esplicitata sul pannello di carico, sotto forma di carichi distribuiti che possono essere di pressione [Q downforce] o di depressione [Q uplift], variabili in funzione dell'angolo di inclinazione della vela rispetto all'orizzontale.



**Figura 5-7 Carichi per esplicitare l'azione del vento**

La pressione del vento  $Q$  è data dall'espressione (par. 3.3.4):

$$Q = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove

- $q_r$  pressione cinetica di riferimento
- $c_e$  coefficiente di esposizione,
- $c_p$  coefficiente di pressione (ex coefficiente di forma),

–  $c_d$  coefficiente dinamico;

I metodi di calcolo dei valori dei coefficienti  $c_e$   $c_p$   $c_d$  sono riportati nella Circolare Applicativa (paragrafi C.3.3.7-C.3.3.9).

## Pressione cinetica di riferimento $q_r$

La pressione cinetica di riferimento si calcola mediante la formula (par. 3.3.6)

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2$$

dove:

- $v_r$  è la velocità di riferimento  $v_r = v_{b,0} \cdot c_a$
- $\rho$  è la densità dell'aria, espressa convenzionalmente in 1,25 daN/mc

La pressione cinetica di riferimento si calcola a partire dalla zona di vento e dall'altezza del sito slm, secondo la procedura di seguito descritta.

**Tabella 5-3 Valori dei parametri  $v_{b,0}$  –  $a_0$  –  $k_s$**

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Nota la Zona di vento, come da tabella precedente (Zona 2 – Emilia Romagna), si ricavano i valori di  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$ :

$v_{b,0} = 25$  m/s;

$a_0 = 750$  m;

$k_s = 0,45$

Nota l'altezza del sito slm ( $a_s$ ), e confrontata questa con il valore di  $a_0$ , si determina il coeff. altitudine  $c_a$ .

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left( \frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

nel nostro caso  $a_s = 2,0 \text{ m} < a_0 = 750 \text{ m}$ , pertanto  $c_a = 1$

si calcola la velocità di riferimento  $v_r = v_{b,0} * c_a = 25,0 \text{ m/s}$

e la pressione cinetica di riferimento  $q_r = \frac{1}{2} * \rho * v_r^2 = 0,5 * 1,25 * (25)^2 = 390,0$  (espressa in N/mq), ossia 39,00 daN/mq

### Coefficiente di esposizione $c_e$

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  è tabellato in funzione della quota in cui sorge l'edificio, della topografia del terreno e della categoria di esposizione del sito (3.3.7).

**Tabella 5-4 Classi di rugosità del terreno (Tabella 3.3.III)**

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	<p>a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa);</p> <p>b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa)</p> <p>c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ....)</p>

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

Partendo dalla Classe di rugosità del terreno (Classe D), nota la distanza del sito dalla costa ( $d < 30 \text{ km}$ ), si possono incrociare i dati relativi alla zona di vento e la classe di rugosità per risalire alla categoria di esposizione.

**Tabella 5-5 Categoria di esposizione**

ZONE 1,2,3,4,5						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

Si ottiene la Categoria esposizione II.

Dalla categoria di esposizione si ricavano i parametri per la definizione del coefficiente di esposizione, come da tabella 3.3.II del Decreto Ministeriale.

**Tabella 5-6 Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione (Tab. 3.3.II)**

Categoria di esposizione del sito	$K_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

$$k_r = 0,19;$$

$$z_0 = 0,05 \text{ m};$$

$$z_{min} = 4 \text{ m}$$

Nota l'altezza della costruzione (z) la si confrontata col valore di  $z_{min}$  (4 m). Se:

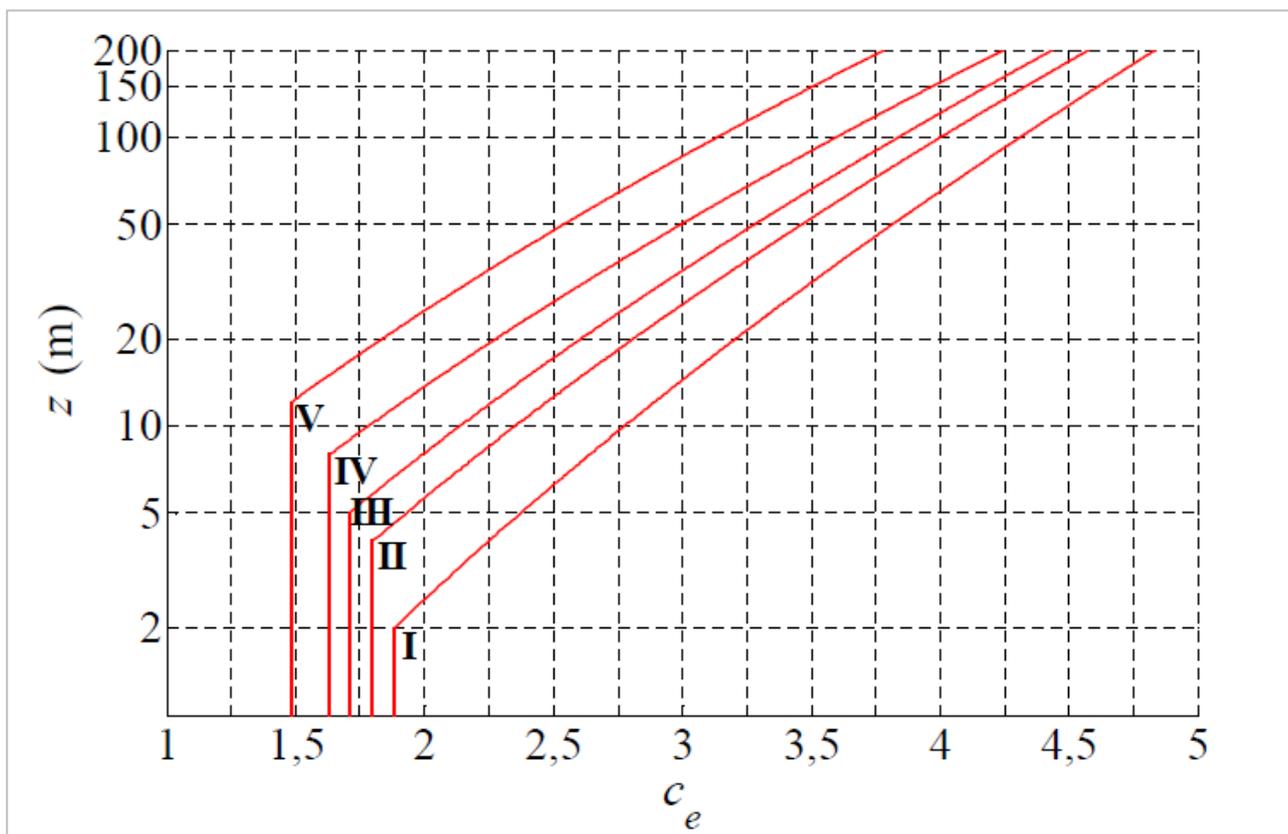
$z \geq z_{min}$  il coefficiente di esposizione si calcola mediante la formula:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)]$$

$z < z_{min}$  il coefficiente di esposizione si calcola con:

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

e si determina con il grafico seguente:



**Figura 5-8 Determinazione del coefficiente  $c_e$**

Nel nostro caso  $z = 2,5 \text{ m} \leq z_{\min} (4 \text{ m})$ .

Per la categoria di esposizione tipo II, il coefficiente  $c_e$  risulta essere pari a:

$$c_e = 1,7$$

### Coefficiente dinamico $c_d$

Il coefficiente dinamico  $c_d$  è il coefficiente con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali (3.3.9).

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

### Coefficiente di pressione $c_p$

Ai fini della determinazione del coefficiente di pressione  $c_p$ , si assume l'ipotesi di assimilare le strutture fotovoltaiche a tettoie a singola falda, con assenza di ostruzioni al di sotto di esse (coefficiente di bloccaggio  $\Phi=0$ ).

Tale assunzione è sicuramente valida per le vele fotovoltaiche perimetrali, sottoposte all'azione diretta del vento; potrebbe invece risultare eccessivamente cautelativa per le vele interne, che, invece, risentono delle ostruzioni delle vele perimetrali. La normativa, al punto C3.3.8.2 della Circolare, introduce, per le strutture tipo tettoia, il coefficiente di forza  $c_F$ , così definito:

Per valori positivi  $C_F = +0,2 + \alpha/30$

Per valori negativi  $C_F = -0,5 + 1,3 * \alpha / 30$

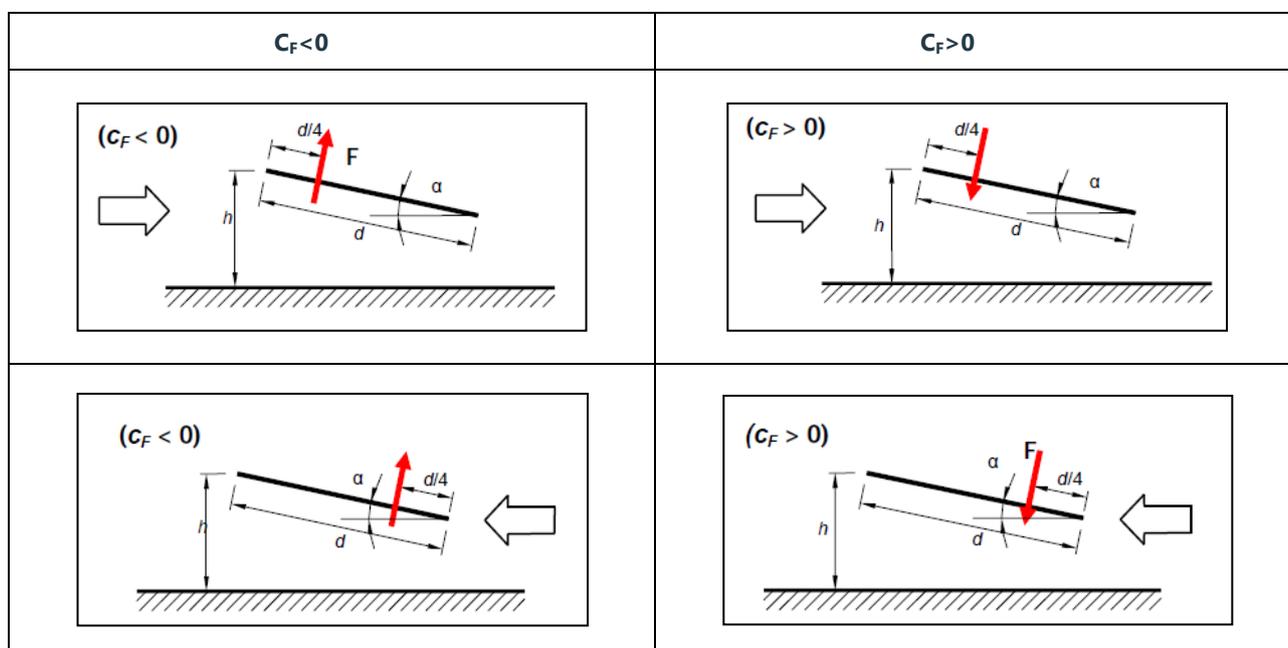
I valori di  $C_f$  variano a seconda dell'angolo di inclinazione dei moduli, così i valori delle pressioni vento.

**Tabella 5-7 Valori di  $C_f$**

angolo $\alpha$ (°)	$C_f$ downforce	$C_f$ uplift	Q downforce (daN/mq)	Q uplift (daN/mq)
0	0,20	-0,50	17,65	-44,11
5	0,37	-0,72	32,35	-63,23
10	0,53	-0,93	47,05	-82,34
15	0,70	-1,15	61,76	-101,46
20	0,87	-1,37	76,46	-120,58
25	1,03	-1,58	91,17	-139,69
30	1,20	-1,80	105,87	-158,81
35	1,37	-2,02	120,58	-177,92
40	1,53	-2,23	135,28	-197,04
45	1,70	-2,45	149,98	-216,15

Per ogni angolo di inclinazione, le pressioni  $Q_{downforce}$  e  $Q_{uplift}$  vengono distribuite in modo automatico dal software in modo tale che gli effetti siano uguali a quelli derivanti dal porre la risultante a  $d/4$ .

**Tabella 5-8 Distribuzione delle pressioni  $Q_{downforce}$  e  $Q_{uplift}$**



È facoltà del progettista considerare valori del coefficiente di pressione desunti da prove sperimentali in galleria del vento; in questi casi è di fondamentale importanza che i modelli strutturali testati abbiano stesse frequenze di vibrazione di quelli in progetto.

## 6 TRACKER MONOASSIALE 2X28

### 6.1 Generazione del modello

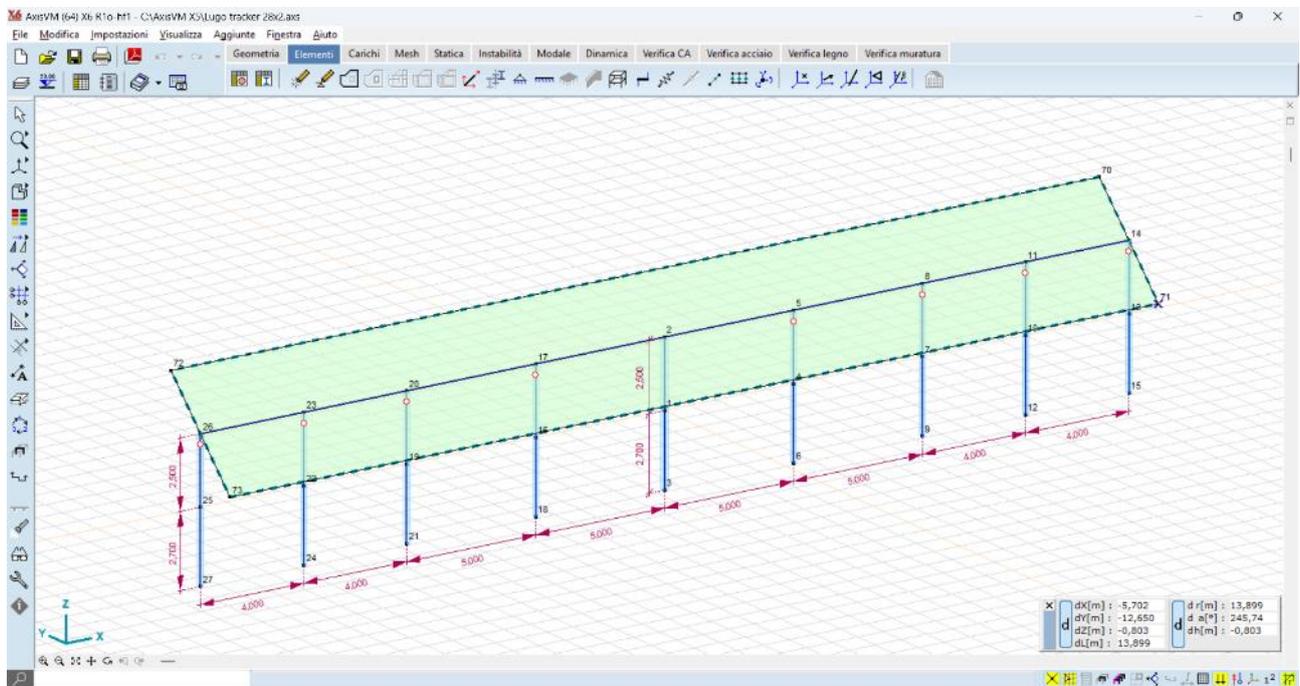


Figura 6-1 Modello ad elementi finiti – vista ad aste

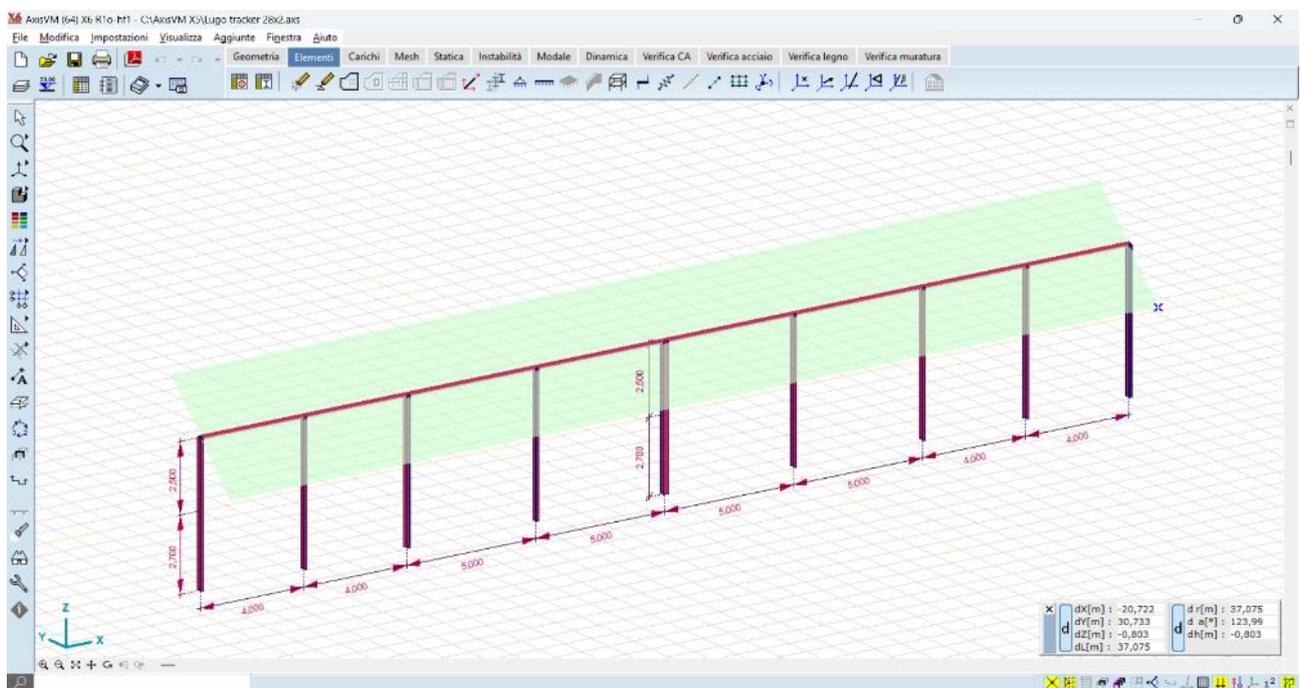


Figura 6-2 Modello ad elementi finiti – vista 3D

## 6.2 Casi di carico

Vengono generati n. 8 casi di carico vento, come di seguito illustrato:

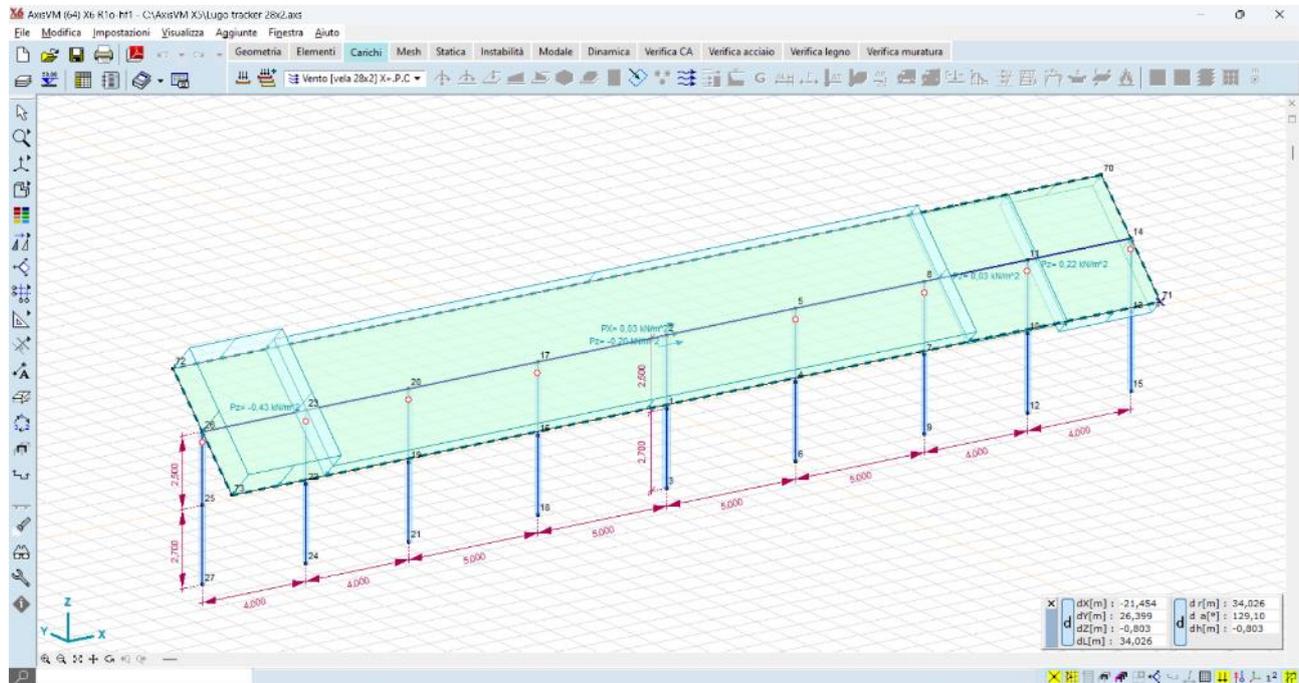


Figura 6-3 Carico vento X+P.O.

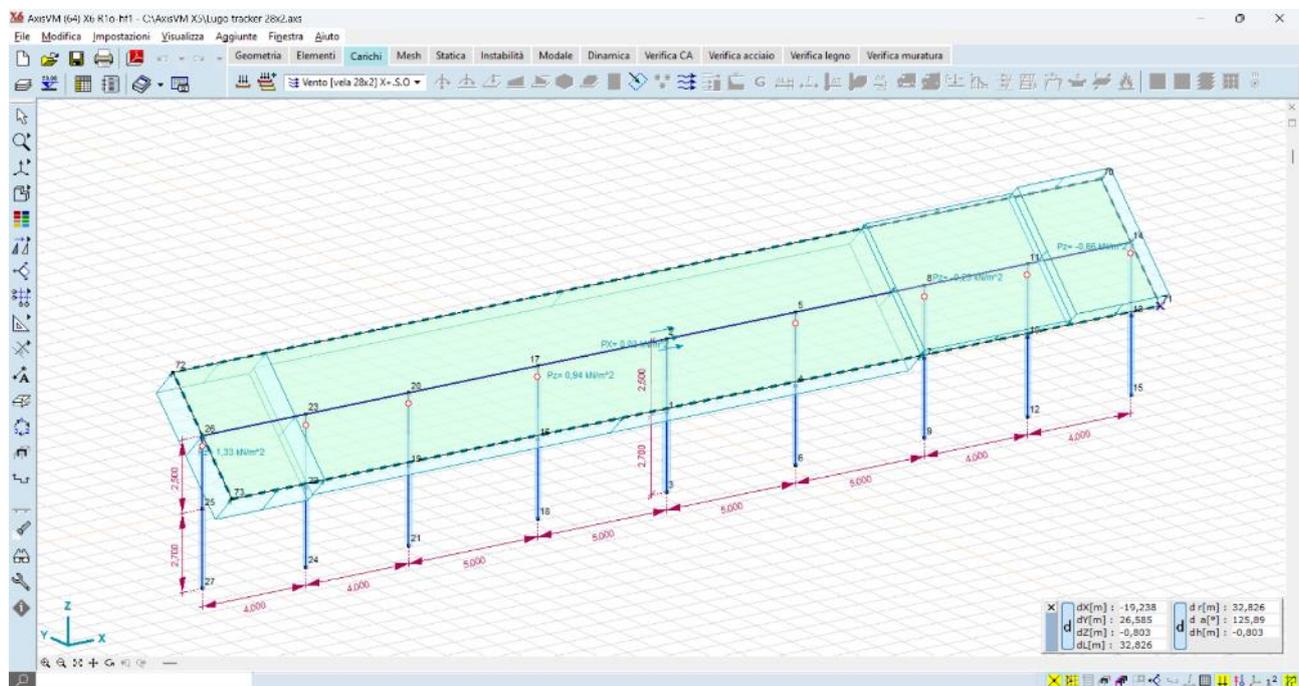
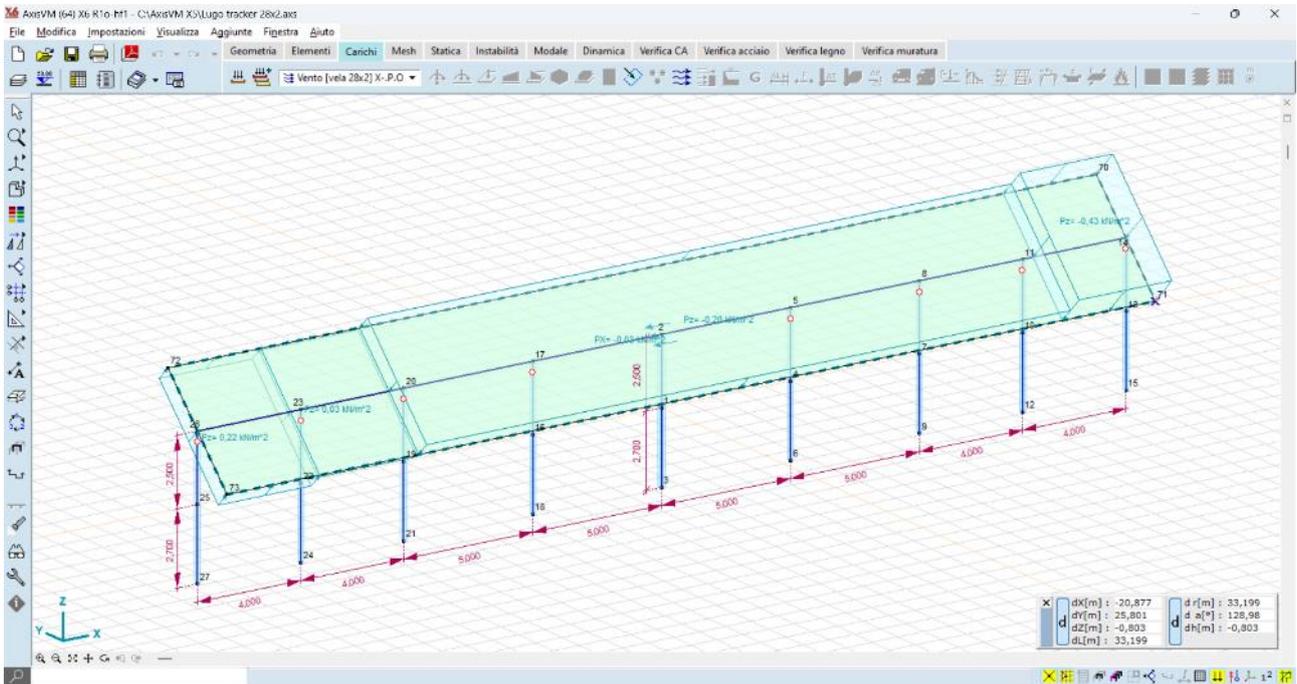
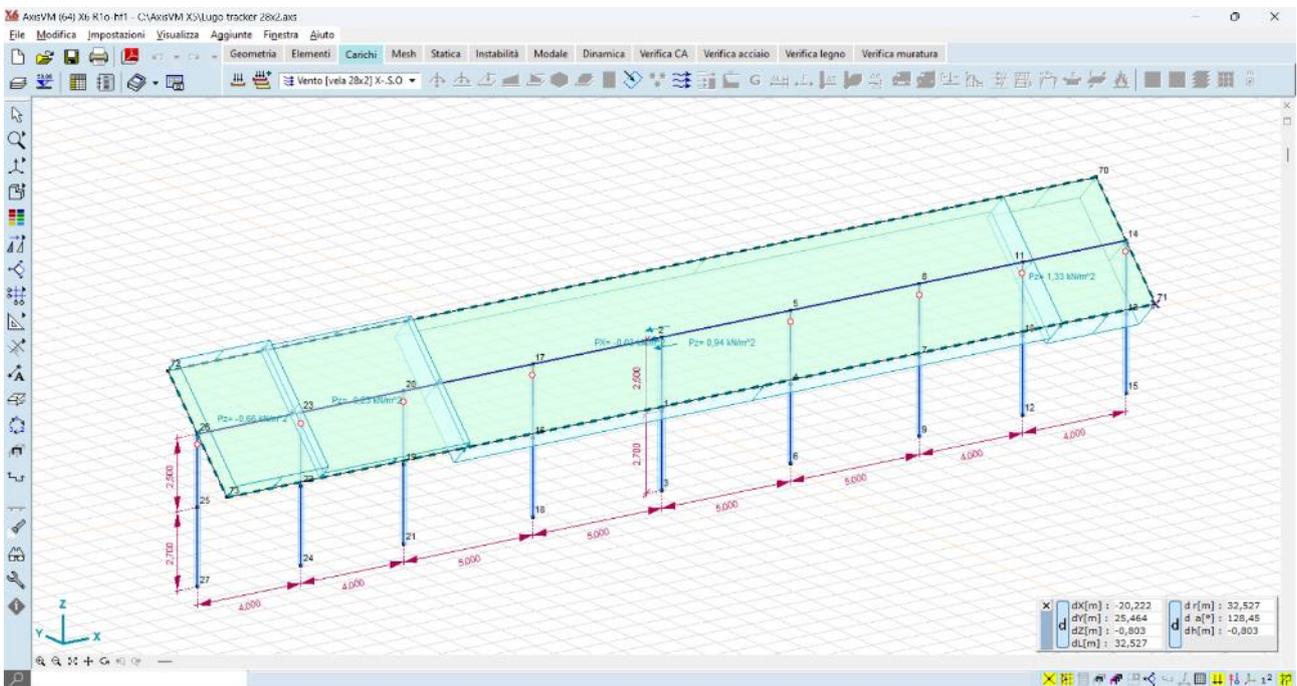


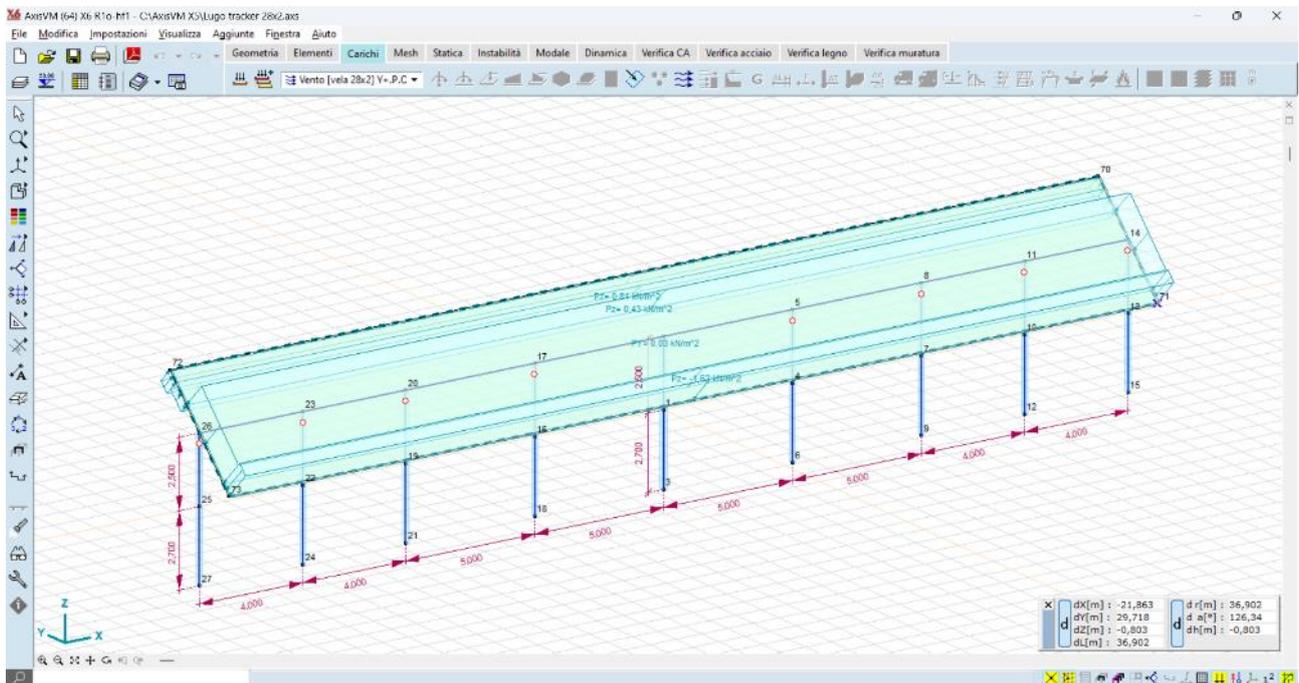
Figura 6-4 Carico vento X+S.O.



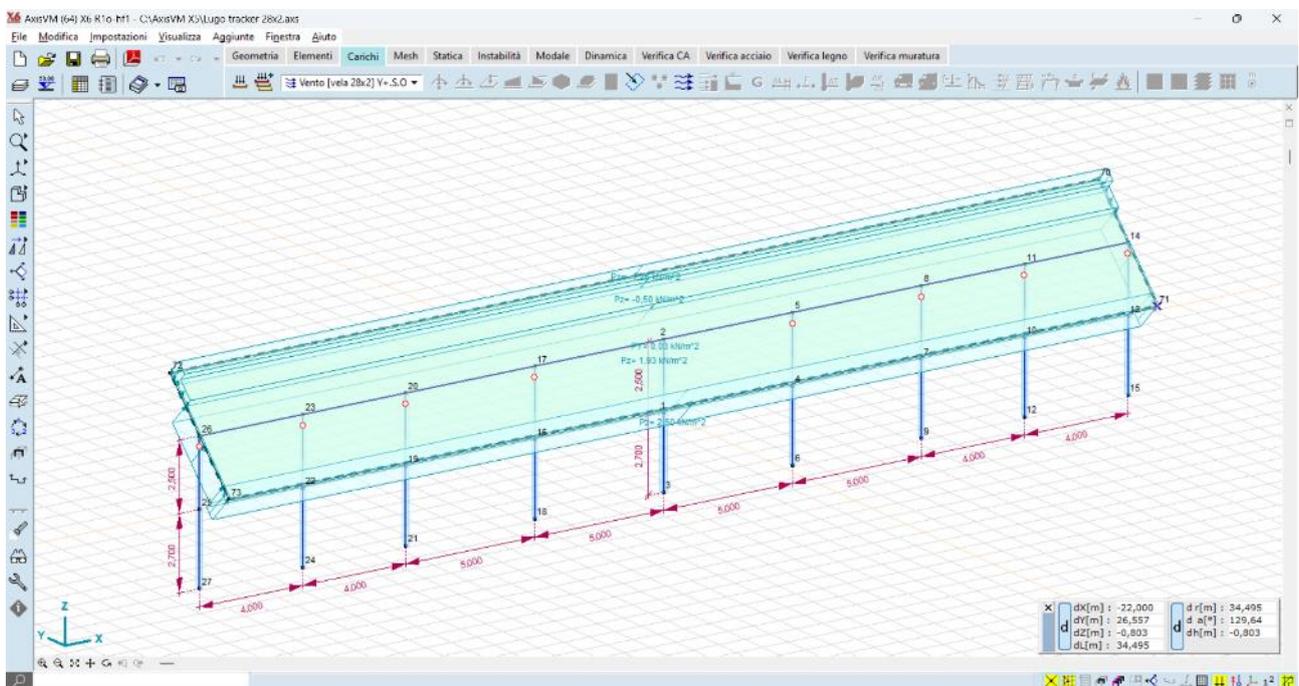
**Figura 6-5** Carico vento X-P.O.



**Figura 6-6** Carico vento X-S.O.



**Figura 6-7 Y+P.O.**



**Figura 6-8 Y+S.O.**

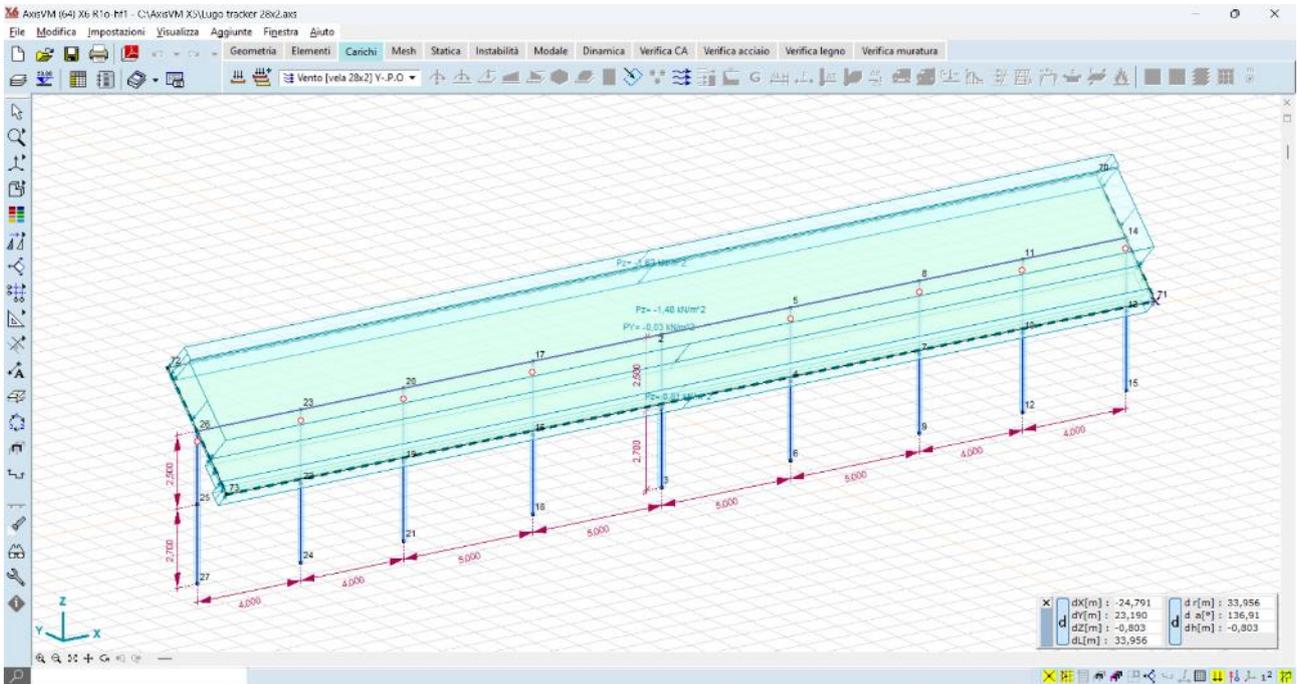


Figura 6-9 Y-P.O.

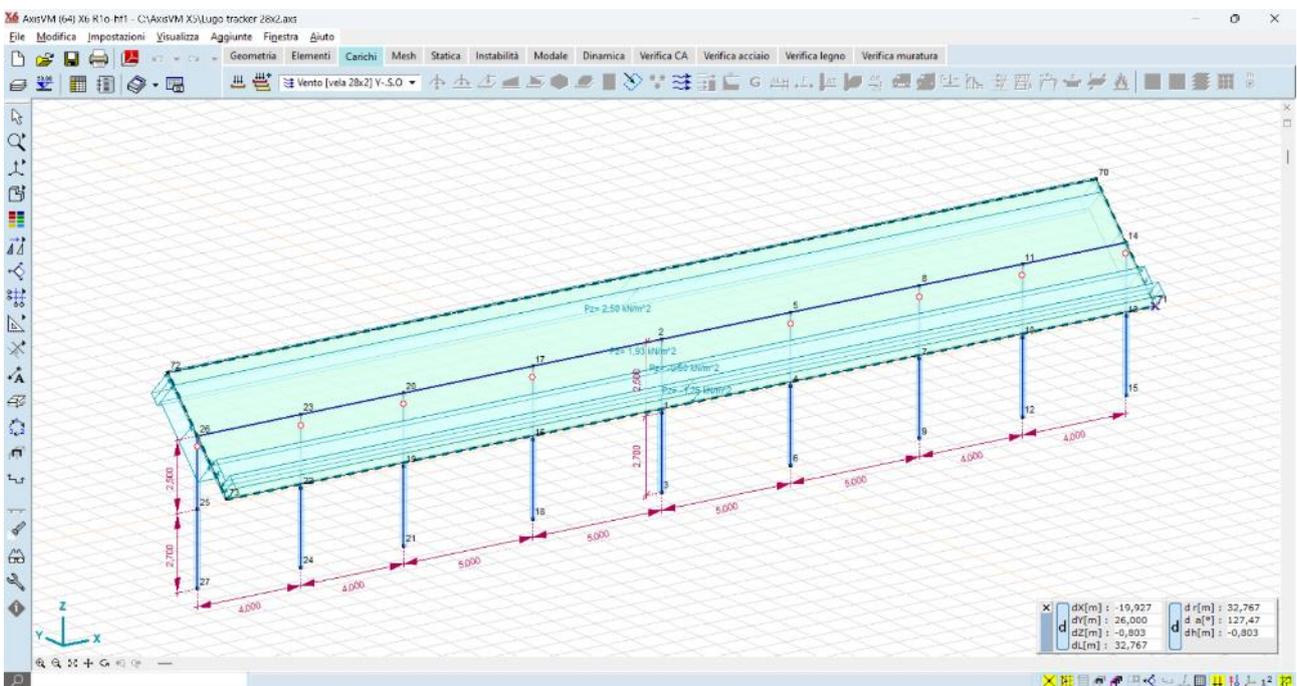


Figura 6-10 Y-S.O.

### 6.3 Risultati numerici

Vengono di seguito forniti i risultati del calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti, con particolare attenzione a quelli che sono gli spostamenti dei montanti verticali attesi sotto l'azione dei carichi vento.

#### 6.3.1 Spostamenti

Le deformate nelle condizioni di carico più significative sono di seguito illustrate:

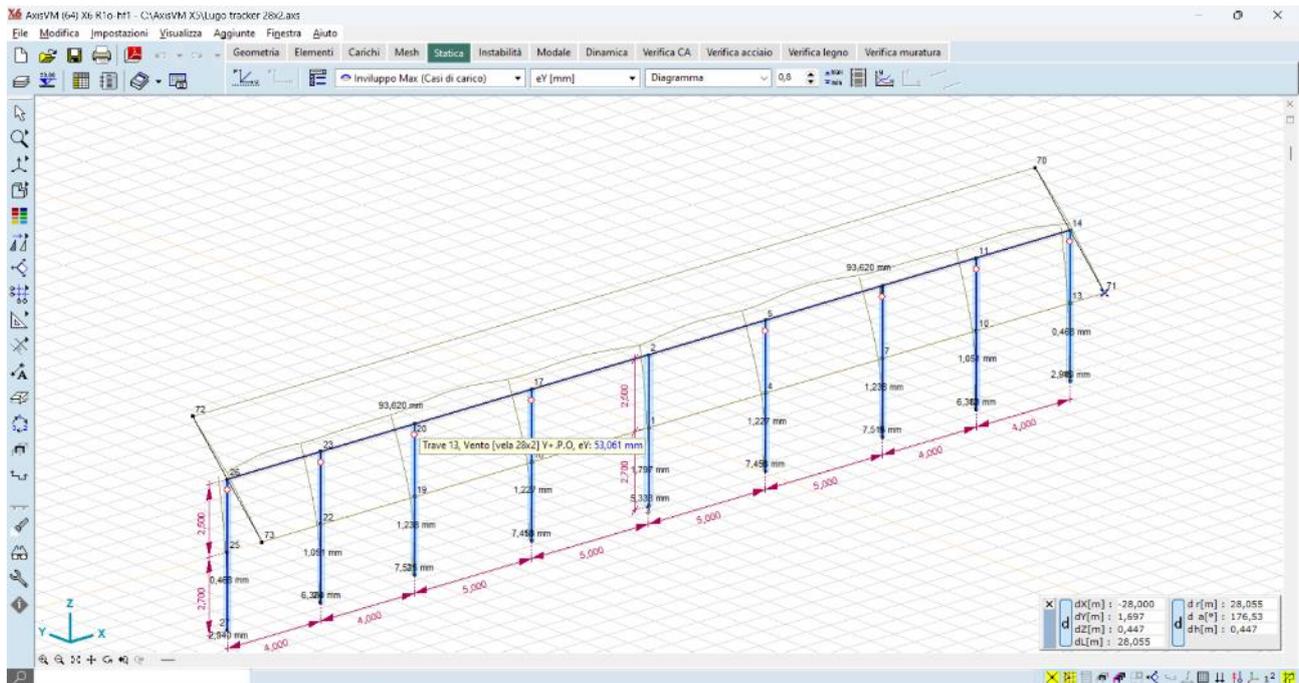


Figura 6-11 Spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y+P.O.

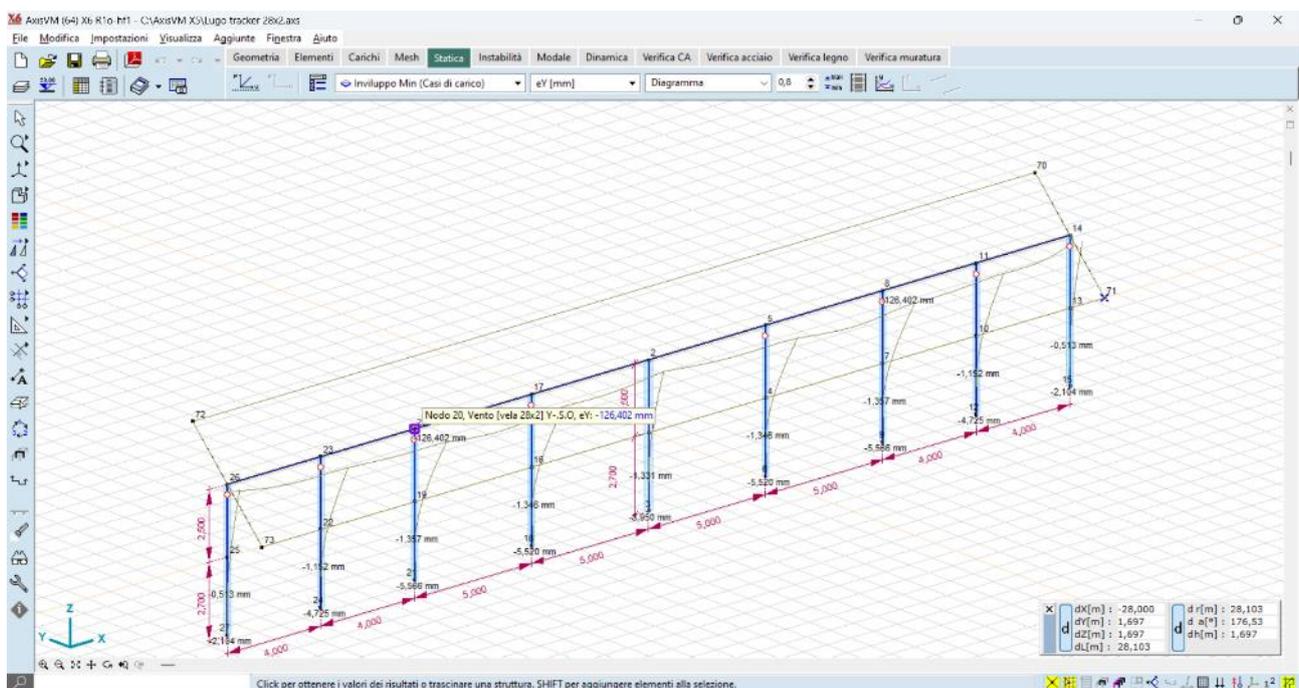
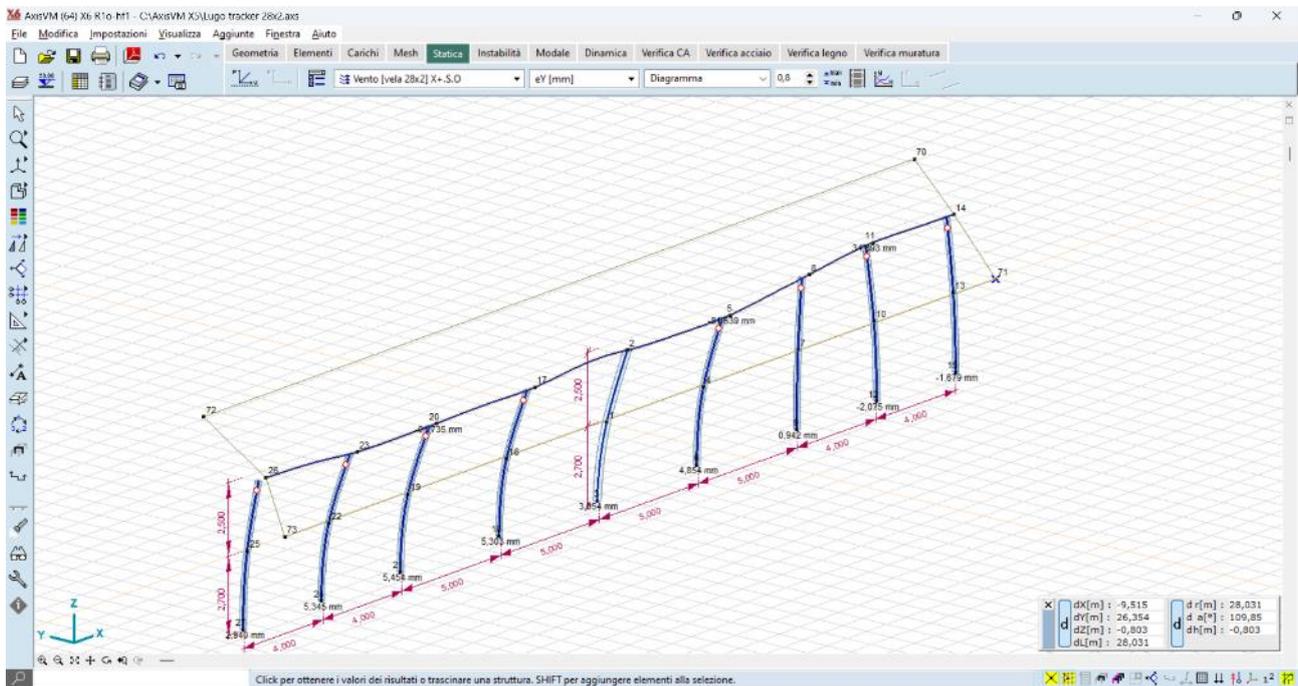
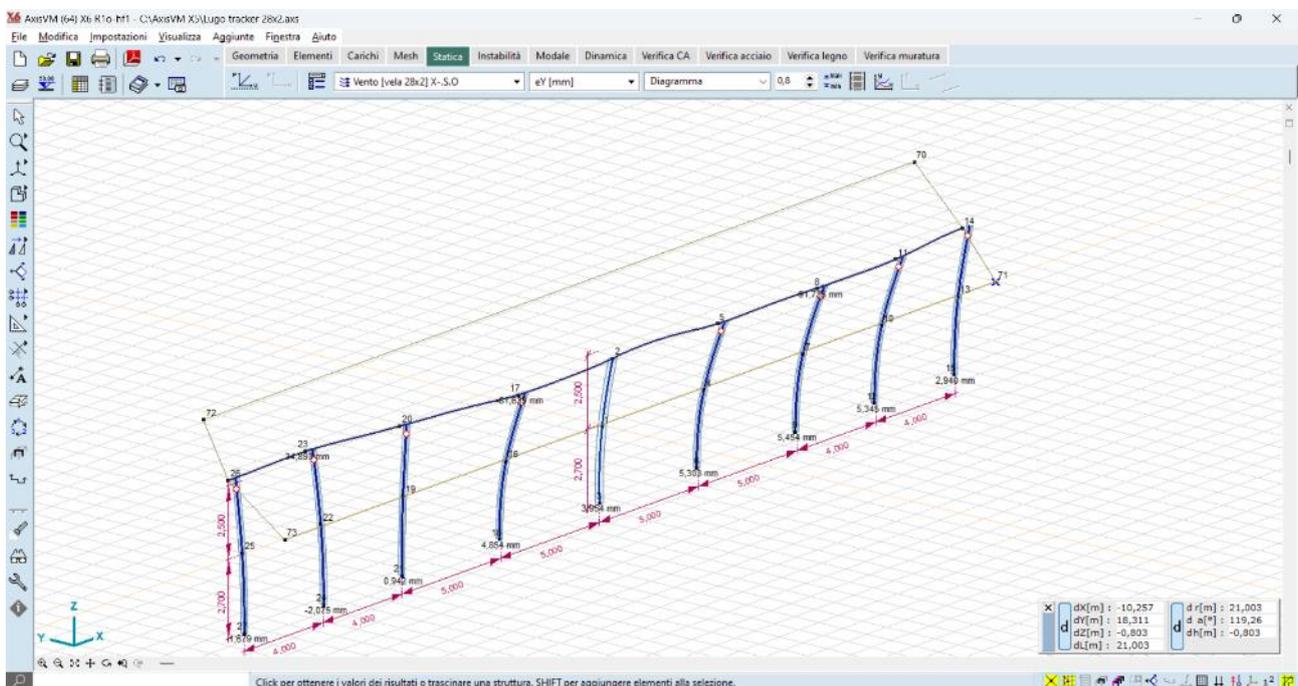


Figura 6-12 Spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y-S.O.



**Figura 6-13** Ipotesi di deformabilità torsionale sotto carico vento - condizione X+S.O.



**Figura 6-14** Spostamenti attesi sotto carico vento - condizione X-S.O.

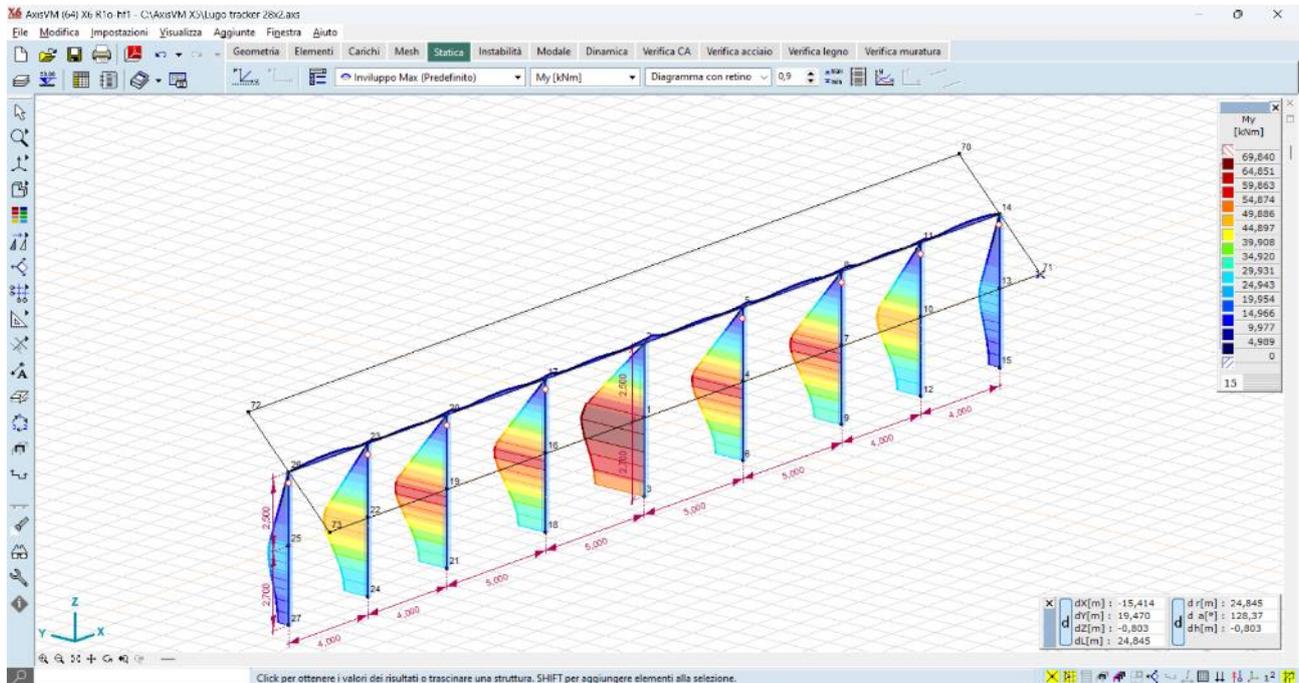
Gli spostamenti orizzontali al mozzo, nella condizione di carico più gravosa, sono dell'ordine dei **126 mm**, mentre quelli al piano campagna sono dell'ordine dei **19 mm**; tali valori vengono ritenuti accettabili se paragonati a quelli delle installazioni osservabili sul territorio nazionale.

Si dovrà tuttavia, nella fase di progettazione esecutiva, mettere in atto una campagna di test in sito – pull out test e test

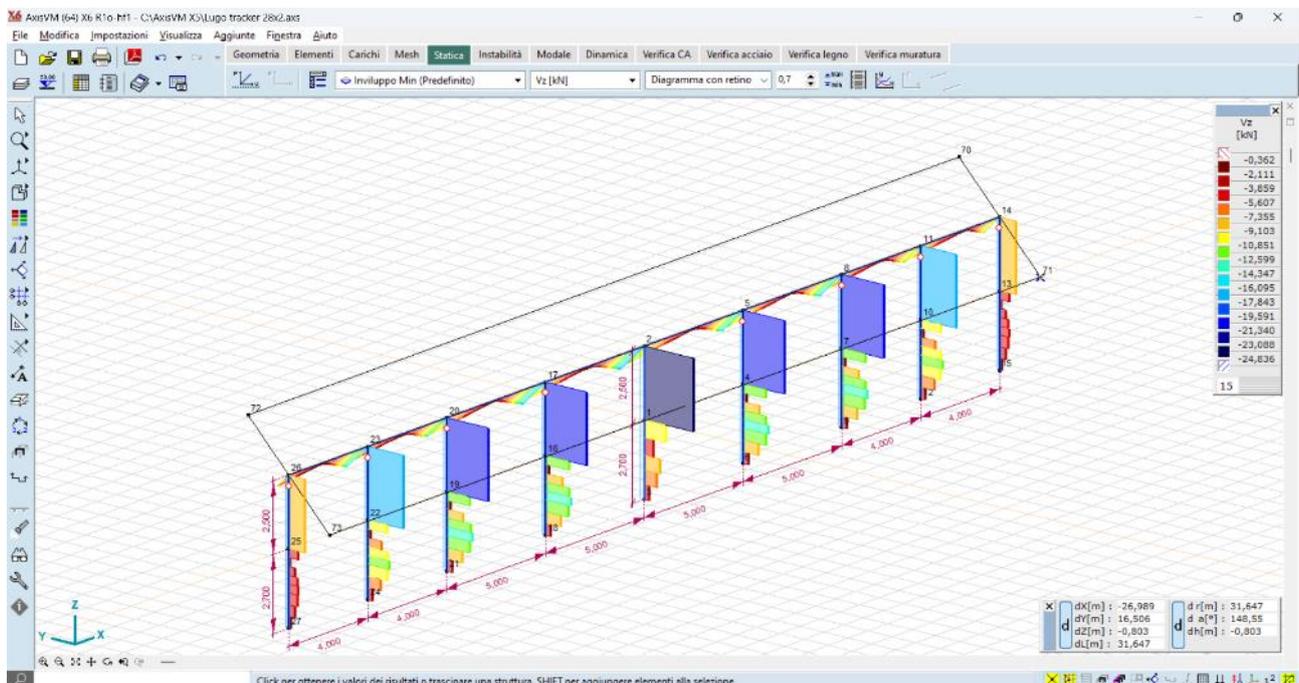
per carico laterale – in modo tale da confrontare le stime numeriche con i valori realmente riscontrati in campo.

## 6.3.2 Sollecitazioni

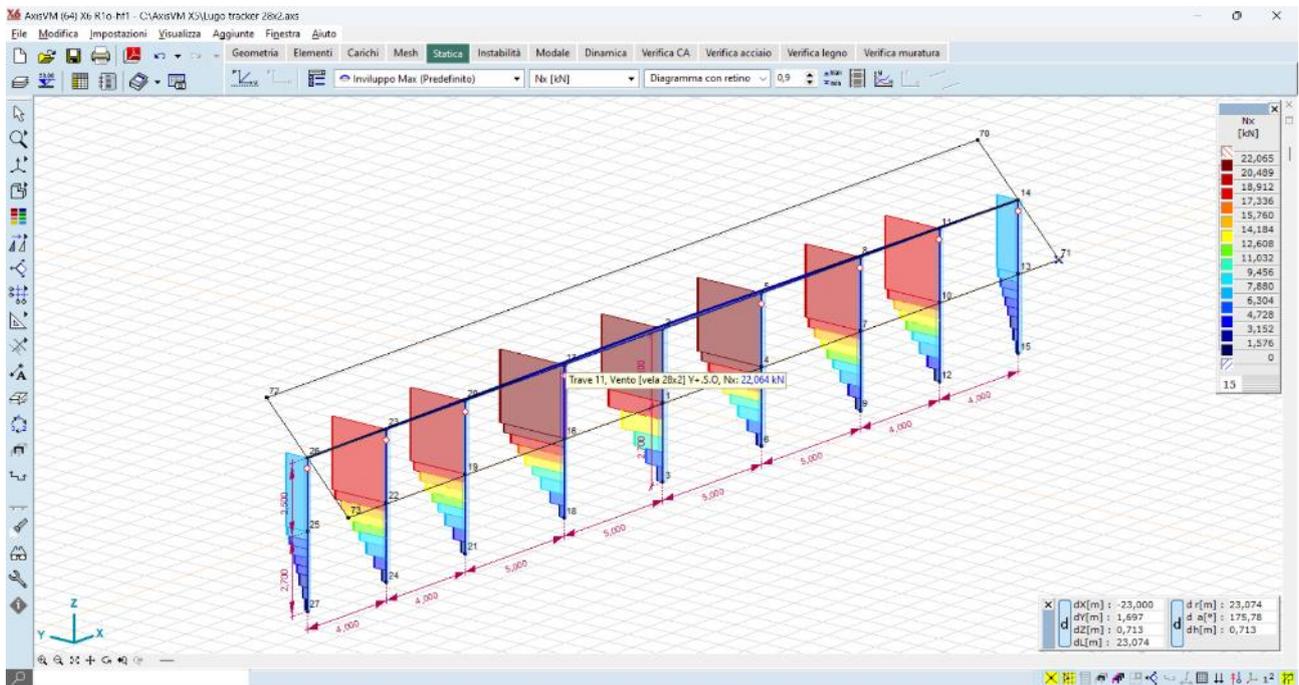
Per quel che riguarda i montanti verticali, le massime sollecitazioni sono:



**Figura 6-15 Momento flettente  $M_y$  – montanti - valori massimi dell'ordine dei 64 kN\*m – Combinazione Y-S.O.**

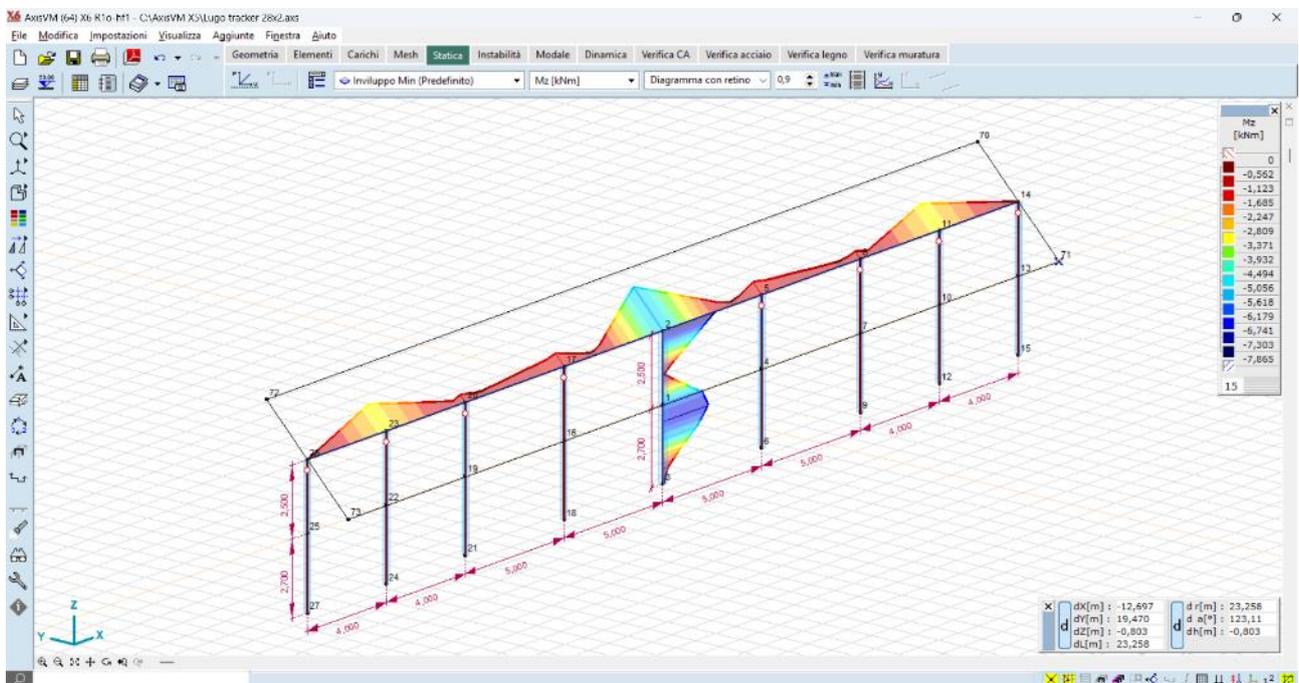


**Figura 6-16 Taglio  $V_z$  – montanti - valori massimi dell'ordine dei 23 kN – Combinazione Y-S.O.**



**Figura 6-17 Carico uplift  $N_x$  – montanti – valori massimi dell'ordine dei 22,6 kN – combinazione Y+S.O.**

Per quel che riguarda l'asse di rotazione, si riporta l'inviluppo dei momenti flettenti:



**Figura 6-18 Momento flettente  $M_z$  – asse di rotazione - valori massimi dell'ordine dei 6,7 kN\*m – combinazione Y-S.O.**

## 7 TRACKER MONOASSIALE 2X14

### 7.1 Generazione del modello

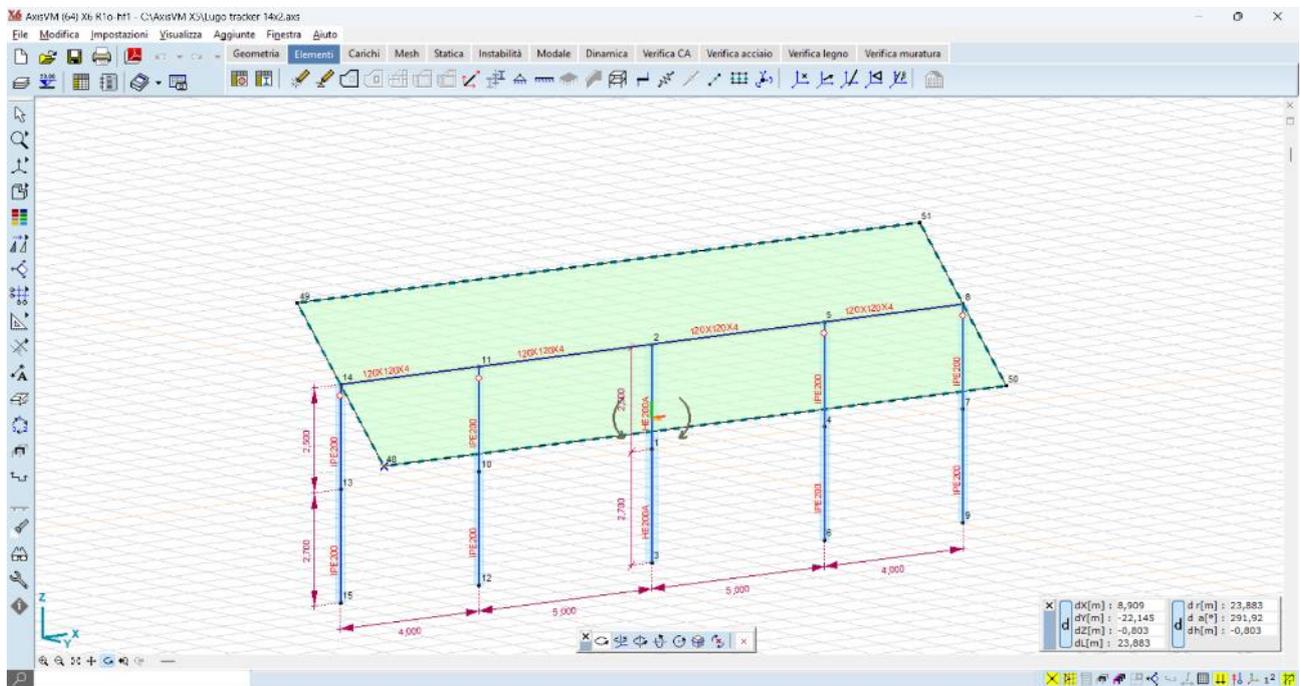


Figura 7-1 Modello ad elementi finiti – vista ad aste

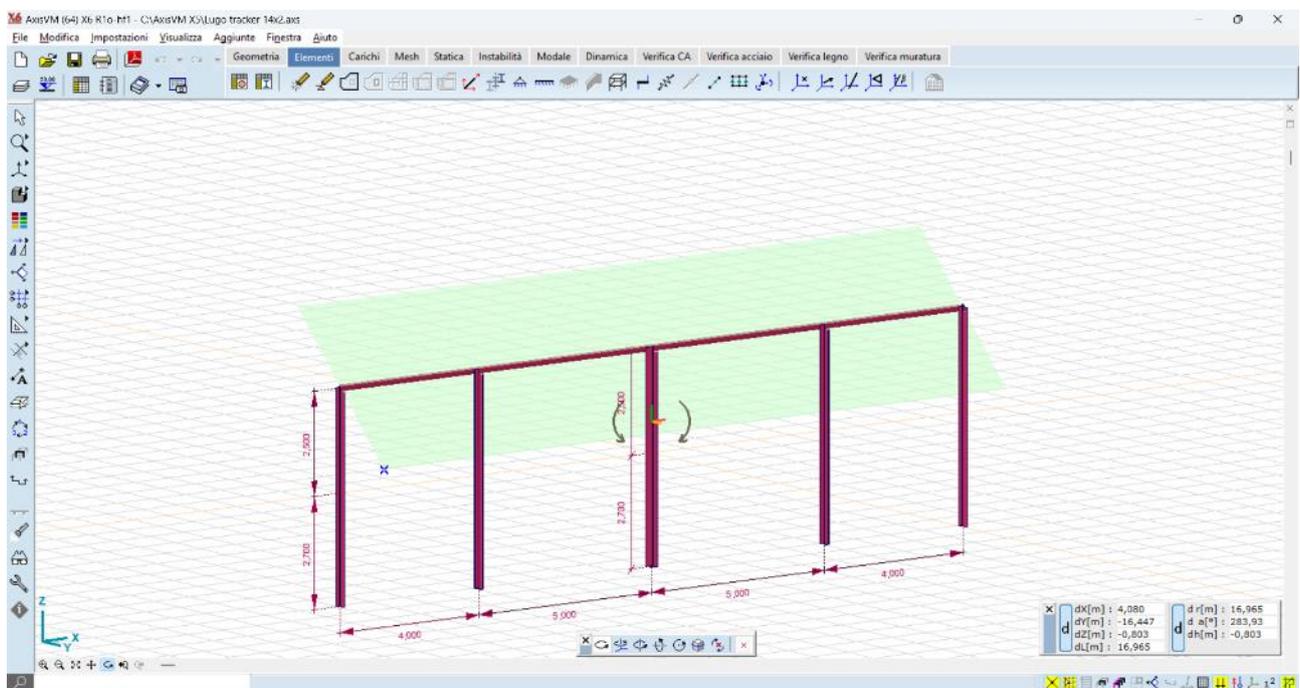


Figura 7-2 Modello ad elementi finiti – vista render 3D

## 7.2 Casi di carico

Vengono generati n. 8 casi di carico vento, come di seguito illustrato:

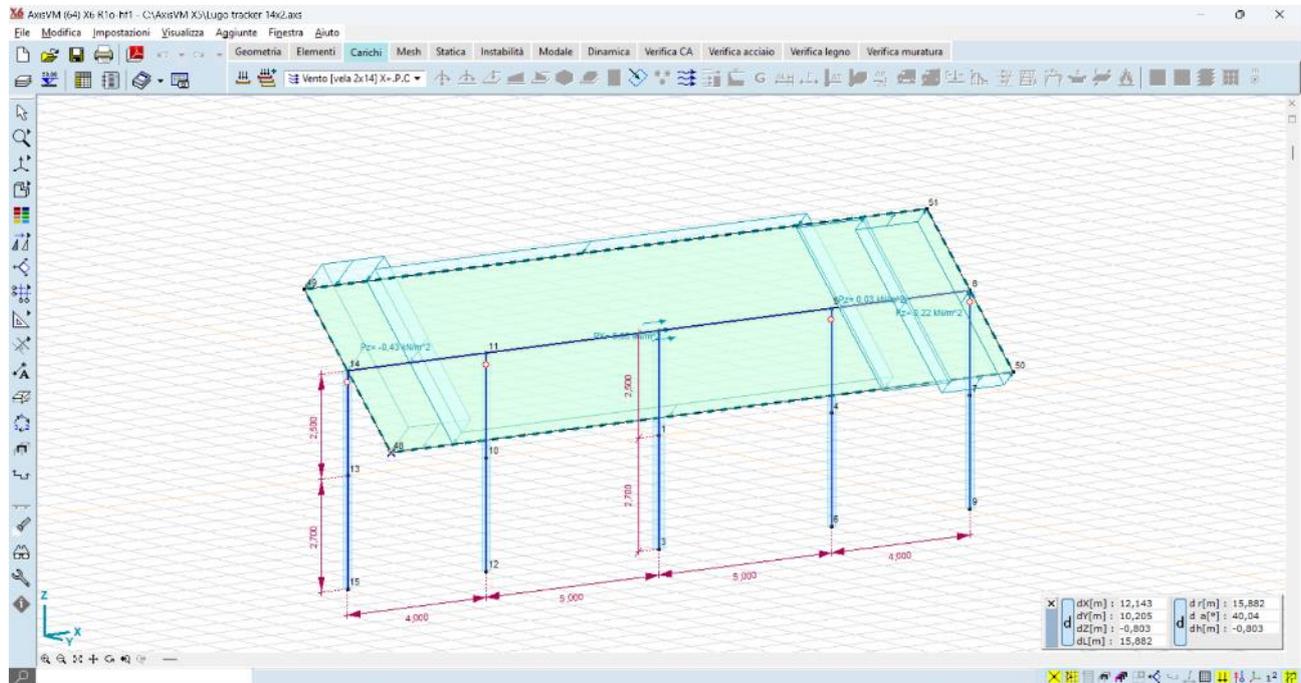


Figura 7-3 Carico vento X+P.O.

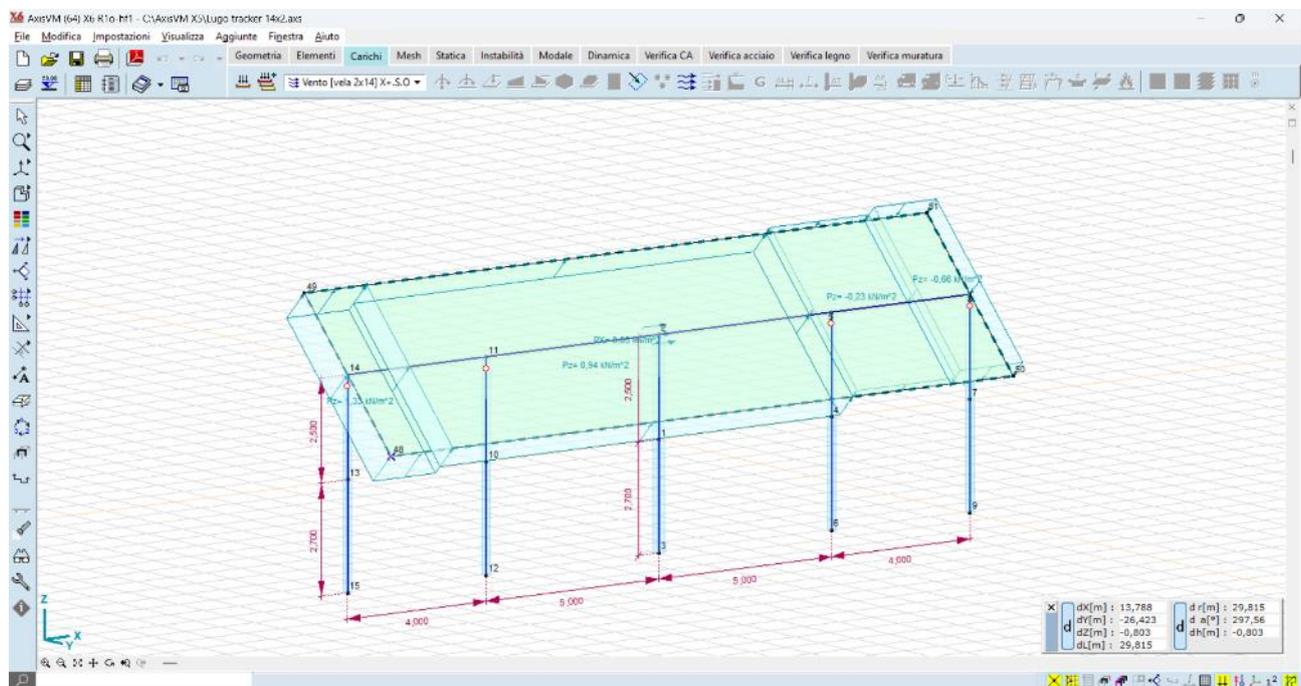


Figura 7-4 Carico vento X+S.O.

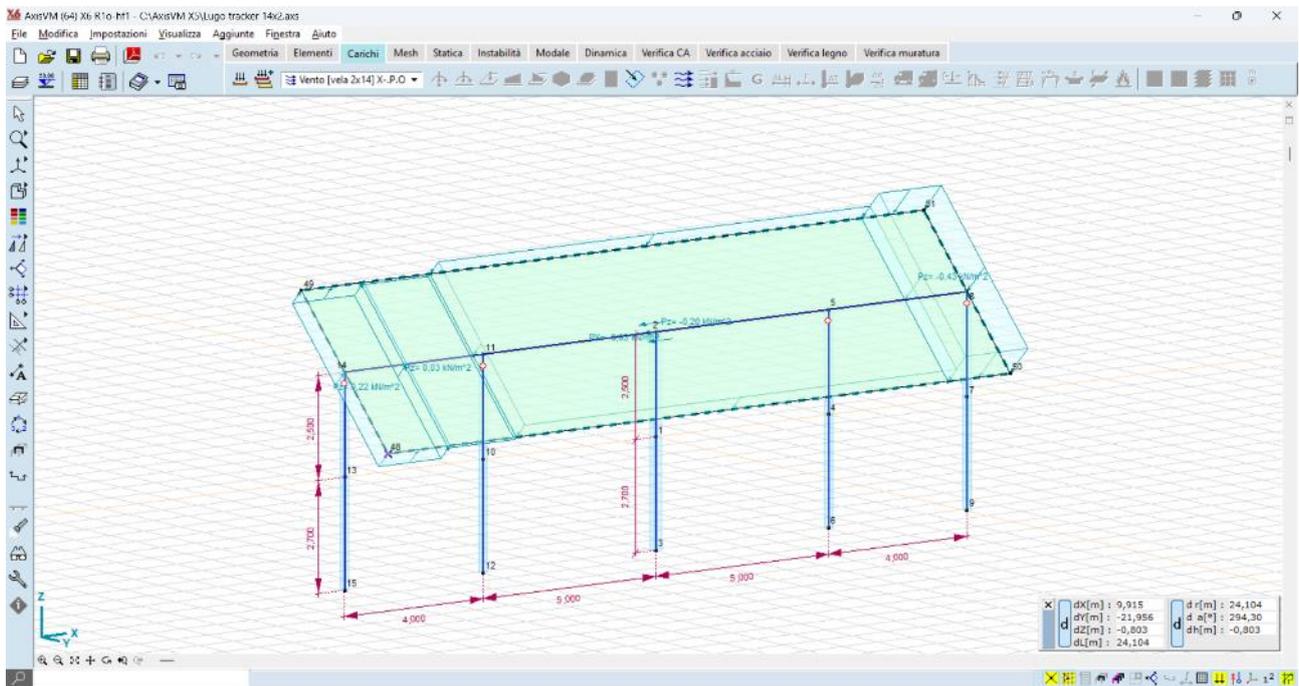


Figura 7-5 Carico vento X-P.O.

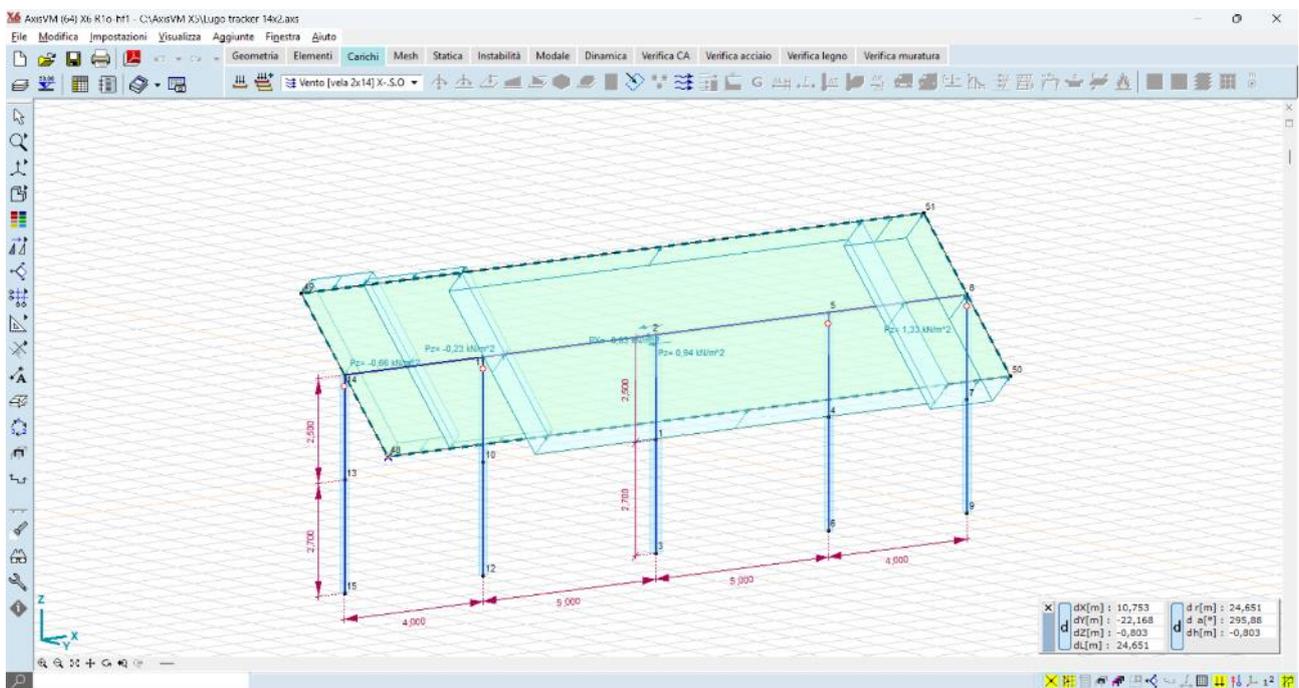


Figura 7-6 Carico vento X-S.O.

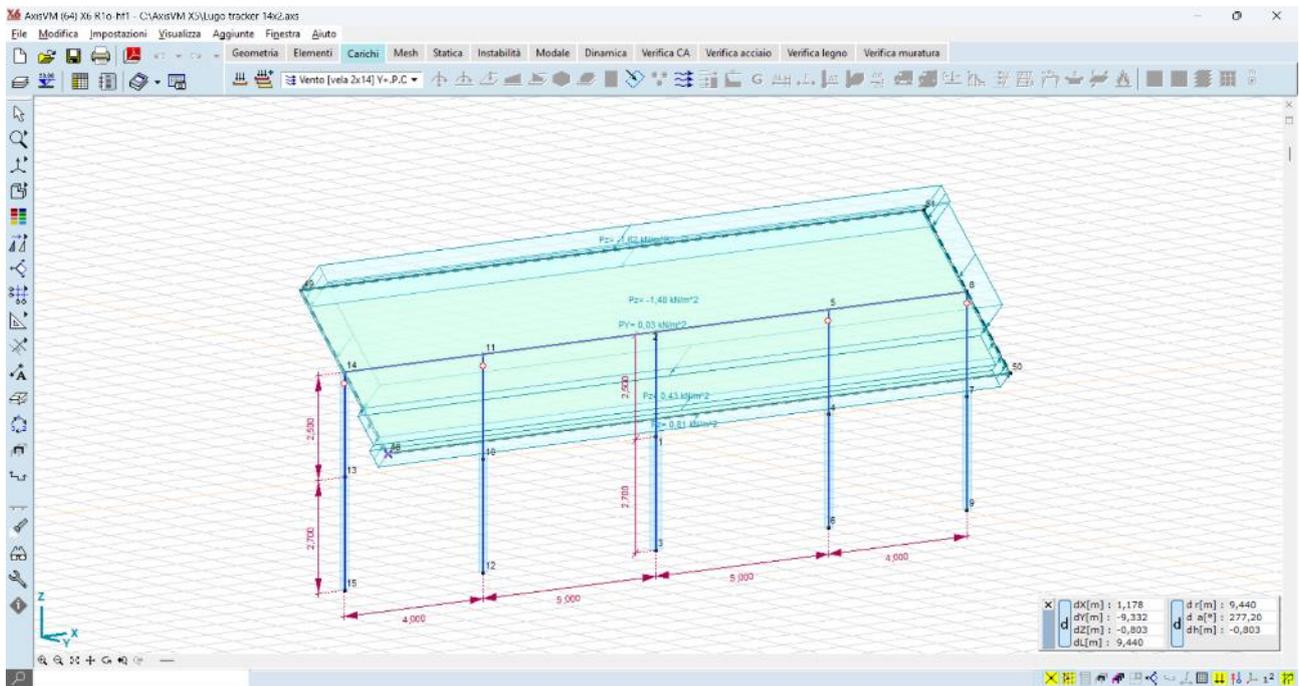


Figura 7-7 Y+P.O.

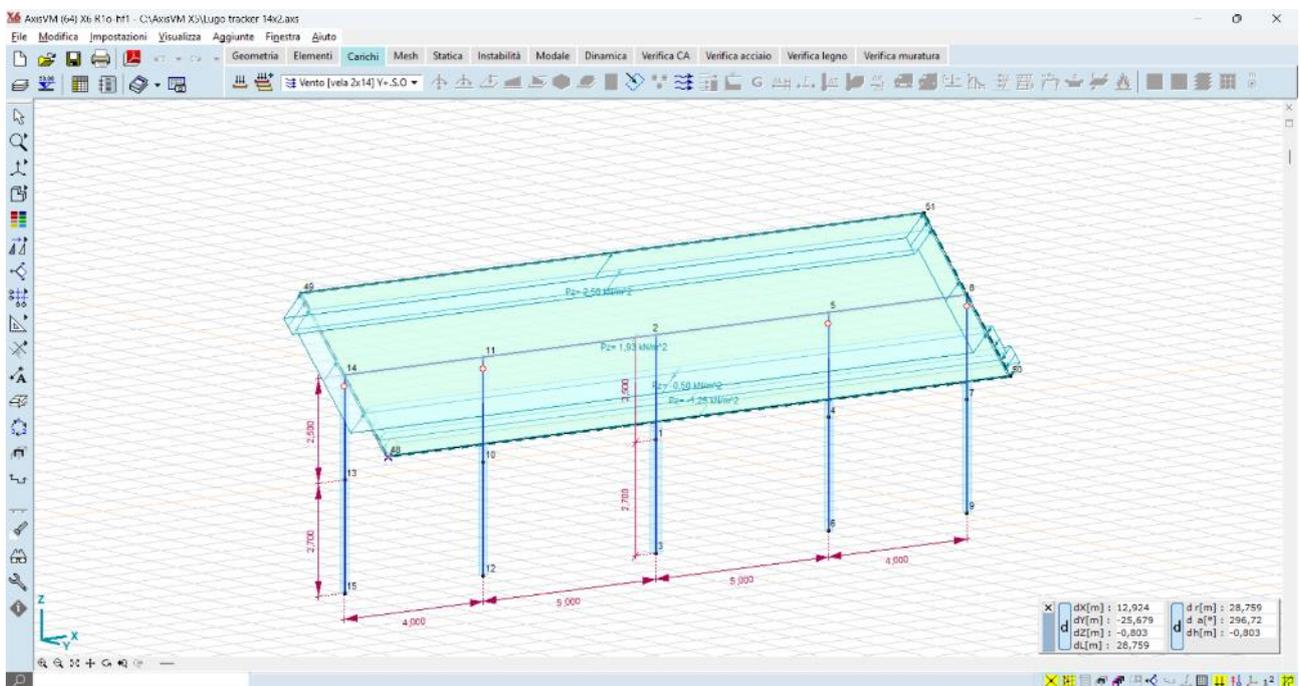


Figura 7-8 Y+S.O.

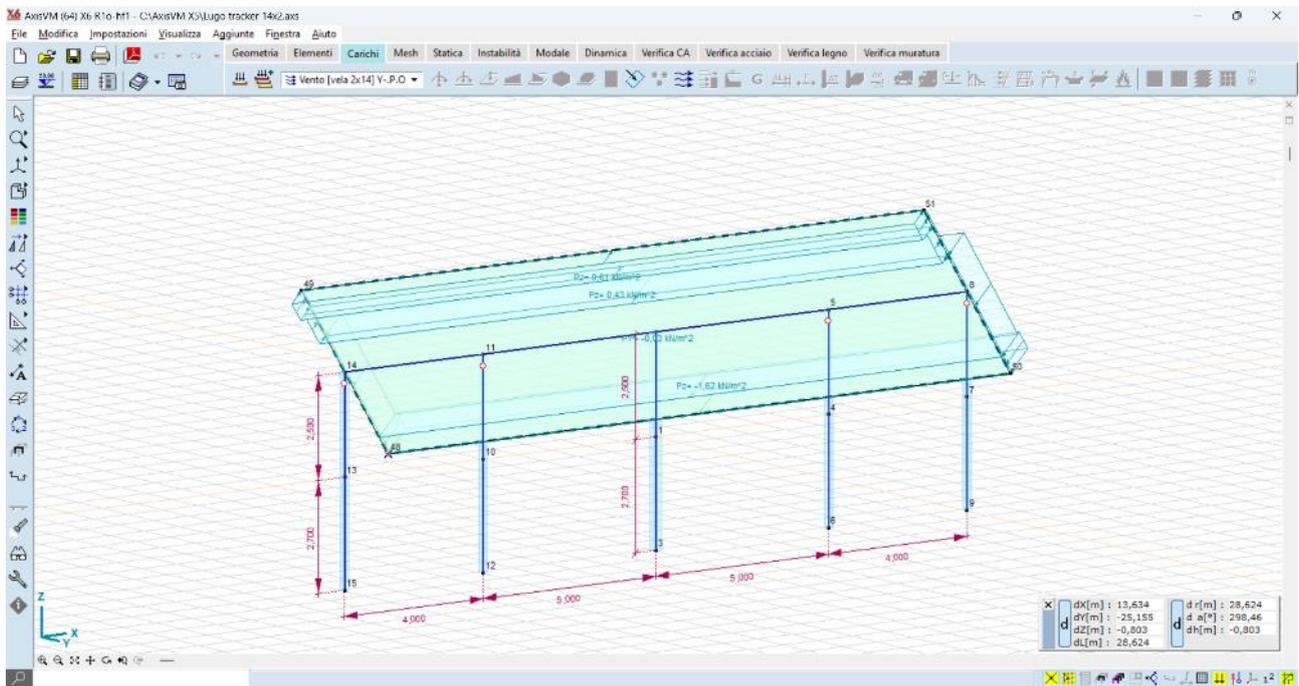


Figura 7-9 Y-P.O.

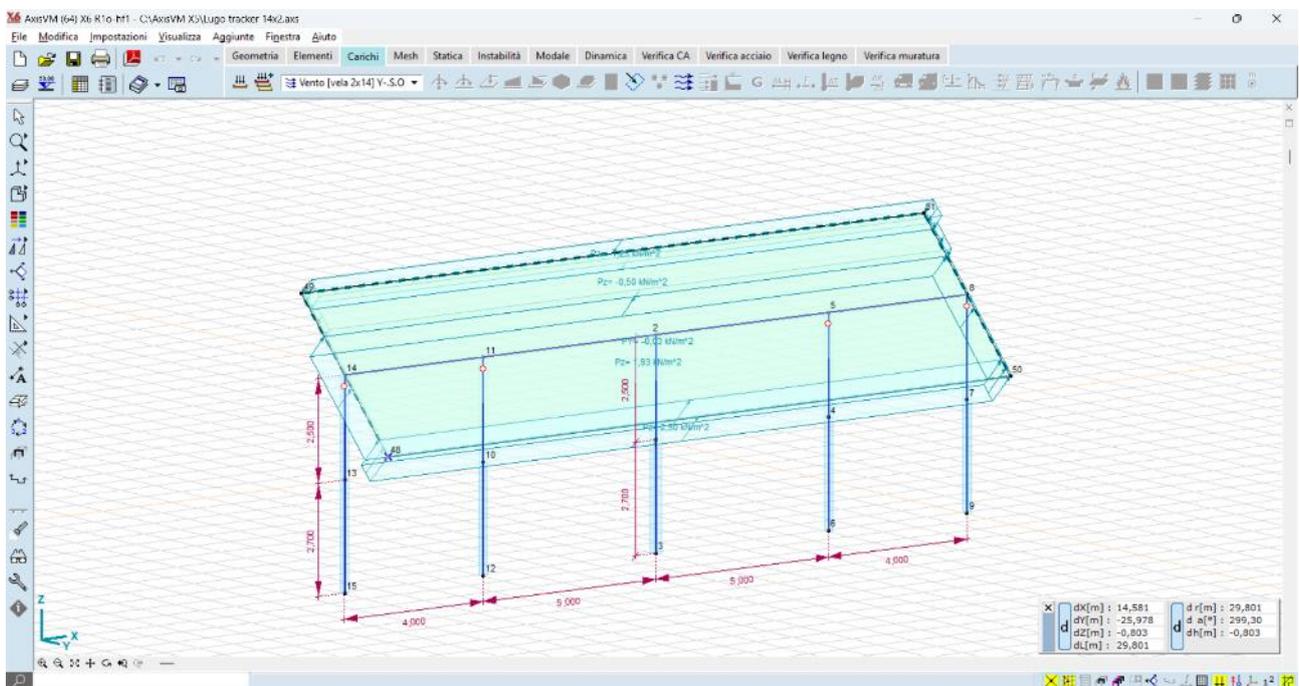


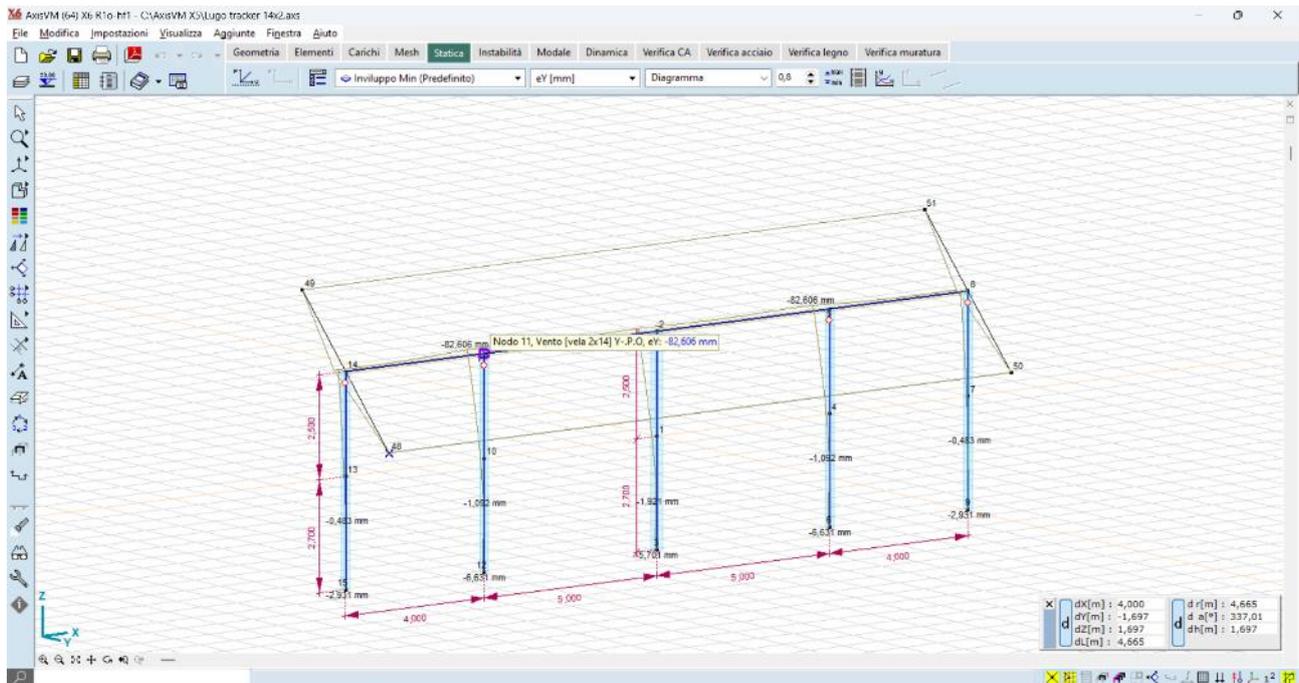
Figura 7-10 Y-S.O.

## 7.3 Risultati numerici

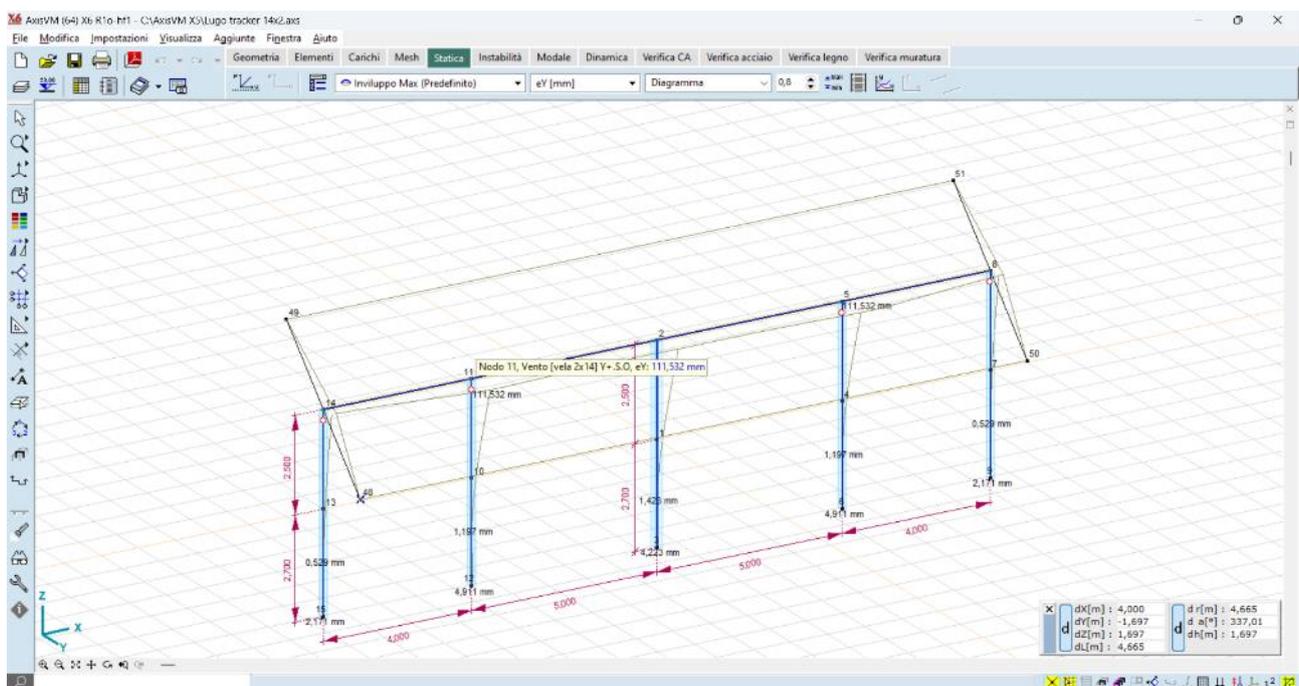
Vengono di seguito forniti i risultati del calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti, con particolare attenzione a quelli che sono gli spostamenti dei montanti verticali attesi sotto l'azione dei carichi vento.

### 7.3.1 Spostamenti

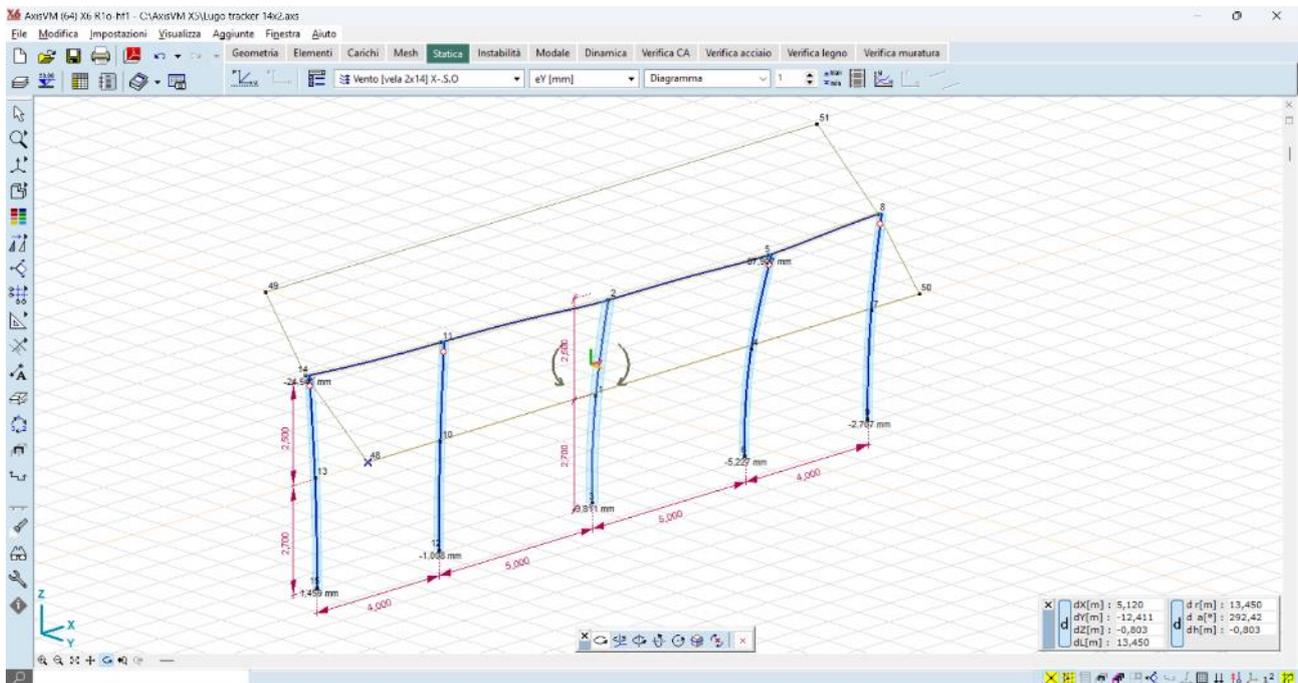
Le deformate nelle condizioni di carico più significative sono di seguito illustrate:



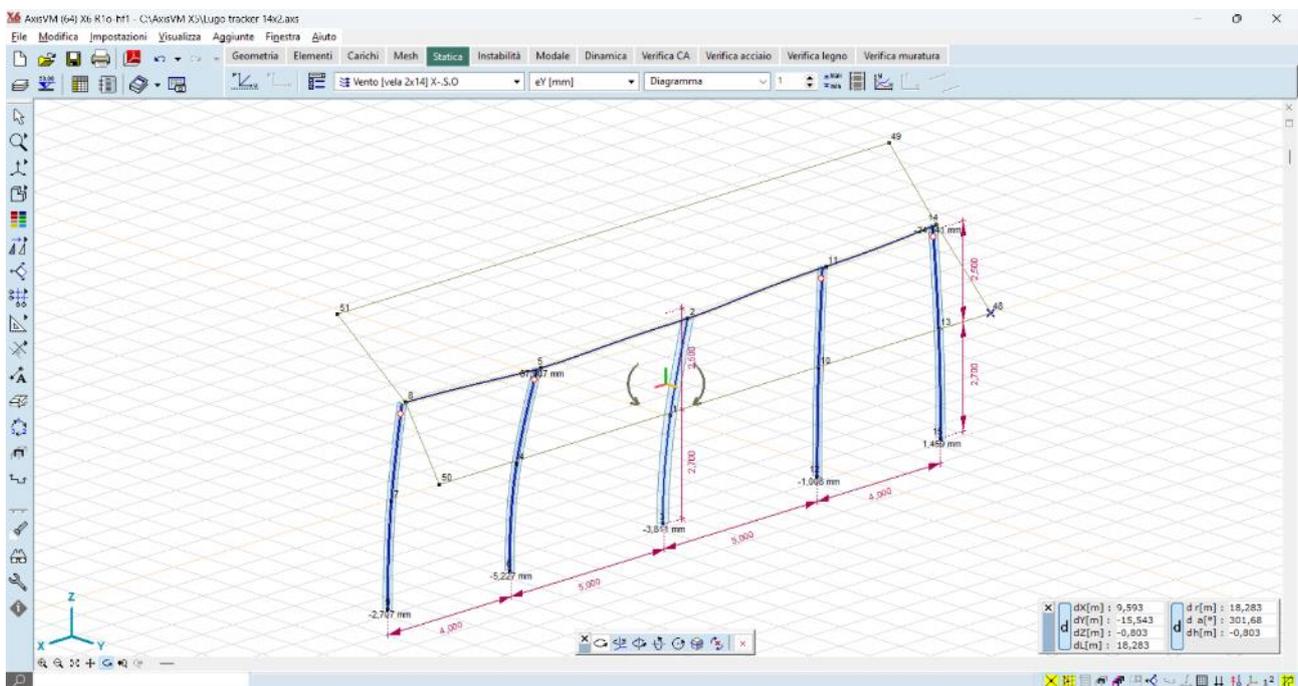
**Figura 7-11** Spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y+P.O.



**Figura 7-12** Spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y-S.O.



**Figura 7-13** Ipotesi di deformabilità torsionale sotto carico vento - condizione X+S.O.



**Figura 7-14** Spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y-S.O.

Gli spostamenti orizzontali al mozzo, nella condizione di carico più gravosa, sono dell'ordine dei **112 mm**, mentre quelli al piano campagna sono dell'ordine dei **24 mm**; tali valori vengono ritenuti accettabili se paragonati a quelli delle installazioni osservabili sul territorio nazionale.

Si dovrà tuttavia, nella fase di progettazione esecutiva, mettere in atto una campagna di test in sito – pull out test e test per carico laterale – in modo tale da confrontare le stime numeriche con i valori realmente riscontrati in campo.

### 7.3.2 Sollecitazioni

Per quel che riguarda i montanti verticali, le massime sollecitazioni sono:

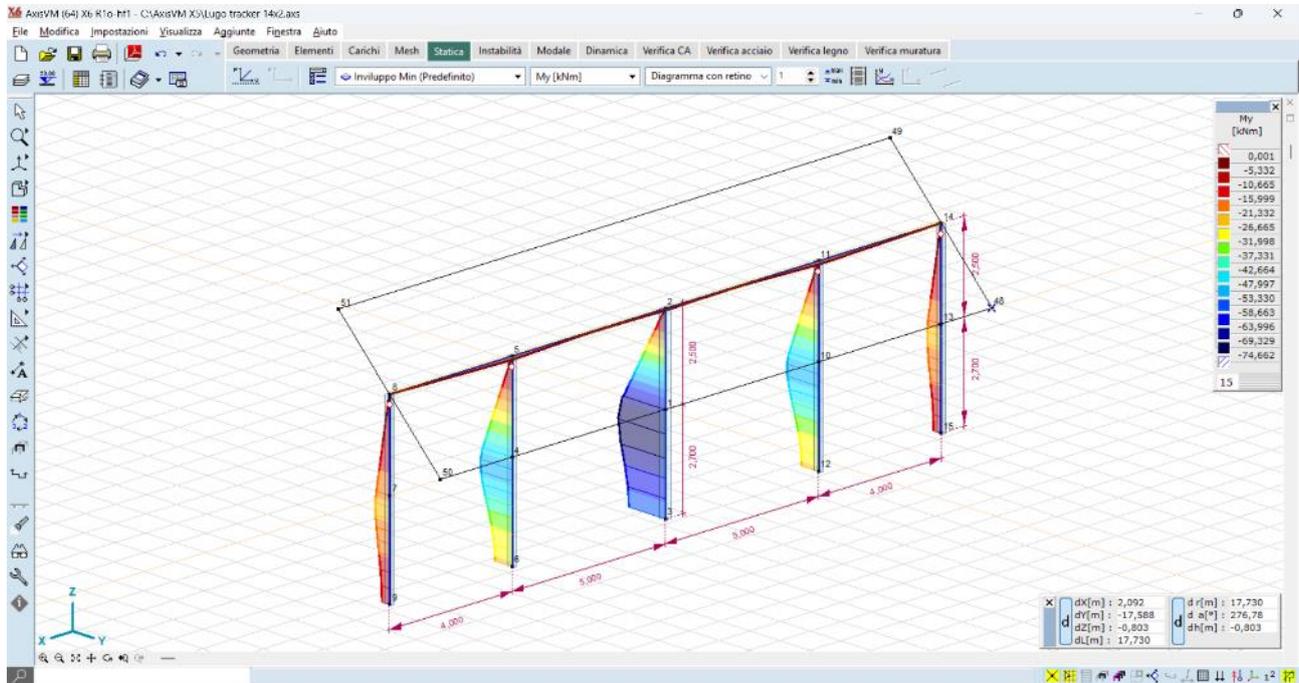


Figura 7-15 Momento flettente  $M_y$  – montanti - valori massimi dell'ordine dei 69  $kN*m$  – combinazione Y+S.O.

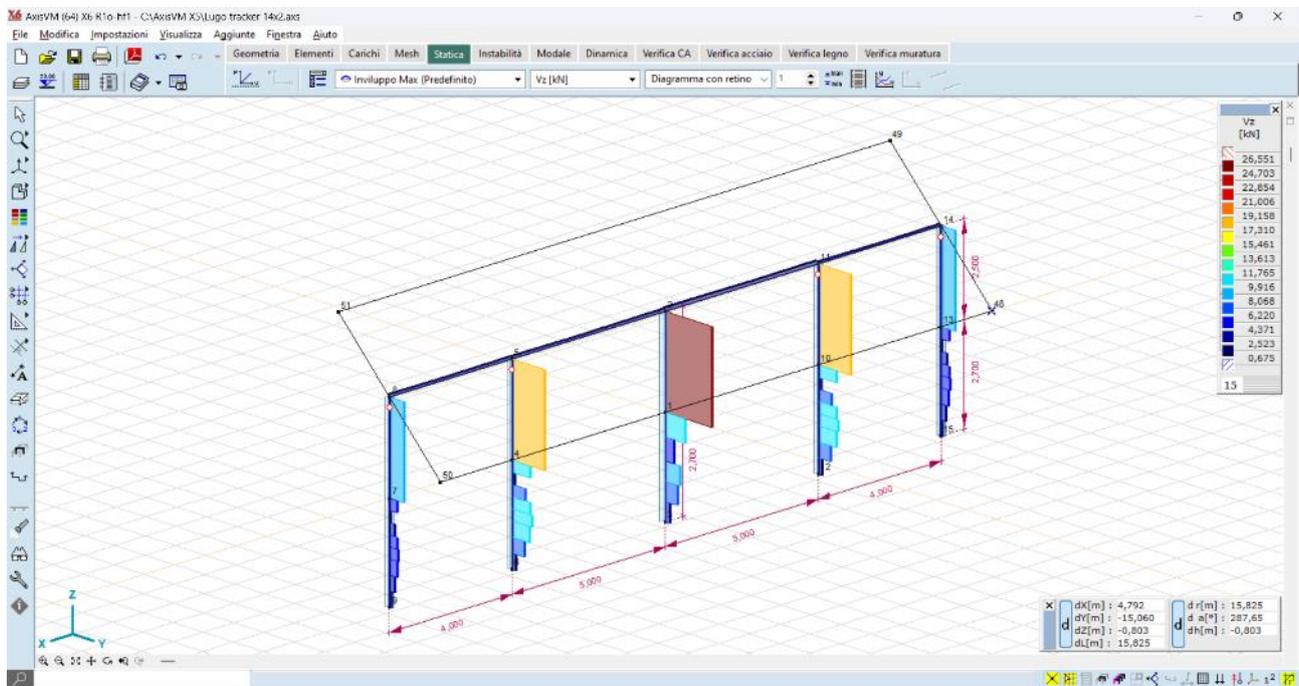
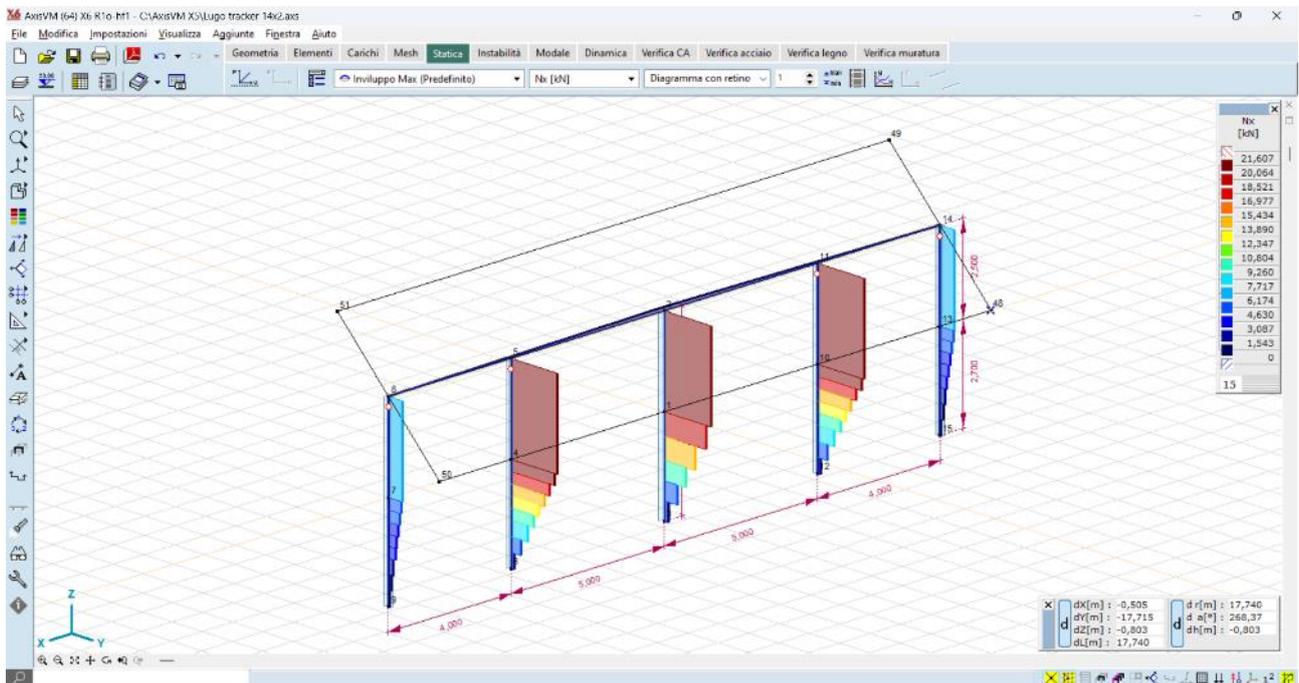
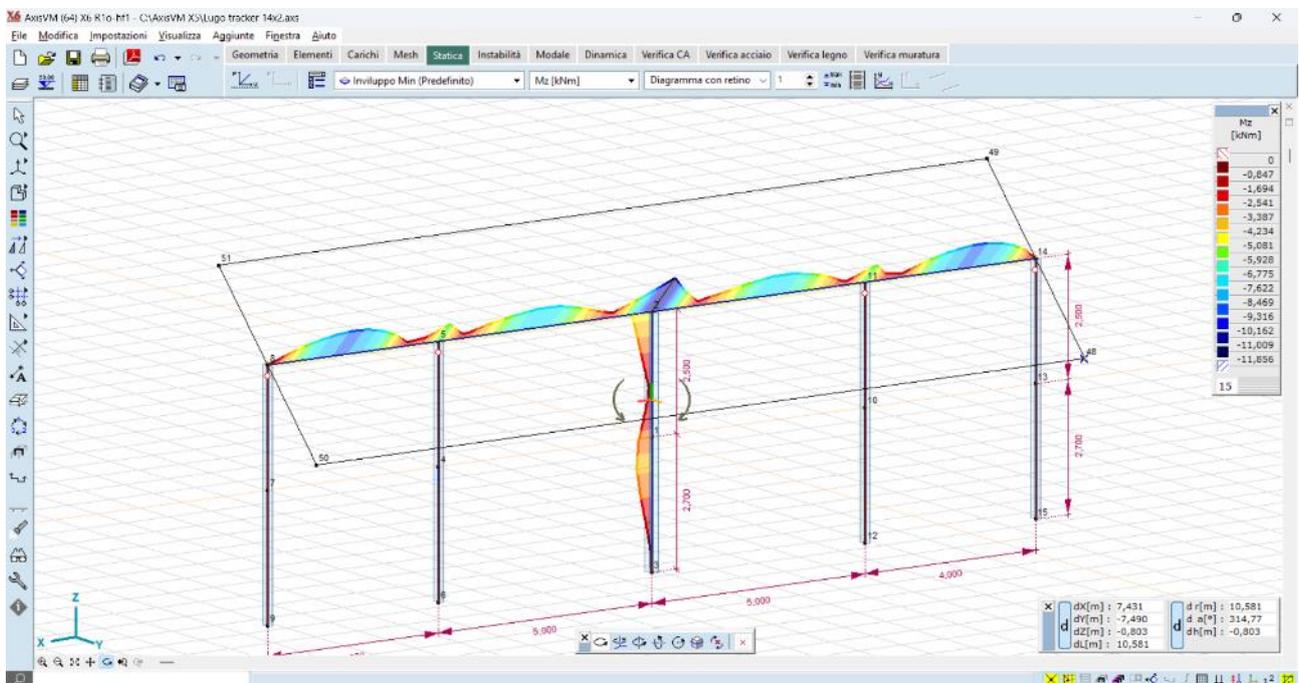


Figura 7-16 Taglio  $V_z$  – montanti - valori massimi dell'ordine dei 25,5  $kN$  – combinazione Y+S.O.



**Figura 7-17** Carico uplift  $N_x$  – montanti – valori massimi dell'ordine dei 20 kN – combinazione Y-S.O.

Per quel che riguarda l'asse di rotazione, si riporta l'involuppo dei momenti flettenti:



**Figura 7-18** Momento flettente  $M_z$  – asse di rotazione - valori massimi dell'ordine dei 11,5 kN\*m – combinazione Y-S.O.

## 8 VERIFICHE DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le verifiche di resistenza vengono condotte con le formule classiche della scienza delle costruzioni; si forniscono di seguito gli ordini di grandezza delle verifiche:

- a pressoflessione dei montanti verticali *simple support*
- a pressoflessione dei montanti verticali *motor support*
- a flessione della trave orizzontale *asse di rotazione*

Le verifiche sono espresse dal rapporto tra la capacità di snervamento e l'azione di progetto; hanno pertanto esito positivo per rapporti superiori all'unità.

Montanti verticali del tipo *motor support*, il valore massimo del momento sollecitante è dell'ordine di:

$$M_{\max} = 68,00 \text{ kN*m}$$

Il valore del momento di snervamento è pari a:

$$M_y = W_x * \sigma_y = 388,73 \text{ cm}^3 * 2750 \text{ daN/cm}^2 = 68,97 \text{ kN*m}$$

dal rapporto tra momento di snervamento e momento sollecitante si ottiene:

$$M_y/M_{\max} = 1,01$$

il quale può essere considerato un coeff di sicurezza **accettabile**.

Montanti verticali del tipo *simple support*, il valore massimo del momento sollecitante è dell'ordine di:

$$M_{\max} = 54,00 \text{ kN*m}$$

Il valore del momento di snervamento è pari a:

$$M_y = W_x * \sigma_y = 220,73 \text{ cm}^3 * 2750 \text{ daN/cm}^2 = 60,70 \text{ kN*m}$$

dal rapporto tra momento di snervamento e momento sollecitante si ottiene:

$$M_y/M_{\max} = 1,12$$

il quale può essere considerato un coeff di sicurezza **accettabile**.

Asse di rotazione orizzontale, il valore del momento sollecitante massimo è pari a:

$$M_{\max} = 11,50 \text{ kN*m}$$

Il valore del momento di snervamento è pari a

$$M_y = W_x * \sigma_y = 67,05 \text{ cm}^3 * 3500 \text{ daN/cm}^2 = 23,46 \text{ kN*m}$$

dal rapporto tra momento di snervamento momento sollecitante si ottiene:

$$M_y/M_{\max} = 2,04$$

il quale può essere considerato un coeff di sicurezza **accettabile**.

Le tensioni di lavoro indotte negli elementi strutturali sono così calcolate:

Nei montanti verticali tipo *simple support*, le massime tensioni di lavoro sono comprese tra i valori:

- 1660 daN/cm<sup>2</sup>

+1740 daN/cm<sup>2</sup>

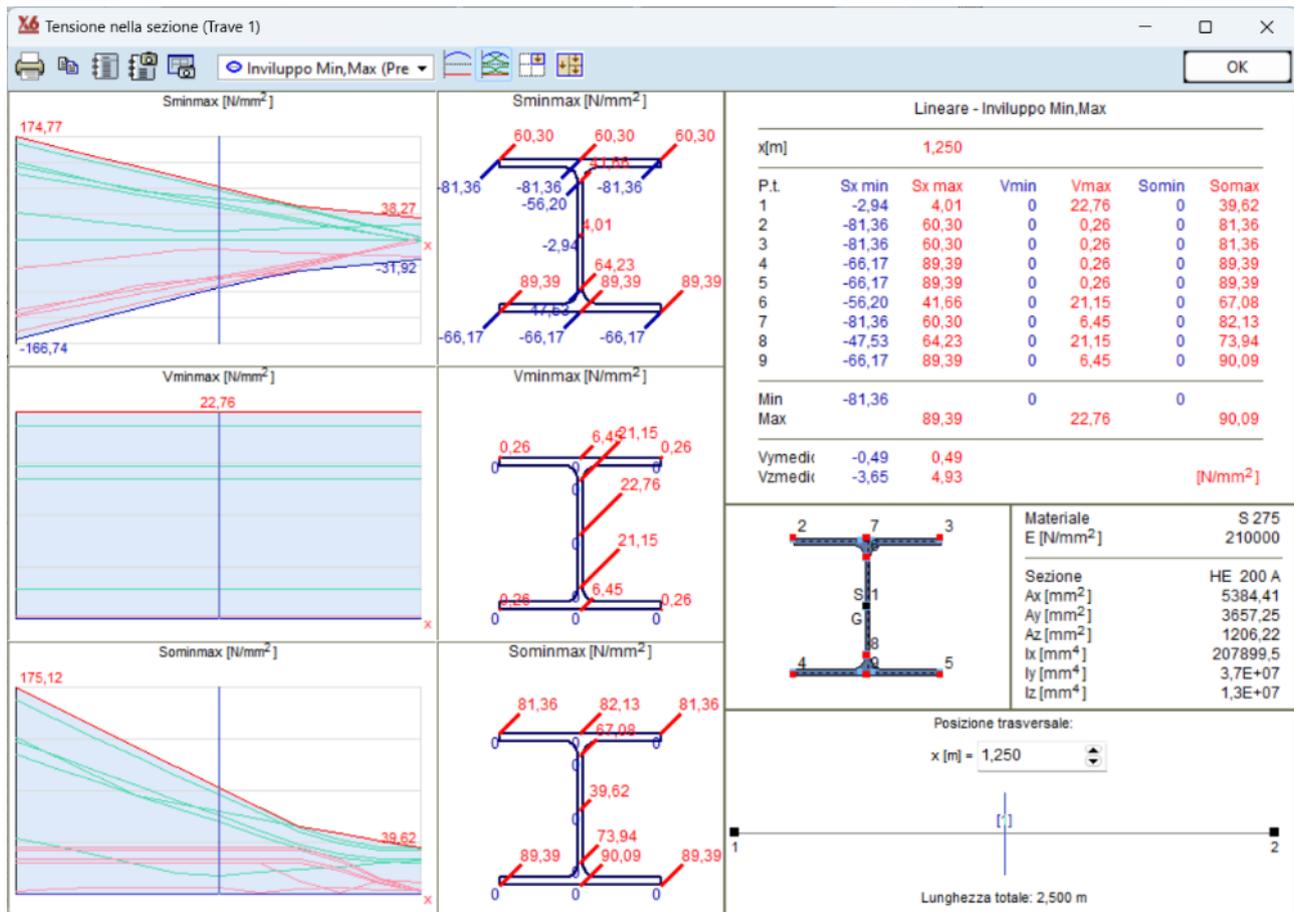


Figura 8-1 Calcolo delle tensioni negli elementi strutturali – montanti simple support

Nei montanti verticali tipo *motor support*, le massime tensioni di lavoro sono comprese tra i valori:

- 1660 daN/cmq
- +1740 daN/cmq

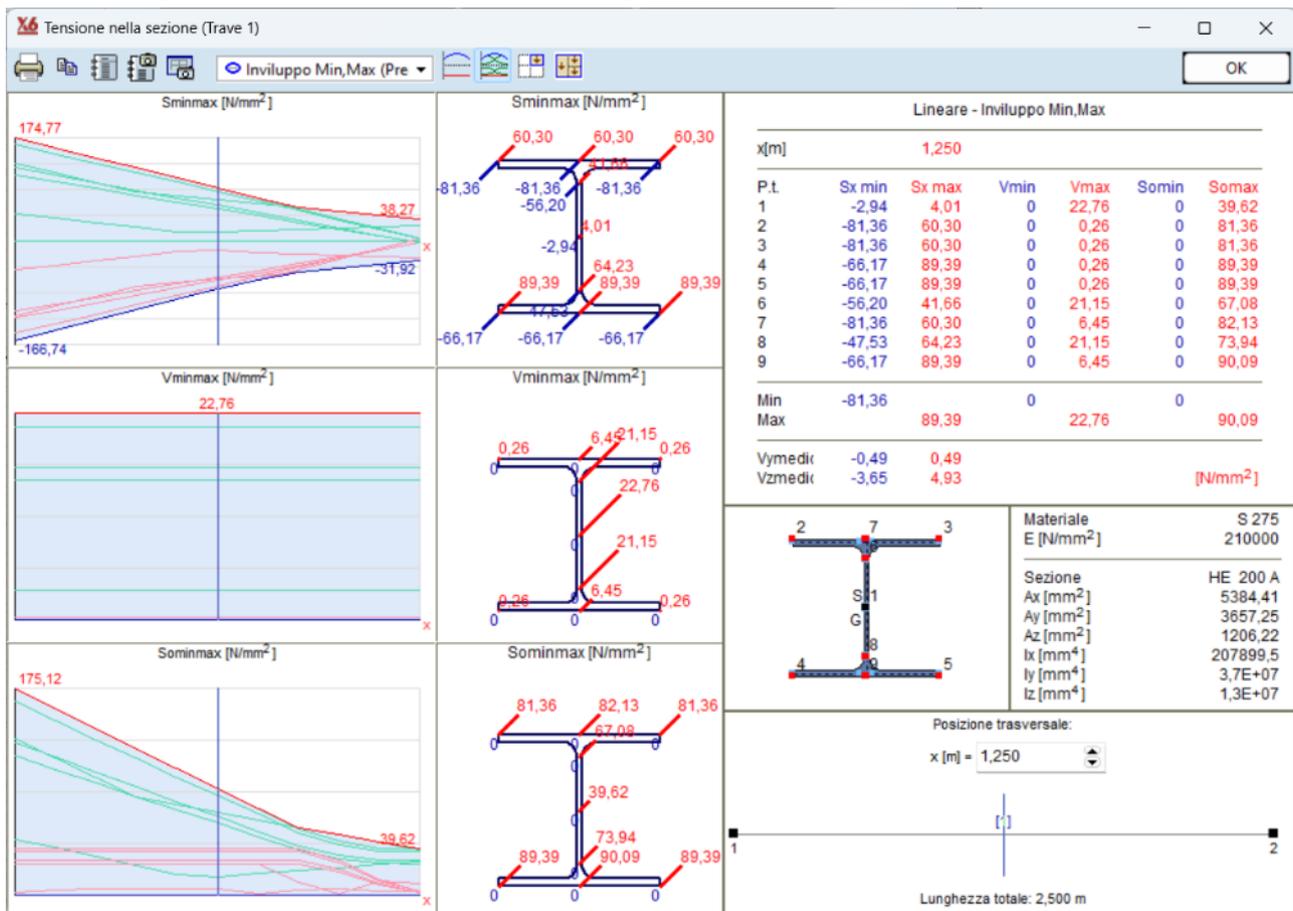


Figura 8-2 Calcolo delle tensioni negli elementi strutturali – montanti motor support

Per quel che riguarda l'asse di rotazione, invece, le massime tensioni di lavoro sono comprese tra i valori:

- 2880 daN/cmq
- + 2880 daN/cmq

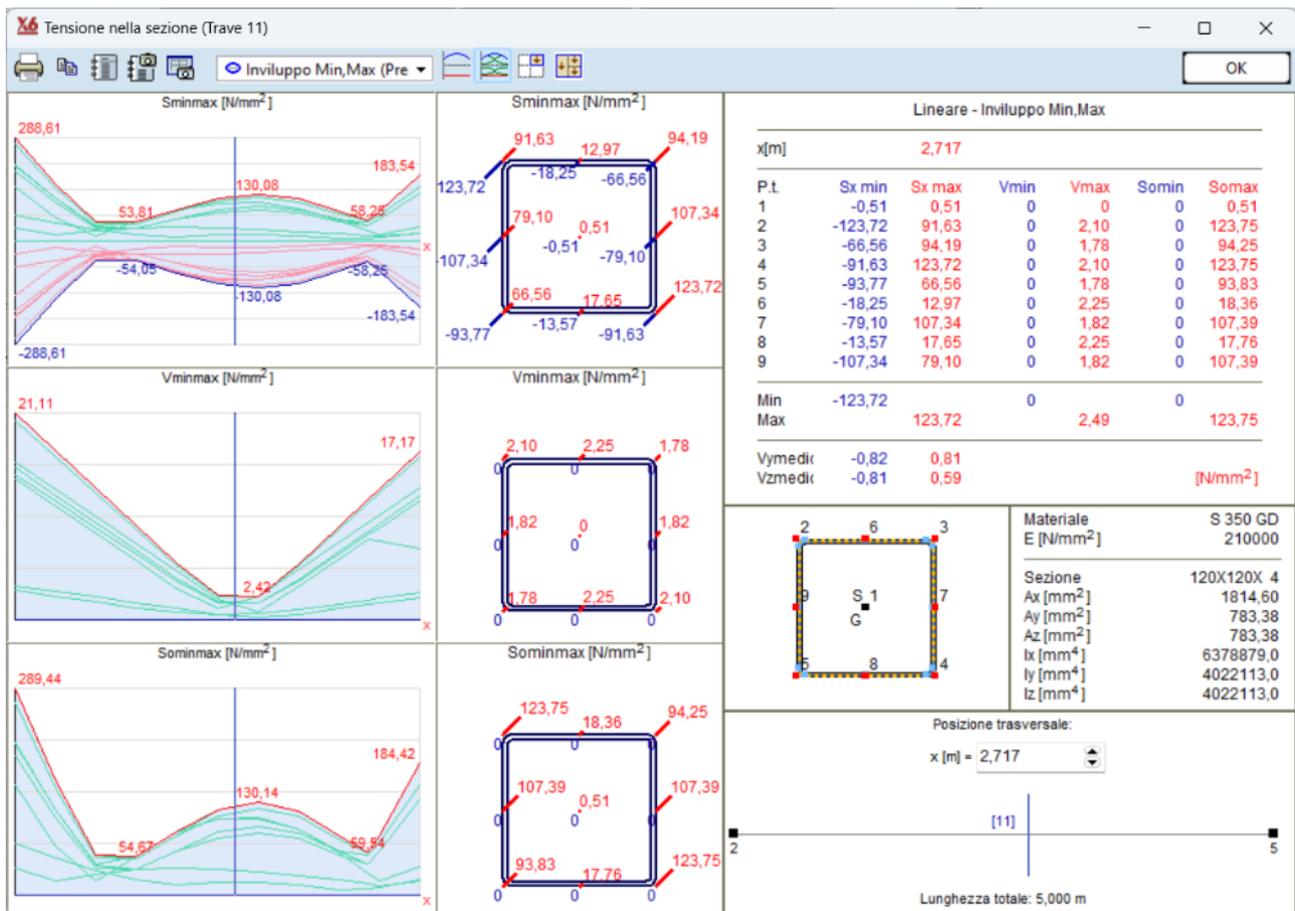


Figura 8-3 Calcolo delle tensioni negli elementi strutturali – trave

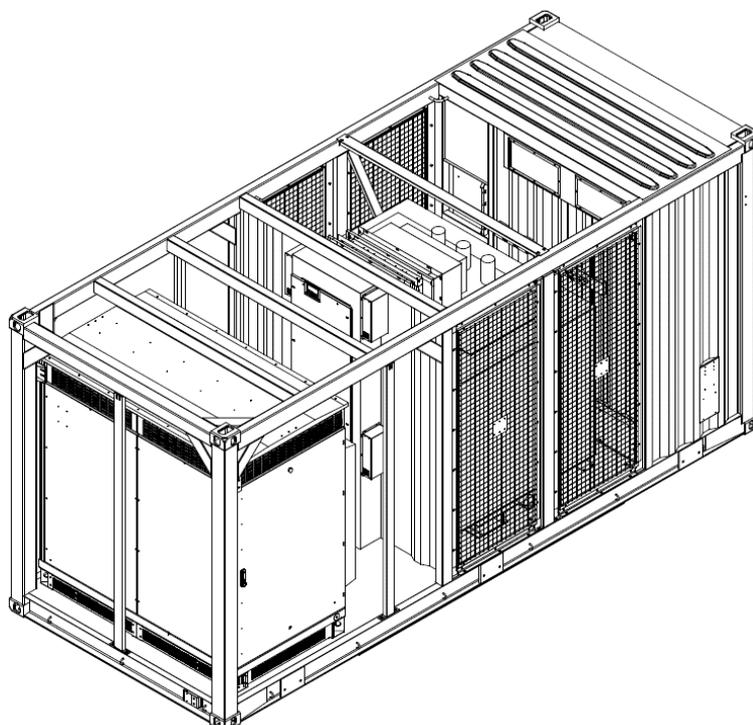
## 9 FONDAZIONI CABINE PREFABBRICATE ITS “POWER STATION”

### 9.1 Descrizione generale dell’opera

Il gruppo di conversione (anche detto “power station”) individuato in questa fase di progettazione prevede l’utilizzo di un inverter e un trasformatore elevatore, inclusivi di compartimenti MT e BT. Le apparecchiature elettromeccaniche verranno alloggiare all’interno di un container metallico.



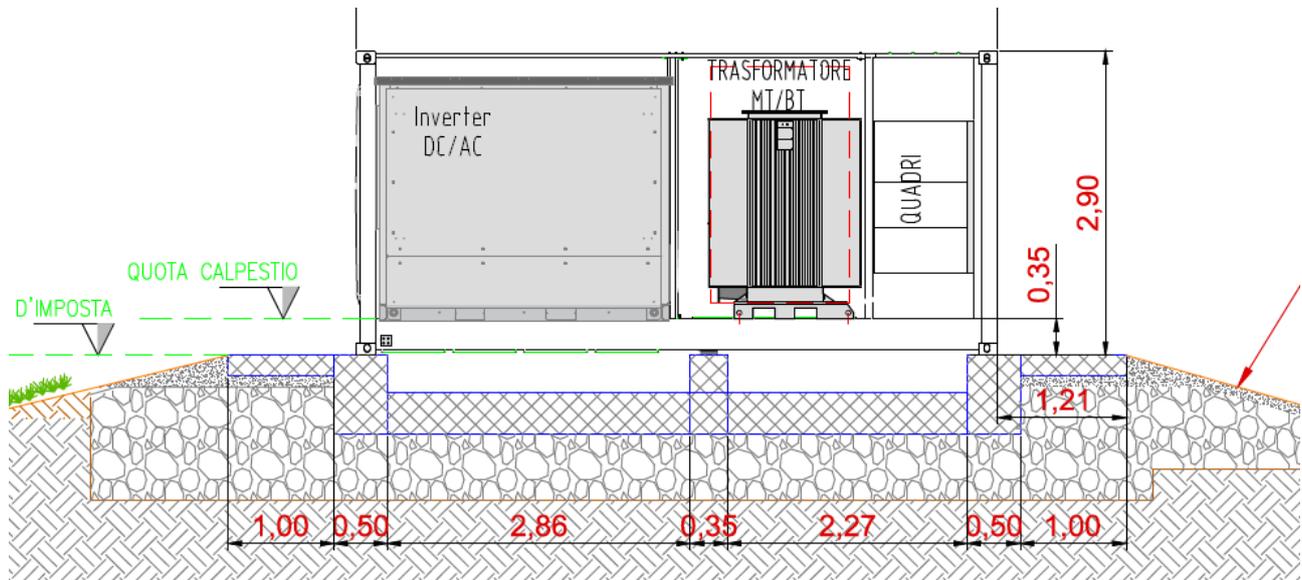
*Figura 9-1: Tipico power station con inverter e trasformatore elevatore*



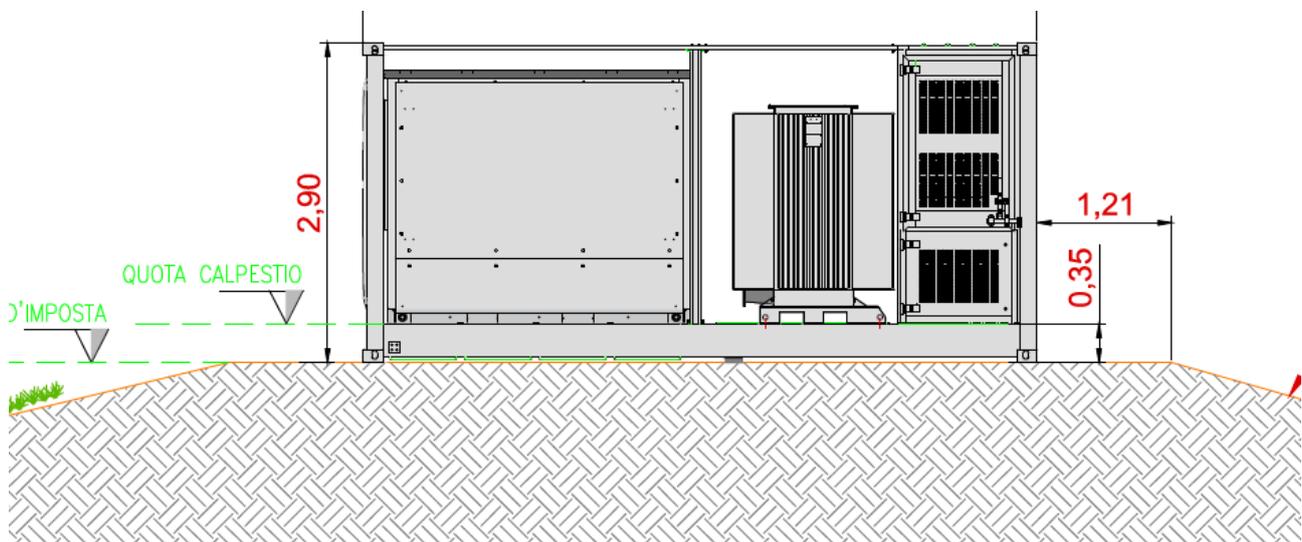
*Figura 9-2: Immagine tipico Power station in 3D*

Nel caso in oggetto, si vuole tenere la quota del piano finito del container al di sopra del p.c. circostante, per tal motivo l'ipotesi di progetto è una fondazione del tipo platea nervata in c.a. il cui piano di imposta coincide con il p.c. stesso.

Al fine di raggiungere un substrato geologico idoneo, tuttavia, si dovrà prevedere la bonifica di un volume di terreno fino alla profondità di circa -0,80 cm da p.c., in modo tale da attestare i carichi al suolo al di sotto della coltre di terreno vegetale.



**Figura 9-3 Sezione di progetto - fondazione Power station**



**Figura 9-4 Vista di progetto - Power station**

## 9.2 Materiali strutturali

La platea di fondazione è in c.a. gettato in opera; le caratteristiche dei materiali sono le seguenti:

### CALCESTRUZZO

Classe di resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica $f_{ck}$	25 N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	31.475 N/mm <sup>2</sup>
Coeff Poisson	0,2
Diam max inerti	32mm
Slump	S4

### ACCIAI DA ARMATURA

Acciaio tipo	B450C
Resistenza elastica $f_{yd}$	391 N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	206.000 N/mm <sup>2</sup>
Limite di deformazione elast $\epsilon_{s1}$	0.198%
Limite di deformazione ultima $\epsilon_{su}$	6.750%

## 9.3 Descrizione del Modello

Le strutture fondali sono modellate per mezzo di una platea nervata, dello spessore di cm 25, con nervature di sezione 60x30. L'ingombro in pianta è di 6,0 x 2,5 m. Il modello utilizzato per l'analisi ad elementi finiti è del tipo platea 2D su suolo elastico alla Winkler, con nervature estradossate rispetto al piano di imposta.

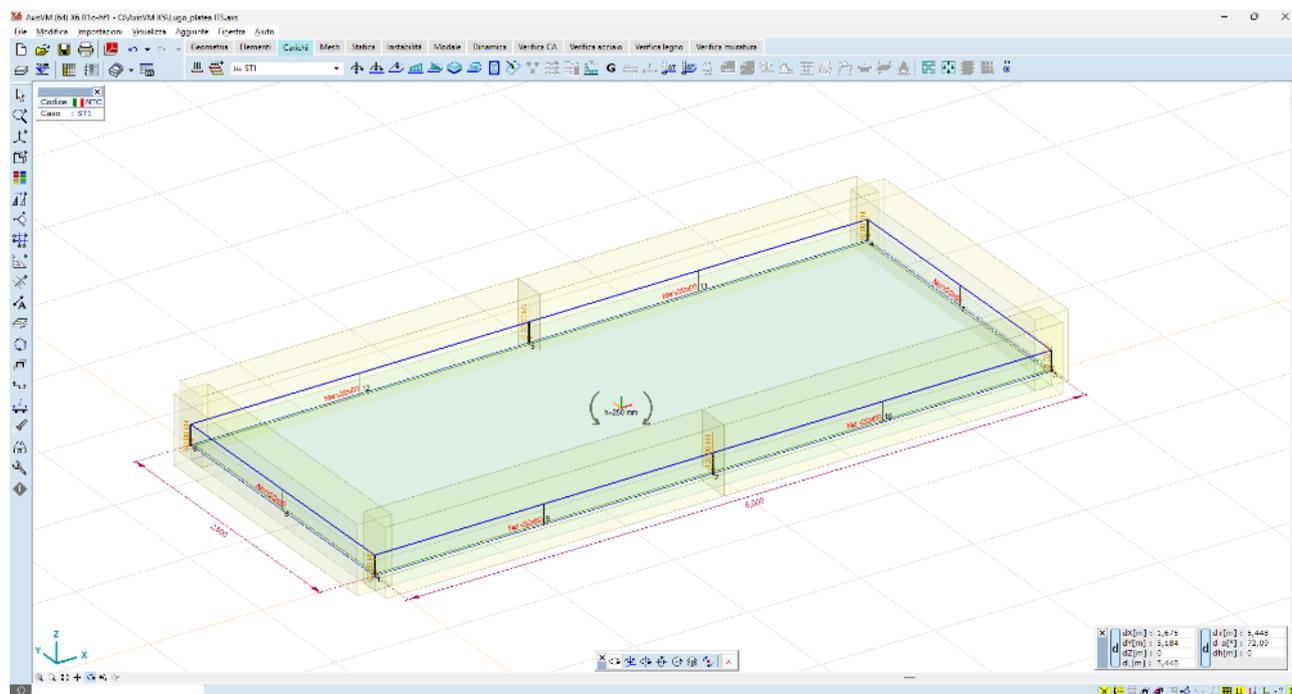
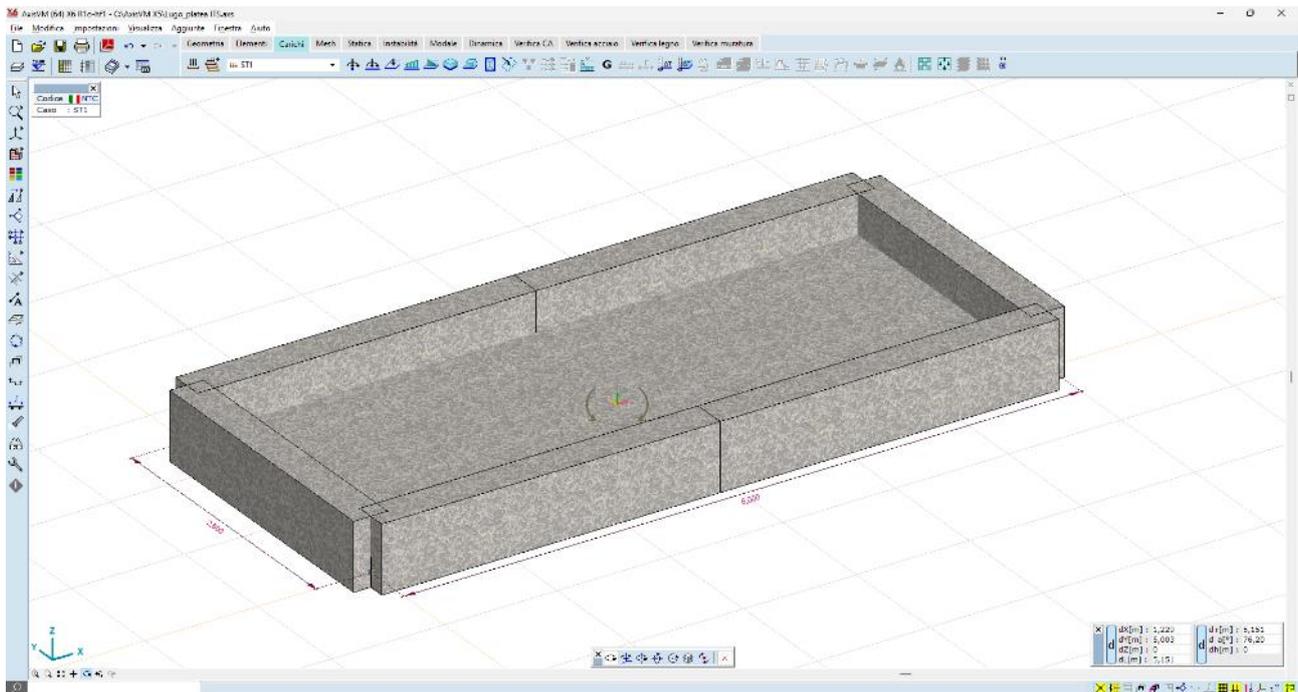


Figura 9-5 Fondazione Power station – vista 3D



**Figura 9-6 Fondazione Power station – vista render**

Il vincolo al suolo è costituito da un letto di molle alla Winkler, avente:

- $k_{vert} = 5000 \text{ daN/mq}$  (valore tipico di un sottofondo in materiale inerte rullato e compattato)
- $k_{orizz} = 500 \text{ daN/mq}$  (ossia molto basso, a simulare il grado di ammorsamento laterale)

I carichi provenienti dal container vengono modellati come carichi nodali applicati nei punti di scarico.

## 9.4 Azioni di progetto

I carichi sulle strutture fondali sono determinati dal peso proprio del container, comprensivo delle apparecchiature elettromeccaniche in esso installate.

I pesi delle apparecchiature e dei manufatti metallici vengono fornite dal produttore; in questa fase di progetto vengono riportati alcuni valori di pesi standard:

Trasformatore	15,0 tonn
Inverter	3,0 tonn
Quadri + interruttori	1,2 tonn
Peso proprio container	9,0 tonn

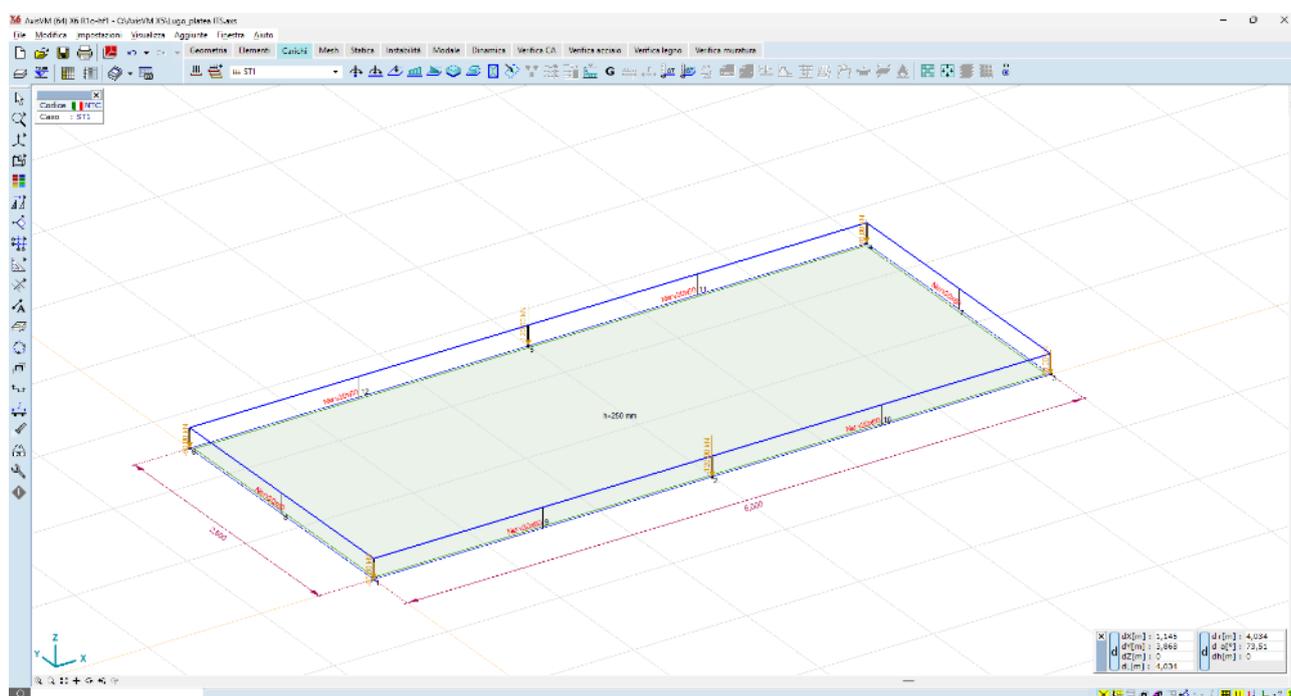
Per un totale lordo di 32,2 tonn. Il peso lordo del manufatto ITS viene amplificato, a vantaggio di sicurezza, di un fattore 1,5, pertanto vale:

$$P = 32,2 \times 1,5 = 48,3 \text{ tonn [480kN]}.$$

Questo peso viene ripartito sui n. 6 appoggi, come di seguito.

**Tabella 9-1 Ripartizione dei pesi sugli appoggi**

Direzione	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Qk	0	0	-50,00	0	0	0
Qk	0	0	-120,00	0	0	0
Qk	0	0	-70,00	0	0	0
Qk	0	0	-50,00	0	0	0
Qk	0	0	-120,00	0	0	0
Qk	0	0	-70,00	0	0	0



**Figura 9-7 Carichi concentrati nodali - scarichi al piede**

## 9.5 Risultati delle analisi

La struttura, modellata con le ipotesi sopra descritte, viene risolta, in termini di sollecitazioni e spostamenti, per mezzo del solutore a elementi finiti:

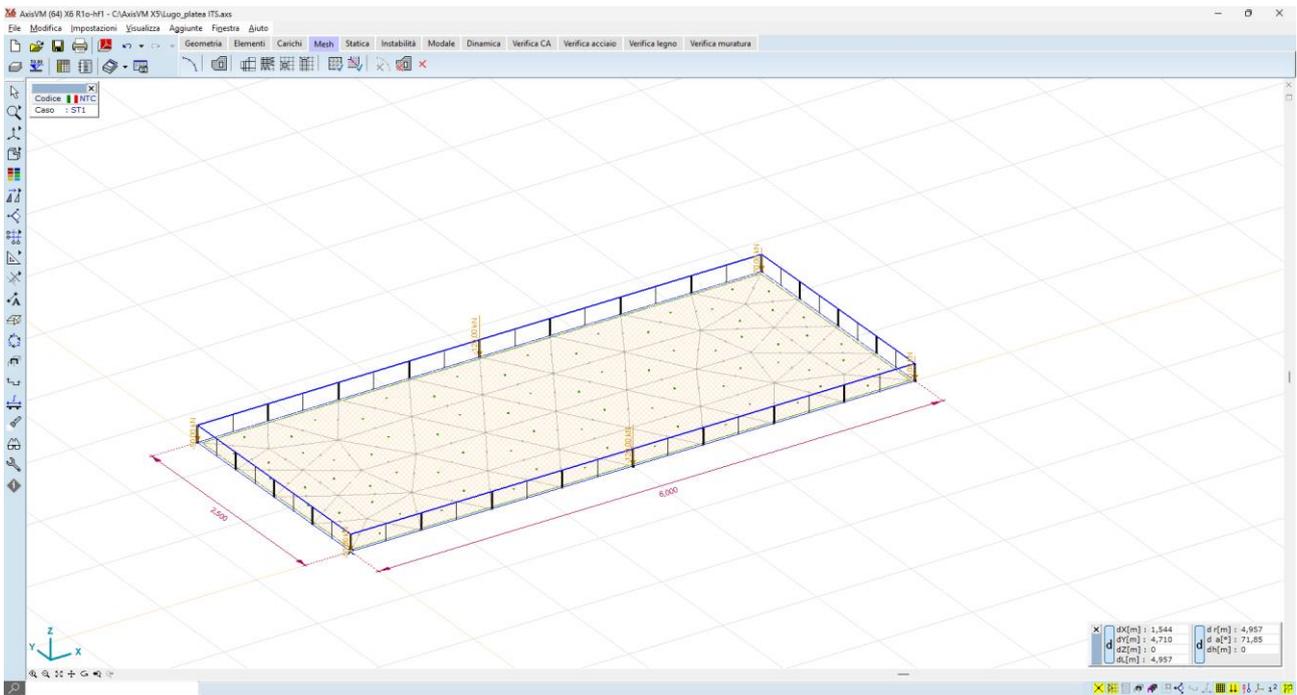
AXIS VM release 6

Licenza n. 7754

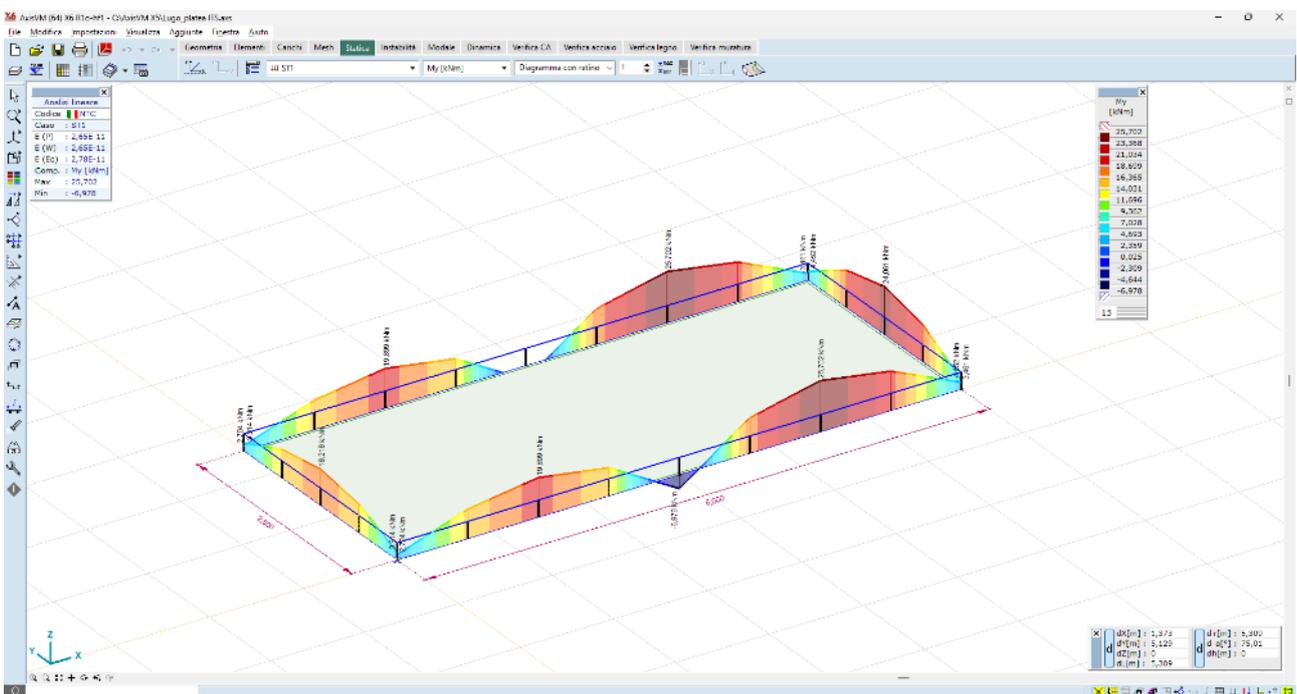
rilasciata a SCM Ingegneria srl

rilasciata da STA DATA srl di Torino

I risultati delle analisi, in termini di sollecitazioni e deformazioni, sono illustrati nelle immagini seguenti:



**Figura 9-8 Generazione della mesh**



**Figura 9-9 Sollecitazioni Nervature – My – valori max 24kN\*m**

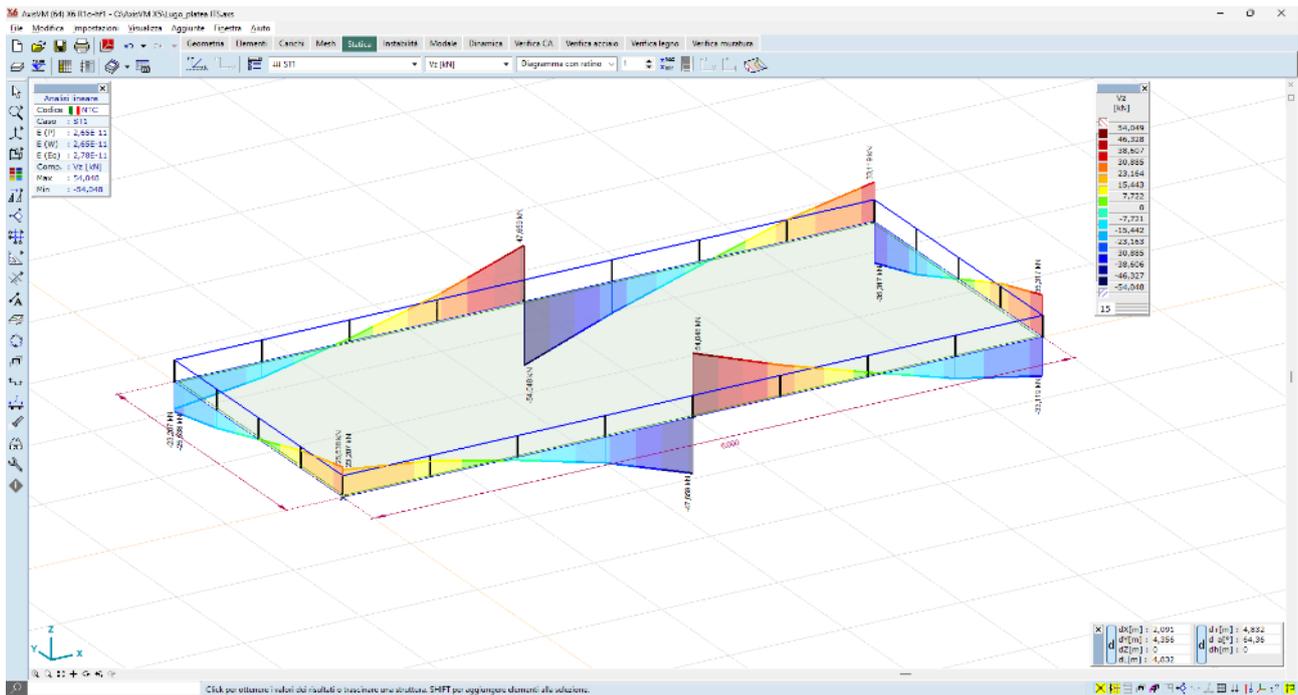


Figura 9-10: Sollecitazioni Nervature – Vz – valori max 46 kN

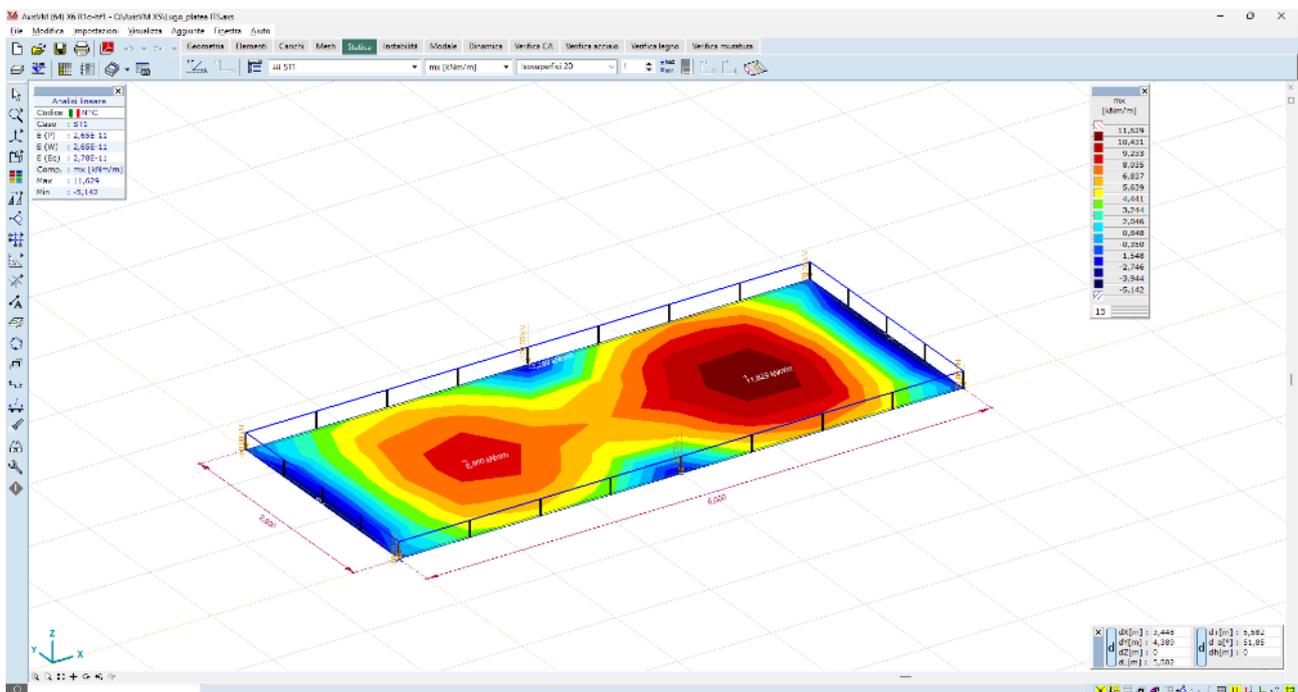
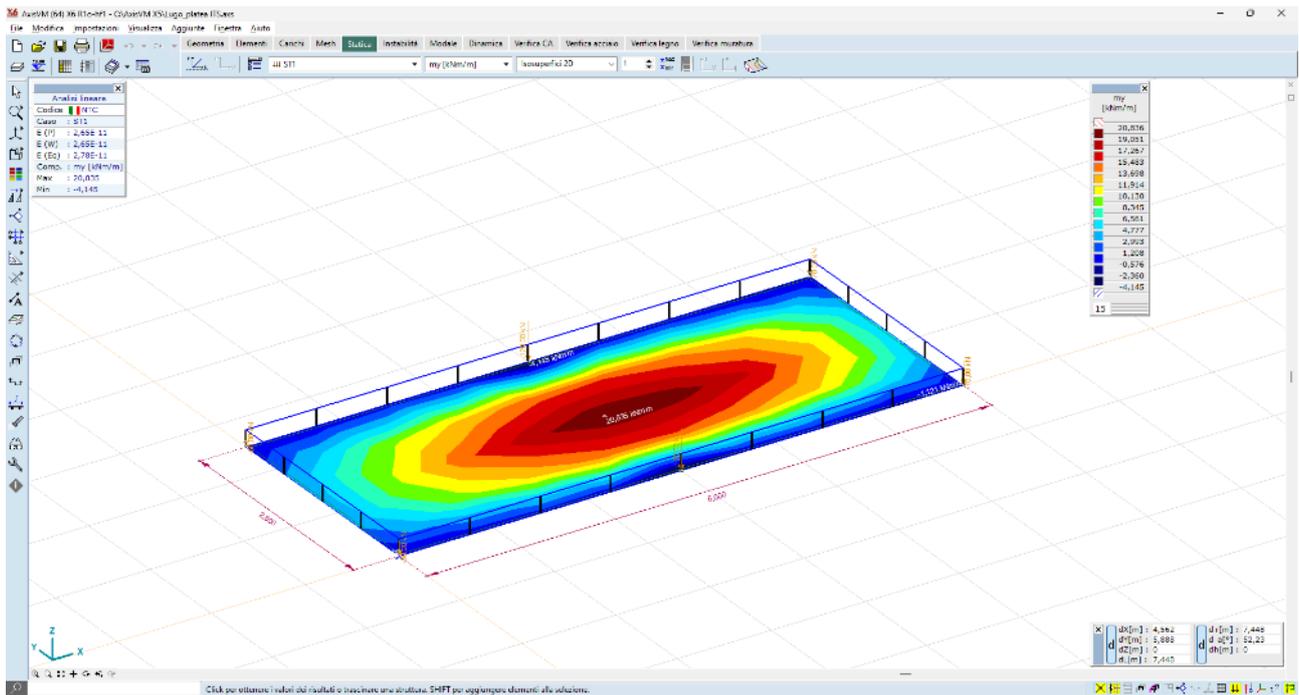
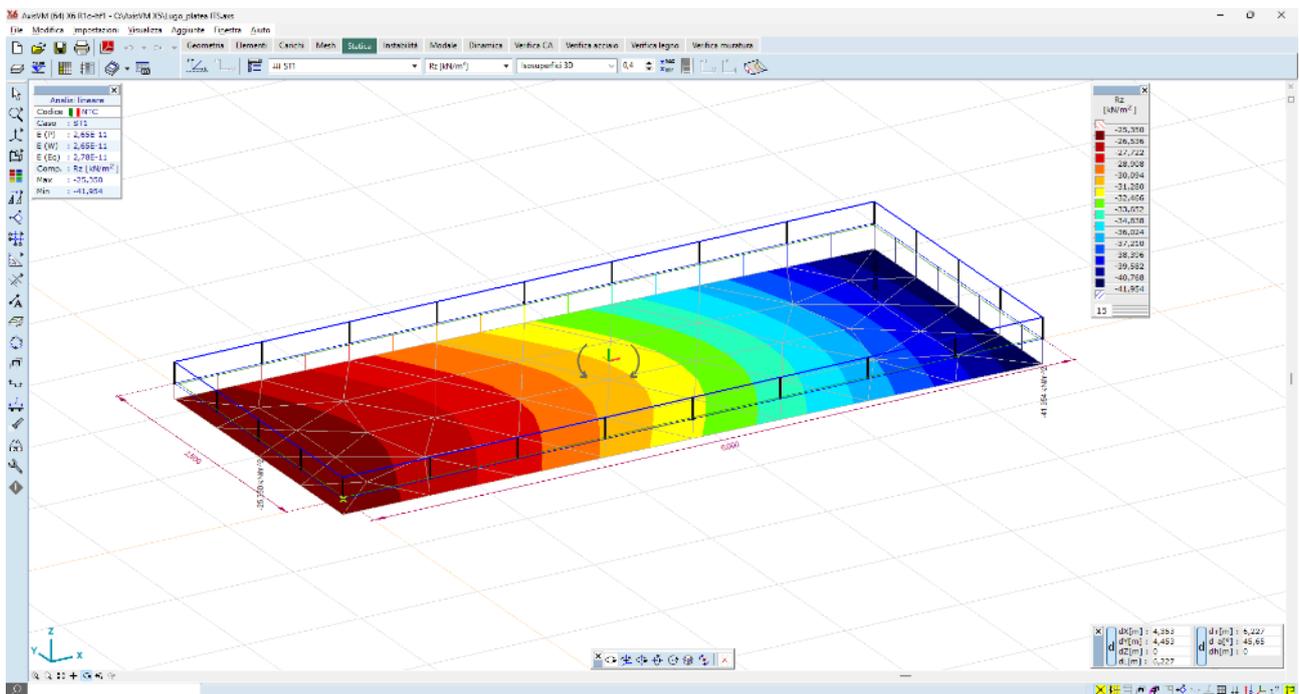


Figura 9-11: Sollecitazioni elemento plate – mx – valori max 10,4 kNm/m



**Figura 9-12: Sollecitazioni elemento plate –  $m_y$  – valori max 19,0 kNm/m**



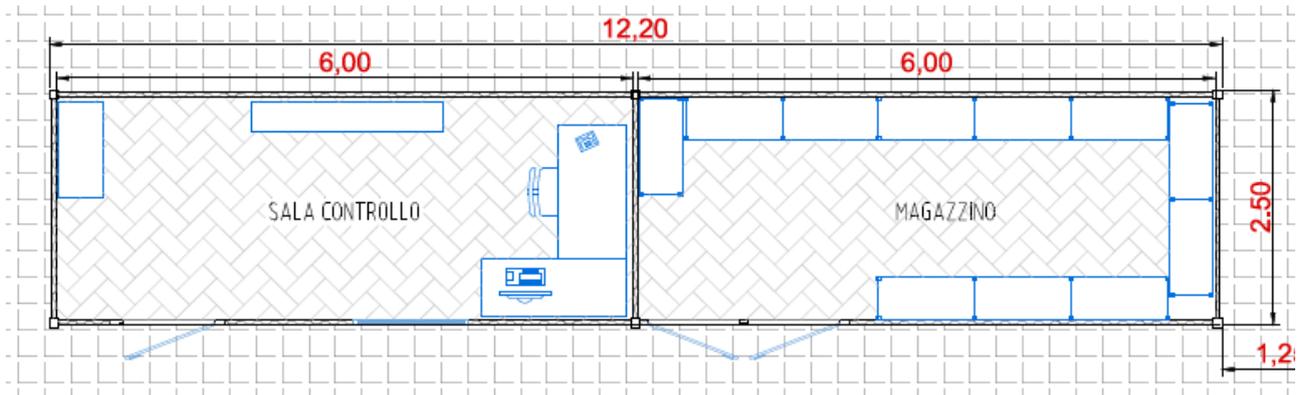
**Figura 9-13: Valori delle reazioni al suolo –  $R_z$  – valori max 40,0 kN/mq**



## 10 FONDAZIONI CABINE PREFABBRICATE SALA CONTROLLO

### 10.1 Descrizione generale dell'opera

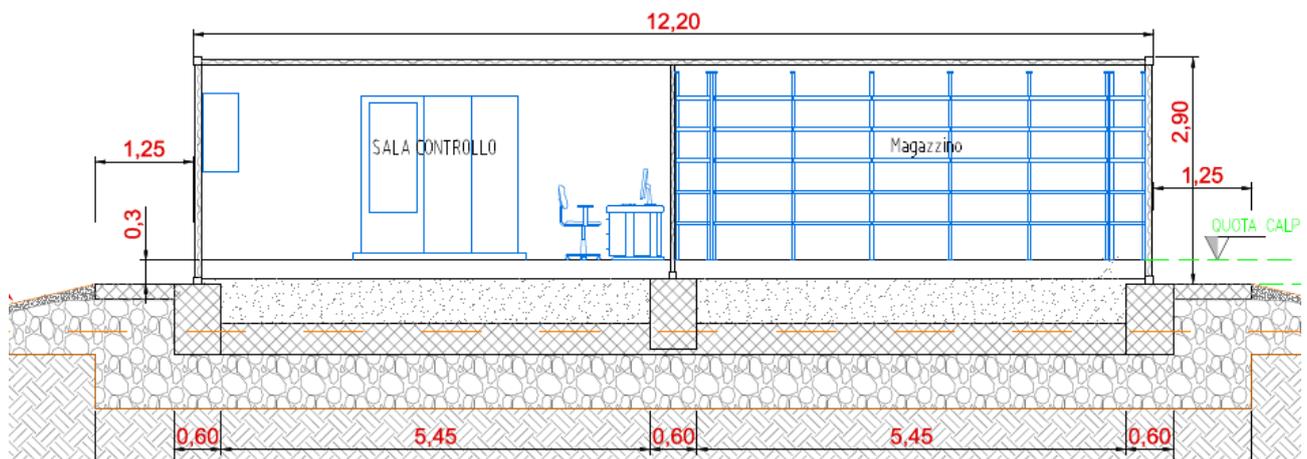
Il container prefabbricato all'interno del quale vengono allocati magazzino e sala controllo ("control room") ha dimensioni in pianta pari a ca 12 x 2,5 m.



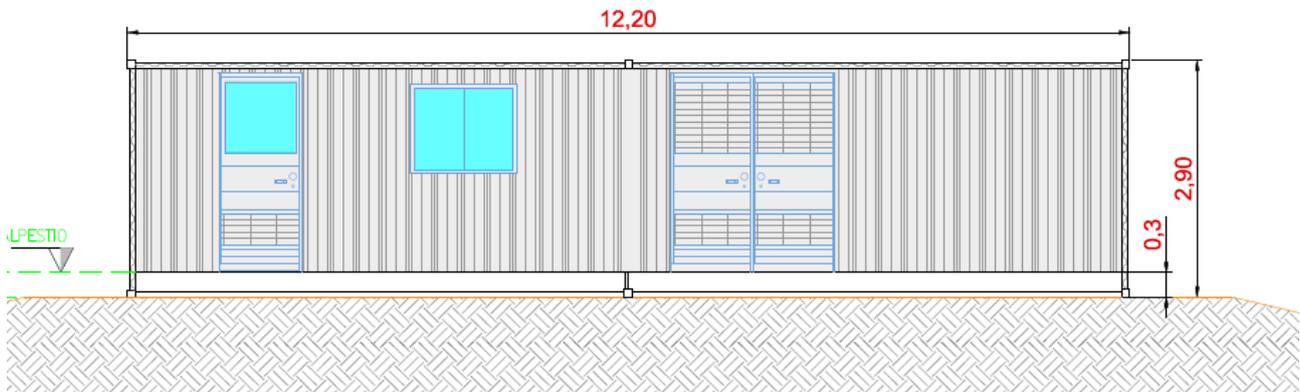
**Figura 10-1** Layout container magazzino e sala controllo

Nel caso in oggetto, si vuole tenere la quota del piano finito del container al di sopra del p.c. circostante, per tal motivo l'ipotesi di progetto è una fondazione del tipo platea nervata in c.a. il cui piano di imposta coincide con il p.c. stesso.

Al fine di raggiungere un substrato geologico idoneo, tuttavia, si dovrà prevedere la bonifica di un volume di terreno fino alla profondità di circa -0,80 cm da p.c., in modo tale da attestare i carichi al suolo al di sotto della coltre di terreno vegetale.



**Figura 10-2** Sezione di progetto - fondazione control room



**Figura 10-3: vista di progetto - Power station**

## 10.2 Materiali strutturali

La platea di fondazione è in c.a. gettato in opera; le caratteristiche dei materiali sono le seguenti:

### **CALCESTRUZZO**

Classe di resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica $f_{ck}$	25 N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	31.475 N/mm <sup>2</sup>
Coeff Poisson	0,2
Diam max inerti	32mm
Slump	S4

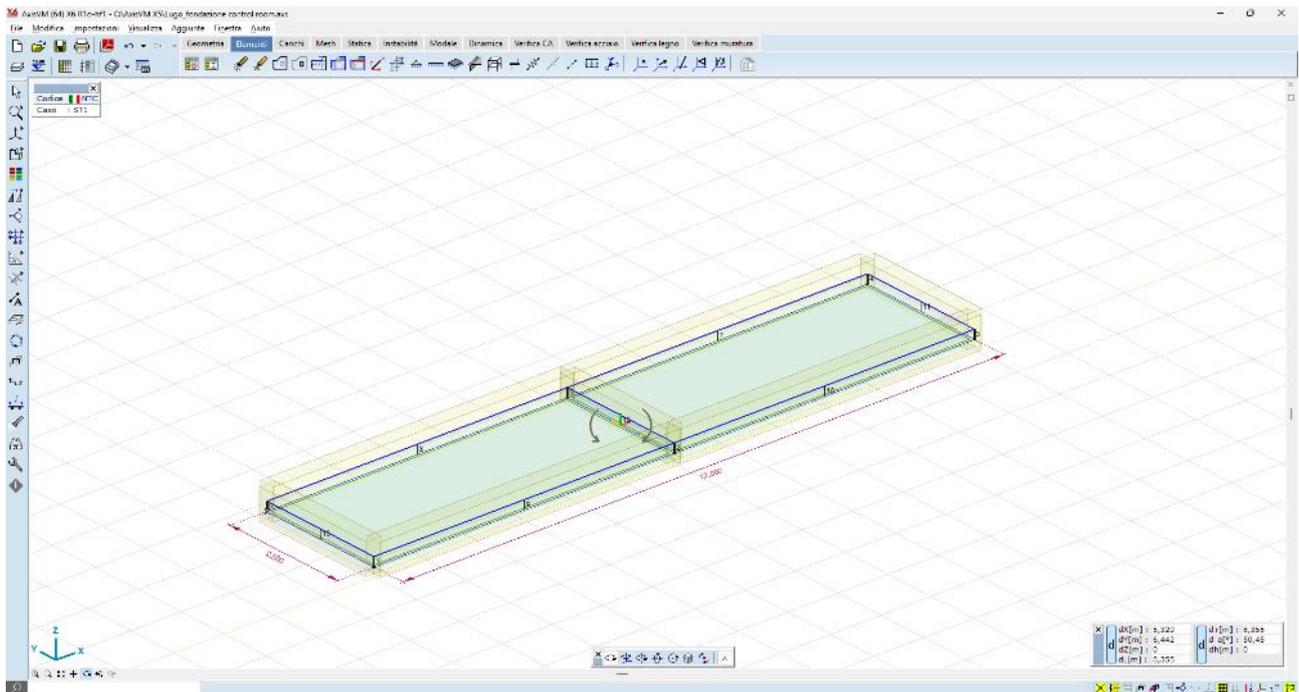
### **ACCIAI DA ARMATURA**

Acciaio tipo	B450C
Resistenza elastica $f_{yd}$	391 N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	206.000 N/mm <sup>2</sup>
Limite di deformazione elast $\epsilon_{s1}$	0.198%
Limite di deformazione ultima $\epsilon_{su}$	6.750%

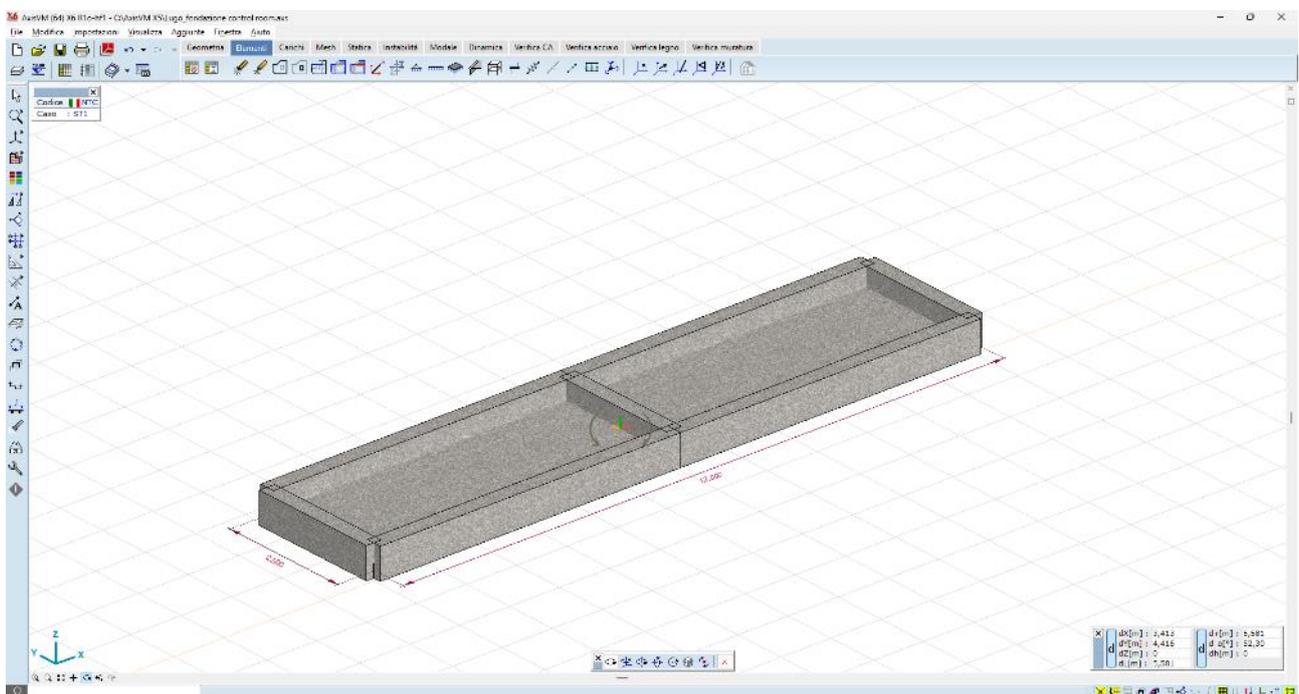
## 10.3 Descrizione del Modello

Le strutture fondali sono modellate per mezzo di una platea nervata, dello spessore di cm 25, con nervature di sezione 60x30. L'ingombro in pianta è di 12,0 x 2,5 mt.

Il modello utilizzato per l'analisi ad elementi finiti è del tipo platea 2D su suolo elastico alla Winkler, con nervature estradossate rispetto al piano di imposta.



**Figura 10-4: Fondazione Power station – vista 3D**



**Figura 10-5: Fondazione Power station – vista render**

Il vincolo al suolo è costituito da un letto di molle alla Winkler, avente:

- $k_{vert} = 5000$  daN/mq (valore tipico di un sottofondo in materiale inerte rullato e compattato)
- $k_{orizz} = 500$  daN/mq (ossia molto basso, a simulare il grado di ammorsamento laterale)

I carichi provenienti dal container vengono modellati come carichi nodali applicati nei punti di scarico.

## 10.4 Azioni di progetto

I carichi sulle strutture fondali sono determinati dal peso proprio del container, comprensivo delle apparecchiature elettromeccaniche in esso installate.

I pesi delle apparecchiature e dei manufatti metallici vengono fornite dal produttore; in questa fase di progetto vengono riportati alcuni valori di pesi standard:

Carichi distribuiti magazzino	$400 \text{ daN/mq} \times 12,0 \times 2,5 = 12,0 \text{ tonn}$
Peso proprio container	3,0 tonn

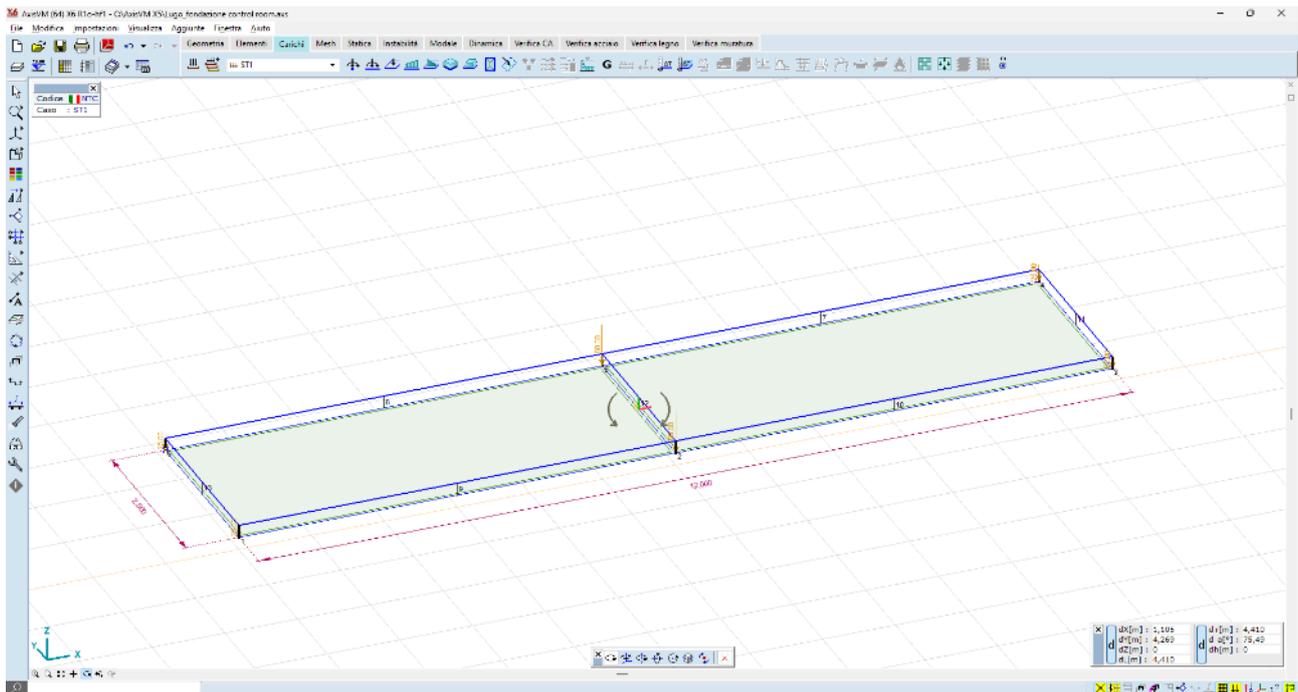
Per un totale lordo di 15,0 tonn. Il peso lordo del manufatto viene amplificato, a vantaggio di sicurezza, di un fattore 1,5, pertanto vale:

$$P = 15,0 \times 1,5 = 22,5 \text{ tonn [225kN]}.$$

Questo peso viene ripartito sui n. 6 appoggi, come di seguito.

**Tabella 10-1 Ripartizione dei pesi sugli appoggi**

Direzione	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Qk	0	0	-25,00	0	0	0
Qk	0	0	-60,00	0	0	0
Qk	0	0	-25,00	0	0	0
Qk	0	0	-25,00	0	0	0
Qk	0	0	-60,00	0	0	0
Qk	0	0	-25,00	0	0	0



**Figura 10-6: carichi concentrati nodali - scarichi al piede**

## 10.5 Risultati delle analisi

La struttura, modellata con le ipotesi sopra descritte, viene risolta, in termini di sollecitazioni e spostamenti, per mezzo del solutore a elementi finiti:

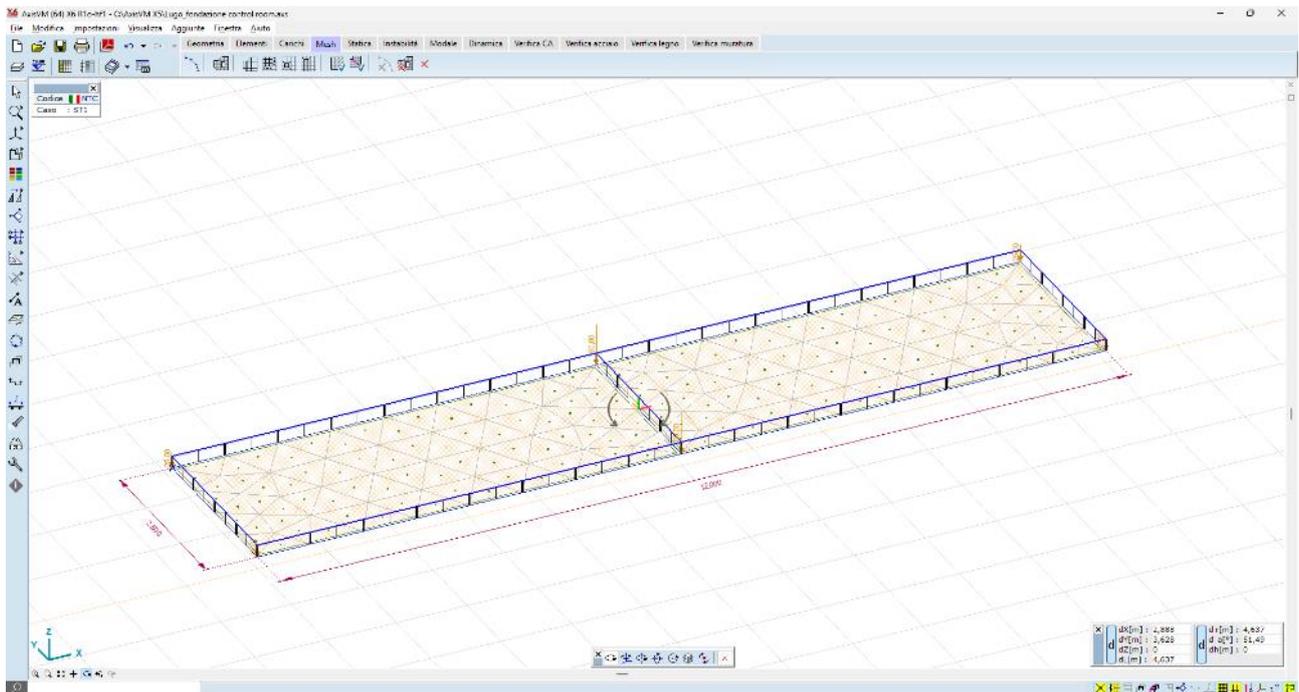
AXIS VM release 6

Licenza n. 7754

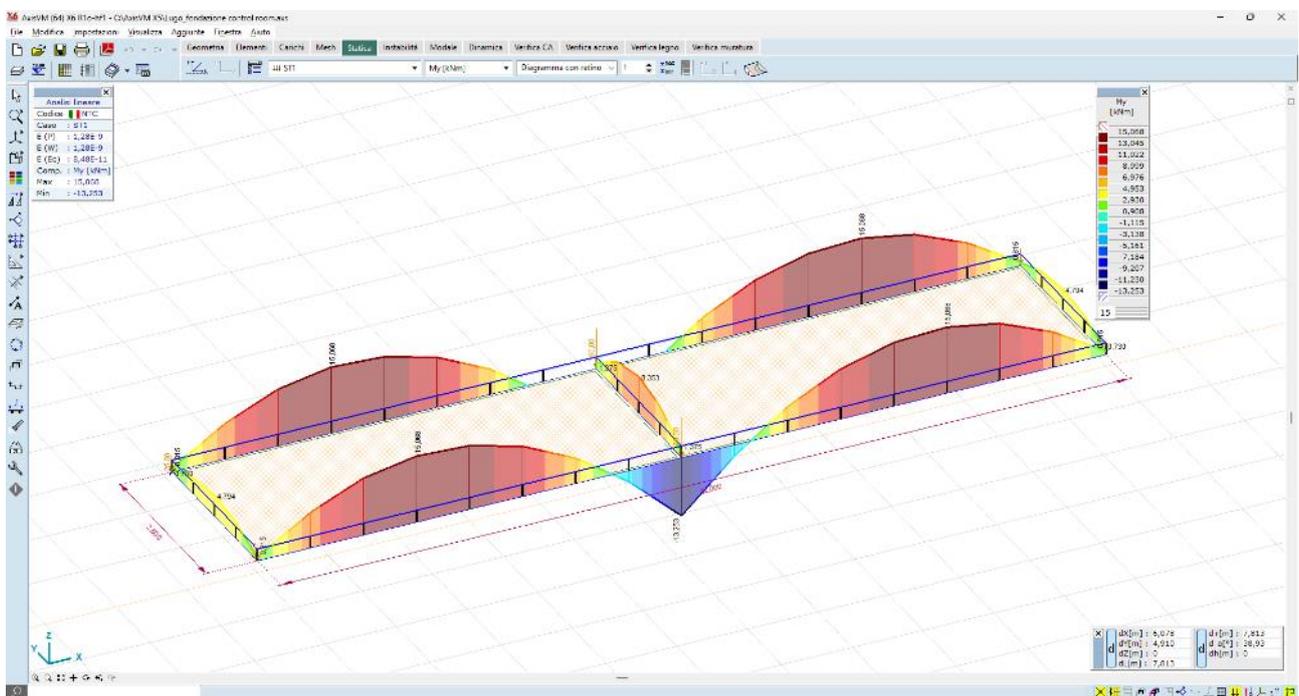
rilasciata a SCM Ingegneria srl

rilasciata da STA DATA srl di Torino

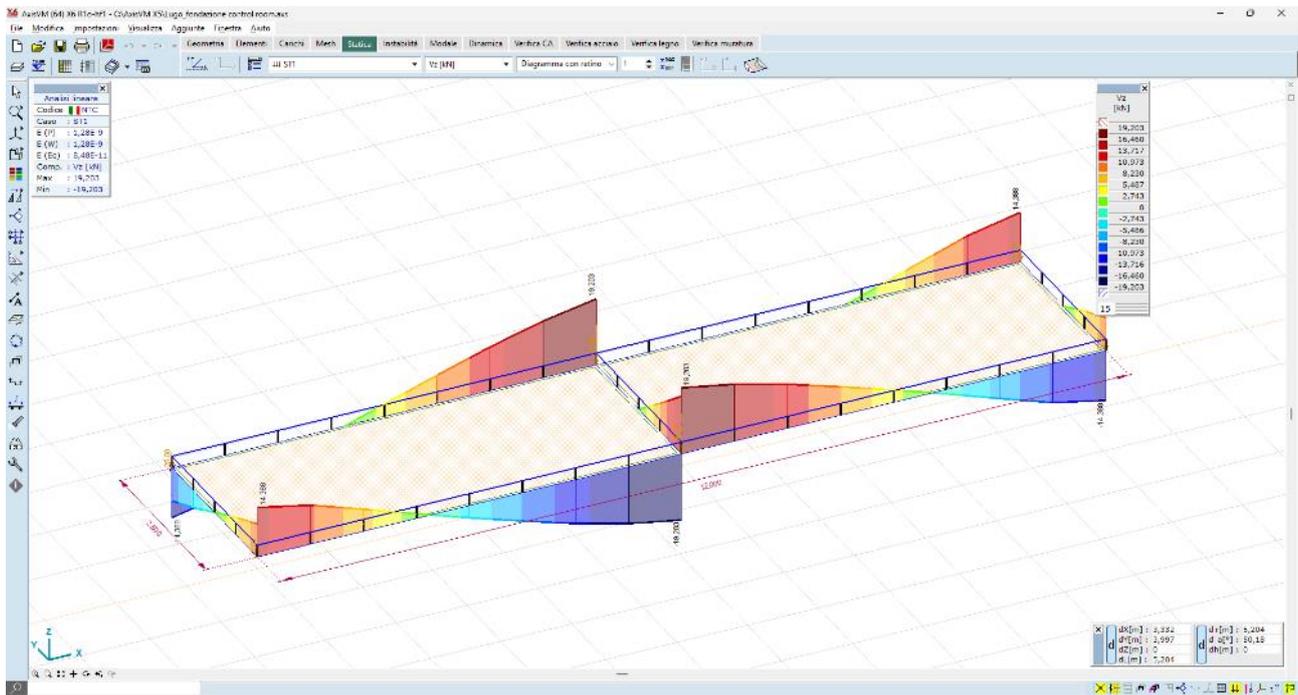
I risultati delle analisi, in termini di sollecitazioni e deformazioni, sono illustrati nelle immagini seguenti:



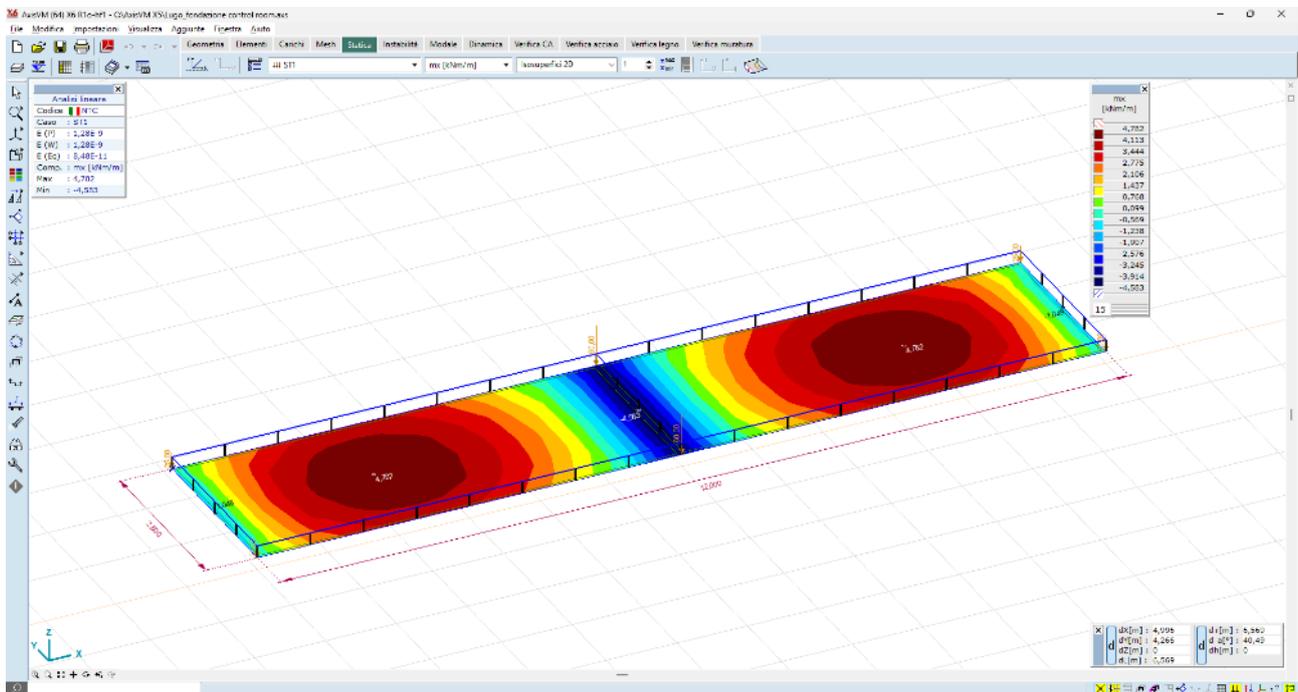
**Figura 10-7: Generazione della mesh**



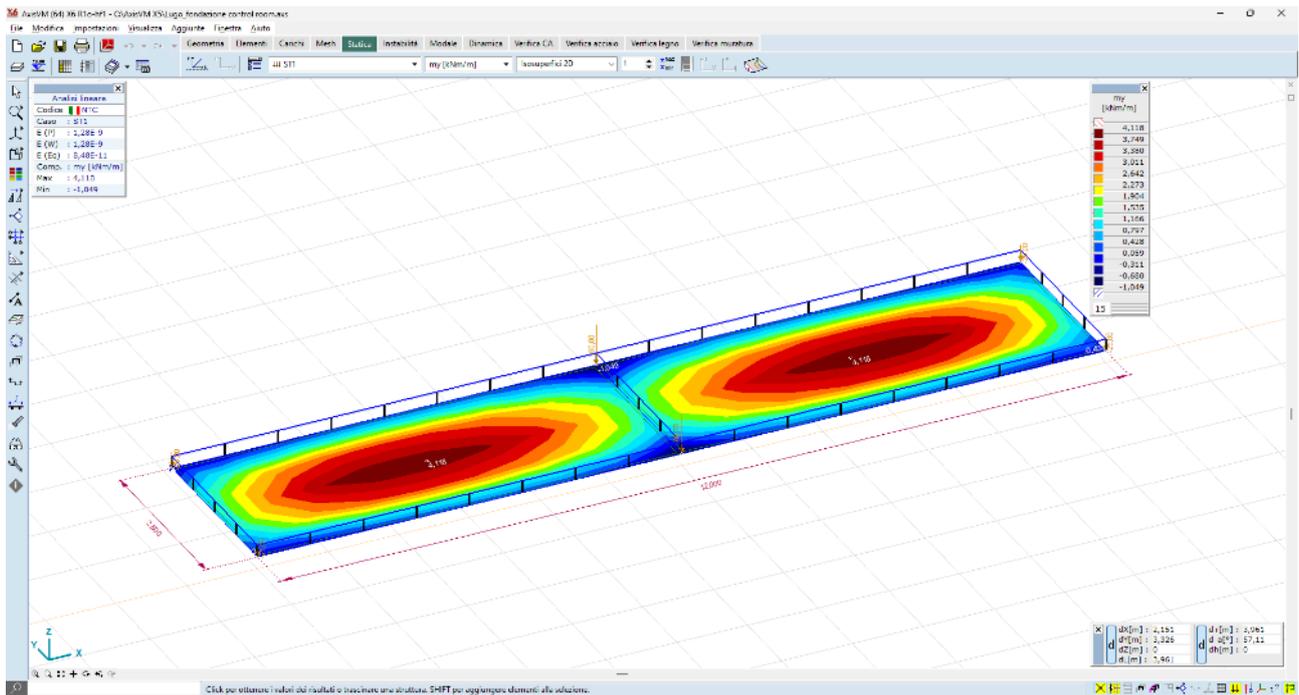
**Figura 10-8: Sollecitazioni Nervature – My – valori max 13,0 kN\*m**



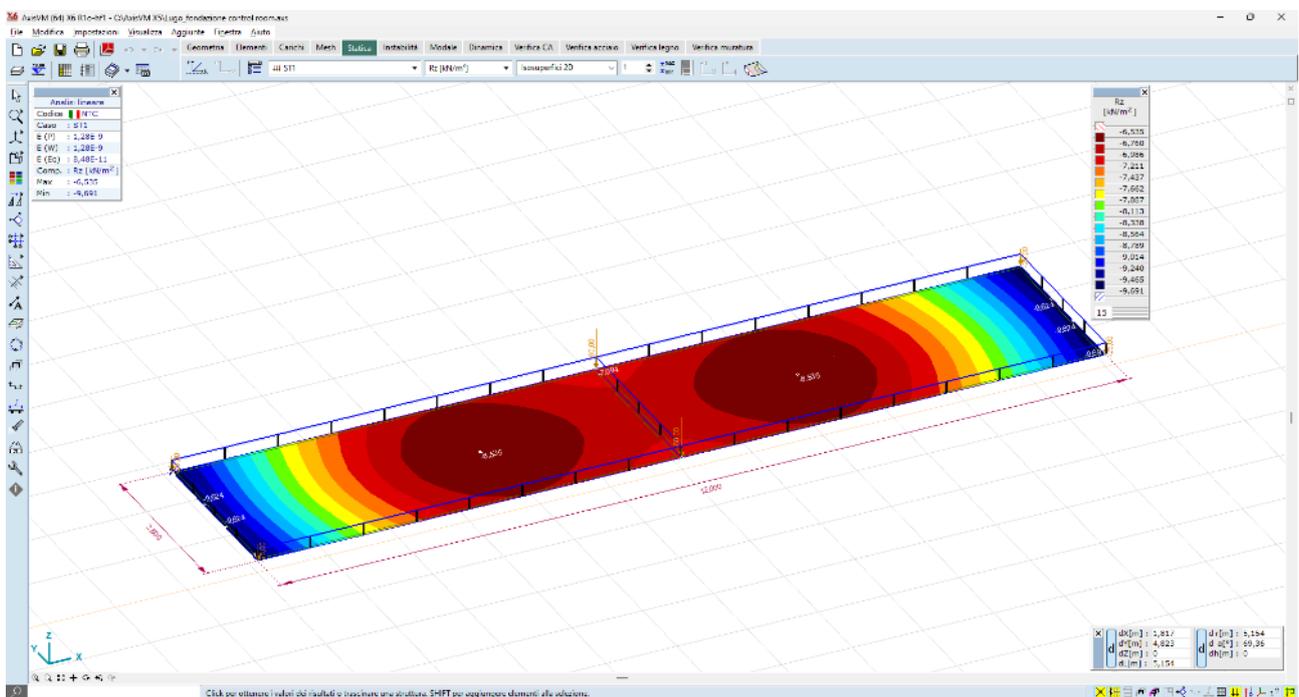
**Figura 10-9: Sollecitazioni Nervature – Vz – valori max 16,4 kN**



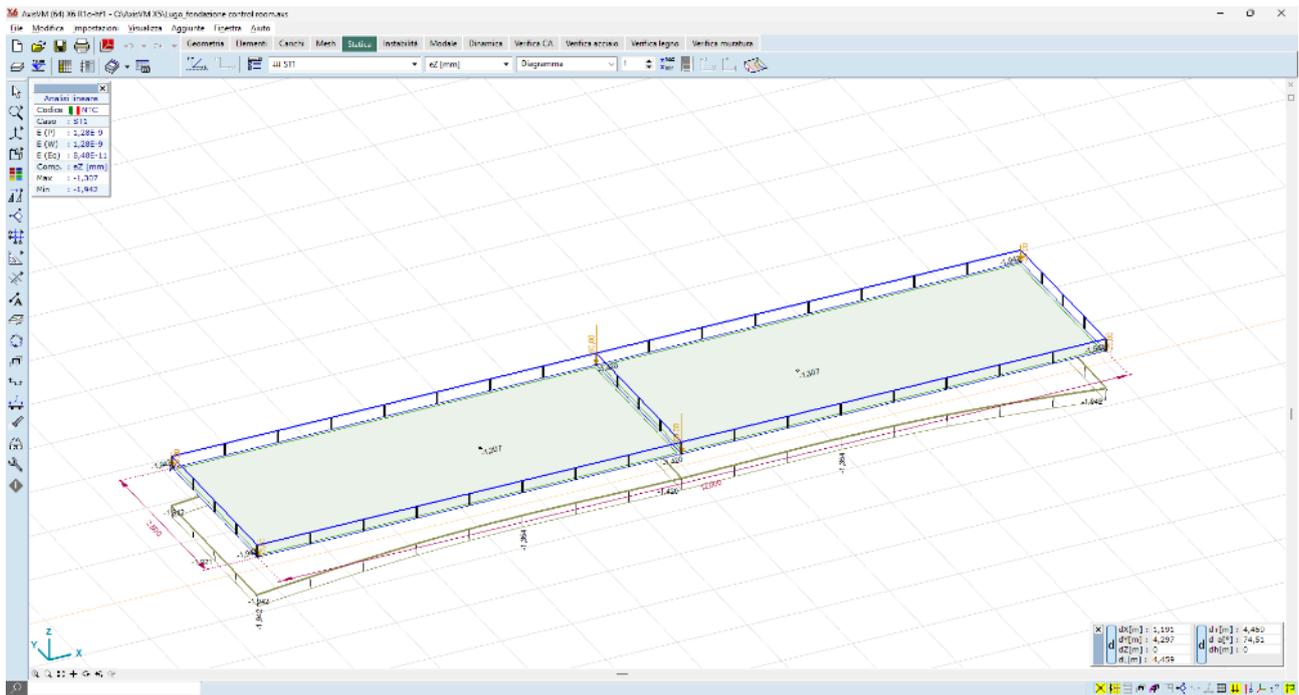
**Figura 10-10: Sollecitazioni elemento plate – mx – valori max 4,0 kNm/m**



**Figura 10-11: Sollecitazioni elemento plate –  $m_y$  – valori max 3,7 kNm/m**



**Figura 10-12: Valori delle reazioni al suolo –  $R_z$  – valori max 9,0 kN/mq**



**Figura 10-13: Valori degli spostamenti verticali – ez – valori medi 1,4 mm**

## 11 CONSIDERAZIONI FINALI DI TIPO GEOTECNICO

### 11.1 Trackers monoassiali

Relativamente alle strutture fotovoltaiche infisse al suolo, l'interazione palo-terreno non è descrivibile con le classiche leggi della geotecnica, in quanto non trovano applicazione i teoremi che descrivono i meccanismi di rottura, né il calcolo dei cedimenti.

Siccome le valutazioni di tipo numerico potrebbero non trovare riscontro nel modello reale, risulta indispensabile, a valle della progettazione esecutiva, una verifica di tipo empirico della reale interazione palo-terreno, mediante prove strumentali in sito, del tipo:

- pull out test,
- test a carico laterale;
- test a compressione.

I test consistono nell'infiggere alcuni pali pilota alla profondità di infissione di progetto, nell'applicare alla testa dei pali i carichi di esercizio, e misurare in campo gli spostamenti (e/o le eventuali rotture).

Le prove, da eseguirsi in numero adeguato all'estensione dell'area del parco, daranno un responso circa la rispondenza del comportamento reale alle ipotesi progettuali adottate.

Nel caso in cui i risultati delle prove si discostino da quelli attesi, sarà necessario modificare le soluzioni progettuali di partenza, quali ad esempio:

- aumentare la profondità di infissione;
- incrementare l'inerzia dei montanti;
- ridurre il passo dei montanti;
- modificare la tipologia di infissione.

In questa fase progettuale si è ipotizzata una profondità di infissione pari a 2,7 m, da raggiungersi per semplice battitura con battipalo.

Nelle installazioni fotovoltaiche è di rilevante importanza valutare il reale meccanismo di interazione palo – terreno; le condizioni di funzionamento dei trackers, infatti, possono essere garantite solo dalla verticalità dei montanti, e quindi solo se si scongiura la condizione di rottura locale del terreno nell'intorno del montante.

Si raccomanda, pertanto, nella fase di progetto esecutivo, una attenta valutazione delle prestazioni attese, confrontando le massime sollecitazioni teoriche con quelle determinate da prove di carico in situ (pull out tests e carico laterale).

### 11.2 Strutture fondali cabine

Le strutture fondali delle cabine ITS saranno impostate su un substrato di materiale inerte, adeguatamente rullato e compattato, che si attesterà al livello geologico -0,8 m da piano campagna, e comunque al di sotto della coltre vegetale.

Le suddette strutture fondali inducono sul terreno di sedime uno stato di sollecitazione dell'ordine dei 40 kN/mq.

Il substrato di riempimento, posto un grado di compattazione tale da conferire un peso specifico dell'ordine dei 17 kN/mc, induce sul terreno di sedime uno stato di sollecitazione dell'ordine di

$$17 \text{ kN/mc} * 0,8 \text{ m} = 13,6 \text{ kN/mq.}$$

Sul piano geologico di riferimento è atteso dunque un carico di progetto pari a **53,6 daN/mq**; se si decurta il carico geostatico attuale, cautelativamente pari a

$$15 \text{ kN/mc} * 0,8\text{m} = 12 \text{ kN/mq}$$

allora il sovraccarico dovuto alla costruzione delle opere sarà pari a:

$$53,6 - 12,0 = 41,6 \text{ kN/mq [0,40 daN/cmq]}$$

che risulta ampiamente inferiore ai valori di capacità portante dei terreni argilloso-sabbiosi.

Anche i valori delle deformazioni attese, dell'ordine medio dei **6,4 mm**, sono modesti, e dunque compatibili con le condizioni di esercizio in sicurezza delle opere in progetto.