

# Newagro S.r.l.

**Impianto agrivoltaico denominato "Consadolo" da 57.002,4 kWp, opere connesse ed infrastrutture indispensabili**

**Comuni di Argenta e Portomaggiore (FE)**

**Progetto Definitivo Impianto Agrivoltaico ed Opere Elettriche di Utenza**

All. C.06 Relazione geotecnica e calcoli preliminari strutture



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

Rev. 0

Aprile 2024



**wood.**

## Indice

<b>1</b>	<b>Premessa</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>Inquadramento geologico dell'area</b>	<b>6</b>
<b>3</b>	<b>Documenti di riferimento</b>	<b>11</b>
<b>4</b>	<b>Normativa di riferimento</b>	<b>12</b>
<b>5</b>	<b>Calcoli preliminari delle strutture</b>	<b>13</b>
	<b>5.1 Strutture portanti moduli fotovoltaici – trackers monoassiali</b>	<b>13</b>
	5.1.1 Descrizione generale dell'opera	13
	5.1.2 Considerazioni preliminari sulle modalità di infissione	15
	5.1.3 Modellazione della struttura – criteri generali	15
	5.1.4 Carichi di progetto	17
	<b>5.2 Tracker monoassiale 26x2</b>	<b>24</b>
	5.2.1 Generazione del modello	24
	5.2.2 Casi di carico	25
	5.2.3 Risultati numerici	28
	<b>5.3 Tracker monoassiale 13x2</b>	<b>33</b>
	5.3.1 Generazione del modello	33
	5.3.2 Casi di carico	34
	5.3.3 Risultati numerici	37
	<b>5.4 Verifiche di resistenza degli elementi strutturali</b>	<b>42</b>
	<b>5.5 Fondazioni cabine prefabbricate ITS “Power Station”</b>	<b>45</b>
	5.5.1 Descrizione generale dell'opera	45
	5.5.2 Materiali strutturali	47
	5.5.3 Descrizione del Modello	47
	5.5.4 Azioni di progetto	49
	5.5.5 Risultati delle analisi	50
	<b>5.6 Fondazioni cabine prefabbricate Sala Controllo</b>	<b>54</b>
	5.6.1 Descrizione generale dell'opera	54
	5.6.2 Materiali strutturali	55
	5.6.3 Descrizione del Modello	55
	5.6.4 Azioni di progetto	57
	5.6.5 Risultati delle analisi	58
	<b>5.1 Edificio Cabina Utente</b>	<b>62</b>
	5.1.1 Descrizione generale dell'opera	62

5.1.2	Criteri di modellazione della struttura	63
5.1.3	Analisi dei carichi	65
5.1.4	Risultati delle analisi	67
5.1.4.1	Sollecitazioni sulle aste	68
5.1.4.2	Pressioni al suolo	70
5.1.4.3	Conclusioni	70
<b>6</b>	<b>Considerazioni geotecniche</b>	<b>71</b>
6.1	Trackers monoassiali	71
6.2	Strutture fondali cabine	71
6.3	Cabina Utente	72
6.3.1	Ipotesi generali	72
6.3.2	Determinazione dei parametri geotecnici	72
6.3.3	Indicazioni progettuali sulla costruzione dei rilevati in terra	75
6.3.4	Verifiche geotecniche	80

**Questo documento è di proprietà di Newagro 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 Newagro S.r.l.**

## 1 Premessa

Su incarico ricevuto dalla Società Newagro S.r.l., si redige la presente "Relazione geotecnica e calcoli preliminari strutture", relativa all'impianto agrivoltaico "Consadolo", opere connesse ed infrastrutture indispensabili.

La Società intende realizzare nei Comuni di Argenta e Portomaggiore (FE), un impianto per la produzione di energia elettrica con tecnologia fotovoltaica ad inseguimento monoassiale combinato con l'attività di coltivazione agricola. L'impianto è definito "agrivoltaico" in quanto è stato progettato al fine di assicurare la rispondenza ai criteri stabiliti dalle Linee Guida in materia di impianti agrivoltaici pubblicate dal Ministero della Transizione Ecologica (MiTE) nel giugno 2022 e alla Norma CEI PAS 82-93 "Impianti Agrivoltaici" del dicembre 2023. L'impianto ha una potenza complessiva installata di 57.002,4 kWp e l'energia prodotta sarà interamente immessa nella Rete di Trasmissione Nazionale (RTN). Limitatamente alle opere connesse, come meglio precisato in seguito, sarà interessato anche il comune di Portomaggiore (FE).

Le opere progettuali dell'Impianto Agrivoltaico da realizzare si possono così sintetizzare:

1. "Impianto Agrivoltaico" ad inseguimento monoassiale ubicato nel comune di Argenta (FE), di potenza pari a 57.002,4 kWp;
2. Linee in cavo interrato a 36 kV (di seguito "Dorsali 36 kV"), per il collegamento dell'impianto fotovoltaico alla cabina elettrica a 36 kV di proprietà della Società, il cui tracciato ricade nei Comuni di Argenta e Portomaggiore (FE);
3. Cabina elettrica a 36 kV (di seguito "Cabina Utente") di proprietà della Società, che sarà realizzata nel Comune di Portomaggiore (FE);
4. Linee in cavo interrato a 36 kV (di seguito "Linee 36 kV") tra la Cabina Utente e lo stallo produttore nella sezione a 36 kV della futura Stazione Elettrica di trasformazione 380/132/36 kV della RTN denominata "Portomaggiore", di proprietà di Terna;
5. Opere RTN (congiuntamente di seguito definiti come "Impianto di Rete"), ubicate nel Comune di Portomaggiore e costituite da:
  - Nuova Stazione RTN a 380/132/36 kV denominata "Portomaggiore", da inserire in entra - esce alla linea RTN a 380 kV "Ferrara Focomorto - Ravenna Canala" e alla linea RTN a 132 kV "Portomaggiore - Bando"(di seguito "Stazione RTN");
  - N. 2 nuovi raccordi linea a 380 kV della RTN, necessari per il collegamento in entra-esce della nuova SE RTN alla linea RTN a 380 kV "Ferrara Focomorto - Ravenna Canala" della lunghezza di circa 420 m e 700 m (di seguito "Raccordi Aerei a 380 kV");
  - N. 2 nuovi raccordi linea a 132 kV necessari per il collegamento in entra-esce della nuova SE RTN alla linea RTN a 132 kV "Portomaggiore - Bando", della lunghezza di circa 600 m e 820 m (di seguito "Raccordi Aerei a 132 kV").

Le opere di cui ai precedenti punti 1), 2), 3) e 4) costituiscono il **Progetto Definitivo dell'Impianto Agrivoltaico e delle Opere Elettriche di Utente**.

Le opere di cui al precedente punto 5) rappresentano l'Impianto di Rete, che sarà di proprietà del gestore di rete (Terna S.p.A.) e costituiscono il **Progetto Definitivo dell'Impianto di Rete**. Quest'ultimo è stato sviluppato dalla società EG Dolomiti S.r.l., in quanto capofila della progettazione per conto del gestore di rete.

La presente relazione illustra le verifiche strutturali e geotecniche preliminari effettuate sia per la parte dell'impianto agrivoltaico che per l'impianto di connessione; sono dunque trattate le seguenti opere strutturali:

- le strutture di sostegno dei moduli fotovoltaici (Trackers monoassiali);
- le fondazioni delle cabine power station;
- le fondazioni delle cabine control room;
- le fondazioni e l'edificio di controllo site all'interno della Cabina Utente.

Per quanto concerne la cabina di raccolta, è possibile considerare applicabili i calcoli relativi alle power station, in quanto le dimensioni di entrambe sono paragonabili. Tuttavia, è importante sottolineare che questa assunzione è notevolmente conservativa, considerando che le power station presentano carichi significativamente superiori.

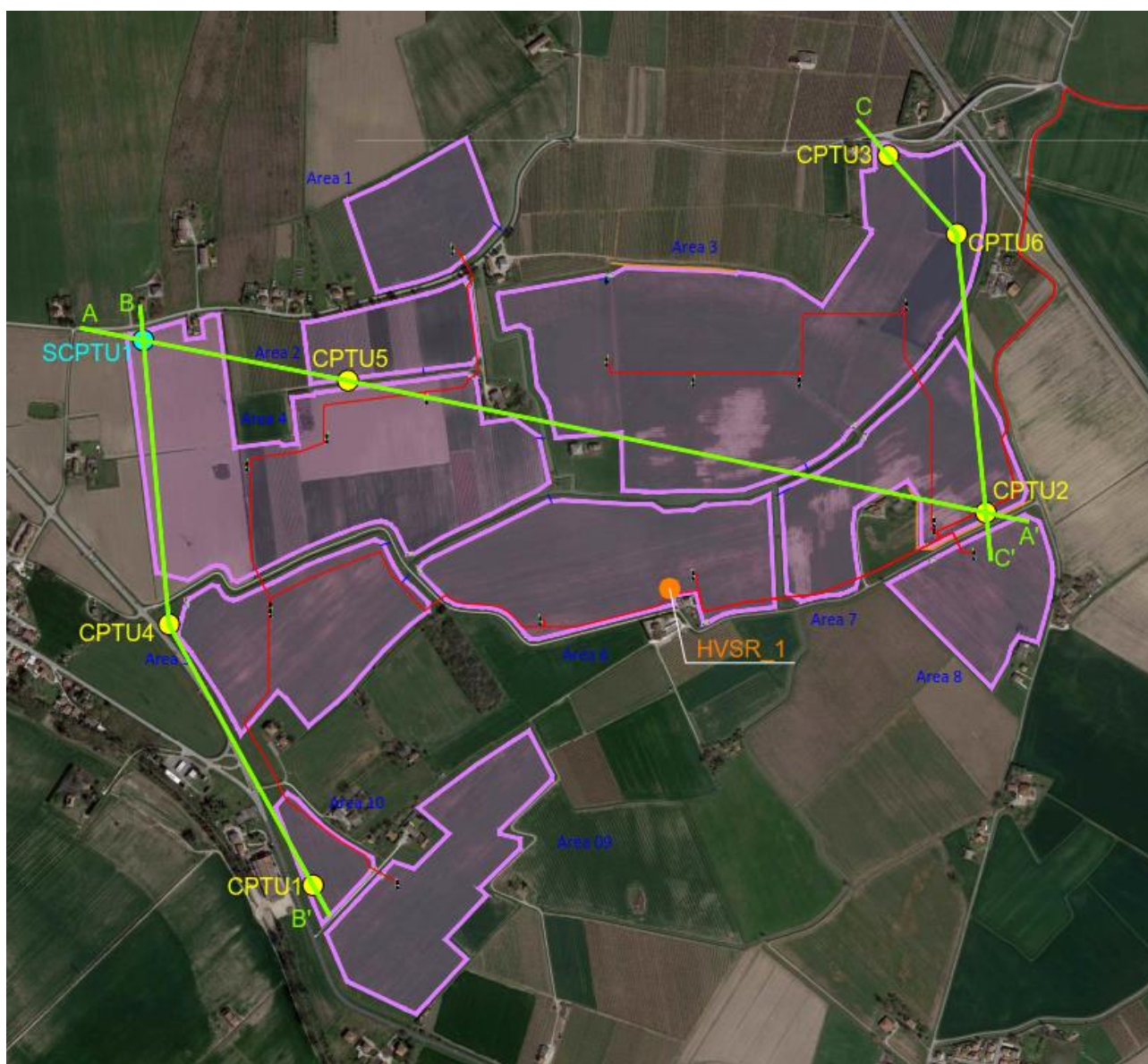
## 2 Inquadramento geologico dell'area

Il modello geologico di riferimento è quello elaborato dalla Dott.ssa Geol. Linda Collina – Ordine Regionale dei Geologi della Regione Emilia-Romagna n. 1142.

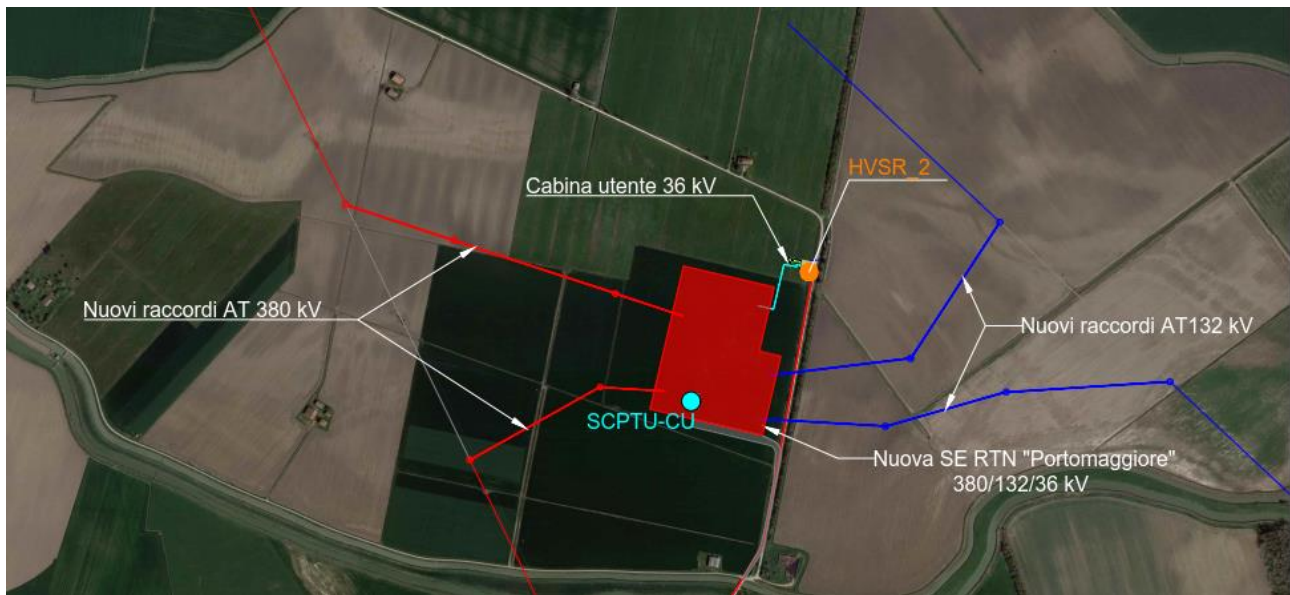
L'indagine stratigrafica e geotecnica è stata condotta mediante l'esecuzione delle seguenti prove:

- n° 6 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU) approfondite sino a -20 metri dall'attuale piano
- campagna (p.c.);
- n° 2 prove penetrometriche statiche con piezocono sismico (SCPTU) approfondite sino a -30 metri dall'attuale p.c..
- n. 2 Prove HVSR per l'approfondimento delle caratteristiche geofisiche del sito di studio;

Le **Figura 2-1** e **Figura 2-2** identificano l'ubicazione delle indagini geognostiche e sismiche effettuate, su base ortofotografica tratta da Google Earth ©, rispettivamente per l'Impianto Agrivoltaico e per la Cabina Utente e la Stazione RTN.



**Figura 2-1 - Ubicazione dell'Area dell'Impianto agrivoltaico con i punti di indagine su ortofoto Google Earth**



**Figura 2-2 - Ubicazione dell'Area della Cabina Utente e della Stazione RTN con i punti di indagine su ortofoto Google Earth**

Il territorio in esame ricade prevalentemente in ambiente deposizionale di piana deltizia, con depositi caratterizzati da sabbie limose di canale distributore, argine e rotta fino ad arrivare ad argille limose con torba di palude e area interdistributrice e argille limose di piana inondabile in area interfluviale.

Dal punto di vista delle unità geologiche caratteristiche del territorio, l'intero territorio dei comuni di Argenta e Portomaggiore, così come la maggior parte del territorio provinciale, ricade nel Sintema Emiliano Romagnolo superiore – Subsintema di Ravenna (AES8) – Unità di Modena (AES8a):

- AES8 Subsintema di Ravenna: Pleistocene sup. – Olocene – Unità costituita da ghiaie sabbiose, sabbie e limi ricoperte da una coltre limoso argillosa discontinua, in contesti di conoide alluvionale, canale fluviale e piana alluvionale intravalliva; da limi, limi sabbiosi e limi argillosi, in contesti di piana inondabile; da alternanze di sabbie, limi ed argille, in contesti di piana deltizia; da sabbie prevalenti passanti ad argille e limi e localmente a sabbie ghiaiose, in contesti di piana litorale. Al tetto l'unità presenta spesso un suolo parzialmente decarbonatato non molto sviluppato di colore giallo-bruno;
- AES8a Unità di Modena: Olocene – Unità costituita da ghiaie e ghiaie sabbiose o da sabbie con livelli e lenti di ghiaie ricoperte da una coltre limoso argillosa discontinua, in contesti di conoide alluvionale, canale fluviale e piana alluvionale intravalliva; da argille e limi, in contesti di piana inondabile; da alternanze di sabbie, limi ed argille, in piana litorale. Al tetto l'unità presenta localmente un suolo calcareo poco sviluppato di colore grigio-giallastro.

In linea generale, i risultati delle indagini condotte in situ hanno permesso di confermare i caratteri stratigrafici e geologici tipici della zona, individuando materiali appartenenti a cicli deposizionali propri di ambienti alluvionali. Con particolare riferimento all'area dell'Impianto Agrivoltaico, è stato possibile individuare un settore a maggiore presenza di depositi sabbiosi e sabbioso-limosi di canale (paleo-alveo), a cui seguono depositi fini e coesivi con presenza di strati lentiformi di materiali organici.

Le sequenze stratigrafiche sono di seguito riportate:

#### **Impianto Agrivoltaico**

- **Primo livello (Orizzonte 1):** coltre superficiale, costituente il terreno agrario vegetale, di natura limoso argillosi e sabbiosi a cui seguono i depositi sabbioso limosi con spessori piuttosto variabili in funzione all'area di indagine. Nel dettaglio, nel settore prossimo all'abitato di Consandolo si rilevano spessori importanti di tali materiali soprattutto in corrispondenza della verticale di indagine SCPTU 1 e della verticale CPTU 5, dove, con buone probabilità, è stato intercettato un tratto di paleoalveo e/o ventaglio di rotta. Ad esclusione di tale areale, per l'intero Impianto Agrivoltaico, tale livello presenta spessori mediamente compresi tra 2,0 e 3,0 m e si trova spesso intervallato da materiali limoso argillosi e sabbiosi agrari.

- **Secondo livello (Orizzonte 2):** livello di terreno prevalentemente a carattere coesivo, costituito da alternanze di argille, argille limose e limi argillosi con lenti metriche di suolo organico argille organiche e torbe. Talvolta tale livello risulta essere intervallato da livelli centimetrici di materiali granulari, ovvero sabbioso-limosi con scarsa continuità orizzontale. Tale livello, come detto, caratterizza la maggior parte del sottosuolo del settore in esame, spingendosi sino a profondità massime prossime a -30,0 m da p.c.

## Cabina Utente

- **Primo livello (Orizzonte A):** terreni agricoli superficiali, di spessore limitato e costituiti da materiali limoso sabbiosi e sabbioso limosi. Tale primo livello, parte del suolo agrario, si rinviene sino ad una profondità massima di circa -1,20 metri dal p.c. locale.
- **Secondo livello (Orizzonte B):** terreni a carattere coesivo, di spessore plurimetrico, costituiti da argille e argille limose con lenti di materiali organici torbosi (entro i primi 10 m da p.c.). Si rileva uno spessore, netto, di materiale a carattere granulare sabbioso limoso tra -23,10 e -24,10 m da p.c. Ad ogni modo, il livello di terreno in oggetto risulta essere caratterizzato per lo più da materiali a carattere coesivo sino la massima profondità indagata di -30,0 m da p.c.

Nel corso dell'esecuzione delle prove penetrometriche, si rileva come la falda, in corrispondenza dell'Impianto Agrivoltaico, mostri una certa uniformità, con valori medi che si attestano intorno ai -2,40 metri da p.c.

Per quanto riguarda l'area della Cabina utente, il solo dato a disposizione permette di stabilire come la quota della falda sia posta a circa -2,00 m dal p.c.

In linea generale, la profondità della falda non risulta essere un carattere ostativo alla realizzazione delle strutture in progetto. Se ne dovrà comunque tenere conto all'atto della progettazione esecutiva delle strutture di fondazione e/o di opere di scavo che prevedano un approfondimento superiore o prossimo alle quote di soggiacenza registrate.

Parametri geotecnici di riferimento:

## Impianto Agrivoltaico

### Orizzonte 1

Parametro	U.M.	Media	Min
Modulo edometrico M	Kg/cm <sup>2</sup>	508,9	242
Modulo elastico - Young Es	Kg/cm <sup>2</sup>	450,7	294
Modulo di taglio massimo Go	Kg/cm <sup>2</sup>	555,2	333
Coesione non drenata Su	Kg/cm <sup>2</sup>	-	-
Densità relativa Dr *	%	47,85	38,7
Angolo di attrito φ *	°	38,42	36,5
Peso di Volume γ	t/m <sup>3</sup>	1,783	1,7

### Orizzonte 2

Parametro	U.M.	Media	Min
Modulo edometrico M	Kg/cm <sup>2</sup>	128,1	9,0
Modulo elastico - Young Es	Kg/cm <sup>2</sup>	465,0	228,0
Modulo di taglio massimo Go	Kg/cm <sup>2</sup>	475,1	234,0
Coesione non drenata Su	Kg/cm <sup>2</sup>	0,82	0,20
Densità relativa Dr *	%	-	-
Angolo di attrito φ *	°	-	-
Peso di Volume γ	t/m <sup>3</sup>	1,7	1,6

## Cabina utente



Orizzonte A

Parametro	U.M.	Valori da SCPTU
Modulo edometrico M	Kg/cm <sup>2</sup>	321
Modulo elastico - Young Es	Kg/cm <sup>2</sup>	267
Modulo di taglio massimo Go	Kg/cm <sup>2</sup>	361
Coesione non drenata Su	Kg/cm <sup>2</sup>	-
Densità relativa Dr *	%	65,5
Angolo di attrito φ *	°	41,5
Peso di Volume γ	t/m <sup>3</sup>	1,79

Orizzonte B

Parametro	U.M.	Media	Min
Modulo edometrico M	Kg/cm <sup>2</sup>	110,5	92
Modulo elastico - Young Es	Kg/cm <sup>2</sup>	359	359
Modulo di taglio massimo Go	Kg/cm <sup>2</sup>	652	458
Coesione non drenata Su	Kg/cm <sup>2</sup>	0,97	0,70
*Densità relativa Dr *	%	43,9	
*Angolo di attrito φ *	°	37,9	
Peso di Volume γ	t/m <sup>3</sup>	1,78	1,75

\* relativi al livello granulare posto a -23/-24 m da p.c.

Le litologie riscontrate dalla caratterizzazione geologica/geotecnica hanno permesso di confermare l'assetto geologico generale descritto agli strumenti urbanistici vigenti.

Le analisi dei risultati delle prove penetrometriche permettono di affermare che, in linea generale, dei caratteri geotecnici da scarsi a discreti, solo localmente buoni, soprattutto nelle porzioni a maggior presenza di litologie granulari.

In merito all'analisi del **Rischio Idraulico e Idrogeologico**, l'intera area di Progetto risulta ricadere prevalentemente in aree a bassa probabilità di eventi alluvionali, ad esclusioni di piccolissime porzioni di settori occupati dall'Impianto Agrivoltaico che ricadono in porzioni di territorio classificate P2, ovvero con una media probabilità di eventi alluvionali derivanti dal reticolo secondario di pianura. In analogia, la cartografia del rischio idraulico classifica le aree di realizzazione del progetto in esame come Rischio Moderato o Nullo (R1) sia per il reticolo principale sia per il reticolo secondario e solo localmente (vie di comunicazione prossime al reticolo secondario) classificate con rischio medio R2. Infine, in merito alle caratteristiche idrogeologiche e l'interferenza con la falda superficiale, si rileva che, per il settore dell'Impianto Agrivoltaico, la falda presenta una soggiacenza media pari a -2,40 m da p.c. con una sostanziale uniformità per l'intero settore. Mentre per l'area della Cabina Utente, la lettura risultata dalla prova SCPTU ha rilevato una soggiacenza di -2,0 m da p.c. Tali quote saranno da attenzionare qualora il progetto prevedesse attività di scavo che dovessero intercettare la soggiacente falda.

Dal punto di vista **Sismico**, il settore in esame risulta rientrare per lo più in area caratterizzata da sismicità elevata (Zona 2), ad esclusione dei settori ricadenti nel comune di Portomaggiore (Cabina Utente) che ricadono in settore a sismicità moderata (Zona 3).

Dal punto di vista **Geotecnico**, sulla base delle informazioni raccolte dalle indagini geognostiche condotte, si può affermare come le caratteristiche generali dei terreni di fondazione varino da medie a scarse in funzione alla percentuale di materiali fini coesivi con materiali organici (torbe).

Si rileva un miglioramento di tali caratteristiche in corrispondenza dei settori a maggior percentuale di terreni sabbiosi-sabbioso limosi, materiali che si rilevano sia al tetto dei livelli coesivi, sia in lenti e strati da centimetrici a metrici intervallati ai materiali coesivi che caratterizzato la maggior parte del volume caratteristico dell'area di studio.

Come si è già detto, ciò è rilevato per l'intera area di studio ad esclusione del settore sotteso alle prove SCPTU 01 e CPTU 05 che rilevano, invece, tali materiali dal piano campagna sino a profondità pari a circa -19,0 m da p.c.

In conclusione, sulla base delle informazioni raccolte, adottando specifiche procedure progettuali in grado di sopperire alle scarse qualità geotecniche dei terreni argilloso/limosi organici e torbosi, l'installazione dell'impianto agrivoltaico risulta, pertanto, compatibile con l'assetto locale.

### 3 Documenti di riferimento

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

- All. C05 "Relazione Geologica, Sismica e di prime considerazioni Geotecniche";
- Tav. 15 "Layout impianto agrivoltaico";
- Tav. 22 "Tipico strutture di sostegno 26x2";
- Tav. 23 "Tipico strutture di sostegno 13x2";
- Tav.24 "Tipico power station";
- Tav.27 "Tipico edificio magazzino-sala controllo;
- Tav.40 "Planimetria Cabina Utente, dorsale 36 kV di collegamento tra Cabina Utente e Stazione RTN e area di cantiere";
- Tav.41 "Tipico edificio Cabina Utente";

## 4 Normativa di riferimento

I criteri impiegati nei seguenti calcoli sono quelli dettati dal D.M. 17 gennaio 2018 Norme Tecniche per le costruzioni e dalla 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.

Per il dimensionamento preliminare delle strutture, sono stati impiegati i metodi tradizionali della scienza delle costruzioni, mentre per le verifiche geotecniche preliminari si sono adottati i metodi convenzionali dell'equilibrio limite.

## 5 Calcoli preliminari delle strutture

### 5.1 Strutture portanti moduli fotovoltaici – trackers monoassiali

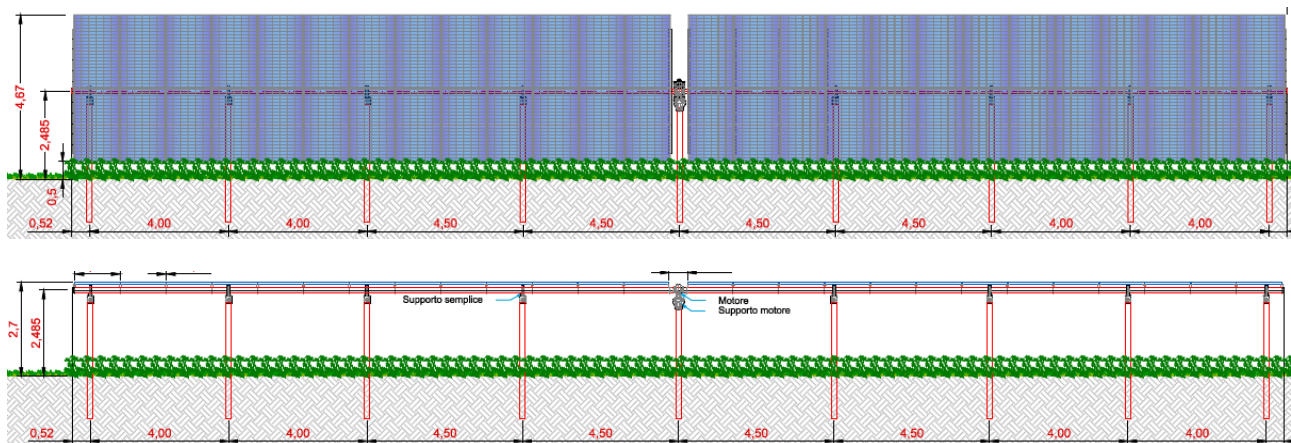
#### 5.1.1 Descrizione generale dell'opera

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

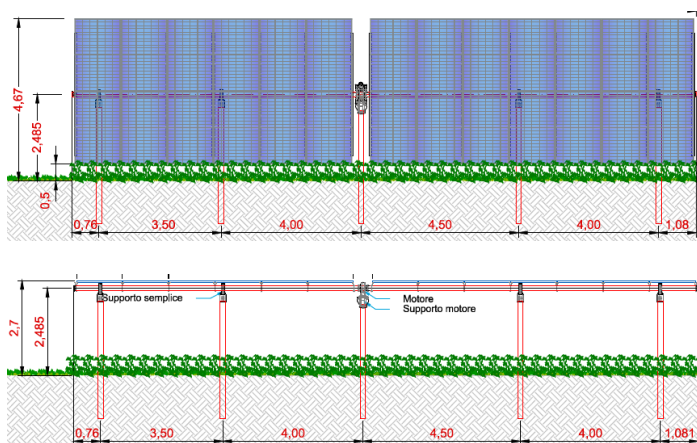
- Tipo A – 26x2 moduli;
- Tipo B – 13x2 moduli.

Tutti in configurazione 2V (in totale, rispettivamente 52 e 26 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 26x2 moduli**



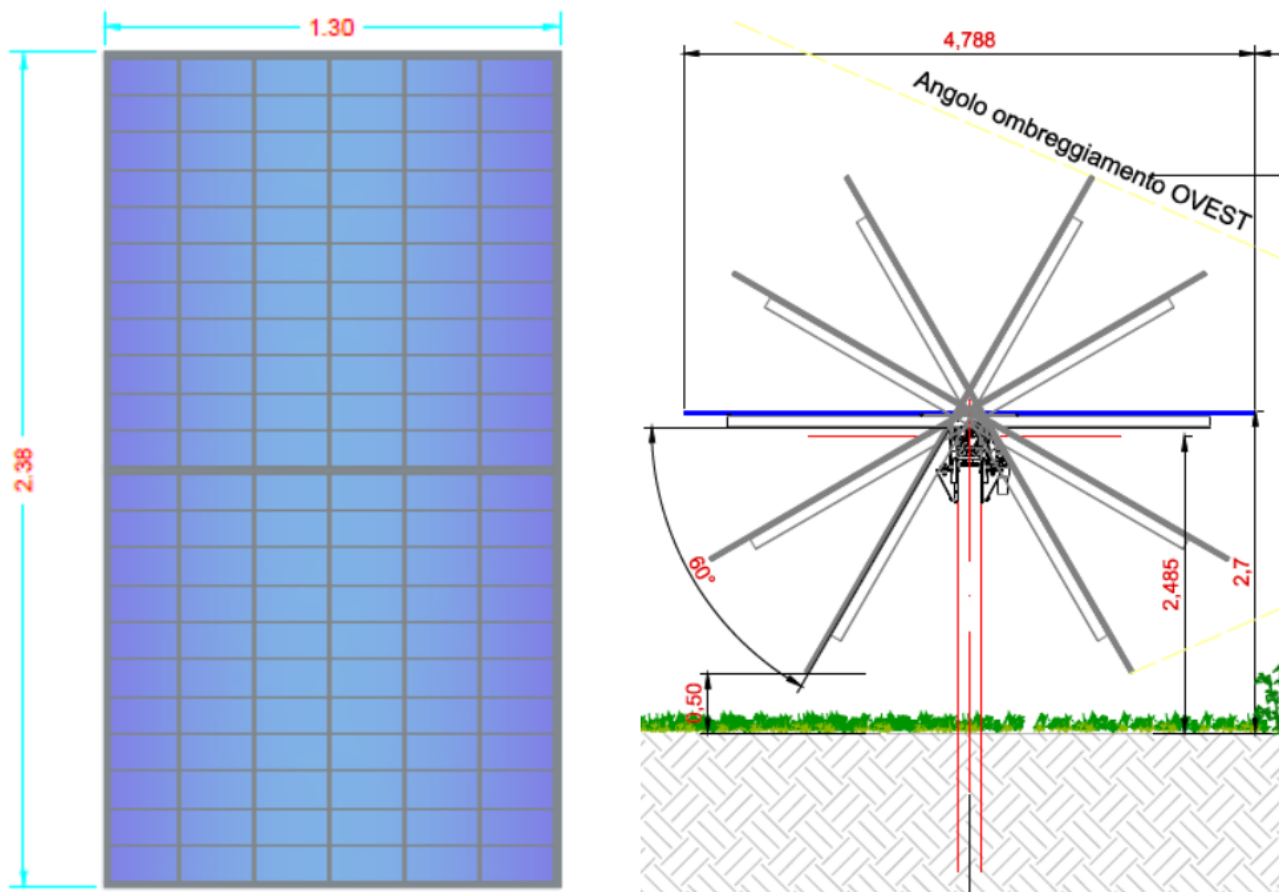
**Figura 5-2 Vela fotovoltaica 13x2 moduli**

Il modulo di progetto ha dimensioni standard di 1,30 x 2,38 mt; le vele hanno pertanto superfici esposte pari a:

- $35,00 \times 4,80 = 168,00$  mq per le strutture 26x2;
- $18,00 \times 4,80 = 86,50$  mq per le strutture 13x2.

Tutte le tipologie strutturali sono caratterizzate da:

- altezza al mozzo pari a 2,48 mt da p.c.;
- altezza massima del punto sommale della vela pari a 4,67 mt;
- profondità di infissione pari a 2,70 mt.



**Figura 5-3 Dimensioni geometriche del modulo di progetto (1,30x2,40) e sezione trasversale della vela**

Gli elementi strutturali che costituiscono il tracker monoassiale sono:

- I pali verticali, infissi nel terreno, 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 fissati su una serie di arcarecci, a loro volta collegati 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.

### 5.1.2 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 diversa tipologia, quali ad esempio infissioni a rotazione, o con precedente realizzazione di perforazione (pre-drilling), infissioni a rotopercolazione o similari.

Le assunzioni progettuali andranno comunque verificate nella fase di progettazione esecutiva, mediante l'esecuzione di test in situ (nello specifico, ramming test) che consentiranno confermare o smentire le ipotesi preliminari.

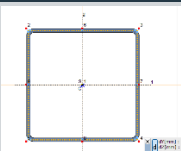
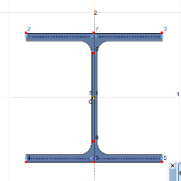
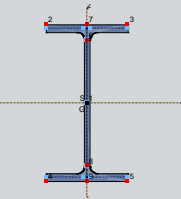
### 5.1.3 Modellazione della struttura – criteri generali

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.

#### 5.1.3.1 Aste

**Tabella 5.1 Elementi che costituiscono il telaio**

Id	Tipo	Funzione	Materiale	Sezione
01	Q 120x120x4.0	asse di rotazione orizzontale – <i>torque tube</i>	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	

**Tabella 5.2 Caratteristiche meccaniche dei materiali**

	Nome	Tipo	$E_x$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\nu$	$\alpha_T$ [1/°C]	$\rho$ [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.

## 5.1.3.2 Sconnessioni e vincoli

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

- 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;

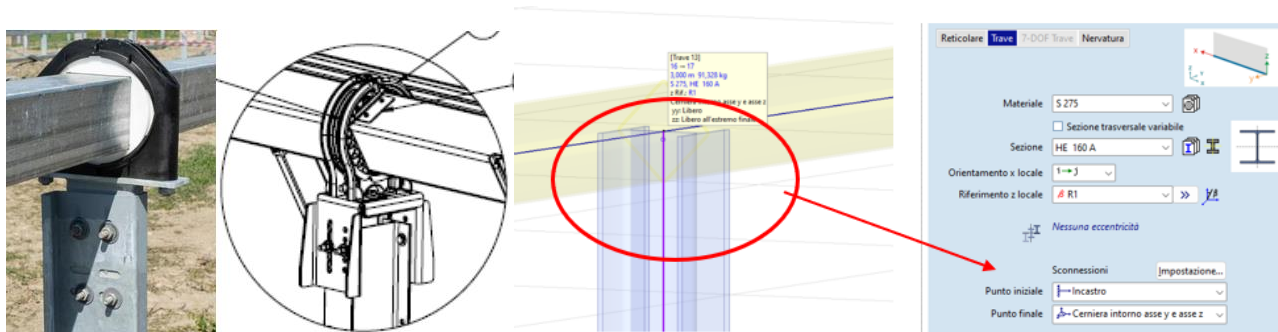


Figura 5-4 Giunto trave orizzontale – *simple support*

- Il giunto trave orizzontale – *motor support* viene modellato invece con un incastro rigido, in quanto in grado di bloccare sia le componenti lineari che rotazionali.

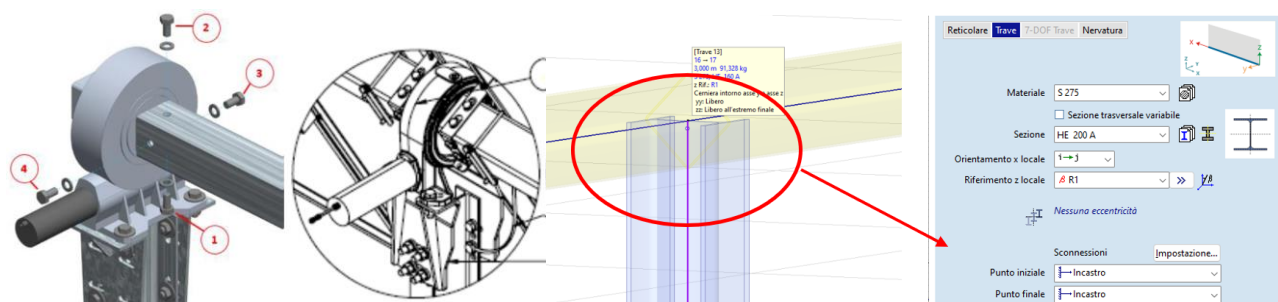


Figura 5-5 Giunto trave orizzontale – *motor support*

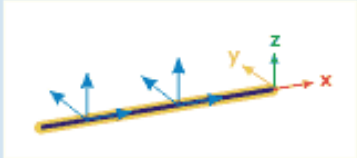
## 5.1.3.3 Vincolo al suolo

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. Si assume, a favore di sicurezza, di applicare le molle a partire da una profondità di 50 cm dal piano campagna, escludendo di fatto dall'interazione con il terreno la parte superficiale.

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).



<b>Direzione</b>		<b>Tipo</b>		
<input type="radio"/>	Globale	<input checked="" type="radio"/>	Winkler	
<input checked="" type="radio"/>	Relativi trave/nervatura	<input type="radio"/>	Winkler-Pasternak	
<input type="radio"/>	Relativi bordo			
<input type="radio"/>	Riferimento			
		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Parametri non-lineari
<input checked="" type="checkbox"/>	$K_x$ [kN/m/m] =	1E+4	▼	
<input checked="" type="checkbox"/>	$K_y$ [kN/m/m] =	1,5E+3	▼	
<input checked="" type="checkbox"/>	$K_z$ [kN/m/m] =	2,5E+3	▼	

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

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

### 5.1.3.4 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.

### 5.1.3.5 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 S.r.l.;
- rilasciata da STA DATA S.r.l. di Torino.

## 5.1.4 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.

### 5.1.4.1 Pesì propri strutturali

Vengono attribuiti in automatico dal software in funzione dei profilati.

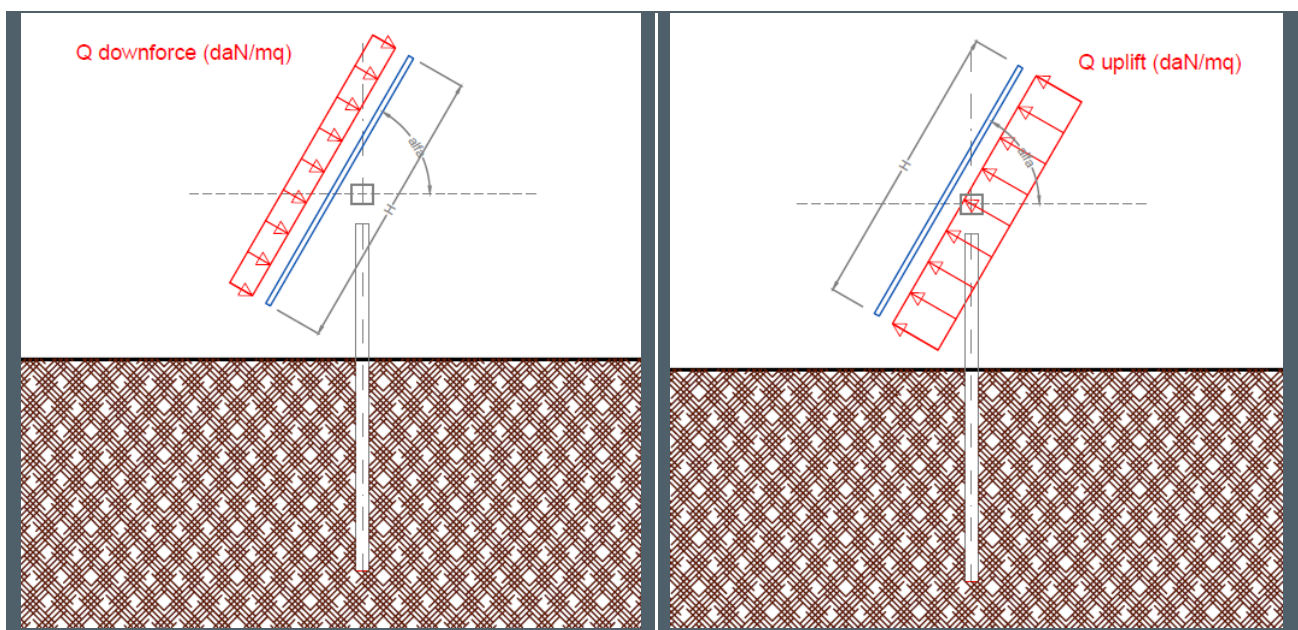
## 5.1.4.2 Sovraccarichi permanenti

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

## 5.1.4.3 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 5-6 Carico distribuito generato dal vento**

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

$$Q = q_r * c_e * c_p * c_d$$

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).

### 5.1.4.3.1 Pressione cinetica di riferimento $q_r$

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

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

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 determinazione della pressione cinetica di riferimento avviene mediante il calcolo basato sulla zona di vento e l'altitudine del sito sopra il livello del mare (slm), seguendo la procedura di seguito indicata. Come evidenziato nell'illustrazione, il valore corrispondente per la regione Emilia-Romagna è 2.

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

**Figura 5-7 Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$**

Come indicato dalla figura precedente, i valori ricavati per  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$  sono i seguenti.

- $v_{b,0} = 25$  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  $a_s = 2,0$  mt  $< a_0 = 750$  m; pertanto, utilizzando il parametro  $c_a=1$  si calcola la velocità di riferimento

$$v_r = v_{b,0} \times c_a \quad [\text{m/s}]$$

e la pressione cinetica di riferimento

$$q_r = \frac{1}{2} \times \rho \times v_r^2 = 0,5 \times 1,25 \times 25^2 = 390,0 \quad [\text{N/m}^2]$$

che espressa in decaNewton al metro quadrato risulta 39.00 daN/mq.

### 5.1.4.3.2 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).

In primo luogo, va identificata la Classe di rugosità del terreno. La Figura 5-8 mostra che la Classe di rugosità del terreno assegnata al sito è la D.

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).

Figura 5-8 Classi di rugosità del terreno

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 e ottenere così i valori  $k_r$ ,  $z_0$  e  $z_{\min}$  dalle seguenti tabelle:

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 <b>II</b> II III **

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

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

Si ottiene la Categoria esposizione **II** con cui ricaviamo i valori:

- $k_r = 0,19$ ;
- $z_0 = 0,05$  m;
- $z_{min} = 4$  m.

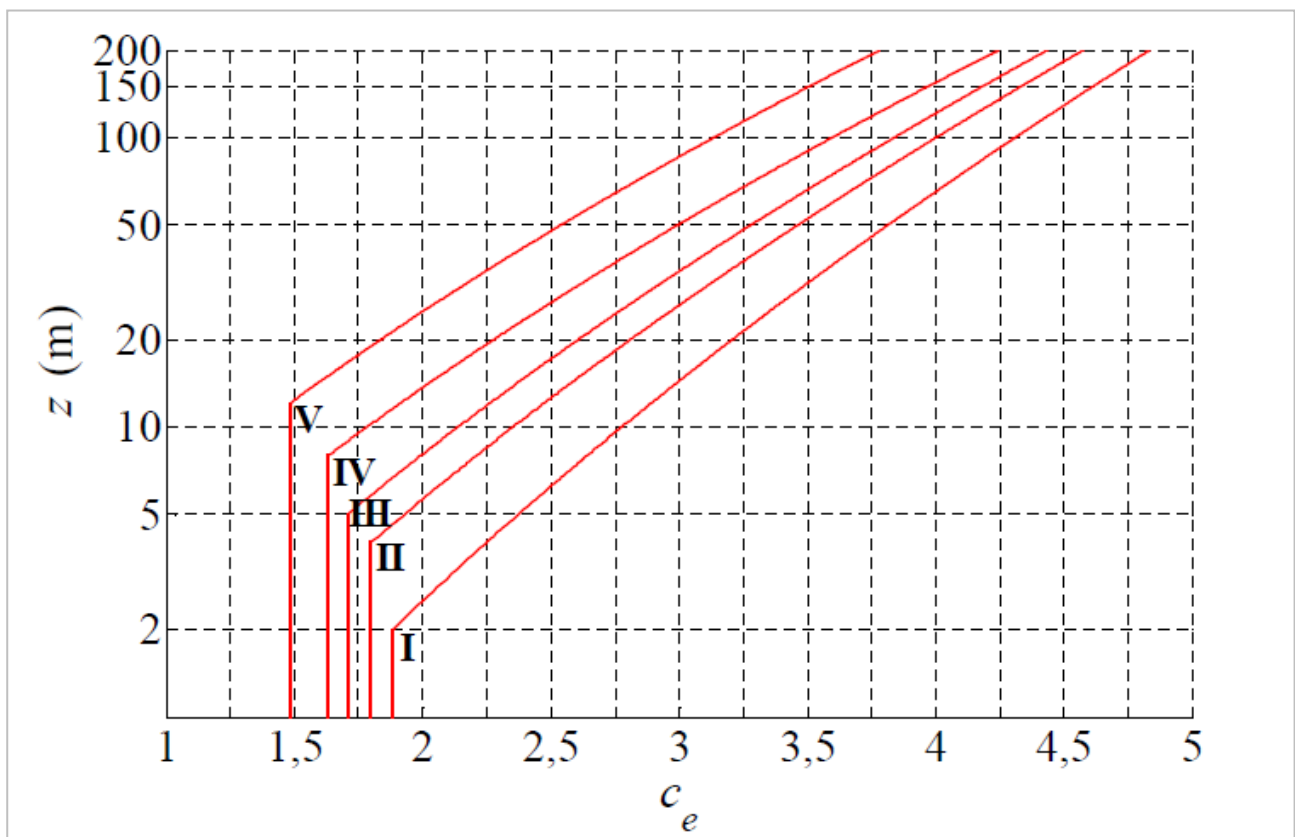
Considerata l'altezza della struttura ( $z$ ), al confronto con il valore di  $z_{min}$  (4 metri), è possibile procedere al calcolo del coefficiente di esposizione, in base al seguente criterio.

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

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

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

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



In base al grafico fornito in precedenza, si osserva che, per il progetto in questione, con un'altezza ( $z$ ) di 2,5 metri inferiore al valore minimo  $z_{min}$  (4 metri) e considerando la categoria di esposizione tipo II, il coefficiente di esposizione ( $C_e$ ) è calcolato come 1,7.

### 5.1.4.3.3 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 (rif. Circolare Applicativa C.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.

#### 5.1.4.3.4 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 quelle di *tettoie a singola falda*. La normativa, al punto C3.3.8.2 della Circolare, introduce, per questo tipo di strutture, il coefficiente di forza  $c_F$ , che sostituisce il coefficiente di pressione  $c_p$ . Esso è così definito:

- Per valori positivi  $C_{F+} = +0,2 + \alpha/30$  indipendente dal coeff bloccaggio
- Per valori negativi  $C_{F-} = -0,5 - 1,3 * \alpha/30$  per coeff bloccaggio  $\Phi=0$   
 $C_{F-} = -1,4$  per coeff bloccaggio  $\Phi=1$

I valori di  $c_F$  variano a seconda dell'angolo di inclinazione della vela, nonché dal grado di ostruzione  $\Phi$

Le assunzioni di progetto consistono nel considerare i  $C_{F+}$  come da normativa, mentre i  $C_{F-}$  da interpolazione tra le situazioni limite:

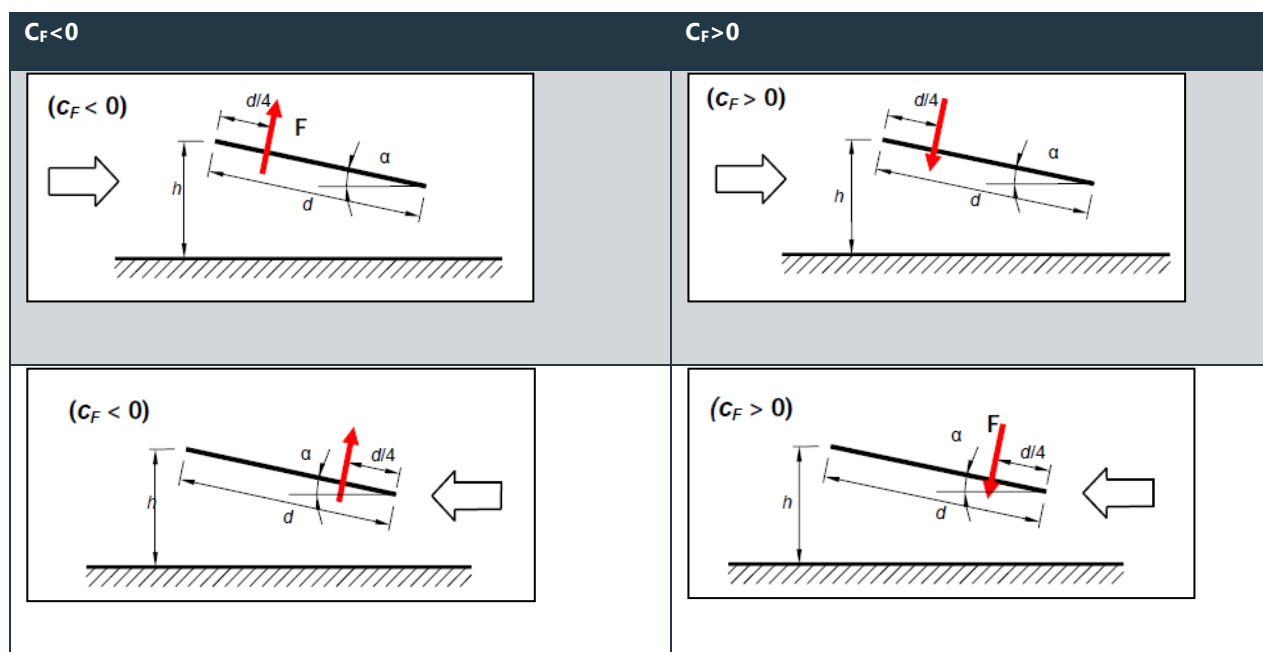
- $\Phi=0$  - per le vele fotovoltaiche perimetrali inclinate da 0° fino a 30°ca;
- $\Phi=0,8$  - per le vele fotovoltaiche perimetrali inclinate da 40° fino a 55°ca.

**Tabella 5.3 Valori dei coefficienti per le diversi inclinazioni**

<b>0</b>	0,200	-0,500	-1,4	-0,500( $\Phi=0$ )
<b>5</b>	0,367	-0,717	-1,4	-0,717 ( $\Phi=0$ )
<b>10</b>	0,533	-0,933	-1,4	-0,933 ( $\Phi=0$ )
<b>15</b>	0,700	-1,150	-1,4	-1,150 ( $\Phi=0$ )
<b>20</b>	0,867	-1,367	-1,4	-1,367 ( $\Phi=0$ )
<b>25</b>	1,033	-1,583	-1,4	-1,583 ( $\Phi=0$ )
<b>30</b>	1,200	-1,800	-1,4	-1,800 ( $\Phi=0$ )
<b>35</b>	1,367	-2,017	-1,4	-1,800 ( $\Phi=0,5$ )
<b>40</b>	1,533	-2,233	-1,4	-1,817 ( $\Phi=0,8$ )
<b>45</b>	<b>1,700</b>	-2,450	-1,4	<b>-1,925 (<math>\Phi=0,8</math>)</b>
<b>50</b>	1,867	-2,667	-1,4	-2,033 ( $\Phi=0,8$ )
<b>55</b>	2,033	-2,883	-1,4	-2,142 ( $\Phi=0,8$ )

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 5.4 Forza risultante dalle pressioni downforce e uplift al variare del coefficiente di forza**



Una distinzione importante consiste nel dimensionamento delle vele esterne, perimetrali, sottoposte all'azione diretta del vento; da quelle interne, per le quali si innescano fenomeni di scia, distacco di vortici, ecc.

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 sui quali sono condotti i test abbiano stesse frequenze di vibrazione di quelli in progetto.

I valori di pressione vento nelle configurazioni  $Q_{downforce}$  e  $Q_{uplift}$  diventano le seguenti:

**Tabella 5.5: Valori coefficienti per le diverse inclinazioni**

inclinaz a (°)	Cf+	Cf- (Φ=0)	Cf- (Φ=1)	Cf- interpo	Press downforce Q (daN/mq)	Pressione uplift Q (daN/mq)
0	0,200	-0,500	-1,4	-1,400 (Φ=0)	13,28	-92,97
5	0,367	-0,717	-1,4	-1,400 (Φ=0)	24,35	-92,97
10	0,533	-0,933	-1,4	-1,400 (Φ=0)	35,42	-92,97
15	0,700	-1,150	-1,4	-1,400 (Φ=0)	46,48	-92,97
20	0,867	-1,367	-1,4	-1,400 (Φ=0)	57,55	-92,97
25	1,033	-1,583	-1,4	-1,400 (Φ=0)	68,62	-92,97
30	1,200	-1,800	-1,4	1,600 (Φ=0,5)	79,69	106,25
35	1,367	-2,017	-1,4	1,600 (Φ=0,5)	90,76	106,25
40	1,533	-2,233	-1,4	-1,817 (Φ=0,8)	101,82	-120,64
45	1,700	-2,450	-1,4	-1,925 (Φ=0,8)	112,89	-127,83
50	1,867	-2,667	-1,4	-2,033 (Φ=0,8)	123,96	-135,03
55	2,033	-2,883	-1,4	-2,142 (Φ=0,8)	135,03	-142,22

Per la configurazione di vela inclinata a 45° è plausibile attendersi valori di carico vento pari a circa **120daN/mq** nelle due configurazioni di downforce e uplift. Questi valori devono essere presi in considerazione per le verifiche di congruità dei carichi generati in automatico dal software. Gli schemi di carico principali, disposti secondo le indicazioni derivanti dalla Circolare NTC, verranno infatti generati dal software, come illustrato nel seguito.

## 5.2 Tracker monoassiale 26x2

### 5.2.1 Generazione del modello

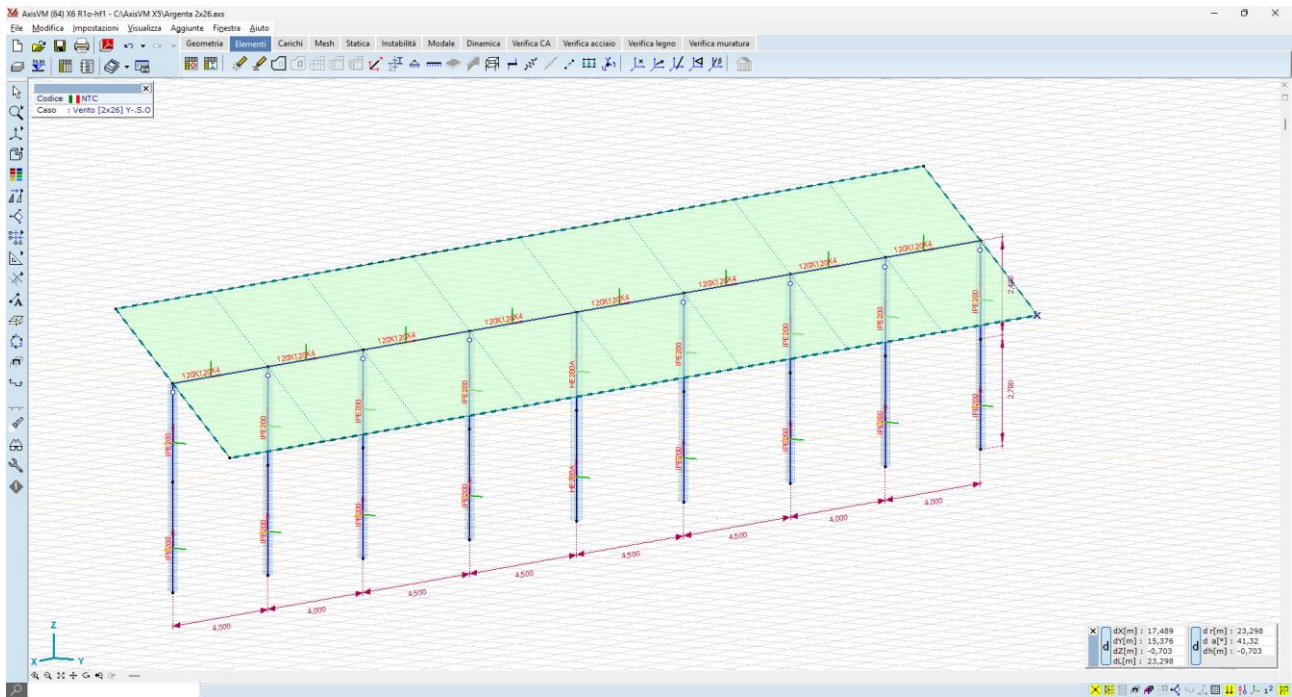


Figura 5-9 modello ad elementi finiti – vista ad aste

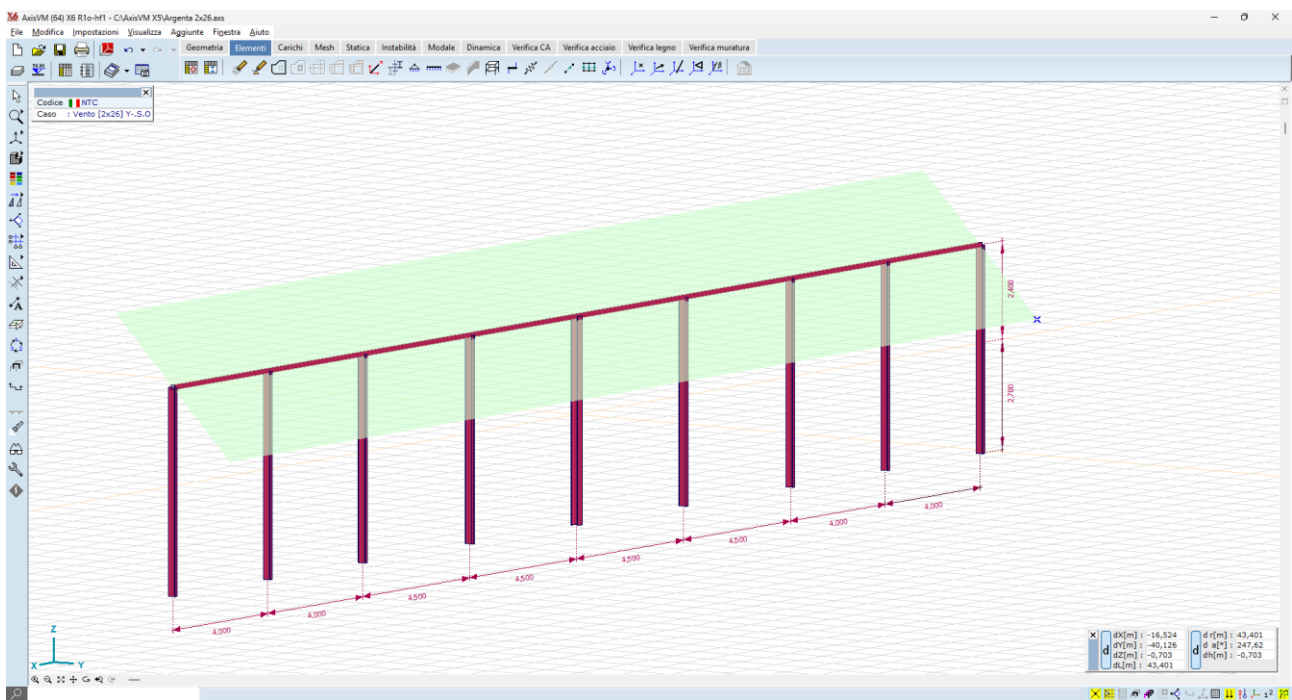


Figura 5-10 modello ad elementi finiti – vista 3D



### 5.2.2 Casi di carico

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

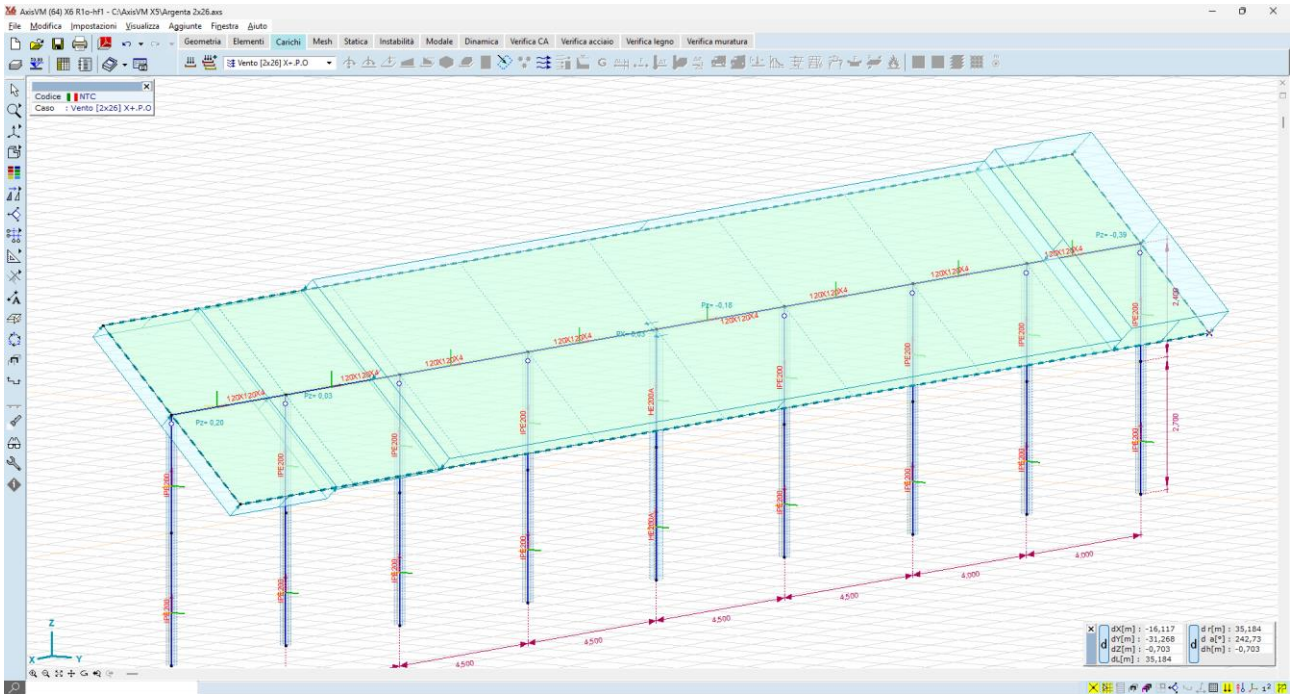


Figura 5-11 carico vento X+P.O.

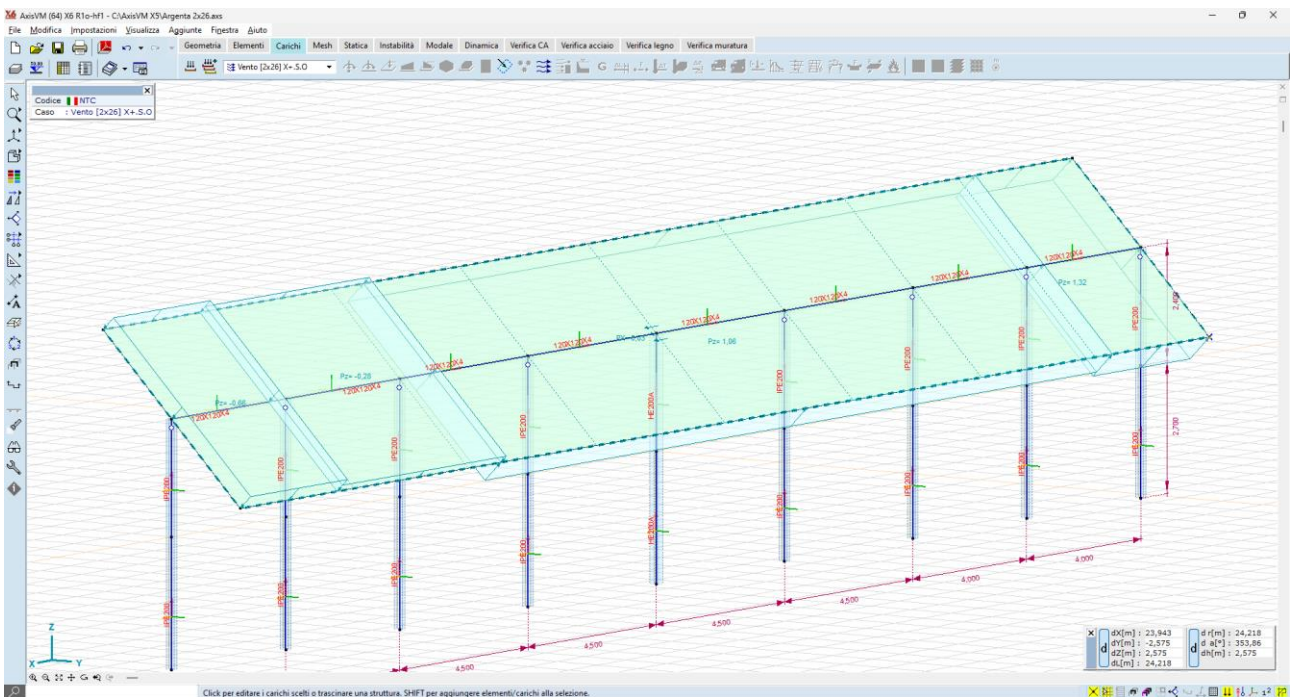
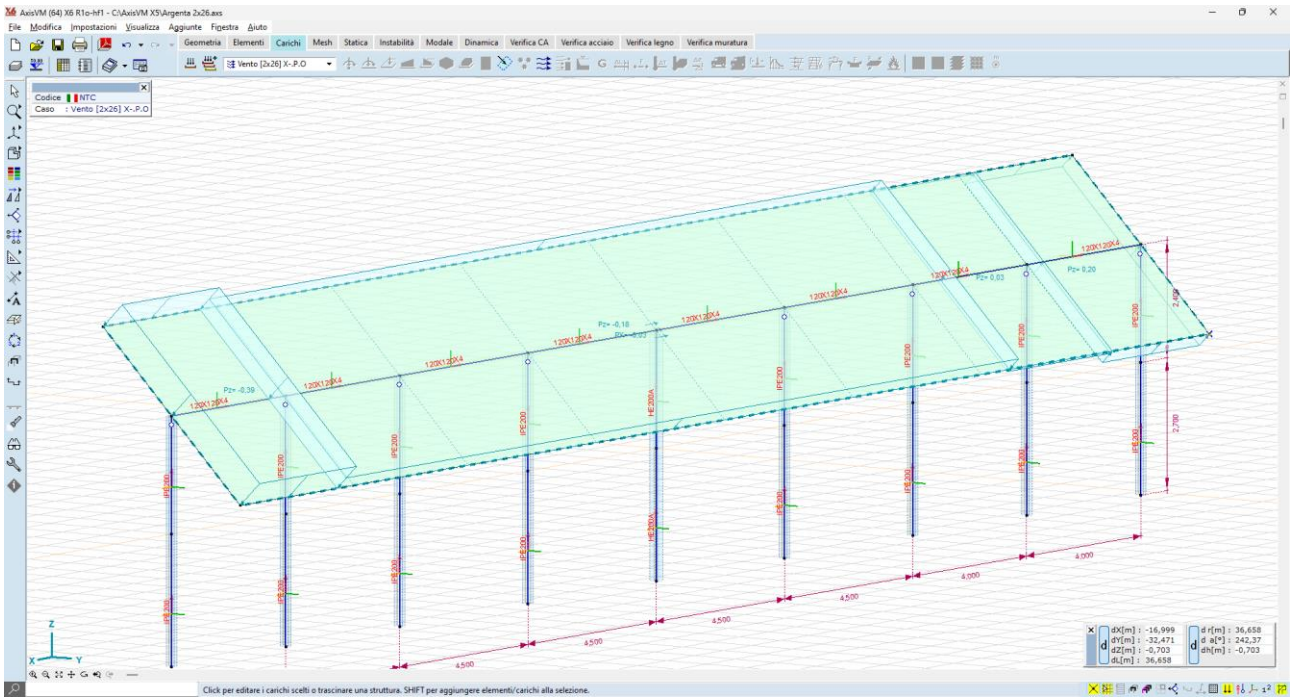
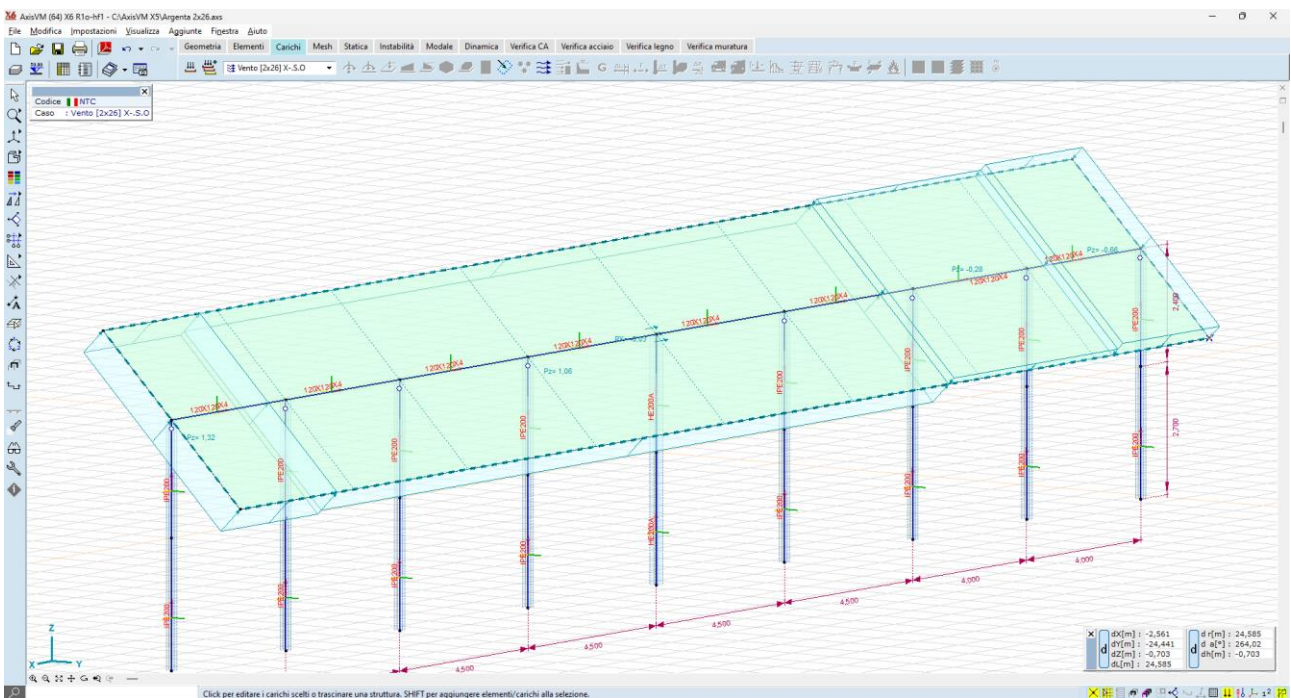


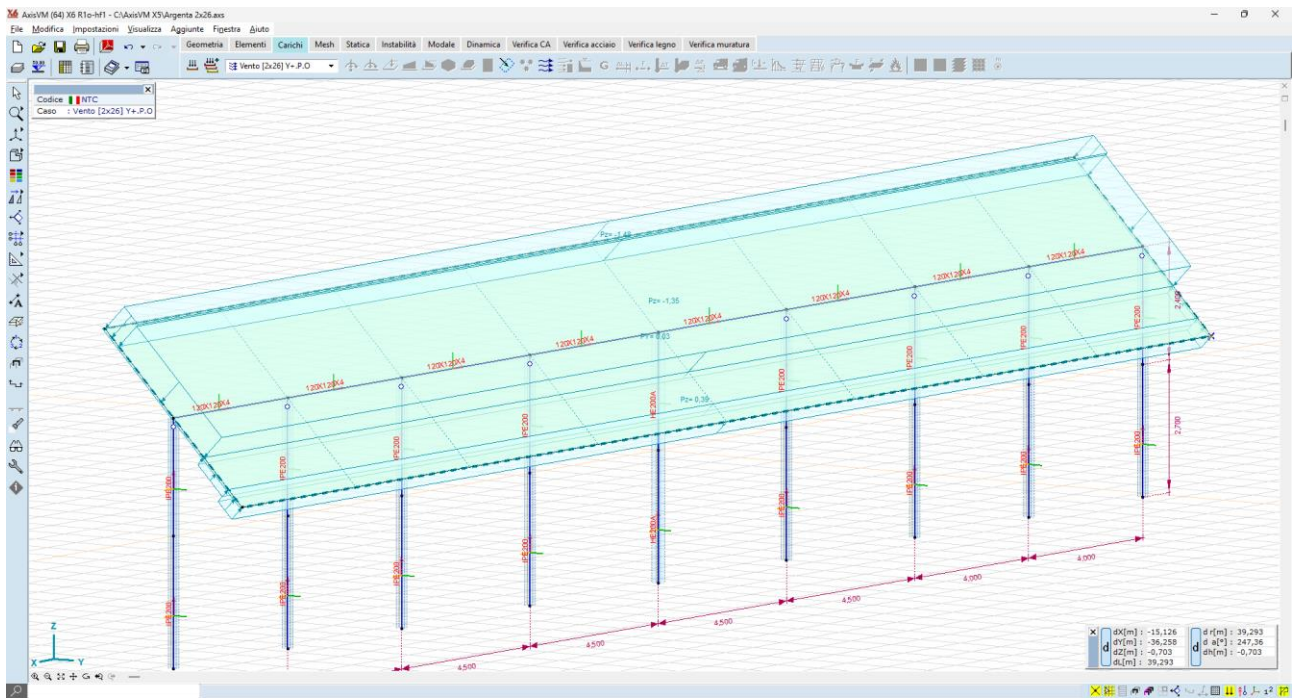
Figura 5-12 carico vento X+S.O.



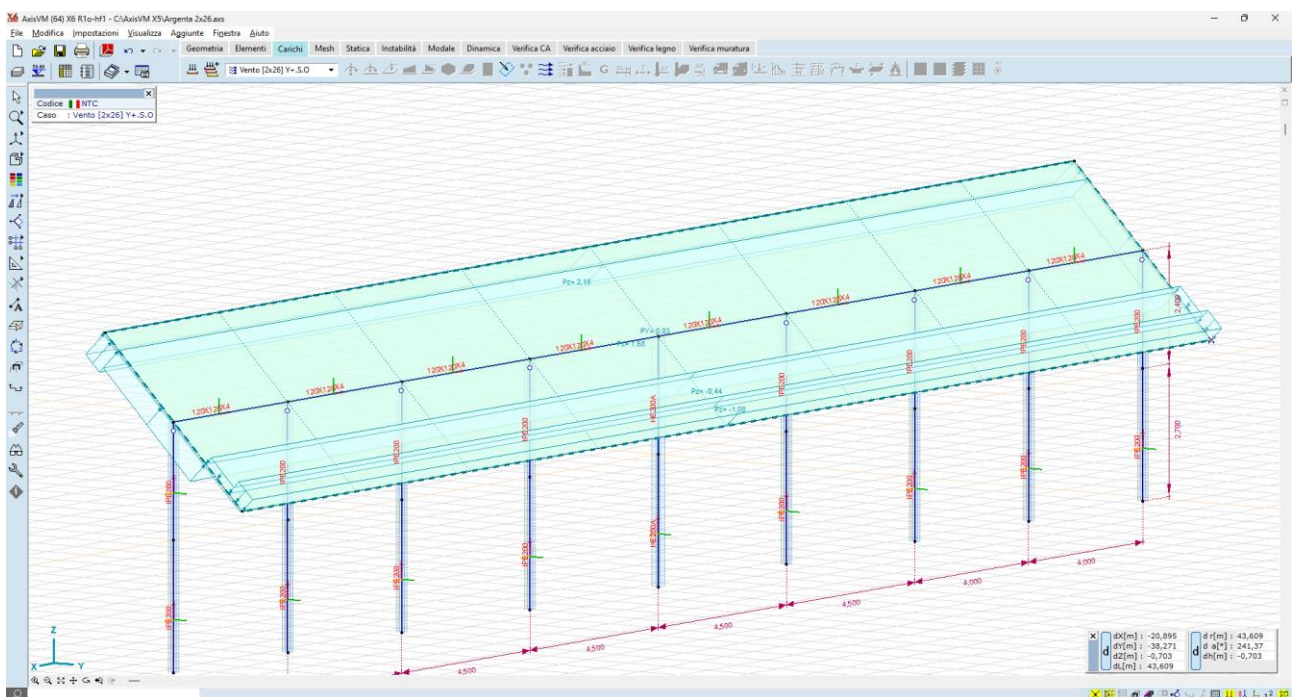
**Figura 5-13 carico vento X-P.O.**



**Figura 5-14 carico vento X-S.O.**



**Figura 5-15 Y+P.O**



**Figura 5-16 Y+S.O**

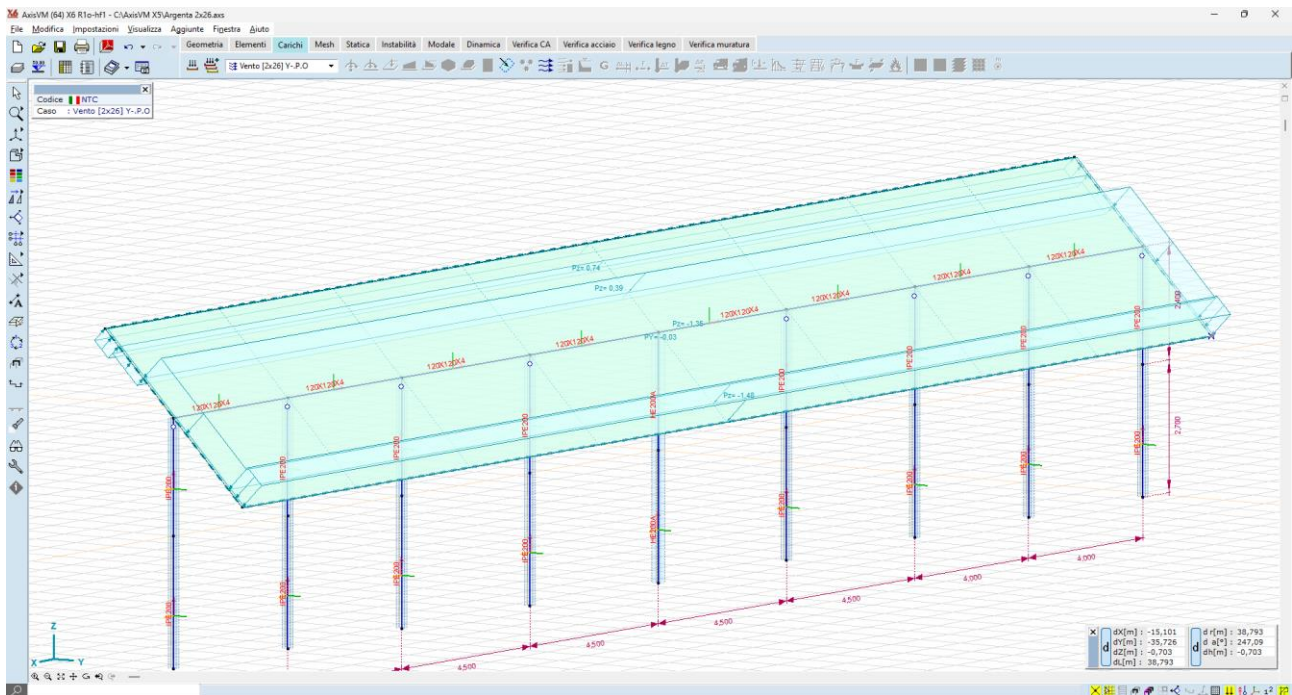


Figura 5-17 Y-P.O.

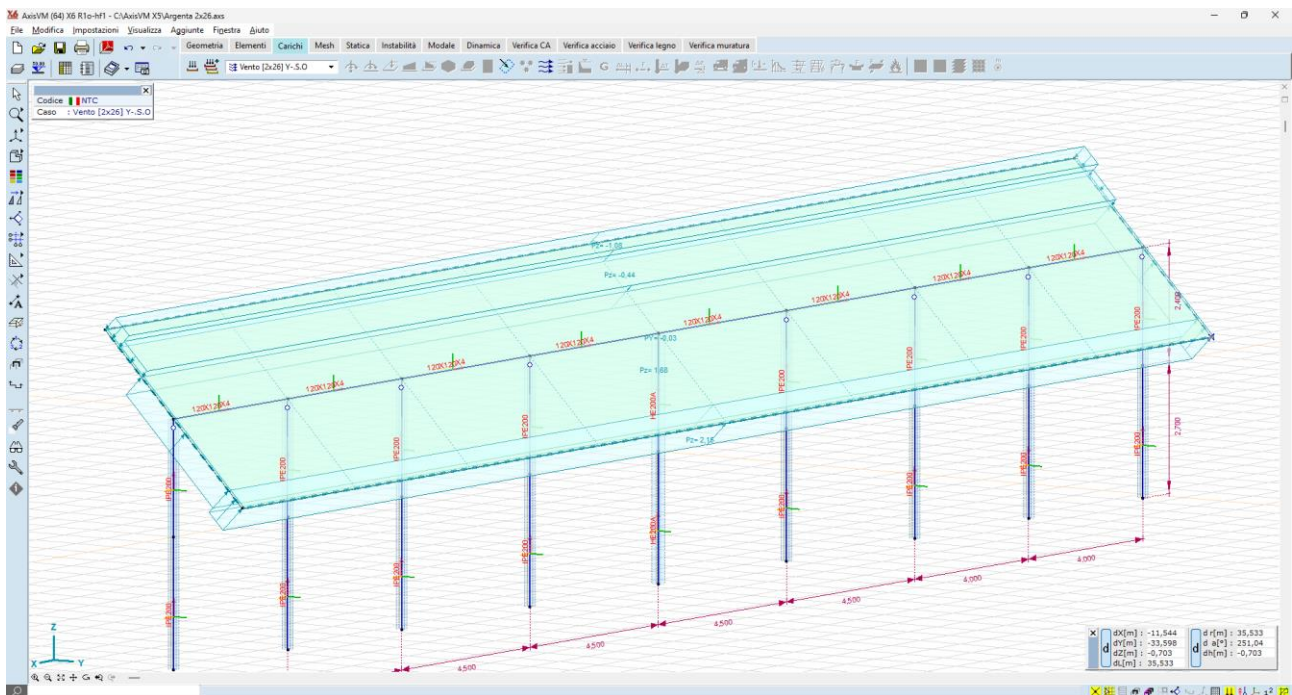


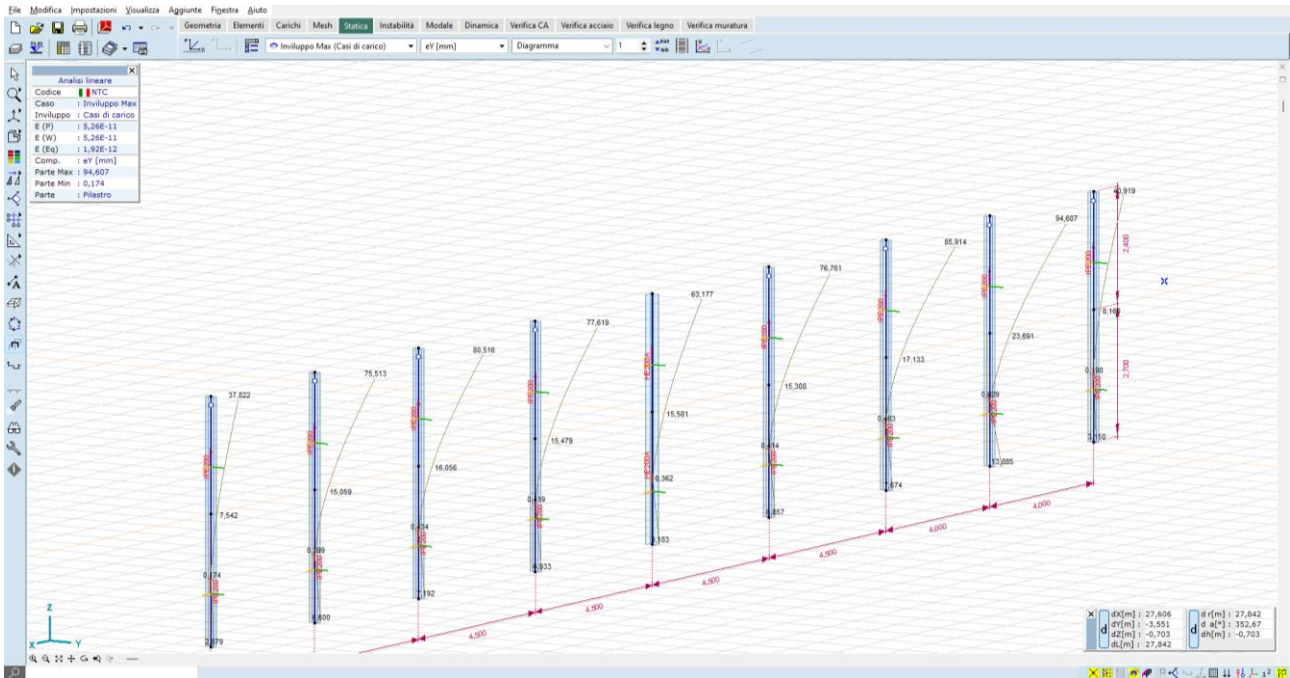
Figura 5-18 Y-S.O.

### 5.2.3 Risultati numerici

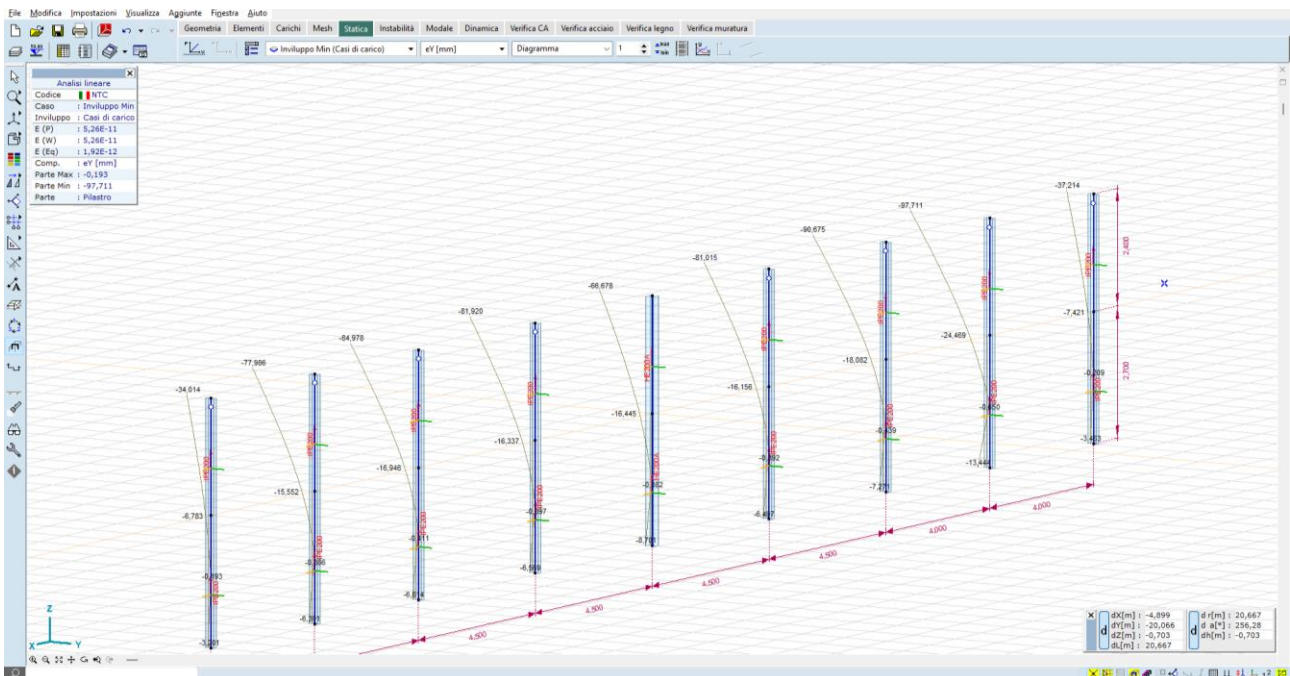
Vengono di seguito forniti i risultati del calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti, con particolare attenzione a quelli che sono gli spostamenti dei montanti verticali attesi sotto l'azione dei carichi vento.

## 5.2.3.1 Spostamenti

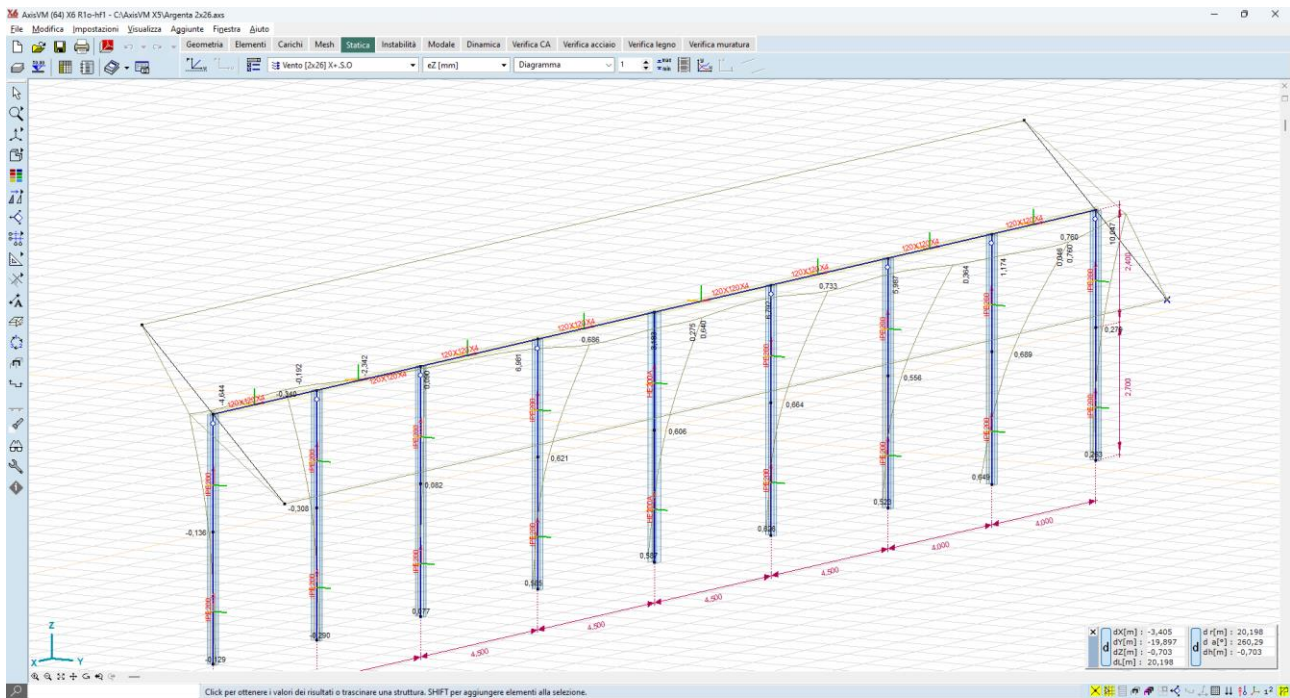
Le deformate nelle condizioni di carico più significative sono di seguito illustrate:



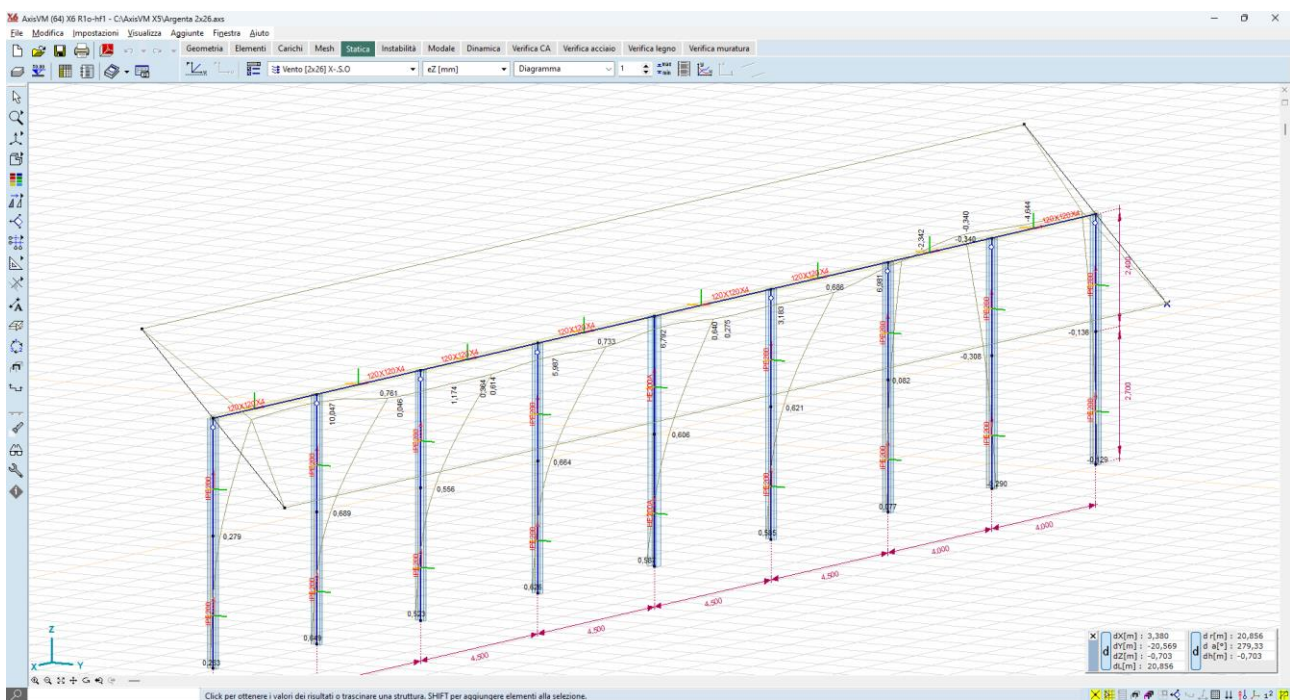
**Figura 5-19 spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y+S.O. -94,6mm in testa 23,7mm a piano camp**



**Figura 5-20 spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y-S.O. - 97,9mm in testa, 24,5mm a piano camp**



**Figura 5-21 ipotesi di deformabilità torsionale sotto carico vento - condizione X+S.O.**



**Figura 5-22 spostamenti attesi sotto carico vento - condizione X-S.O.**

Gli spostamenti orizzontali al mozzo, nella condizione di carico più gravosa, sono dell'ordine dei **98mm**, mentre quelli al piano campagna sono dell'ordine dei **24mm**; 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.

### 5.2.3.2 Sollecitazioni

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

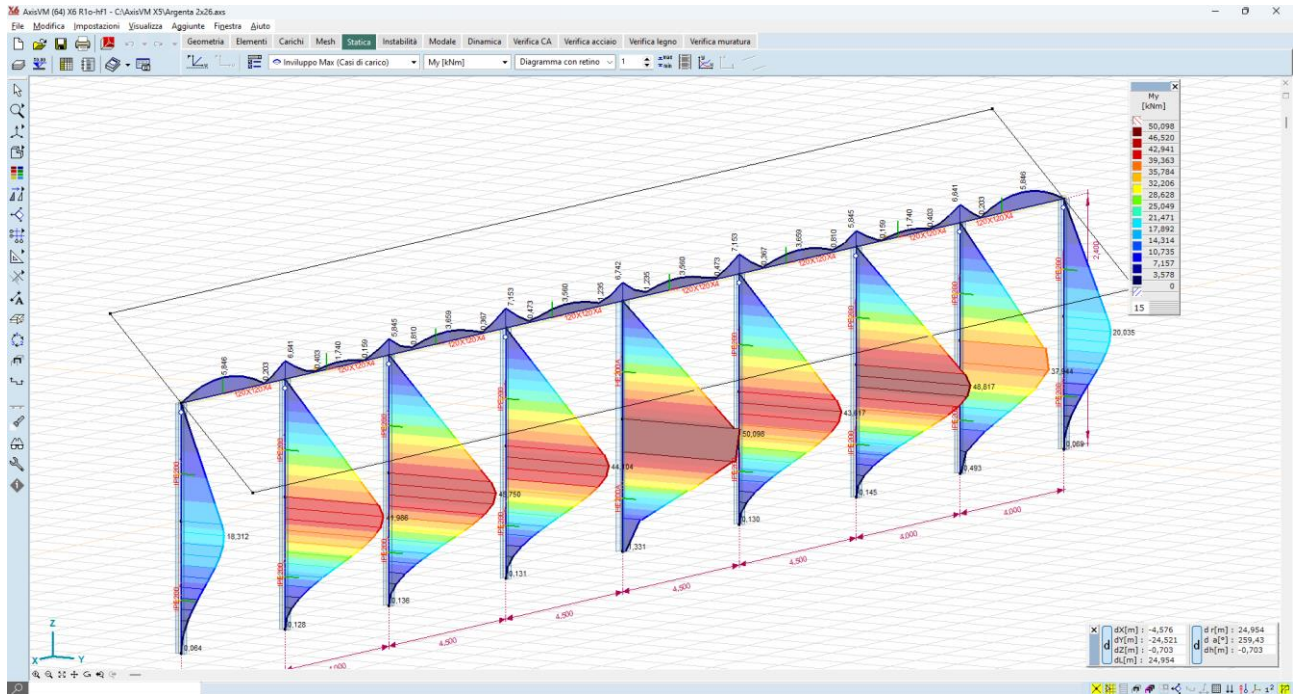


Figura 5-23 momento flettente  $M_y$  – montanti - valori massimi dell'ordine dei 50 kN\*m – combinazione Y-S.O.

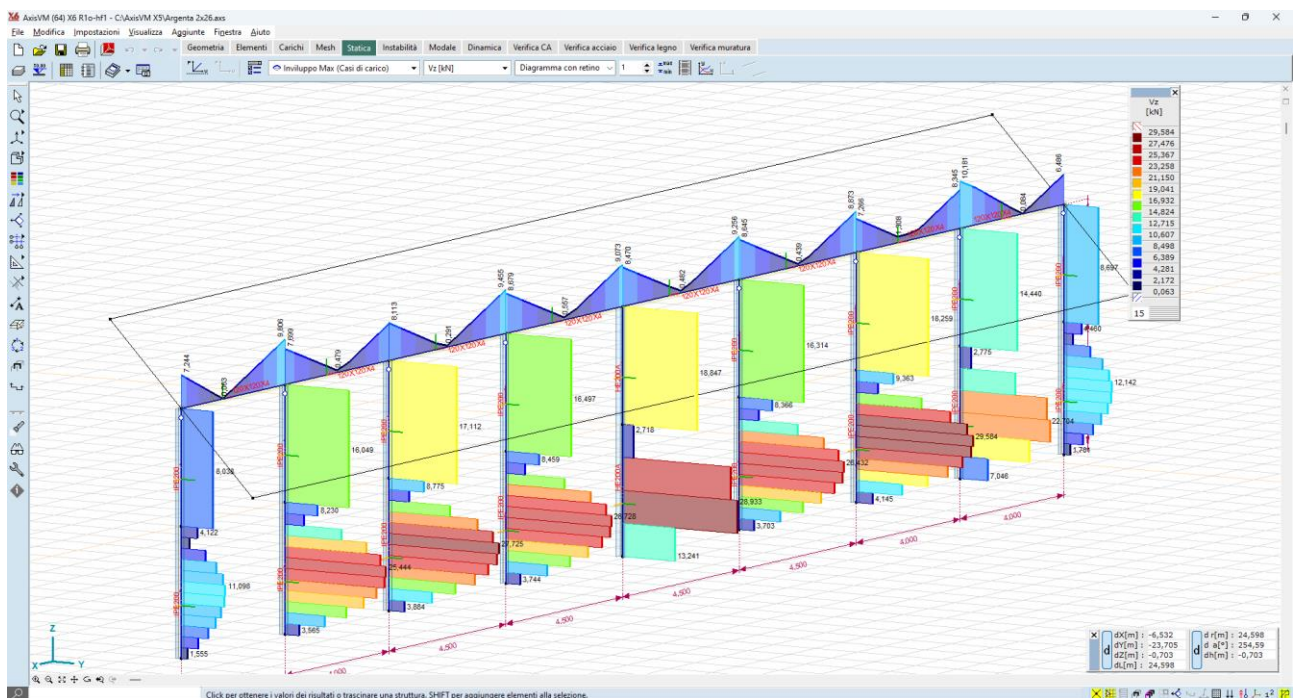
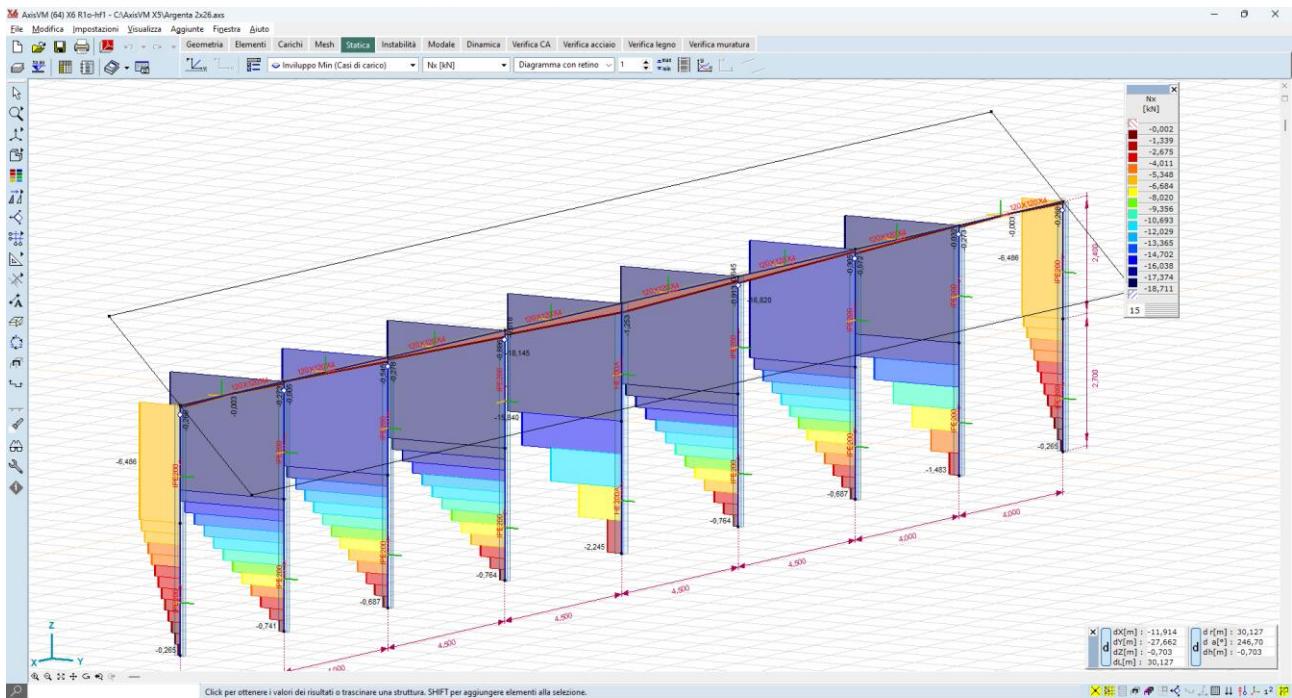
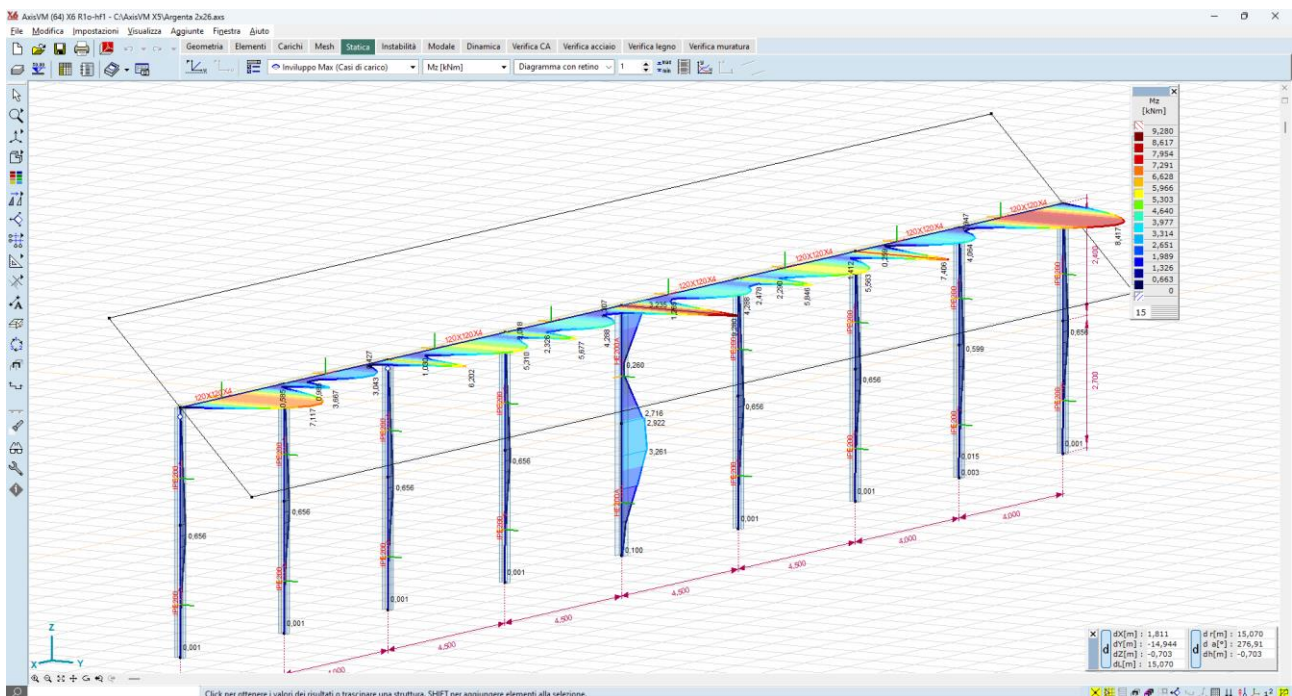


Figura 5-24 taglio  $V_z$  – montanti - valori massimi dell'ordine dei 23 kN – combinazione Y-S.O.



**Figura 5-25 carico uplift  $N_x$  – montanti – valori massimi dell'ordine dei 18,6 kN – combinazione Y+S.O.**

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



**Figura 5-26 momento flettente  $M_z$  – asse di rotazione - valori massimi dell'ordine dei 8,6 kN\*m – combinazione Y-S.O.**



## 5.3 Tracker monoassiale 13x2

### 5.3.1 Generazione del modello

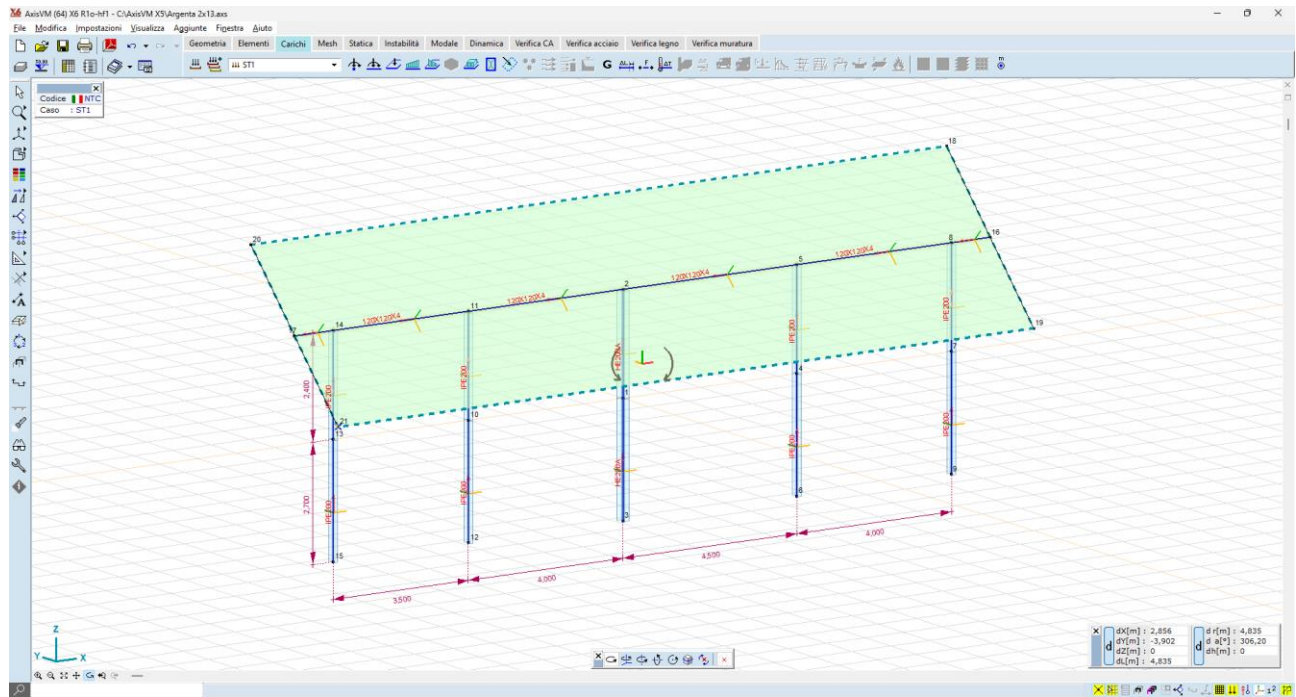


Figura 5-27 modello ad elementi finiti – vista ad aste

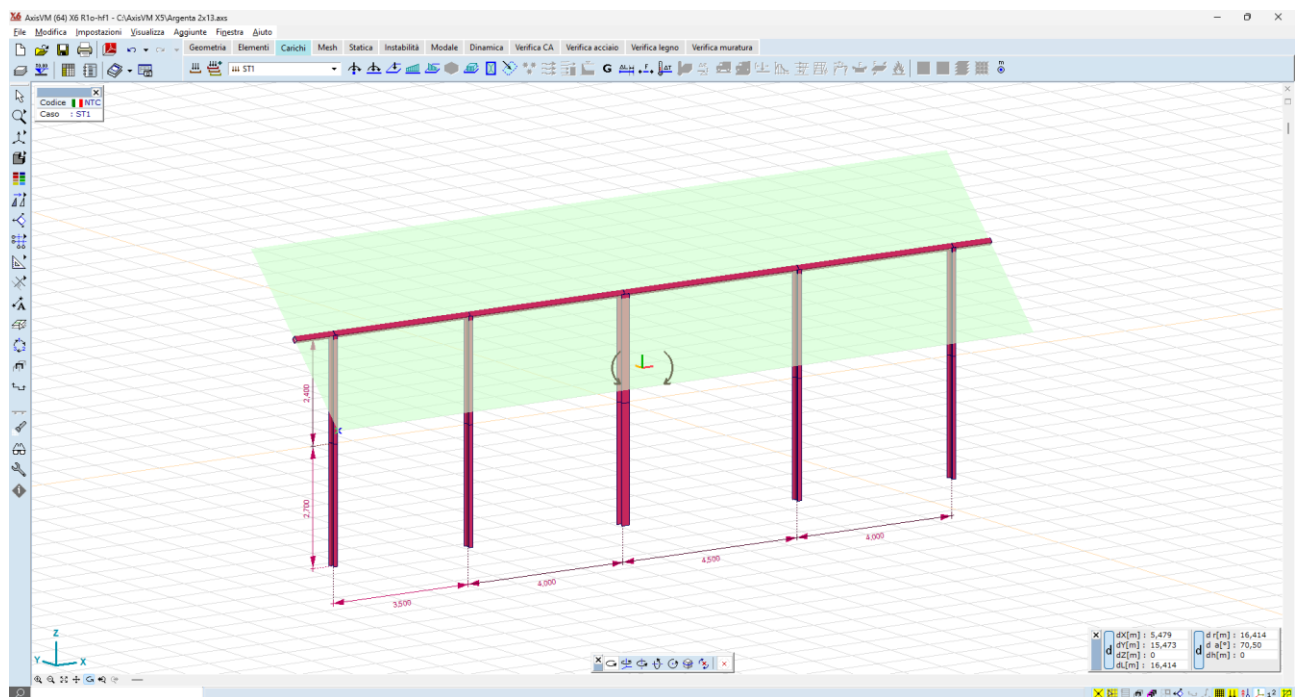


Figura 5-28 modello ad elementi finiti – vista render 3D

### 5.3.2 Casi di carico

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

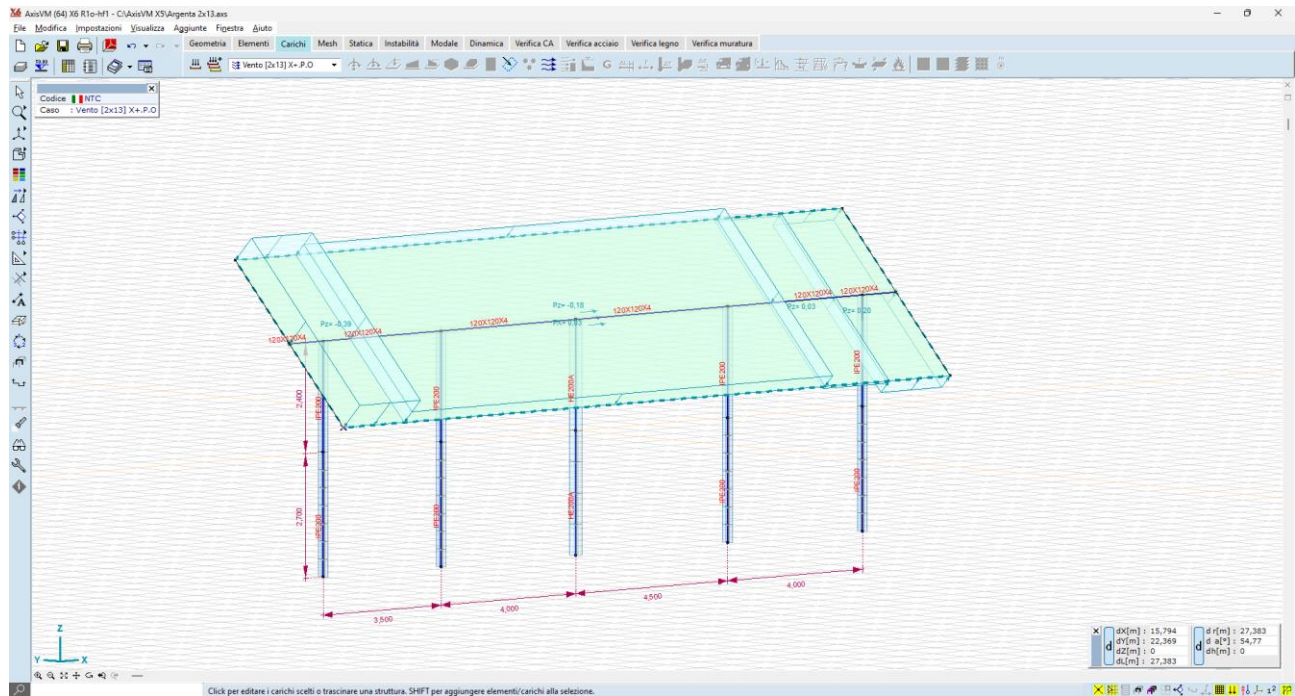


Figura 5-29 carico vento X+P.O.

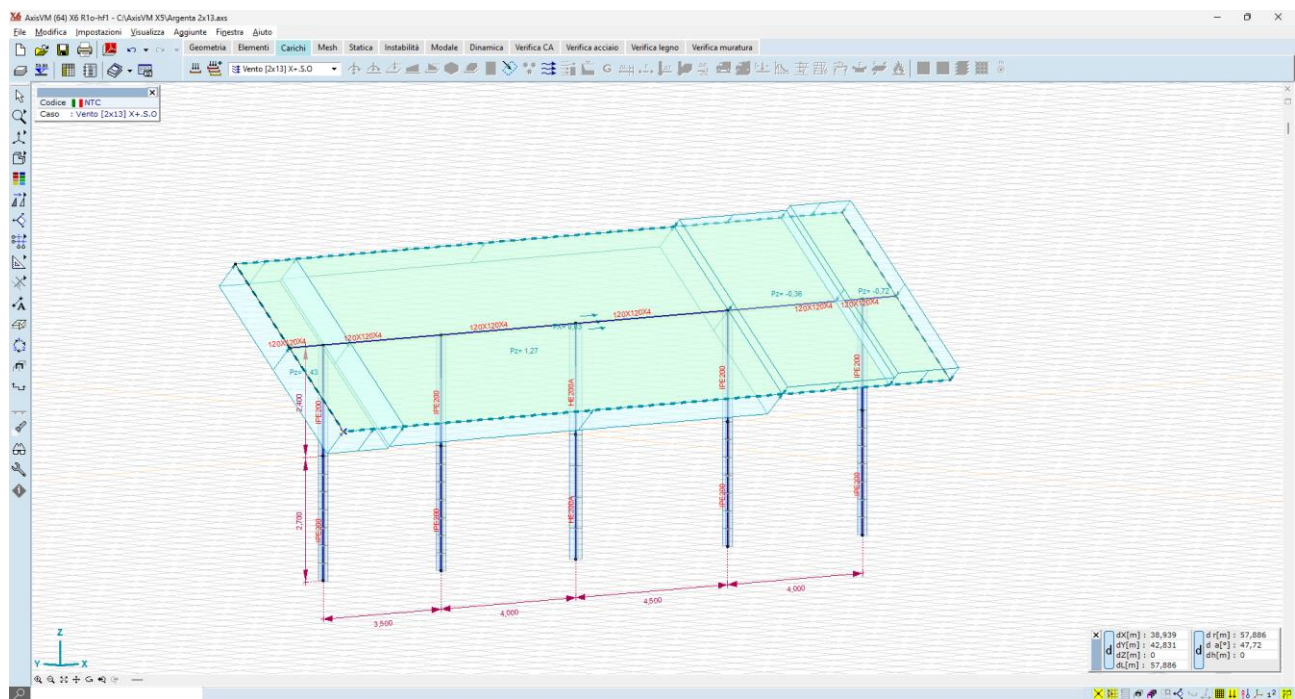


Figura 5-30 carico vento X+S.O.

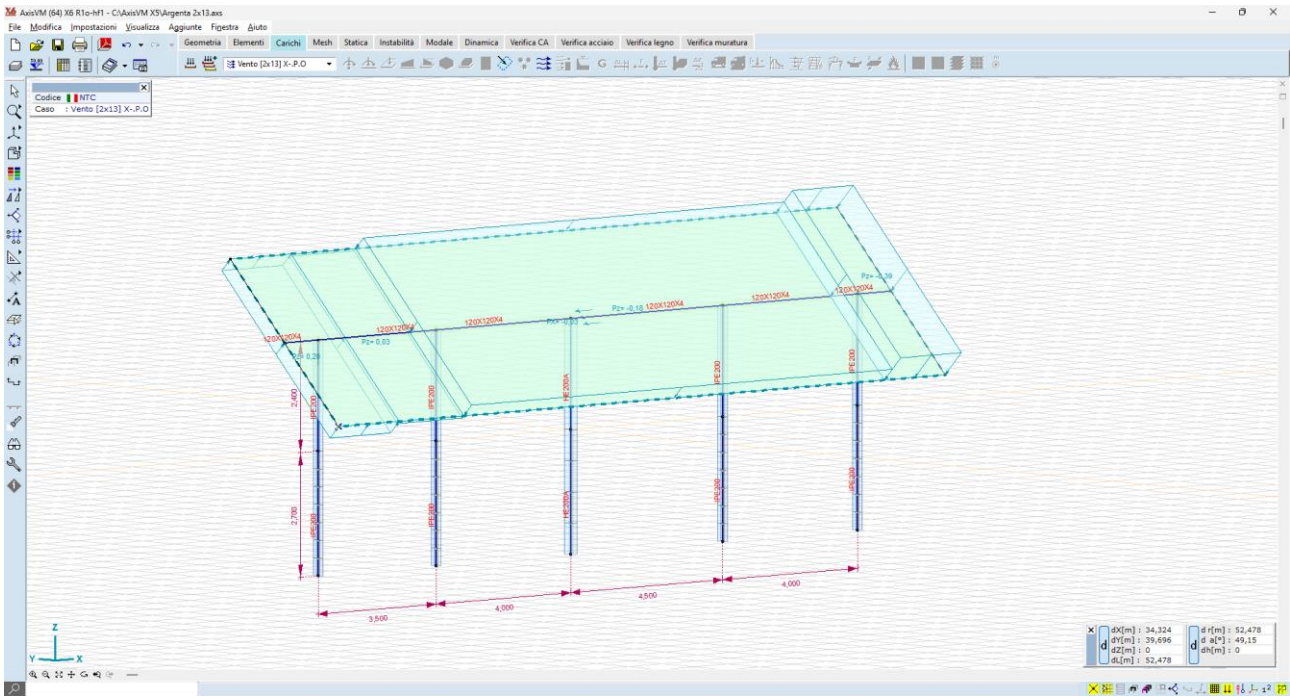


Figura 5-31 carico vento X-P.O.

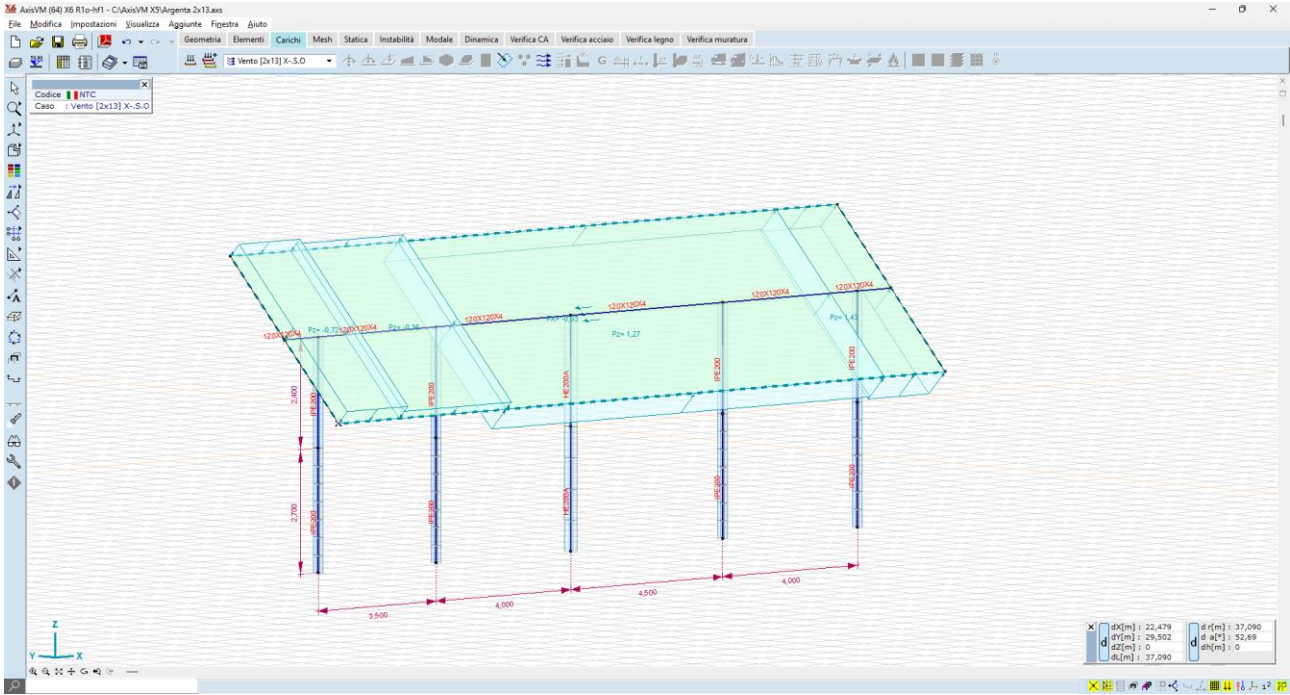


Figura 5-32 carico vento X-S.O.

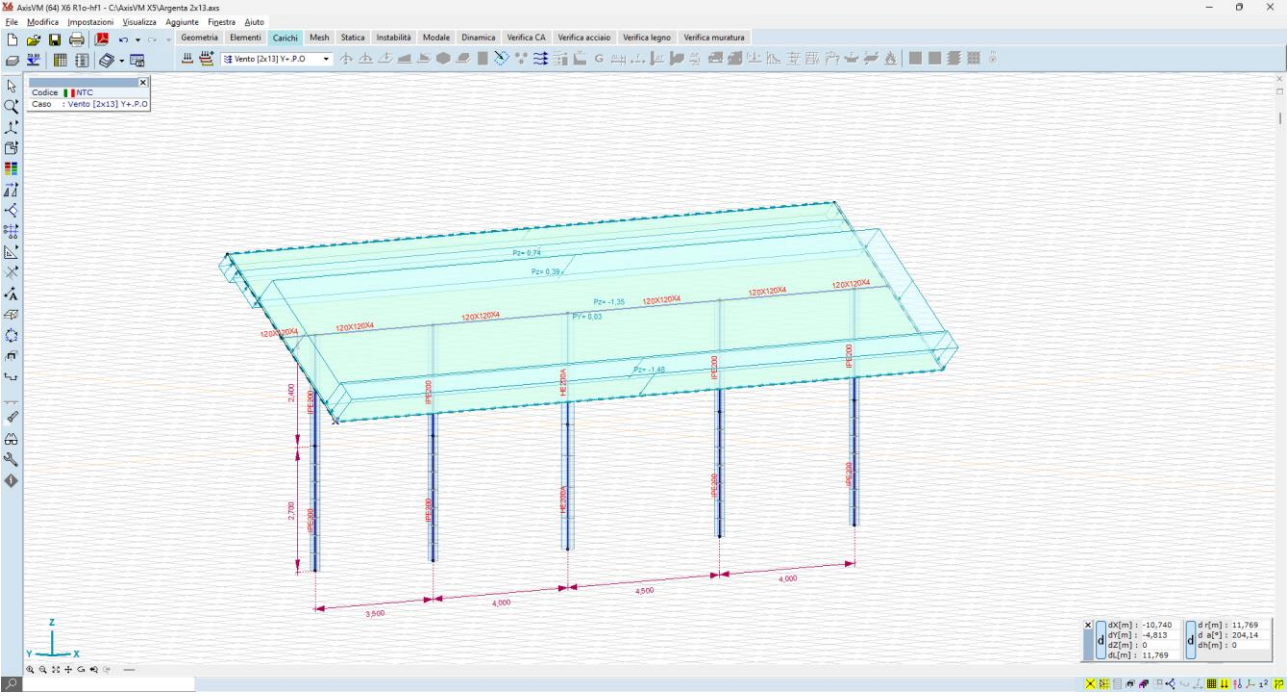


Figura 5-33 Y+P.O.

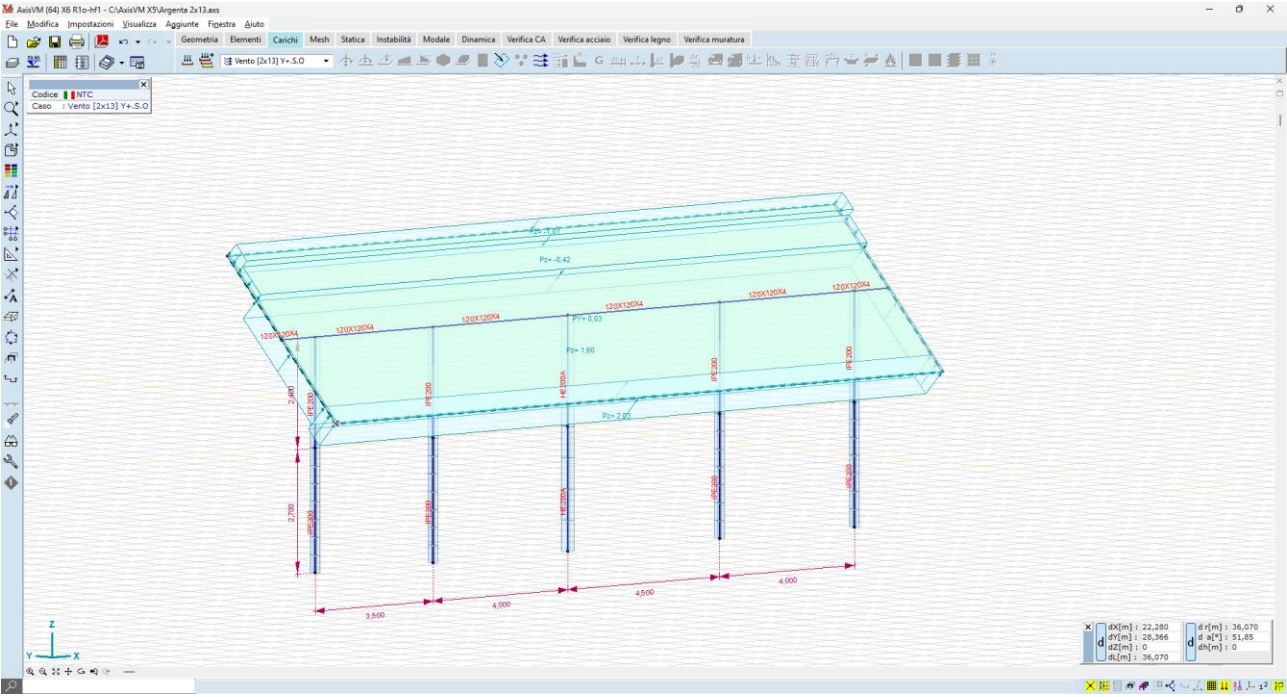


Figura 5-34 Y+S.O.

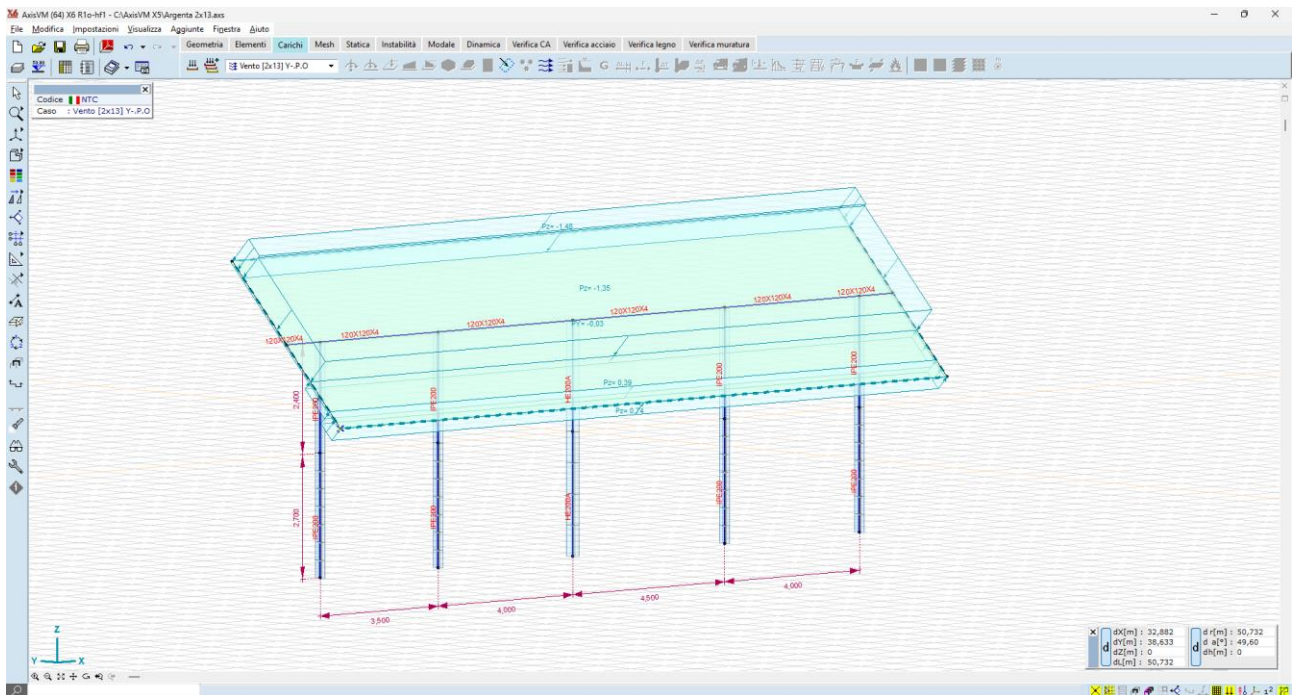


Figura 5-35 Y-P.O.

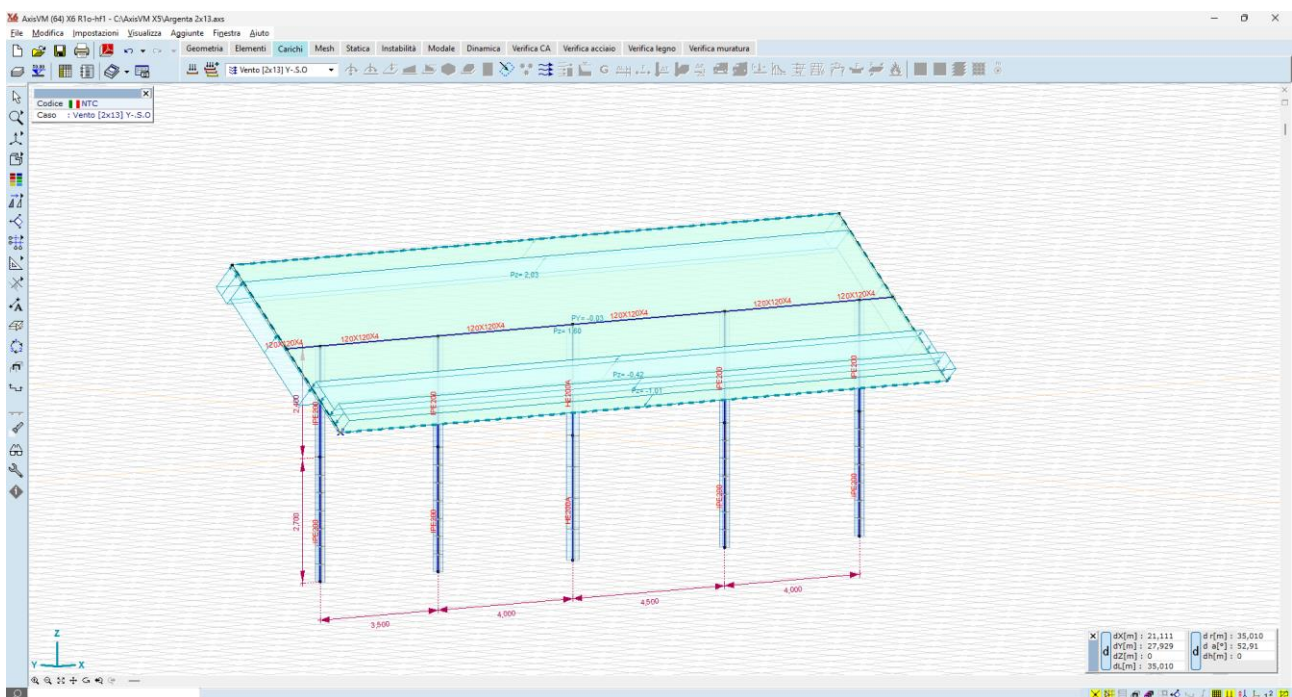


Figura 5-36 Y-S.O.

### 5.3.3 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.

## 5.3.3.1 Spostamenti

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

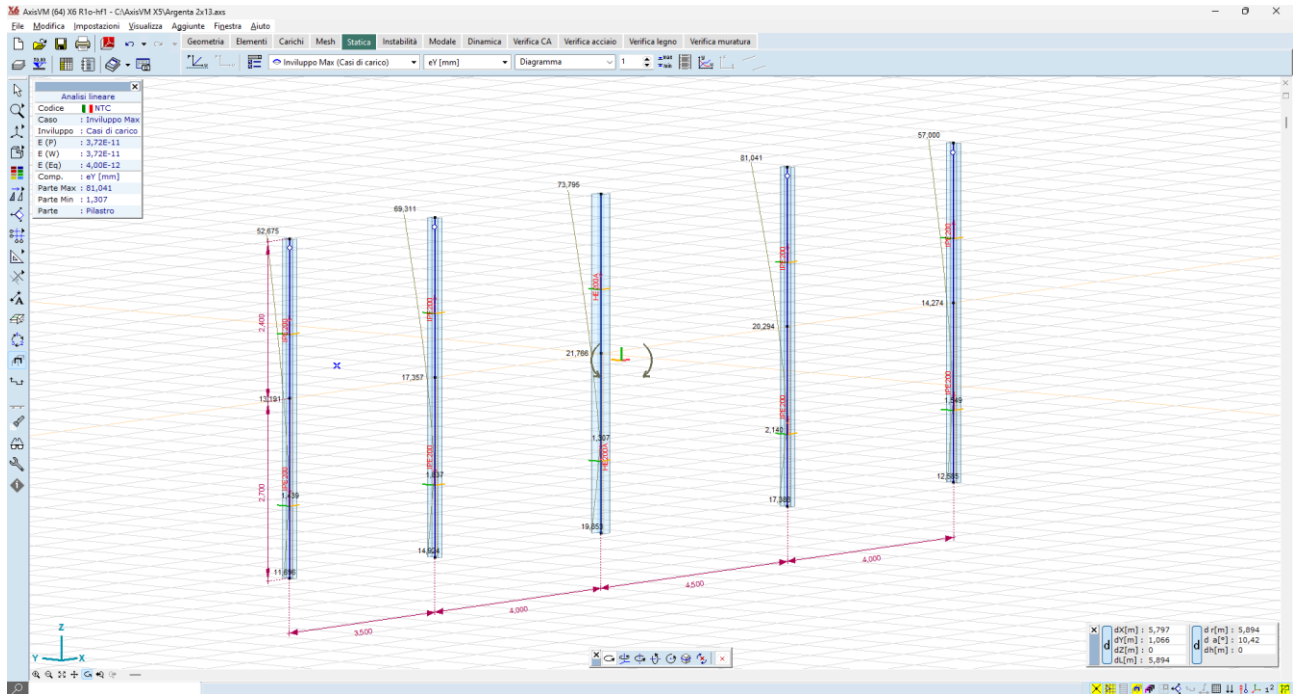


Figura 5-37 spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y+P.O. – 81mm in testa 21,7mm al piano camp

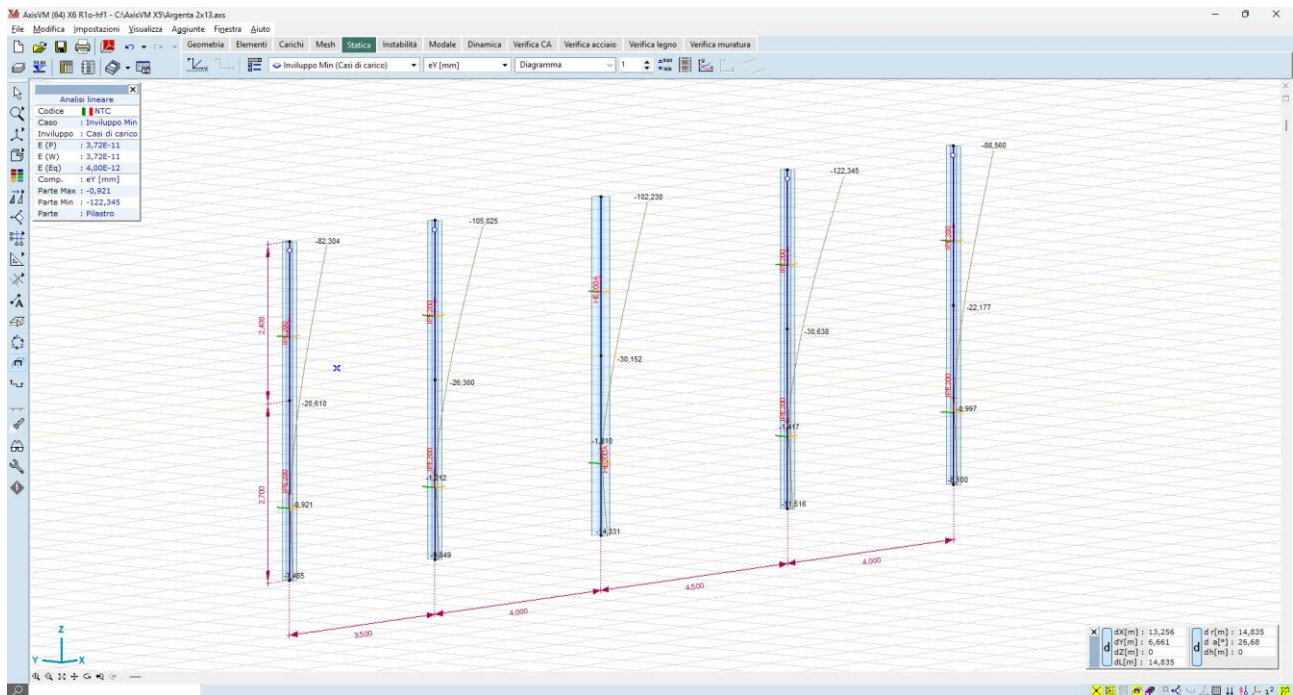


Figura 5-38 spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y-S.O. – 122mm in testa – 30mm al piano camp

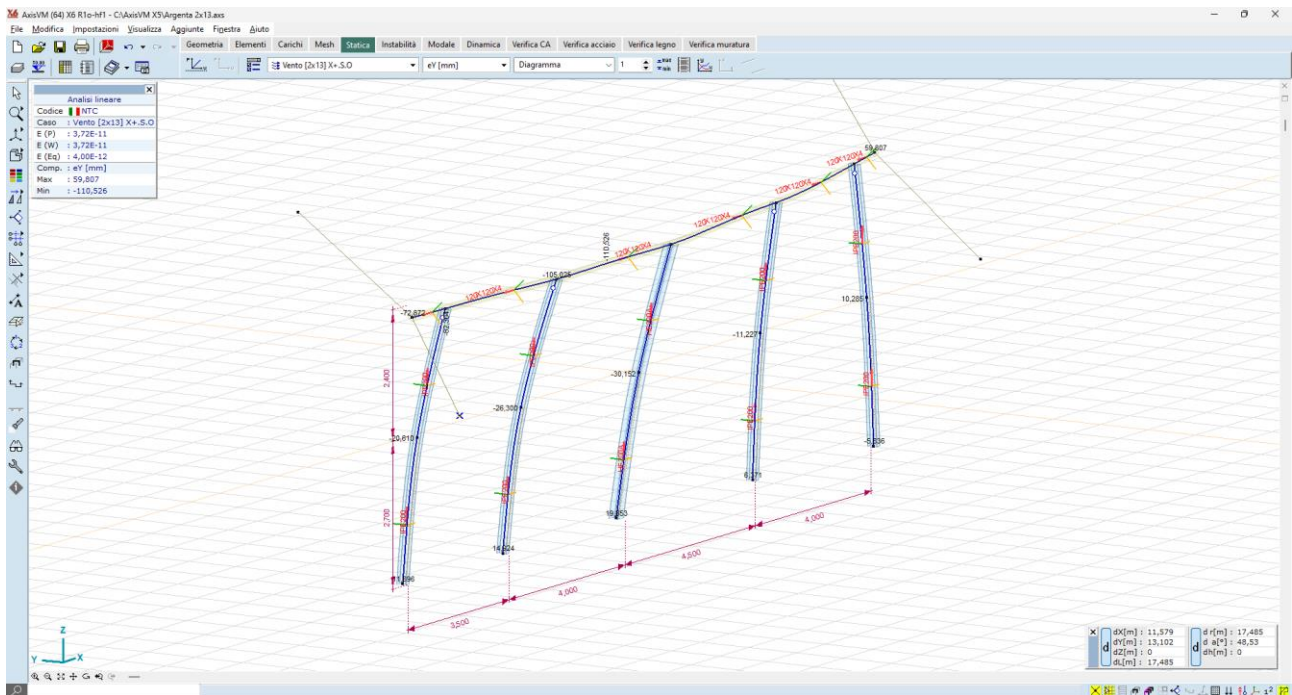


Figura 5-39 ipotesi di deformabilità torsionale sotto carico vento - condizione X+S.O.

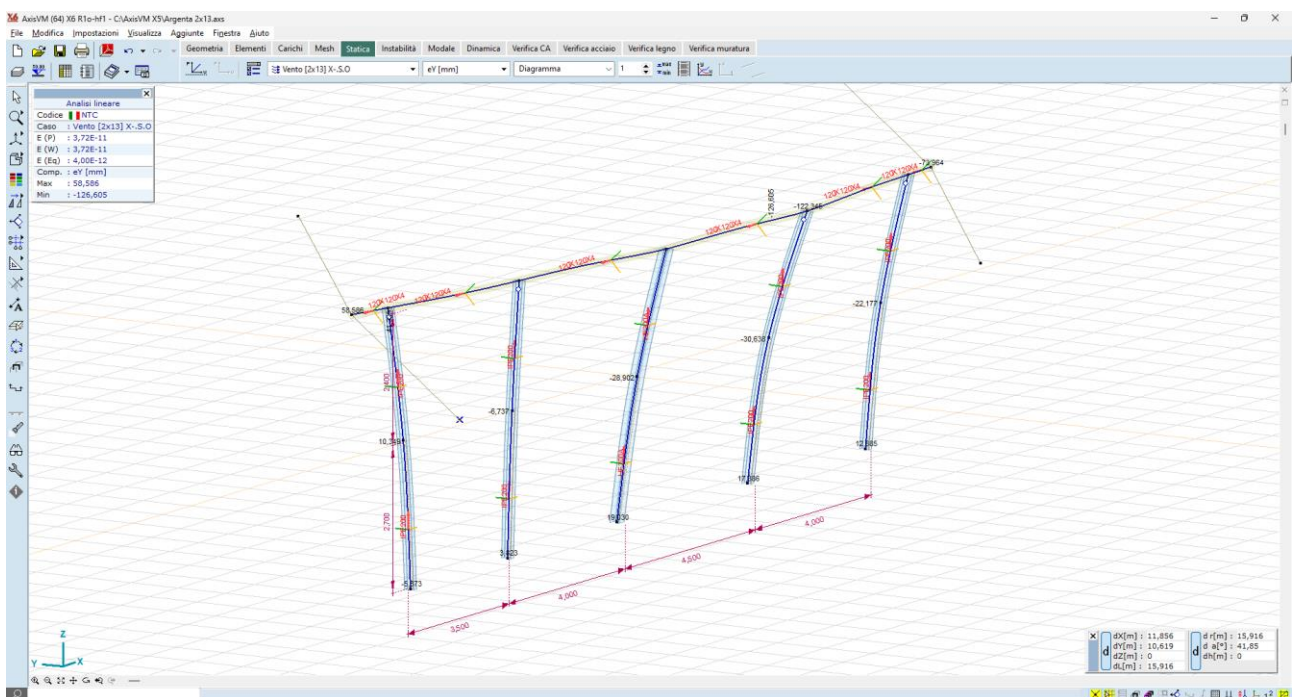


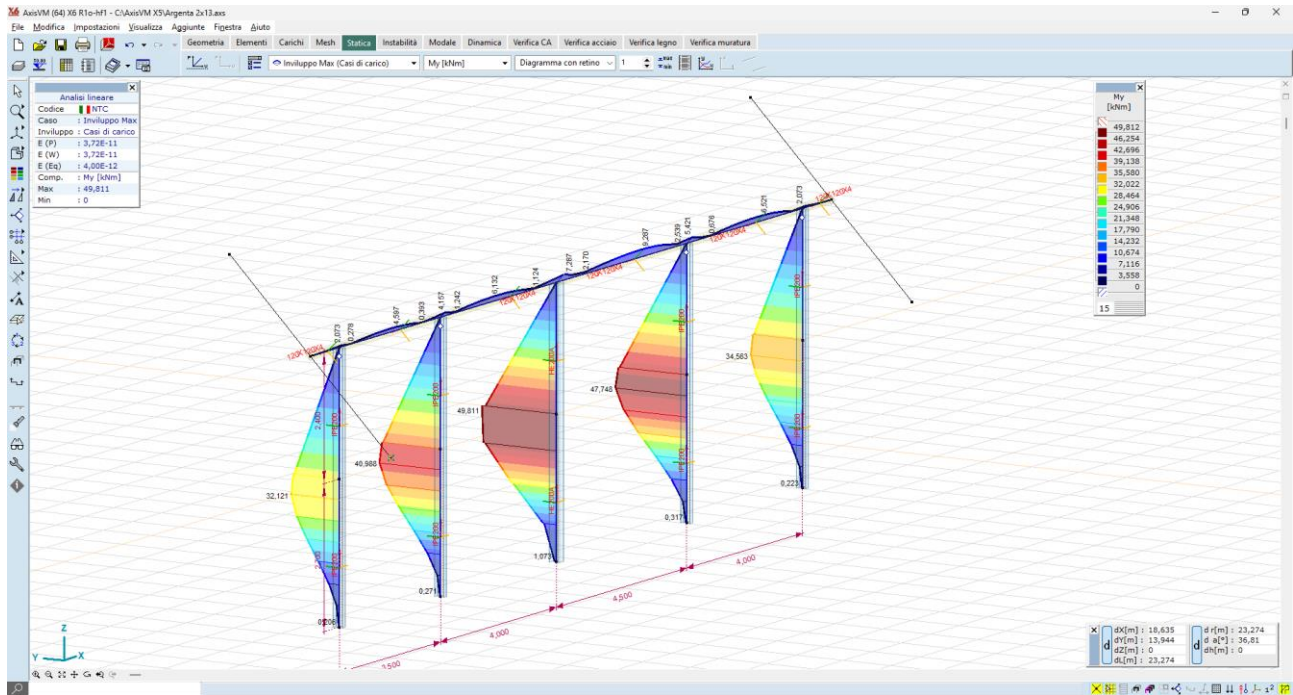
Figura 5-40 spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y-S.O.

Gli spostamenti orizzontali al mozzo, nella condizione di carico più gravosa, sono dell'ordine dei **122mm**, mentre quelli al piano campagna sono dell'ordine dei **30mm**; tali valori vengono ritenuti accettabili se paragonati a quelli delle installazioni osservabili sul territorio nazionale.

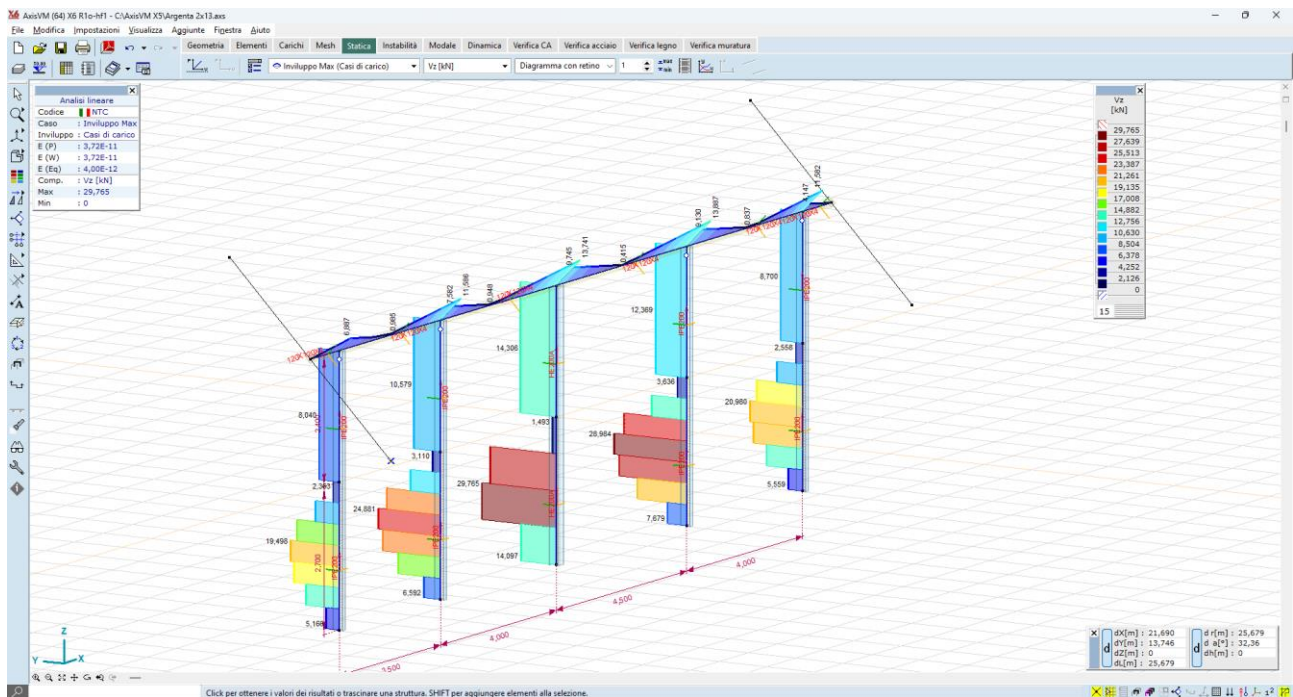
Si dovrà tuttavia, nella fase di progettazione esecutiva, mettere in atto una campagna di test in sito – pull out test e test per carico laterale – in modo tale da confrontare le stime numeriche con i valori realmente riscontrati in campo.

## 5.3.3.2 Sollecitazioni

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



**Figura 5-41 momento flettente  $M_y$  – montanti - valori massimi dell'ordine dei 46  $kN\cdot m$  – combinazione Y+S.O.**



**Figura 5-42 taglio  $V_z$  – montanti - valori massimi dell'ordine dei 27,6  $kN$  – combinazione Y+S.O.**



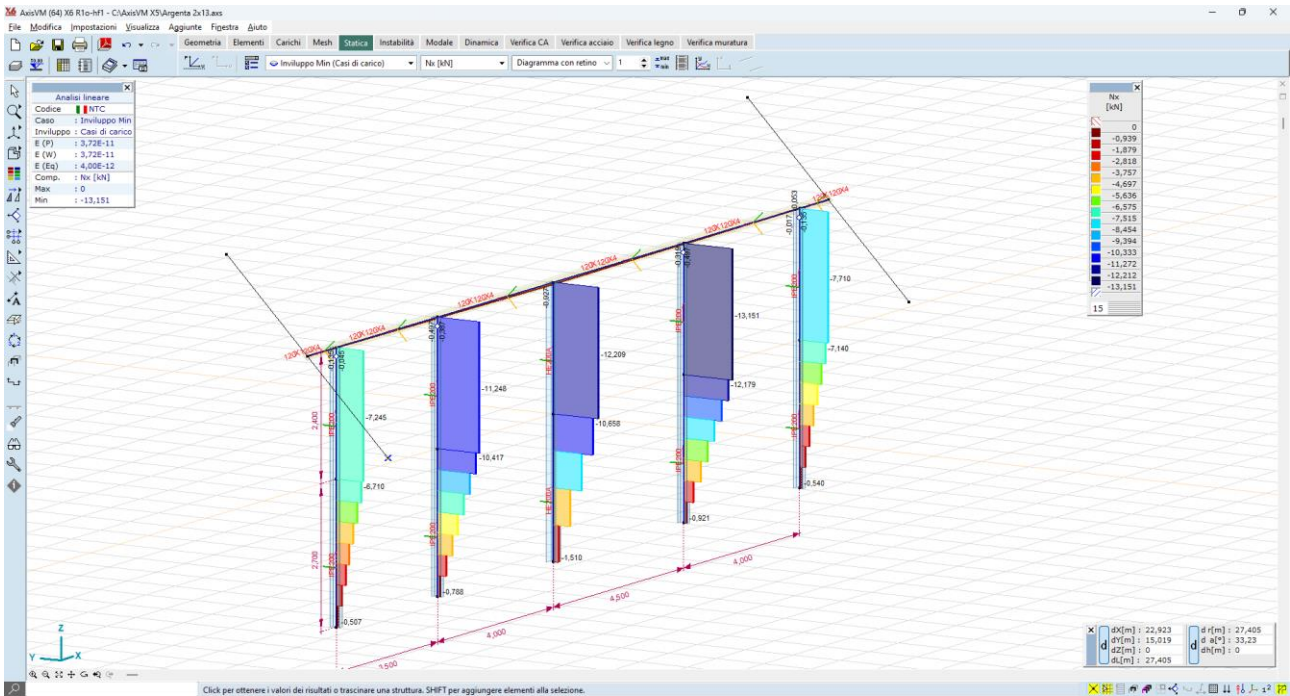


Figura 5-43 carico uplift  $N_x$  – montanti – valori massimi dell'ordine dei 13 kN – combinazione Y-S.O.

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

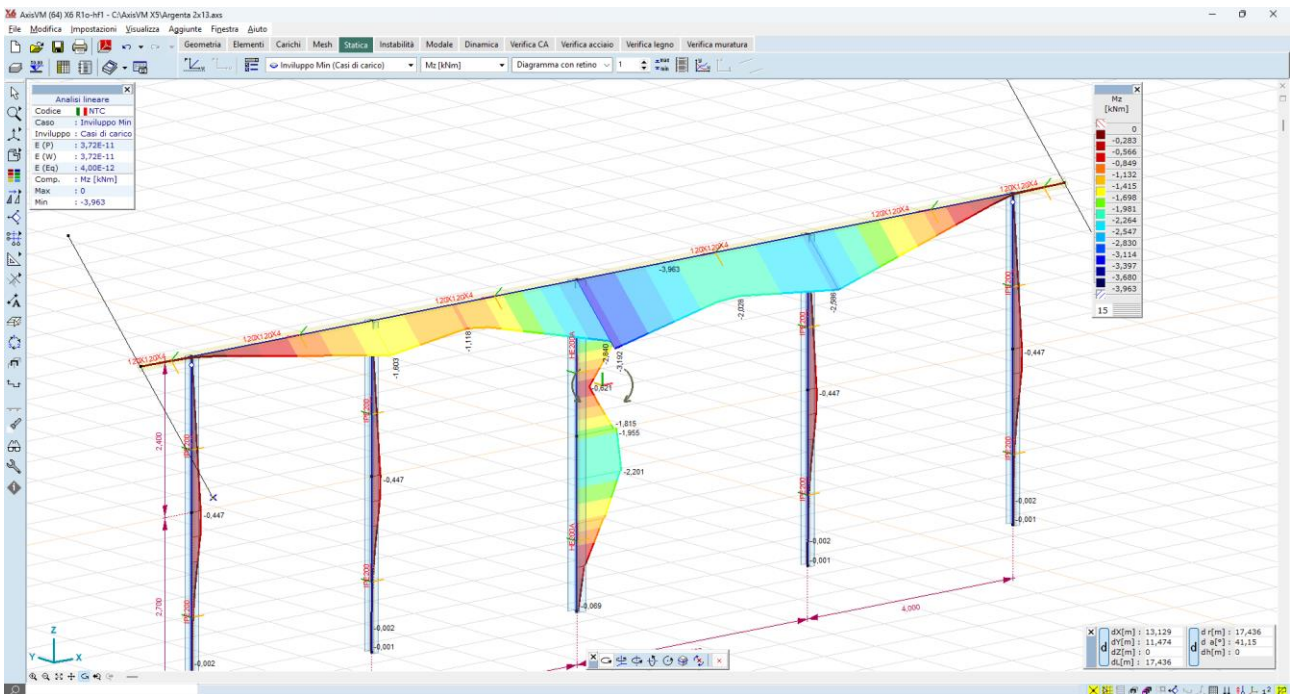


Figura 5-44 momento flettente  $M_z$  – asse di rotazione - valori massimi dell'ordine dei 3,6 kN\*m – combinazione Y-S.O.

## 5.4 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.

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

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

Mentre il valore del momento di snervamento è pari a:

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

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**.

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

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

Mentre il valore del momento di snervamento è pari a:

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

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**.

Per l'**Asse di rotazione orizzontale**, il valore del momento sollecitante massimo è pari a:

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

Mentre il valore del momento di snervamento è pari a

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

dal rapporto tra momento di snervamento momento sollecitante si ottiene:

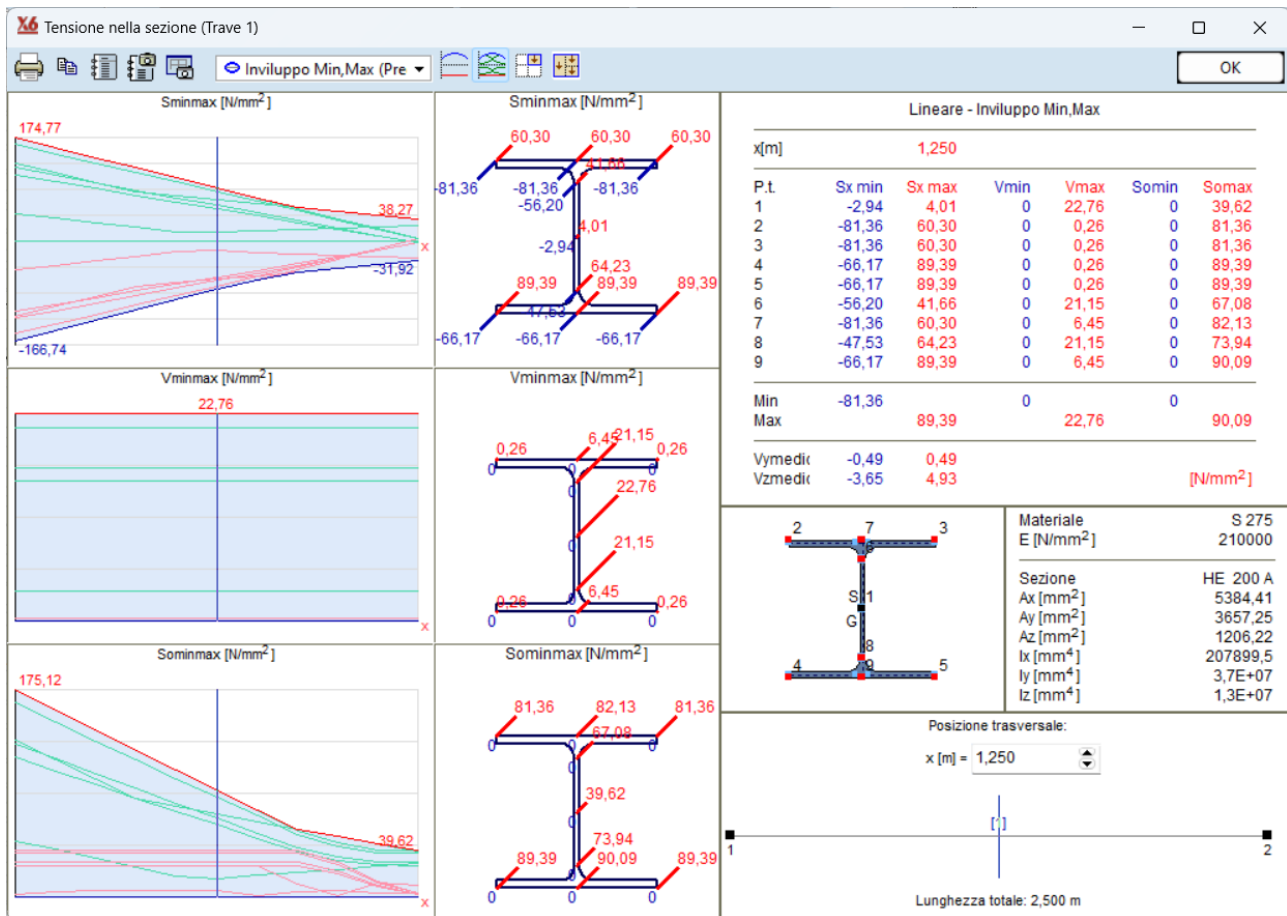
$$M_y/M_{\max} = 2,04$$

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:

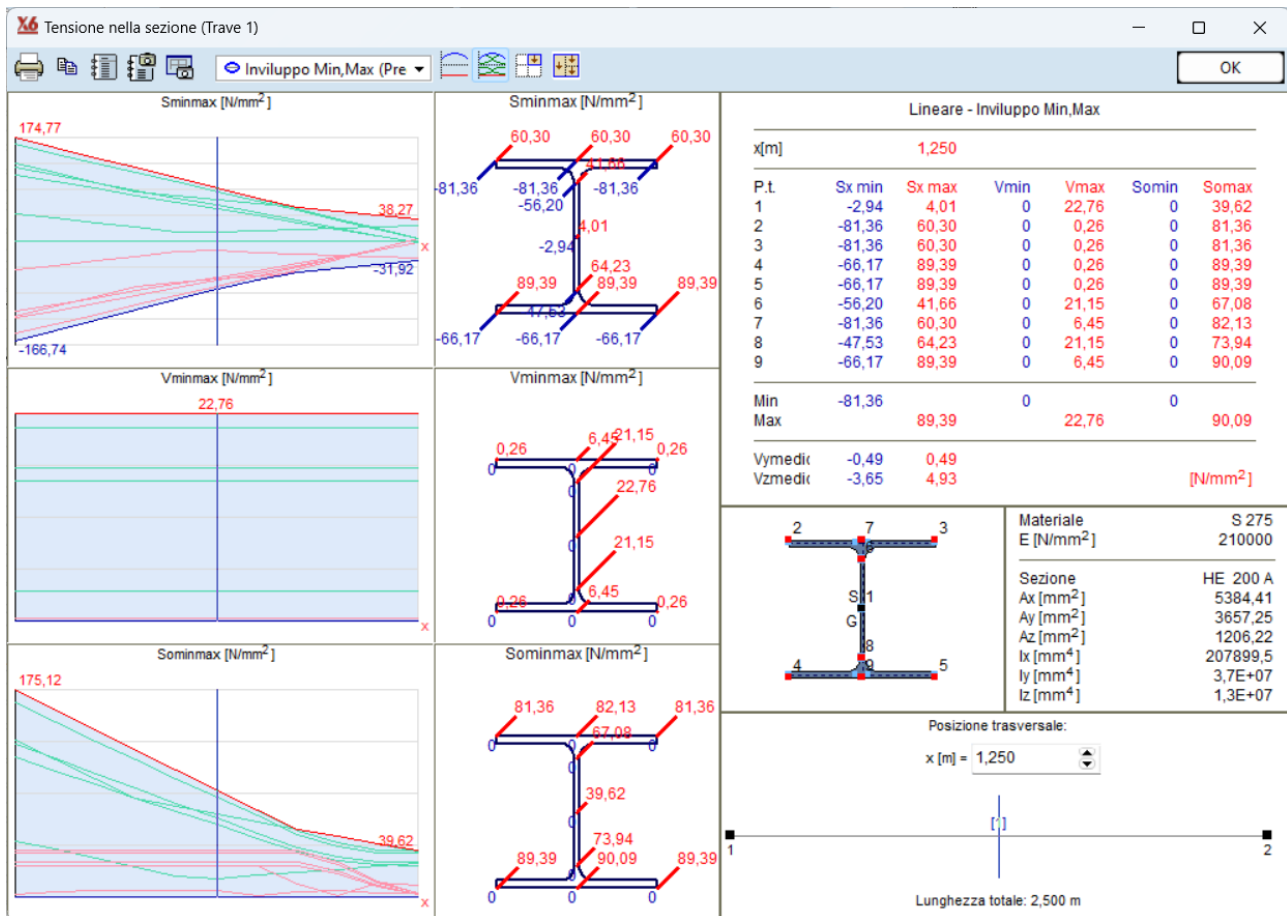
- -1660 daN/cm<sup>2</sup>;
- +1740 daN/cm<sup>2</sup>.



**Figura 5-45 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/cm<sup>2</sup>;
- +1740 daN/cm<sup>2</sup>.



**Figura 5-46 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/cm<sup>2</sup>;
- +2880 daN/cm<sup>2</sup>.

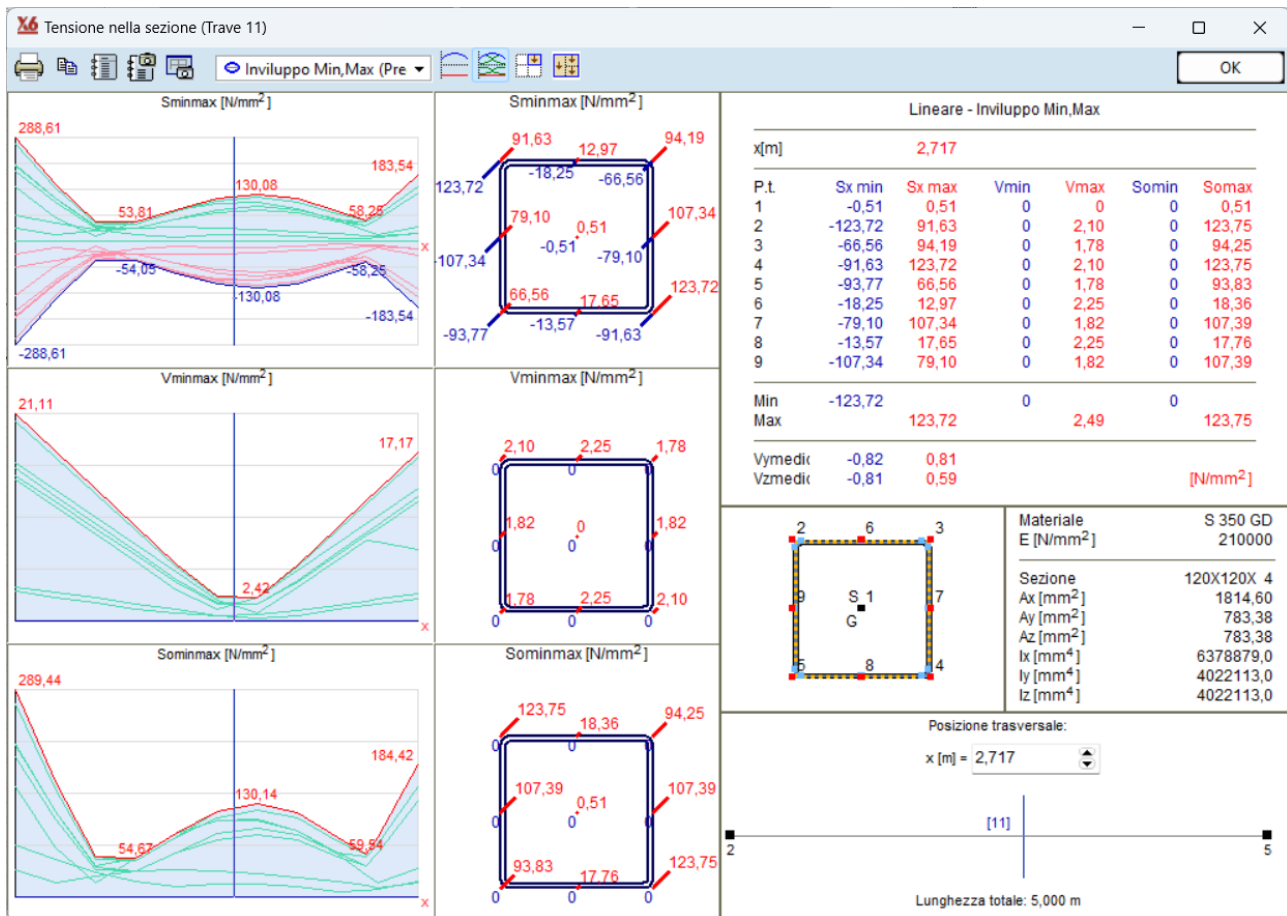


Figura 5-47 calcolo delle tensioni negli elementi strutturali – trave

## 5.5 Fondazioni cabine prefabbricate ITS “Power Station”

### 5.5.1 Descrizione generale dell’opera

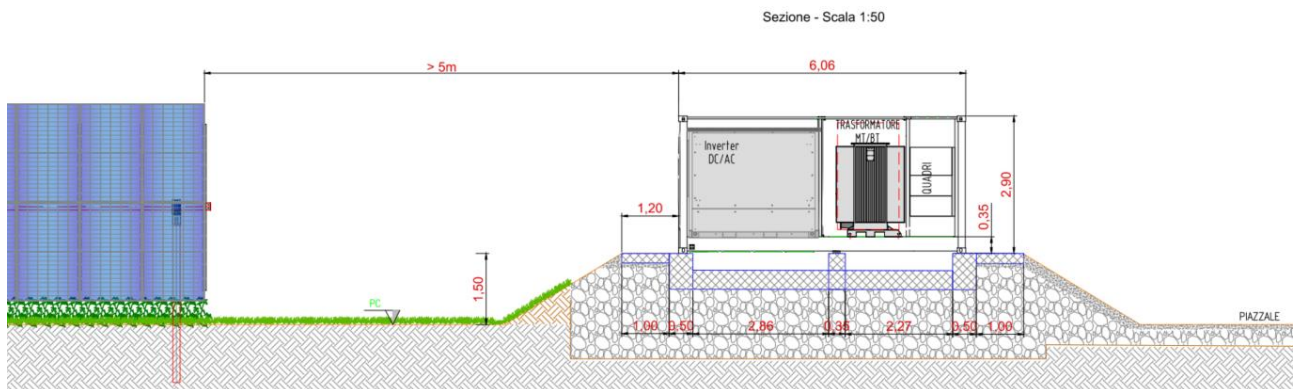
Il gruppo di conversione (anche detto “power station”) individuato in questa fase di progettazione prevede l’utilizzo di un inverter e un trasformatore elevatore, inclusivi di compartimenti MT e BT. Le apparecchiature elettromeccaniche verranno alloggiare all’interno di un container metallico.



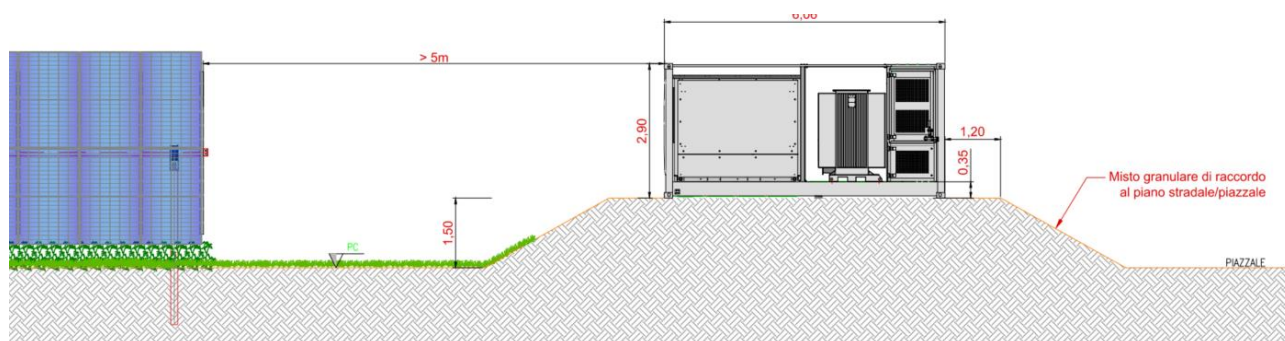
**Figura 5-48** Tipico power station con inverter e trasformatore elevatore

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 5-49** Sezione di progetto - fondazione Power station



**Figura 5-50 vista di progetto - Power station**

## 5.5.2 Materiali strutturali

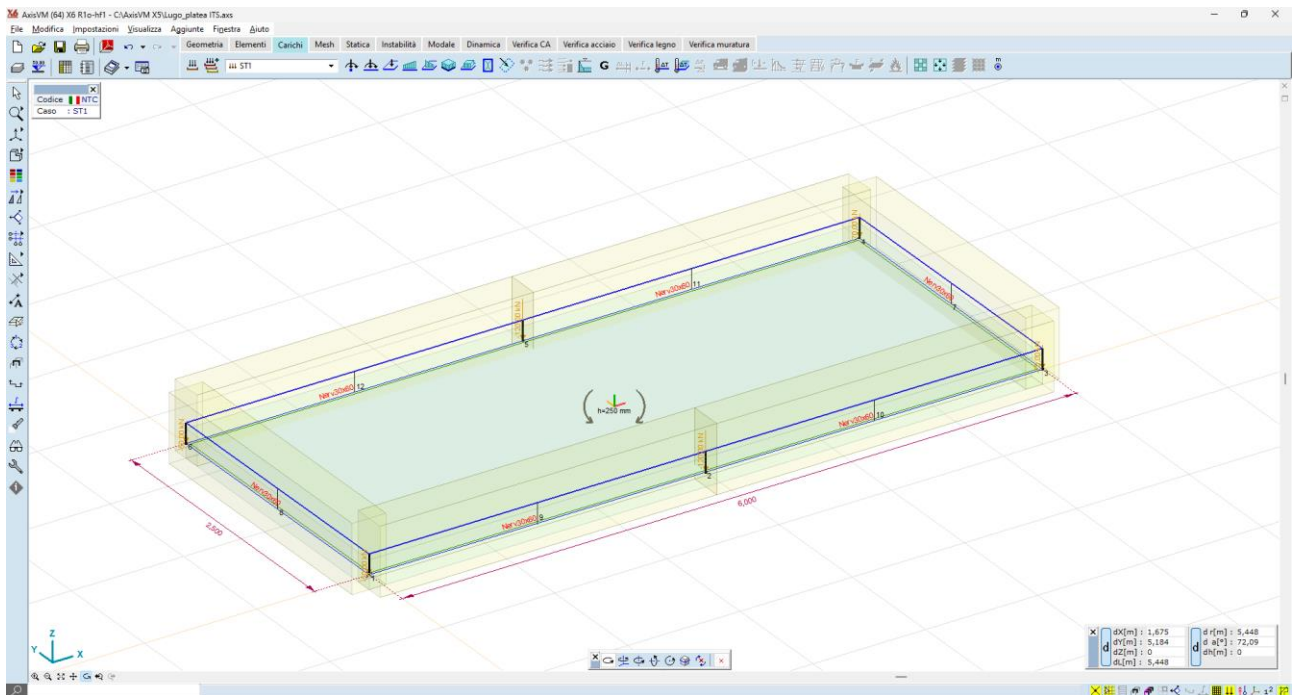
La platea di fondazione è in c.a. gettato in opera; le caratteristiche dei materiali sono le seguenti:

- 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%.

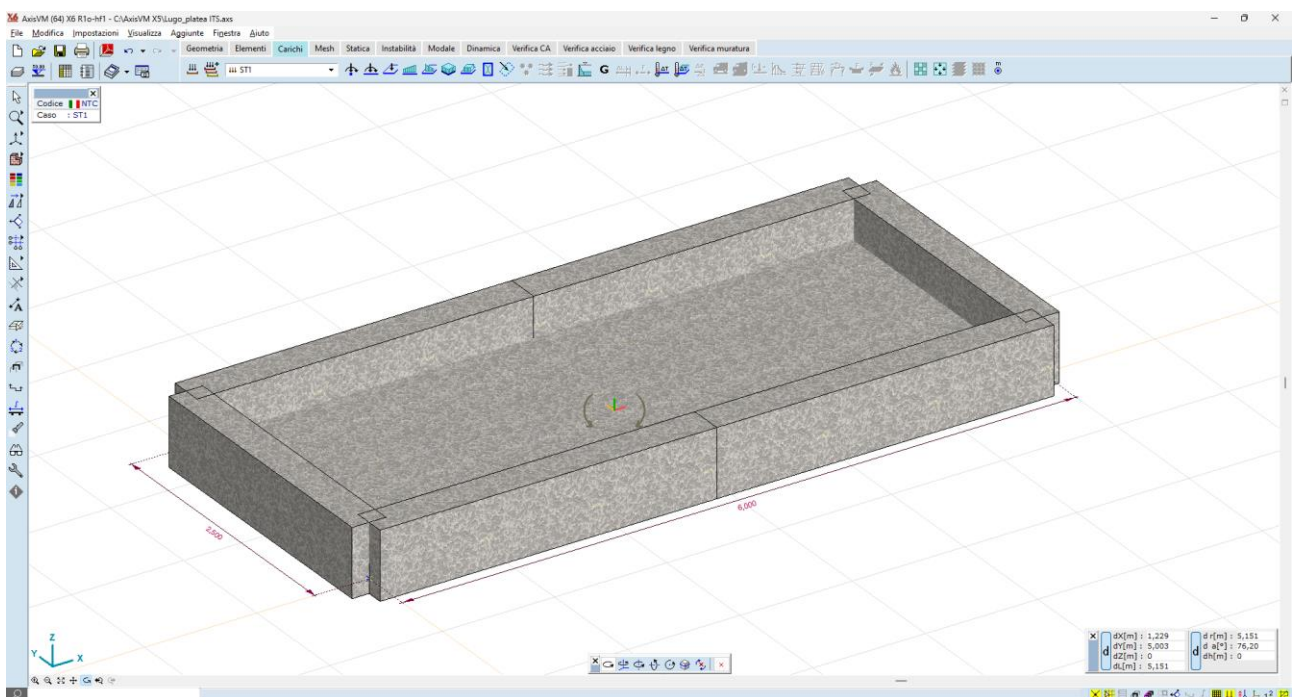
## 5.5.3 Descrizione del Modello

Le strutture fondali sono modellate per mezzo di una platea nervata, dello spessore di cm 25, con nervature di sezione 60 x 30. L'ingombro in pianta è di 6,0 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 5-51 Fondazione Power station – vista 3D**



**Figura 5-52 Fondazione Power station – vista render**

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

- $k_{vert} = 5.000 \text{ daN/mq}$  (valore tipico di un sottofondo in materiale inerte rullato e compattato);
- $k_{orizz} = 500 \text{ daN/mq}$  (valore basso, in assenza di ammortamento laterale).

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



## 5.5.4 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 3,00 tonn;
- Quadri + interruttori 1,20 tonn;
- Peso proprio container 9,00 tonn.

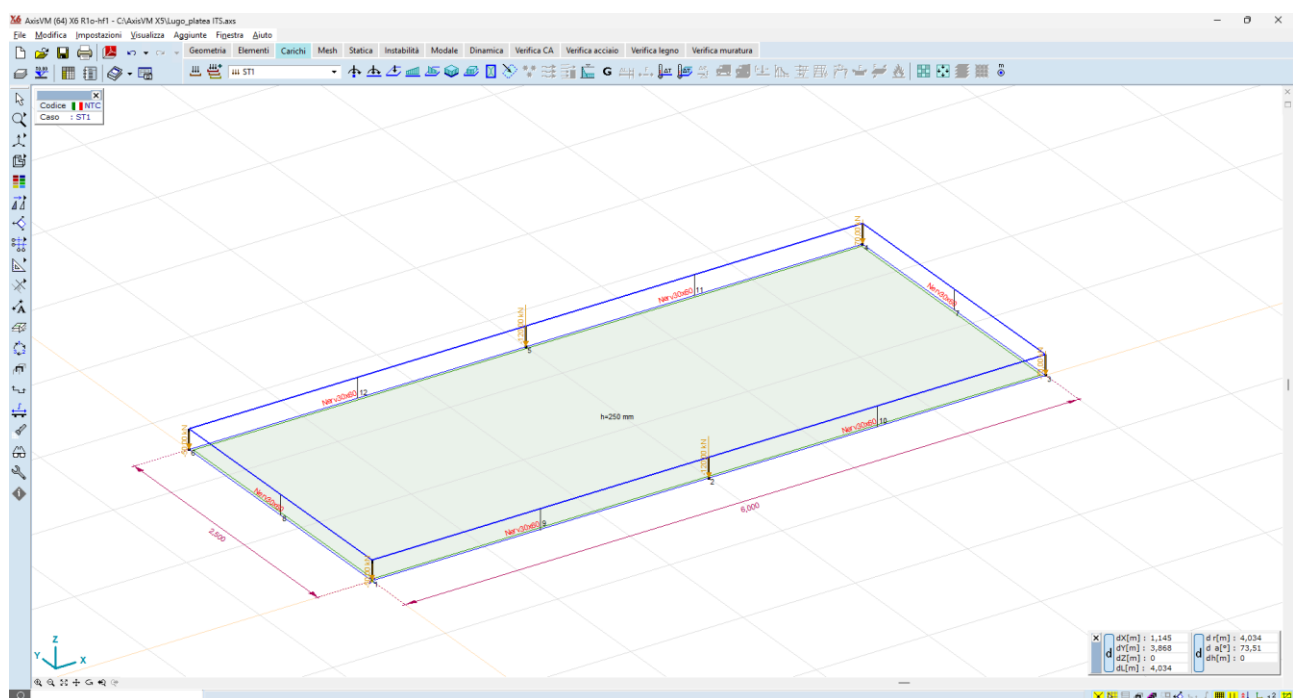
Per un totale lordo di 32,2 tonn. Il peso lordo del manufatto ITS viene amplificato, a vantaggio di sicurezza, di un fattore 1,5, pertanto vale:

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

Questo peso viene ripartito sui n.6 appoggi, come riportato nella seguente tabella:

**Tabella 5.6 Peso ripartito per appoggio**

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



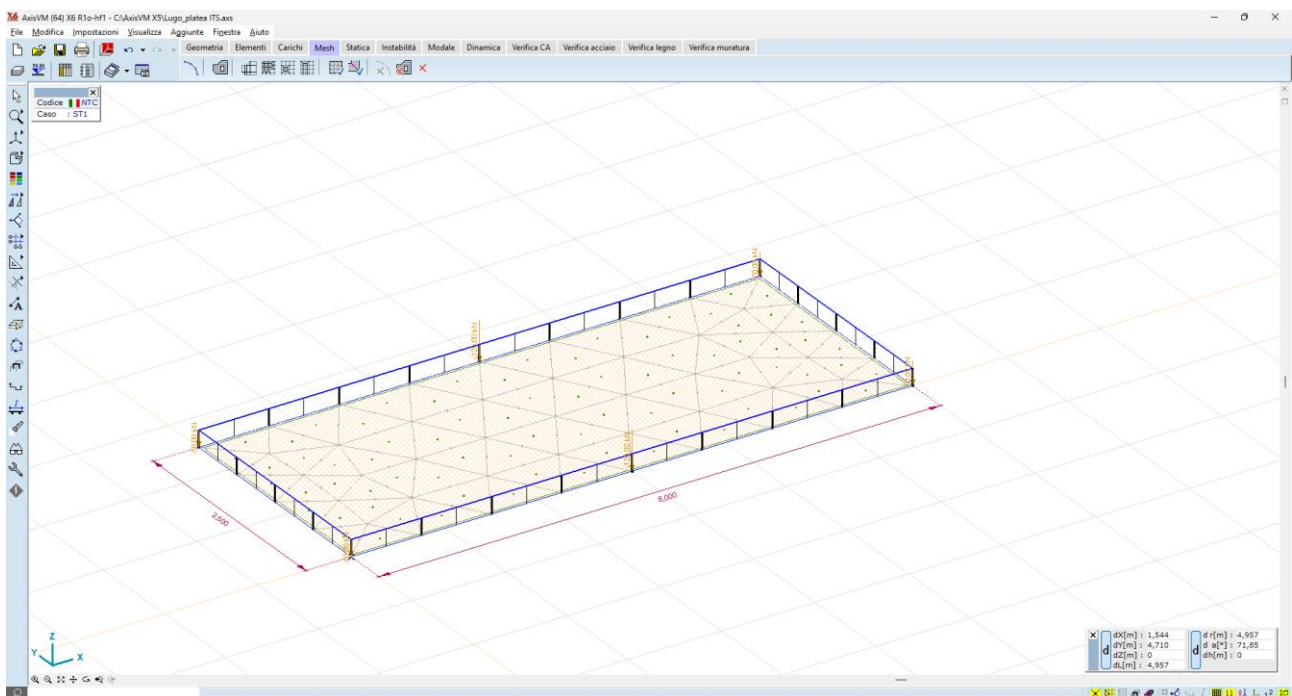
**Figura 5-53 carichi concentrati nodali - scarichi al piede**

## 5.5.5 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 S.r.l.;
- rilasciata da STA DATA S.r.l. di Torino.

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



**Figura 5-54** Generazione della mesh

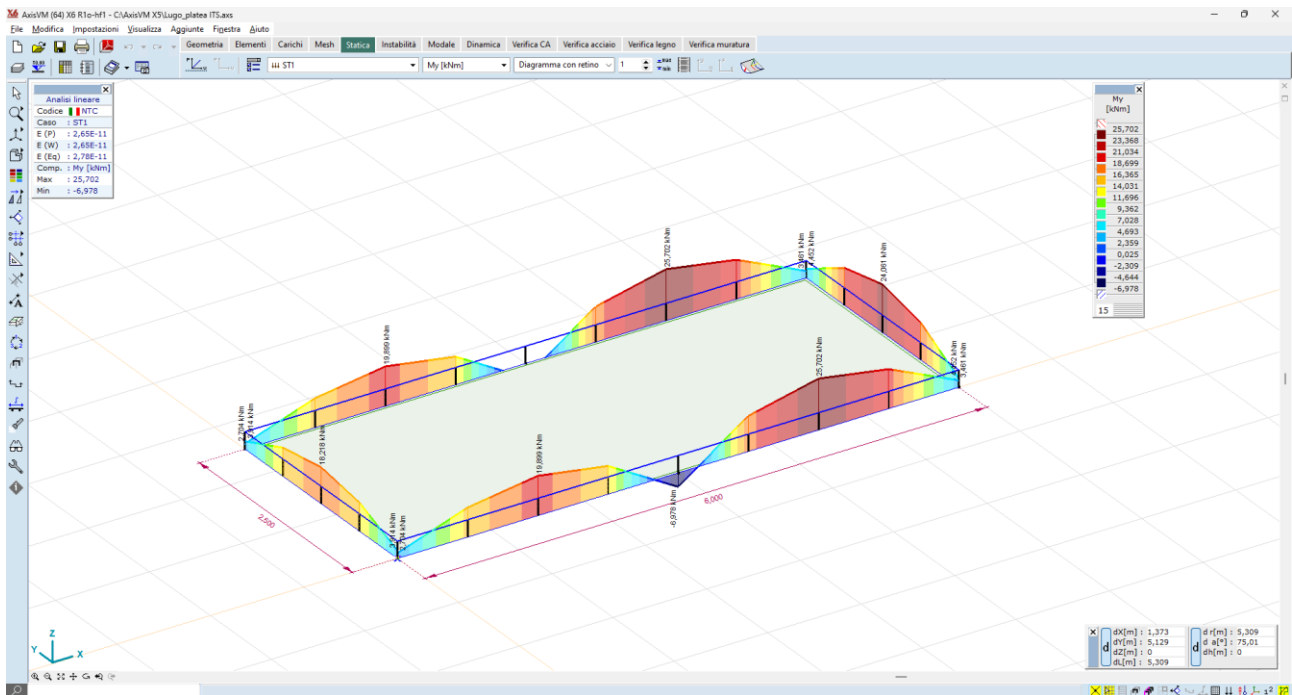


Figura 5-55 Sollecitazioni Nervature – My – valori max 24kN\*m

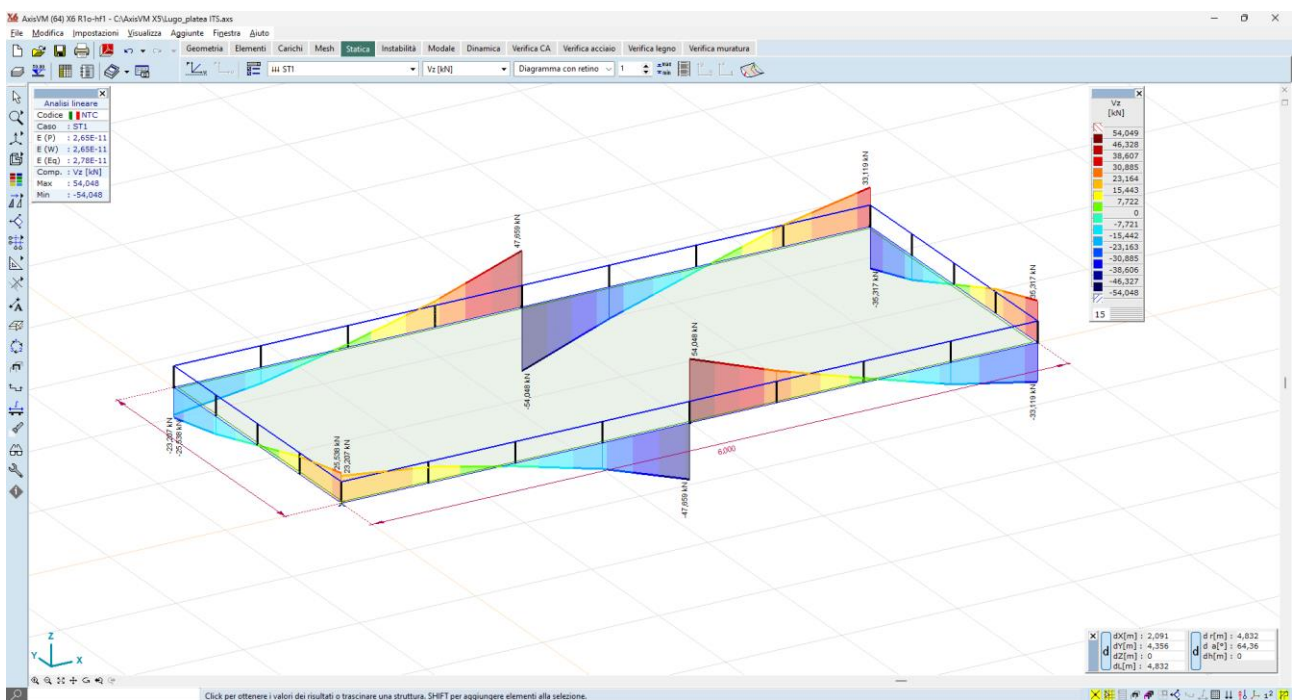


Figura 5-56 Sollecitazioni Nervature – Vz – valori max 46 kN

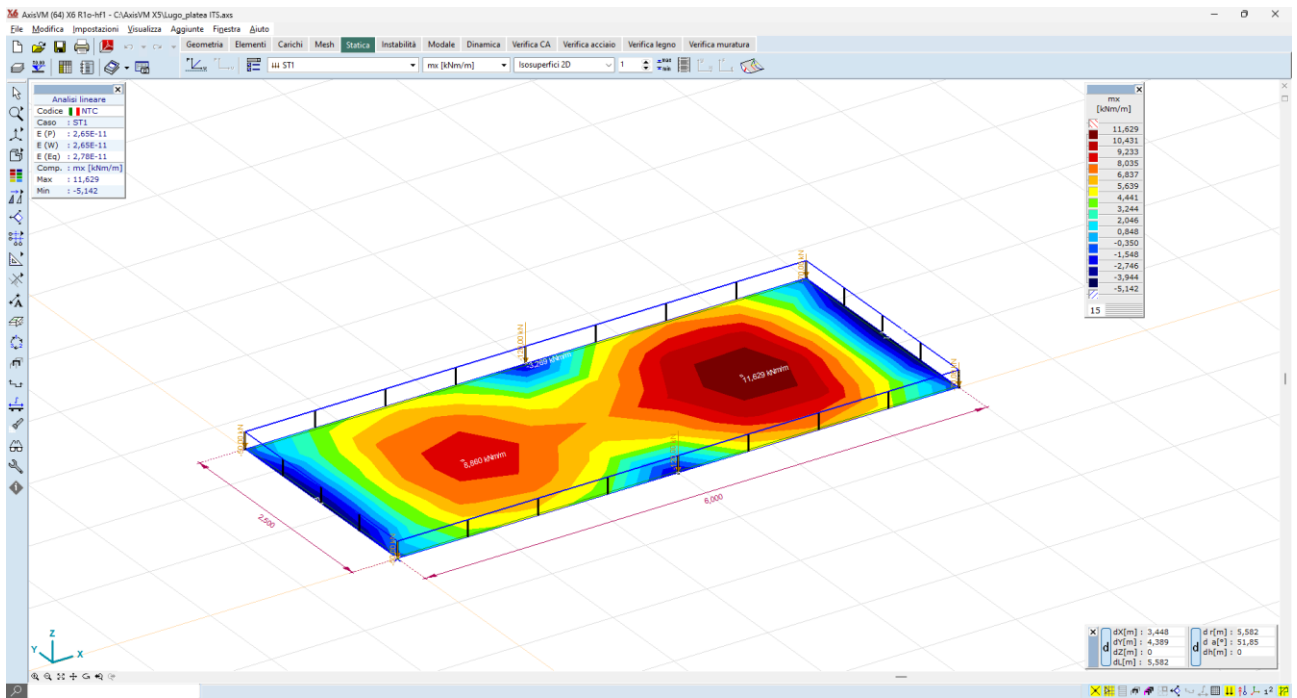


Figura 5-57 Sollecitazioni elemento plate – mx – valori max 10,4 kNm/m

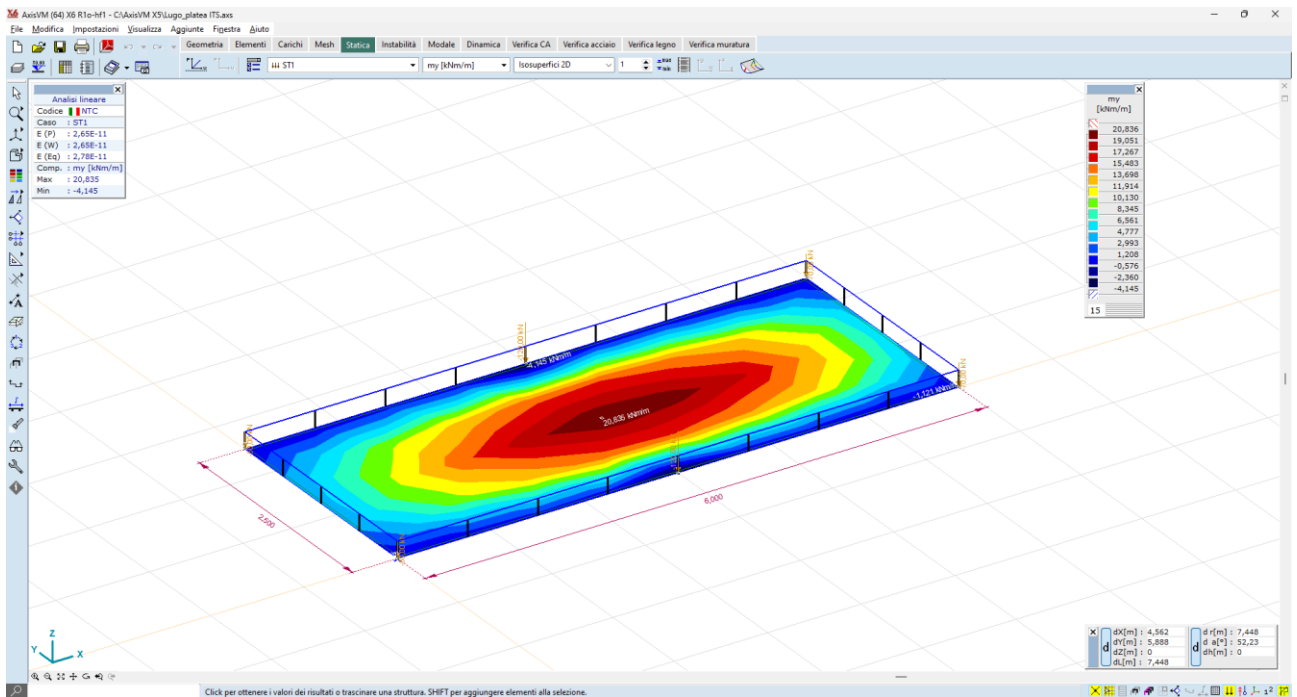
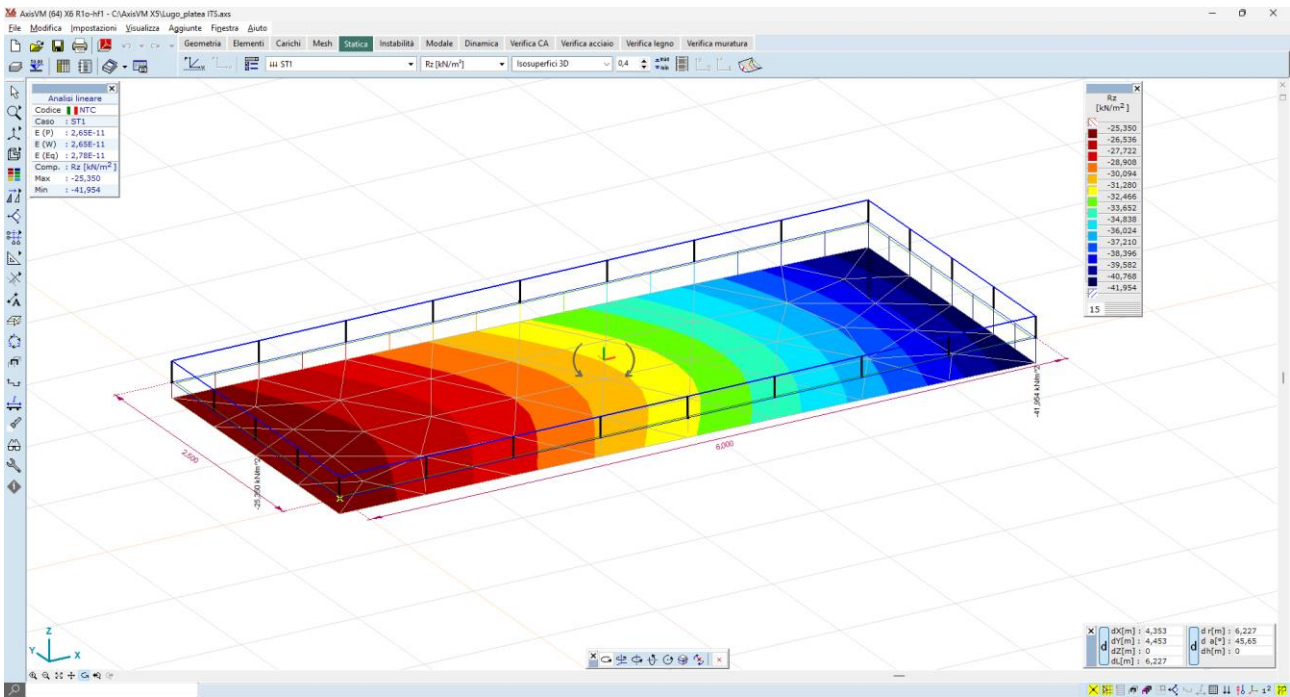
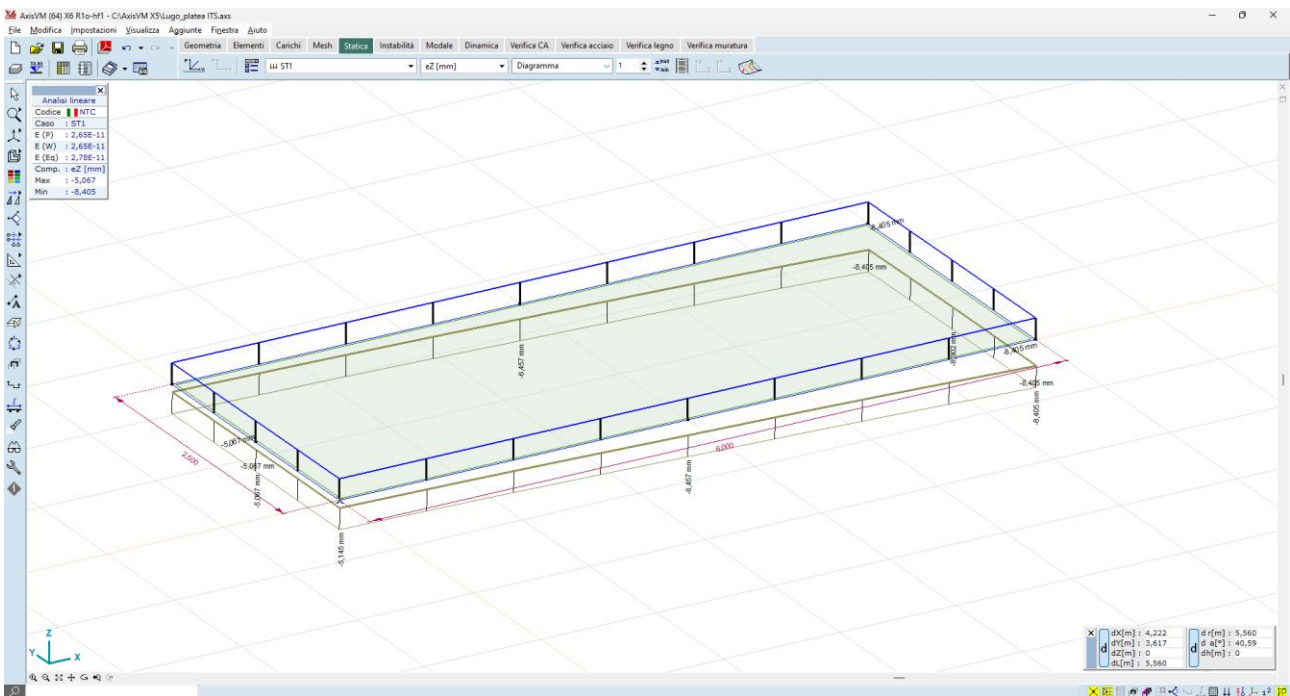


Figura 5-58 Sollecitazioni elemento plate – my – valori max 19,0 kNm/m



**Figura 5-59 Valori delle reazioni al suolo – Rz – valori max 40,0 kN/mq**

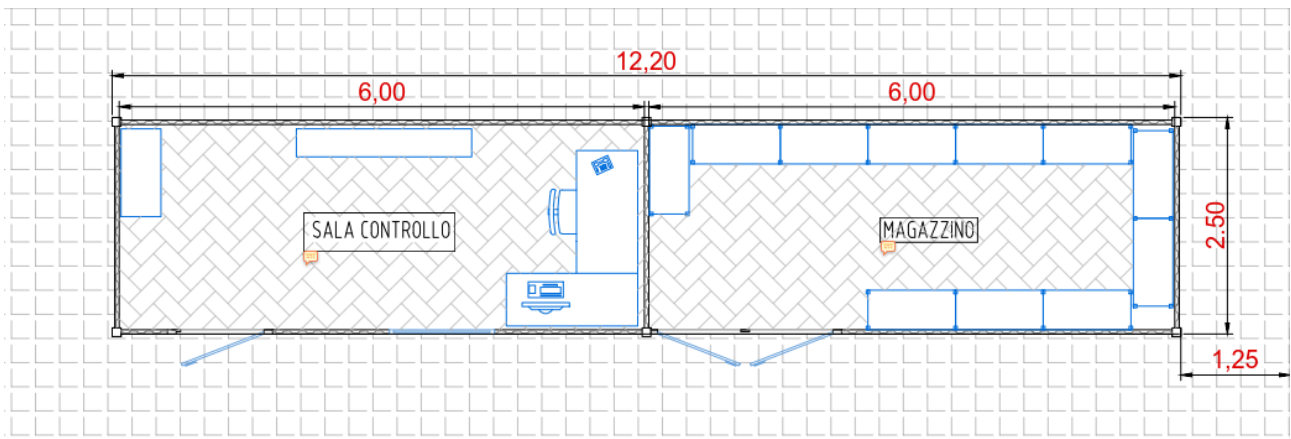


**Figura 5-60 Valori degli spostamenti verticali – ez – valori medi 6,4 mm**

## 5.6 Fondazioni cabine prefabbricate Sala Controllo

### 5.6.1 Descrizione generale dell'opera

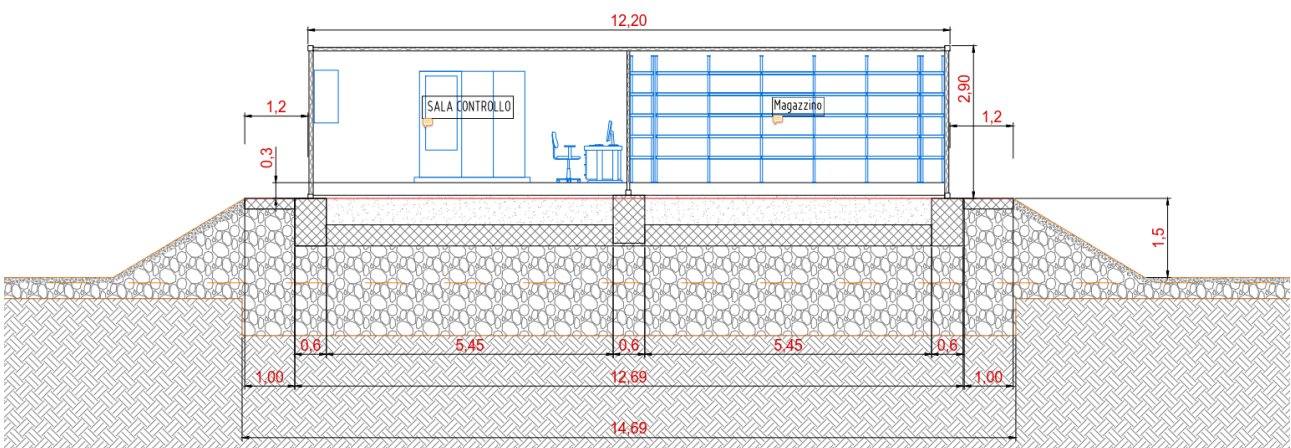
Il container prefabbricato all'interno del quale vengono allocati magazzino e sala controllo ("control room") ha dimensioni in pianta pari a ca 12 x 2,5 mt.



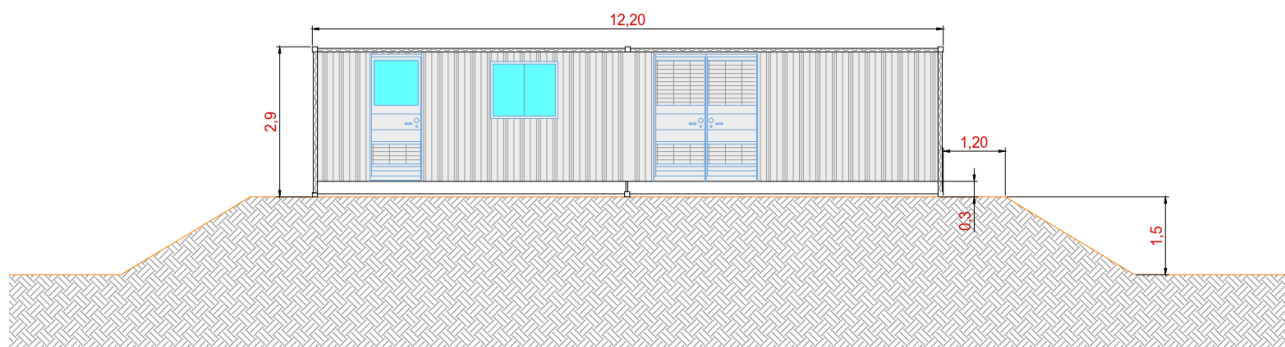
**Figura 5-61 Layout container magazzino e sala controllo**

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 5-62 Sezione di progetto - fondazione control room**



**Figura 5-63 vista di progetto - Power station**

## 5.6.2 Materiali strutturali

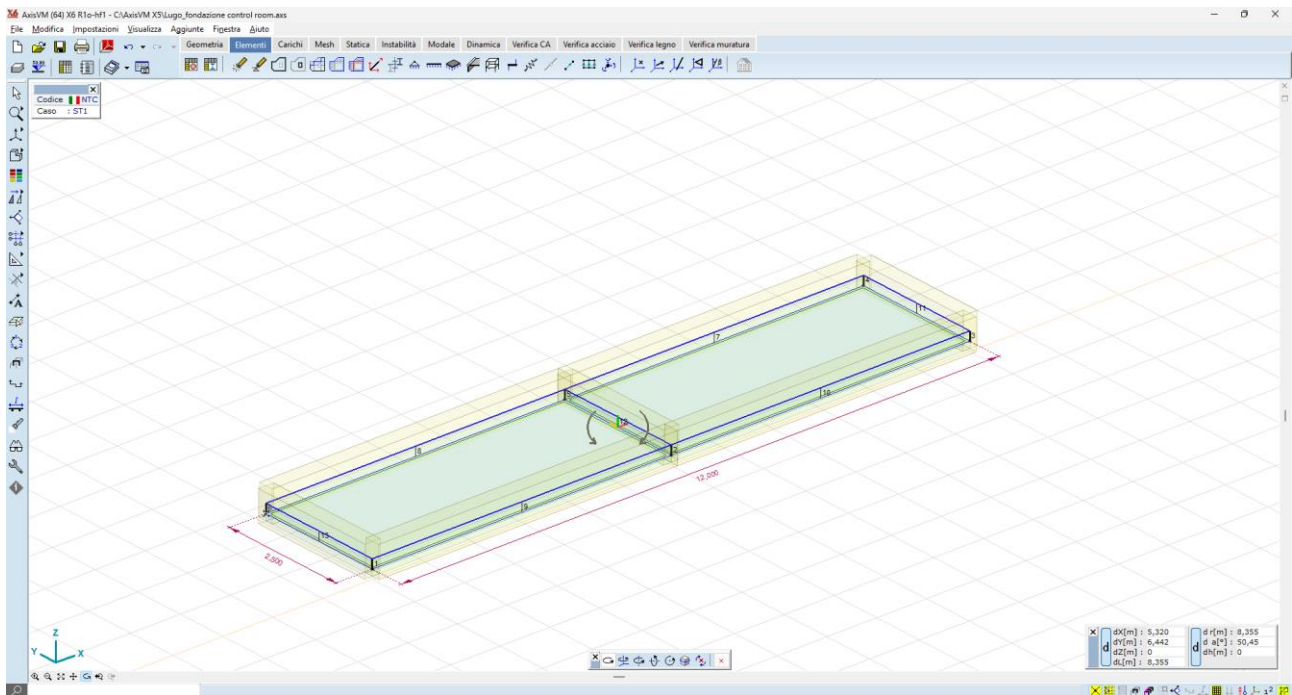
La platea di fondazione è in c.a. gettato in opera; le caratteristiche dei materiali sono le seguenti:

- 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%.

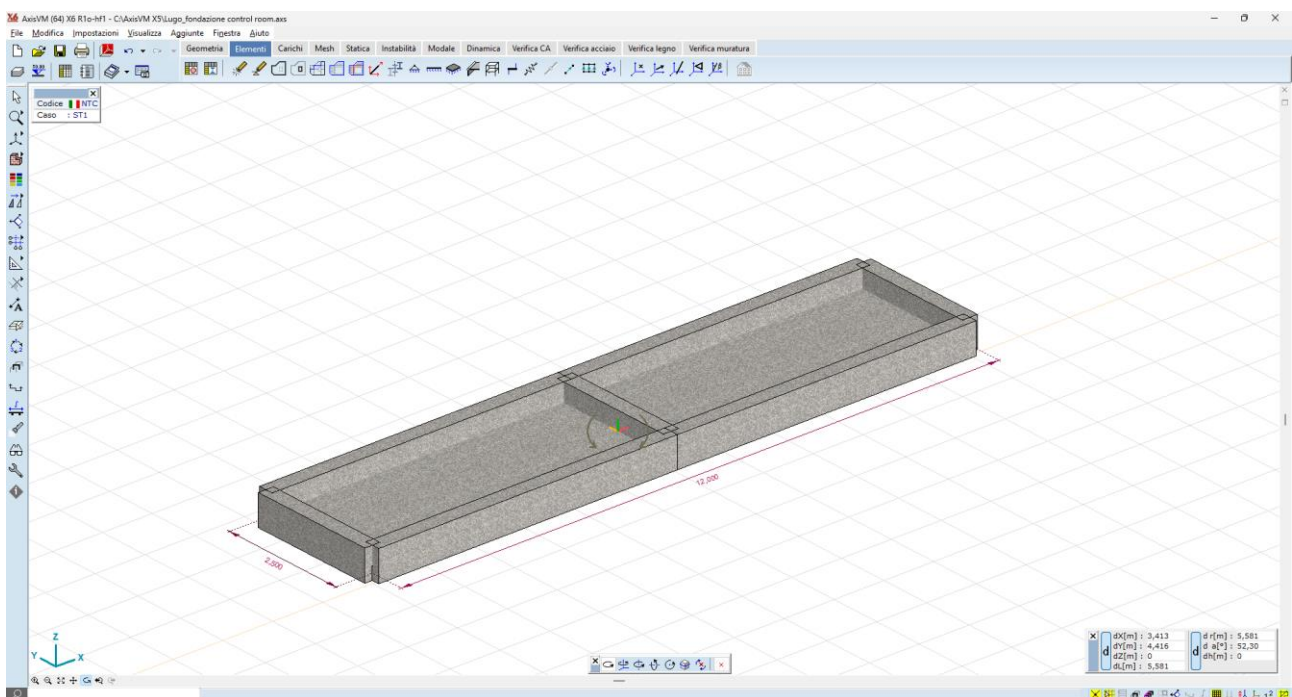
## 5.6.3 Descrizione del Modello

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 5-64 Fondazione Power station – vista 3D**



**Figura 5-65 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.



## 5.6.4 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  $3,0 \text{ tonn}.$

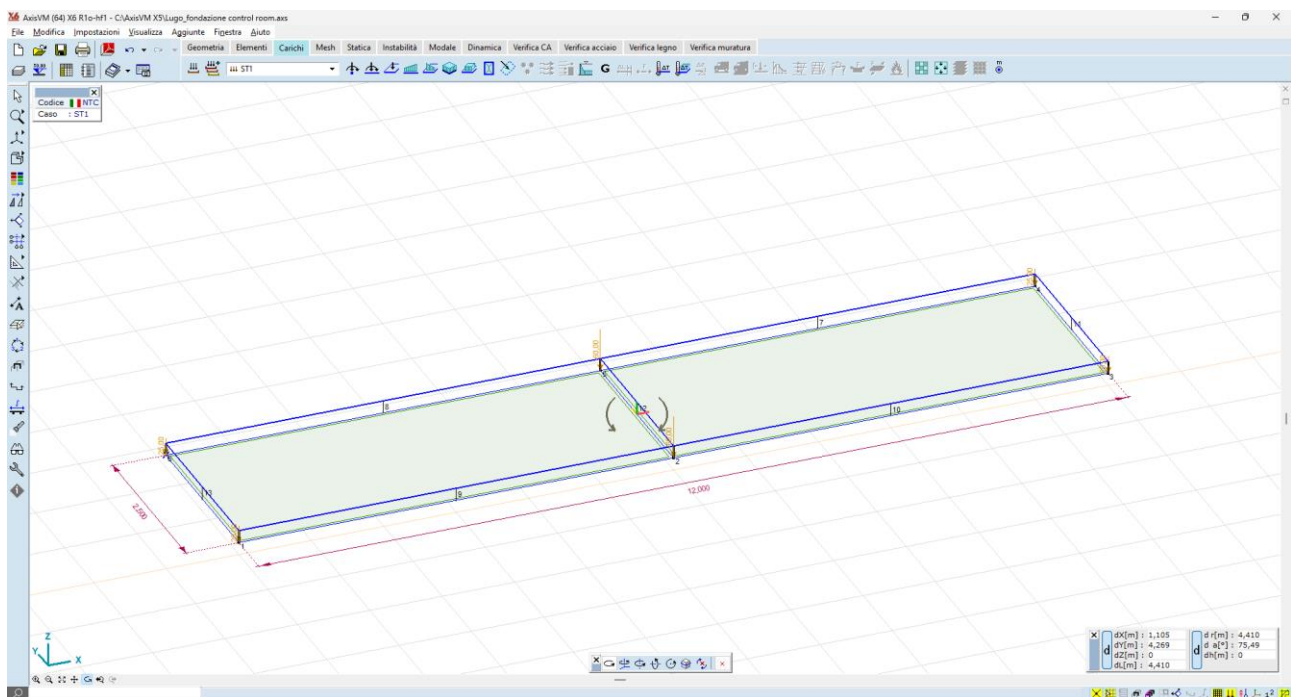
Per un totale lordo di 15,0 tonn. Il peso lordo del manufatto viene amplificato, a vantaggio di sicurezza, di un fattore 1,5, pertanto vale:

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

Questo peso viene ripartito sui n.6 appoggi, come di seguito in Tabella 5.7:

**Tabella 5.7 Peso ripartito per appoggio**

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



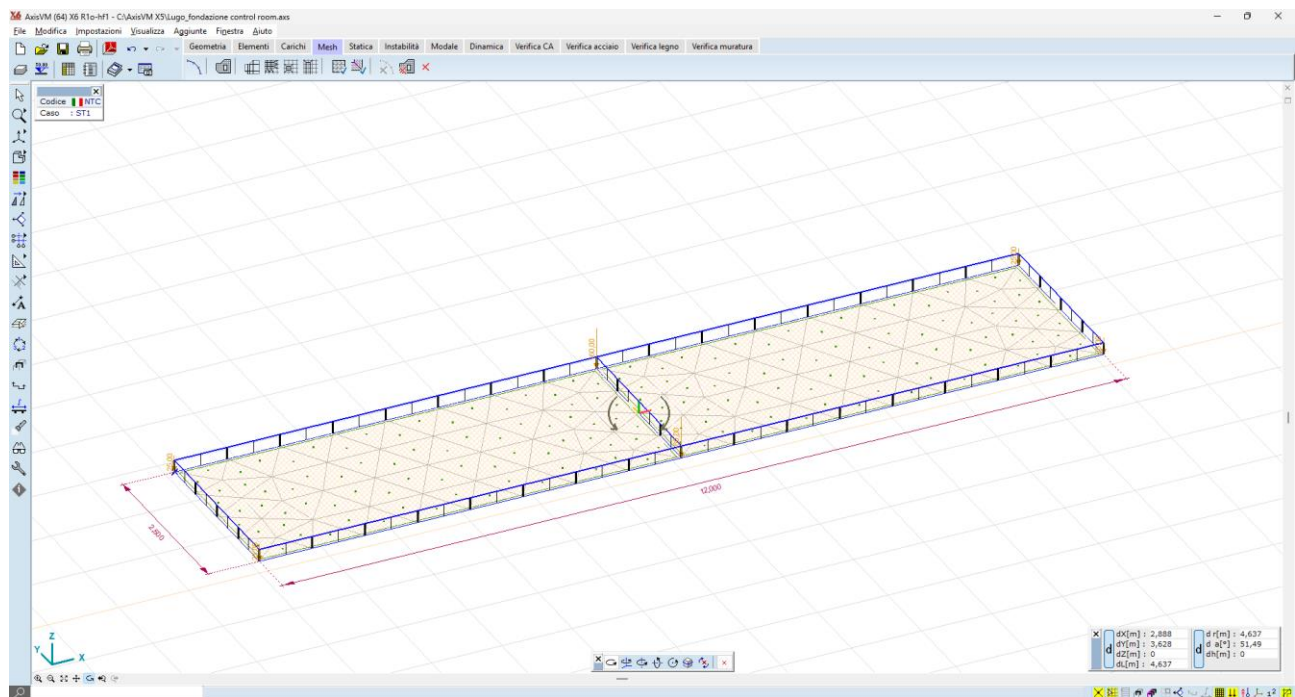
**Figura 5-66 carichi concentrati nodali - scarichi al piede**

## 5.6.5 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 S.r.l.;
- rilasciata da STA DATA S.r.l. di Torino.

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



**Figura 5-67** Generazione della mesh

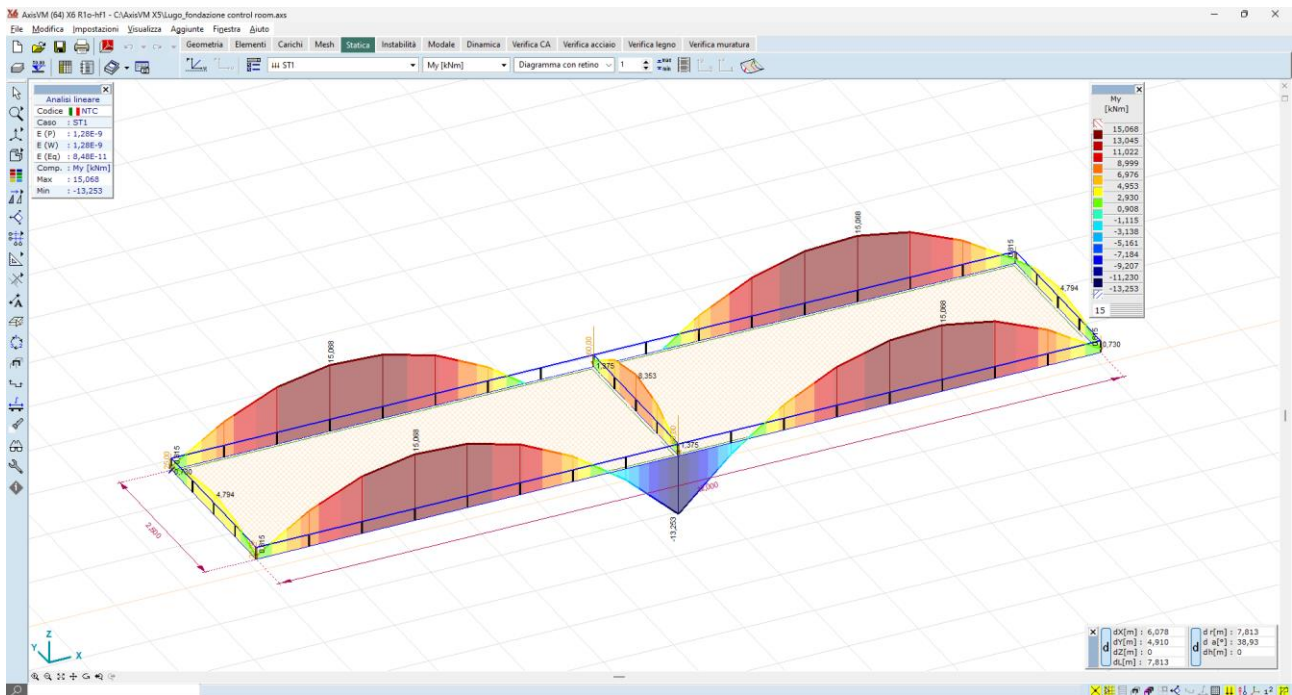


Figura 5-68 Sollecitazioni Nervature – My – valori max 13,0 kN\*m

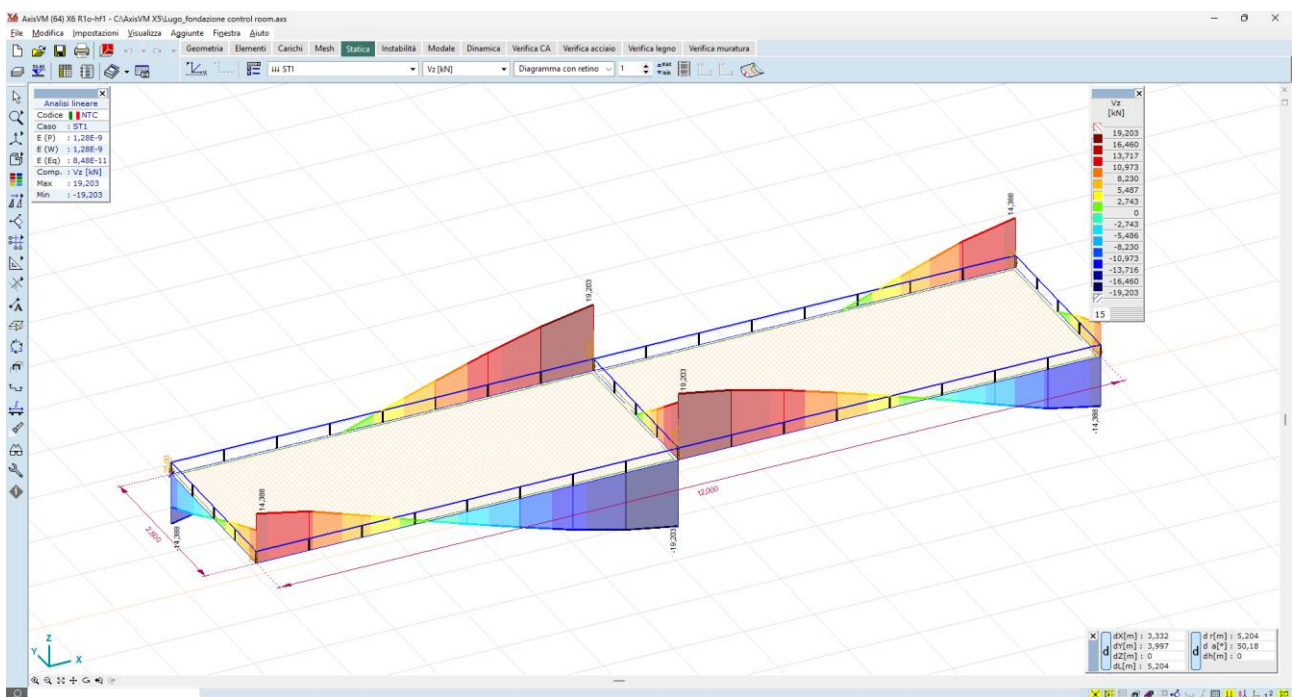


Figura 5-69 Sollecitazioni Nervature – Vz – valori max 16,4 kN

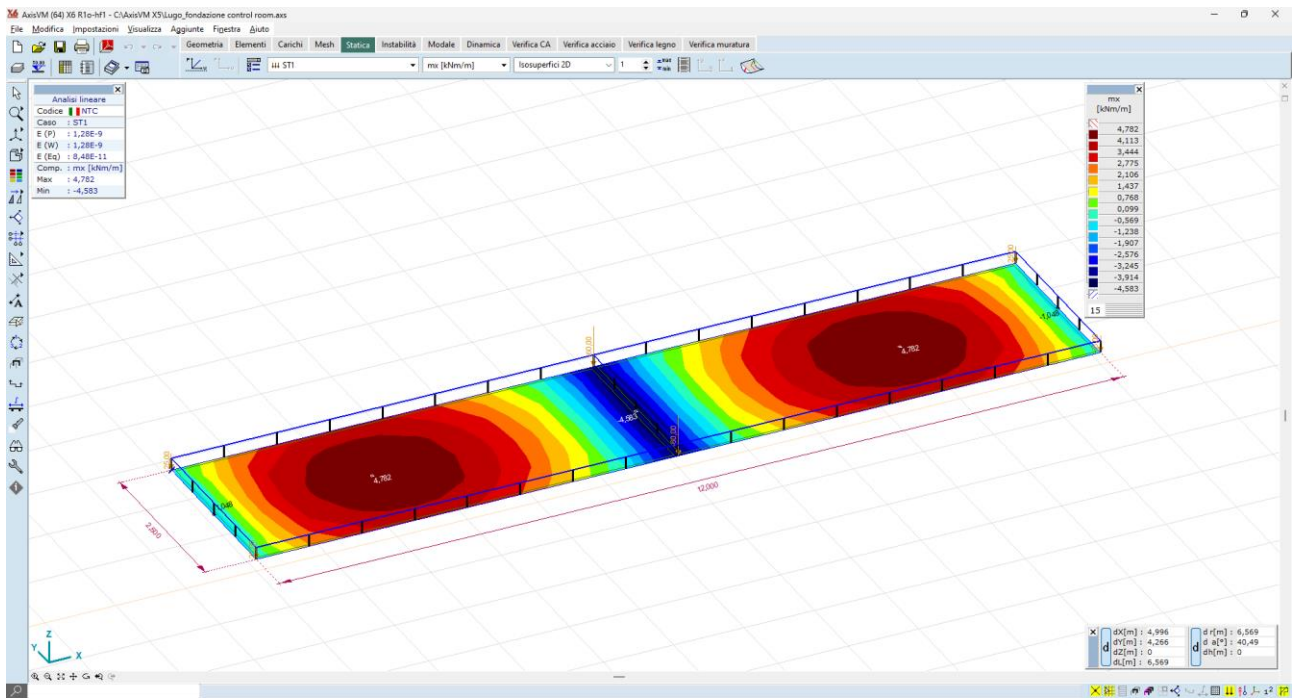


Figura 5-70 Sollecitazioni elemento plate – mx – valori max 4,0 kNm/m

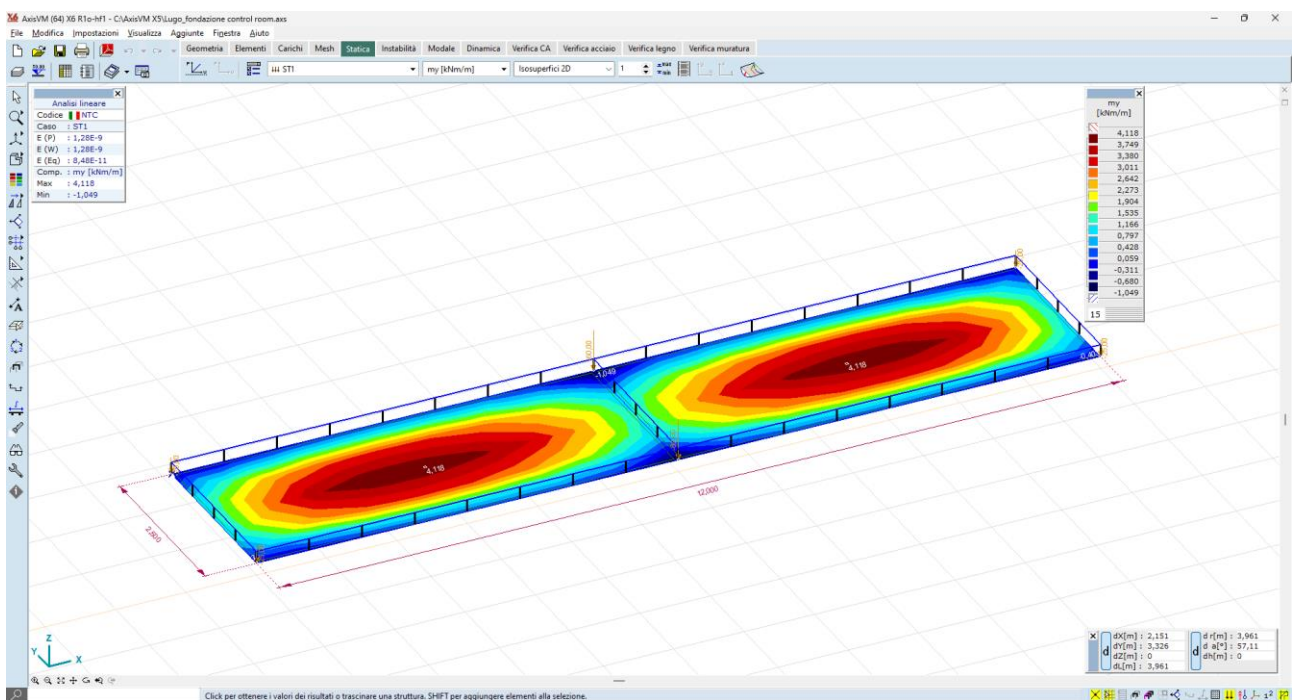
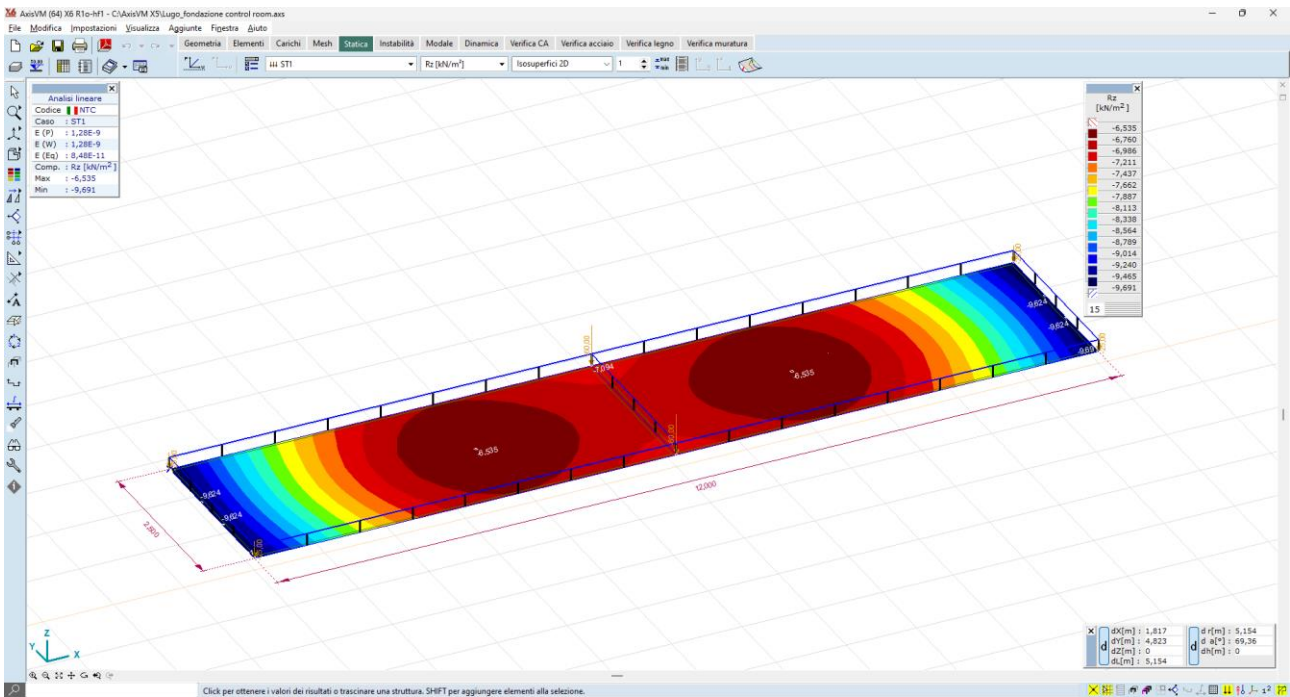
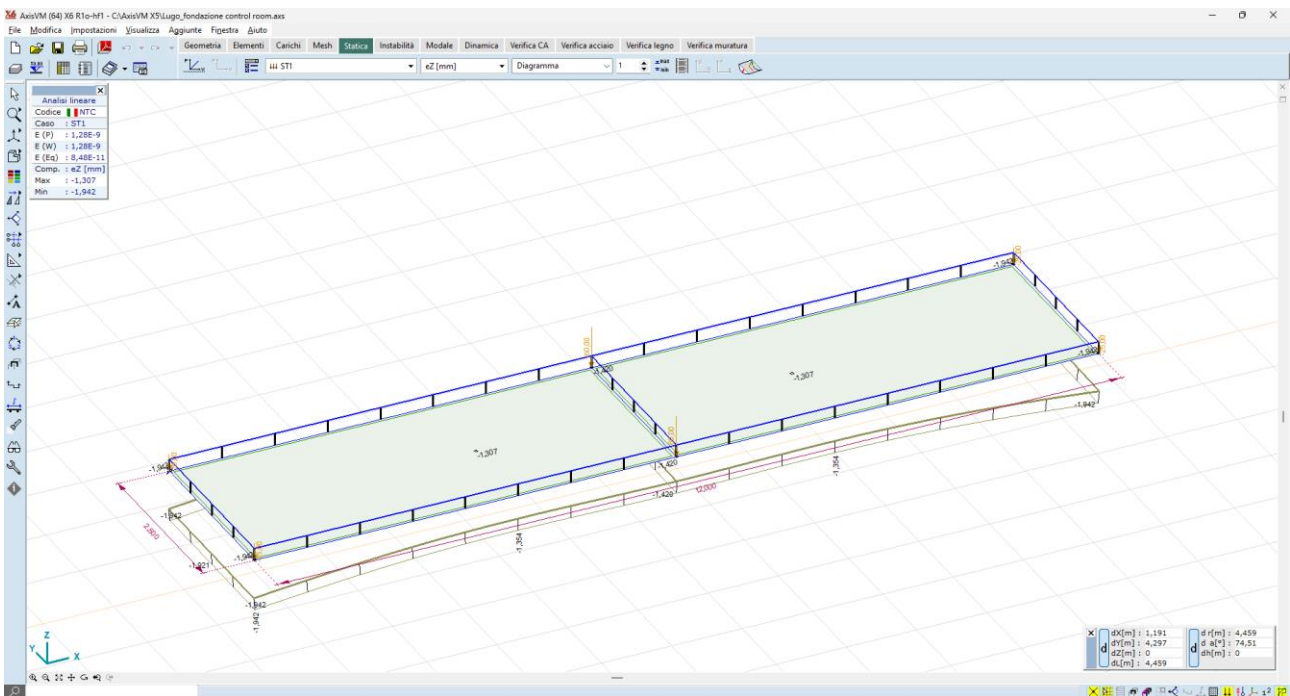


Figura 5-71 Sollecitazioni elemento plate – my – valori max 3,7 kNm/m



**Figura 5-72 Valori delle reazioni al suolo – Rz – valori max 9,0 kN/mq**



**Figura 5-73 Valori degli spostamenti verticali – ez – valori medi 1,4 mmDes**

## 5.1 Edificio Cabina Utente

### 5.1.1 Descrizione generale dell'opera

L'edificio di comando ospita la sala quadri a 36 kV, uno spazio per le misure, il locale quadri BT e controllo.

Il corpo di fabbrica è articolato al piano terra, isolato, dalle dimensioni in pianta di circa 21,25x5,75ml, ed altezza netta 4,0mt dal piano finito delle sistemazioni esterne; per i dettagli architettonici si rimanda all'elaborato grafico Tav. 41 "Tipico Edificio Utente", parte integrante del Progetto Definitivo Impianto Agrivoltaico ed Opere Elettriche di Utente.

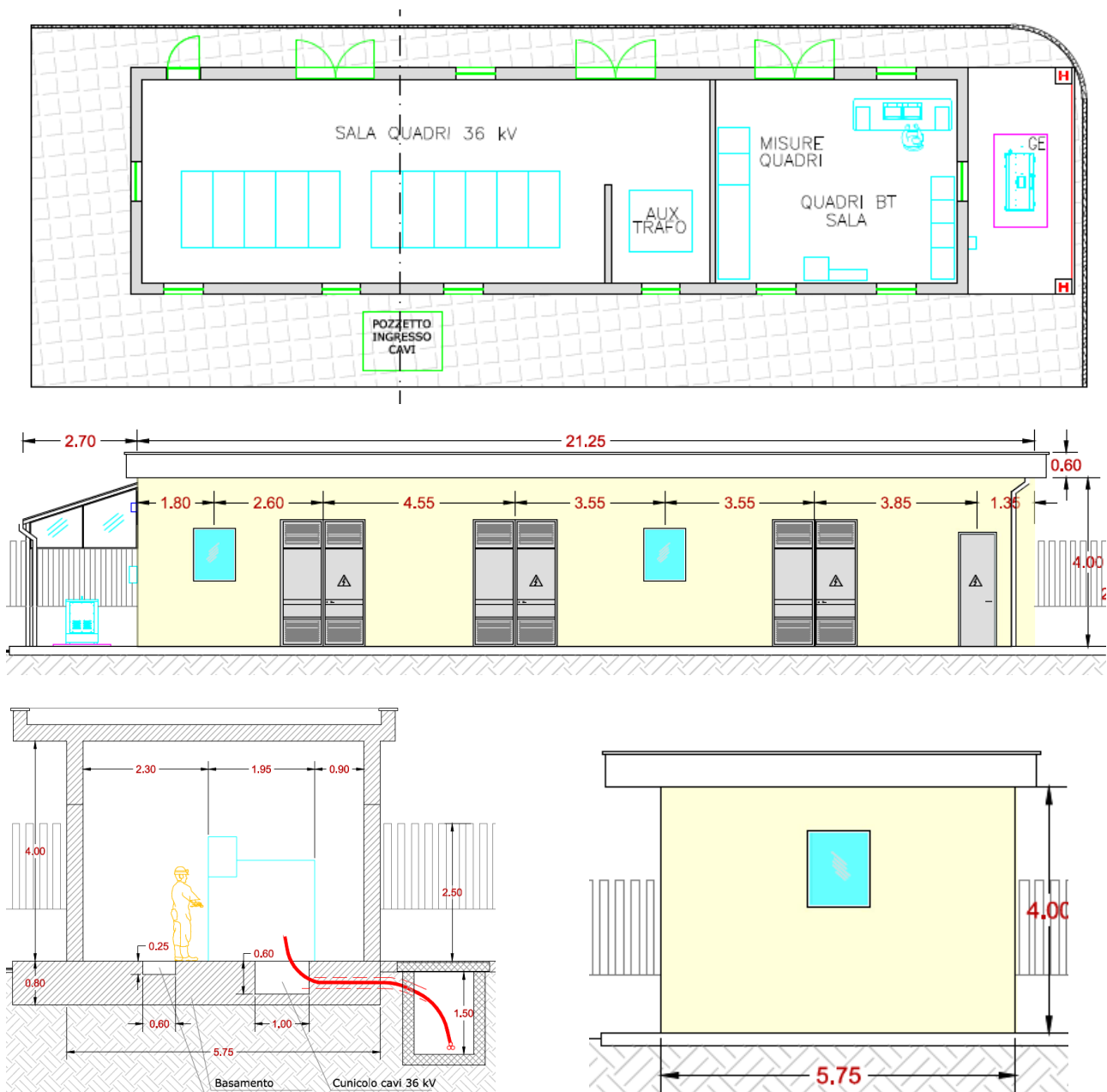


Figura 5-74 - viste edificio di comando – planimetria, prospetti, sezione

## 5.1.2 Criteri di modellazione della struttura

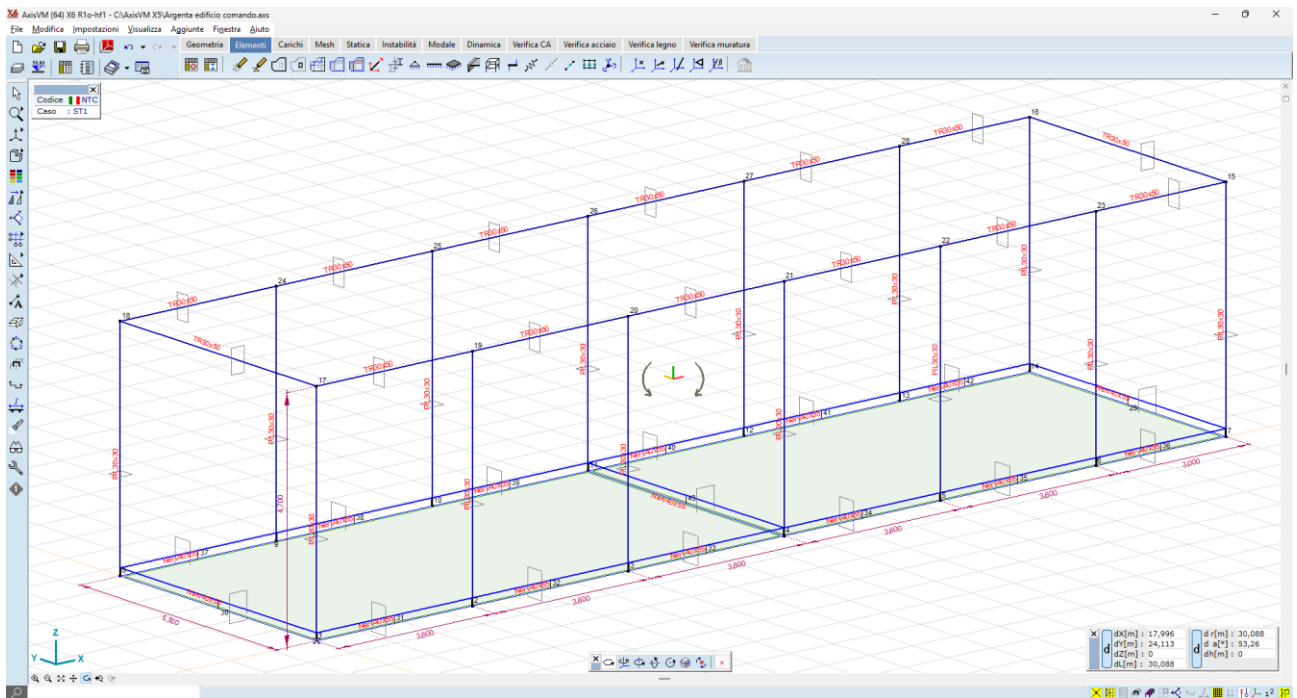
Sulla base del progetto architettonico si è ipotizzata una struttura portante, costituita da un reticolo di pilastri e travi in c.a. gettato in opera, dalle sezioni più avanti descritte, copertura costituita da solaio laterocementizio di spessore 25+5cm e struttura di fondazione costituita da una platea nervata dello spessore di 25cm, e nervature sezione 45x55cm, impostata a -1,00mt dal piano delle finiture esterne.

Le assunzioni principali della modellazione sono:

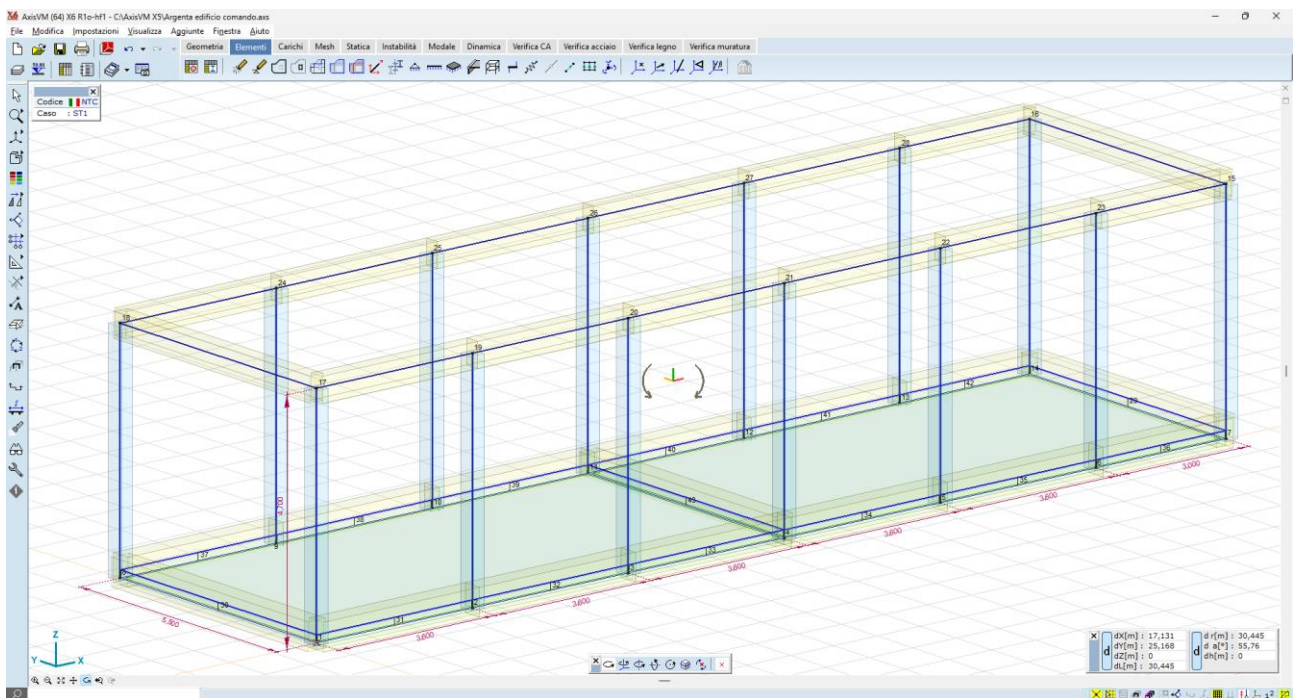
- I pilastri e le travi sono stati modellati come elementi monodimensionali tipo asta (beam);
- La platea di fondazione è modellata come elemento bidimensionale tipo shell;
- Il vincolo al suolo è modellato con appoggio elastico bidimensionale, ossia un letto di molle verticali aventi rigidezza:
  - nella direzione globale verticale pari a  $k_z = 1E+4$  KN/m<sup>3</sup> (valore elevato, a simulare un sottofondo ben costipato);
  - nella direzione globale orizzontale pari a  $k_x = k_y = 2.500$  KN/m<sup>3</sup> (valore modesto, a simulare un basso ammorsamento laterale, in quanto la struttura si considera fondata sul piano del rilevato posto a -1,00).
- Il solaio di copertura è modellato come diaframma, ossia elemento infinitamente rigido nel proprio piano, che trasmette alle travi sottostanti i carichi portati.

**Tabella 5-8: Elementi asta**

	Nome	Figura	h [mm]	b [mm]	I <sub>x</sub> [mm <sup>4</sup> ]	I <sub>y</sub> [mm <sup>4</sup> ]
1	PILASTRO 30x30	Rett.	300,0	300,0	1,1E+09	6,7E+08
2	TRAVE 30x50	Rett.	500,0	300,0	2,8E+09	3,1E+09
3	Nervatura 40x55	Rett.	550,0	400,0	3,3E+09	4,2E+09

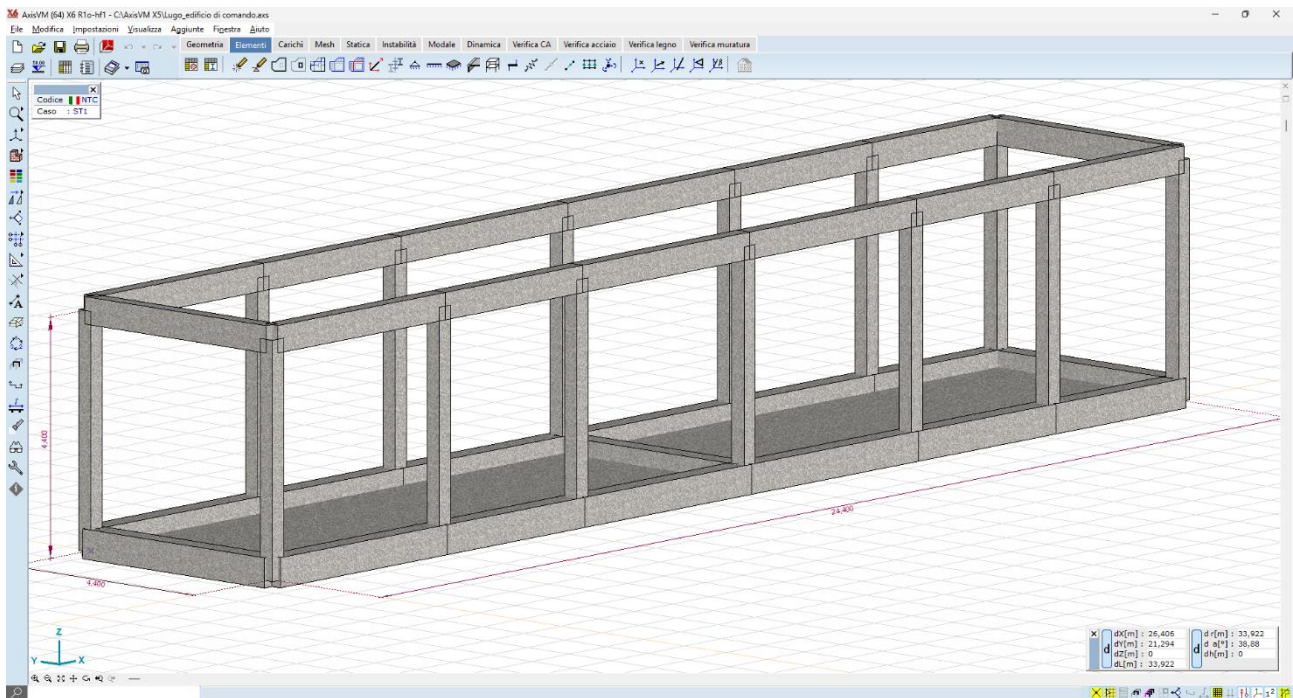


**Figura 5-75 - vista modello - elementi asta/shell/nodi**



**Figura 5-76 - vista modello - elementi asta/shell**





**Figura 5-77 - vista modello solido - render 3D**

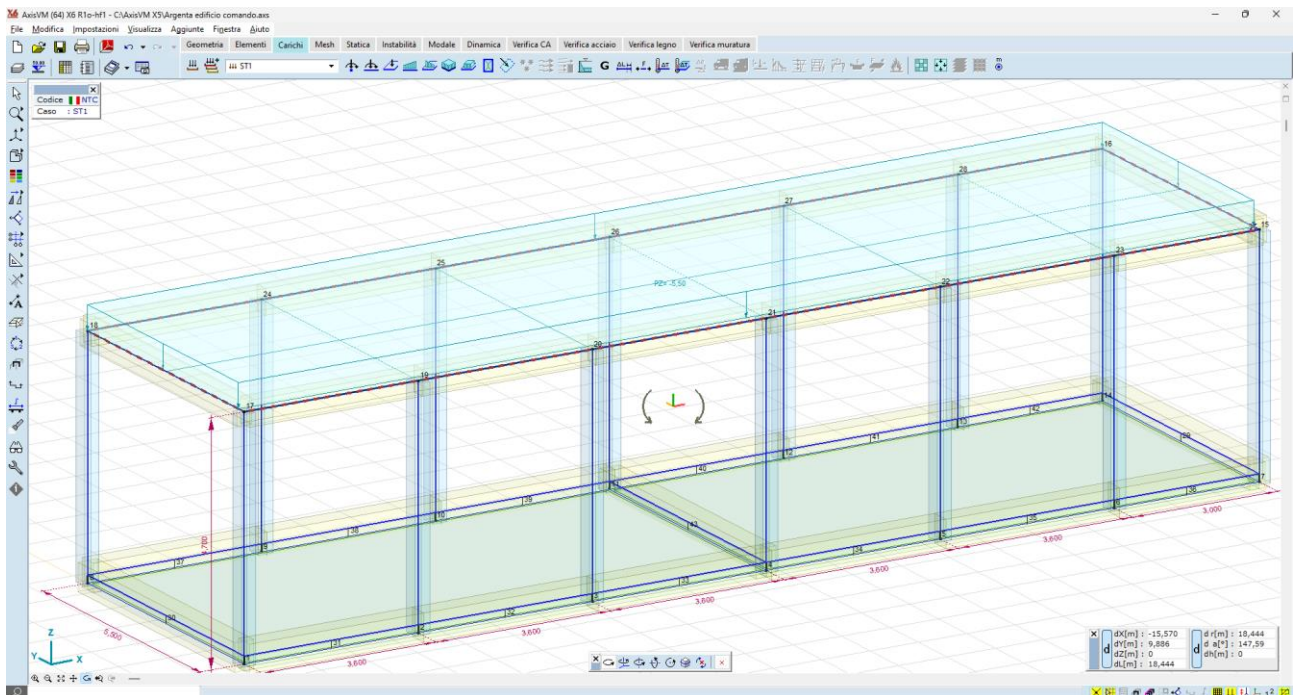
### 5.1.3 Analisi dei carichi

#### a. Carichi da solaio di copertura

- Peso proprio strutturale solaio laterocementizio 25+5cm      360 daN/mq;
- Peso permanente portato dal solaio      140 daN/mq;
- Carico accidentale (Cat.H tab 3.1.II della NTC2018)      50 daN/mq.

#### b. Pesi propri elementi strutturali

- Generati in automatico dal software



**Figura 5-78 - carichi solaio copertura**

c. Carichi sismici, in considerazione del fatto che:

- la struttura è regolare in pianta e in altezza,
- che il primo modo di vibrare della struttura è di tipo flessionale, e che da solo eccita l'85% delle masse sismiche,

Ai sensi del cap. 7.3.3.2 della NTC2018 è consentito utilizzare una analisi di tipo semplificato, che consiste nell'attribuire un tagliante di piano al solaio di copertura di intensità pari a:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot \lambda \cdot W / g$$

dove:

- $ag$  è l'accelerazione orizzontale massima del terreno, funzione del Tempo di ritorno e dello SL di riferimento;
- $S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione  $S = S_s \cdot S_t$
- $\lambda$  è un coeff nel nostro caso pari a 1,0;
- $W$  è la massa sismica dell'impalcato.

$S_s$  è determinato dalla formula  $= 1,4 - 0,4 F_0 \cdot a_g / g = 1,4 - (0,4 \cdot 2,648 \cdot 0,485 / 9,81)$

Quindi  $S = S_s \cdot S_t = 1.347 \cdot 1.0$

Si deve verificare la condizione che  $ag \cdot S < 0.075g$

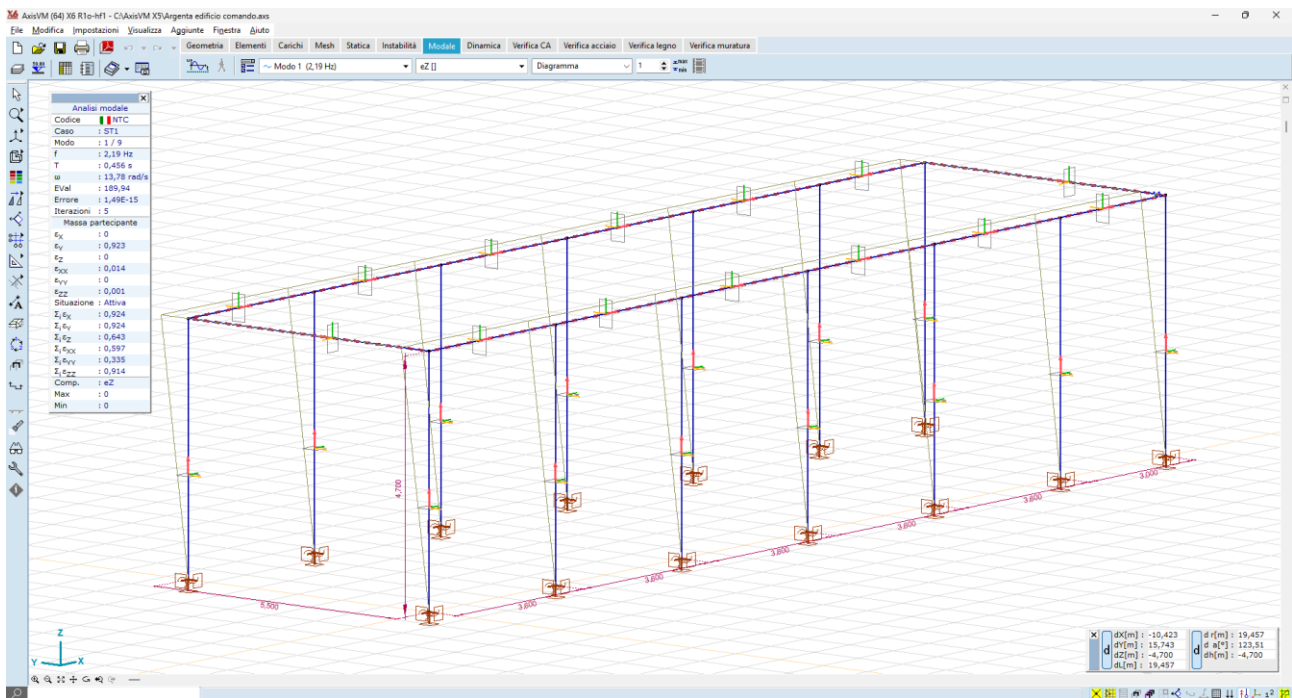
ossia che  $0.485 \cdot 1.347 < 0.075 \cdot 9,81$        $0.653 < 0.735$       condizione verificata

I risultati dell'analisi modale di seguito illustrata dimostrano che il primo modo di vibrare della struttura è di tipo flessionale, ed eccita il 92,3% delle masse; questo modo ha una frequenza propria di vibrazione pari a 2,19Hz, che equivale ad un periodo proprio pari a:

$$T_1 = 0,456 \text{ sec}$$

Al quale corrisponde un'accelerazione spettrale orizzontale pari a:

$$S_d(T_1) = 1,074$$



**Figura 5-79 - primo modo di vibrare – flessionale -  $T = 0.456$  sec – massa partecipante 92,3%**

Per tutto quanto sopra esposto, è ammesso assimilare l'azione sismica, di tipo inerziale, ad un'azione statica equivalente di tipo orizzontale, applicata al centro di massa del solaio, con un'intensità pari al 7% del peso sismico della copertura.

#### **d. Combinazione dei carichi**

In fase di dimensionamento preliminare, i carichi si combinano con coefficienti unitari, per cui il solaio di copertura viene modellato mediante un carico distribuito complessivo pari a 550 daN/mq; il tutto si somma ai pesi propri strutturali degli elementi in c.a.

#### **5.1.4 Risultati delle analisi**

L'analisi è del tipo statico lineare ad elementi finiti. La struttura è stata risolta per mezzo del solutore FEM:

- AXIS VM release 6;
- Licenza n. 7754 ;
- intestata a SCM Ingegneria S.r.l.;
- rilasciata da da STA DATA S.r.l. di Torino.

### 5.1.4.1 Sollecitazioni sulle aste

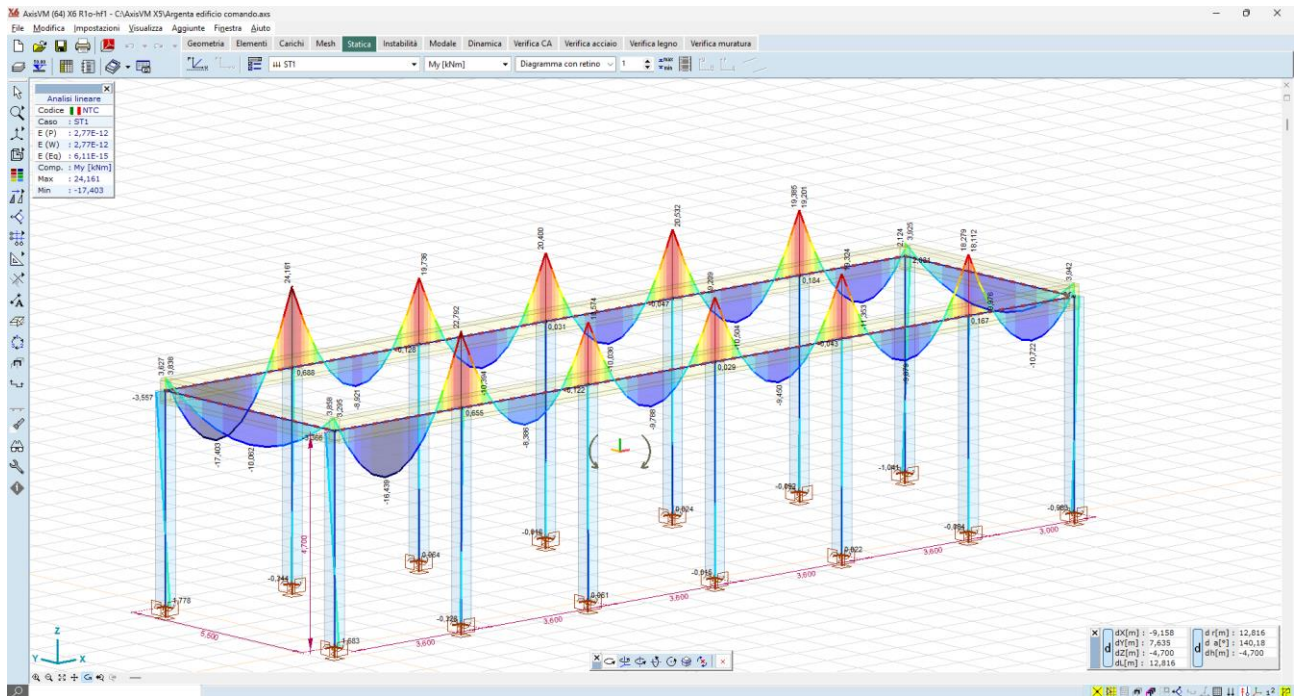


Figura 5-80 - momenti flettenti sulle travi – valori massimi  $M_y = 24,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

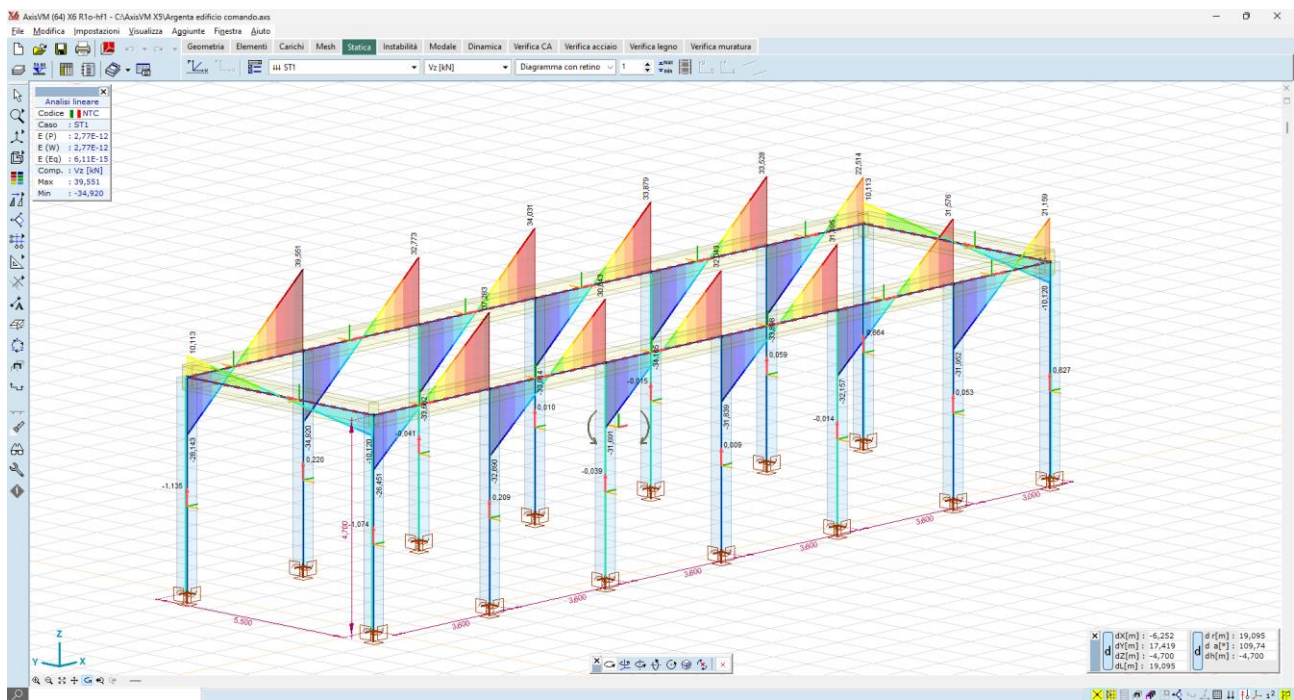


Figura 5-81 - azioni taglianti sulle travi – valori massimi  $V_z = 34,00 \text{ kN}$

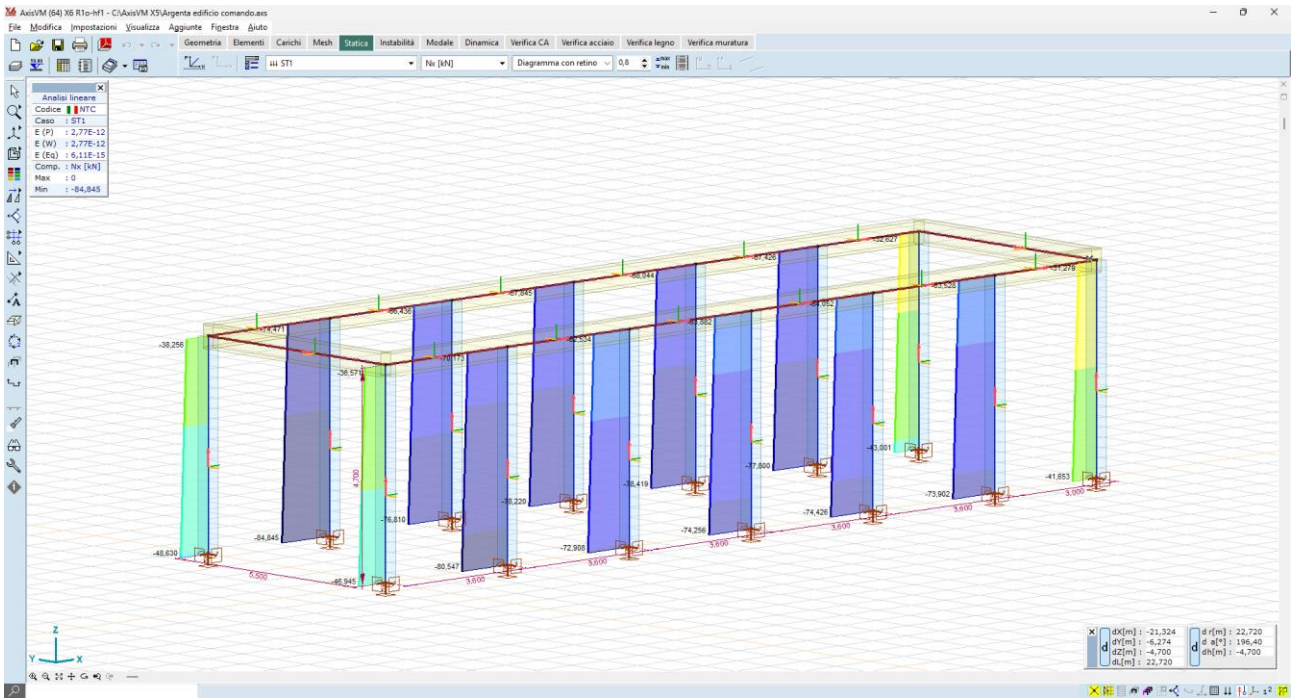


Figura 5-82 - azioni assiali nei pilastri - valori massimi  $N_x = 80,00 \text{ kN}$

1.1.1 Deformate

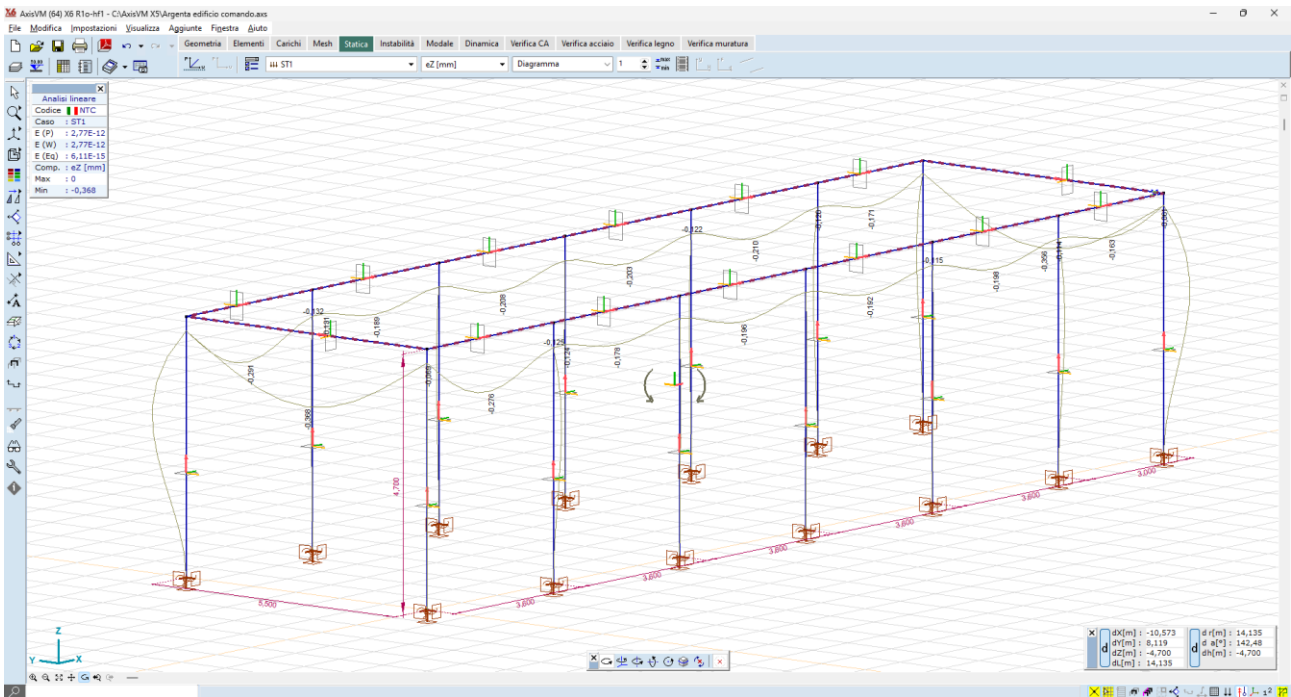
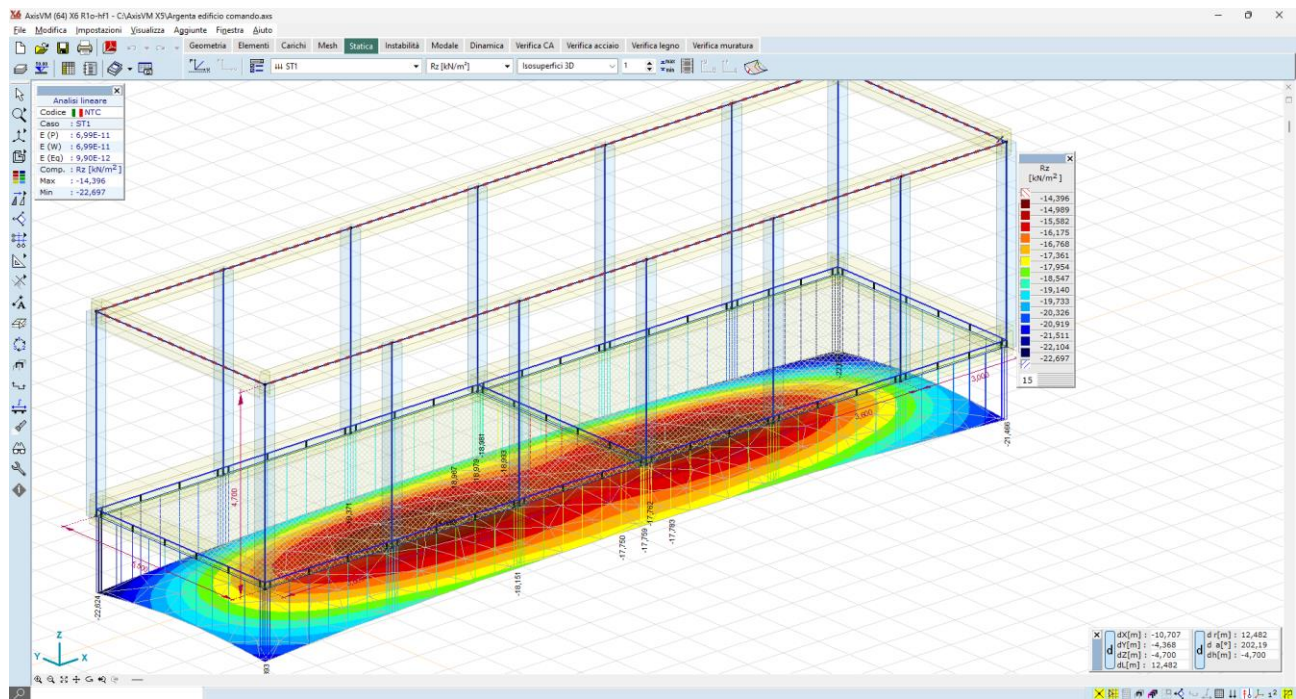


Figura 5-83 - deformazioni della struttura sotto carico\_valori massimi  $e_z = 0,4 \text{ mm}$

### 5.1.4.2 Pressioni al suolo



**Figura 5-84 - pressioni al suolo  $R_z$  – valori massimi dell'ordine dei 22 kN/mq**

Il valore medio dei carichi al suolo è pari a 17.60 kN/mq, ossia **0.18 daN/cm<sup>2</sup>**, ch      assolutamente modesto, e pertanto compatibile con i carichi limite del piano di imposta in rilevato.

### 5.1.4.3 Conclusioni

I risultati numerici derivanti dall'analisi della struttura, condotta in campo lineare, attribuendo i carichi gravitazionali e sismici da normativa, hanno mostrato ampi margini di sicurezza.

Alla luce della caratterizzazione geologica del sottosuolo, si pu   asseverare che la struttura non influenza significativamente il volume di sedime sul quale andr   ad insistere.

Per tali motivi si pu   asserire che le opere strutturali descritte nel presente documento posseggono requisiti di sicurezza tali da assicurarne la realizzabilit  .

## 6 Considerazioni geotecniche

### 6.1 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'infingere 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 2,7mt, 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).

### 6.2 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 mt 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 dei  $17\text{kN/mc} \cdot 0,8\text{m} = 13,6\text{ kN/mq}$ .

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  $15\text{kN/mc} \cdot 0,8\text{m} = 12\text{ kN/mq}$ , allora il sovraccarico dovuto alla costruzione delle

opere sarà pari a:  $53,6 - 12,0 = 41,6 \text{ kN/mq}$  [0,40 daN/cm<sup>2</sup>] che risulta ampiamente inferiore ai valori di capacità portante dei terreni argilloso-sabbiosi.

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

## 6.3 Cabina Utente

### 6.3.1 Ipotesi generali

La intenzione progettuale è quella di impostare il piano finito della cabina utente, così come l'area adiacente e la strada di accesso, a circa +1,5 mt rispetto ai piani adiacenti, coincidenti con il piano campagna attuale.

È prevista, pertanto, la costruzione di un rilevato, il cui ingombro planimetrico è di ca 30,00x15,50mt, e la cui altezza media di 1,5mt, che andrà ad attestarsi sul piano geologico posto a quota -0,50m sotto il piano campagna.

Sul rilevato come sopra descritto verranno attestati gli strati di finitura dei vari pacchetti stradali e/o delle finiture di piazzale; le opere fondali dell'edificio di comando verranno invece impostate alla profondità di progetto di -1,00mt da piano finito; pertanto, andranno ad interessare il rilevato di nuova costruzione.

### 6.3.2 Determinazione dei parametri geotecnici

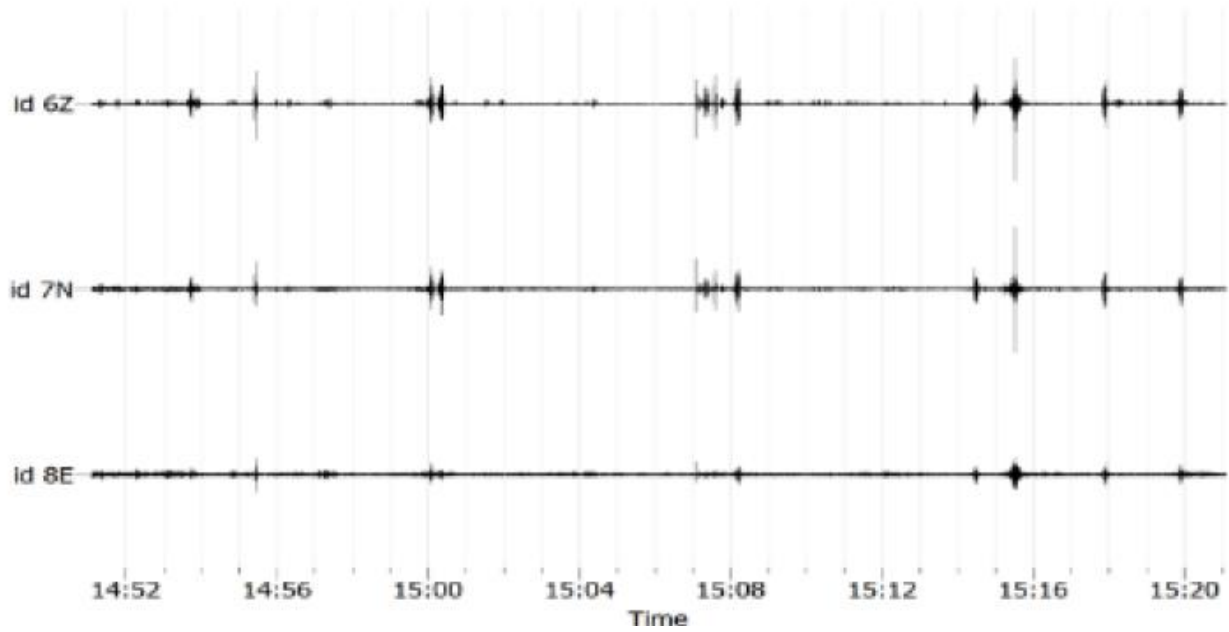
In corrispondenza dell'area della Cabina Utente sono state svolte le prove SCPTU e HVSR, cui risultati sono di seguito riportati:



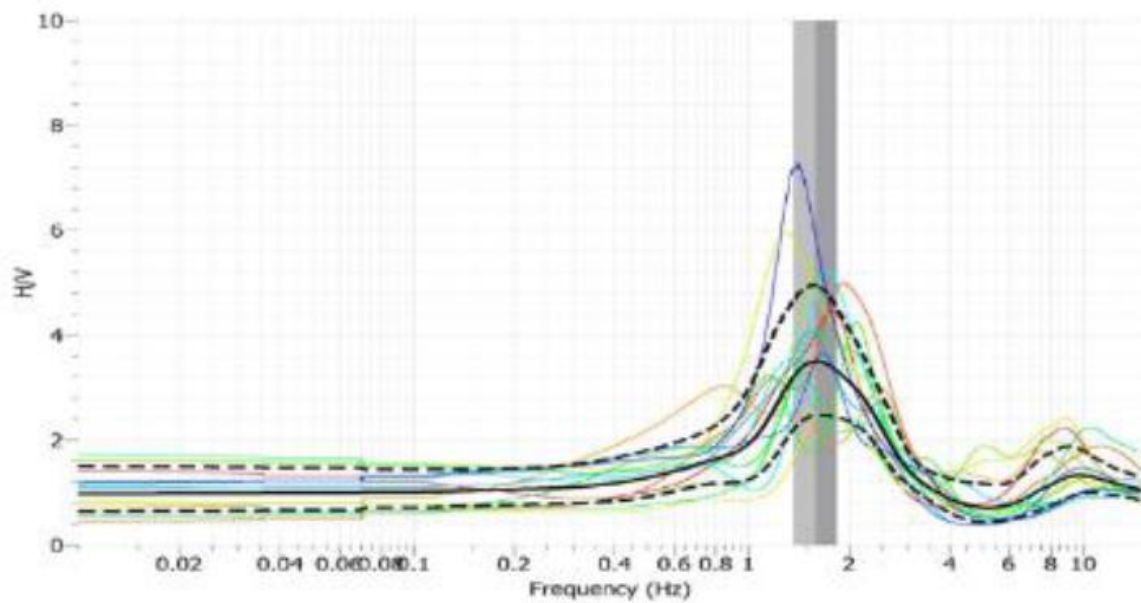
**Figura 6.1 – Ubicazione prova HVSR 2**



**Prova HVSR 2**



**Figura 6.2 – Tracciati sismici prova HVSR 2**



**Figura 6.3 – Curva del rapporto H/V prova HVSR 2**

Grafico di Stazionarietà

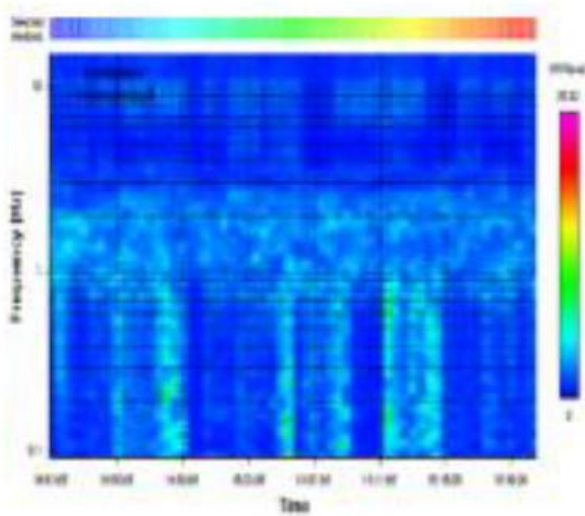


Grafico di Direzionalità

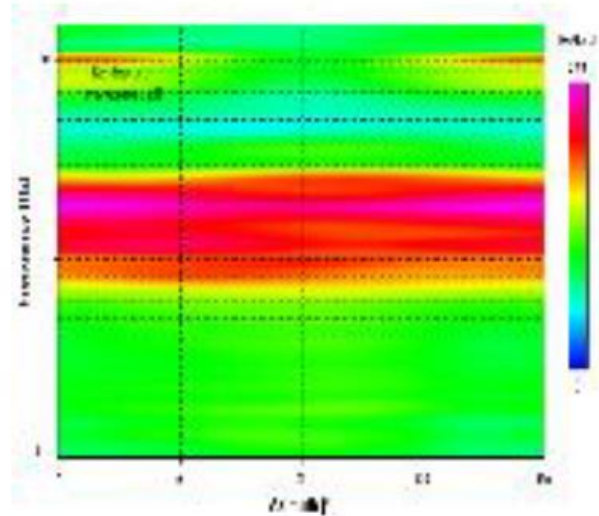


Figura 6.4 – Grafici di stazionarietà e direzionalità prova HVSR 2

Criteri	Picco f0
Criterio 1	OK
Criterio 2	OK
Criterio 3	OK
Criterio 4	OK
Criterio 5	OK
Criterio 6	OK
Criterio 7	NO
Parametri	Valore
Finestra temporale	20 s
Frequenza massima	20 Hz
Numero di Campioni	40
f0	1,47 (1,35; 1,87)
A0	3,49 (2,47; 4,94)

Figura 6.5 – Criteri di ammissibilità curva HV

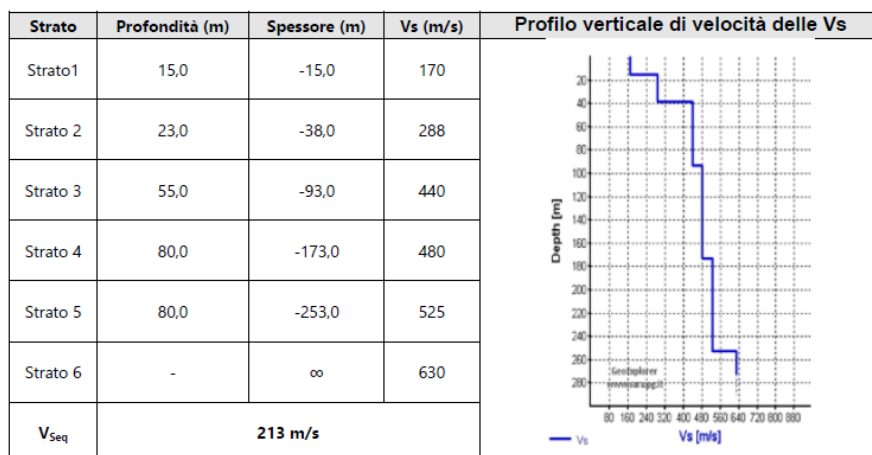


Figura 6.6 – Analisi del profilo delle velocità delle onde sismiche e V<sub>Seq</sub>

N	litologia	M (kg/cm <sup>2</sup> )	Es (kg/cm <sup>2</sup> )	G0 (kg/cm <sup>2</sup> )	Su (kg/cm <sup>2</sup> )	Dr (%)	φ (°)	Y' (t/m <sup>3</sup> )
1	<b>Da - 0,00 a - 1,20 metri dal p.c.</b>							
	Sabbia e sabbia limosa	321	267	361	-	65,5	41,5	1,79
2	<b>Da - 1,20 a - 23,10 metri dal p.c.</b>							
	Argilla e argilla limosa con lenti di materiali organici (Torba e Argilla organica)	92	359	458	0,70	-	-	1,75
3	<b>Da - 23,10 a - 24,10 metri dal p.c.</b>							
	Sabbia limosa e limo sabbioso	1141	1102	1349	-	43,9	37,7	1,94
4	<b>Da - 24,10 a - 30,00 metri dal p.c.</b>							
	Argilla e argilla debolmente limosa	129	-	846	1,23	-	-	1,81

**Figura 6.7 – Prova penterometrica SCPTU – CU – 30,0 m**

Ad ogni modo, poiché la Cabina Utente sarà ubicata in prossimità della Stazione di RTN, ci si può riferire alla Relazione Geologica redatta dalla società EG Dolomiti S.r.l., in quanto capofila della progettazione per conto del gestore di rete.

In corrispondenza dell'area occupata dall'impianto RTN, sita in comune di Portomaggiore, si rinviene una sequenza stratigrafica caratterizzata da due livelli principali di terreno, come descritto di seguito:

- **Primo livello (Orizzonte A):** Terreni agricoli superficiali, di spessore limitato e costituiti da materiali limoso sabbiosi e sabbioso limosi. Tale primo livello, parte dal suolo agrario, si rinviene sino ad una profondità massima di circa -1,20 metri dal p.c. locale;
- **Secondo livello (Orizzonte B):** Terreni a carattere coesivo, di spessore plurimetrico, costituiti da argille e argilla limose con lenti di materiali organici torbosi (entro i primi 10 m dal p.c.). si rileva uno spessore, netto, di materiale a carattere granulare sabbioso limoso tra -23,10 e -24,10 m dal p.c.. Ad ogni modo, il livello di terreno in oggetto risulta essere caratterizzato per lo più da materiali a carattere coesivo sino la massima profondità indagata di -30,0 m dal p.c.

### 6.3.3 Indicazioni progettuali sulla costruzione dei rilevati in terra

La costruzione di un rilevato deve essere eseguita in modo da garantire:

- indeformabilità sotto carico;
- stabilità volumetrica sotto l'azione dell'acqua;
- stabilità delle scarpate.

La stabilità è richiesta per evitare di danneggiare la sovrastruttura stradale e per evitare cedimenti delle strutture insistenti su di esso.

I due fattori fondamentali sono

- La natura del materiale, che include:

- l'assortimento granulometrico;
- la quasi nulla plasticità;
- elevata resistenza a taglio.
- L'addensamento.

Dal punto di vista realizzativo, la costruzione del rilevato deve avvenire secondo la sequenza di fasi di seguito elencata:

1 - Scotico 50 cm sino a raggiungere il piano di posa (o sottofondo).

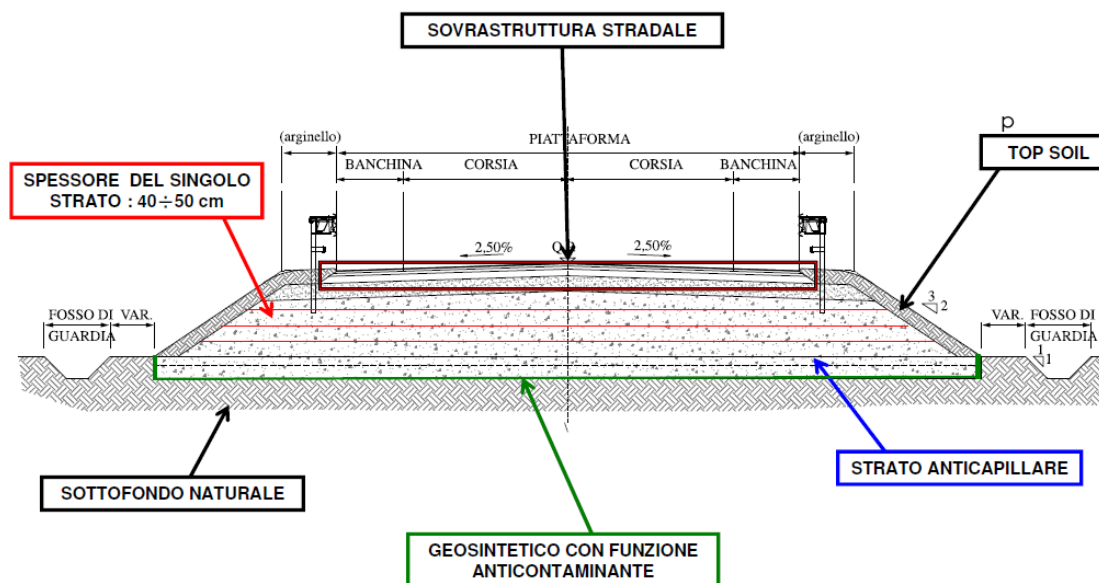
2 - Stabilizzazione meccanica del sottofondo, da eseguirsi, nel caso di portanza di terreno idonea, per mezzo di rulli vibranti; in caso contrario (ossia in caso di portanza del terreno eccessivamente bassa), previo consolidamento del primo strato (profondità 1÷2 metri). Nei casi peggiori, è possibile ricorrere ad un consolidamento profondo (per profondità maggiori di 2÷3 metri) per mezzo di prearico + eventuali drenaggi profondi (utili per accelerare il processo di consolidazione), o per mezzo di altre tecniche quali ad esempio il jet grouting.

3 - Stesa di un geotessile con funzione anticontaminante ed eventuale posa di uno strato anticapillare (sabbia grossa - ghiaia) per impedire la risalita delle acque di falda.

4 - Costruzione del corpo del rilevato (pendenza 2/3) per strati successivi dello spessore di circa 40÷50 cm. Ogni strato è compattato per raggiungere una densità prefissata (almeno il 90% della densità max., misurata con la prova Proctor o AASHO modificata).

5 - Gli ultimi 30 cm, sulla sommità del rilevato, sui quali si costruirà la sovrastruttura stradale, si compattano fino al raggiungimento di un valore della densità pari al 95% di  $\gamma_s$  (AASHO modificata). La compattazione avviene per mezzo di rulli dinamici (vibranti) e rulli statici.

6 - Rivestimento delle scarpate con top soil, costituito da terra fine e con contenuto organico, generalmente prelevata nella fase di scotico, che protegge il corpo del rilevato dalle acque meteoriche e dal dilavamento superficiale. Si provvede, poi, all'inerbimento dello strato di top soil mediante semina.



**Figura 6-8 - sezione tipologica di rilevato**

Se il terreno sottostante lo scotico appartiene ai gruppi A1, A2, A3 (classifica C.N.R. - U.N.I. 10006/2002), la preparazione dei piani di posa consiste nella compattazione dello strato sottostante per uno spessore non inferiore a 30 cm. La compattazione ha lo scopo di far raggiungere al terreno una densità secca pari ad almeno il 95% della densità massima AASHO modificata.

Se il terreno sottostante, invece, appartiene ai gruppi A4, A5, A6, A7 della classifica C.N.R. - U.N.I. 10006/2002, è possibile continuare lo scavo e sostituire tali materiali con terreni appartenenti ai gruppi A1 e A3, per il raggiungimento di maggiori prestazioni meccaniche. Anche in questo caso, il nuovo strato deve essere compattato al grado di umidità ottima, fino a raggiungere una densità secca non inferiore al 95% della densità massima AASHO modificata.

Classificazione generale	Terre ghiaio-sabbiose Frazione passante allo staccio 0.063 mm ≤ 35%						Terre limo-argillose Frazione passante allo staccio 0.063 mm > 35%					Torbe e terre organiche palustri	
	A1		A3	A2		A4	A5	A6	A7		A8		
Gruppo	A1-a	A1-b		A2-4	A2-5	A2-6	A2-7				A7-5	A7-6	
Frazione passante allo staccio													
2 mm	≤ 50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.4 mm	≤ 30	≤ 50	> 50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.063 mm	≤ 15	≤ 25	≤ 10	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	> 35	> 35	> 35	> 35	> 35	> 35
Caratteristiche della frazione passante allo staccio 0.4 mm													
LL (Limite liquido)	-	-	-	≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	> 40	> 40
IP (Indice di plasticità)	≤ 6	≤ 6	N.P.	≤ 10	≤ 10	> 10	> 10	≤ 10	≤ 10	> 10	IP ≤ LL-30	IP > LL-30	IP > LL-30
Indice di gruppo	0		0	0		≤ 4		≤ 8	≤ 12	≤ 16	≤ 20		
Tipi usuali dei materiali caratteristici costituenti il gruppo	Ghiaia o breccia, ghiaia o breccia sabbiosa, sabbia grossa, pomice, scorie vulcaniche, pozzolane		Sabbia fina	Ghiaia o sabbia limosa o argillosa				Limi poco compressibili	Limi molto compressibili	Argille poco compressibili	Argille molto compressibili e mediamente plastiche	Argille molto compressibili e molto plastiche	Torbe di recente o remota formazione, detriti organici
Qualità portanti quale terreno di sottofondo in assenza di gelo	da eccellente a buono						Da mediocre a scadente					Da scartare	
Azione del gelo sulle qualità portanti	Nessuna o lieve			Media			Molto elevata		Media	Elevata	Media		
Ritiro e rigonfiamento	Nullo			Nullo o lieve			Lieve o medio		Elevato	Elevato	Molto elevato		
Permeabilità	Elevata			Media o scarsa			Scarsa o nulla						

Figura 6-9 - Tabella classifica CNR norma UNI 10006/2002

La possibilità di utilizzo di una terra per uso stradale è data dalla discriminante del valore dell'Indice di Gruppo (IG), calcolabile come:

$$IG = 0,2 * a + 0,005 * a * c + 0,01 * b * d$$

Dove:

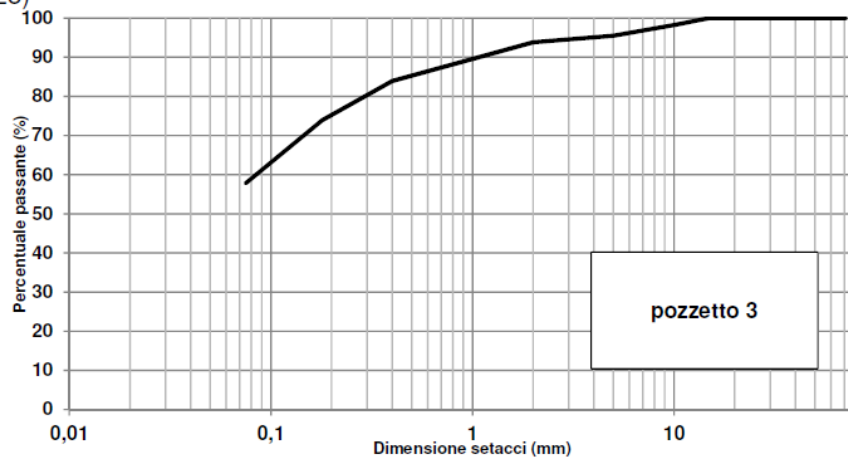
- a: passante allo 0,075 – 35 [a=0 per % passante <35; a=40 per % passante >75]
- b: passante allo 0,075 – 15 [b=0 per % passante <15; a=40 per % passante >55]
- c: LL-40 [c=0 per LL<40; c=20 per LL>60]
- d: IP-10 [d=0 per IP<10; d=20 per IP>20]

IG è sempre compreso in un range di valori tra 0 e 20, dove

- 0 indica una qualità ottima di materiale;
- 20 indica una qualità pessima.

### Calcolo dell'indice di gruppo: esempio Analisi granulometrica (CNR BU 23)

Pozzetto 3		
setacci UNI mm	trattenuto %	passante %
71	0,00	100,00
40	0,00	100,00
30	0,00	100,00
25	0,00	100,00
15	0,00	100,00
10	1,77	98,23
5	2,75	95,48
2	1,69	93,79
0,4	9,90	83,89
0,18	10,01	73,88
0,075	16,10	57,78
< 0,075	57,78	



Limiti di Atterberg (UNI CEN ISO/TS 17892-12):

- LL (%): 34,64
- LP: 20,74
- IP: 13,91

$$IG = 0,2 \cdot a + 0,005 \cdot a \cdot c + 0,01 \cdot b \cdot d$$

a	b	c	d
22,78	40	0	3,91

Classifica delle terre (UNI EN ISO 14688):  
**Indice di Gruppo: 6,12**  
**Classificazione: A6**

Figura 6-10 - esempio di caratterizzazione granulometrica di un sottofondo

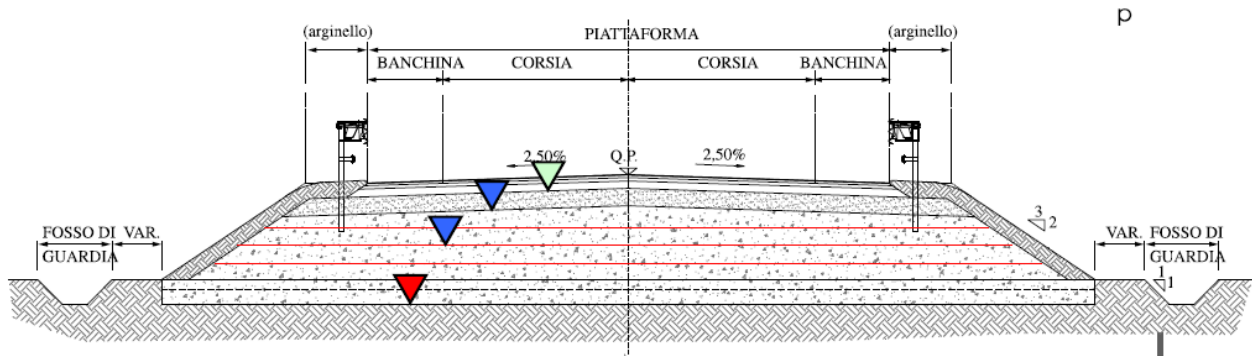
La portanza di progetto è verificabile attraverso le prove di carico su piastra a doppio ciclo, come disciplinate dalla CNR 146/92, dalla quale è possibile misurare in sito il modulo di deformazione  $M_d$

$$M_d = \frac{\Delta p}{\Delta w} * d$$

Dove

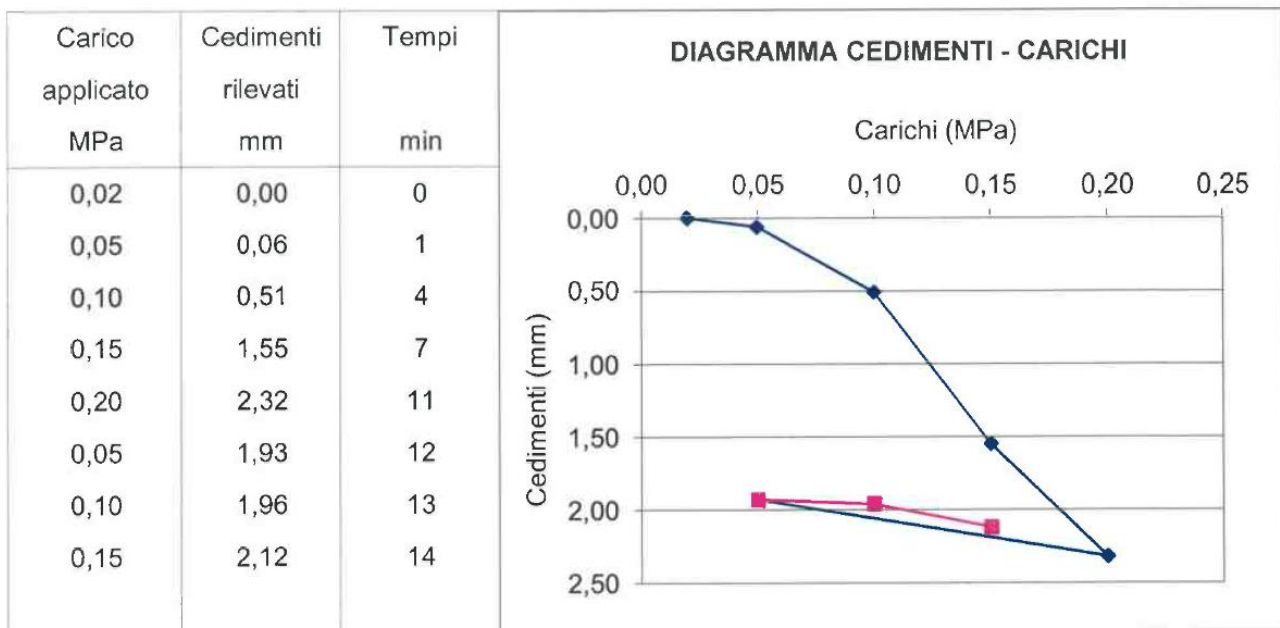
- $\Delta p$  è l'incremento della pressione;
- $\Delta w$  è l'incremento del cedimento corrispondente all'incremento della pressione (letture dei comparatori);
- $D$  è il diametro della piastra.

- su piano di posa ( $\Delta p = 0.05 - 0.15$  MPa): ▼  $M_{d,min} \geq 15$  MPa
- su rilevato ( $\Delta p = 0.05 - 0.15$  MPa): ▼  $M_{d,min} \geq 30 - 50$  MPa
- su fondazione ( $\Delta p = 0.15 - 0.25$  MPa): ▼  $M_{d,min} \geq 80$  MPa



**Figura 6-11 - Valori minimi di Md**

Si determina anche il Modulo di deformazione al secondo ciclo  $Md'$ , che rappresenta il grado di compattazione del terreno, e lo si ritiene sufficiente quanto il rapporto  $Md/Md' > 0,5$



**Modulo di deformazione:**  $Md = 20,2$  MPa nell'intervallo 0,05 - 0,15 MPa relativo al 1° ciclo  
 $Md' = 157,9$  MPa nell'intervallo 0,05 - 0,15 MPa relativo al 2° ciclo

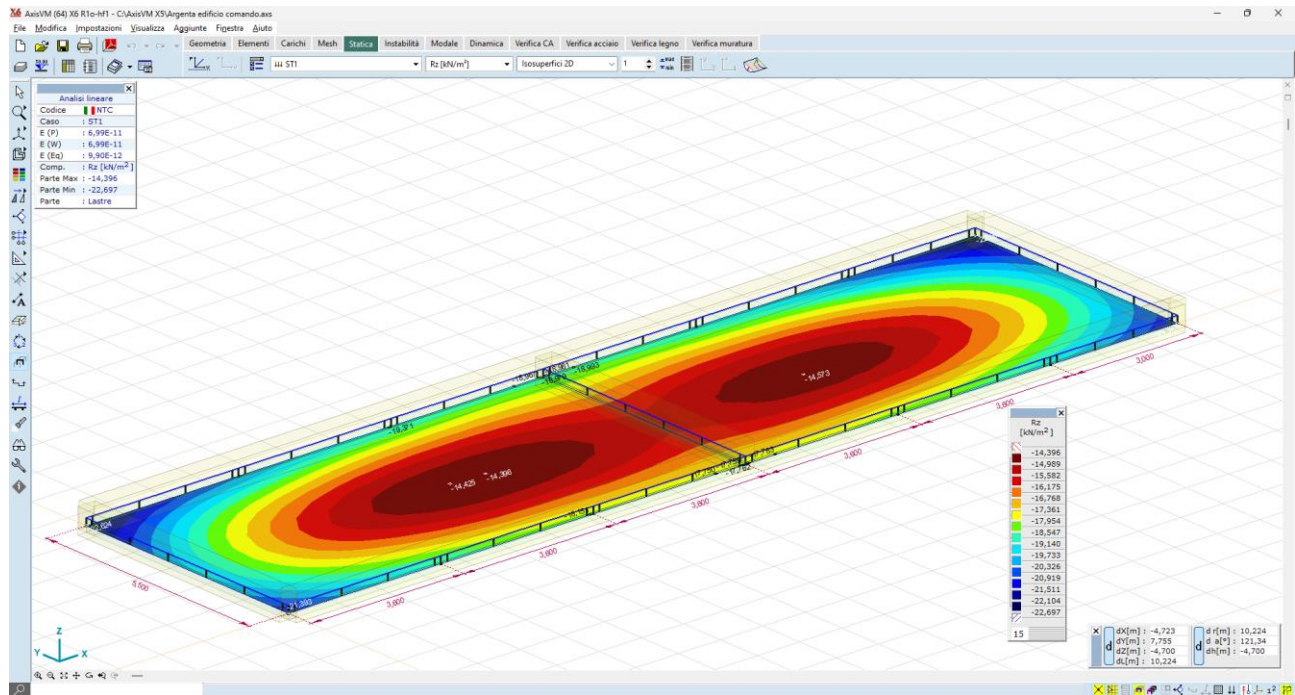
**Rapporto tra i moduli**  $M_d / M_{d'} = 0,13$

**Figura 6-12 - esempio di rapporto di prova a doppio ciclo (con valori scadenti)**

### 6.3.4 Verifiche geotecniche

#### 6.3.4.1 Verifiche di capacità portante del rilevato

Il valore medio dei carichi al suolo è pari a circa 17 kN/mq, ch  è lontano dai valori di carico limite del sedime in esame, come di seguito dimostrato:



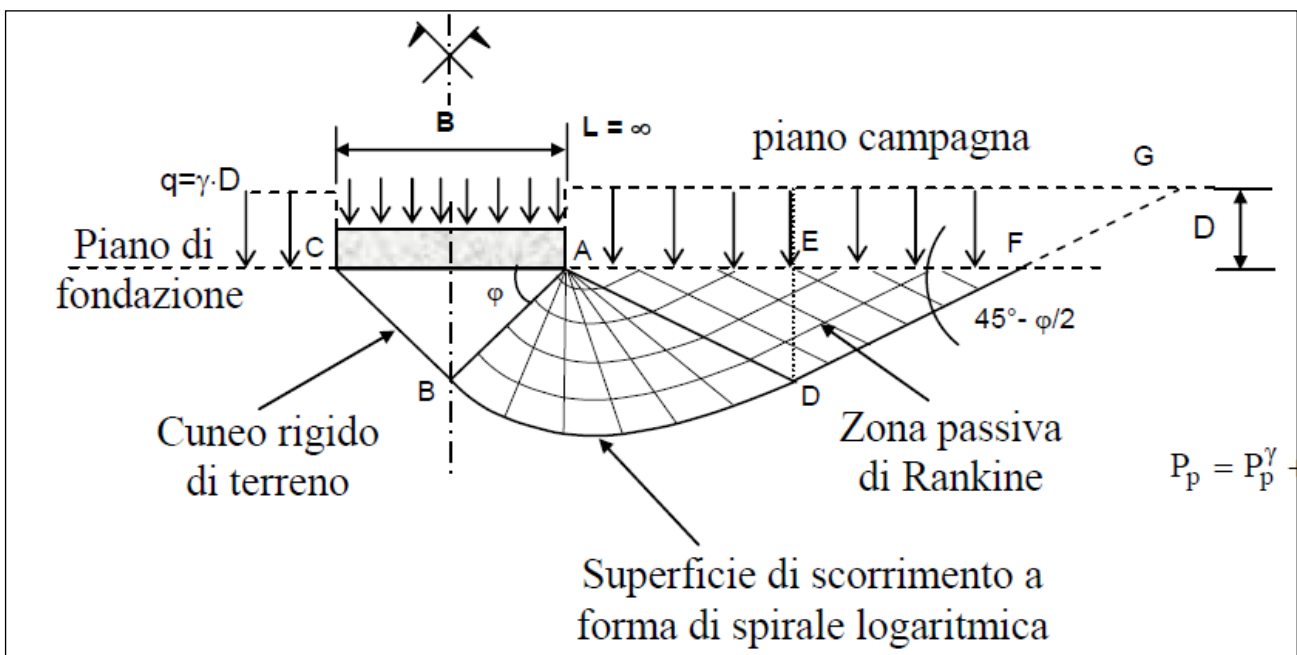
**Figura 6-1 - andamento delle pressioni sul piano di posa – valore medio 17kN/mq**

Il substrato sul quale verranno fondate le strutture della cabina coincide con il rilevato di nuova costruzione; questo si caratterizza, dal punto di vista geotecnico, come deposito granulare sciolto – sabbioso/ghiaioso molto addensato, con assenza di falda; si riportano i parametri meccanici significativi:



	MIN	MAX	BEST FIT
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) Peso per unità di volume naturale	17.0	21.0	20.0
$\gamma_{sec}$ (kN/m <sup>3</sup> ) Peso per unità di volume secco	16.8	18.0	17.0
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> ) Peso per unità di volume saturo	19.5	21.8	20.5
$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> ) Peso specifico	---	---	24.0
$\phi'$ (°) Angolo di attrito di picco	31.0	35.0	33.0
$\phi'_{vc}$ (°) Angolo di attrito a volume costante	26.0	31.0	29
$c'$ (kPa) Coesione efficace	0.0	9.0	4.0

Ai fini della verifica della capacità portante del terreno, si considera il modello di rottura generale di Terzaghi, che ipotizza un problema piano (fondazione nastriforme) utilizzando il metodo dell'equilibrio limite.



Il terreno è schematizzato come un mezzo continuo, omogeneo e isotropo, a comportamento rigido plastico e per il quale vale il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

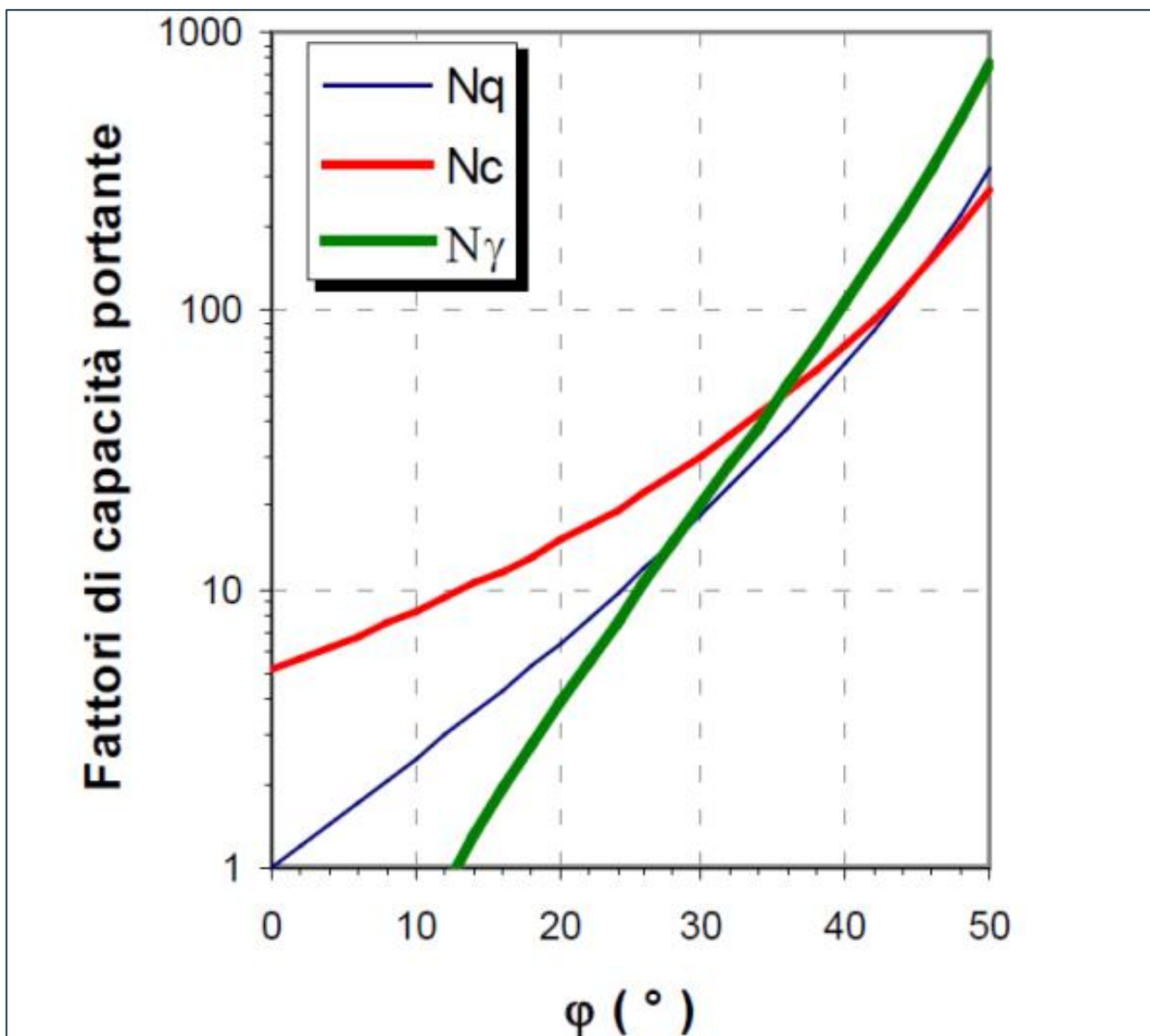
La valutazione numerica del carico limite unitario si effettua per mezzo della formula trinomia di Terzaghi, che nel caso più generale è:

$$q_{lim} = [q N_q] + [c N_c] + [1/2 * \gamma B' N_\gamma]$$

in cui:

- $q$  è la tensione verticale geostatica, valutata in corrispondenza del piano di posa della fondazione, alla quale possono aggiungersi carichi esterni se esistenti;
- $c$  è la coesione del volume di terreno al di sotto della fondazione.
- $1/2 \cdot \gamma \cdot B$  rappresenta la tensione geostatica a profondità pari a  $B/2$  dal piano di posa ( $\gamma$  e  $B$  sono rispettivamente il peso dell'unità di volume la larghezza della fondazione)

I termini  $N_q$ ,  $N_c$ ,  $N_\gamma$  sono i coefficienti di carico limite, funzione dell'angolo di attrito del terreno:



Nel caso specifico di fondazione a pianta rettangolare, si introducono opportuni coefficienti di forma ( $S_q$ ,  $S_c$ ,  $S_\gamma$ ) che modificano la formula come di seguito:

$$q_{lim} = [q N_q] s_q + [c N_c] s_c + [1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma] s_\gamma$$

i coefficienti di cui sopra modificano i risultati numerici rispetto al modello generico che invece si applica alla striscia indefinita:

Tabella 15.1: Fattori di forma (Vesic, 1975)

Forma della fondazione	$s_c$	$s_q$	$s_\gamma$
Rettangolare	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$	$1 - 0,4 \cdot \frac{B'}{L'}$
Circolare o quadrata	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \tan \phi$	0,6

## Dati di progetto

Insert "larghezza fondazione"	B	15,00	m
Insert "profondità piano di posa"	D	1,00	m
insert profondità falda "d"	d	assente	m
Insert "peso volume"	$\gamma_1$	1800	daN/mc
Insert "coesione"	c	0,04	daN/cm <sup>2</sup>
Insert "angolo di resist a taglio"	$\varphi$	30	°

Fattori di capacità portante	$N_\gamma$	22,40
	$N_q$	18,40
	$N_c$	30,14

Fattori di forma	$S_\gamma$	0,93
	$S_q$	1,10
	$S_c$	1,11

## Risultati

Carico limite	Q lim	5,84	daN/cm <sup>q</sup>
Carico ammissibile	Q lim/3	1,94	daN/cm <sup>q</sup>

## Esito verifiche

Carico esercizio	Q es	21,00	kN/m <sup>q</sup>
------------------	------	-------	-------------------

Carico ammissibile

Q adm

194,00

kN/mq

Fattore sicurezza

Fs

9,3

OK

## 6.3.4.2 Meccanismi di stabilità globale: interazione rilevato-substrato

Il substrato sul quale verrà attestato il rilevato, e dunque la cabina, sia attestata sui

- Litotipi limo-argillosi e limo-sabbiosi fino alla profondità di -2,80mt;
- Litotipi limo - argillosi fino alla profondità di -9,20mt.

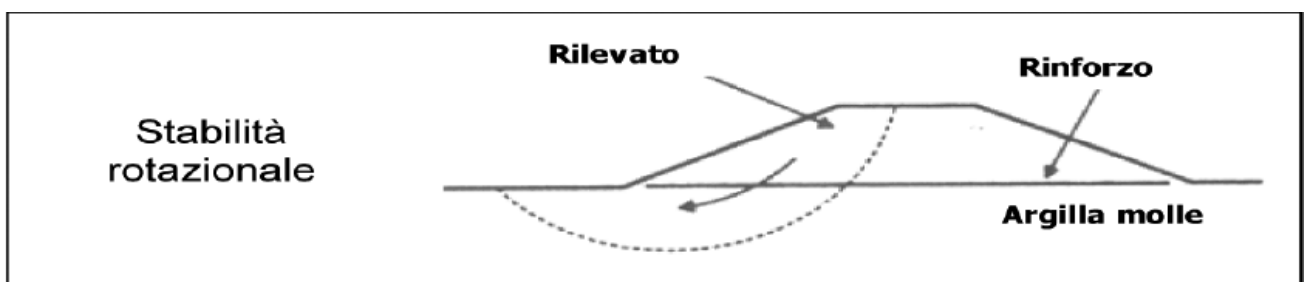
Il piano posto a -50cm da p.c. subisce un sovraccarico di progetto pari a:

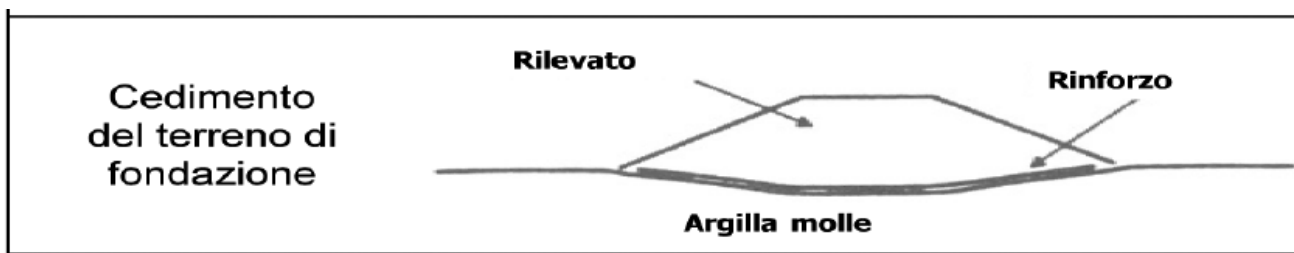
- DQ rilevato =  $18,0 \text{ kN/mc} \times 1,5\text{mt} = 27,0 \text{ kN/mq}$ ;
- DQ edificio =  $17,0 \text{ kN/mq}$ , per un totale di  $\text{DQ tot} = 27,0 \text{ kN/mq} + 17,0 \text{ kN/mq} = 44,0 \text{ kN/mq}$

Le peculiarità geotecniche dell'area in esame sono caratterizzate dalla presenza prevalente di litotipi argillosi. Le criticità da attenzionare in fase di progettazione esecutiva sono le seguenti:

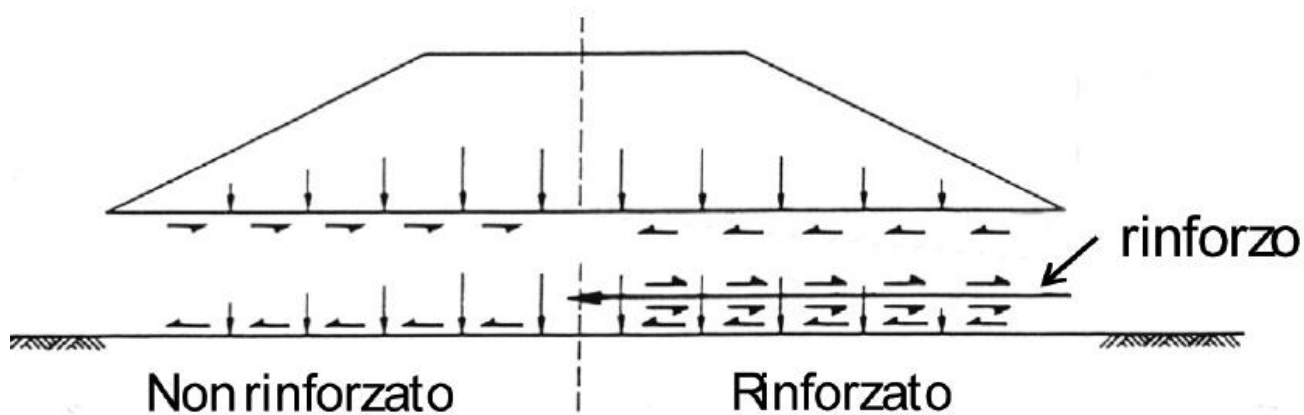
- I terreni presentano compressibilità/cedevolezza non trascurabile, causato dalla presenza di terreni argillosi fino alla profondità massima indagata di -20 m dal p.c.; l'eventuale presenza di torbe, oltre a presentare caratteristiche geotecniche e capacità portante scarsissime, è altresì caratterizzata da anisotropia spazio/temporale dell'insorgere e della maturazione dei cedimenti che potrebbero essere anche differenziali e/o "improvvisi";
- I terreni di fondazioni sono in condizioni NON drenate. La maturazione dei cedimenti (all'assunzione dei carichi) potrà prolungarsi lungamente nel tempo. Le condizioni non drenate (connesse alla natura argillosa) non consentono infatti la rapida dissipazione dei sovraccarichi derivanti dall'edificazione delle strutture;
- Le naturali/normali oscillazioni della falda freatica potranno far variare il volume dei terreni di fondazione (interessati appunto alla variazione della falda) e causare variazioni delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni interessati a queste stesse variazioni). Si potranno instaurare fenomeni di rigonfiamento/ritiro che potranno svolgersi con modalità più o meno cicliche (in connessione alla variabilità/stagionalità delle condizioni climatiche), ovvero con modalità molto meno prevedibili.

I cedimenti del substrato hanno come effetto quello di "indebolire" il rilevato, sottoponendolo a rilasci tensionali che potrebbero innescare fenomeni di rottura globale di tipo fragile. I meccanismi che più comunemente si innescano nell'interazione rilevato – sottofondo sono i seguenti:





Saranno necessari opportuni rinforzi alla base del rilevato (geogriglie), da verificarsi se siano necessarie anche in un certo numero di strati intermedi.





*Figura 2\_immagine esemplificativa (fonte google) dell'applicazione di geogriglia di rinforzo alla base del rilevato*

Si demanda alla fase di progetto esecutivo la valutazione dettagliata connessa al dimensionamento di rilevati su terreni compressibili, e sull'utilizzo di rinforzi con geosintetici.

È infatti da valutarsi l'applicazione di ulteriori sistemi di rinforzo (ad. Es all'interno del corpo del rilevato) al fine di scongiurare i meccanismi di collasso locali.