

Oro Rinnovabile S.r.l.

Impianto agrivoltaico denominato "Argenta 1" da 68.309,3 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

Settembre 2023



wood.

Indice

1	Introduzione	4
2	Inquadramento geologico dell'area	5
3	Documenti di riferimento	8
4	Normativa di riferimento	9
5	Calcoli preliminare delle strutture	10
5.1	Strutture portanti moduli fotovoltaici – trackers monoassiali	10
5.1.1	Descrizione generale dell'opera	10
5.1.2	Considerazioni preliminari sulle modalità di infissione	12
5.1.3	Modellazione della struttura – criteri generali	12
5.1.4	Carichi di progetto	15
5.2	Tracker monoassiale 26x2	21
5.2.1	Generazione del modello	21
5.2.2	Casi di carico	22
5.2.3	Risultati numerici	26
5.3	Tracker monoassiale 13x2	30
5.3.1	Generazione del modello	30
5.3.2	Casi di carico	31
5.3.3	Risultati numerici	35
5.4	Verifiche di resistenza degli elementi strutturali	39
5.5	Fondazioni cabine prefabricate ITS "Power Station"	43
5.5.1	Descrizione generale dell'opera	43
5.5.2	Materiali strutturali	44
5.5.3	Descrizione del Modello	44
5.5.4	Azioni di progetto	46
5.5.5	Risultati delle analisi	47
5.6	Fondazioni cabine prefabbricate Edificio Magazzino - Sala Controllo	51
5.6.1	Descrizione generale dell'opera	51
5.6.2	Materiali strutturali	52
5.6.3	Descrizione del Modello	52
5.6.4	Azioni di progetto	54
5.6.5	Risultati delle analisi	54
5.7	Edificio Cabina Utente	58
5.7.1	Descrizione generale dell'opera	58

5.7.2	Criteri di modellazione della struttura	59
5.7.3	Analisi dei carichi	62
5.7.4	Risultati delle analisi	64
5.7.4.1	Sollecitazioni sulle aste	65
5.7.4.2	Pressioni al suolo	67
5.7.4.3	Conclusioni	67
6	Considerazioni geotecniche	68
6.1	Trackers monoassiali	68
6.2	Strutture fondali cabine	68
6.3	Cabina Utente	69
6.3.1	Ipotesi generali	69
6.3.2	Determinazione dei parametri geotecnici	69
6.3.3	Indicazioni progettuali sulla costruzione dei rilevati in terra	70
6.3.4	Verifiche geotecniche	75
6.3.4.1	Verifiche di capacità portante del rilevato	75
6.3.4.2	Meccanismi di stabilità globale: interazione rilevato-substrato	79

Questo documento è di proprietà di Oro Rinnovabile 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 Oro Rinnovabile S.r.l.

1 Introduzione

Su incarico ricevuto dalla Società Oro Rinnovabile S.r.l., si redige la presente "Relazione geotecnica e calcoli preliminari strutture", relativa all'impianto agrivoltaico "Argenta 1", opere connesse ed infrastrutture indispensabili.

La Società intende realizzare nel comune di Argenta (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 gennaio 2023. L'impianto ha una potenza complessiva installata di 68.309,3 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 68.309,3 kWp;
2. 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. Collegamenti in cavo 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 420m e 700m (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 600m e 820m (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** ed il presente documento si configura come la Relazione geologica, sismica e di prime considerazioni geotecniche allegata al medesimo progetto.

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 e include una Relazione Geologica dedicata.

La presente relazione tecnica illustra le verifiche geotecniche preliminari effettuate sia per la parte dell'impianto agrivoltaico che per la Cabina Utente, nonché i calcoli preliminari relativi alle seguenti opere strutturali:

- le strutture di sostegno dei moduli fotovoltaici, appartenenti alla tipologia dei Trackers monoassiali;
- le fondazioni delle cabine power station;
- le fondazioni delle cabine control room;
- l'edificio di comando all'interno della Cabina Utente.

2 Inquadramento geologico dell'area

L'inquadramento geologico di riferimento è quello elaborato dalla Dott.ssa Geol. Sara Bedeschi – Ordine Regionale dei Geologi della Regione Emilia-Romagna Sez. A n. 1194.

La Figura 1 fornisce un inquadramento generale della zona di interesse su base cartografica C.T.R. 10.000 – Foglio 204160 e Foglio 204120 ed identifica le N. 2 aree che costituiscono l'impianto agrivoltaico. Le Figure 2 e 3 rappresentano l'ubicazione delle indagini geognostiche e sismiche effettuate, su base orto-fotografica tratta da Google Earth ©, per ciascuna area di progetto.

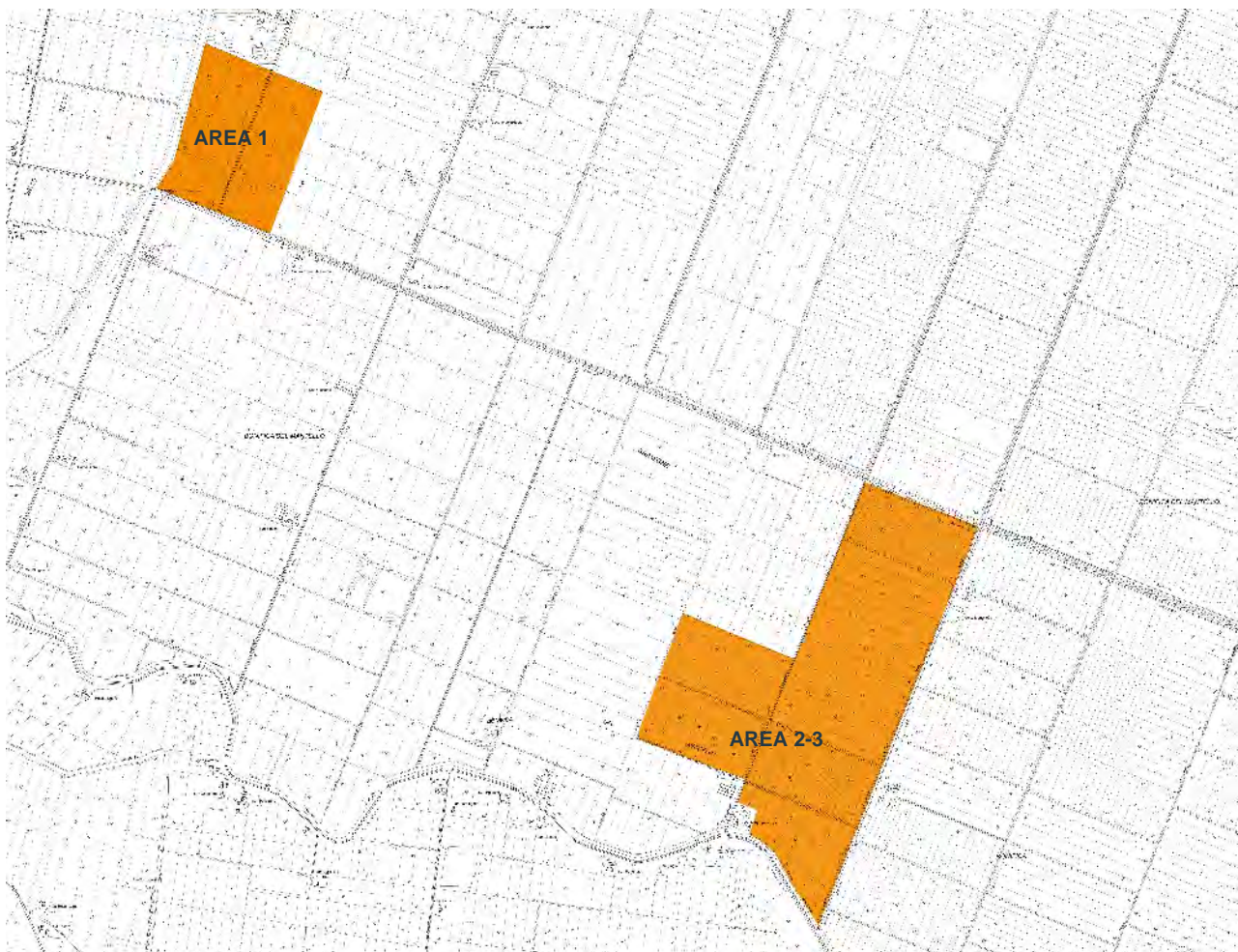


Figura 1 – Inquadramento area su base CTR

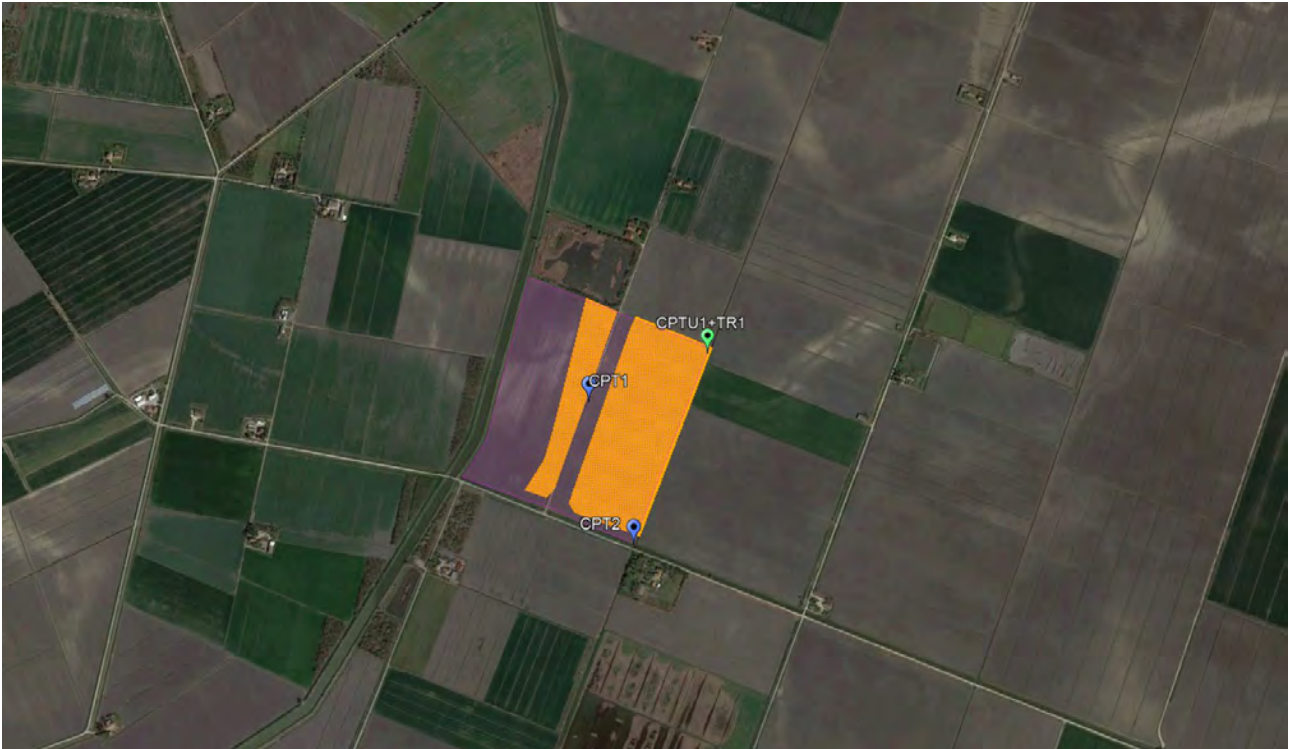


Figura 2 - Ubicazione dell'Area 1 e dei punti di indagine su ortofoto Google Earth

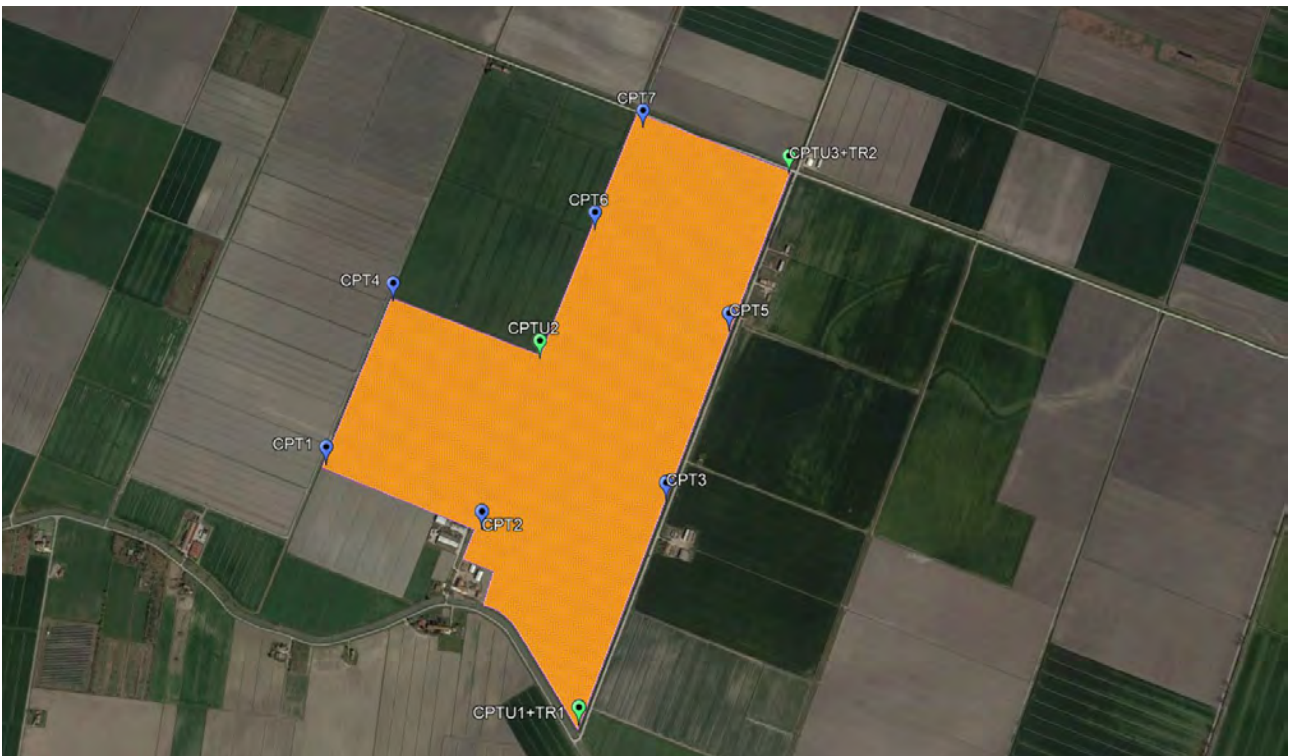


Figura 3 - Ubicazione dell'Area 2-3 e dei punti di indagine su ortofoto Google Earth

Di seguito si riportano le considerazioni principali:

- L'area in esame è ubicata a E-SE degli abitati di Bando e Fiorana, a N dell'abitato di Molino di Filo, a circa 8,00 km A N-E del Fiume Reno, a circa 2 km a Sud dello Scolo Circondariale Gramigne Fosse e a circa 2 km a Nord dello Scolo Dominante Gramigne;
- L'area ricade in ambito di pianura, a circa 0,00/-1,00 m s.l.m.m, in un deposito di tipo alluvionale, ove si riscontrano litotipi ascrivibili a depositi di baia interdistributrice;
- L'indagine stratigrafica e geotecnica effettuata, è stata condotta mediante l'esecuzione delle seguenti prove:
 1. AREA 1:
 - n. 2 prove CPT;
 - n. 1 prove CPTU;
 - n. 1 indagine sismica di tipo tomografico a rifrazione (TR).
 2. AREA 2-3:
 - n. 7 prove CPT;
 - n. 3 prova CPTU;
 - n. 2 indagine sismica di tipo tomografico a rifrazione (TR).
- Dall'analisi delle risultanze delle prove penetrometriche eseguite, e delle indagini bibliografiche, si sono potuti sostanzialmente rilevare litotipi argillosi e argillo-limosi caratterizzati da una probabile presenza di sostanza organica/torba, ovunque fino a ca 9,00 da p.c.; a seguire, la presenza di orizzonti maggiormente sabbio-limosi:
 1. AREA 1:
 - Orizzonte 1 (da -0,00 m a -9,00/-10,50 m dal p.c.)
 - o Litotipi argillosi con probabile presenza di sostanza organica/torba a componente coesiva prevalente. I valori di Q_c sono mediamente compresi tra 5 e 10 kg/cm². Solamente nella CPT 4 si rileva tra -7,00/-10,00 una lente sabbiosa e sabbio-limoso.
 - Orizzonte 2 (da -9,00/-10,50 m a 11,30 m dal p.c.)
 - o Litotipi sabbiosi e sabbio-limosi a componente granulare prevalente. I valori di Q_c tra 20 e 30 kg/cm².
 2. AREA 2-3:
 - Orizzonte 1 (da -0,00 m a -6,00/-9,00 m dal p.c.)
 - o Litotipi argillosi con probabile presenza di sostanza organica/torba a componente coesiva prevalente. I valori di Q_c sono mediamente compresi tra 5 e 10 kg/cm².
 - Orizzonte 2 (da -6,00/-9,00 m a 11,80 m dal p.c.)
 - o Litotipi sabbiosi e sabbio-limosi a componente granulare prevalente. I valori di Q_c sono mediamente compresi tra 30 e 60 kg/cm².
- La falda freatica locale, o almeno la prima falda sospesa, è stata rilevata, nel foro di esecuzione delle CPT/CPTU alla profondità di -1,60/-2,10 m dal p.c. correlabile appunto alla presenza di acquiferi non continui localizzati negli orizzonti argillo-limosi con livelli a maggiore permeabilità. Per l'area in esame è normale attendersi oscillazioni della falda (che caratterizzano un'ampia fascia della Pianura Padana), quindi variazioni del livello della falda fra i periodi estivi/caldi e "siccitosi" e quelli invernali/freddi e piovosi. Il regime delle precipitazioni atmosferiche ed il regime termico locale determina più o meno veloce ricarica (per semplice infiltrazione diretta) o depressione (relativamente ai fenomeni evapo-traspirativi) della prima falda freatica locale. È plausibile, pertanto, ipotizzare una risalita sino a profondità di 1,50 m circa dal p.c. nei periodi maggiormente piovosi ed un abbassamento sino a 4,00 m circa dal p.c. nei periodi caldi/siccitosi.

Per approfondimenti si rimanda all'All. C05 "Relazione Geologica, Sismica e di prime considerazioni Geotecniche".

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", redatta dal Dott.ssa Geologa Sara Badeschi;
- Tav. 15 "Layout impianto agrivoltaico";
- Tav. 22 "Tipico strutture di sostegno 26x2";
- Tav. 23 "Tipico strutture di sostegno 13x2";
- 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

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.

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

5 Calcoli preliminare 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 – 2x26 moduli [n. 1762 vele];
- Tipo B – 2x13 moduli [n. 125 vele].

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:

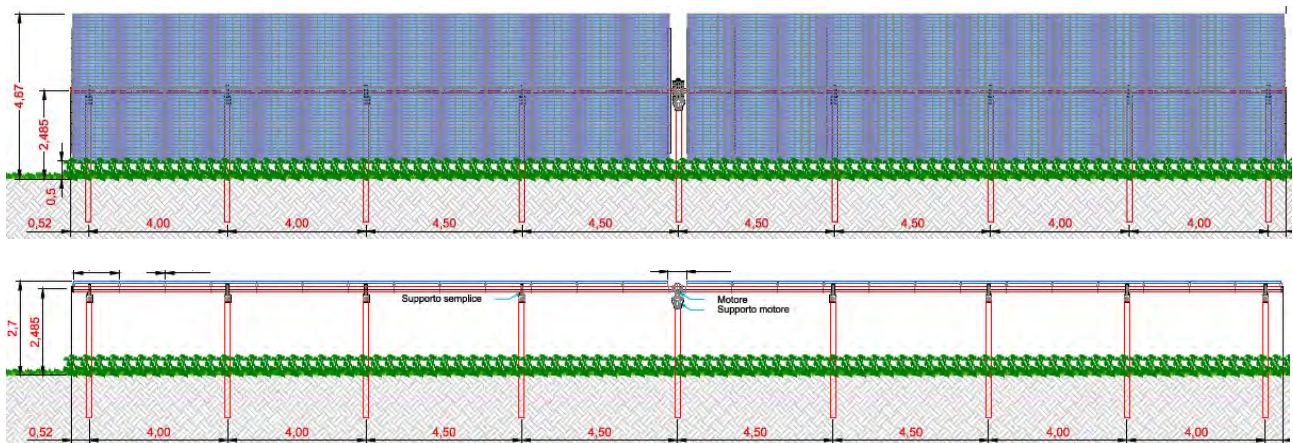


Figura 4 - Vela fotovoltaica 26x2 moduli

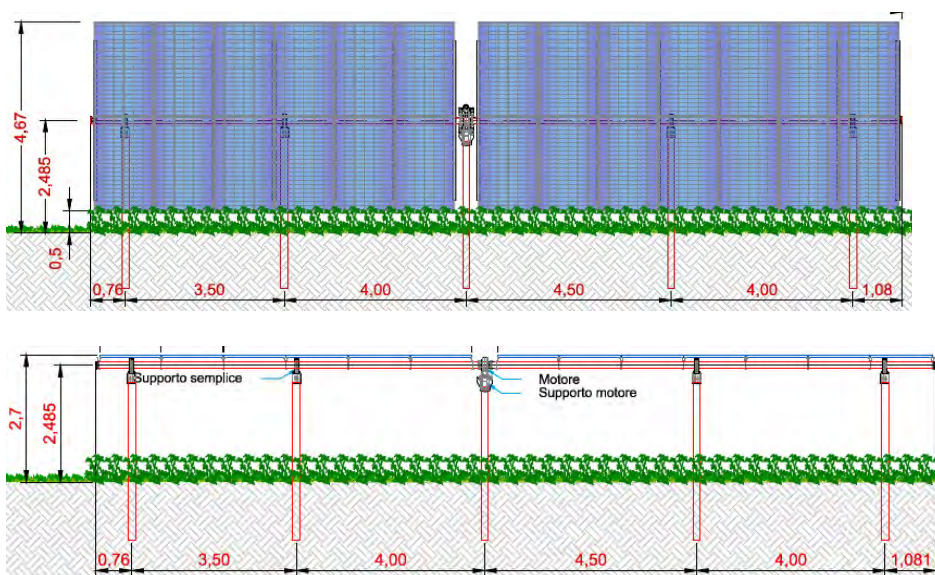


Figura 5 - Vela fotovoltaica 13x2 moduli

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 2x26;
- $18,00 \times 4,80 = 86,50$ mq per le strutture 2x13.

Tutte le tipologie strutturali sono caratterizzate da:

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

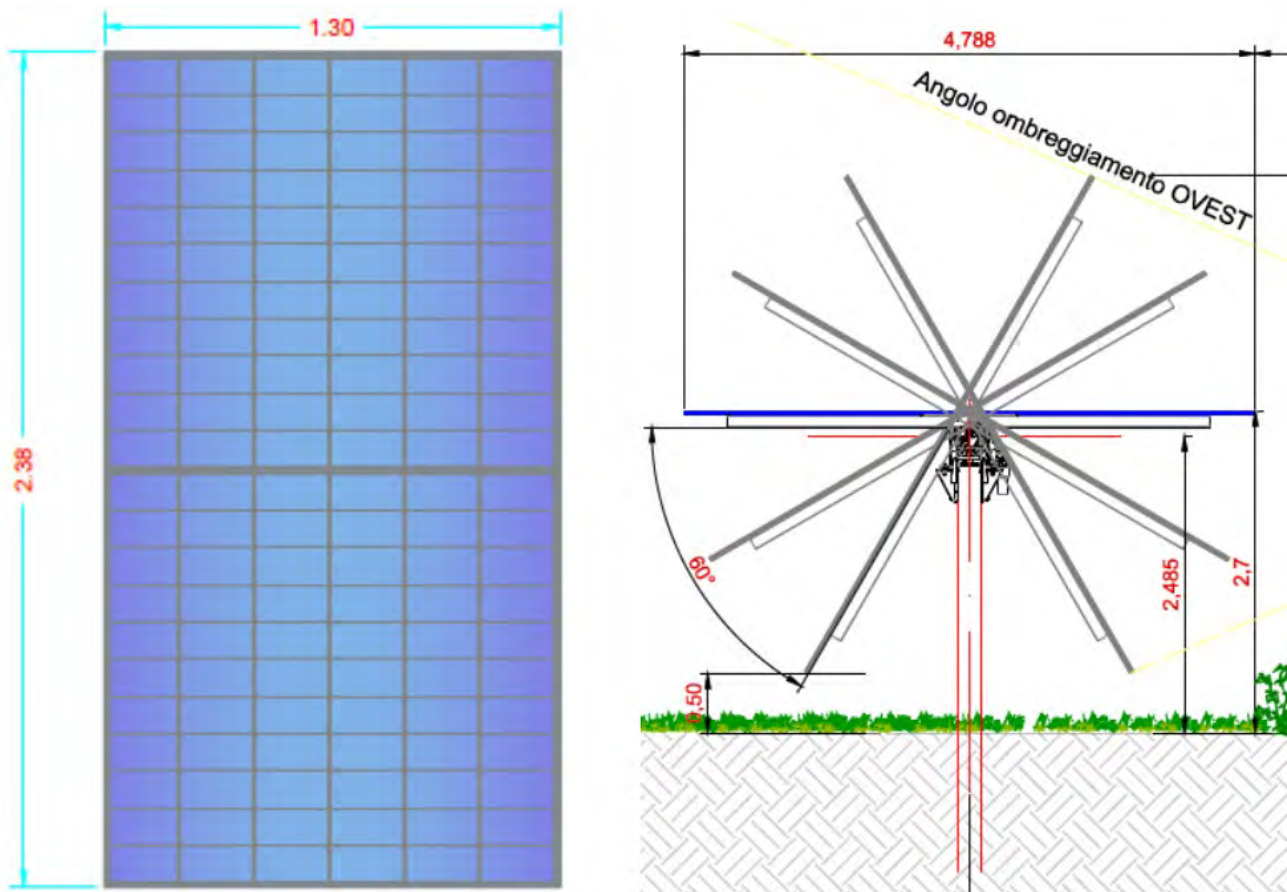


Figura 6 - Dimensioni geometriche del modulo di progetto (1,30x2,40) e sezione trasversale della vela

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 rotopercussione, ecc.

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 rigidezza definita dal progettista.

5.1.3.1 Aste

Tabella 5-1 – Elementi composizione 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 ²]	ν	α_T [1/°C]	ρ [kg/m ³]	P_1
1 S 275	Acciaio	210000	0,30	1,2E-5	7850	f_y [N/mm ²] = 275,00
3 S 350 GD	Acciaio	210000	0,30	1,2E-5	7850	f_y [N/mm ²] = 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.

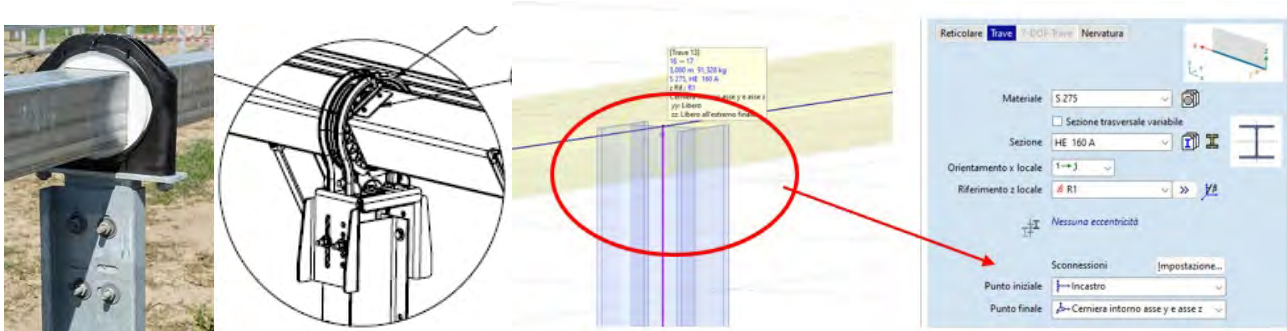


Figura 7 - Giunto trave orizzontale – simple support

- 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.

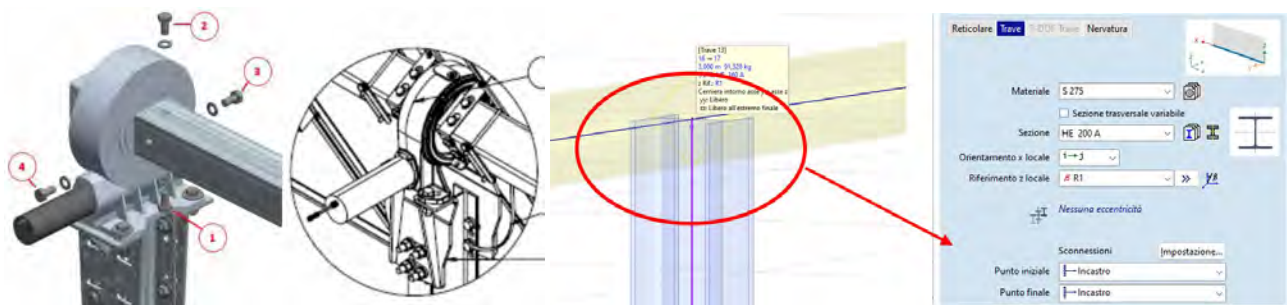


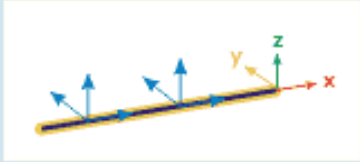
Figura 8 - Giunto trave orizzontale – motor support

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 50cm 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).

Direzione		Tipo		
<input type="radio"/> Globale	<input checked="" type="radio"/> Relativi trave/nervatura	<input checked="" type="radio"/> Winkler	<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 *Pesi 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 esplicita 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

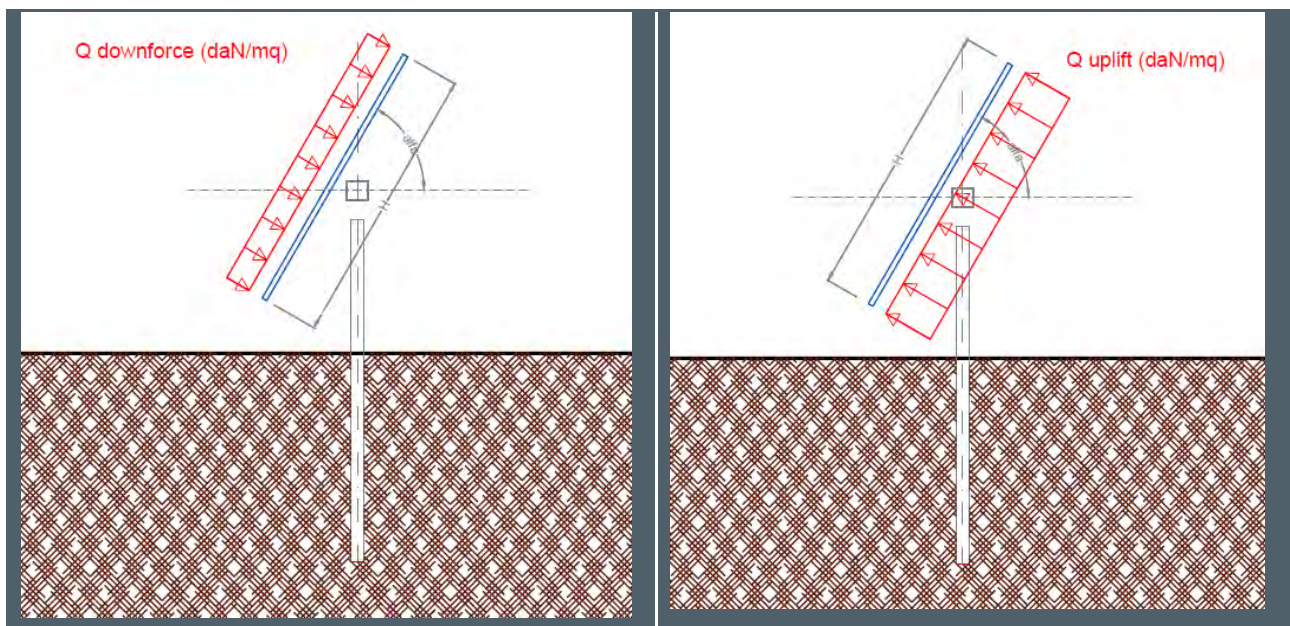


Figura 9 – Carica vento

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

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

dove

- q_r pressione cinetica di riferimento;
- c_e coefficiente di esposizione;
- c_p coefficiente di pressione (ex coefficiente di forma);
- c_d coefficiente dinamico.

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

a. Pressione cinetica di riferimento q_r

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

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

dove:

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

La pressione cinetica di riferimento si calcola a partire dalla zona di vento e dall'altezza del sito s_{lm} , secondo la procedura seguente:

Nota la Zona di vento: 2 – Emilia Romagna

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 10 – Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Si ricavano i valori di $v_{b,0}$, a_0 , k_s :

- $v_{b,0} = 25$ m/s;
- $a_0 = 750$ m;
- $k_s = 0,45$.

Nota l'altezza del sito s_{lm} (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 $c_a = 1$;

- si calcola la velocità di riferimento $v_r = v_{b,0} \cdot c_a = 25,0 \text{ m/s}$;
- e la pressione cinetica di riferimento $q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 = 0,5 \cdot 1,25 \cdot (25)^2 = 390,0$ (espressa in N/mq), ossia 39,00 daN/mq.

b. 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);

Partendo dalla Classe di rugosità del terreno: 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	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) 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,)

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 11 – 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:

Classe di rugosità	1	2	3	4	5
A	---	IV	IV	V	V
B	---	III	III	IV	IV
C	---	*	III	III	IV
D	I	II	II	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
- Dalla categoria di esposizione ricaviamo i valori:
 - $k_r = 0,19$;

- $z_0 = 0,05 \text{ m}$;
- $z_{\min} = 4 \text{ m}$

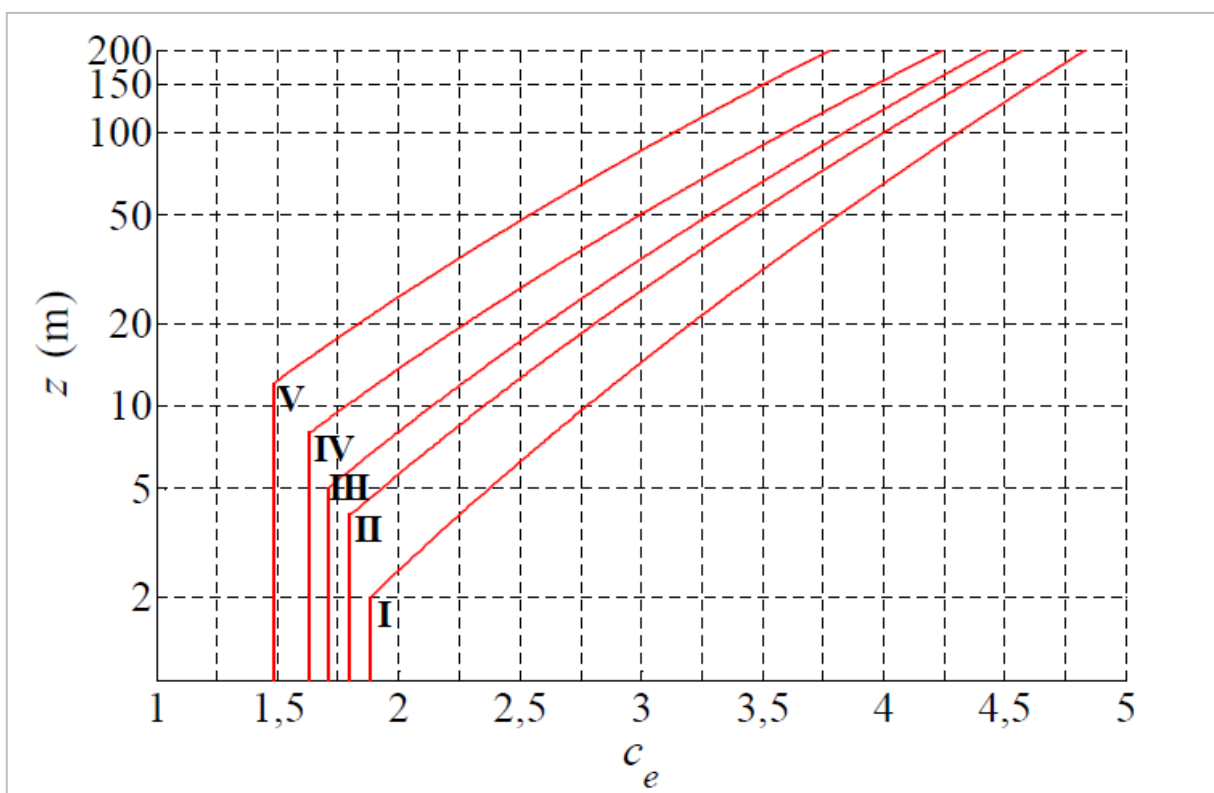
Nota l'altezza della costruzione (z) la si confrontata col valore di z_{\min} (4mt), se $z \geq z_{\min}$ il coefficiente di esposizione si calcola mediante la formula:

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

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

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

e si determina con il grafico seguente:



Nel nostro caso,

$$z = 2,5 \text{ mt} \leq z_{\min} (4 \text{ mt}),$$

per la categoria di esposizione tipo II, $c_e = 1,7$

c. Coefficiente dinamico c_d

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

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

d. 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 , così definito:

- Per valori positivi $C_{F+} = +0,2 + \alpha/30$ indipendente dal coeff bloccaggio
- Per valori negativi $C_{F-} = -0,5 - 1,3 \cdot \alpha/30$ 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 Φ .

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 coefficienti per le diversi inclinazioni

inclinaz a (°)	C_{F+}	C_{F-} ($\Phi=0$)	C_{F-} ($\Phi=1$)	C_{F-} interpolato	
0	0,200	-0,500	-1,4	-0,500	($\Phi=0$)
5	0,367	-0,717	-1,4	-0,717	($\Phi=0$)
10	0,533	-0,933	-1,4	-0,933	($\Phi=0$)
15	0,700	-1,150	-1,4	-1,150	($\Phi=0$)
20	0,867	-1,367	-1,4	-1,367	($\Phi=0$)
25	1,033	-1,583	-1,4	-1,583	($\Phi=0$)
30	1,200	-1,800	-1,4	-1,800	($\Phi=0$)
35	1,367	-2,017	-1,4	-1,800	($\Phi=0,5$)
40	1,533	-2,233	-1,4	-1,817	($\Phi=0,8$)
45	1,700	-2,450	-1,4	-1,925	($\Phi=0,8$)
50	1,867	-2,667	-1,4	-2,033	($\Phi=0,8$)
55	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 $d/4$.

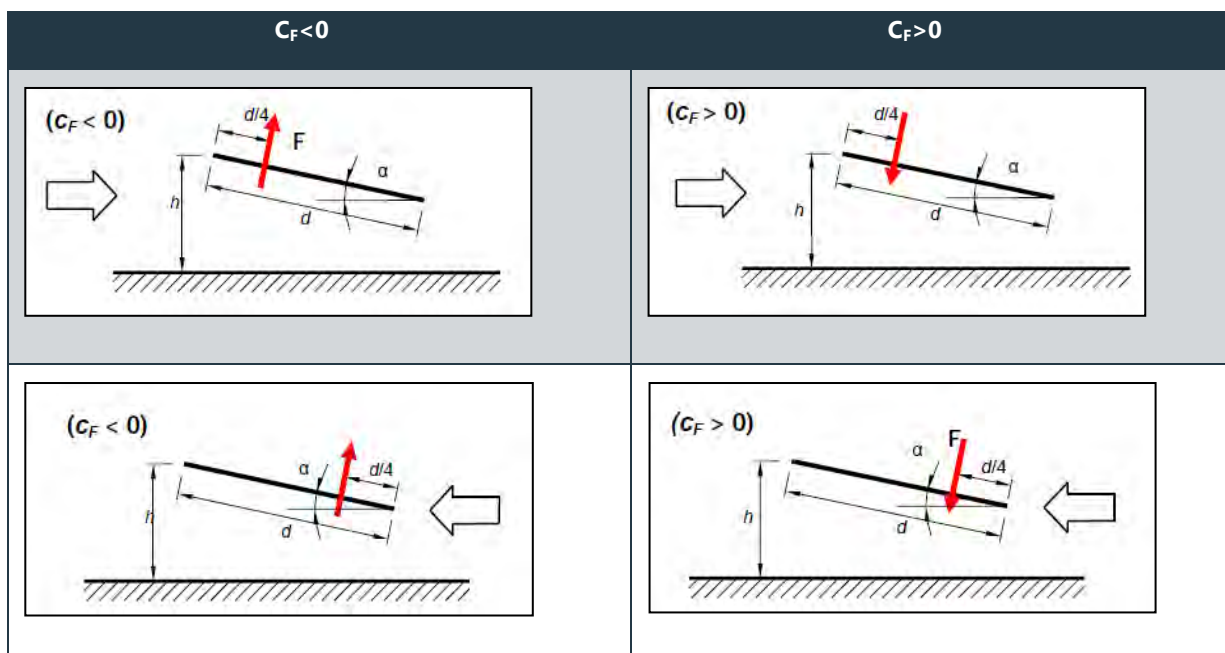


Figura 12 – Diagramma distribuzione delle pressioni

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 5-4: Valori coefficienti per le diversi 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 automatic 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

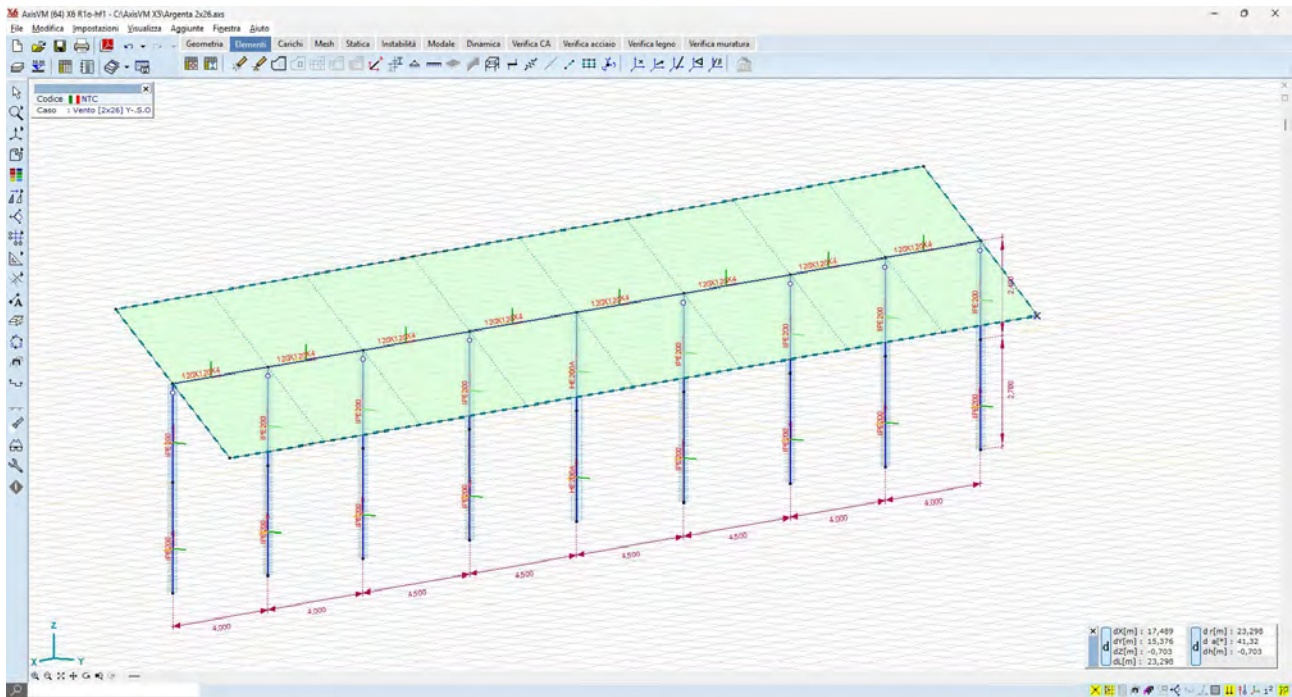


Figura 13 - Modello ad elementi finiti – vista ad aste

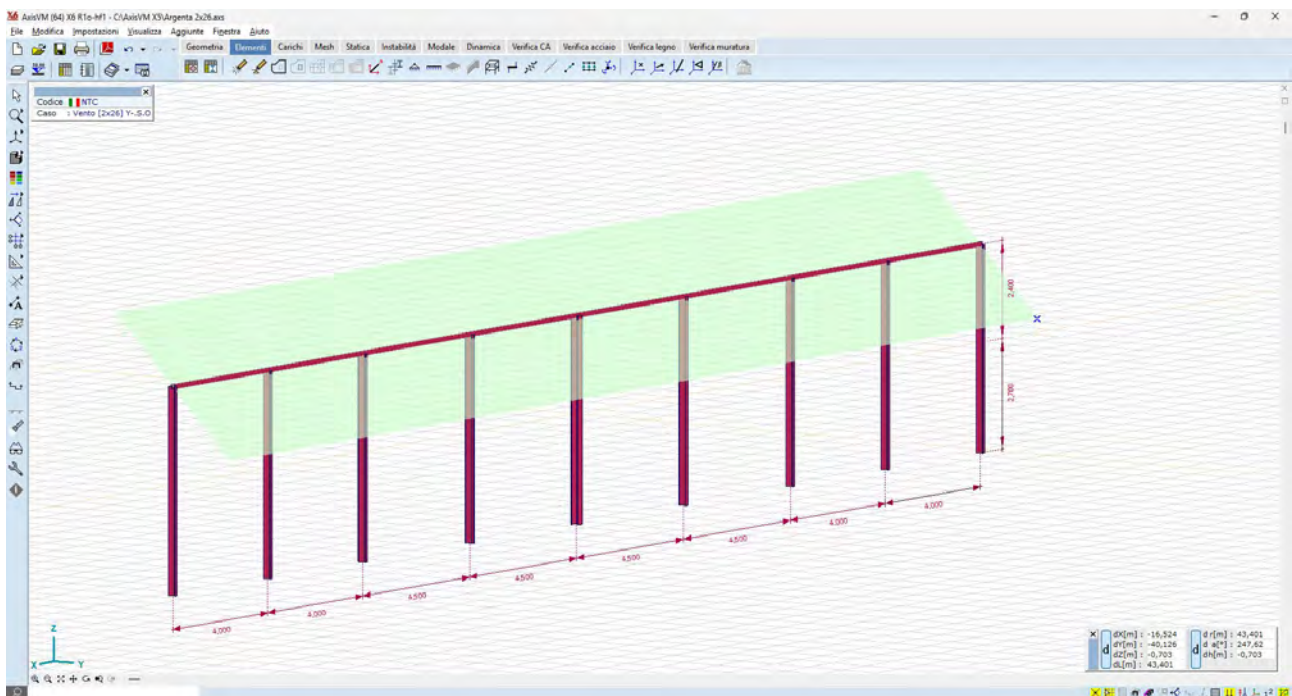


Figura 14- Modello ad elementi finiti – vista 3D

5.2.2 Casi di carico

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

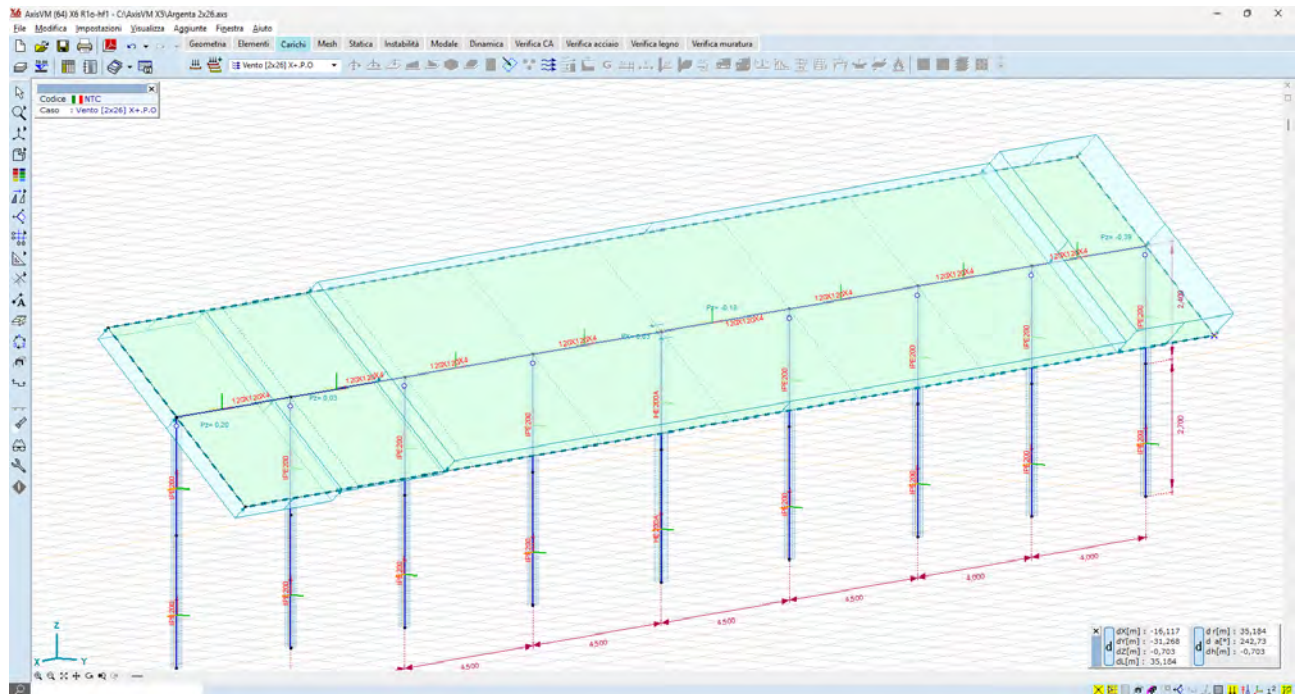


Figura 15 - Carico vento X+P.O.

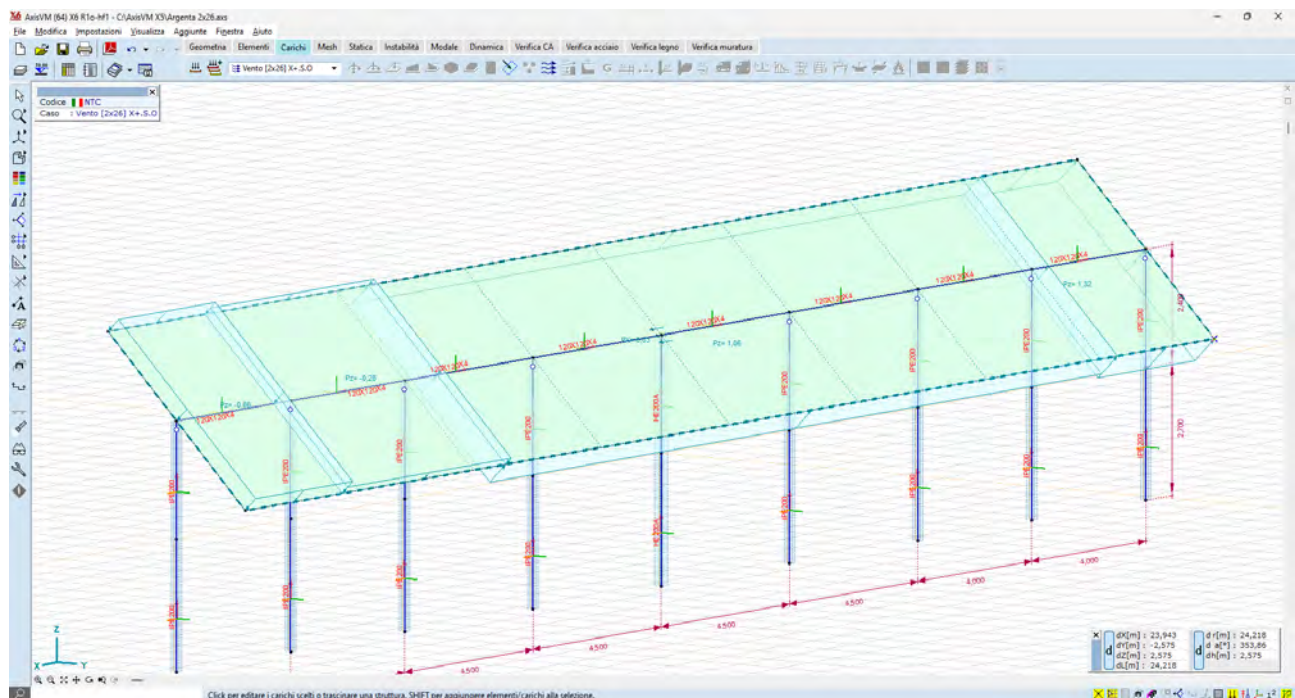


Figura 16 - Carico vento X+S.O.

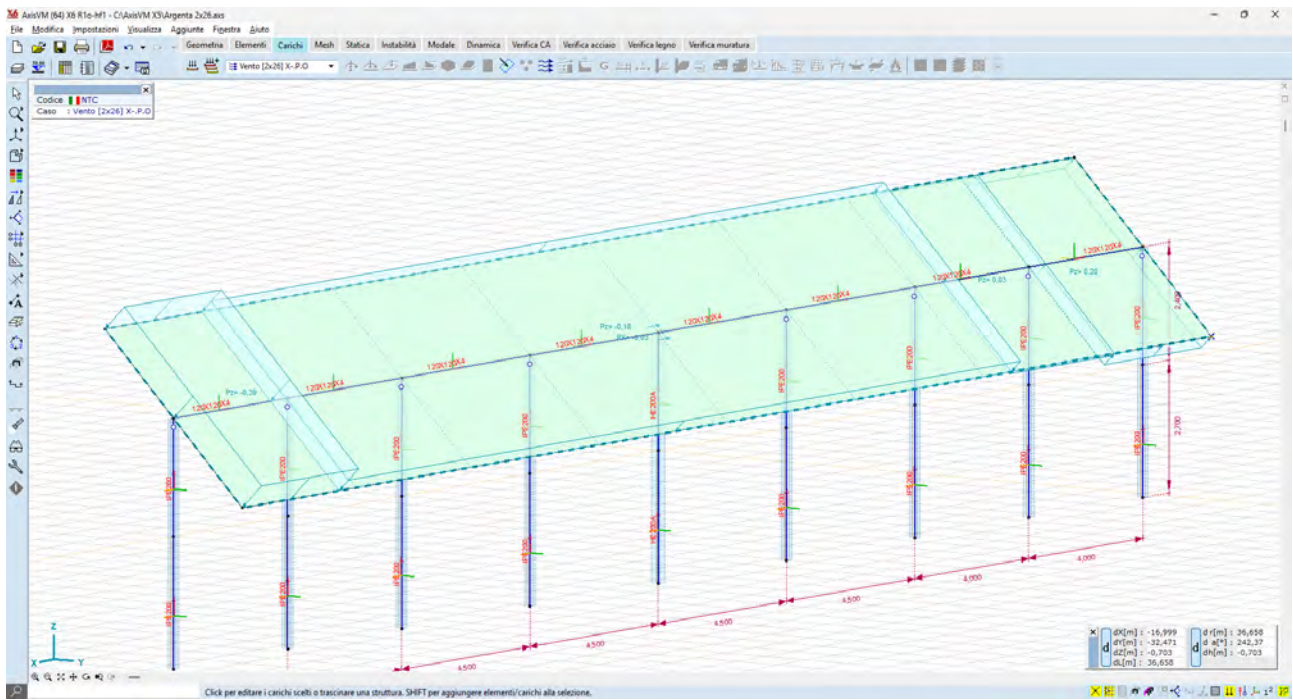


Figura 17 - Carico vento X-P.O.

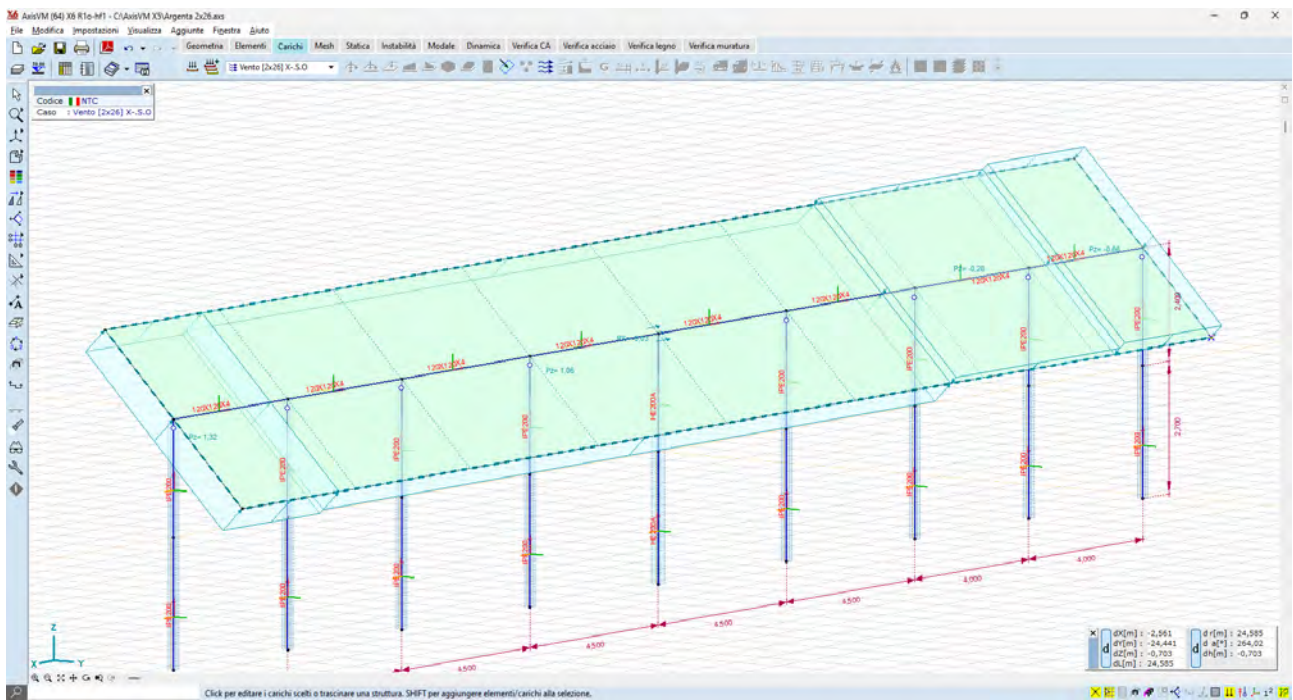


Figura 18 - Carico vento X-S.O.

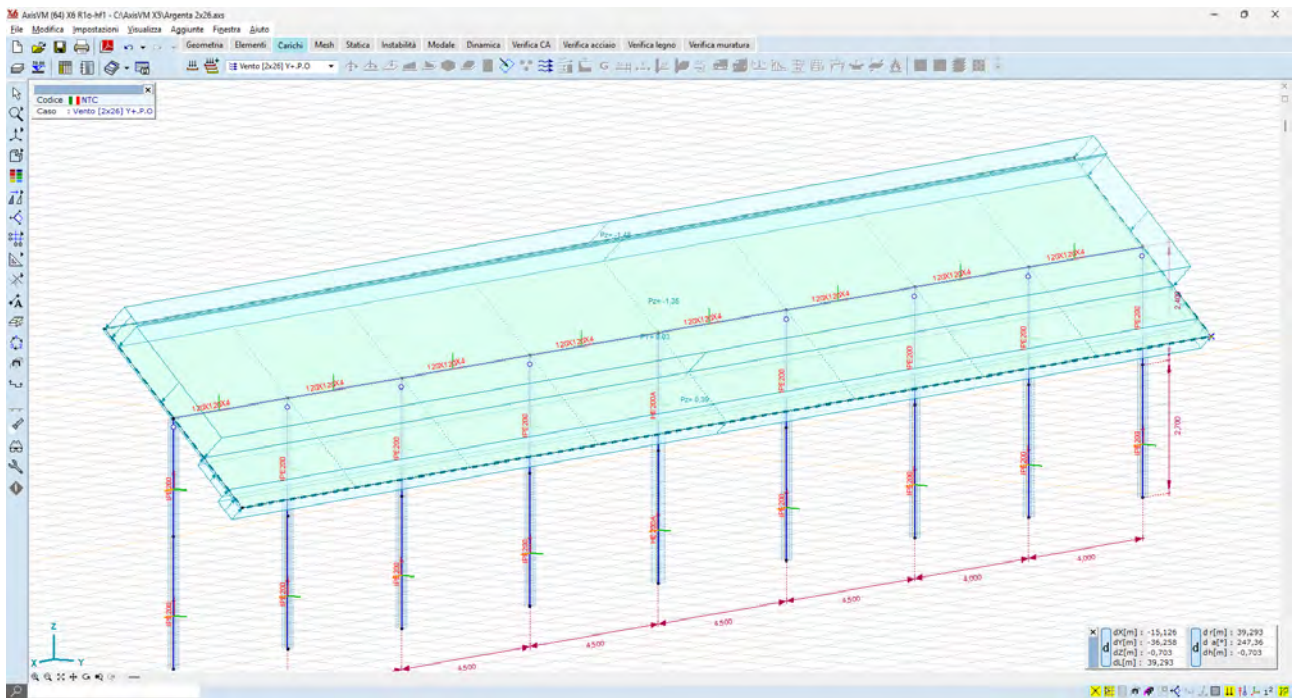


Figure 1 - Y+P.O.

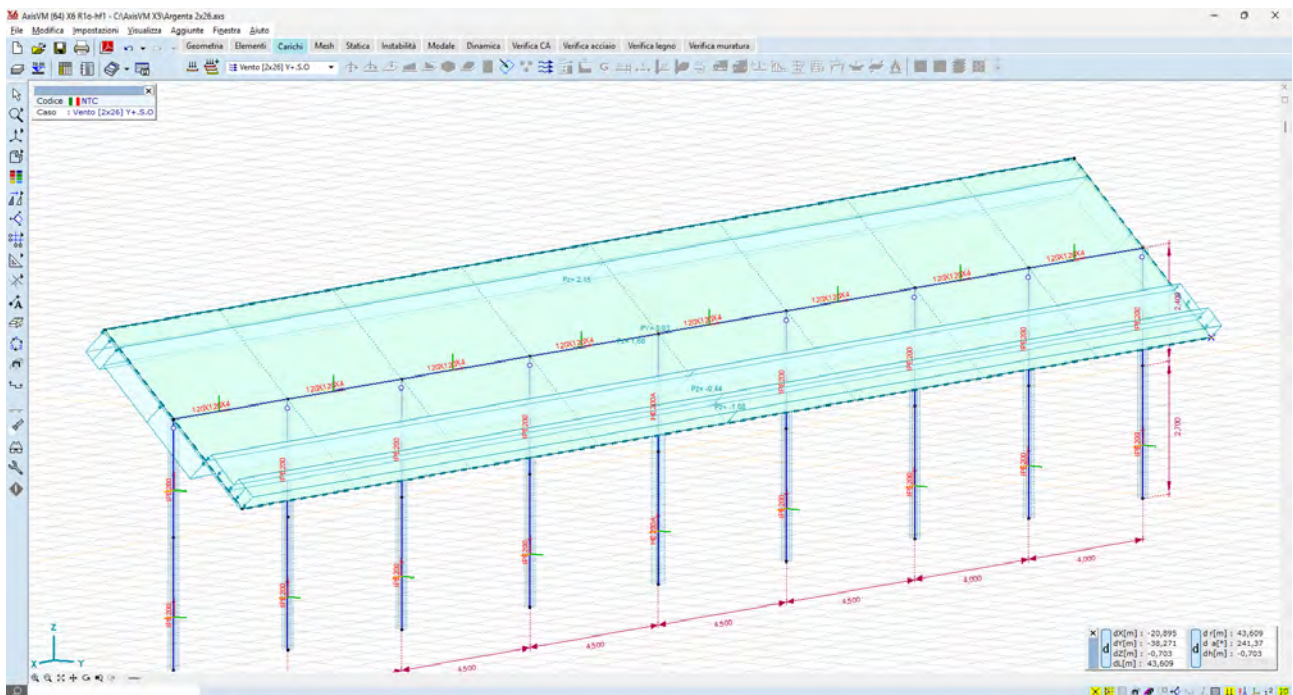


Figure 2 - Y+S.O.

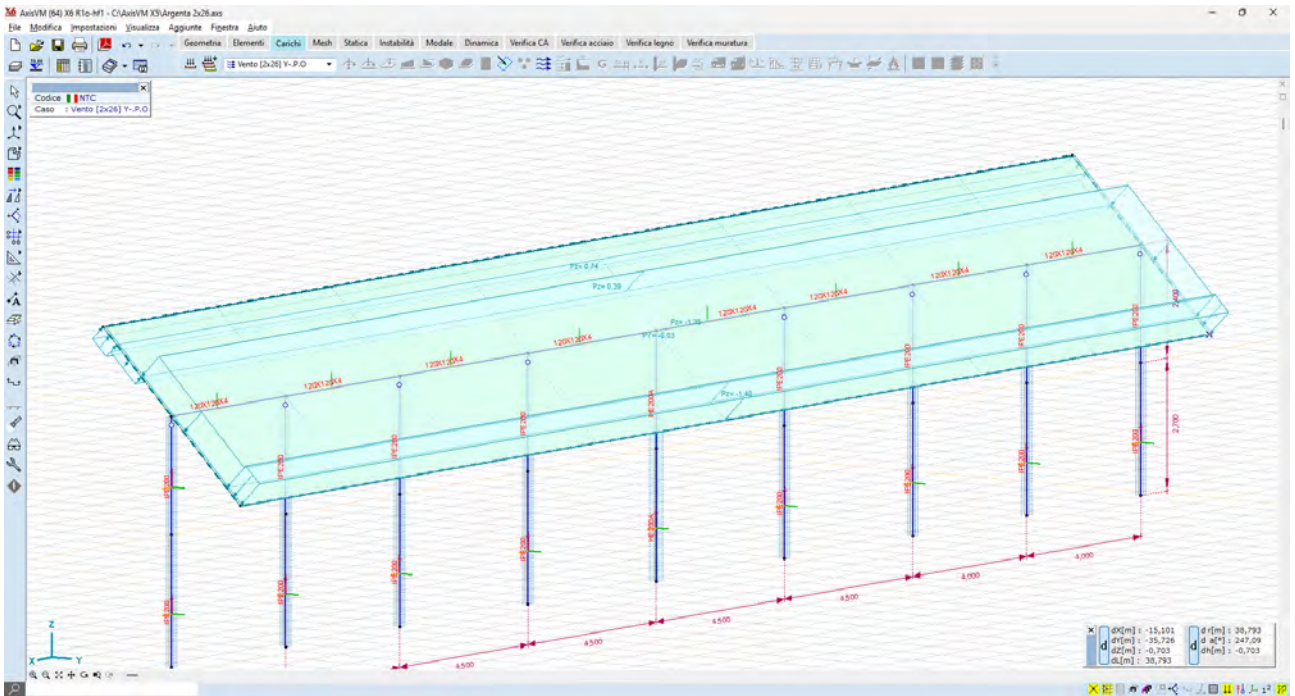


Figure 19 - Y-P.O.

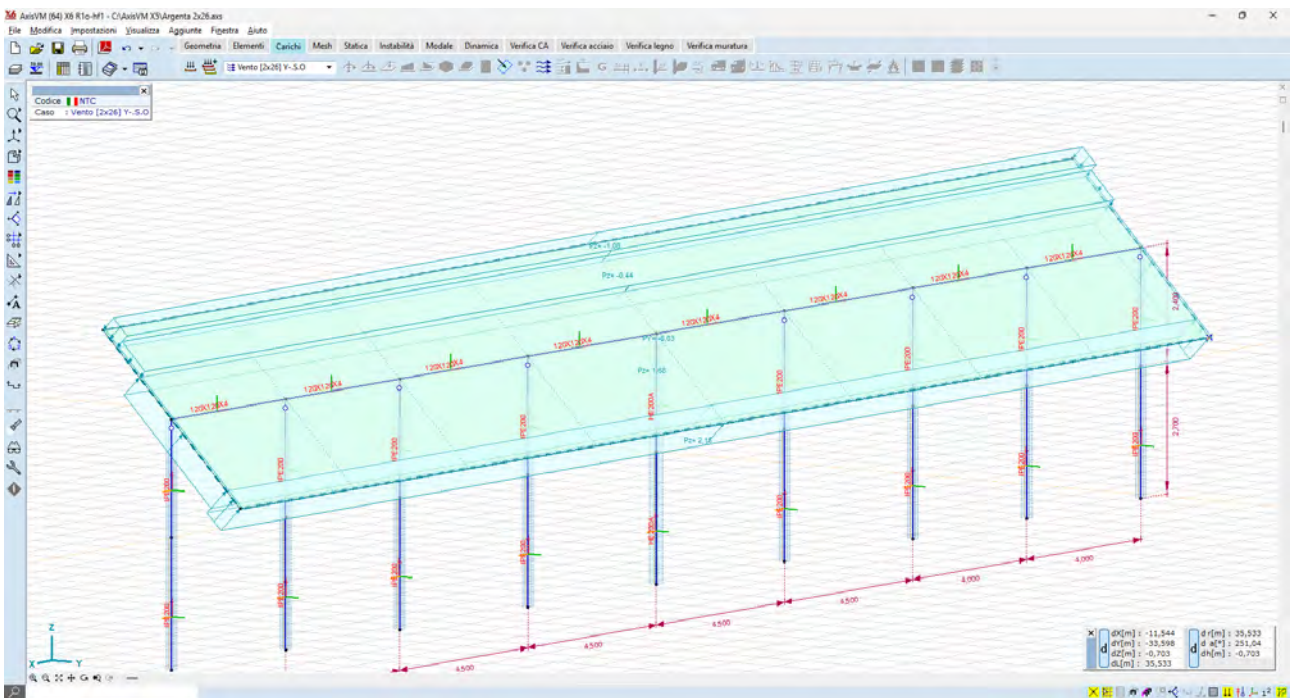


Figure 20 - Y-S.O.

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:

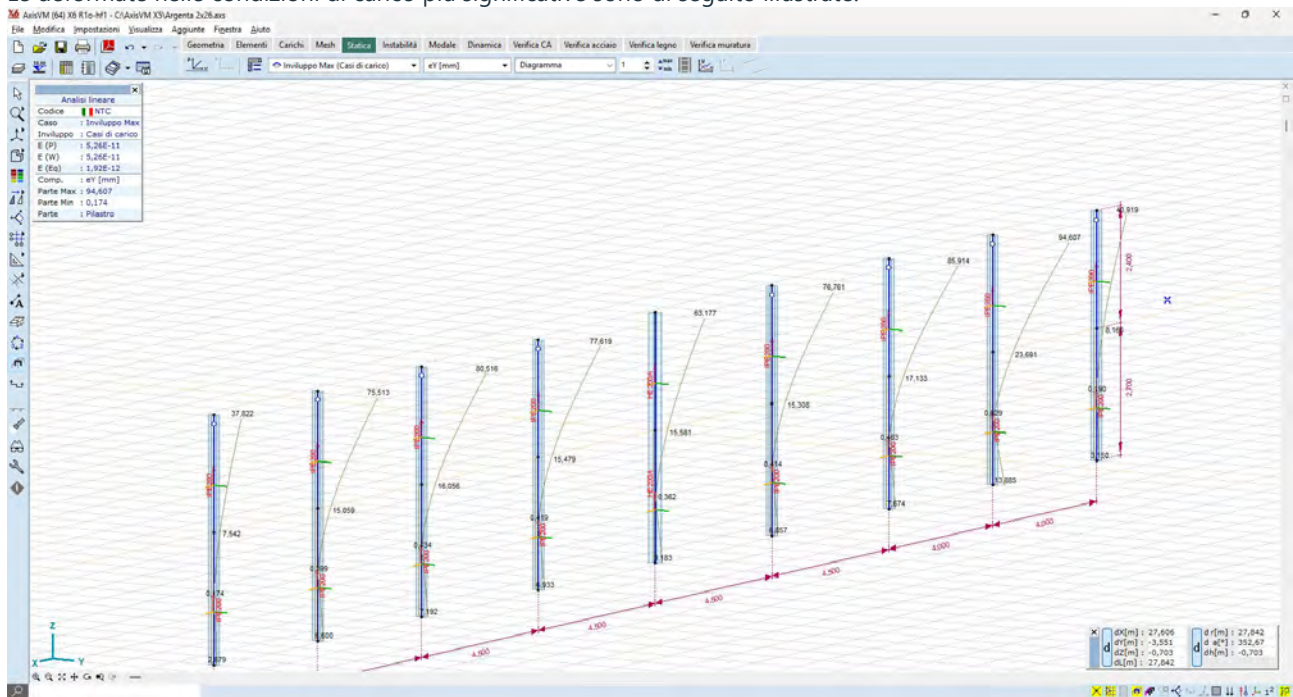


Figura 21 - Spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y+S.O. -94,6mm in testa 23,7mm a piano camp

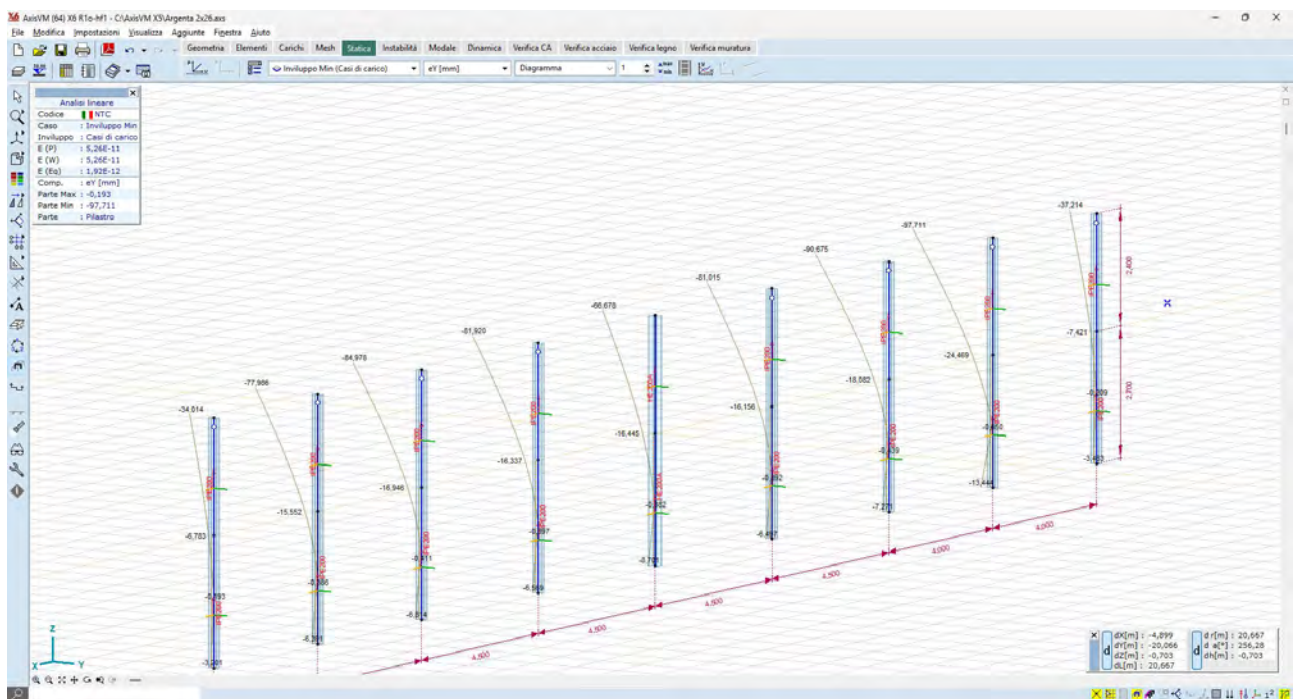


Figura 22- Spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y-S.O. -97,9mm in testa, 24,5mm a piano camp

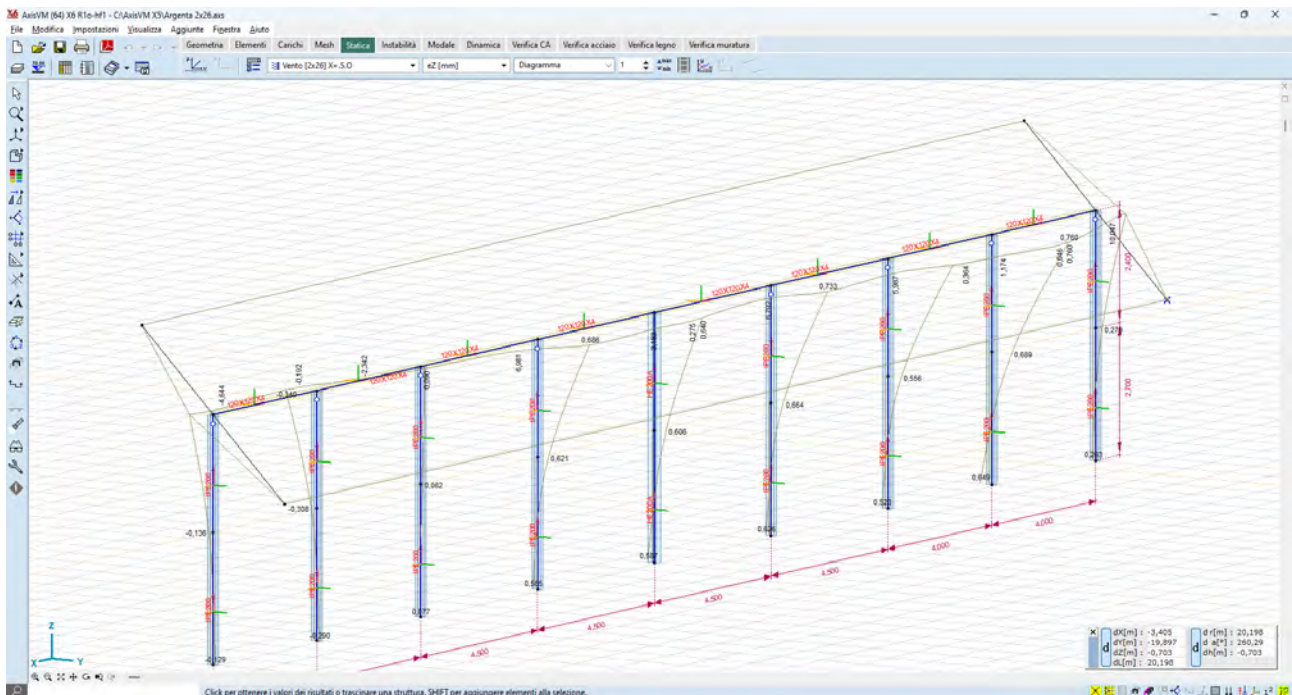


Figura 23 - Ipotesi di deformabilità torsionale sotto carico vento - condizione X+S.O.

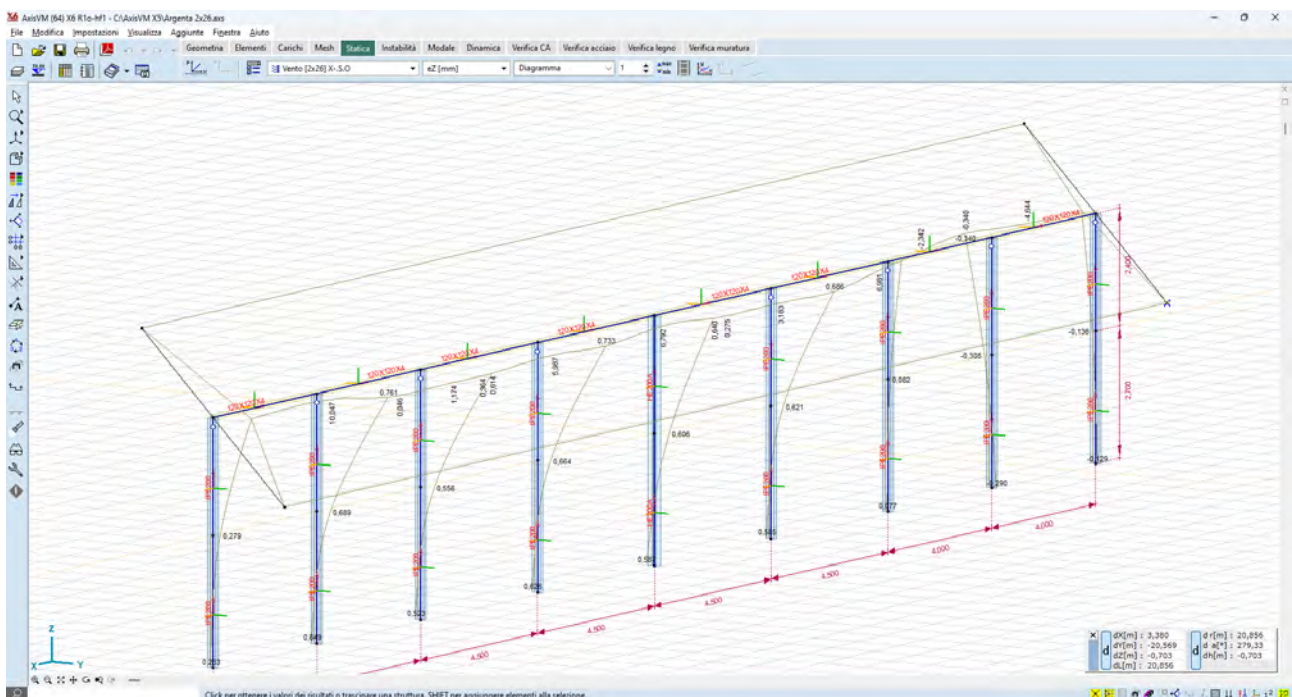


Figura 24 - Spostamenti attesi sotto carico vento - condizione X-S.O.

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:

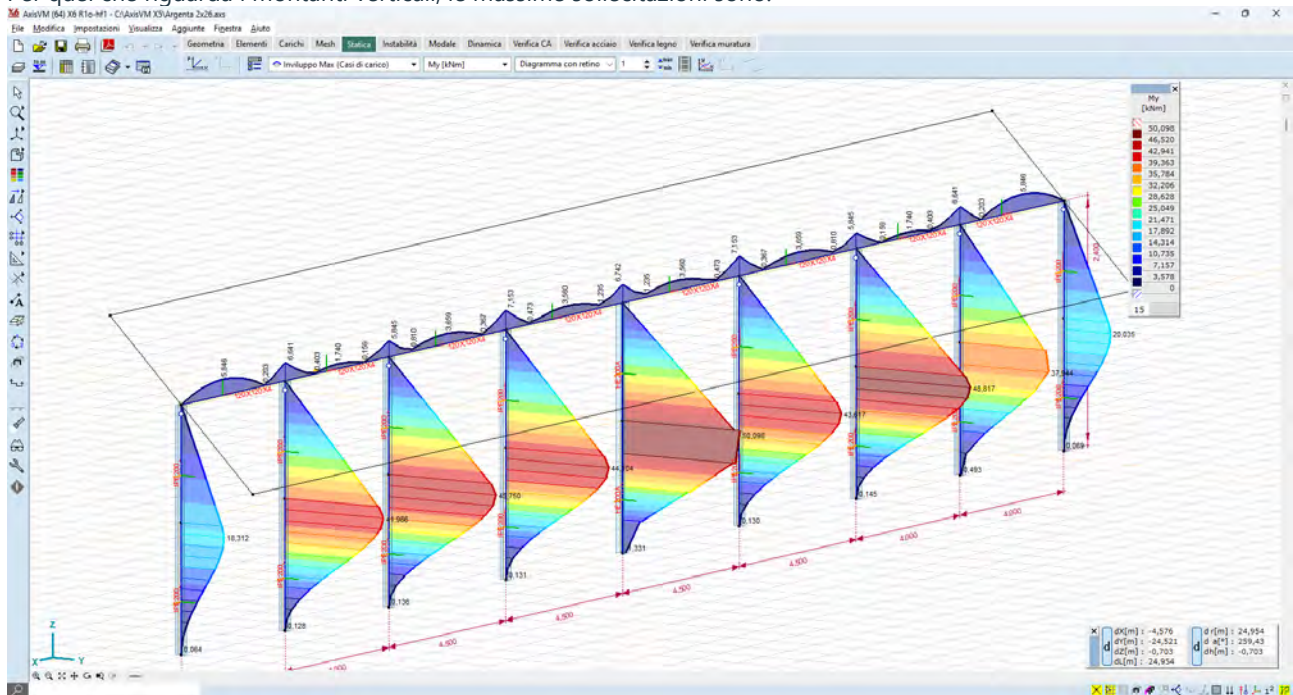


Figura 25- Momento flettente M_y – montanti - valori massimi dell'ordine dei 50 kN*m – combinazione Y-S.O.

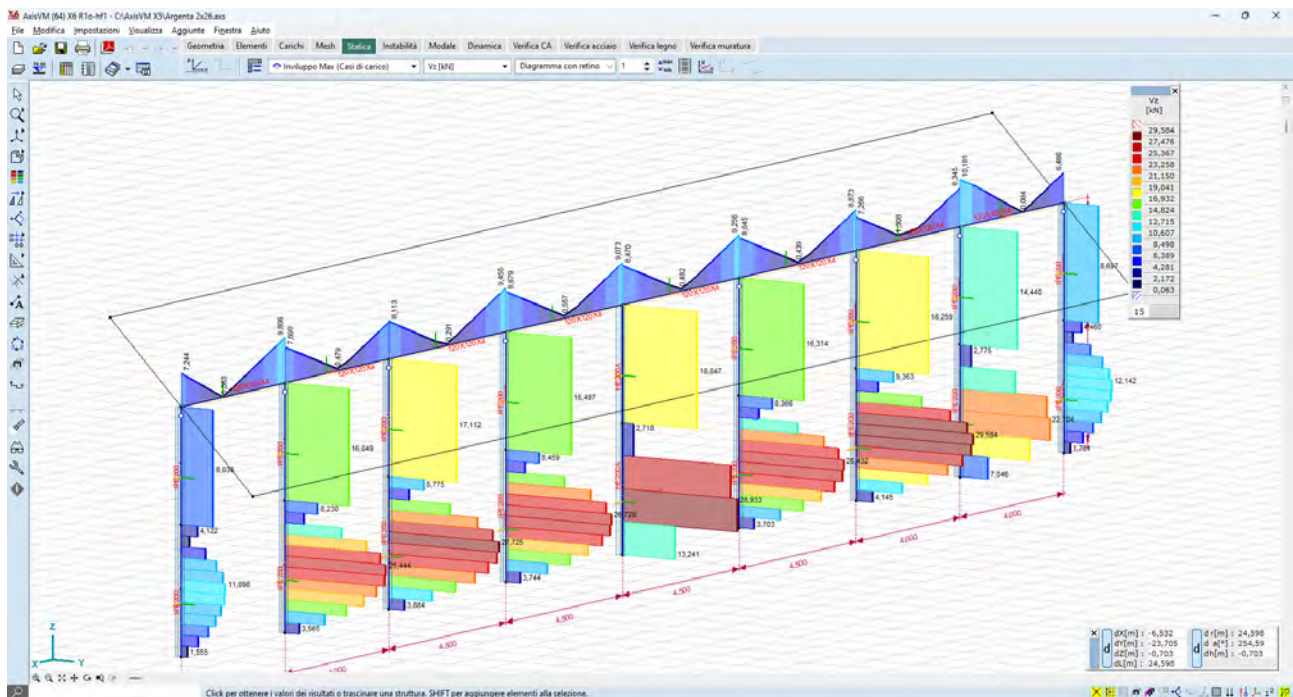


Figura 26 - Taglio V_z – montanti - valori massimi dell'ordine dei 23 kN – combinazione Y-S.O.

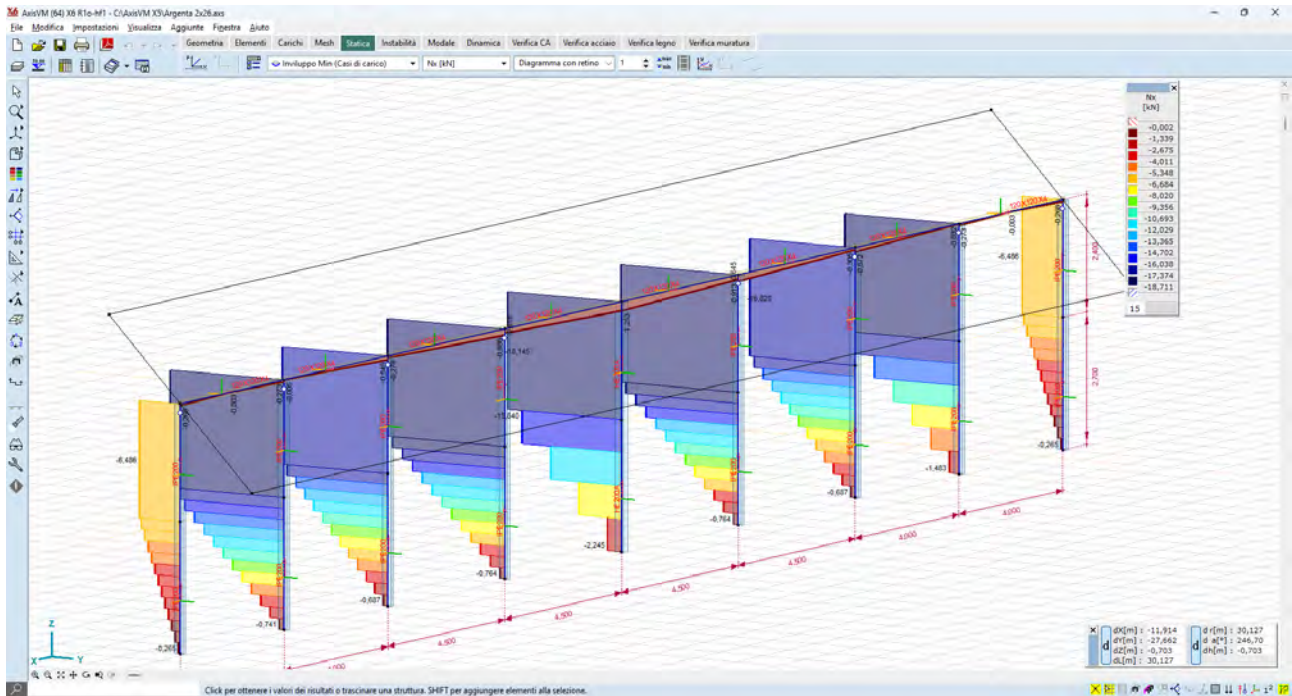


Figura 27 - Carico uplift N_x – montanti – valori massimi dell'ordine dei 18,6 kN – combinazione Y+S.O.

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

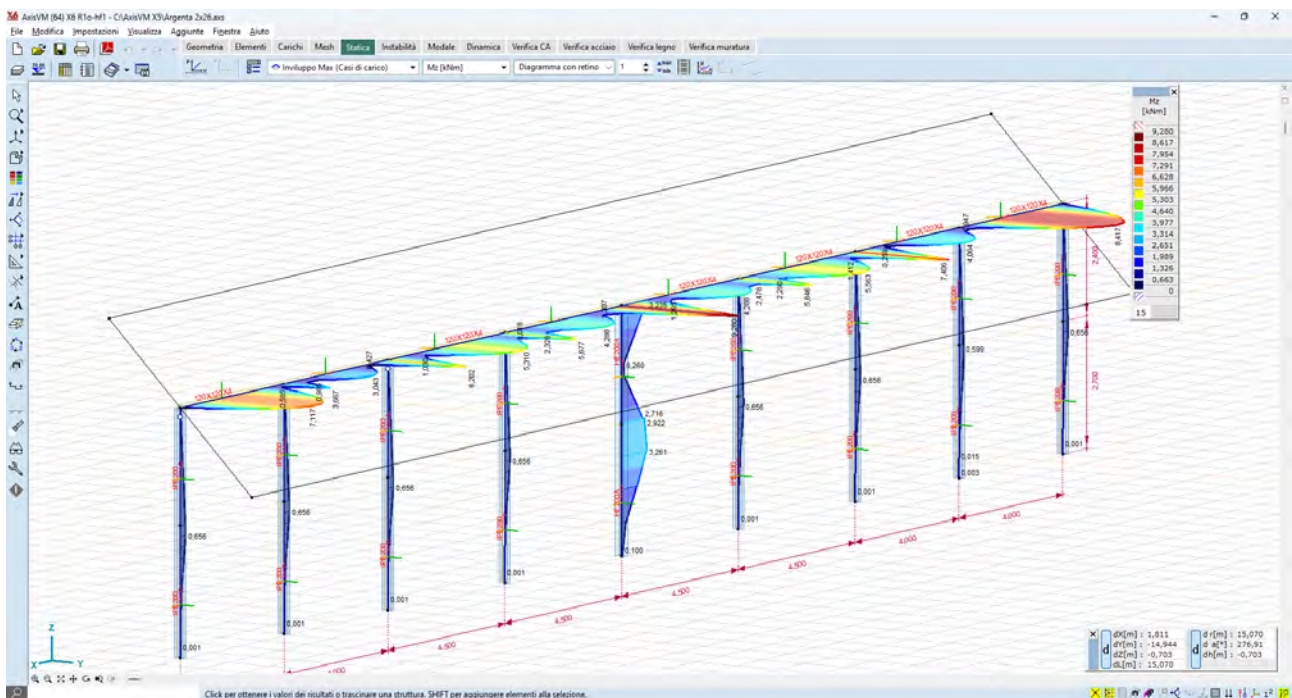


Figura 28- Momento flettente M_z – asse di rotazione - valori massimi dell'ordine dei 8,6 kN*m – combinazione Y-S.O.

5.3 Tracker monoassiale 13x2

5.3.1 Generazione del modello

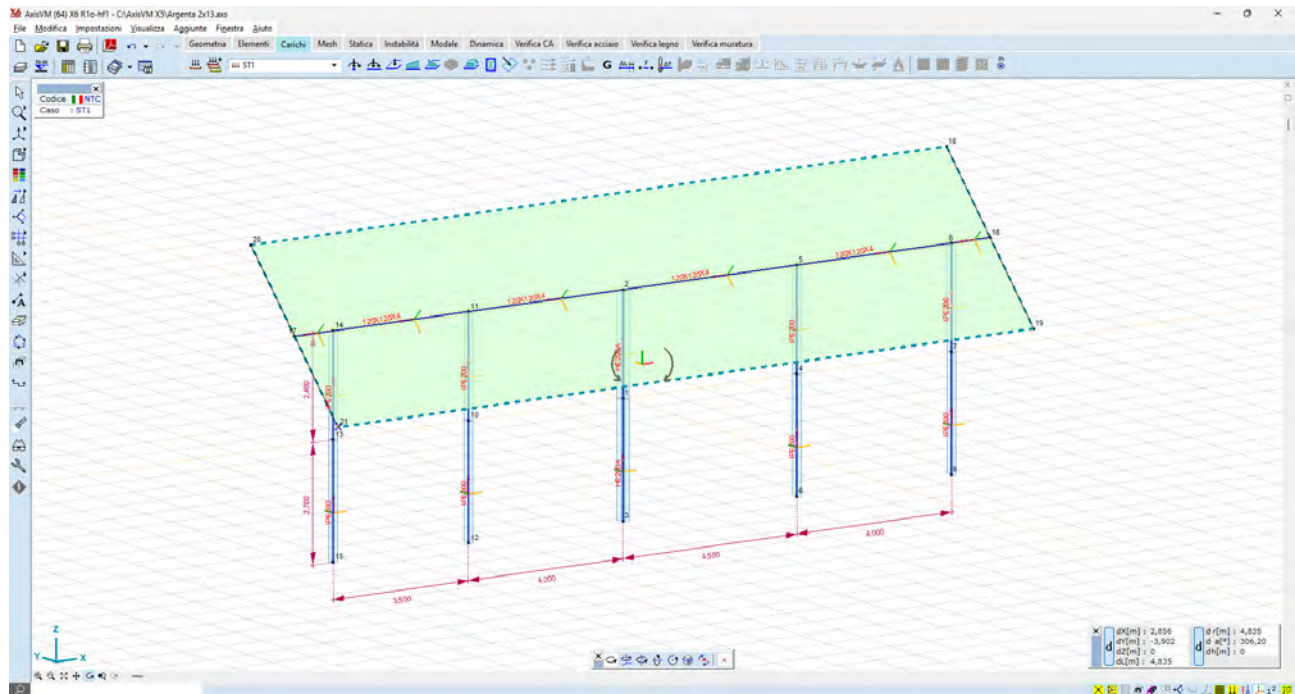


Figura 29- Modello ad elementi finiti – vista ad aste

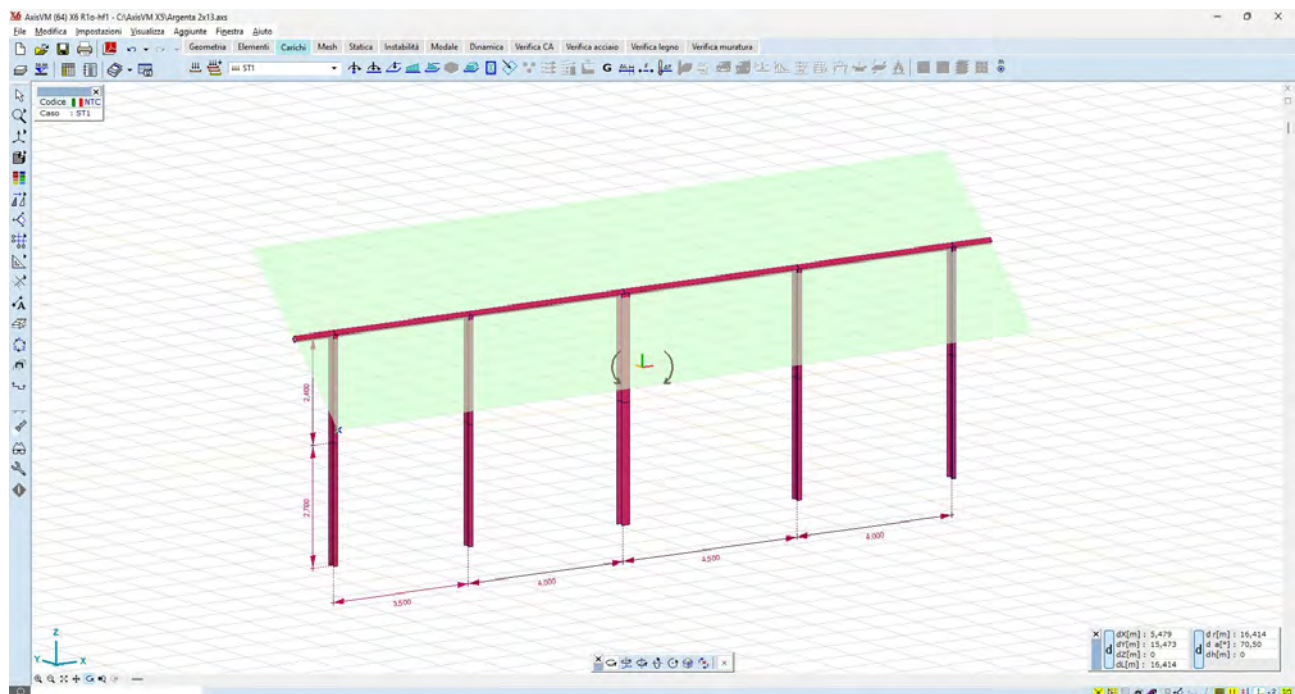


Figura 30 - Modello ad elementi finiti – vista render 3D

5.3.2 Casi di carico

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

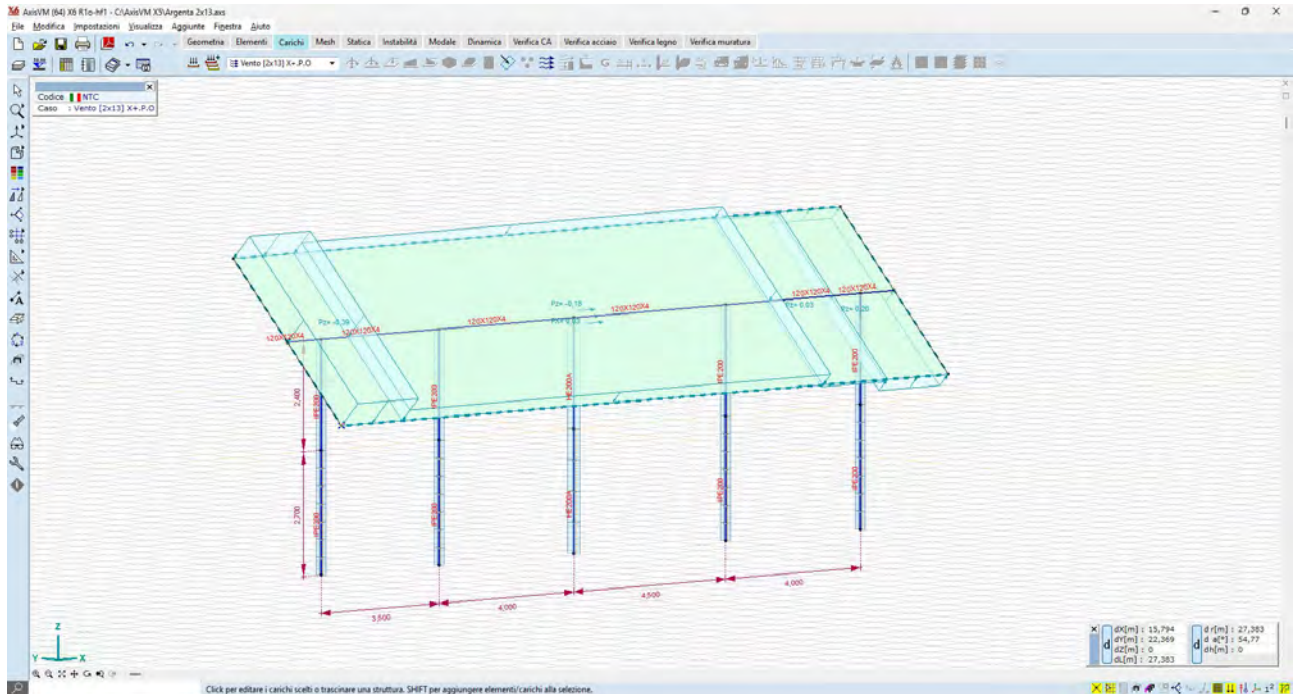


Figura 31 - Carico vento X+P.O.

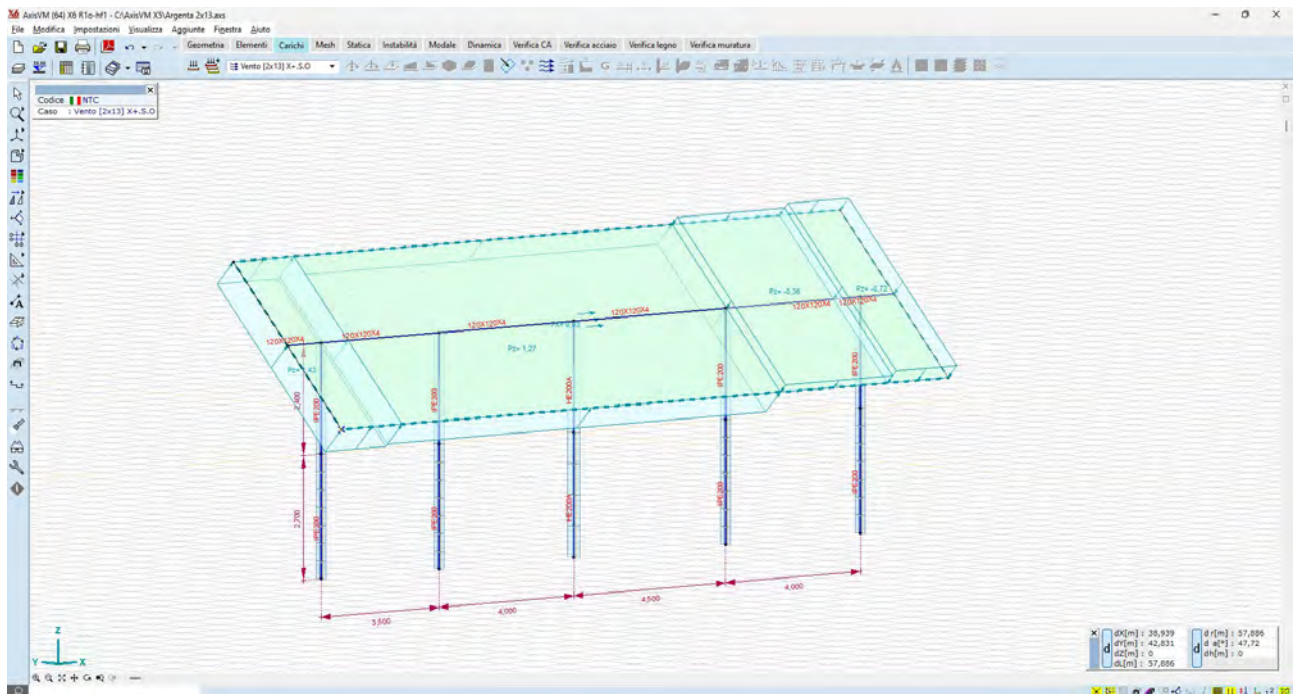


Figura 32 - Carico vento X+S.O.

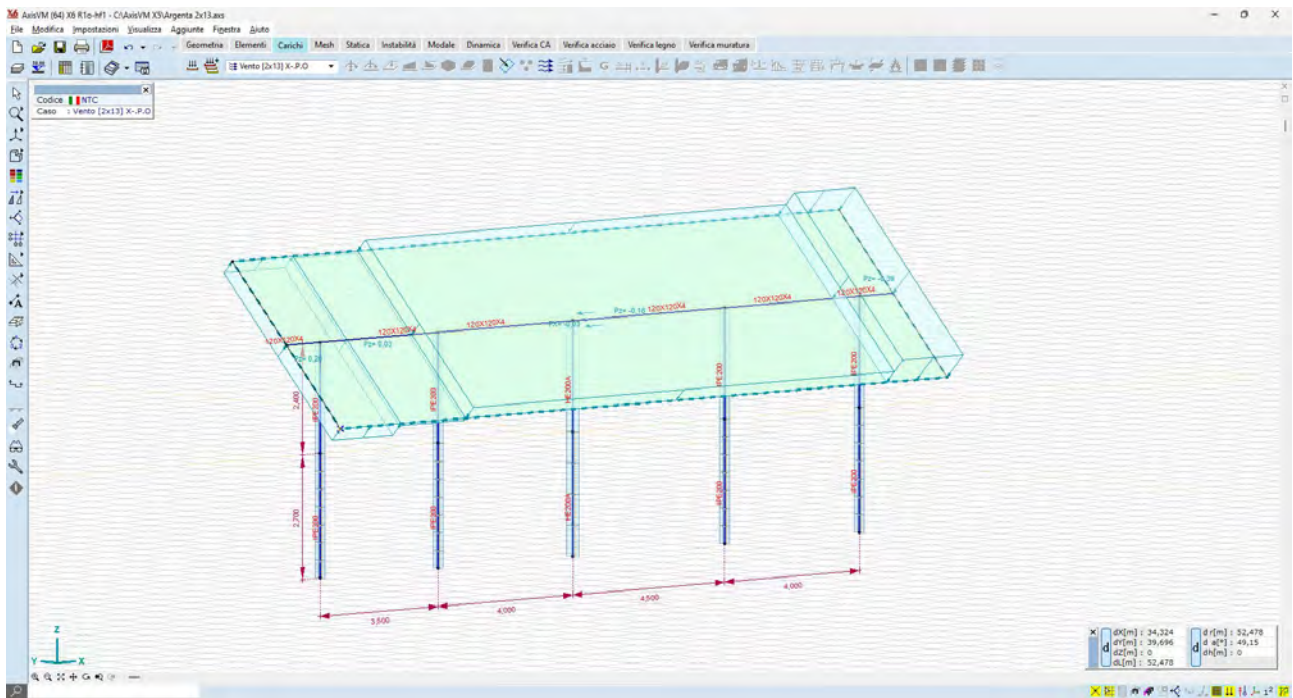


Figura 33- Carico vento X-P.O.

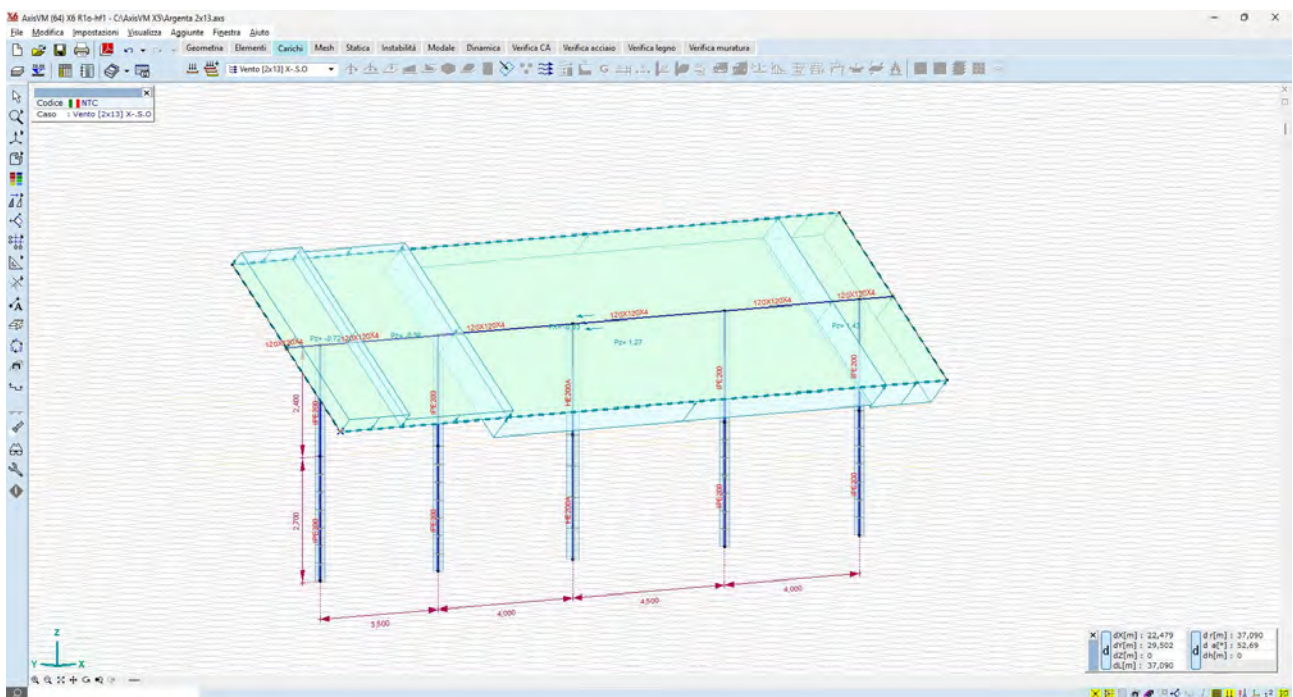


Figura 34 - Carico vento X-S.O.

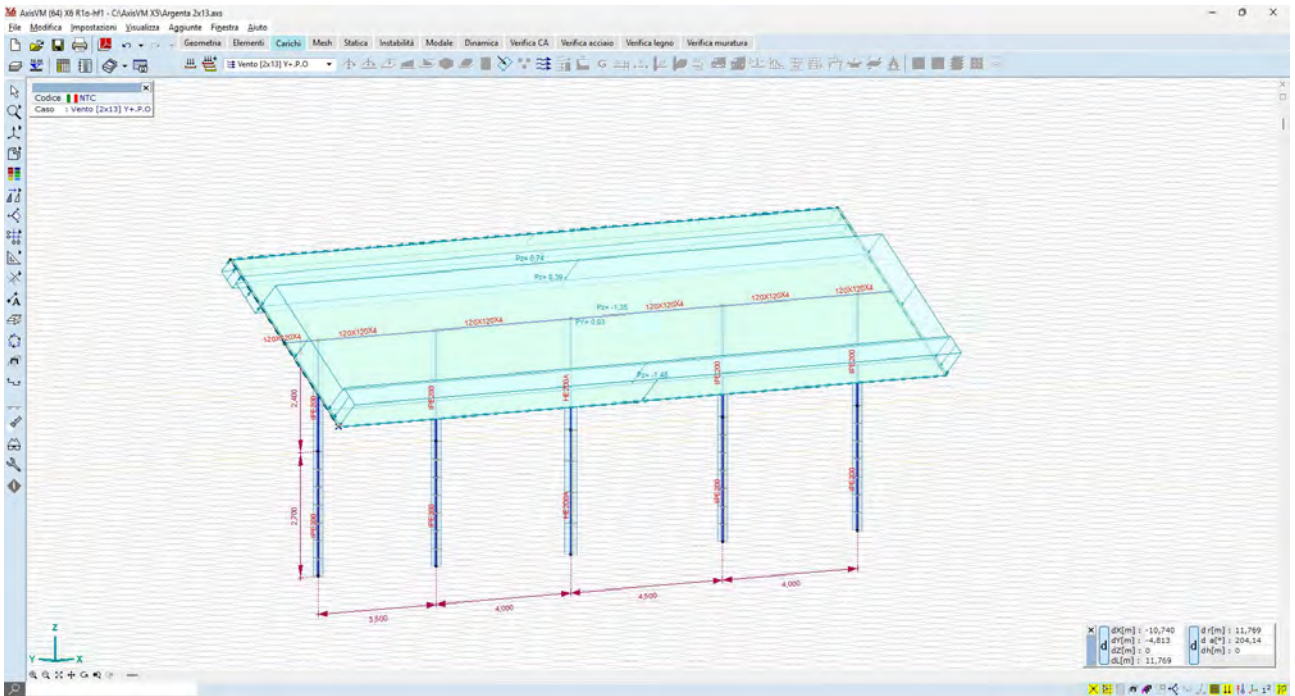


Figure 35 - Y+P.O.

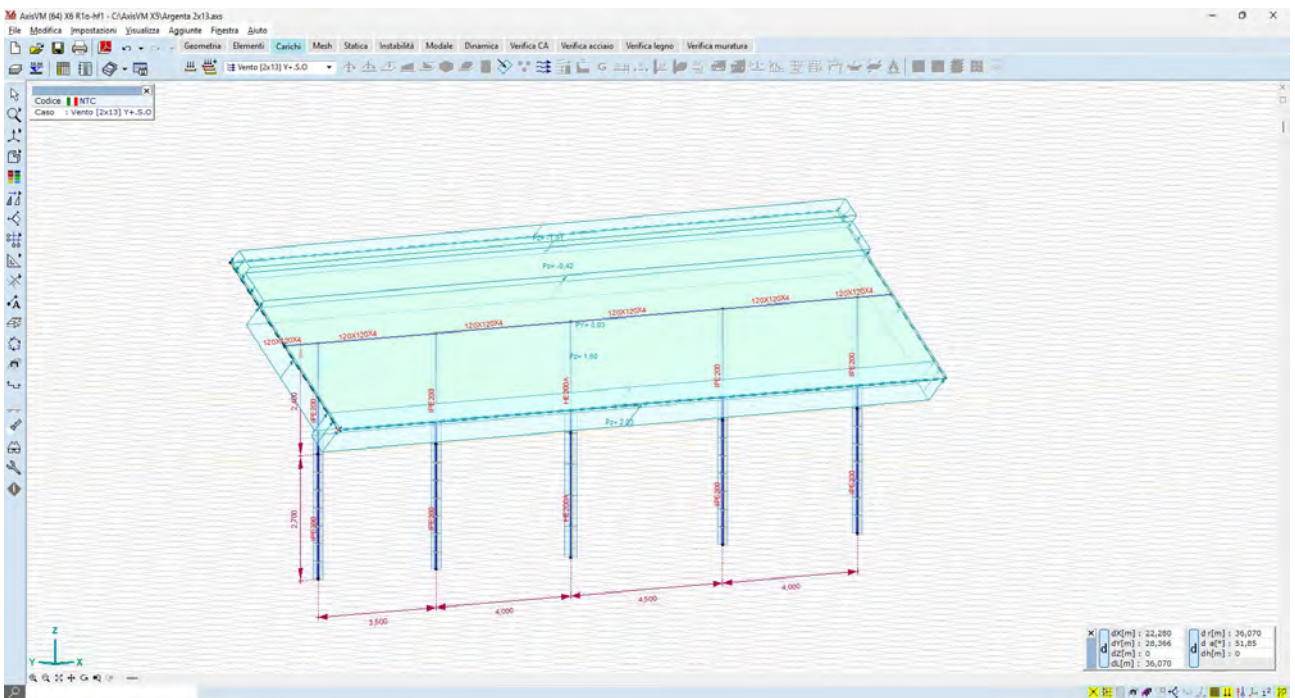


Figure 36 - Y+S.O.

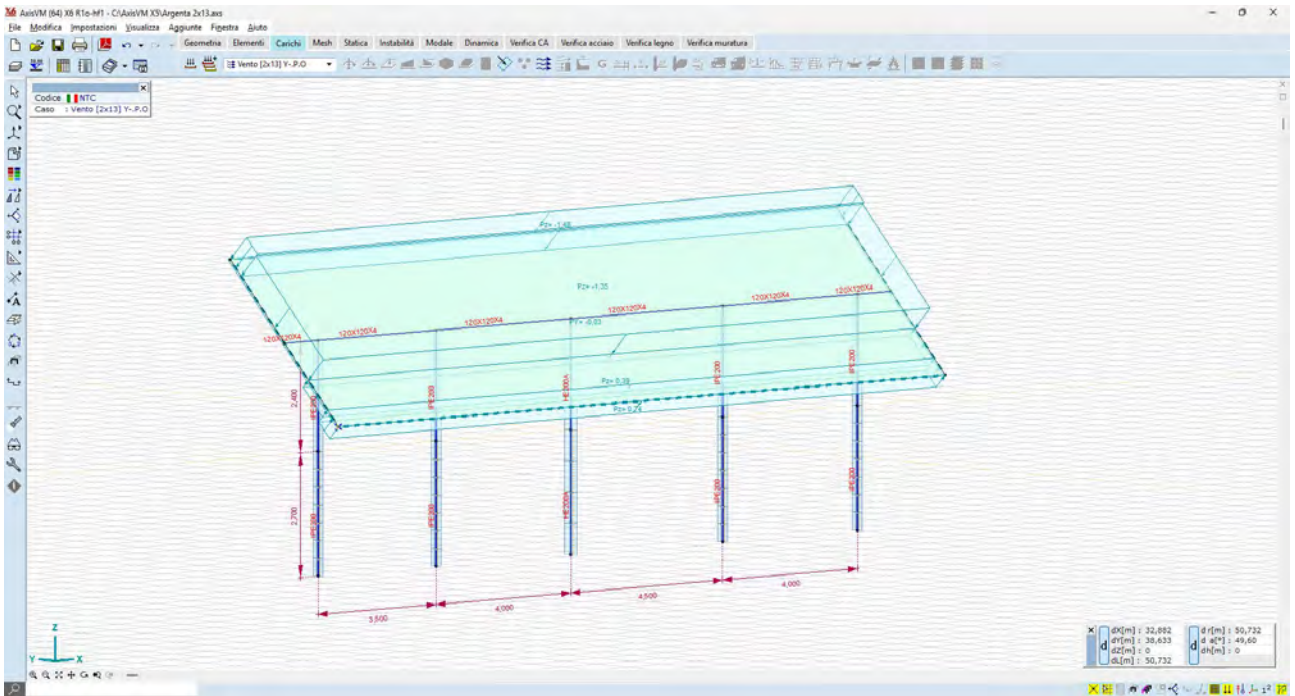


Figure 37 - Y-P.O.

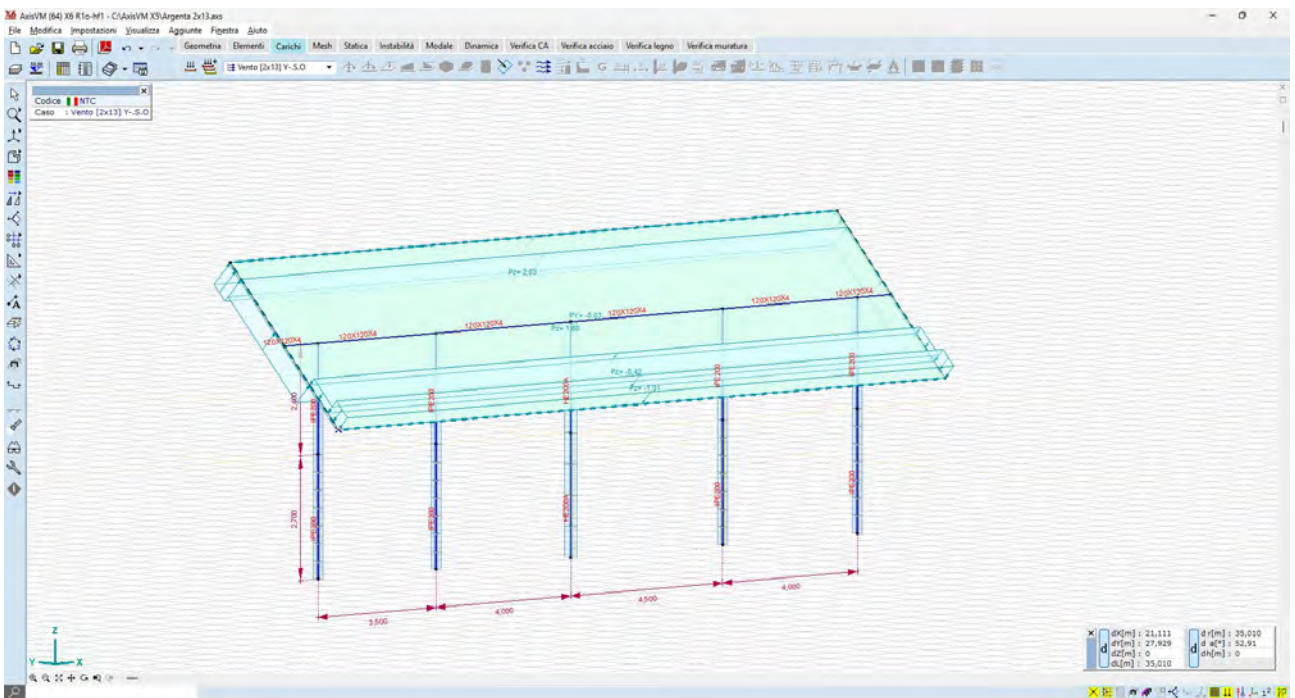


Figure 38 - Y-S.O.

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:

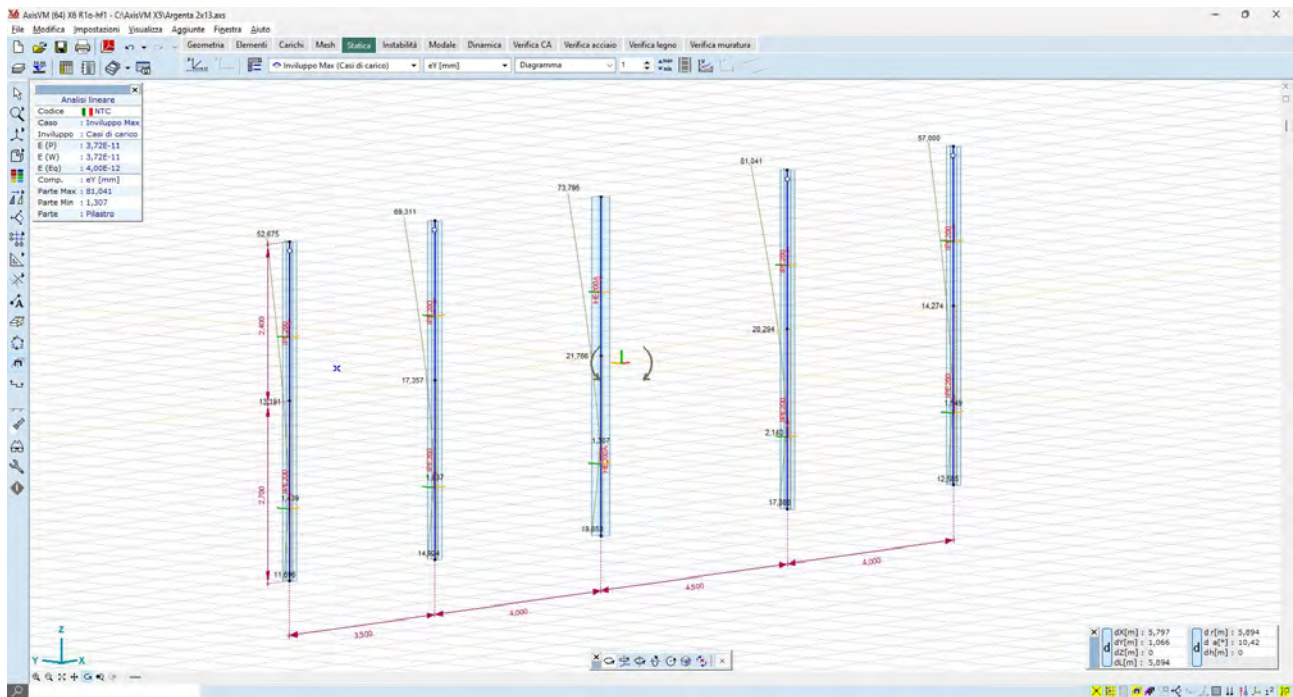


Figura 39 - Spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y+P.O. – 81mm in testa 21,7mm al piano camp

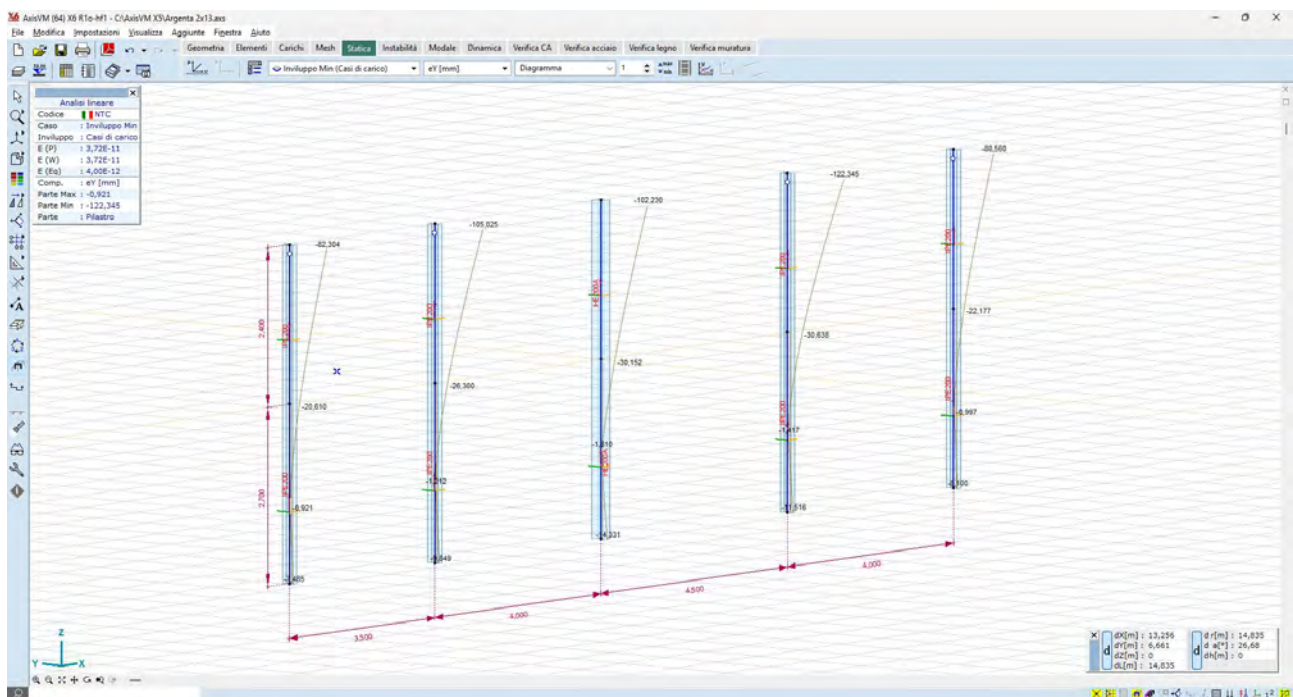


Figura 40 - Spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y-S.O. – 122mm in testa – 30mm al piano camp

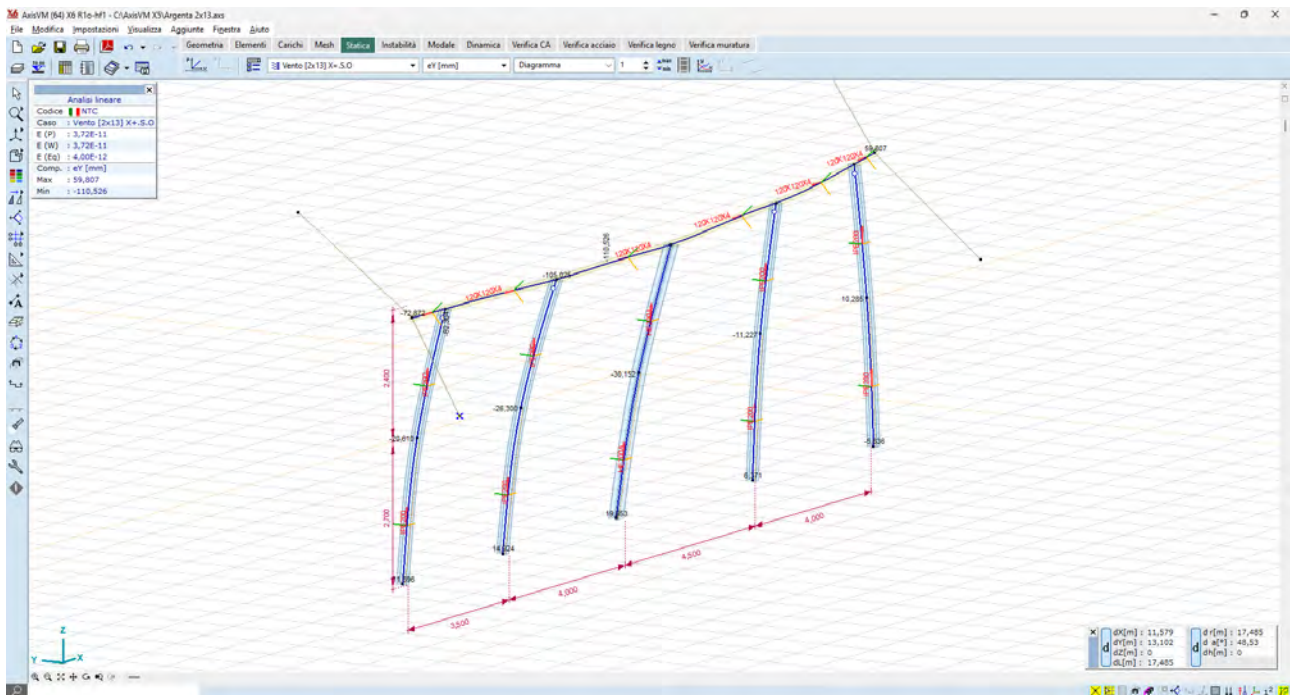


Figura 41 - Ipotesi di deformabilità torsionale sotto carico vento - condizione X+S.O.

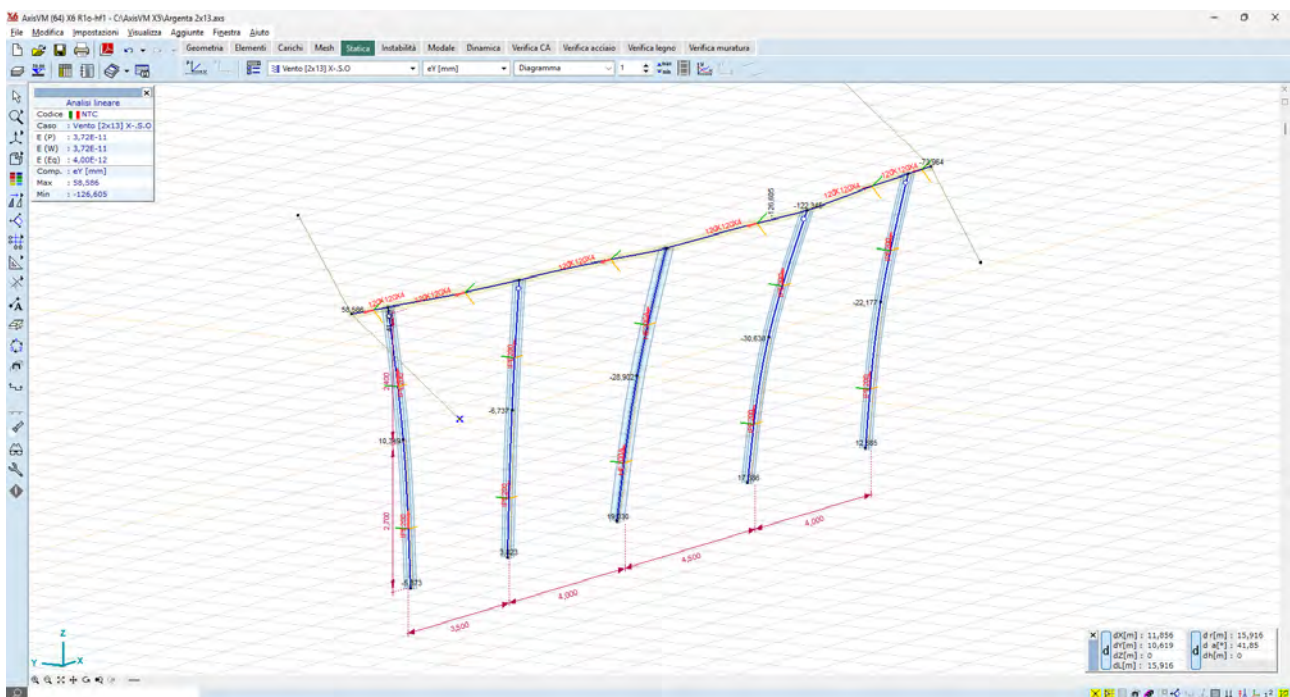


Figura 42 - Spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y-S.O.

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:

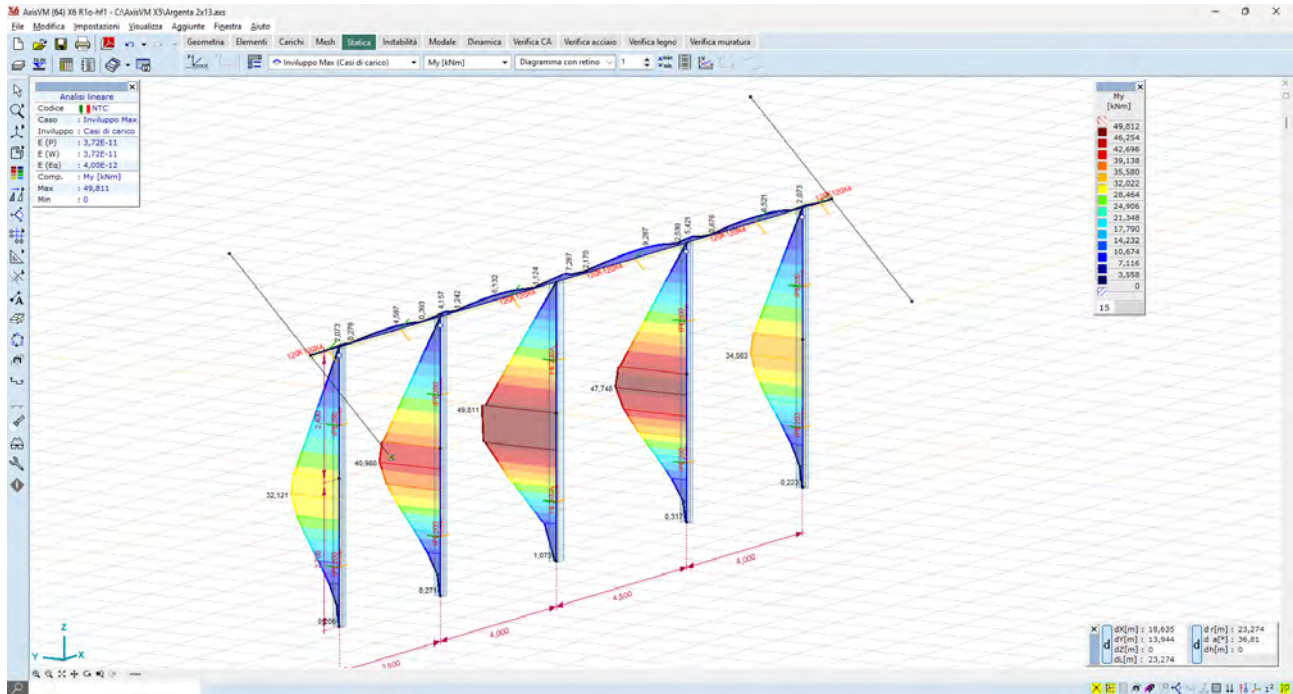


Figura 43 - Momento flettente M_y – montanti - valori massimi dell'ordine dei 46 kN*m – combinazione Y+S.O.

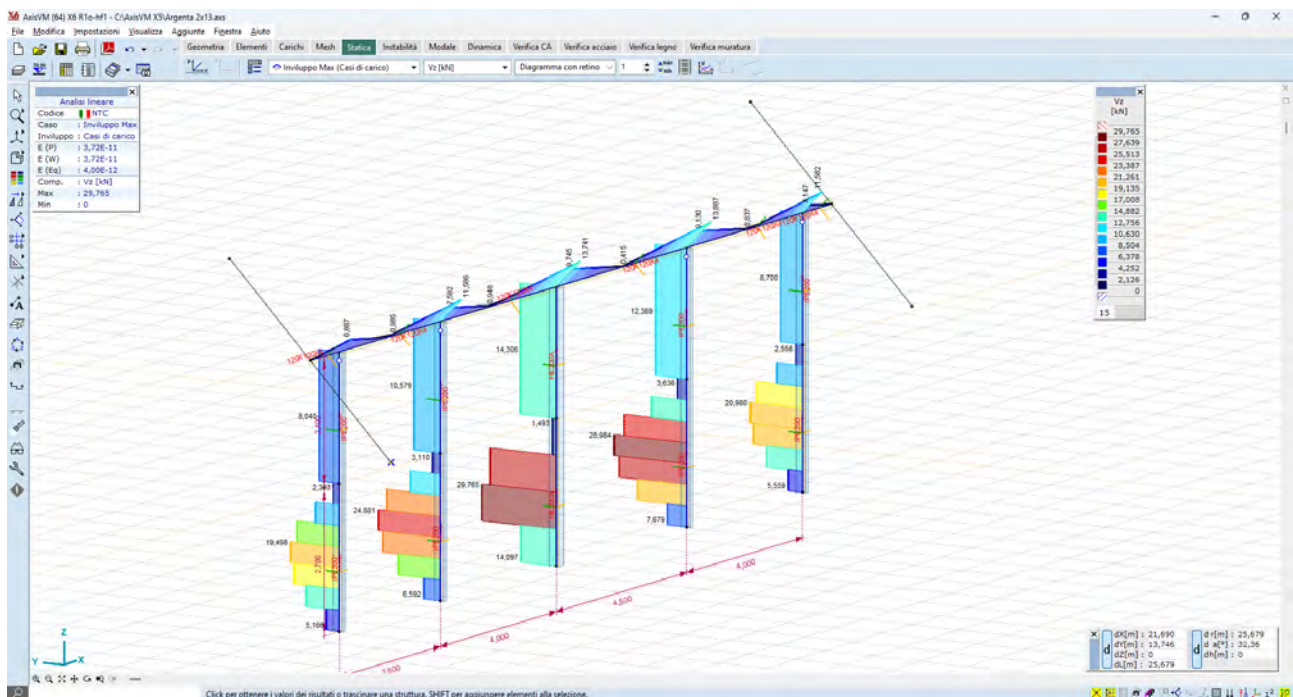


Figura 44 - Taglio V_z – montanti - valori massimi dell'ordine dei 27,6 kN – combinazione Y+S.O.

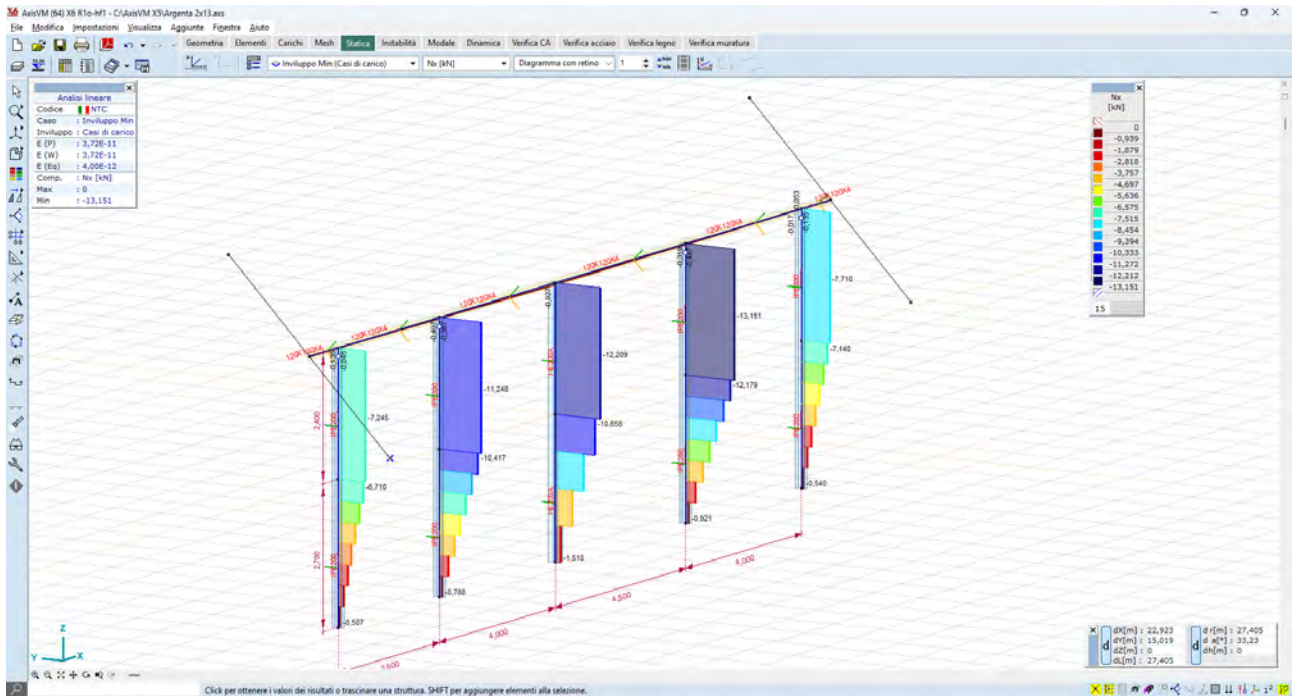


Figura 45 - Carico uplift N_x – montanti – valori massimi dell'ordine dei 13 kN – combinazione Y-S.O.

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

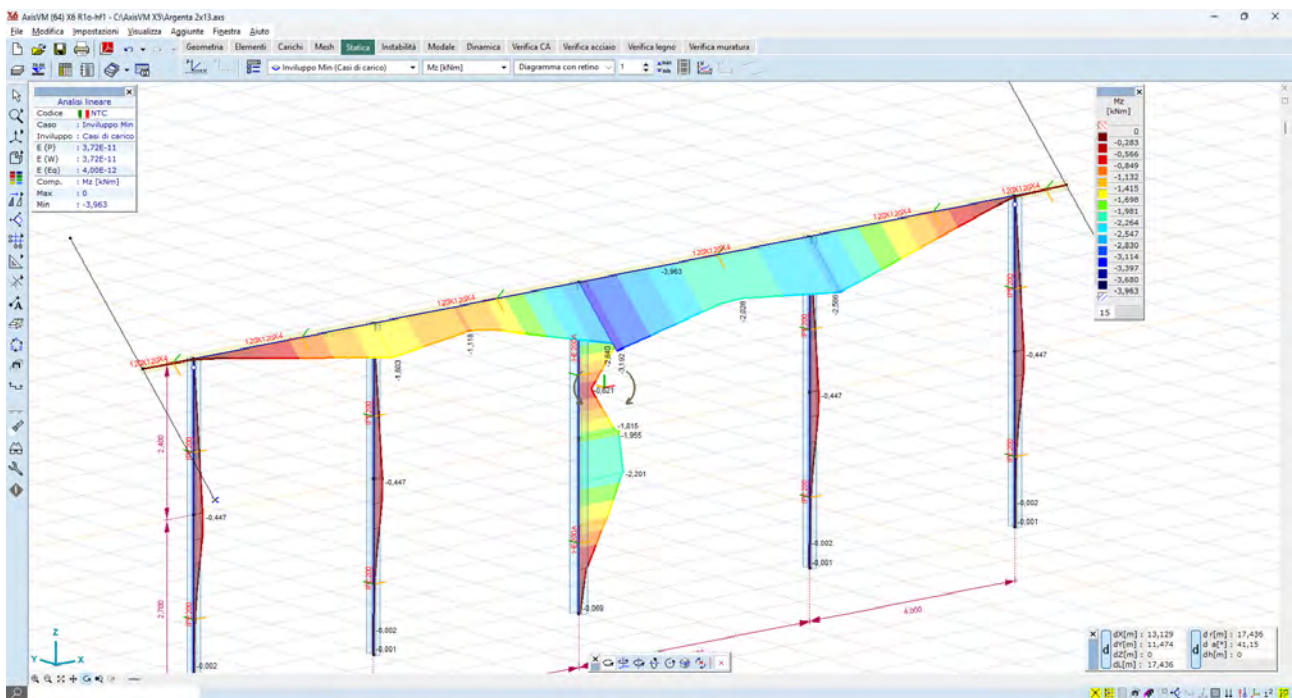


Figura 46 - Momento flettente M_z – asse di rotazione - valori massimi dell'ordine dei 3,6 kN*m – combinazione Y-S.O.

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.

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

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

Il valore del momento di snervamento è pari a:

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

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

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

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

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

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

Il valore del momento di snervamento è pari a:

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

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

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

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

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

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

Il valore del momento di snervamento è pari a

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

dal rapporto tra momento di snervamento momento sollecitante si ottiene:

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

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

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

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

- - 1660 daN/cm²;
- +1740 daN/cm².

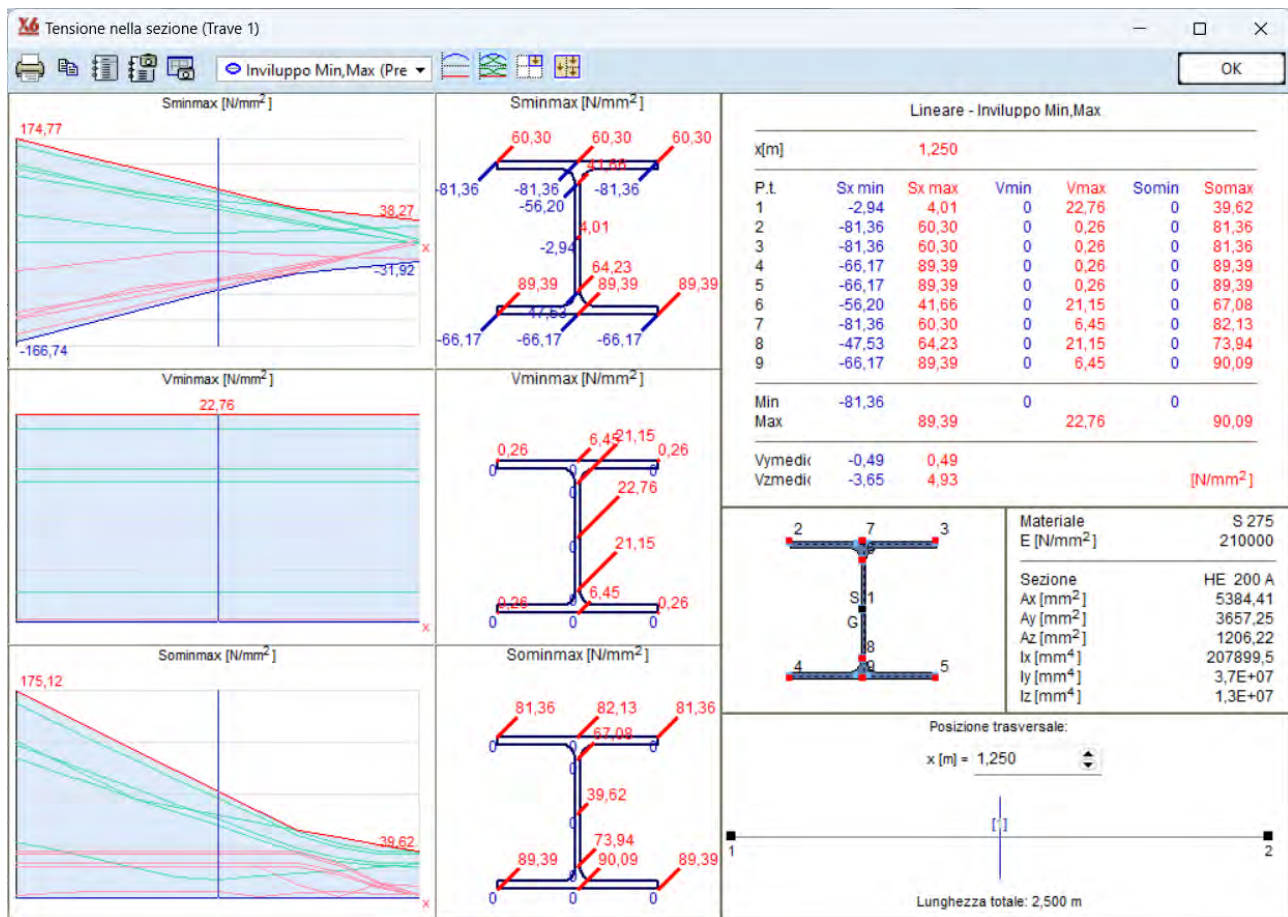


Figura 47 - Calcolo delle tensioni negli elementi strutturali – montanti simple support

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

- - 1660 daN/cm²;
- +1740 daN/cm².

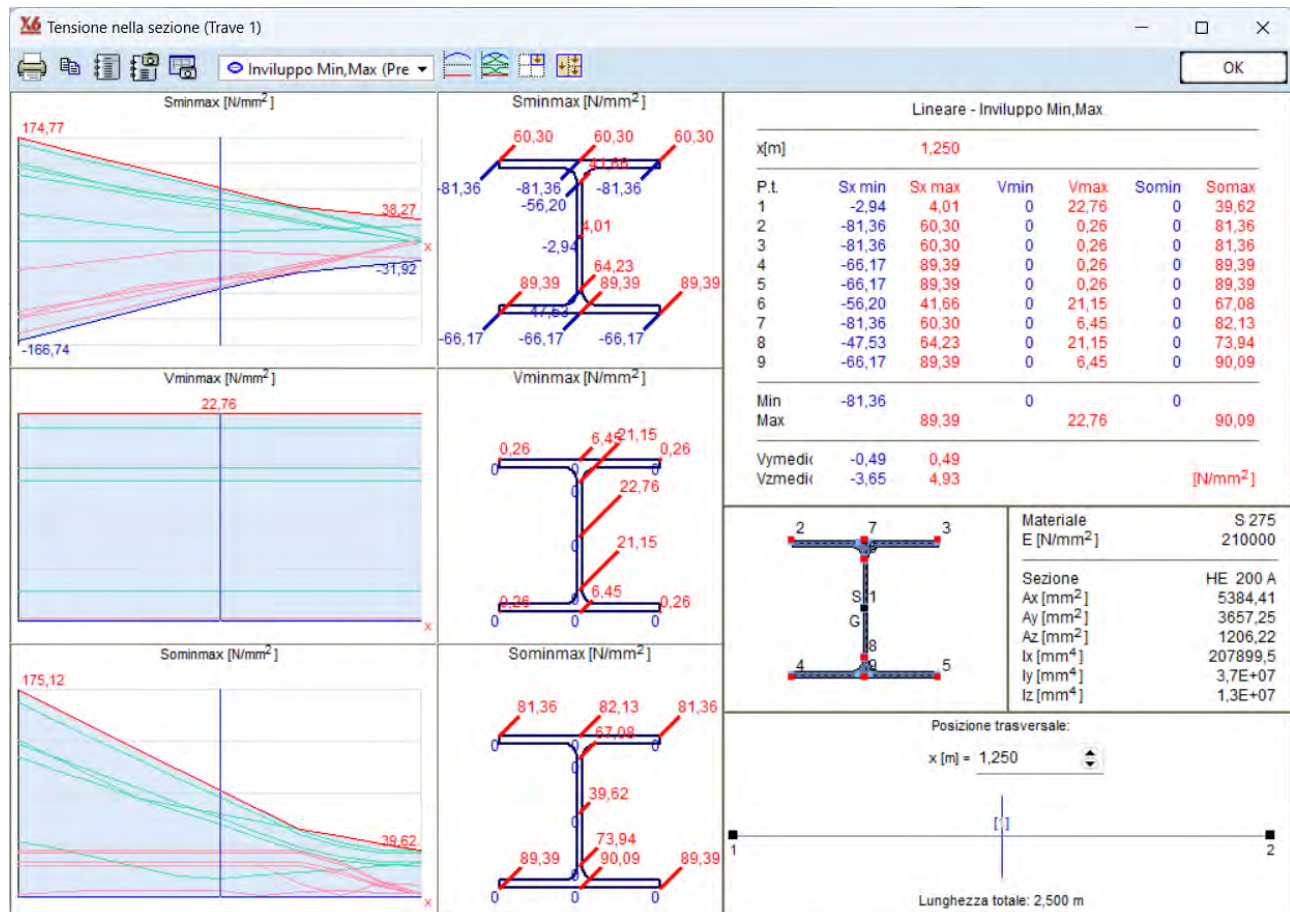


Figura 48_ calcolo delle tensioni negli elementi strutturali – montanti motor support

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

- - 2880 daN/cm²;
- + 2880 daN/cm².

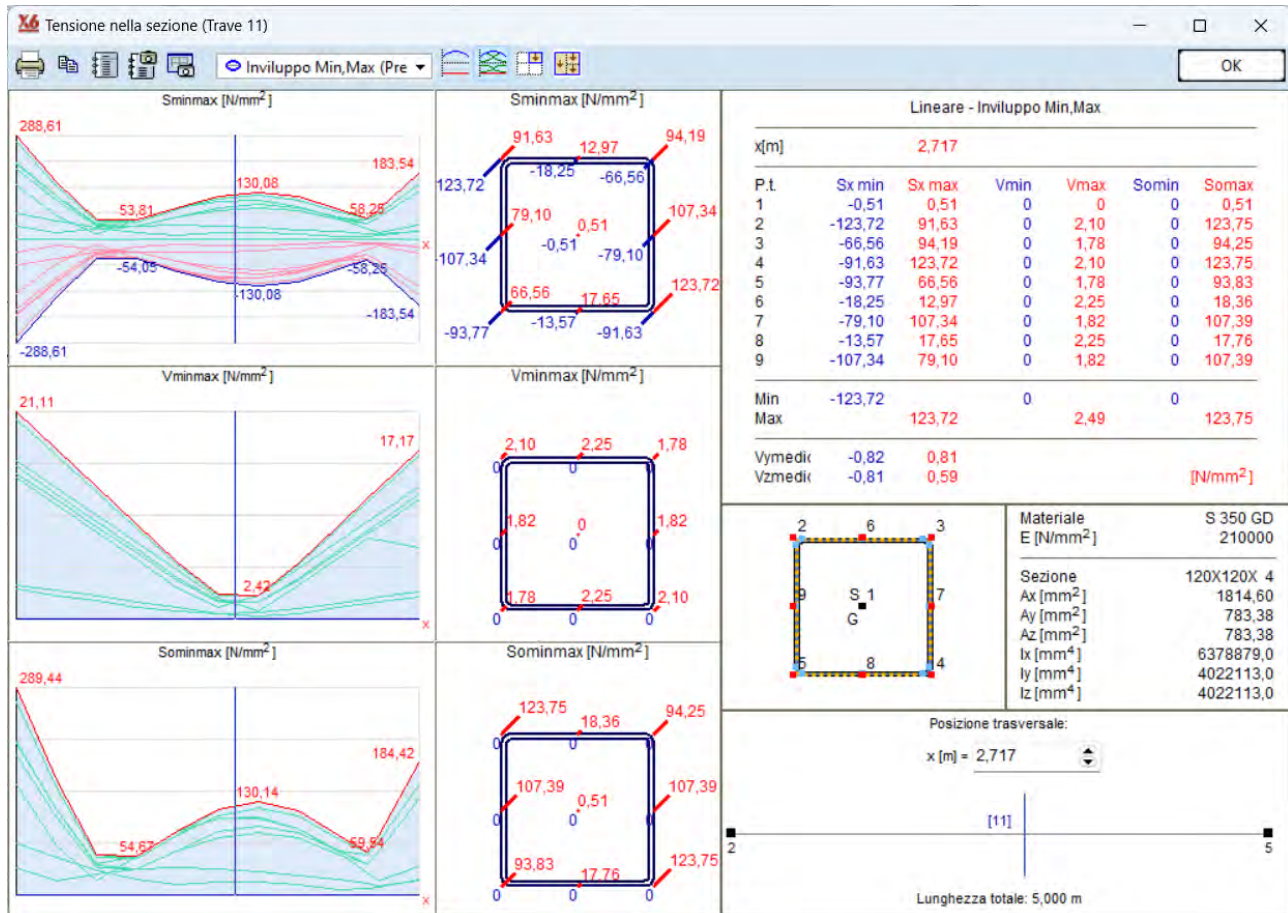


Figura 49_ calcolo delle tensioni negli elementi strutturali – trave

5.5 Fondazioni cabine prefabricate 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 50 - 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.

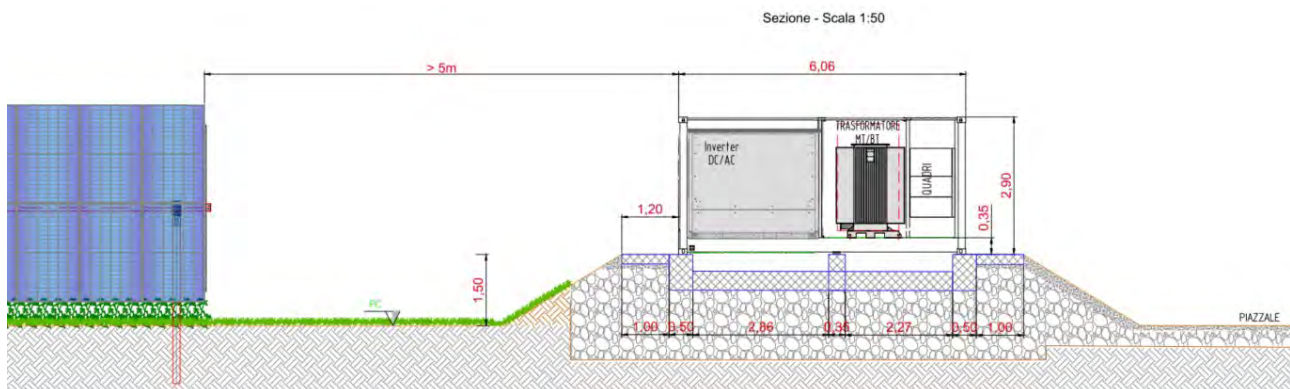


Figura 51 - Sezione di progetto - fondazione Power station

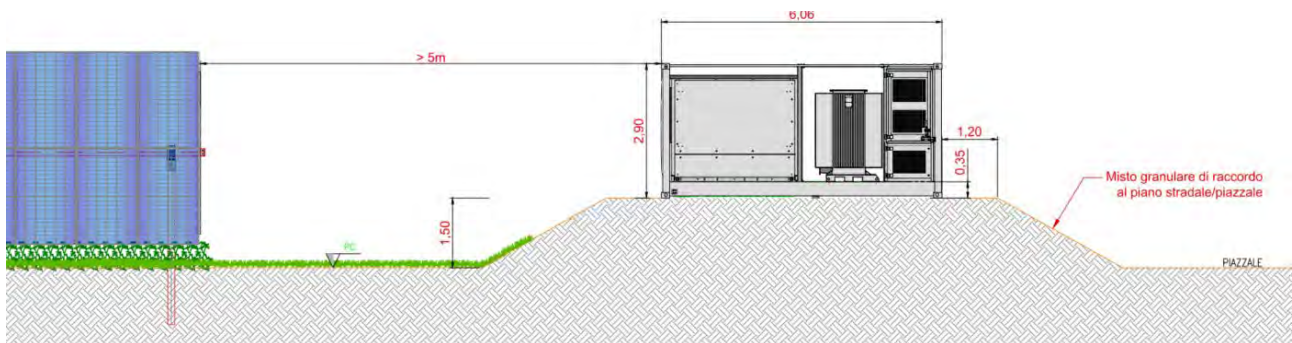


Figura 52 - Vista di progetto - Power station

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/mm²
 - Modulo elastico 31.475 N/mm²
 - Coeff Poisson 0,2
 - Diam max inerti 32mm
 - Slump S4

- ACCIAI DA ARMATURA
 - Acciaio tipo B450C
 - Resistenza elastica f_{yd} 391 N/mm²
 - Modulo elastico 206.000 N/mm²
 - Limite di deformazione elast ϵ_{s1} 0.198%
 - Limite di deformazione ultima ϵ_{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 60x30. 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.

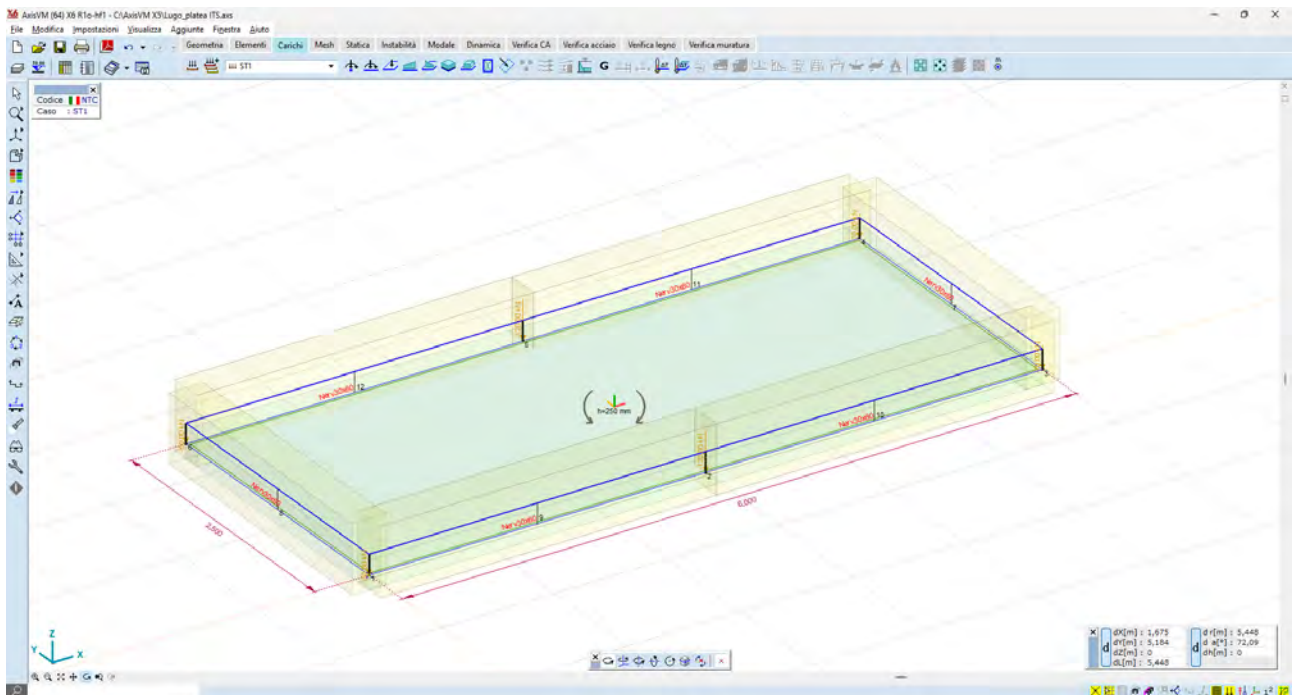


Figura 53 - Fondazione Power station – vista 3D

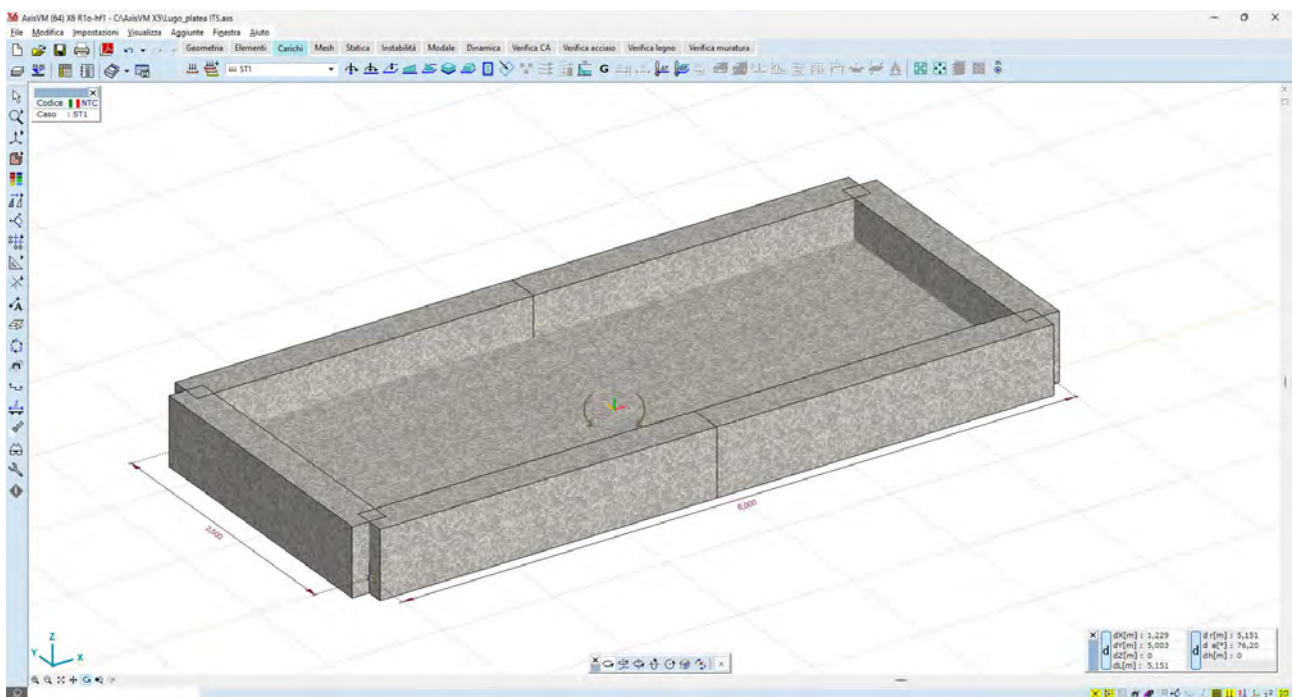


Figura 54 - Fondazione Power station – vista render

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 3,0 tonn;
- Quadri + interruttori 1,2 tonn;
- Peso proprio container 9,0 tonn.

Per un totale lordo di 32,2 tonn. Il peso lordo del manufatto ITS viene amplificato, a vantaggio di sicurezza, di un fattore 1,5, pertanto vale: $P = 32,2 \times 1,5 = 48,3 \text{ tonn [480kN]}$.

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

Tabella 5-5: Peso per appoggio

Direzione	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Q _k	0	0	-50,00	0	0	0
Q _k	0	0	-120,00	0	0	0
Q _k	0	0	-70,00	0	0	0
Q _k	0	0	-50,00	0	0	0
Q _k	0	0	-120,00	0	0	0
Q _k	0	0	-70,00	0	0	0

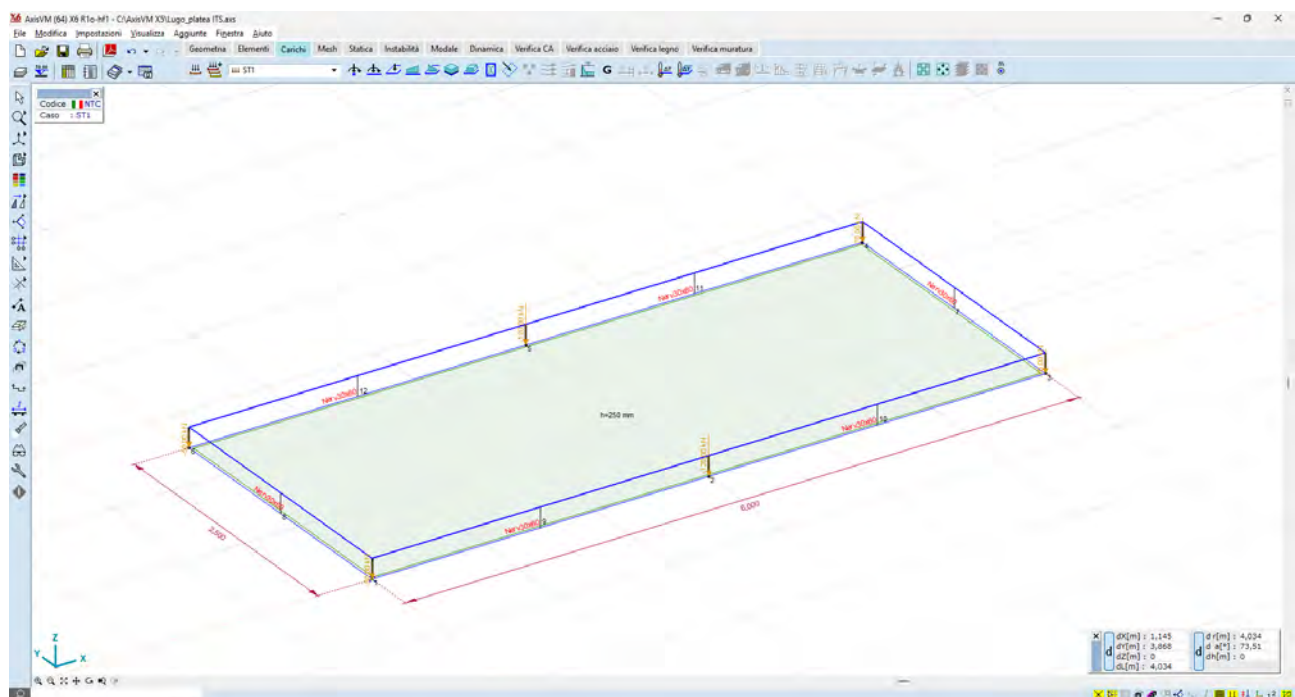


Figura 55 - Carichi concentrati nodali - scarichi al piede

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:

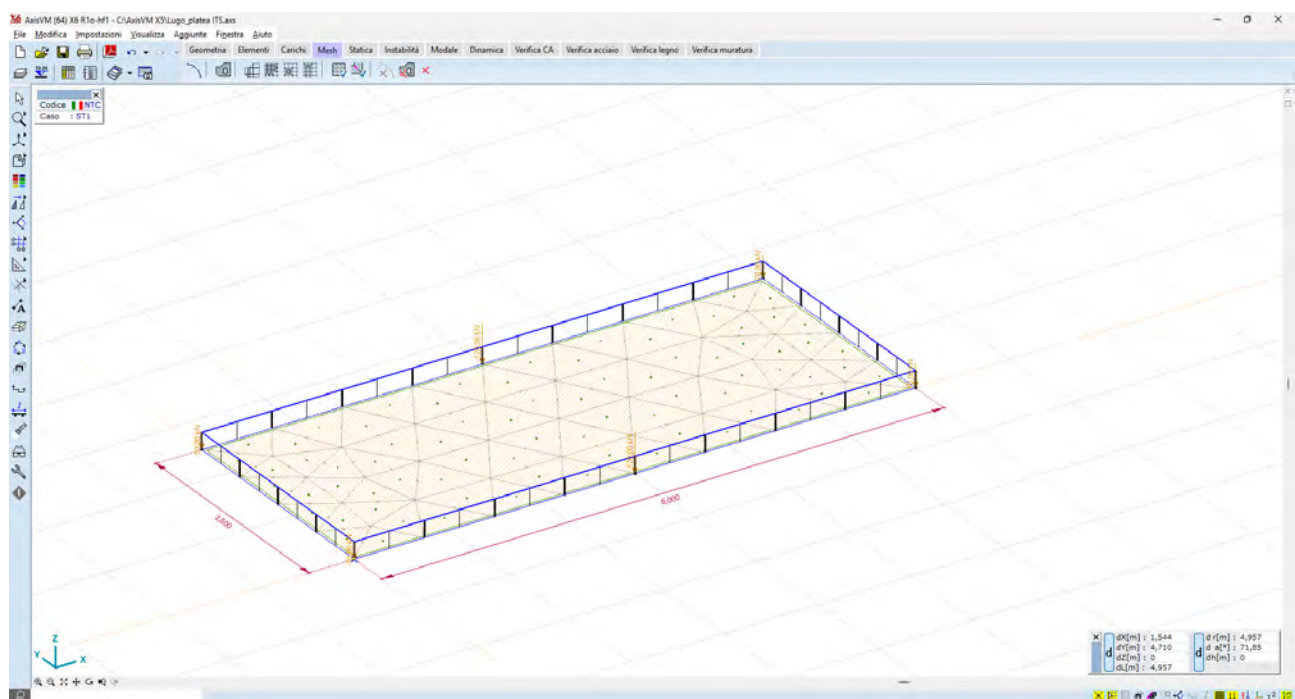


Figura 56: Generazione della mesh

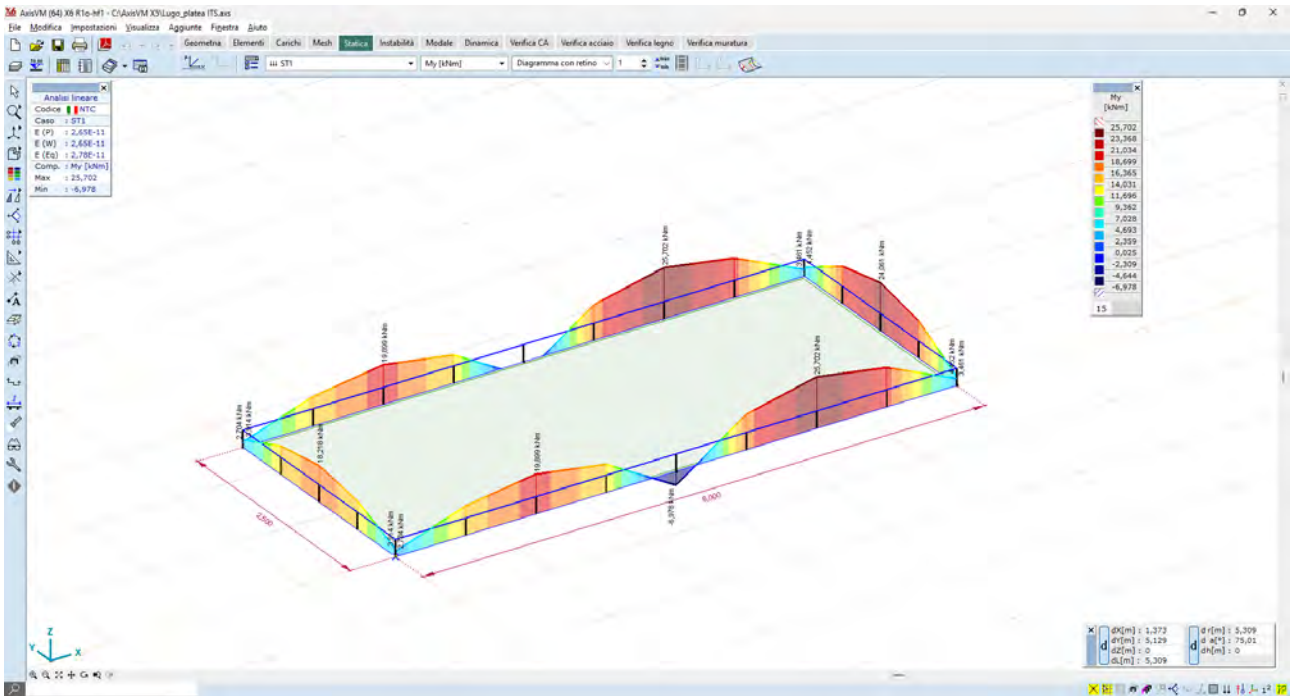


Figura 57: Sollecitazioni Nervature – M_y – valori max 24kN*m

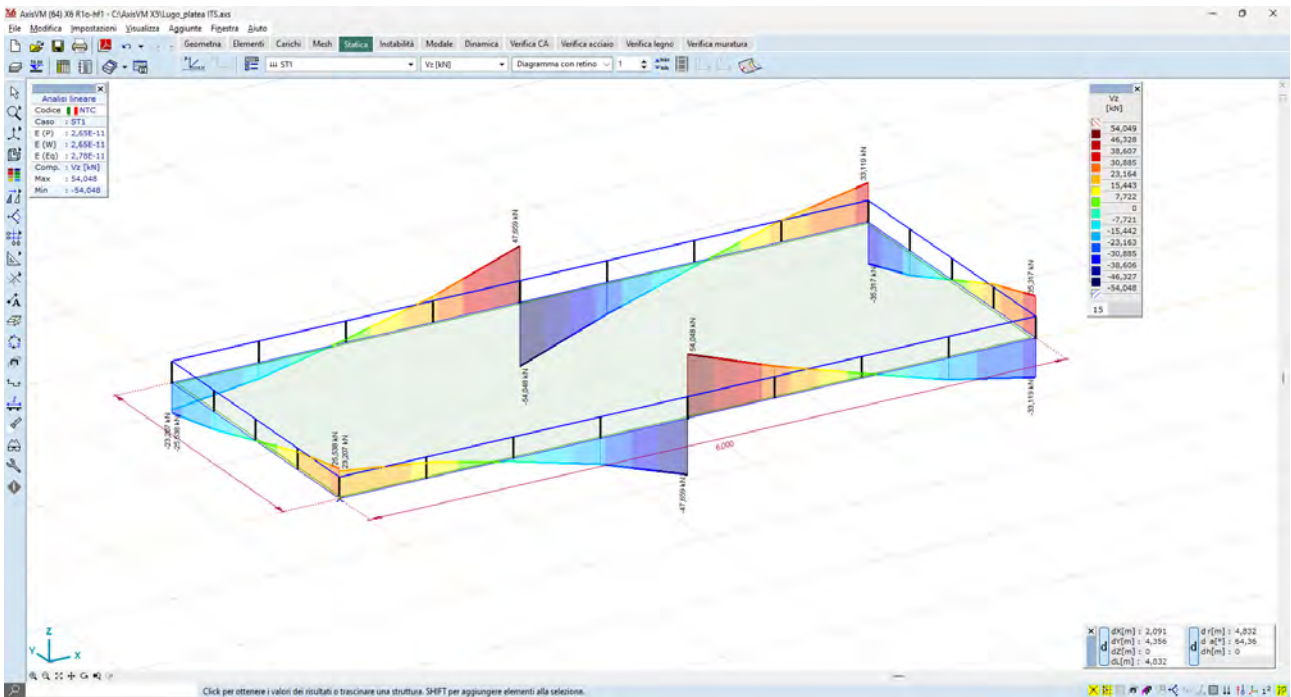


Figura 58: Sollecitazioni Nervature – V_z – valori max 46 kN

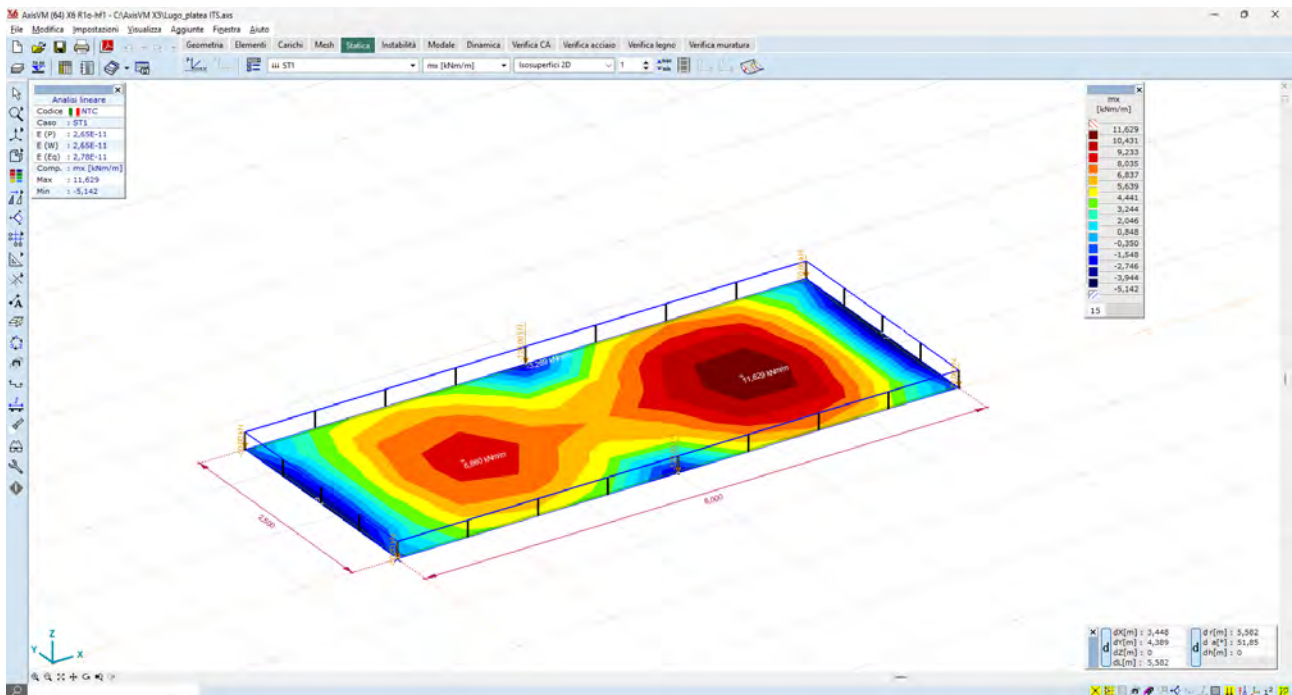


Figura 59: Sollecitazioni elemento plate – mx – valori max 10,4 kNm/m

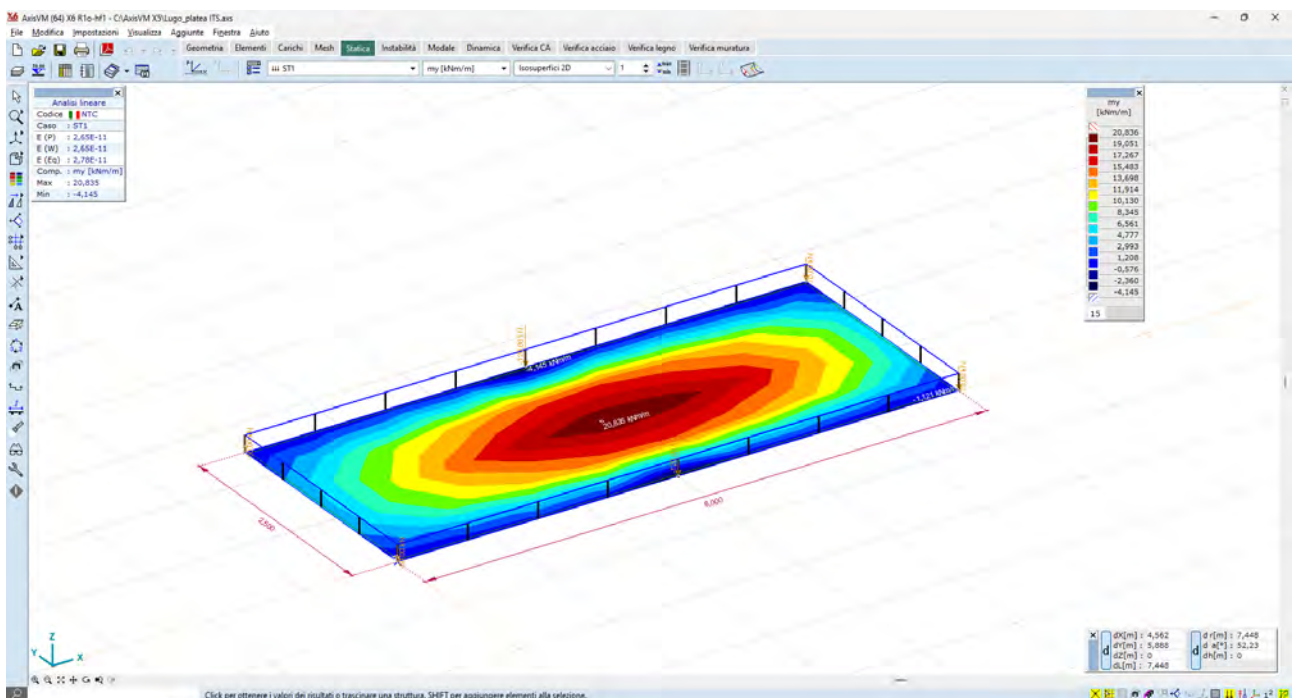


Figura 60: Sollecitazioni elemento plate – my – valori max 19,0 kNm/m

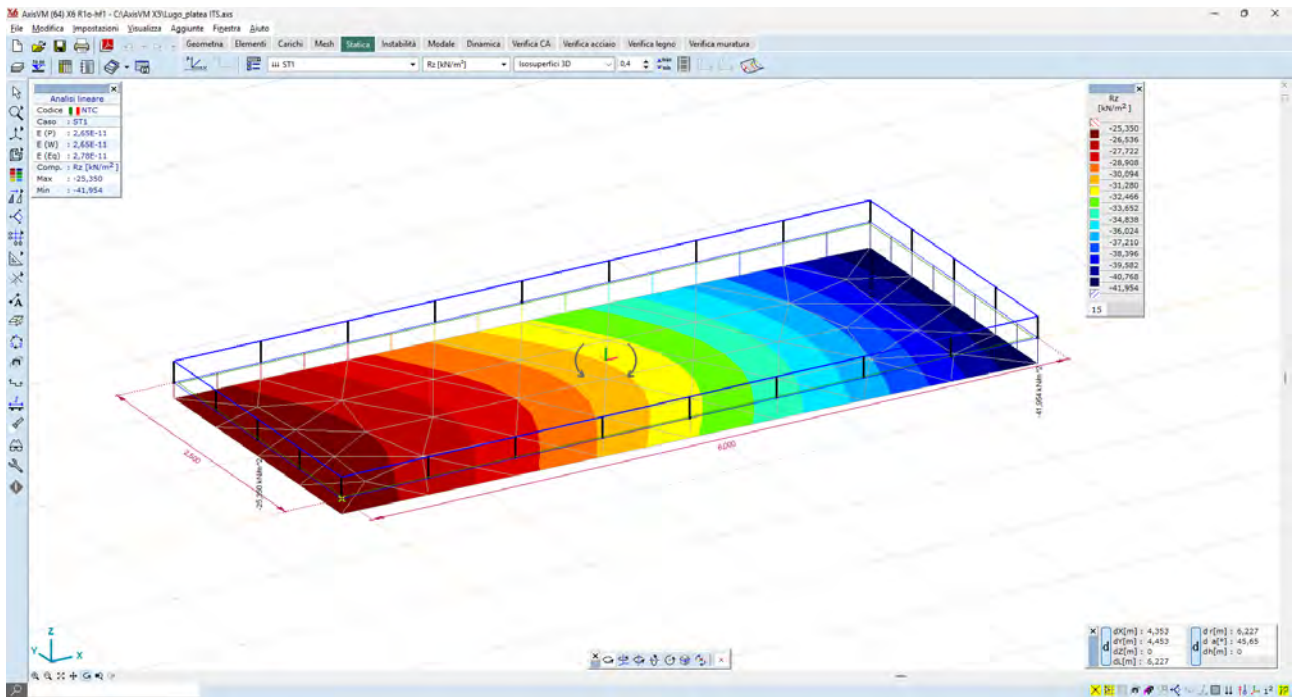


Figura 61: Valori delle reazioni al suolo – R_z – valori max 40,0 kN/m²

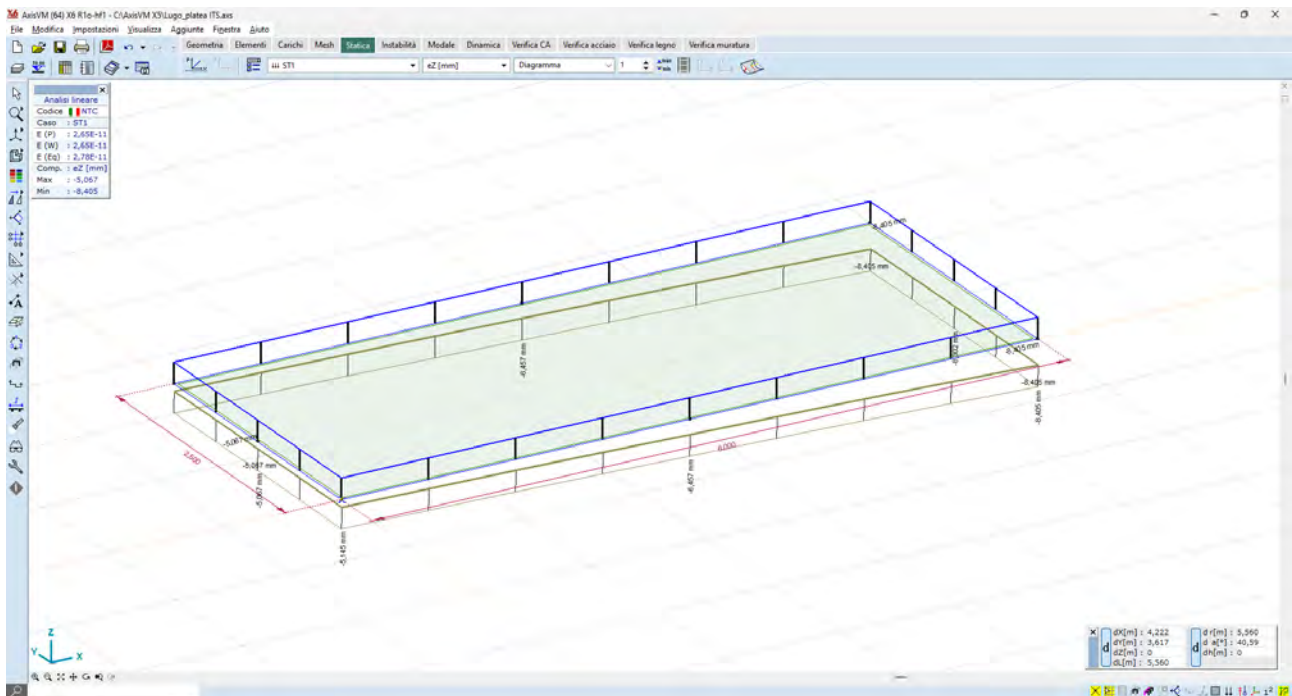


Figura 62: Valori degli spostamenti verticali – e_z – valori medi 6,4 mm

5.6 Fondazioni cabine prefabbricate Edificio Magazzino - 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 12,2 x 2,5 mt

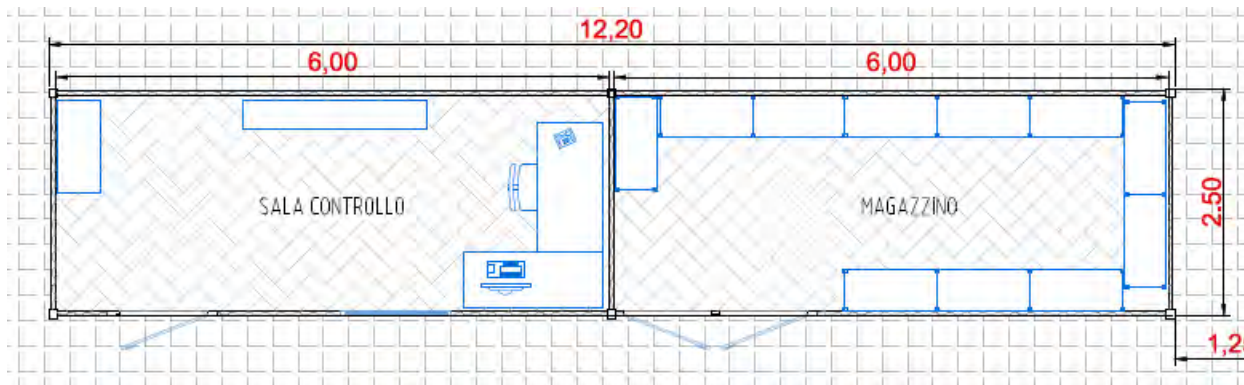


Figura 63: Layout container magazzino e sala controllo

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 64: Sezione di progetto - fondazione control room

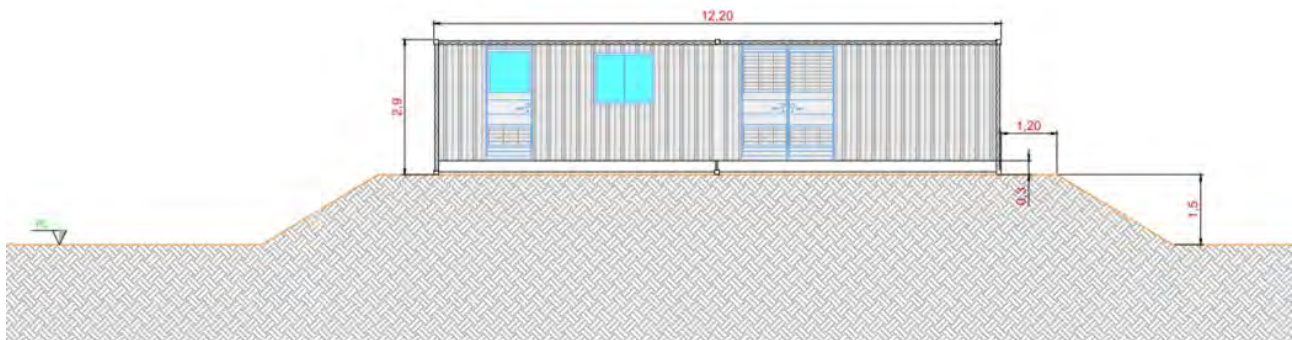


Figura 65: vista di progetto - Power station

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/mm²
 - Modulo elastico 31.475 N/mm²
 - Coeff Poisson 0,2
 - Diam max inerti 32mm
 - Slump S4

- ACCIAI DA ARMATURA
 - Acciaio tipo B450C
 - Resistenza elastica f_{yd} 391 N/mm²
 - Modulo elastico 206.000 N/mm²
 - Limite di deformazione elast ϵ_{s1} 0.198%
 - Limite di deformazione ultima ϵ_{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 12,20 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.

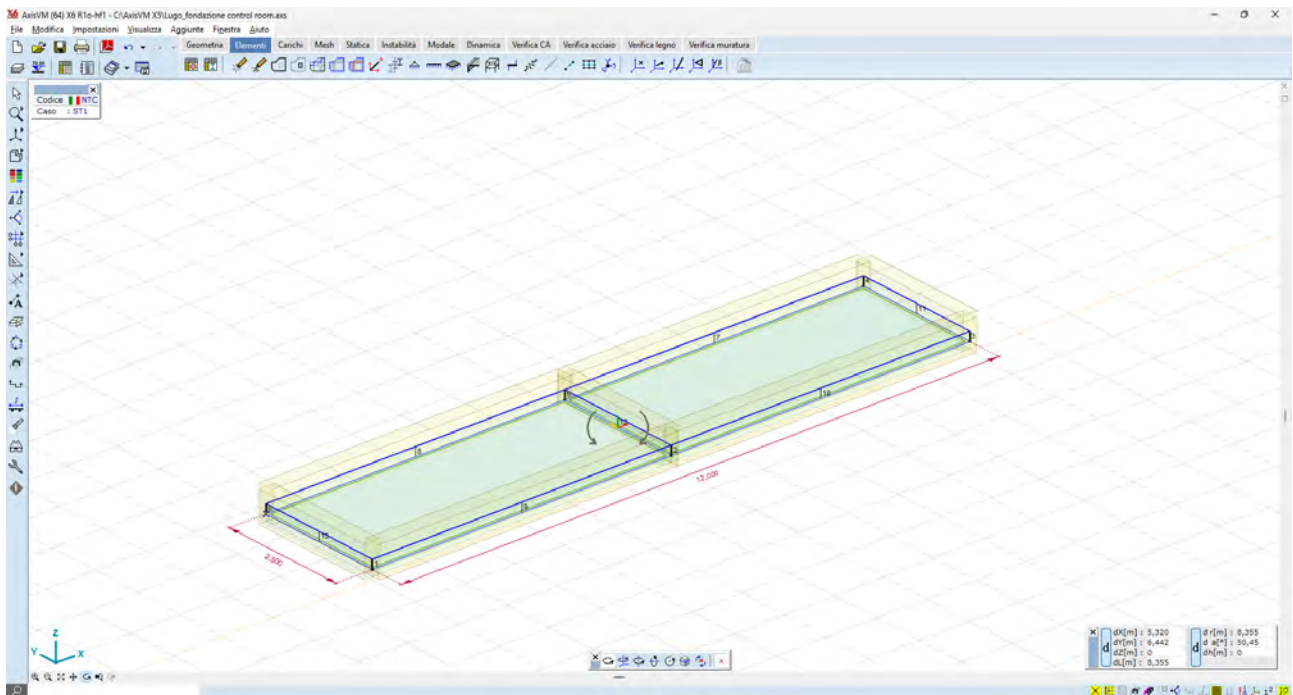


Figura 66: Fondazione Power station – vista 3D

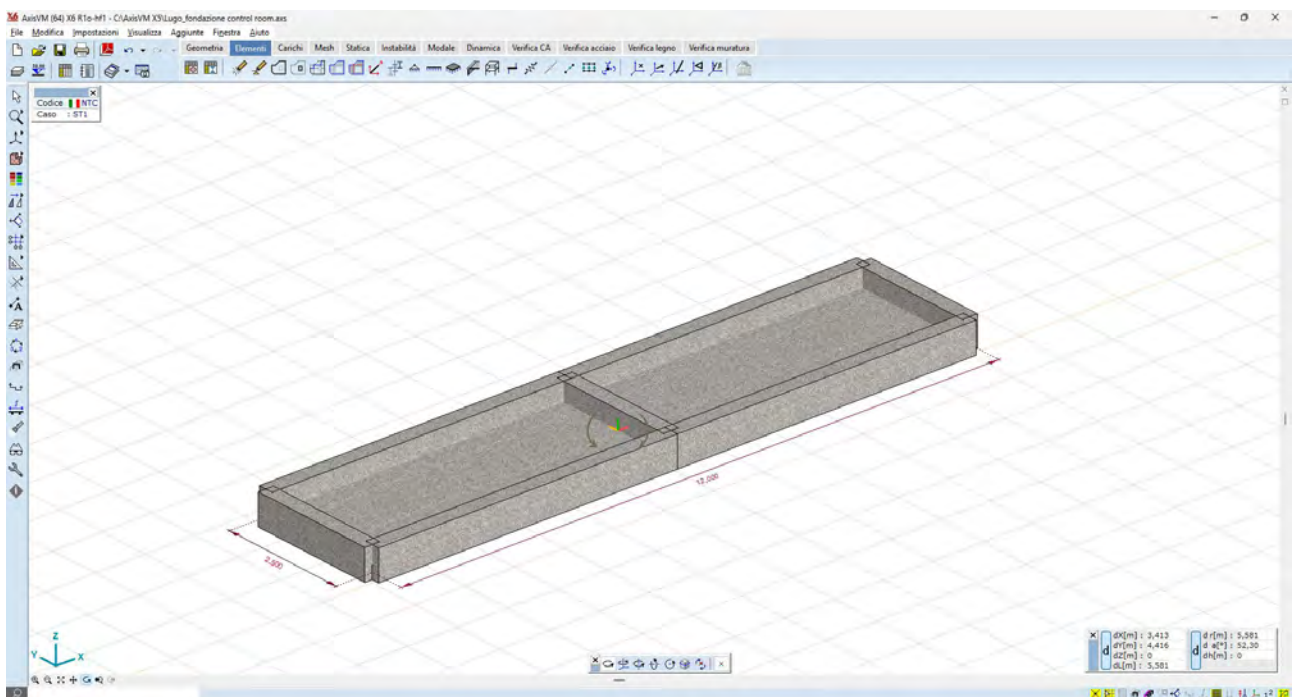


Figura 67: Fondazione Power station – vista render

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:

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 <td 0	0	
Qk	0	0	-25,00	0	0	0

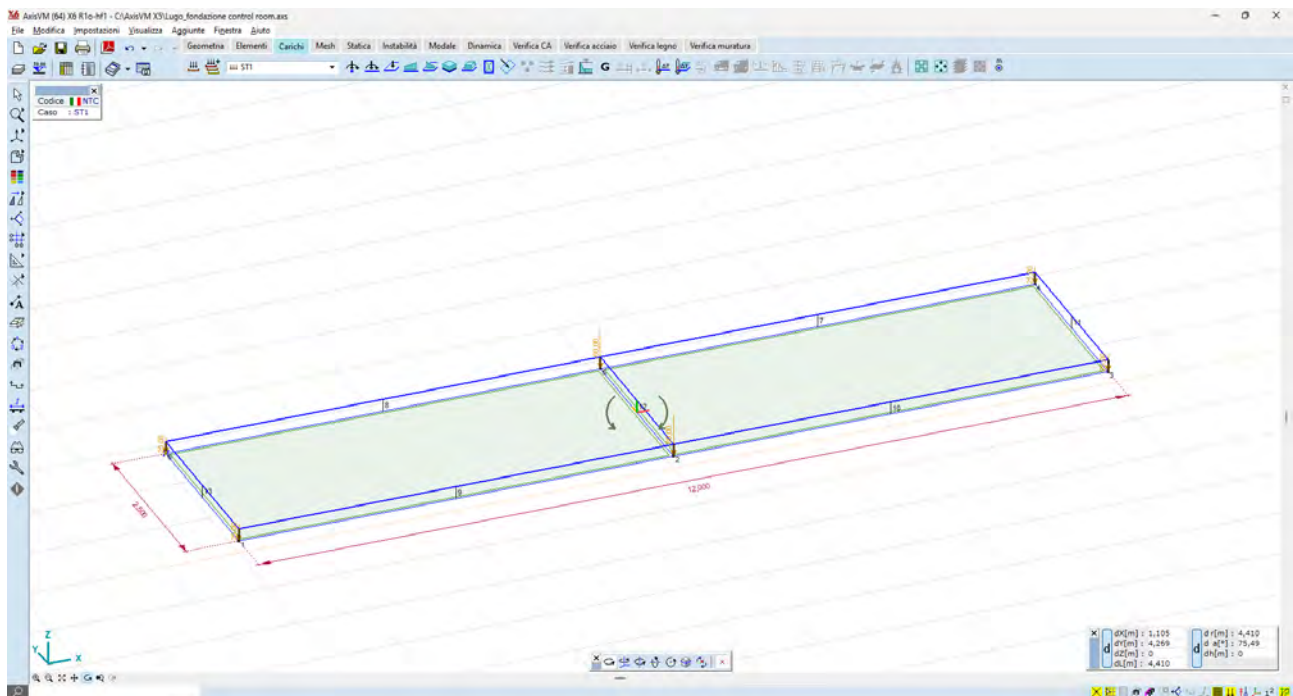


Figura 68: carichi concentrati nodali - scarichi al piede

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:

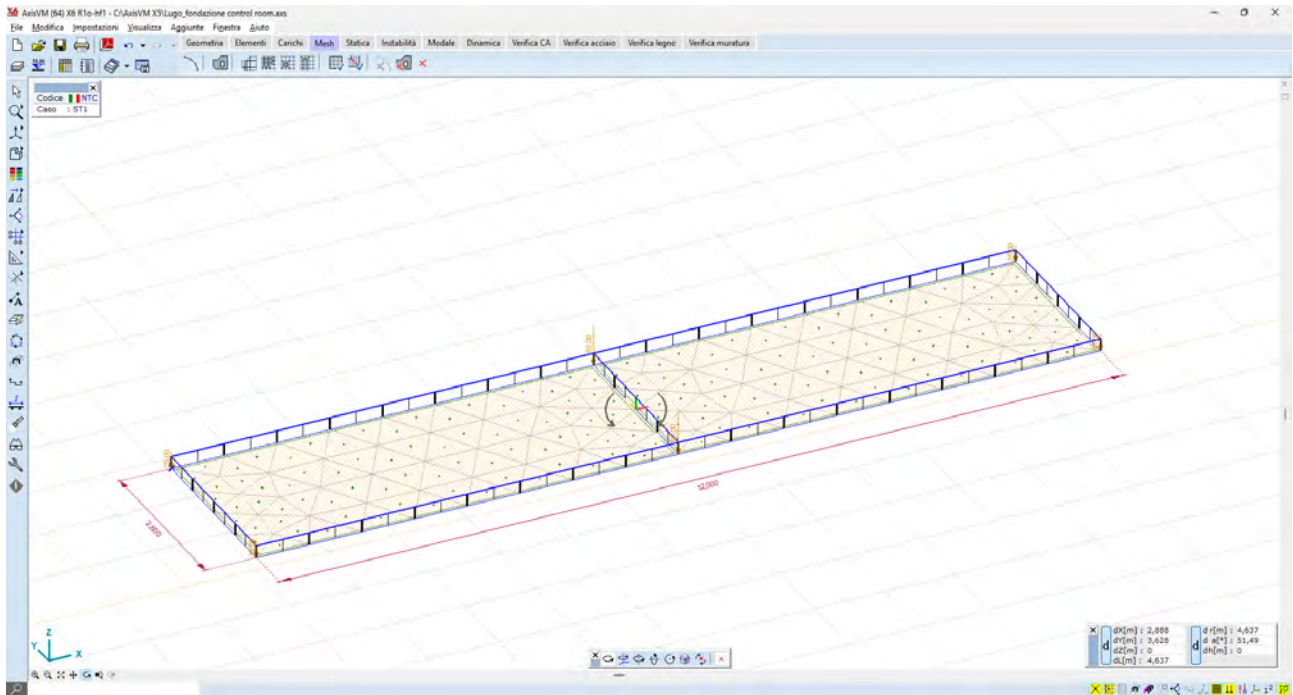


Figura 69: Generazione della mesh

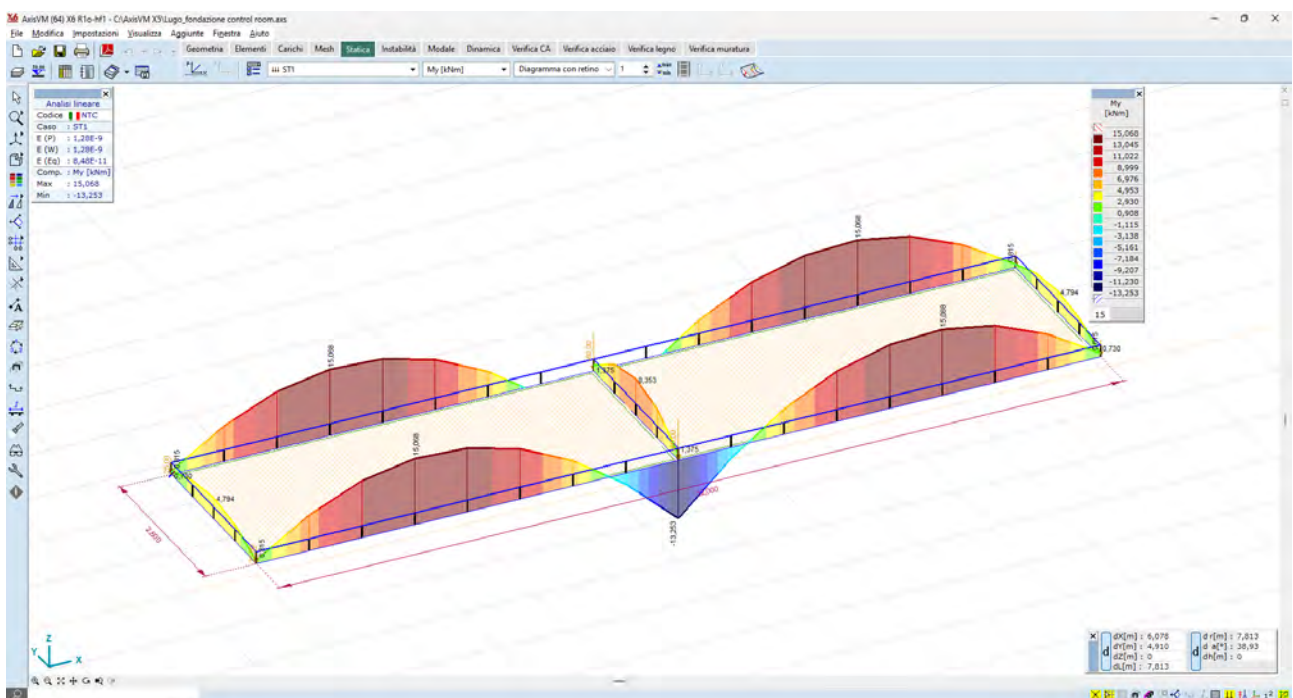


Figura 70: Sollecitazioni Nervature – My – valori max 13,0 kN*m

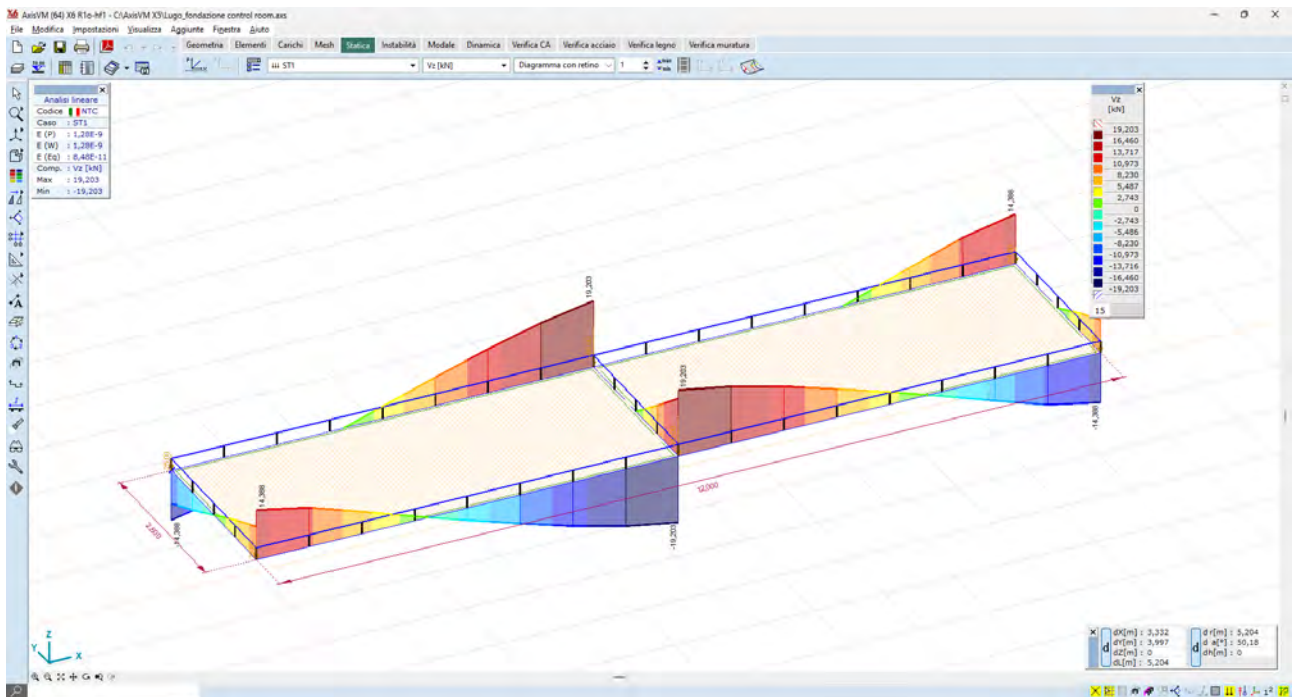


Figura 71: Sollecitazioni Nervature – Vz – valori max 16,4 kN

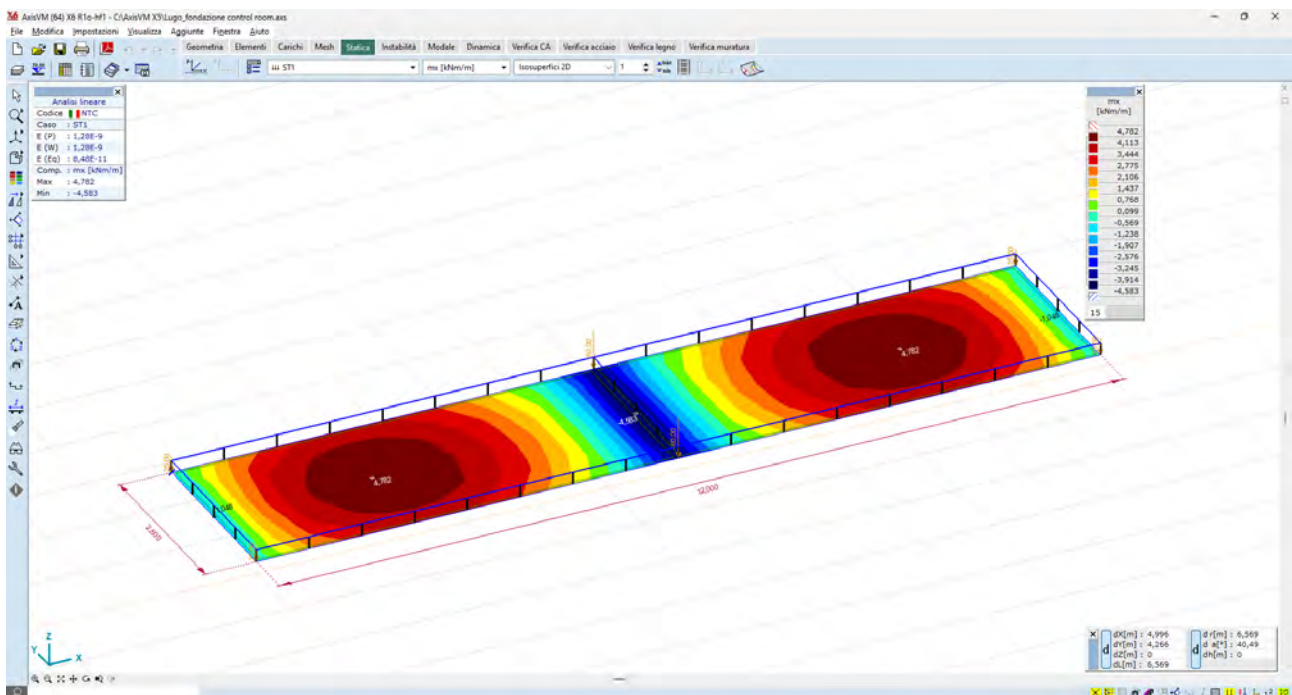


Figura 72: Sollecitazioni elemento plate – mx – valori max 4,0 kNm/m

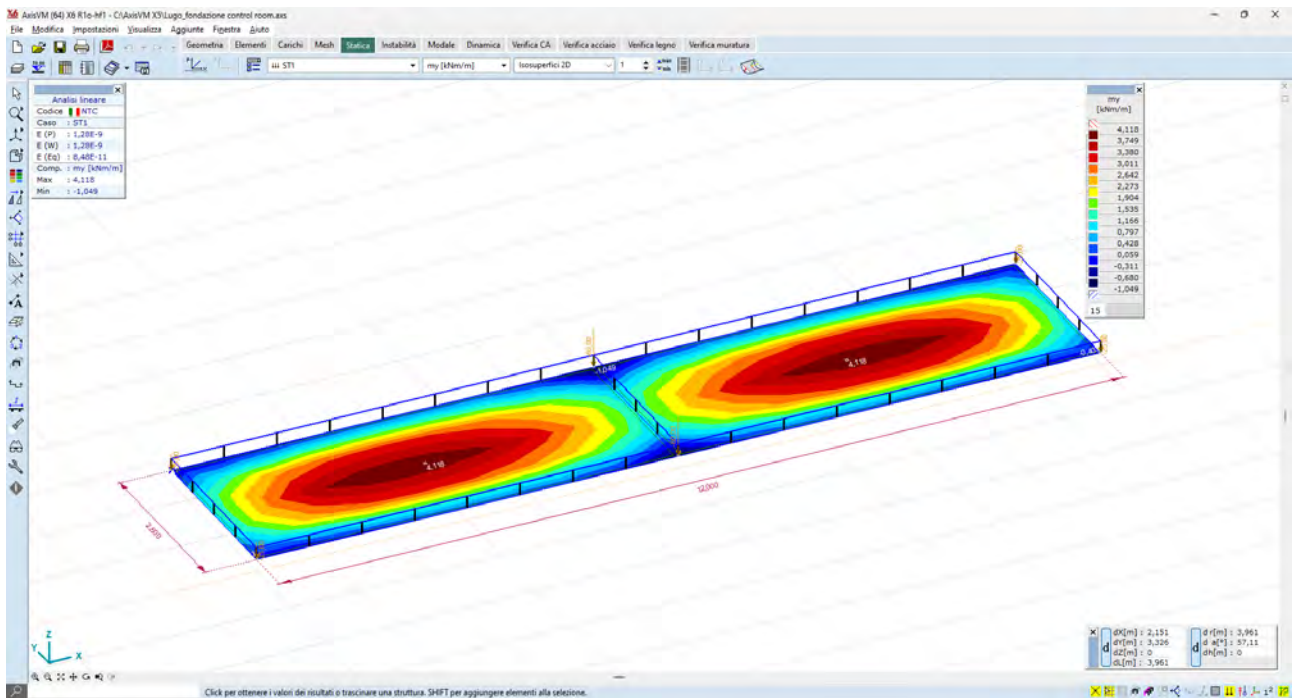


Figura 73: Sollecitazioni elemento plate – my – valori max 3,7 kNm/m

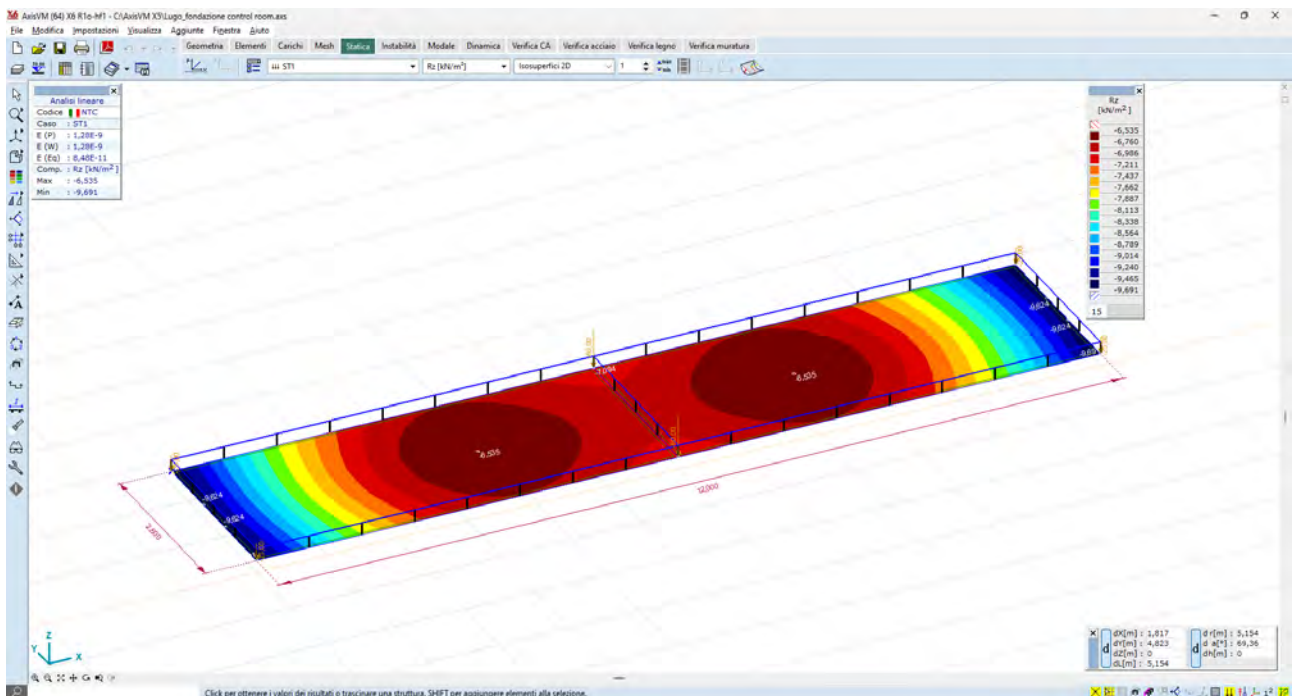


Figura 74: Valori delle reazioni al suolo – Rz – valori max 9,0 kN/mq

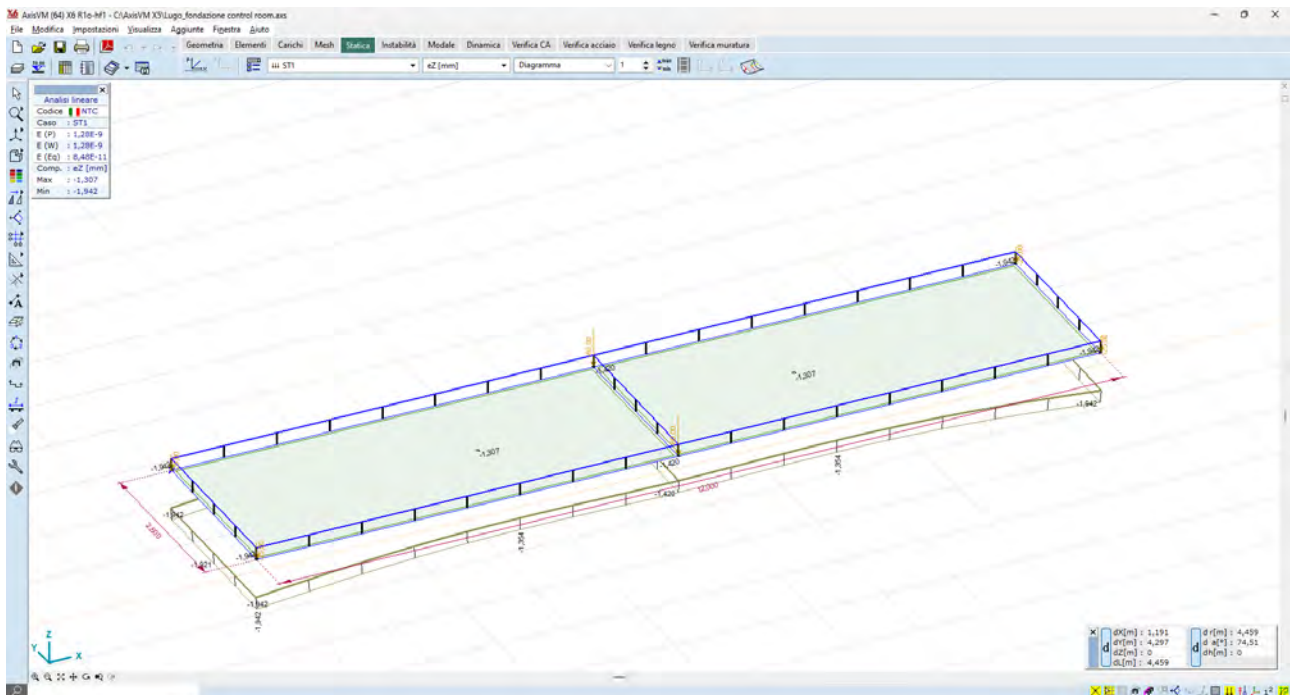


Figura 75: Valori degli spostamenti verticali – ez – valori medi 1,4 mm

5.7 Edificio Cabina Utente

5.7.1 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.

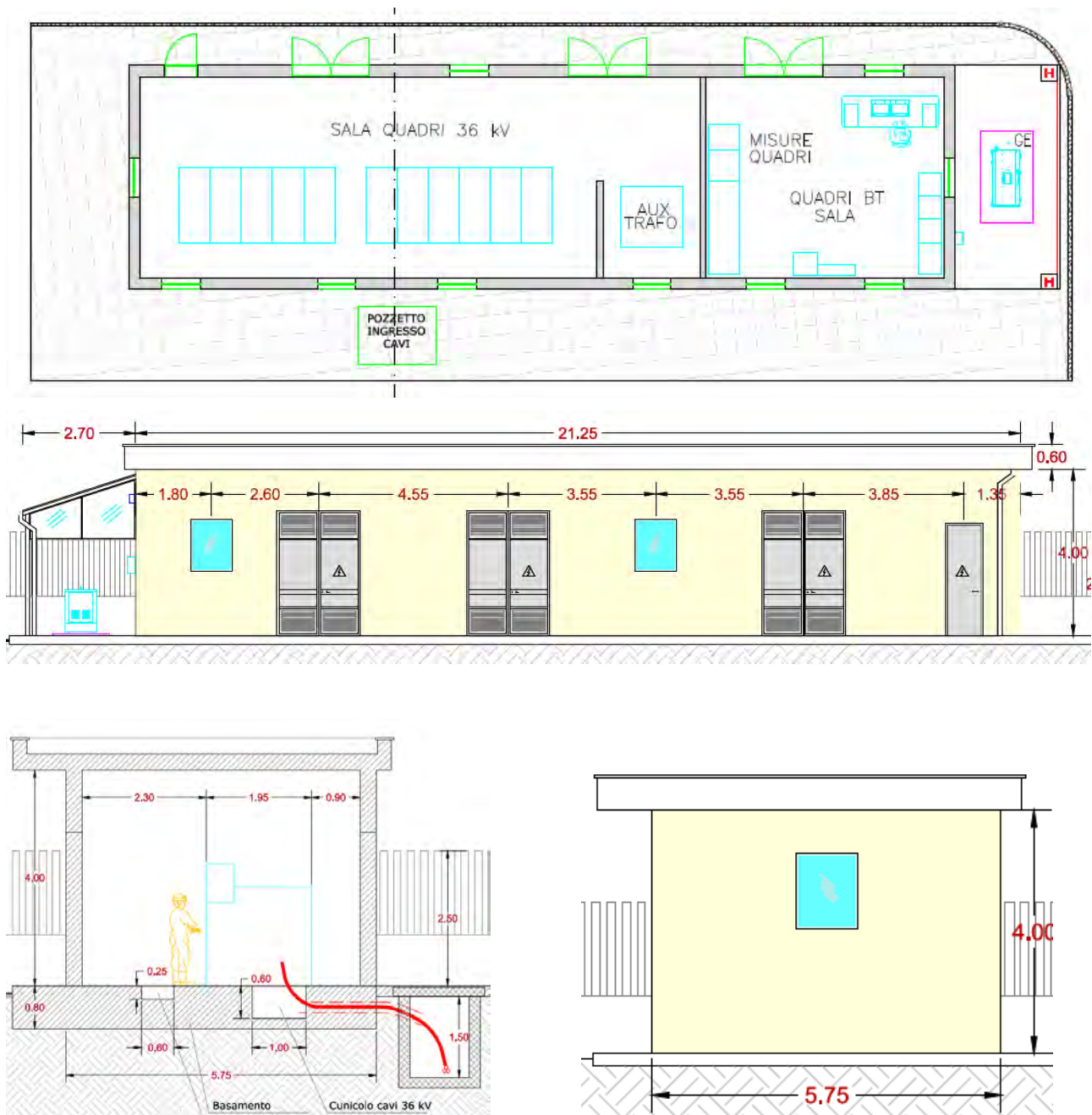


Figura 76_viste edificio di comando – planimetria, prospetti, sezione

5.7.2 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 momodimensionali 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/m³ (valore elevato, a simulare un sottofondo ben costipato);
 - nella direzione globale orizzontale pari a $k_x = k_y = 2.500$ KN/m³ (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 5-6: Elementi asta

	Nome	Figura	h [mm]	b [mm]	I _x [mm ⁴]	I _y [mm ⁴]
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

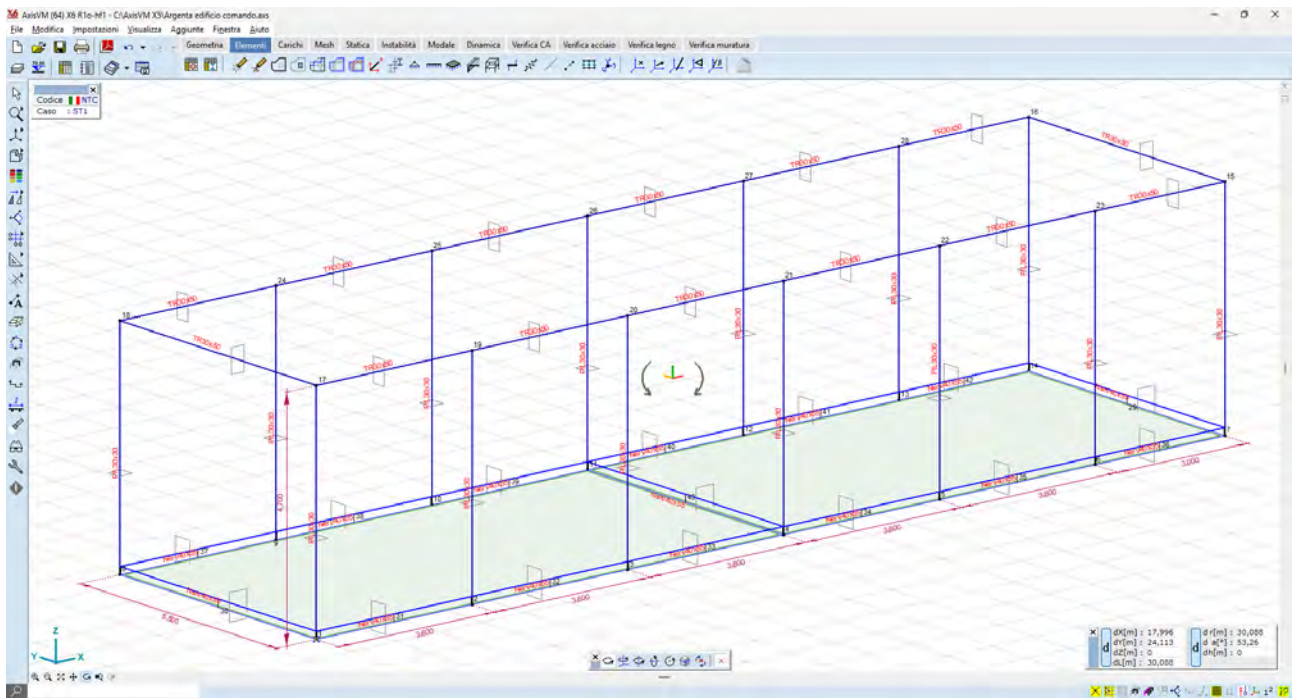


Figura 77_vista modello - elementi asta/shell/nodi

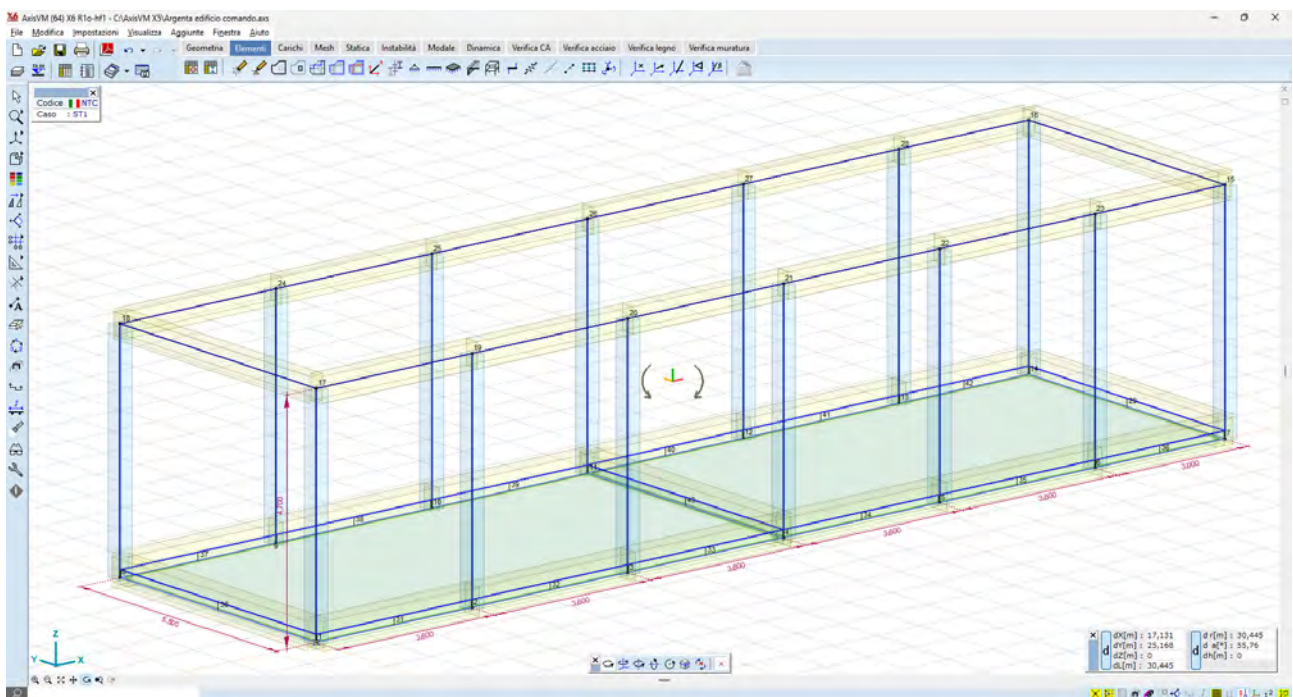


Figura 78_vista modello - elementi asta/shell

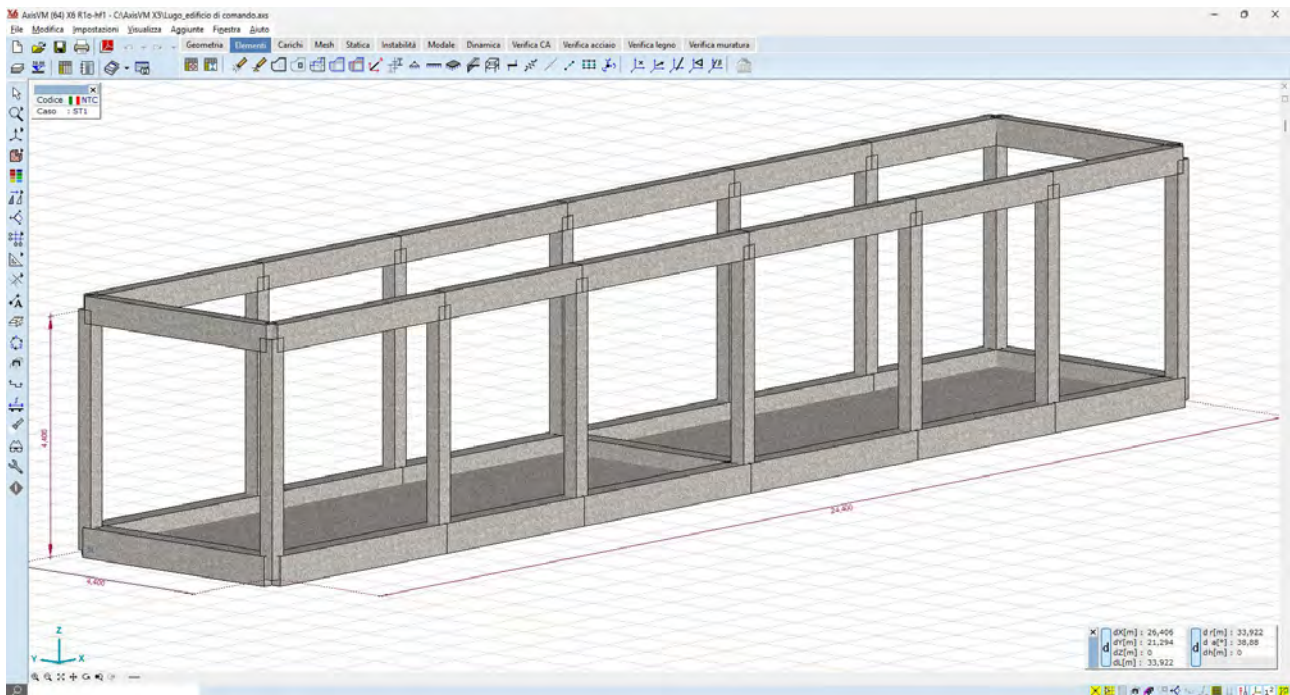


Figura 79_vista modello solido - render 3D

5.7.3 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

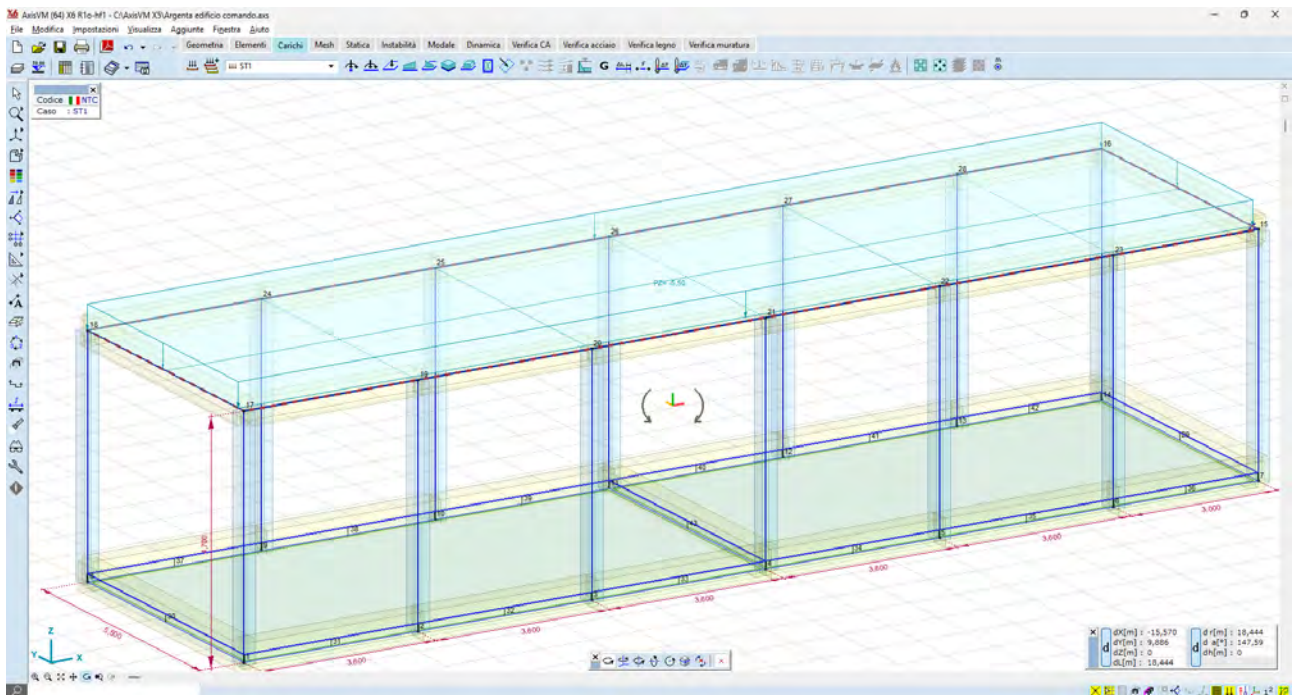


Figura 80_carichi solaio copertura

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 $S = S_s \cdot S_t$
- λ 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:

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

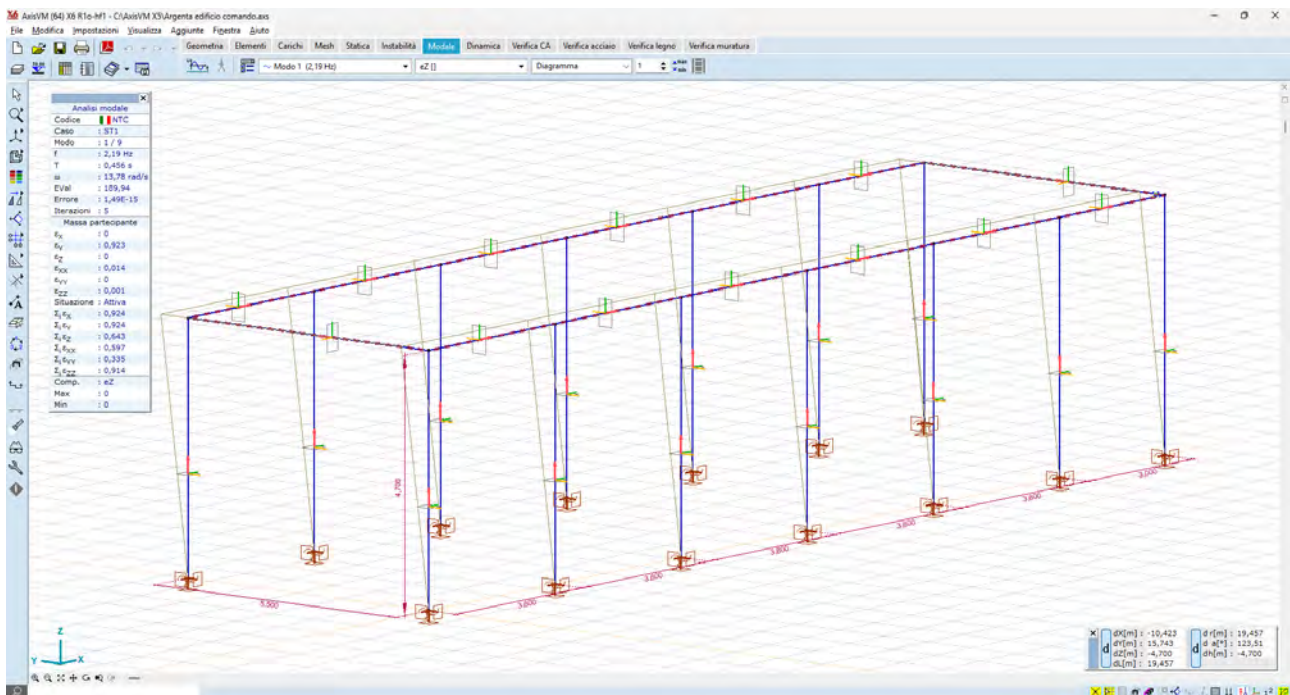


Figura 81 primo modo di vibrare – flessionale - $T = 0.456$ sec – massa partecipante 92,3%

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 idimensionamento 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.

5.7.4 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.

5.7.4.1 Sollecitazioni sulle aste

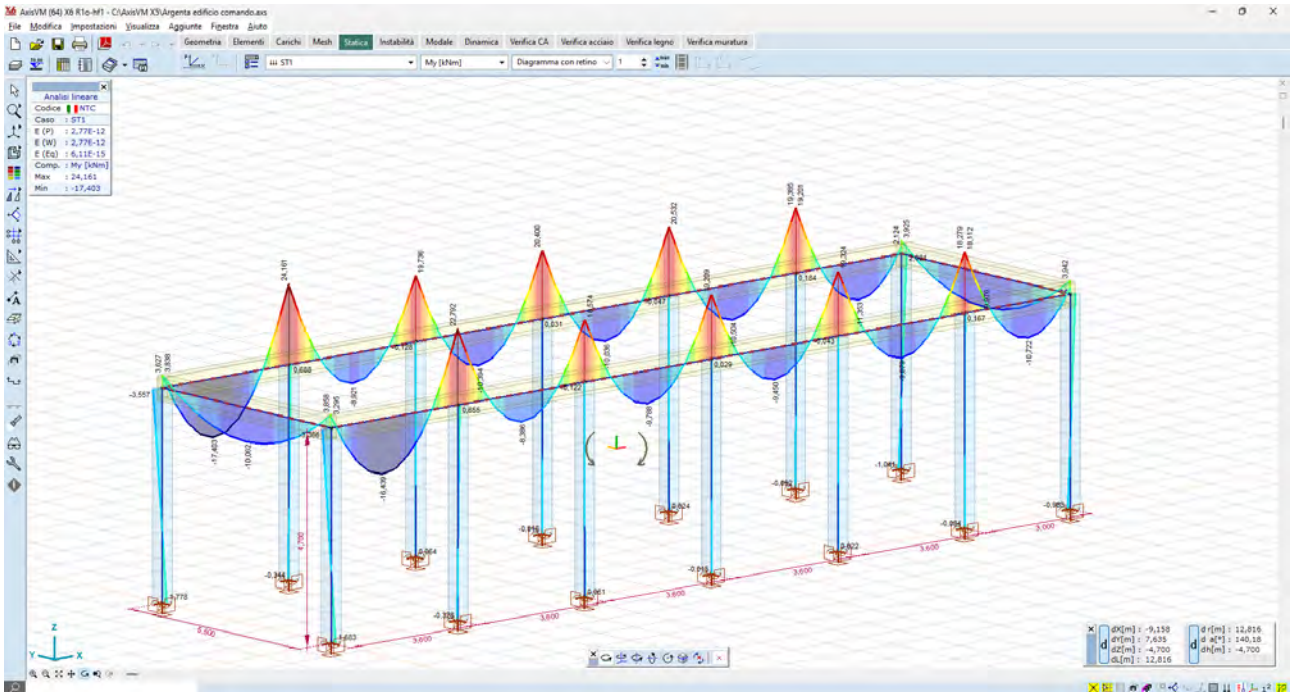


Figura 82_ momenti flettenti sulle travi – valori massimi $M_y = 24,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$

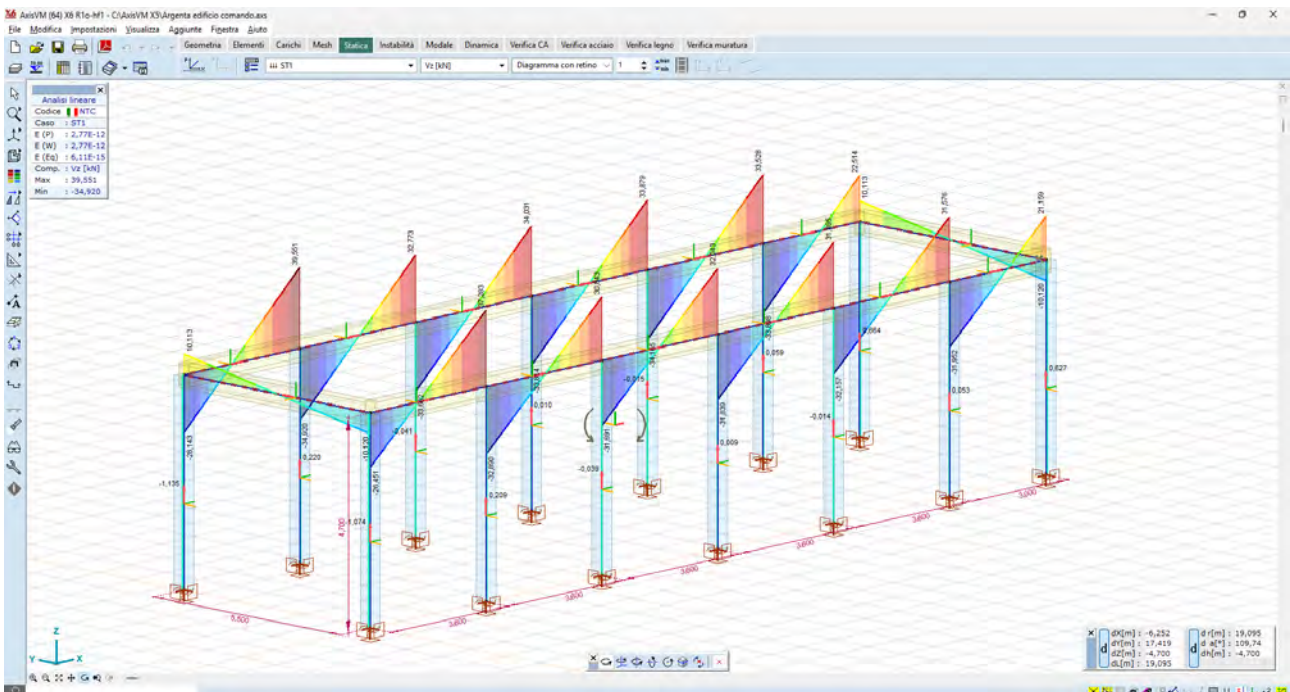


Figura 83_ azioni taglianti sulle travi – valori massimi $V_z = 34,00 \text{ kN}$

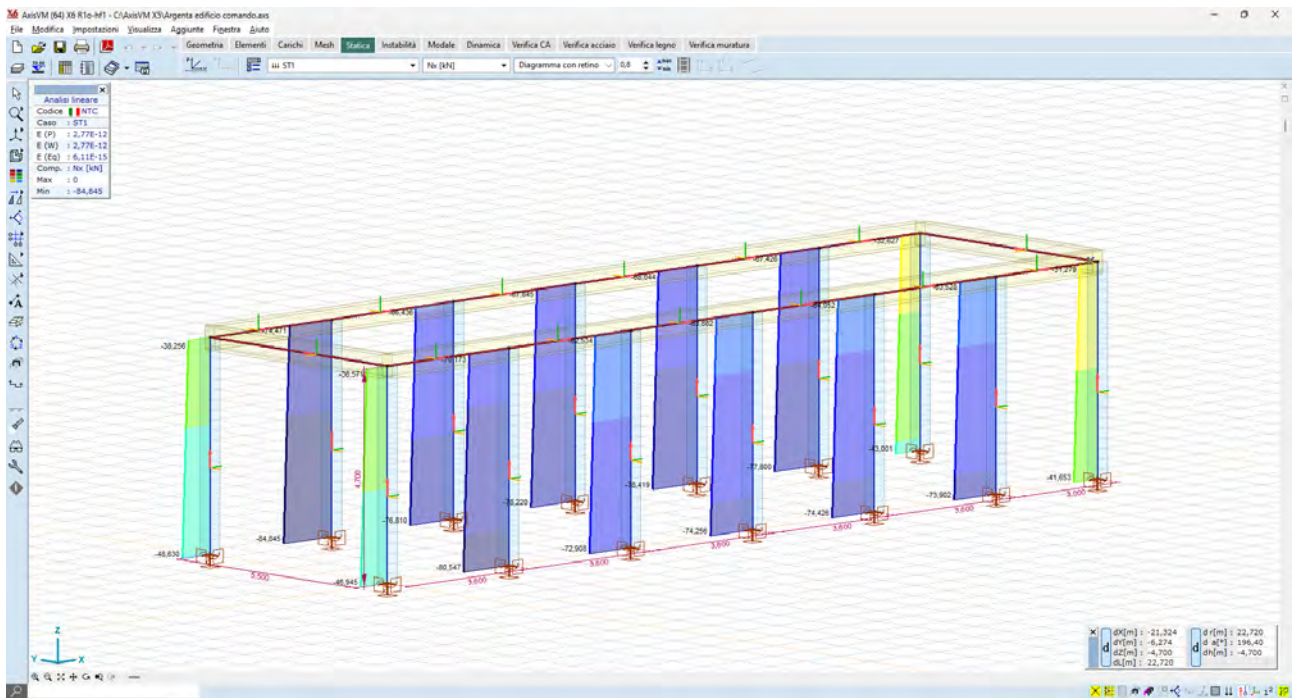


Figura 84_azioni assiali nei pilastri - valori massimi $N_x = 80,00$ kN

1.1.1 Deformate

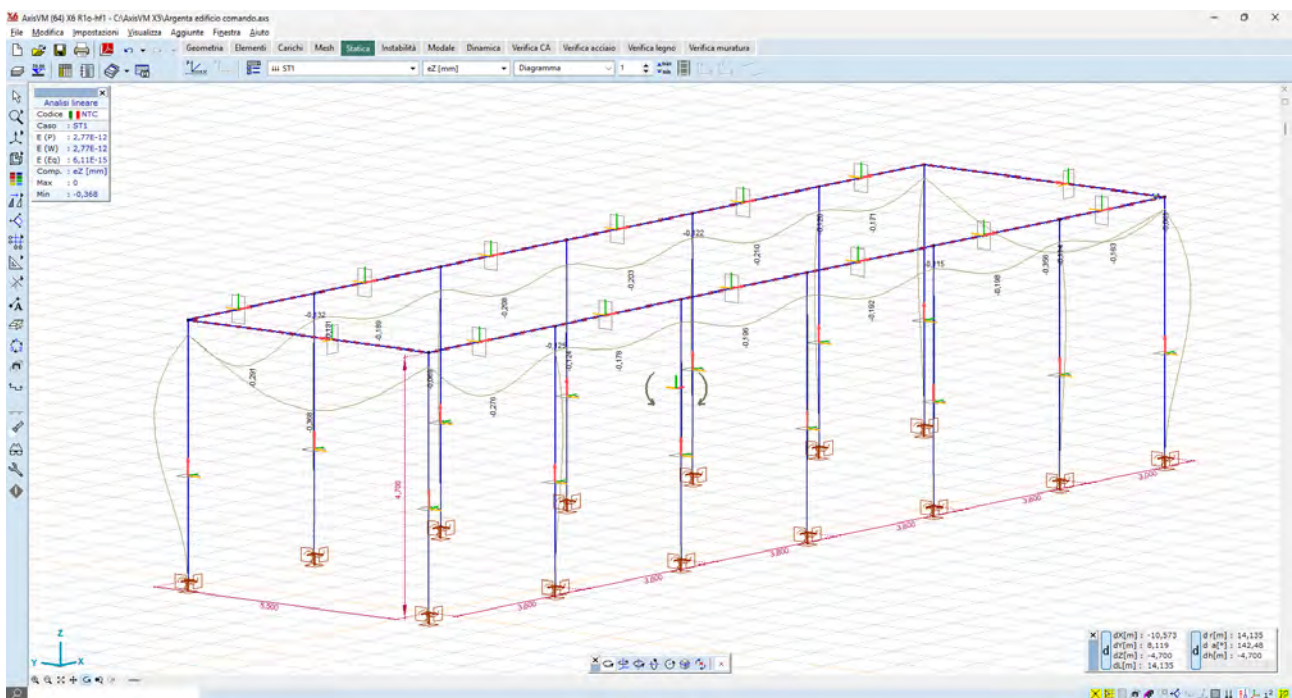


Figura 85_deformazioni della struttura sotto carico_valori massimi $e_z = 0,4$ mm

5.7.4.2 Pressioni al suolo

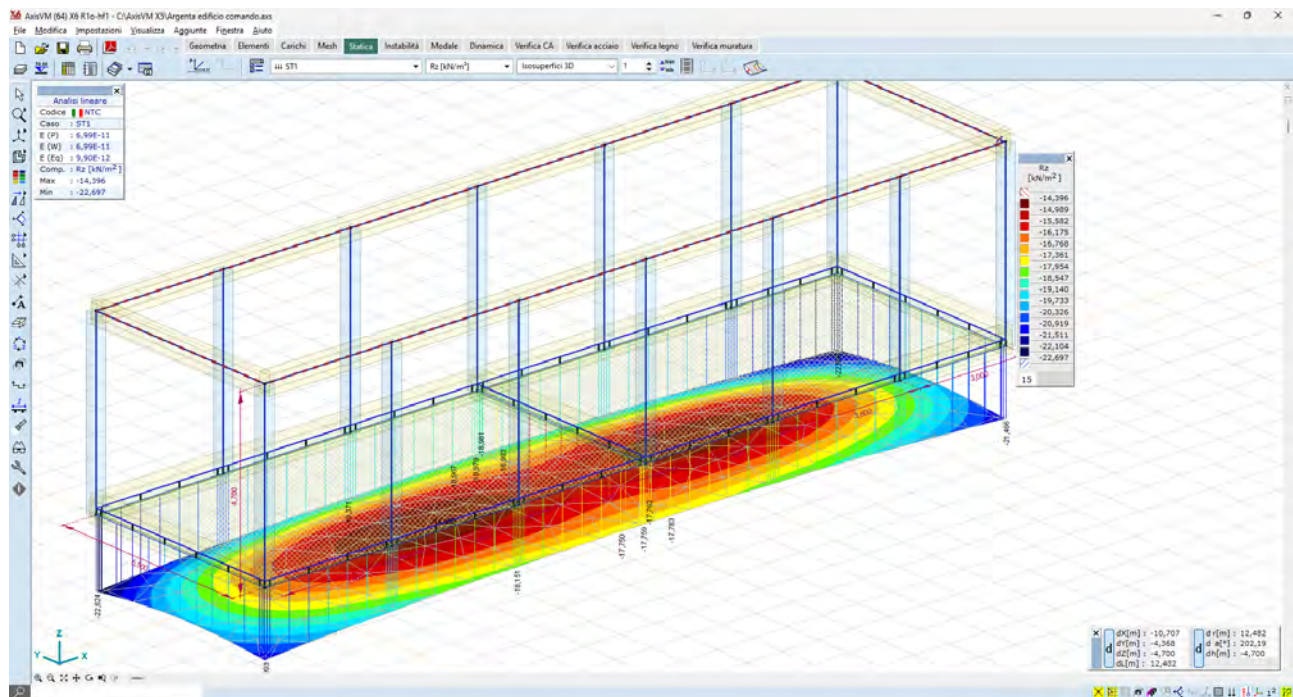


Figura 86 pressioni al suolo R_z – valori massimi dell'ordine dei 22 kN/mq

Il valore medio dei carichi al suolo è pari a 17.60 kN/mq, ossia **0.18 daN/cm^q**, che è assolutamente modesto, e pertanto compatibile con i carichi limite del piano di imposta in rilevato.

5.7.4.3 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 può asseverare che la struttura non influenza significativamente il volume di sedime sul quale andrà ad insistere.

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

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

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

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

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

In questa fase progettuale si è ipotizzata una profondità di infissione pari a 2,7mt, 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/cm²] 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 non è stata svolta alcuna indagine geognostica; 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.

Il modello geotecnico può essere descritto dalla stratigrafia seguente:

- uno strato superiore (top layer) dello spessore di 1,5mt aventi le caratteristiche di un terreno granulare addensato (rilevato);
- gli strati inferiori come caratterizzati all'interno del report geologico che ha caratterizzato un'area di sedime prossima a quella in esame, a firma della dott.ssa geol. Sara Bedeschi, del quale si estraggono di seguito i risultati:

CPT1(-2,00)													
prof. dal p.c.	γ (t/m ³)		frazione coesiva										
			Cu (kg/cm ²)		OCR		Eu 50 (kg/cm ²)		Mo (fr. coesiva) (kg/cm ²)				
		sopra falda	sotto falda										
		STRATO 1 Litotipi limo-argillosi e limo-sabbiosi	0,00-2,80	γ (k)	1,85	γ (k)	0,88	Cu (k)	0,82	OCR (k)	26,61	Eu50 (k)	140,08
γ (media)	1,85			γ (media)	0,91	Cu (media)	1,06	OCR (media)	40,90	Eu50 (media)	180,90	Mo (media)	88,50
γ (min)	1,85			γ (min)	0,86	Cu (min)	0,64	OCR (min)	10,90	Eu50 (min)	108,00	Mo (min)	48,00
γ (max)	1,85			γ (max)	0,98	Cu (max)	2,67	OCR (max)	99,90	Eu50 (max)	453,00	Mo (max)	240,00
STRATO 2 Litotipi argillosi con probabile presenza di sostanza organica	2,80-9,20	γ (k)	0,90	Cu (k)	0,54	OCR (k)	2,64	Eu50 (k)	249,59	Mo (k)	42,62		
		γ (media)	0,91	Cu (media)	0,56	OCR (media)	3,03	Eu50 (media)	266,63	Mo (media)	43,97		
		γ (min)	0,85	Cu (min)	0,40	OCR (min)	1,50	Eu50 (min)	154,00	Mo (min)	35,00		
		γ (max)	0,97	Cu (max)	0,75	OCR (max)	6,00	Eu50 (max)	371,00	Mo (max)	56,00		
STRATO 3 Litotipi argillosi e argillosi debolmente limosi	9,20-12,00	γ (k)	0,95	Cu (k)	0,72	OCR (k)	1,77	Eu50 (k)	409,50	Mo (k)	54,26		
		γ (media)	0,96	Cu (media)	0,75	OCR (media)	1,88	Eu50 (media)	422,79	Mo (media)	56,43		
		γ (min)	0,93	Cu (min)	0,60	OCR (min)	1,50	Eu50 (min)	348,00	Mo (min)	47,00		
		γ (max)	0,99	Cu (max)	0,85	OCR (max)	2,20	Eu50 (max)	462,00	Mo (max)	66,00		
STRATO 4 Litotipi argillosi con probabile presenza di sostanza organica	12,00-15,00	γ (k)	0,90	Cu (k)	0,55	OCR (k)	0,92	Eu50 (k)	330,11	Mo (k)	43,08		
		γ (media)	0,91	Cu (media)	0,57	OCR (media)	0,97	Eu50 (media)	339,87	Mo (media)	44,20		
		γ (min)	0,83	Cu (min)	0,54	OCR (min)	0,80	Eu50 (min)	321,00	Mo (min)	42,00		
		γ (max)	0,95	Cu (max)	0,67	OCR (max)	1,20	Eu50 (max)	395,00	Mo (max)	50,00		

CPT1(-2,00)												
prof. dal p.c.	frazione granulare					valori indicativi						
	Dr (%)	ϕ (°)	E'50 (kg/cm ²)	Mo (fr. granulare) (kg/cm ²)		c' (kg/cm ²)	ϕ ' (°)	kW (kg/cm ³)	v			
STRATO 1 Litotipi limo-argillosi e limo-sabbiosi	Dr(k)	50,57	ϕ (k)	28,06	E'50(k)	77,01	Mo (k)	116,72	c' 0,05	ϕ ' 29,00	kW 2,40	v 0,35
	Dr (media)	61,10	ϕ (media)	29,10	E'50(media)	101,70	Mo (media)	182,65				
	Dr (min)	33,00	ϕ (min)	27,00	E'50 (min)	45,00	Mo (min)	75,00				
	Dr (max)	100,00	ϕ (max)	33,00	E'50 (max)	240,00	Mo (max)	1320,00				
STRATO 2 Litotipi argillosi con probabile presenza di sostanza organica	Dr(k)	-	ϕ (k)	-	E'50 (k)	-	Mo (k)	-	c' 0,08	ϕ ' 20,00	kW 1,20	v 0,35
	Dr (media)	-	ϕ (media)	-	E'50(media)	-	Mo (media)	-				
	Dr (min)	-	ϕ (min)	-	E'50 (min)	-	Mo (min)	-				
	Dr (max)	-	ϕ (max)	-	E'50 (max)	-	Mo (max)	-				
STRATO 3 Litotipi argillosi e argillosi debolmente limosi	Dr(k)	-	ϕ (k)	-	E'50 (k)	-	Mo (k)	-	c' 0,08	ϕ ' 20,00	kW 1,20	v 0,35
	Dr (media)	-	ϕ (media)	-	E'50(media)	-	Mo (media)	-				
	Dr (min)	-	ϕ (min)	-	E'50 (min)	-	Mo (min)	-				
	Dr (max)	-	ϕ (max)	-	E'50 (max)	-	Mo (max)	-				
STRATO 4 Litotipi argillosi con probabile presenza di sostanza organica	Dr(k)	-	ϕ (k)	-	E'50 (k)	-	Mo (k)	-	c' 0,08	ϕ ' 20,00	kW 1,20	v 0,35
	Dr (media)	-	ϕ (media)	-	E'50(media)	-	Mo (media)	-				
	Dr (min)	-	ϕ (min)	-	E'50 (min)	-	Mo (min)	-				
	Dr (max)	-	ϕ (max)	-	E'50 (max)	-	Mo (max)	-				

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 e/o 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 γ_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.

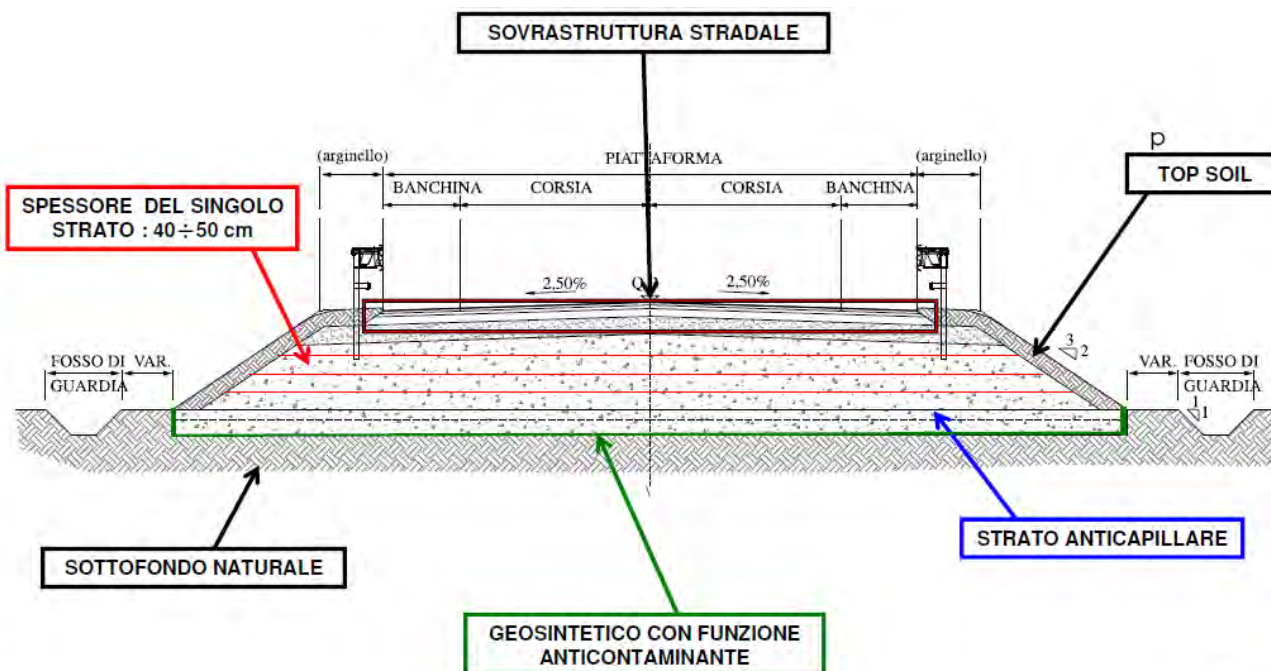


Figura 87 sezione tipologica di rilevato

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 > 10	IP > LL-30 > 10	IP > LL-30 > 10
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 e, 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 88 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]

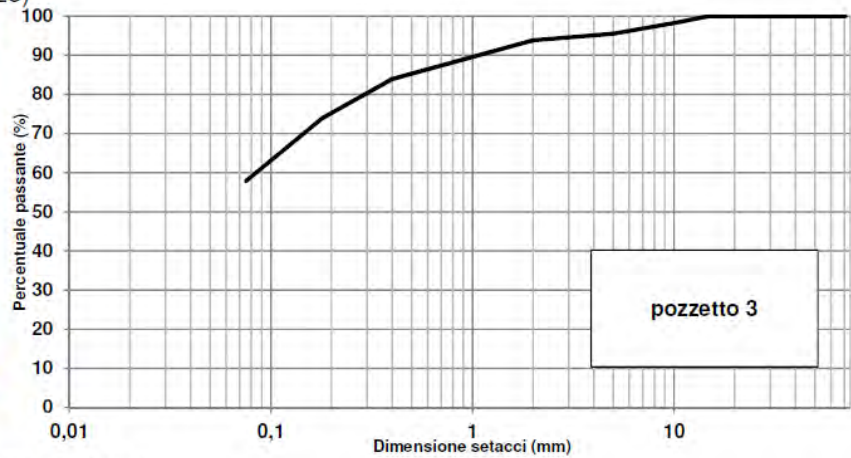
IG è sempre compreso in un range di valori tra 0 e 20, dove

- 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	trattenuto	passante
mm	%	%
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 89_ 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

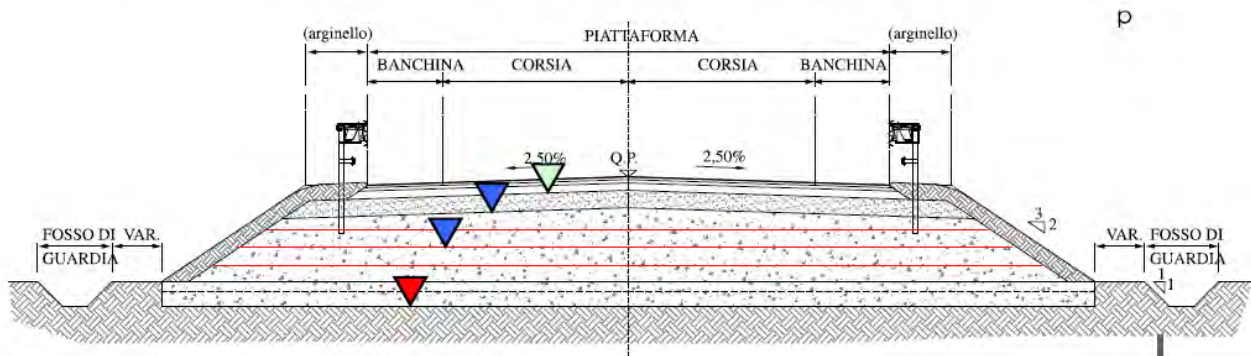
$$M_d = \frac{\Delta p}{\Delta w} * d$$

Dove

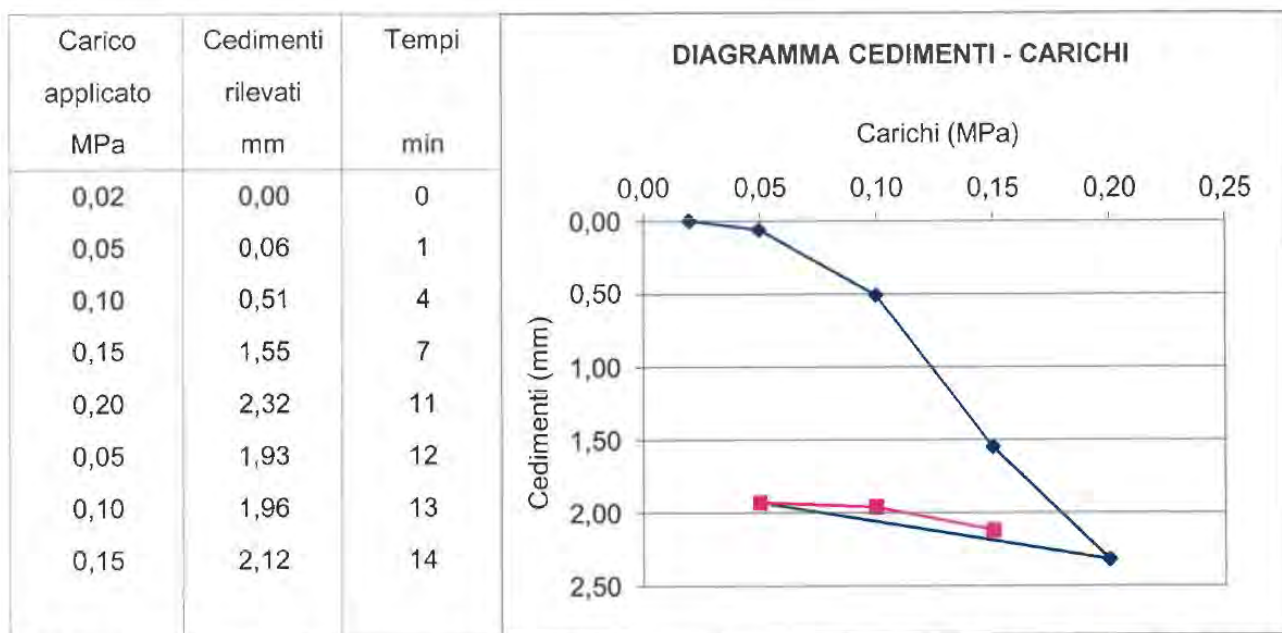
- Δp è l'incremento della pressione;
- Δw è l'incremento del cedimento corrispondente all'incremento della pressione (letture dei comparatori);
- D è il diametro della piastra.

Valori minimi di M_d :

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



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



Modulo di deformazione: $M_d = 20,2$ MPa nell'intervallo 0,05 - 0,15 MPa relativo al 1° ciclo
 $M_{d'} = 157,9$ MPa nell'intervallo 0,05 - 0,15 MPa relativo al 2° ciclo

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

Figura 90 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, chè è lontano dai valori di carico limite del sedime in esame, come di seguito dimostrato:

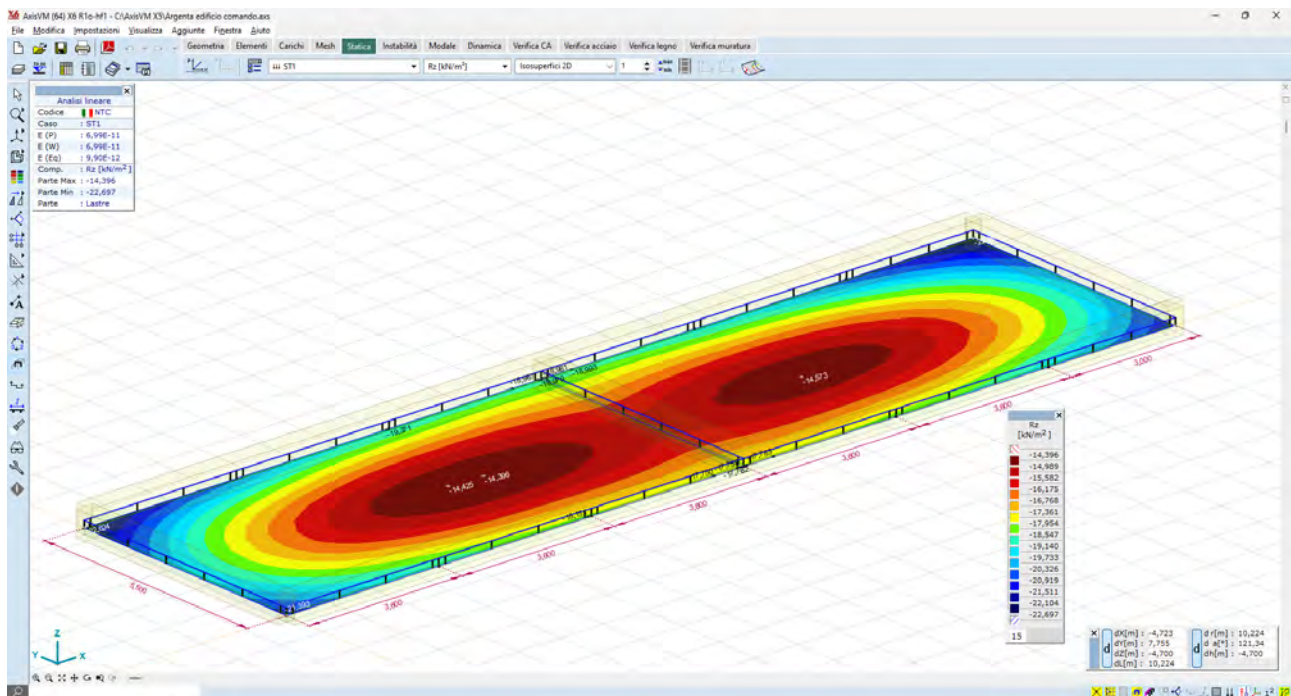
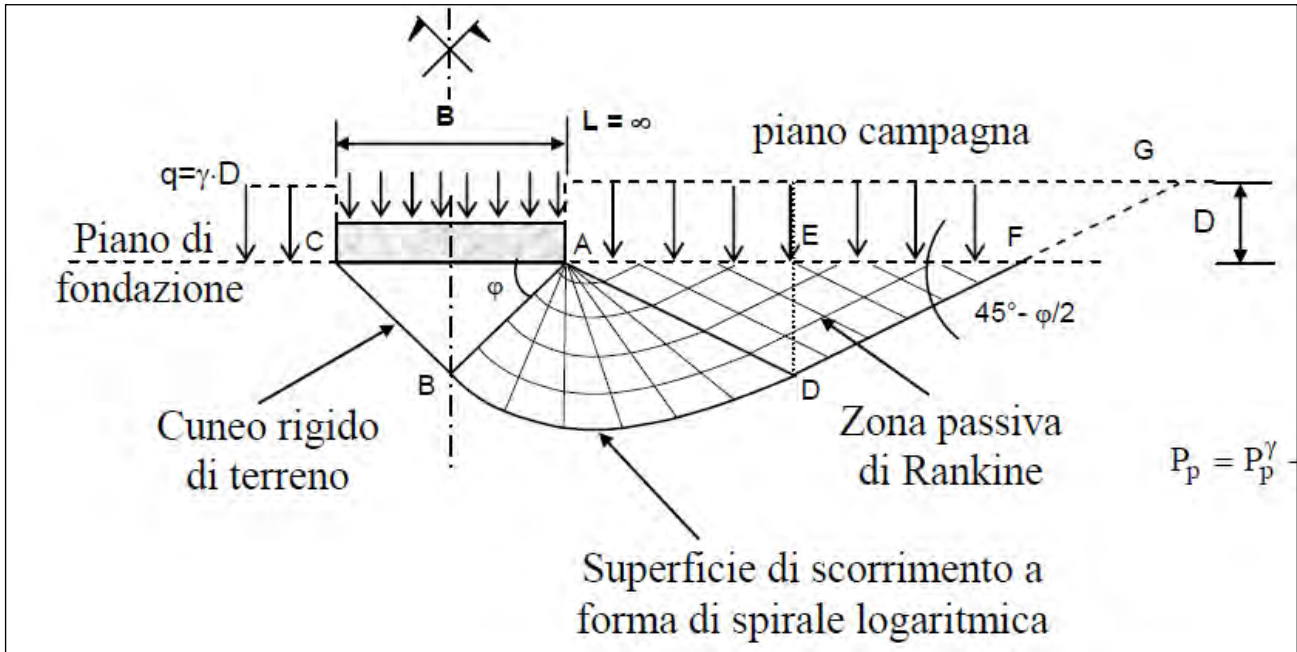


Figura 91_andamento delle pressioni sul piano di posa – valore medio 17kN/mq

Il substrato sul quale verranno fondate le strutture di stazione 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
γ (kN/m ³) Peso per unità di volume naturale	17.0	21.0	20.0
γ_{sec} (kN/m ³) Peso per unità di volume secco	16.8	18.0	17.0
γ_{sat} (kN/m ³) Peso per unità di volume saturo	19.5	21.8	20.5
γ_s (kN/m ³) Peso specifico	---	---	24.0
ϕ' (°) Angolo di attrito di picco	31.0	35.0	33.0
ϕ'_{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.

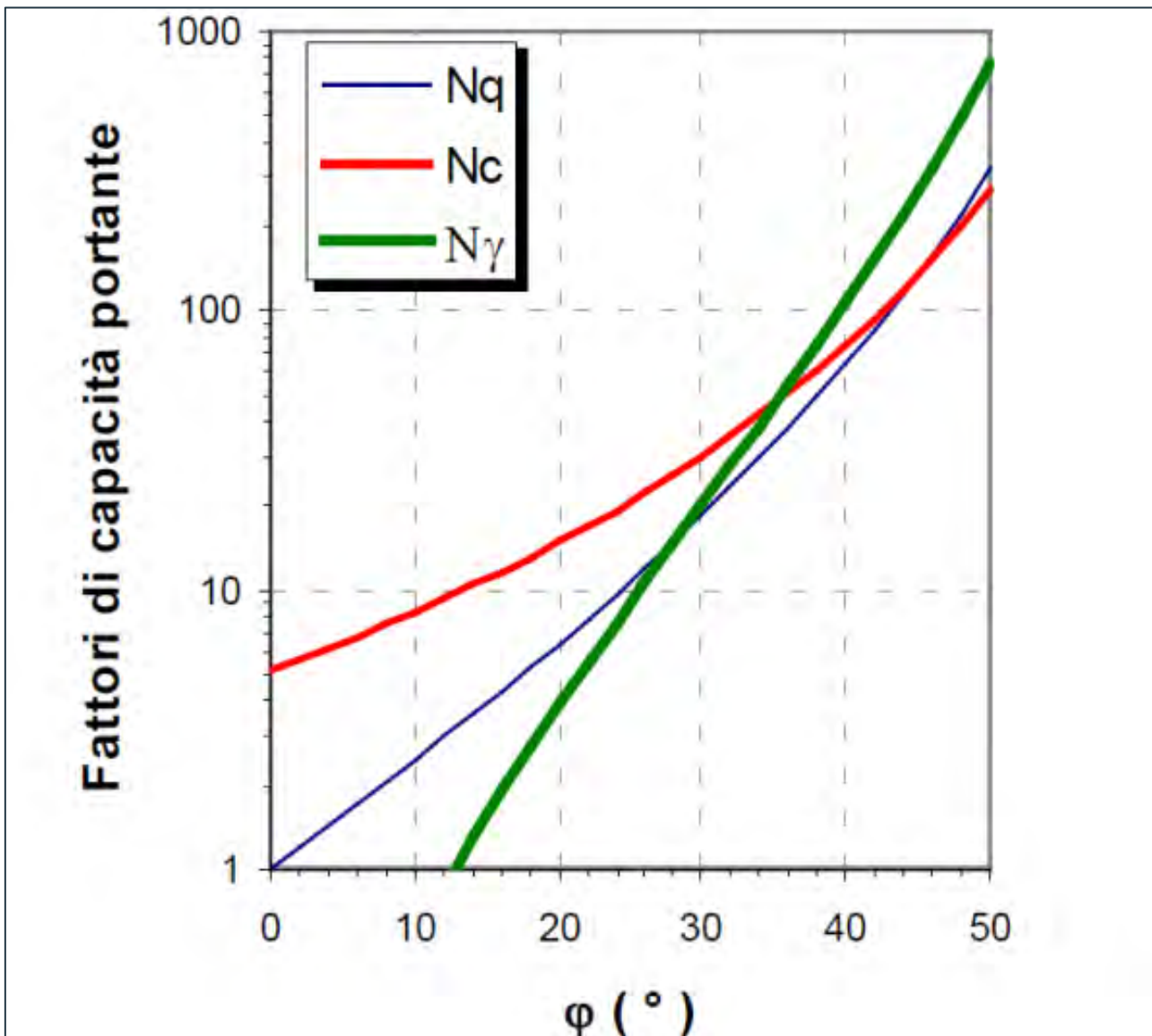
La valutazione numerica del carico limite unitario si effettua per mezzo della formula trinomia di Terzaghi, che nel caso più generale è:

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

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.
- $1/2 \cdot \gamma B$ rappresenta la tensione geostatica a profondità pari a $B/2$ dal piano di posa (γ e B sono rispettivamente il peso dell'unità di volume la larghezza della fondazione)

I termini N_q , N_c , N_γ 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_γ) che modificano la formula come di seguito: $q_{lim} = [q N_q] s_q + [c N_c] s_c + [1/2 \cdot \gamma B' N_\gamma] s_\gamma$

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_γ
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"	γ_1	1800	daN/mc
Insert "coesione"	c	0,04	daN/cm ²
Insert "angolo di resist a taglio"	φ	30	°

Fattori di capacità portante	N_γ	22,40
	N_q	18,40
	N_c	30,14

Fattori di forma	S_γ	0,93
	S_q	1,10
	S_c	1,11

Risultati

Carico limite	Q lim	5,84	daN/cm ^q
Carico ammissibile	Q lim/3	1,94	daN/cm ^q

Esito verifiche

Carico esercizio	Q es	21,00	kN/m ^q
Carico ammissibile	Q adm	194,00	kN/m ^q
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 stazione, sia attestata sui

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

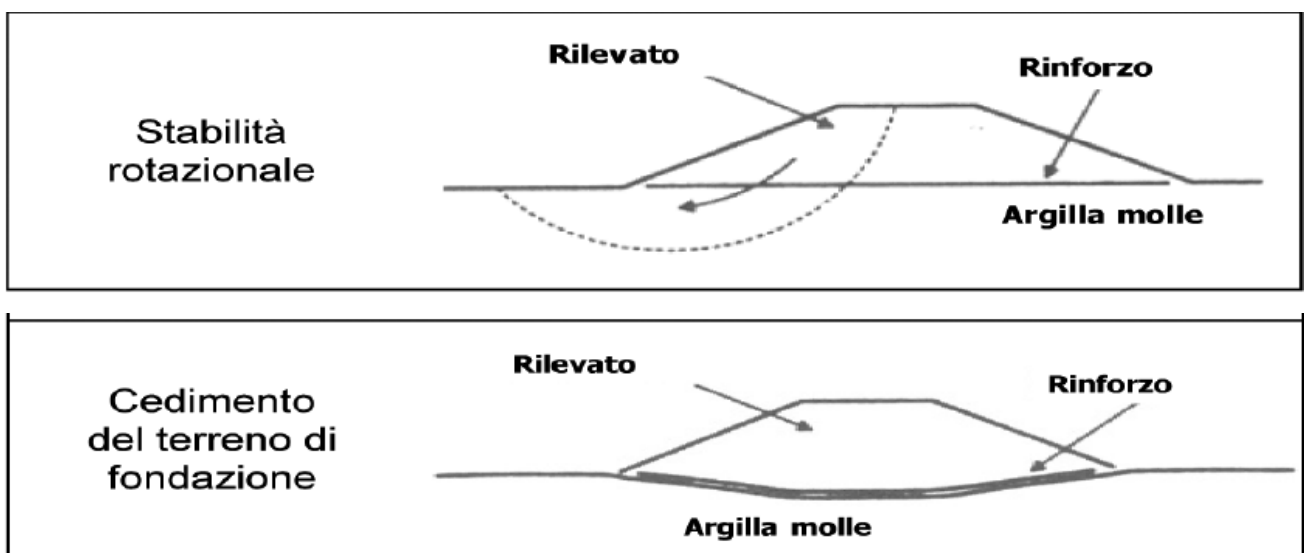
Il piano posto a -50cm da p.c. subisce un sovraccarico di progetto pari a:

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

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.

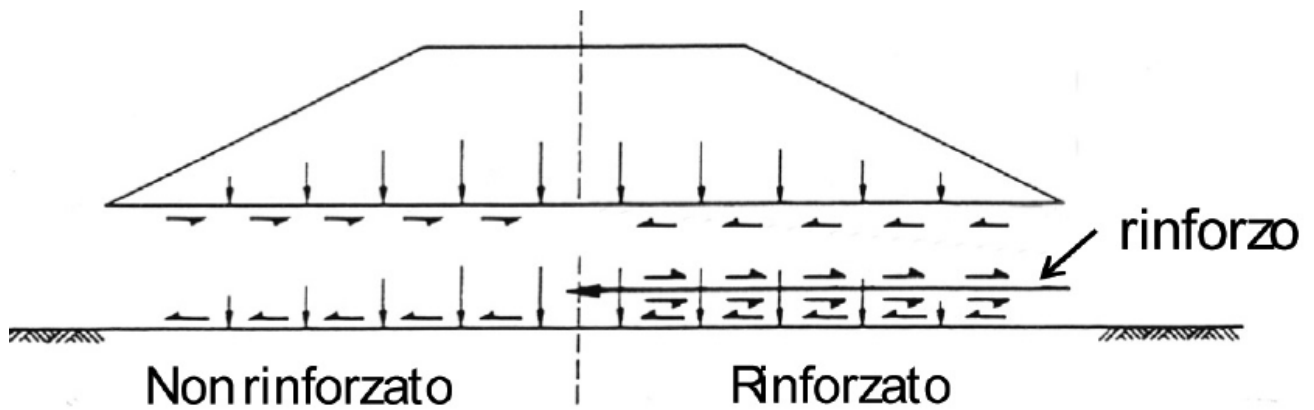


Figura 92 immagine esemplificativa (fonte google) dell'applicazione di geogriglia di rinforzo alla base del rilevato

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 scongiurare i meccanismi di collasso locali.