

Orosolare S.r.l.

Impianto agrivoltaico denominato "Argenta 2" da 168.461,3 kWp, opere connesse ed infrastrutture indispensabili

Comuni di Argenta, Comacchio 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

Ottobre 2023

wood.

Indice

1	Premessa	4
2	Inquadramento geologico dell'area	6
3	Documenti di riferimento	10
4	Normativa di riferimento	11
5	Calcoli preliminari delle strutture	12
5.1	Strutture portanti moduli fotovoltaici – trackers monoassiali	12
5.1.1	Descrizione generale dell'opera	12
5.1.2	Considerazioni preliminari sulle modalità di infissione	14
5.1.3	Modellazione della struttura – criteri generali	14
5.1.4	Carichi di progetto	16
5.2	Tracker monoassiale 26x2	23
5.2.1	Generazione del modello	23
5.2.2	Casi di carico	24
5.2.3	Risultati numerici	27
5.3	Tracker monoassiale 13x2	32
5.3.1	Generazione del modello	32
5.3.2	Casi di carico	33
5.3.3	Risultati numerici	36
5.4	Verifiche di resistenza degli elementi strutturali	41
5.5	Fondazioni cabine prefabbricate ITS “power station”	44
5.5.1	Descrizione generale dell'opera	44
5.5.2	Materiali strutturali	46
5.5.3	Descrizione del Modello	46
5.5.4	Azioni di progetto	48
5.5.5	Risultati delle analisi	49
5.6	Fondazioni cabine prefabbricate Sala Controllo	53
5.6.1	Descrizione generale dell'opera	53
5.6.2	Materiali strutturali	54
5.6.3	Descrizione del Modello	54
5.6.4	Azioni di progetto	56
5.6.5	Risultati delle analisi	57
5.7	Fondazioni Edificio di comando – Stazione Utente	61
5.7.1	Descrizione generale dell'opera	61

5.7.2	Criteri di modellazione della struttura	61
5.7.3	Analisi dei carichi	64
5.7.4	Risultati delle analisi	66
5.8	Fondazioni dei Trasformatori 132/30 kV – Stazione Utente	72
5.8.1	Descrizione generale dell'opera	72
5.8.2	Criteri di modellazione della struttura	73
5.8.3	Analisi dei carichi	75
5.8.4	Risultati delle analisi	78
5.9	Fondazioni delle apparecchiature 132 kV – Stazione Utente	81
5.9.1	Descrizione generale delle opere	81
5.9.2	Criteri di progetto delle fondazioni apparecchiature AT	82
6	Considerazioni geotecniche	96
6.1	Trackers monoassiali	96
6.2	Strutture fondali cabine	96
6.3	Strutture Stazione Utente	97
6.3.1	Ipotesi generali	97
6.3.2	Modellazione geotecnica – criteri generali	98
6.3.3	Indicazioni progettuali sulla costruzione dei rilevati in terra	99
6.3.4	Verifiche Geotecniche	104

Questo documento è di proprietà di Orosolare 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 Orosolare S.r.l..

1 Premessa

Su incarico ricevuto dalla Società Orosolare S.r.l., si redige la presente “Relazione geotecnica e calcoli preliminari strutture”, relativa all’impianto agrivoltaico “Argenta 2”, opere connesse ed infrastrutture indispensabili.

La Società intende realizzare nei Comuni di Argenta e Comacchio (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 168.461,3 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 con tecnologia del tipo con inseguitore monoassiale e con coltivazione di colture specifiche tra le interfile dei pannelli fotovoltaici e relative linee in cavo interrato in media tensione a 30 kV (“Dorsali MT”), per la connessione delle power station alla Stazione elettrica di trasformazione 132/30 kV, ubicato nei Comuni di Argenta e Comacchio (FE) (“Campo Agrivoltaico” o “Impianto Agrivoltaico”);
2. Stazione elettrica di trasformazione 132/30 kV (“Stazione Utente”), da realizzarsi in adiacenza all’area dell’Impianto Agrivoltaico, nel comune di Argenta (FE);
3. Linea in cavo interrato a 132 kV (“Cavidotto 132 kV” o “Linea 132 kV”), per il collegamento della Stazione Utente alla sezione a 132 kV della futura stazione elettrica di trasformazione 380/132/36 kV della RTN denominata “Portomaggiore”, di proprietà di Terna. La lunghezza complessiva del tracciato della Linea 132 kV sarà pari a circa 8,8 km e il percorso interesserà i comuni di Argenta e Portomaggiore (FE);
4. 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) e 3) costituiscono il **Progetto Definitivo dell’Impianto Agrivoltaico e delle Opere Elettriche di Utenza** ed il presente documento si configura come la Relazione geotecnica e calcoli preliminari strutture allegata al medesimo progetto.

Le opere di cui al precedente punto 4) 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 tecnica illustra le verifiche geotecniche preliminari effettuate sia per la parte dell’impianto agrivoltaico che per la Stazione 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;
- le fondazioni dell’Edificio di Comando;
- le fondazioni dei Trasformatori 132/30 kV;

- le fondazioni delle apparecchiature 132 kV e del sistema sbarre condivise.

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

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 2-1 fornisce un inquadramento generale della zona di interesse su base cartografica C.T.R. 10.000 ed identifica l'area che costituisce l'impianto agrivoltaico, mentre la Figura 2-2 fornisce un inquadramento della Stazione Utente e del cavidotto per la Linea in cavo interrato a 132 kV. Infine, la Figura 2-3 rappresenta l'ubicazione delle indagini geognostiche e sismiche effettuate, su base orto-fotografica tratta da Google Earth ©, per ciascuna area di progetto.



Figura 2-1 Inquadramento area su base CTR

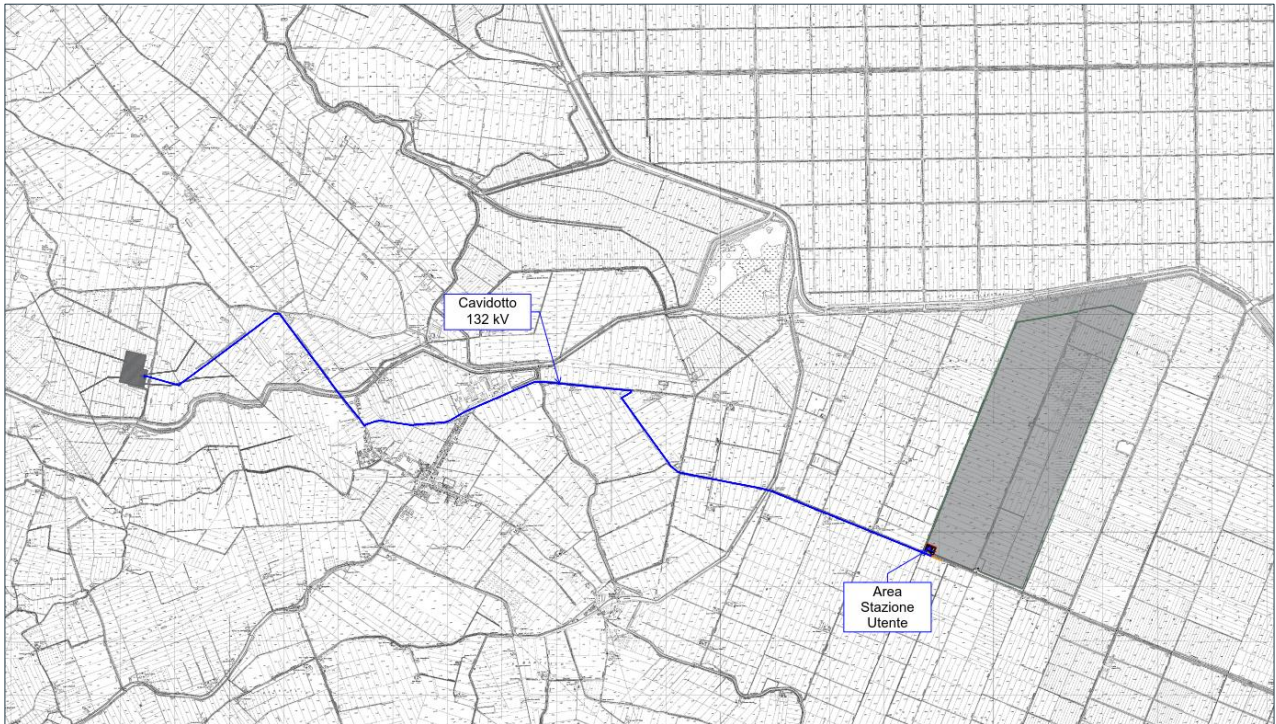


Figura 2-2 Inquadramento area Stazione Utente e Cavidotto 132 kV

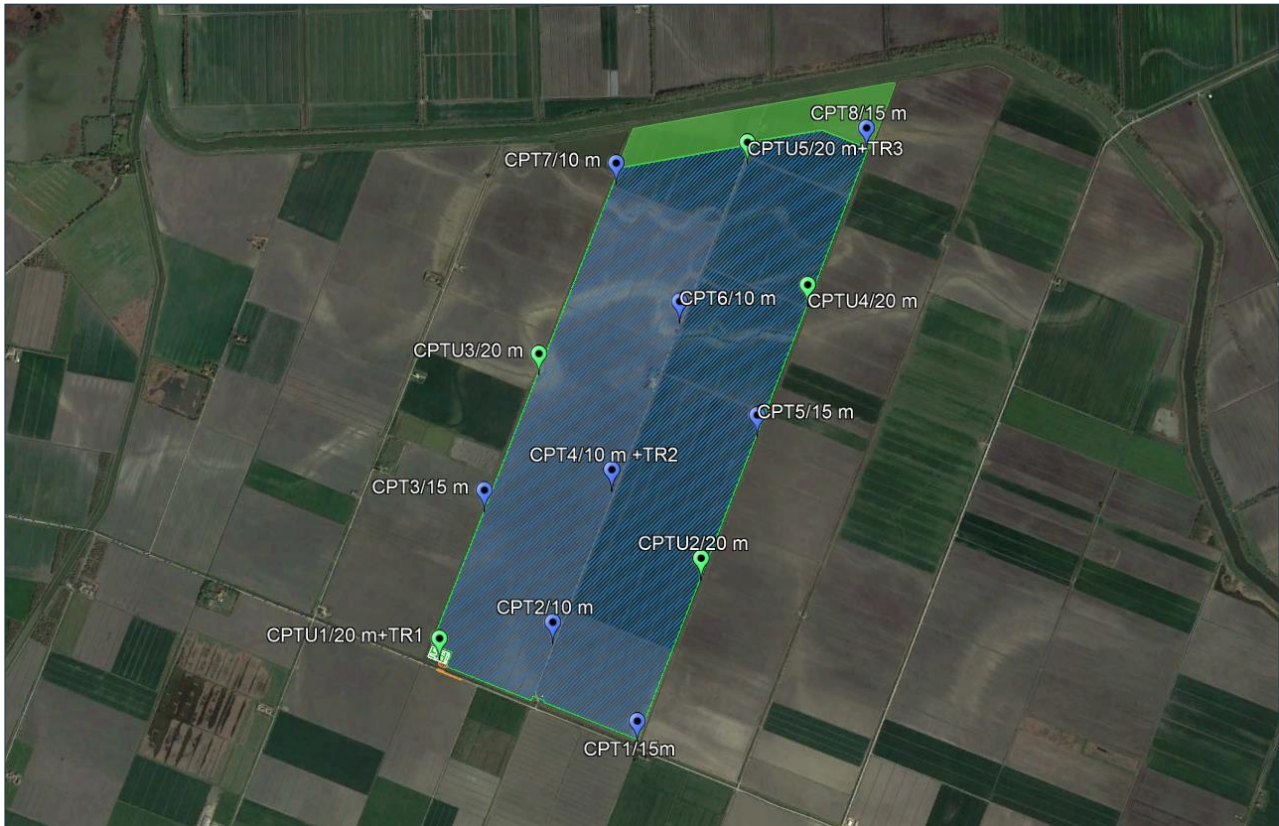


Figura 2-3 Ubicazione dell'Area dell'Impianto agrivoltaico e della Stazione Utente, con i punti di indagine su ortofoto Google Earth

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, e ricade in ambito di pianura, a circa -1,00/-2,00 m s.l.m.;
- L'assetto geologico complessivo dell'area in esame è un complesso sistema di pieghe e faglie, orientate da NNO a SSE, ovvero da ONO a ESE o ancora Nord-Sud. Per la bassa Provincia di Ferrara e quindi anche per il territorio dei Comuni di Argenta, Comacchio e Portomaggiore, nonché ovviamente per l'area in esame, la situazione può essere descritta in maniera semplificata con la presenza di un notevole "pacco" di deposizioni alluvionali sciolte e/o fini;
- È possibile ascrivere i terreni di fondazione caratterizzanti l'area in esame ai *depositi di origine alluvionale*, caratterizzata da depositi di natura prevalentemente coesiva, ovvero argille limose, limi e sabbie finissime in strati decimetrici intercalati a livelli torbosi e/o a sostanza organica parzialmente decomposta, localmente gusci di molluschi, sabbie fini e finissime limose in sottili corpi nastriformi. Tali litotipi sono ascrivibili a depositi di baia interdistributrice;
- L'indagine stratigrafica e geotecnica è stata condotta mediante l'esecuzione delle seguenti prove:
 - n. 8 prove CPT;
 - n. 4 prove CPTU;
 - n. 2 indagine sismica di tipo tomografico (TR).

Ci si è ulteriormente basati su alcune indagini stratigrafiche e penetrometriche di bibliografia come raffronto a quanto puntualmente rilevato.

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 fino ad una profondità variabile di -5,00/-9,00 m dal p.c. Di seguito si riportano le evidenze riscontrate in fase di prove penetrometriche:

- Orizzonte 1: da -0,00 m a -4,00~-5,00/-7,00~-10,50 m dal p.c.;
- Litotipi argillosi e argillosi debolmente limosi 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 nei livelli maggiormente caratterizzati da una frazione organica prevalente e tra 10 e 20 kg/cm² nei livelli argillosi e argillosi debolmente limosi;
- La falda freatica locale, o almeno la prima falda sospesa, è stata rilevata, nel foro di esecuzione delle CPT/CPTU alla profondità di -1,00/-2,00 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

Di seguito si riporta l'elenco dei documenti di riferimento impiegati per condurre il calcolo preliminare delle strutture e le verifiche geotecniche.

- All. C05 "Relazione Geologica, Sismica e di prime considerazioni Geotecniche", redatta dal Dott.ssa Geologa Sara Badeschi;
- Tav. 15 "Layout impianto agrivoltaico";
- Tav. 24 "Tipico strutture di sostegno 26x2";
- Tav. 25 "Tipico strutture di sostegno 13x2";
- Tav. 38 "Planimetria elettromeccanica - Stazione Utente";
- Tav. 40 "Planimetria viste e sezioni Edificio Utente - Stazione Utente";
- Tav. 42 "Studio plano-altimetrico - Planimetria - Stazione Utente";
- Tav. 46 "Particolari costruttivi – Stazione 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.

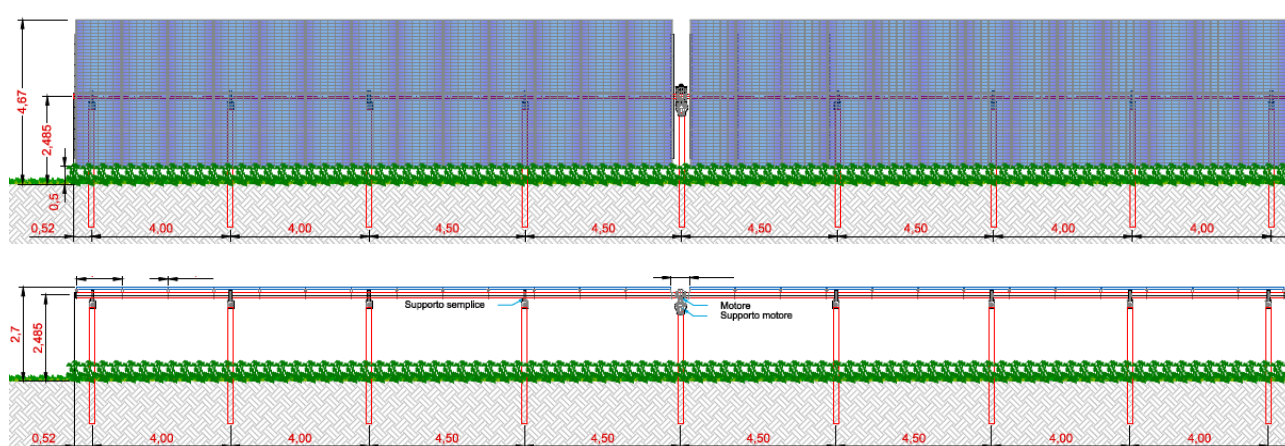


Figura 5-1 Vela fotovoltaica 26x2 moduli

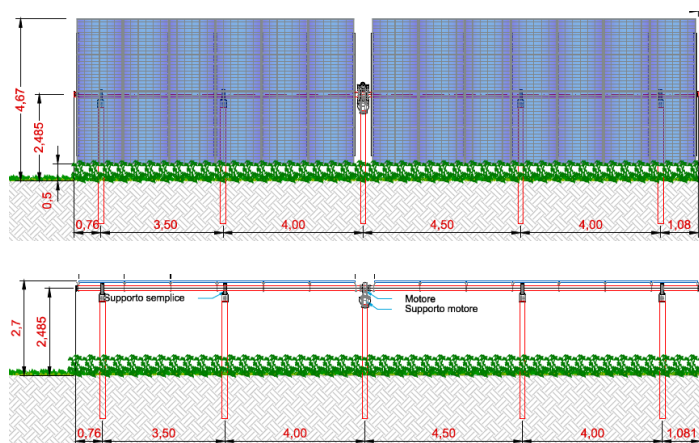


Figura 5-2 Vela fotovoltaica 13x2 moduli

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.

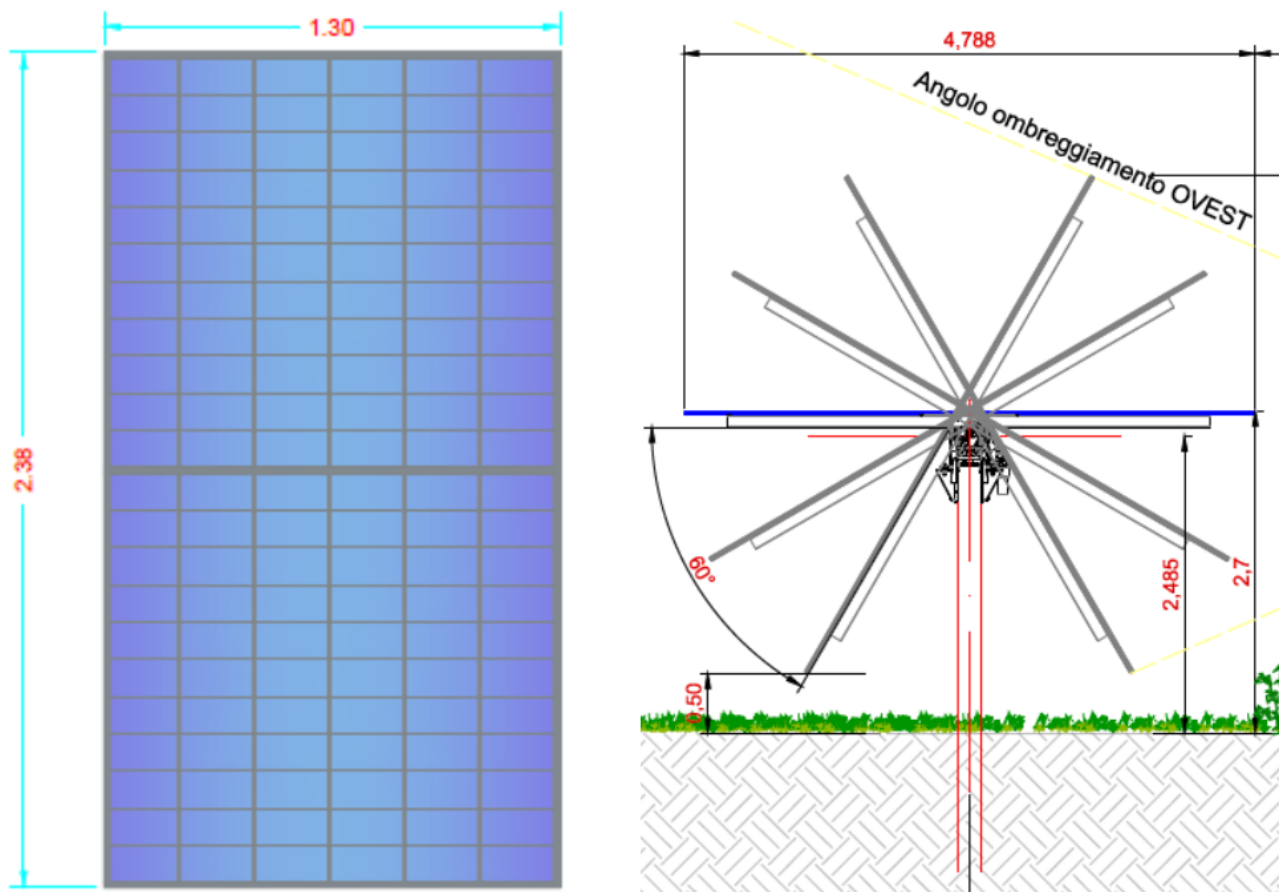


Figura 5-3 Dimensioni geometriche del modulo di progetto (1,30x2,40) e sezione trasversale della vela

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 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;

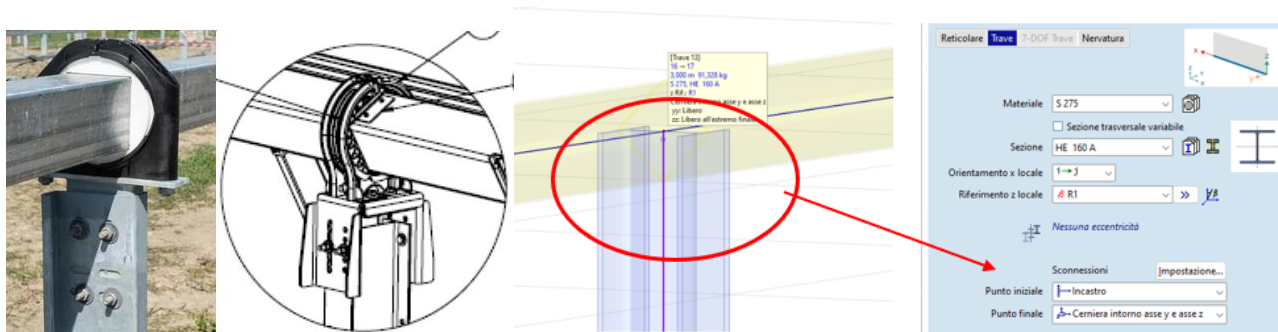


Figura 5-4 Giunto trave orizzontale – *simple support*

- 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.

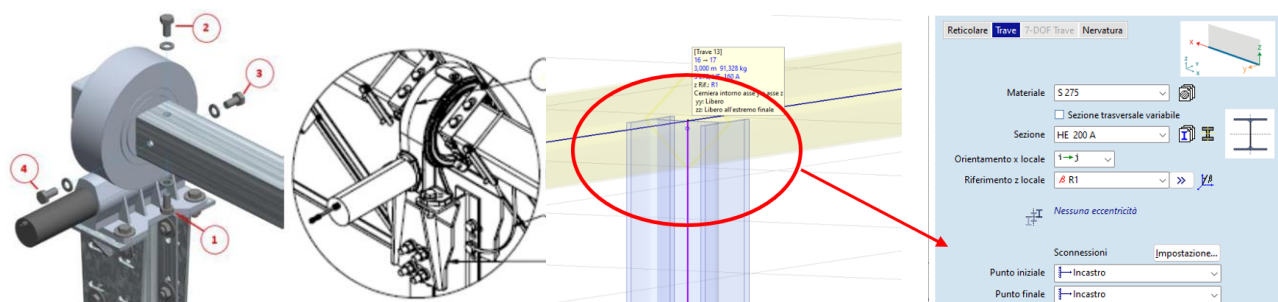


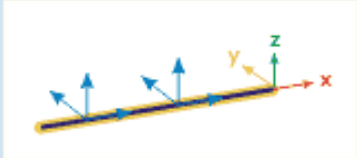
Figura 5-5 Giunto trave orizzontale – *motor support*

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).

Direzione		Tipo		
<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.

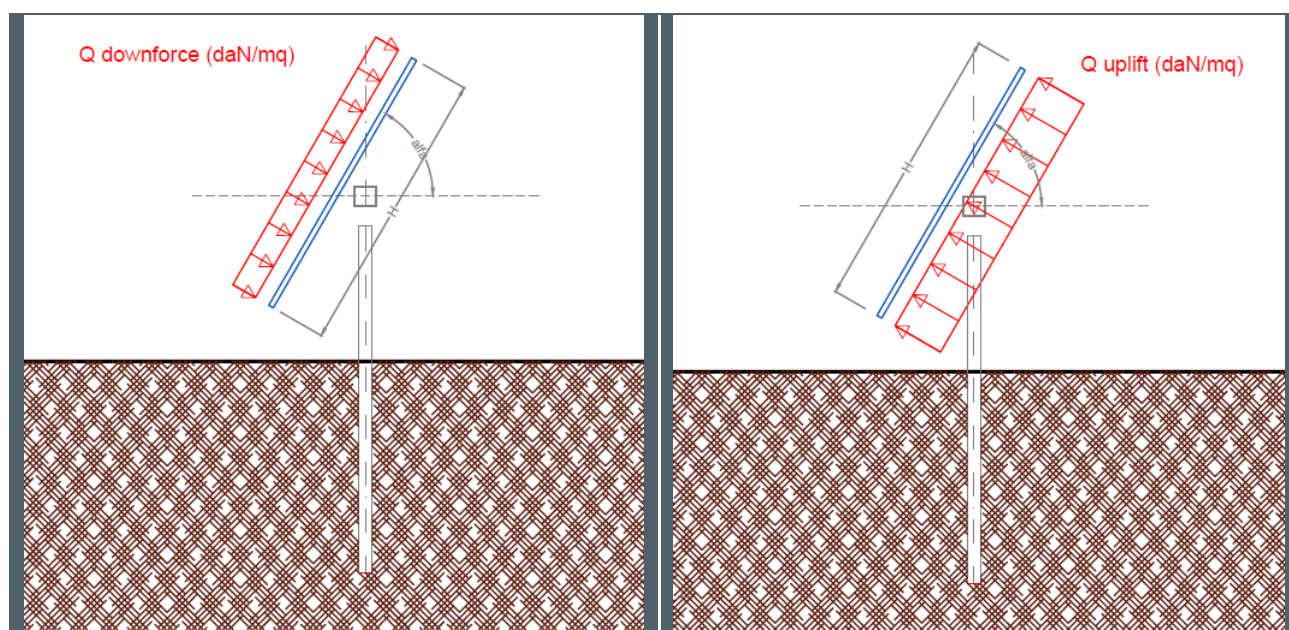


Figura 5-6 Carico distribuito generato dal vento

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 $v_r = v_{b,0} \cdot c_a$;
- ρ 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 III 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.

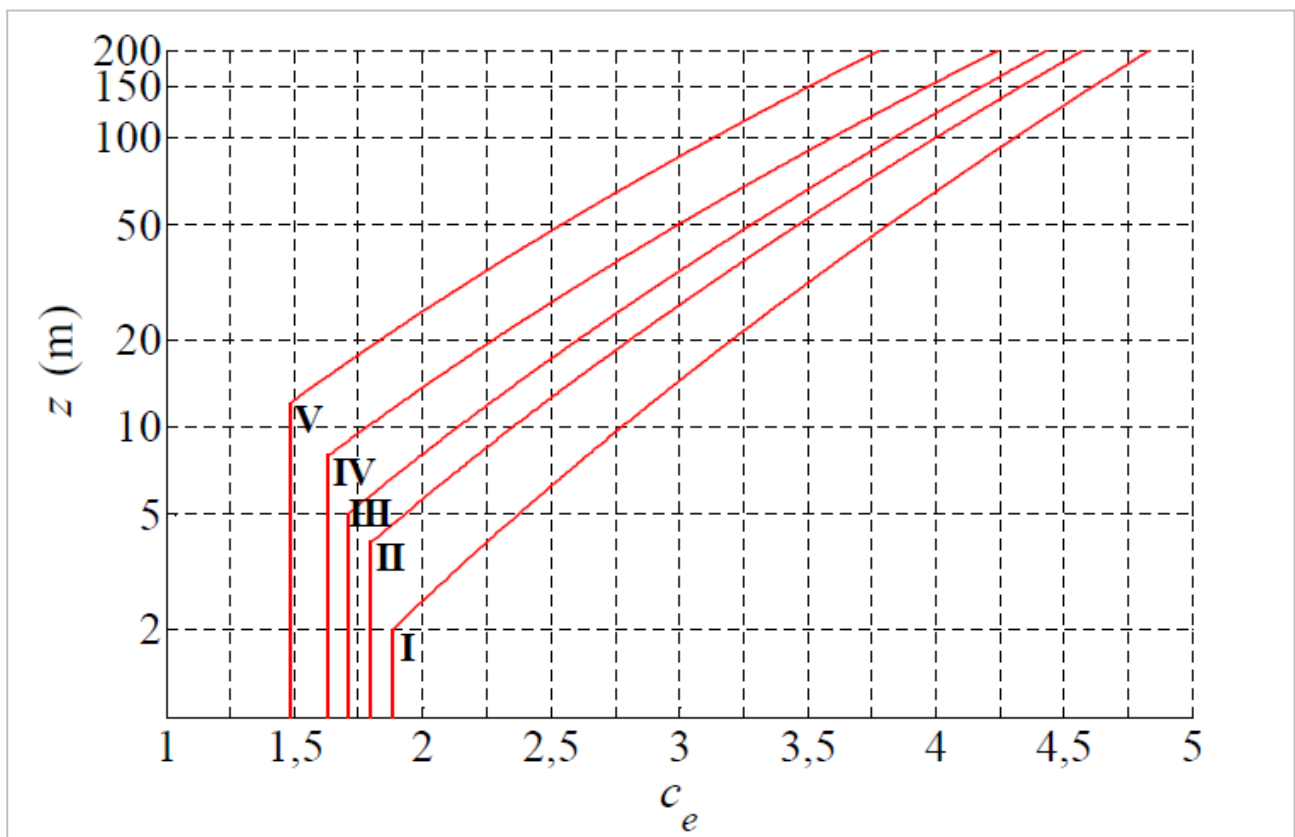
Considerata l'altezza della struttura (z), al confronto con il valore di z_{min} (4 metri), è possibile procedere al calcolo del coefficiente di esposizione, in base al seguente criterio.

- 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 Φ

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

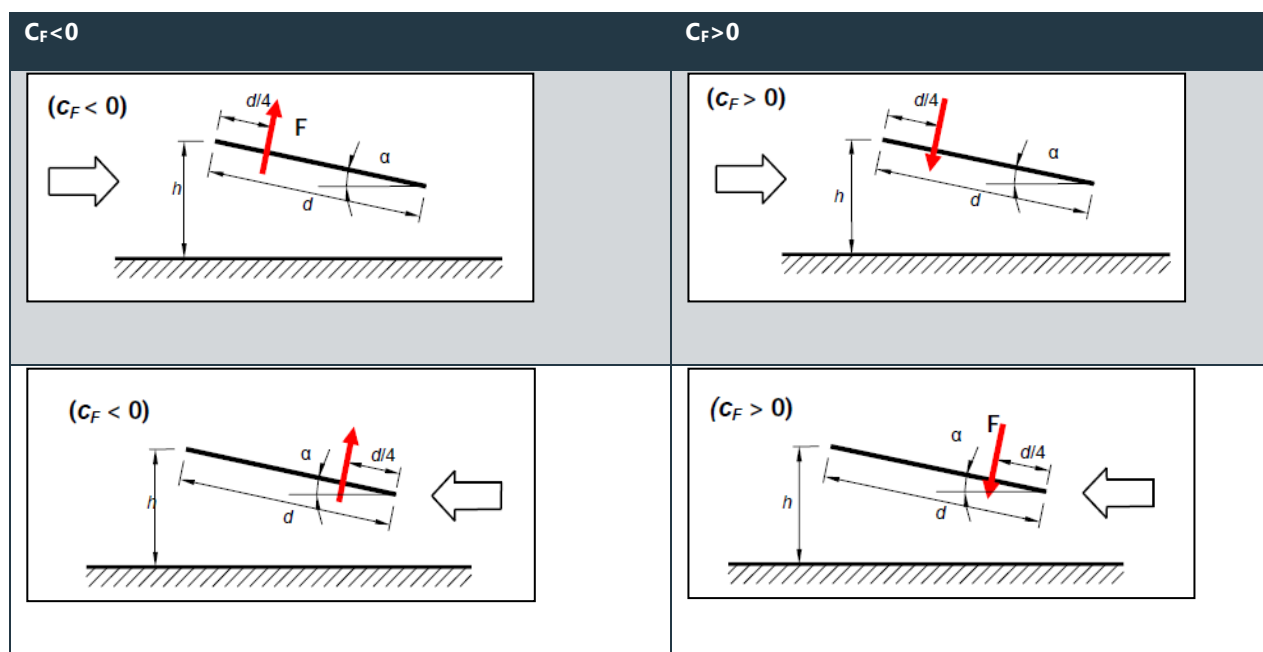
- $\Phi=0$ - per le vele fotovoltaiche perimetrali inclinate da 0° fino a 30°ca;
- $\Phi=0,8$ - per le vele fotovoltaiche perimetrali inclinate da 40° fino a 55°ca.

Tabella 5.3 Valori dei coefficienti per le diversi inclinazioni

inclinaz a (°)	CF+	CF- ($\Phi=0$)	CF- ($\Phi=1$)	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.

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

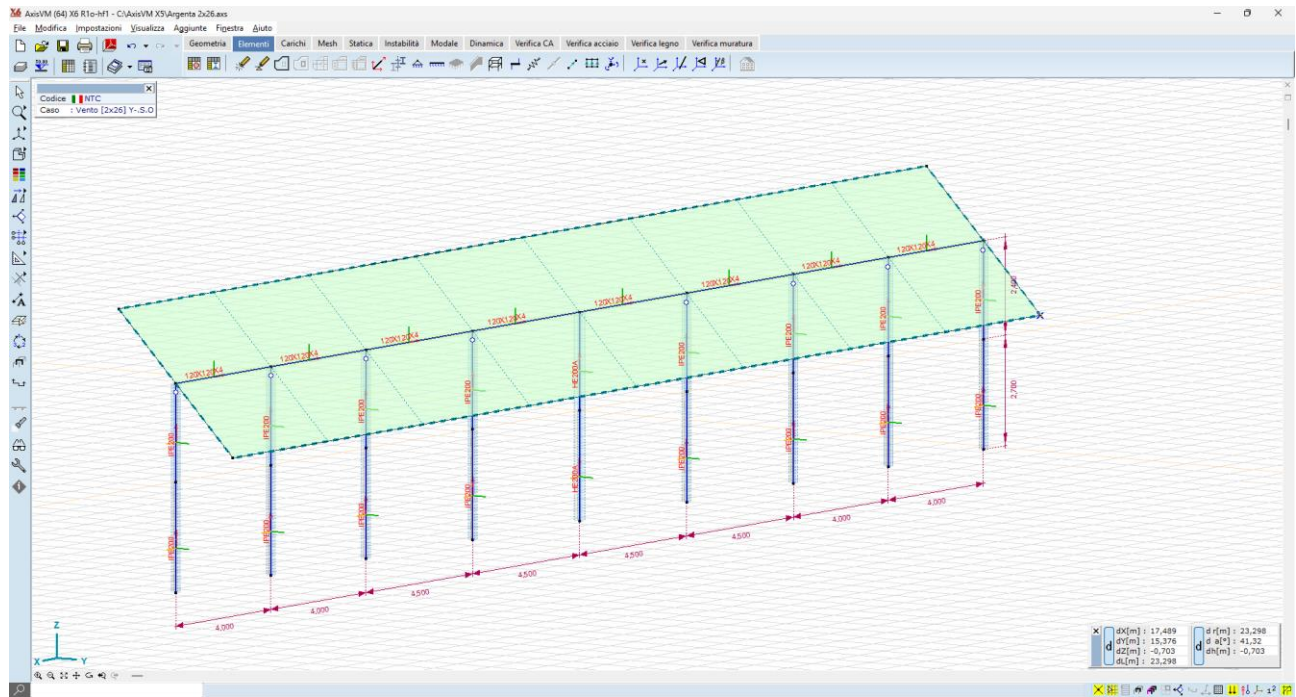


Figura 5-9 modello ad elementi finiti – vista ad aste

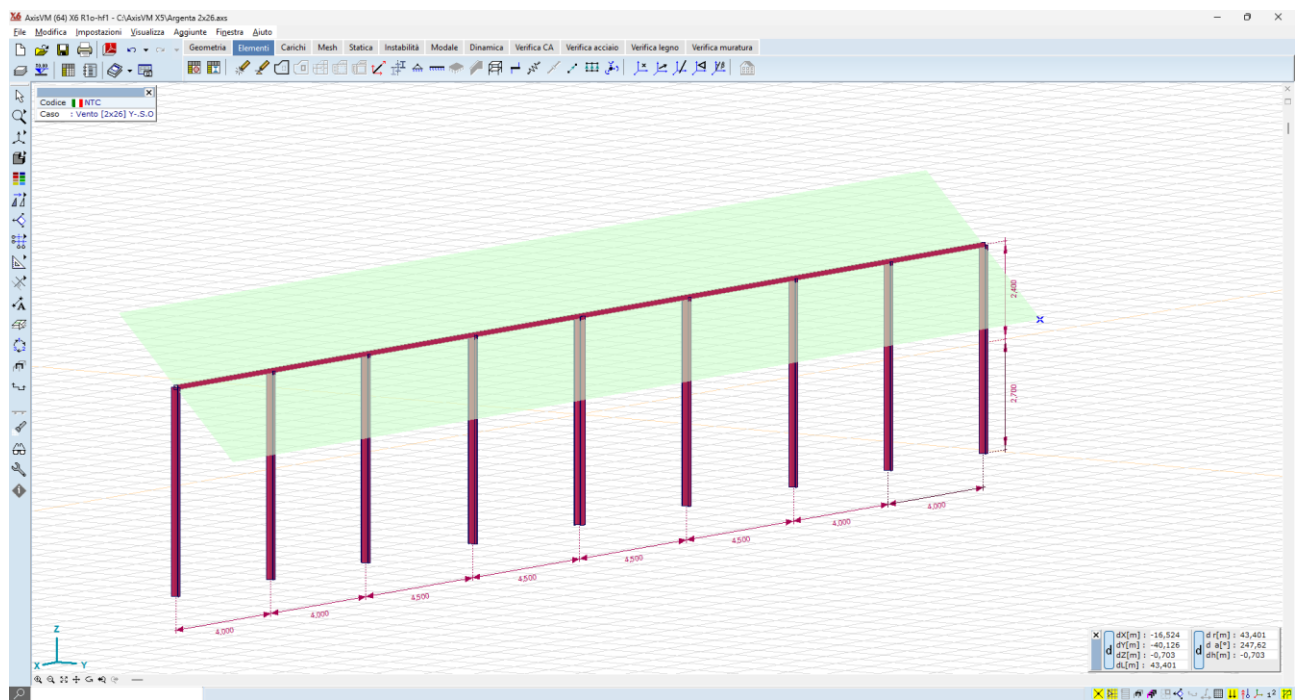


Figura 5-10 modello ad elementi finiti – vista 3D

5.2.2 Casi di carico

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

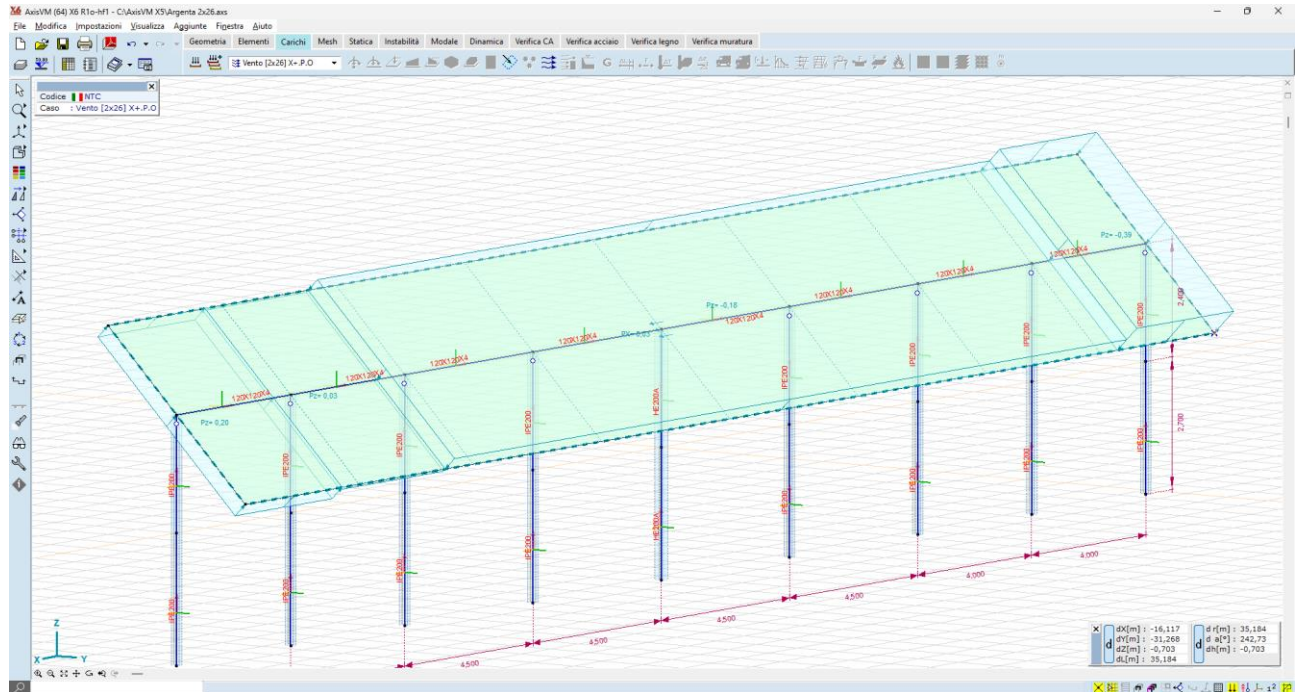


Figura 5-11 carico vento X+P.O.

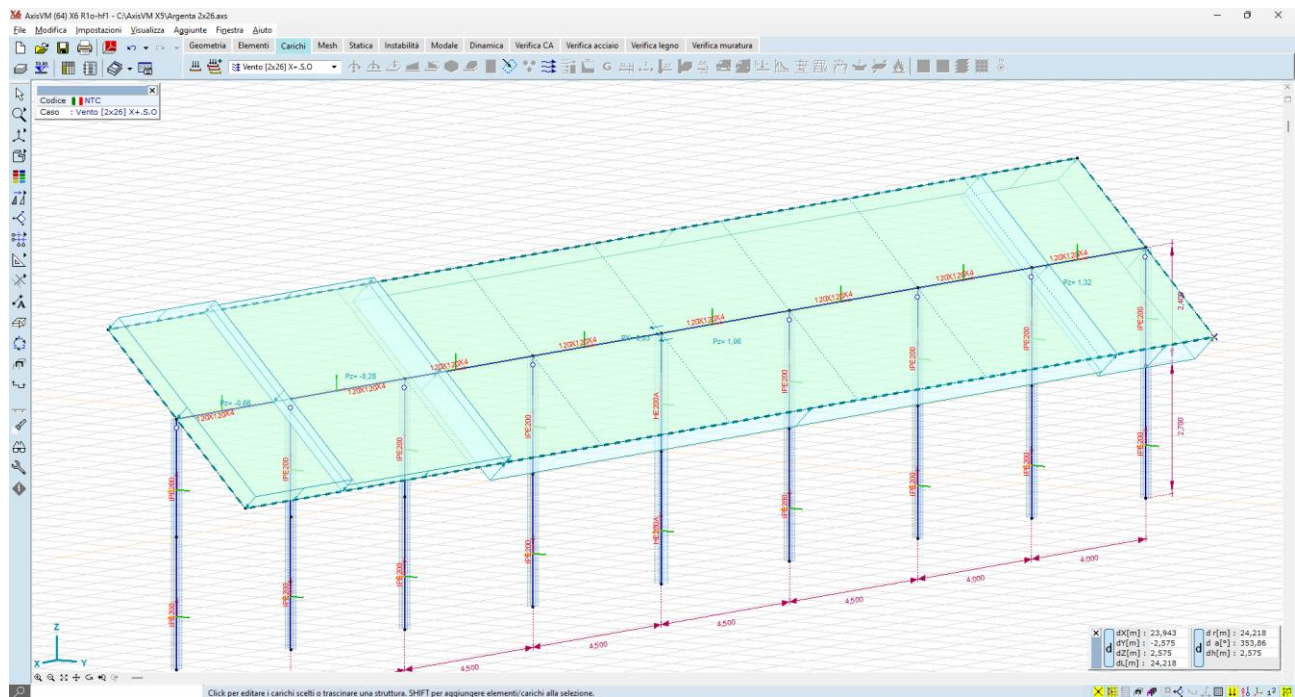


Figura 5-12 carico vento X+S.O.

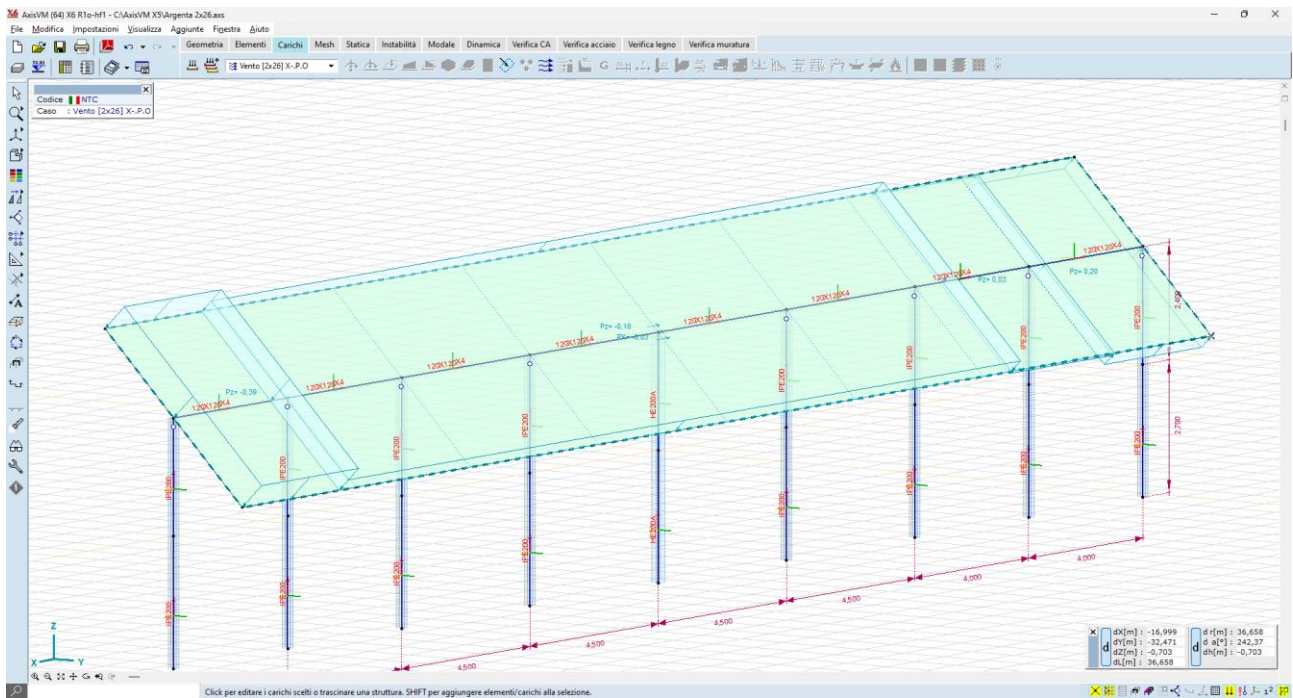


Figura 5-13 carico vento X-P.O.

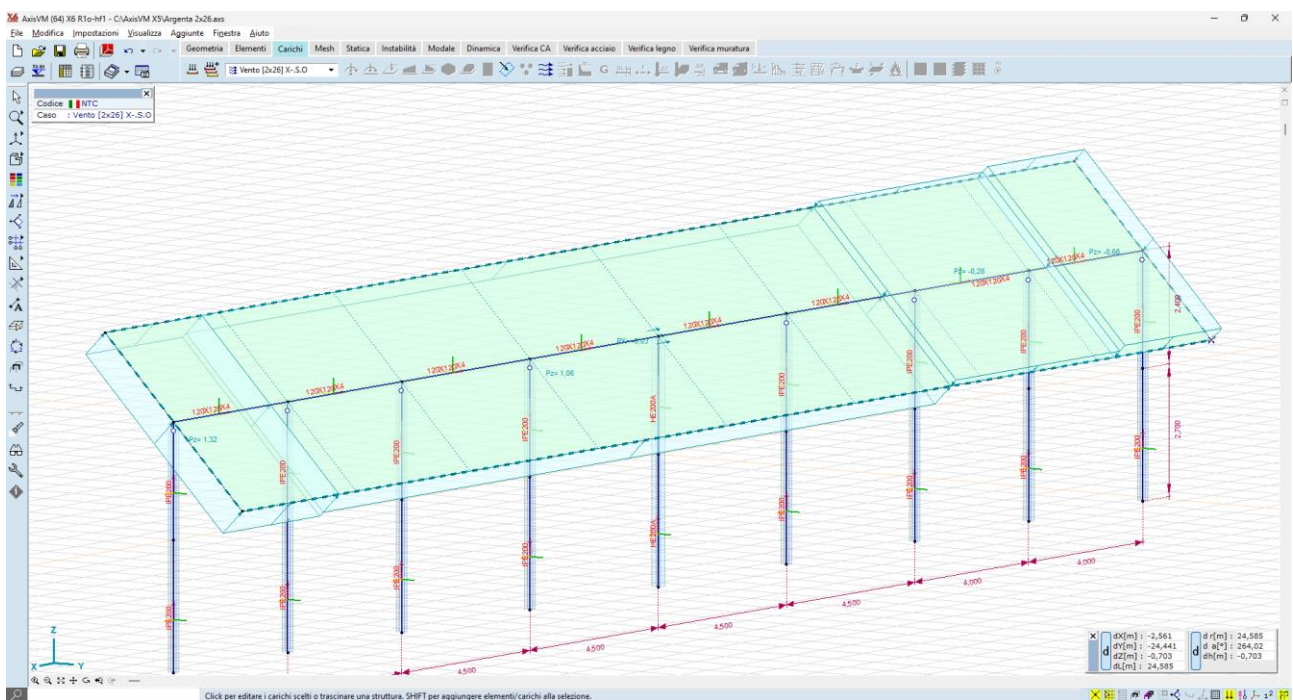


Figura 5-14 carico vento X-S.O.

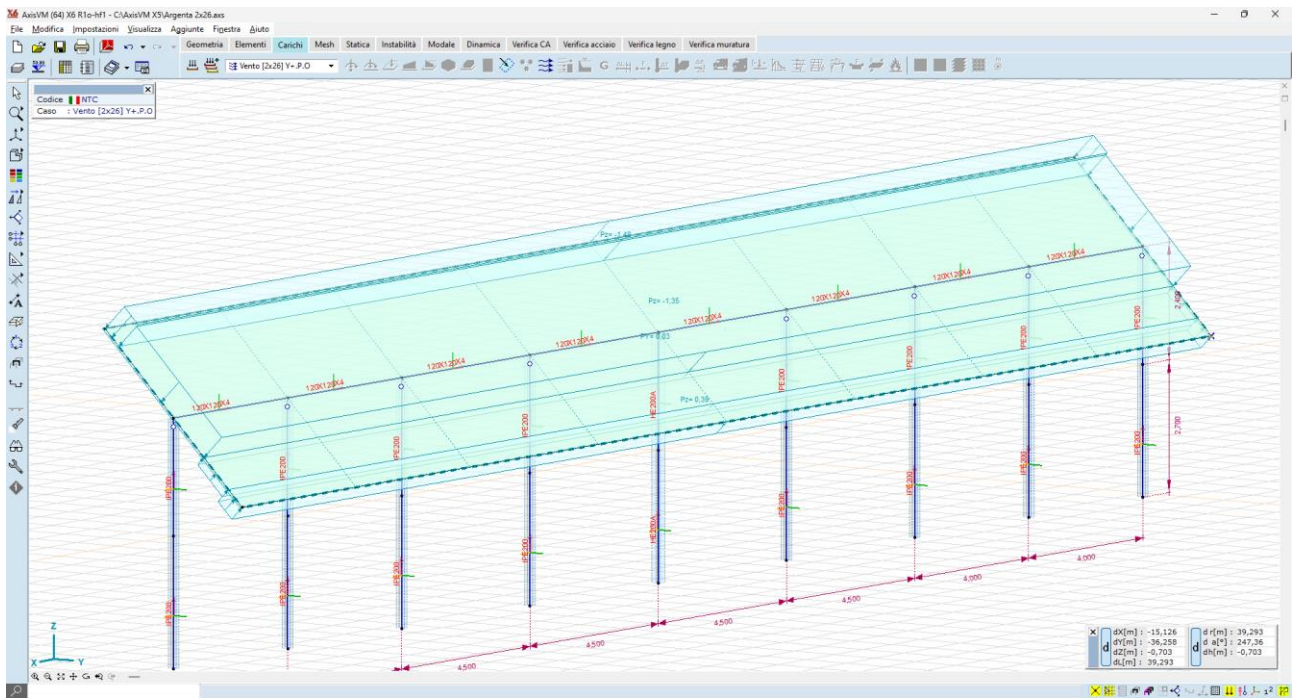


Figura 5-15 Y+P.O

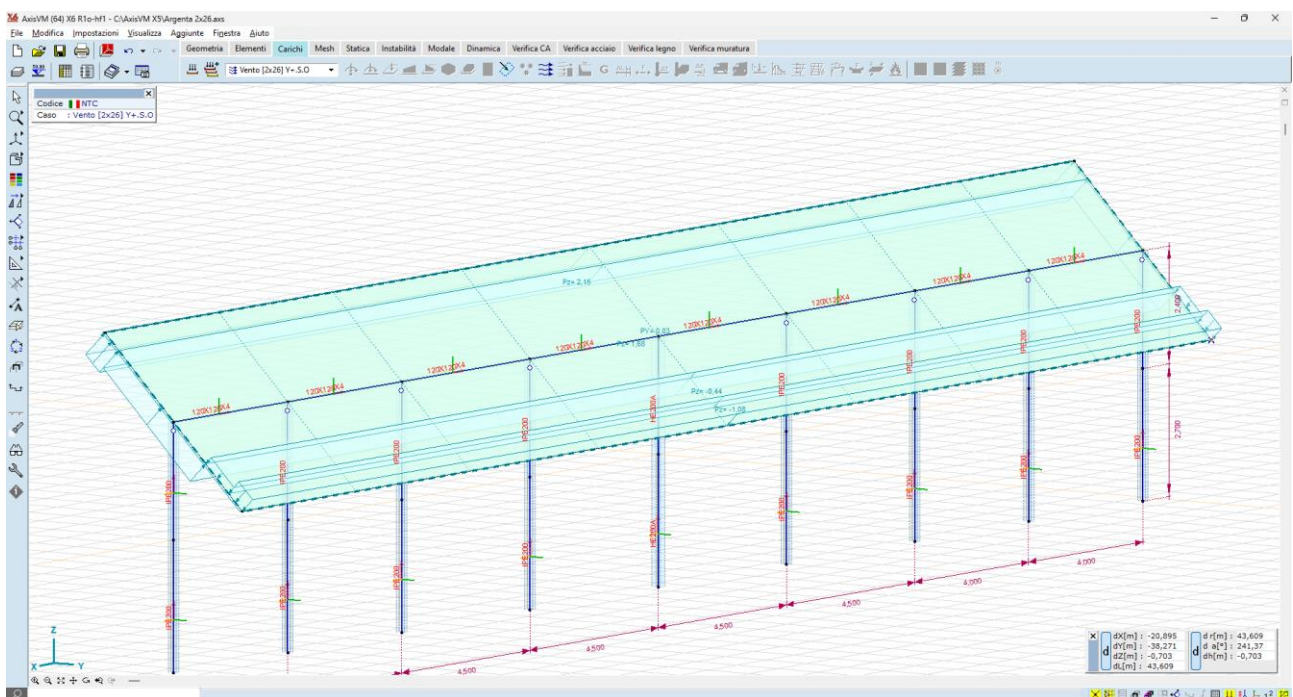


Figura 5-16 Y+S.O

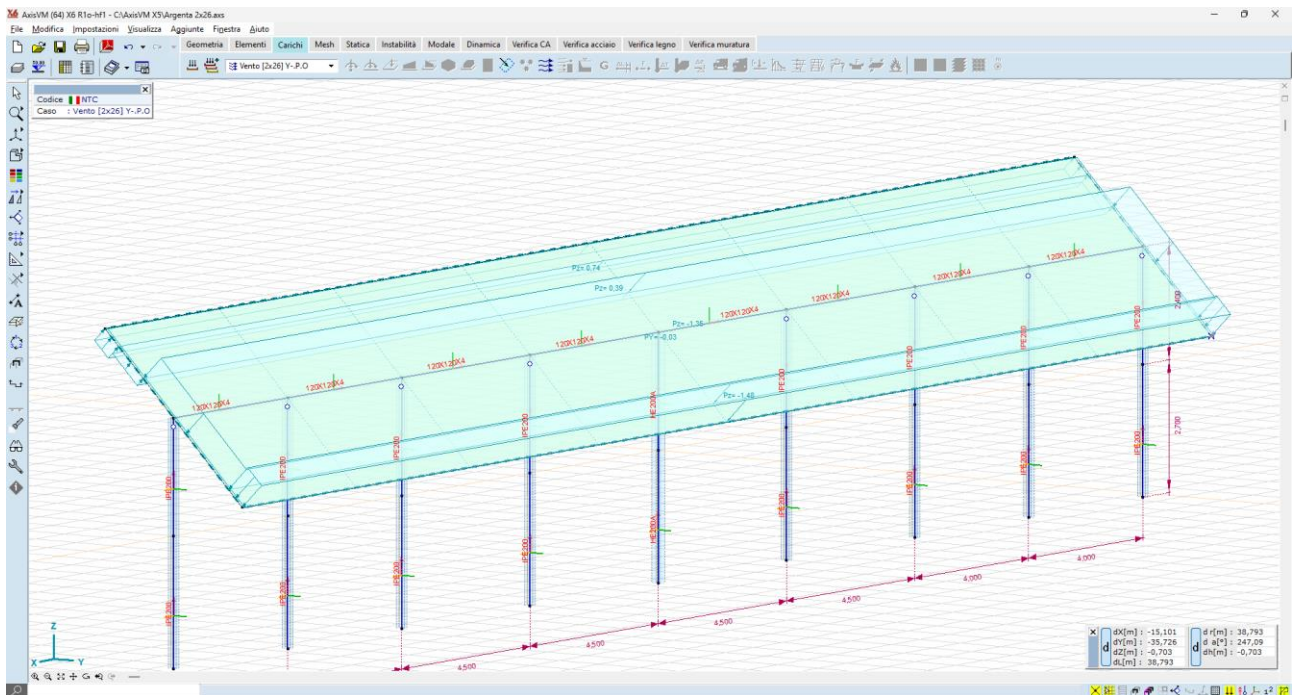


Figura 5-17 Y-P.O.

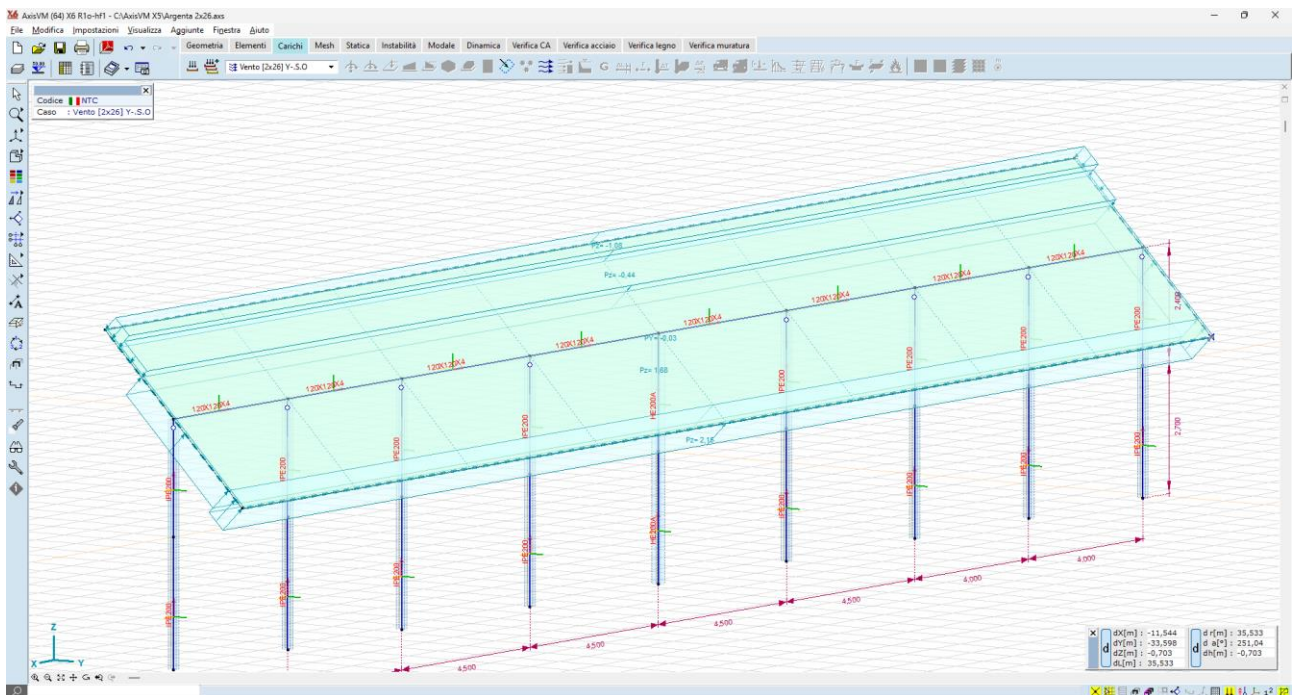


Figura 5-18 Y-S.O.

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:

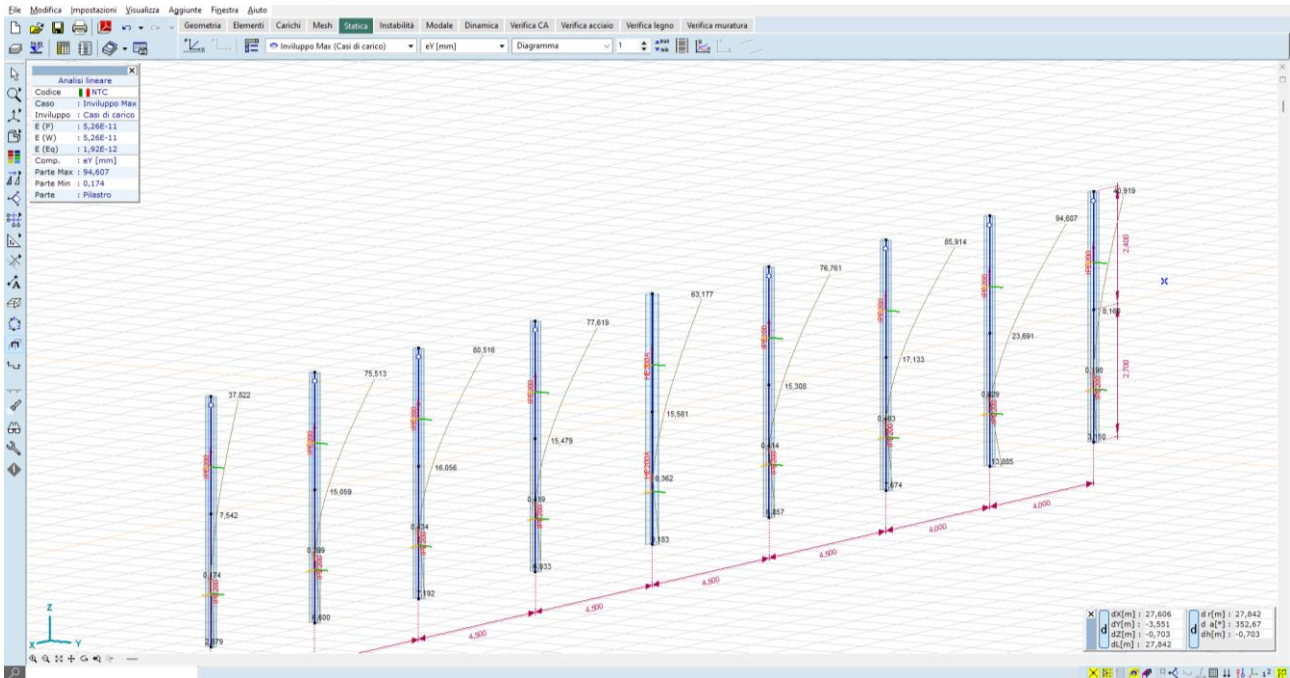


Figura 5-19 spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y+S.O. -94,6mm in testa 23,7mm a piano camp

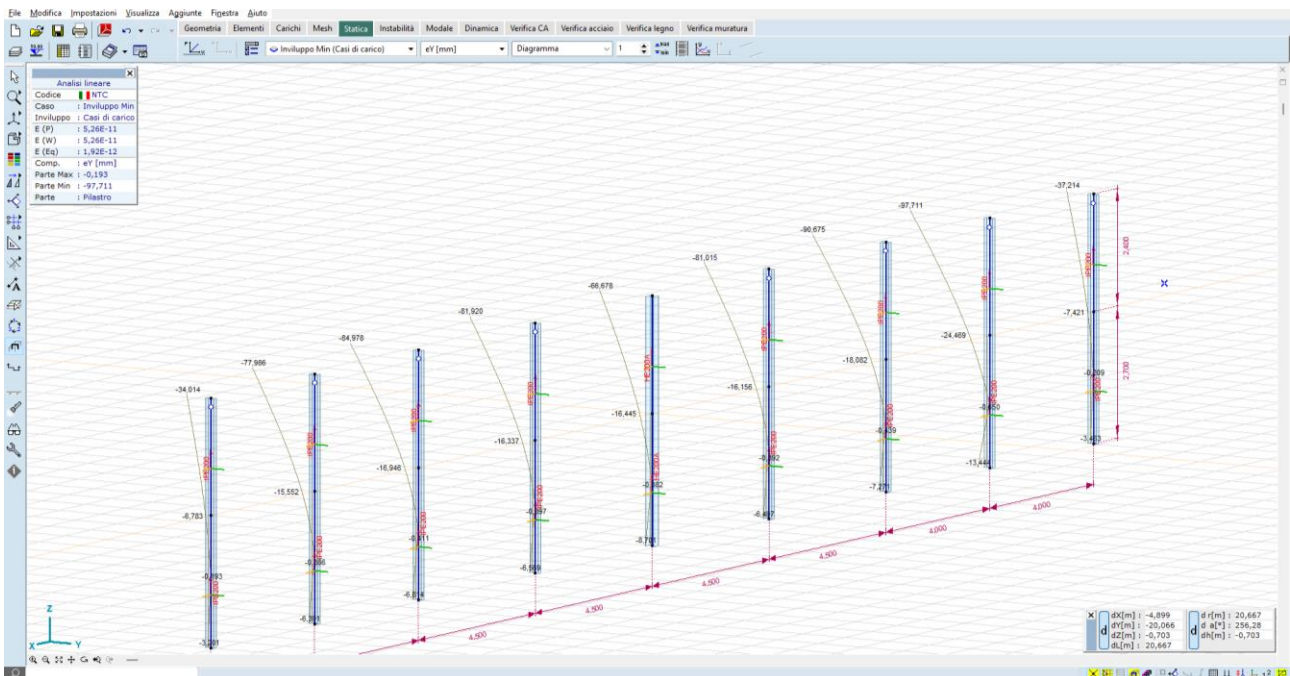


Figura 5-20 spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y-S.O. - 97,9mm in testa, 24,5mm a piano camp

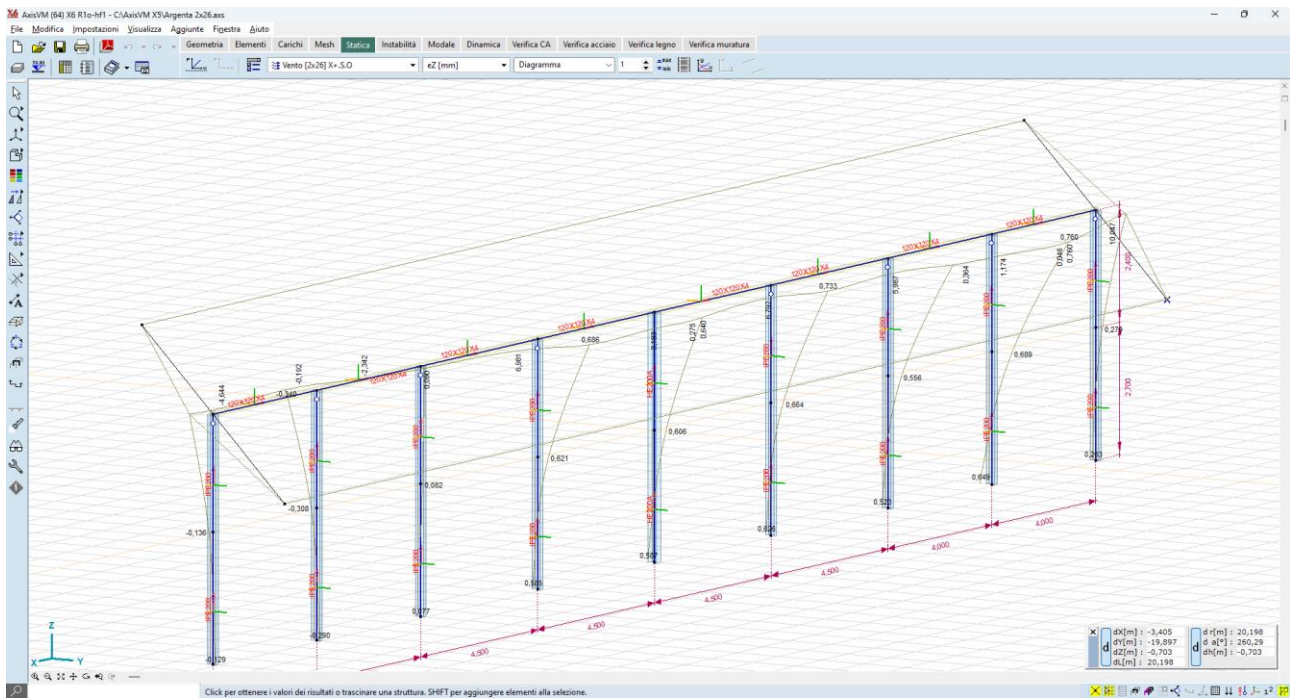


Figura 5-21 ipotesi di deformabilità torsionale sotto carico vento - condizione X+S.O.

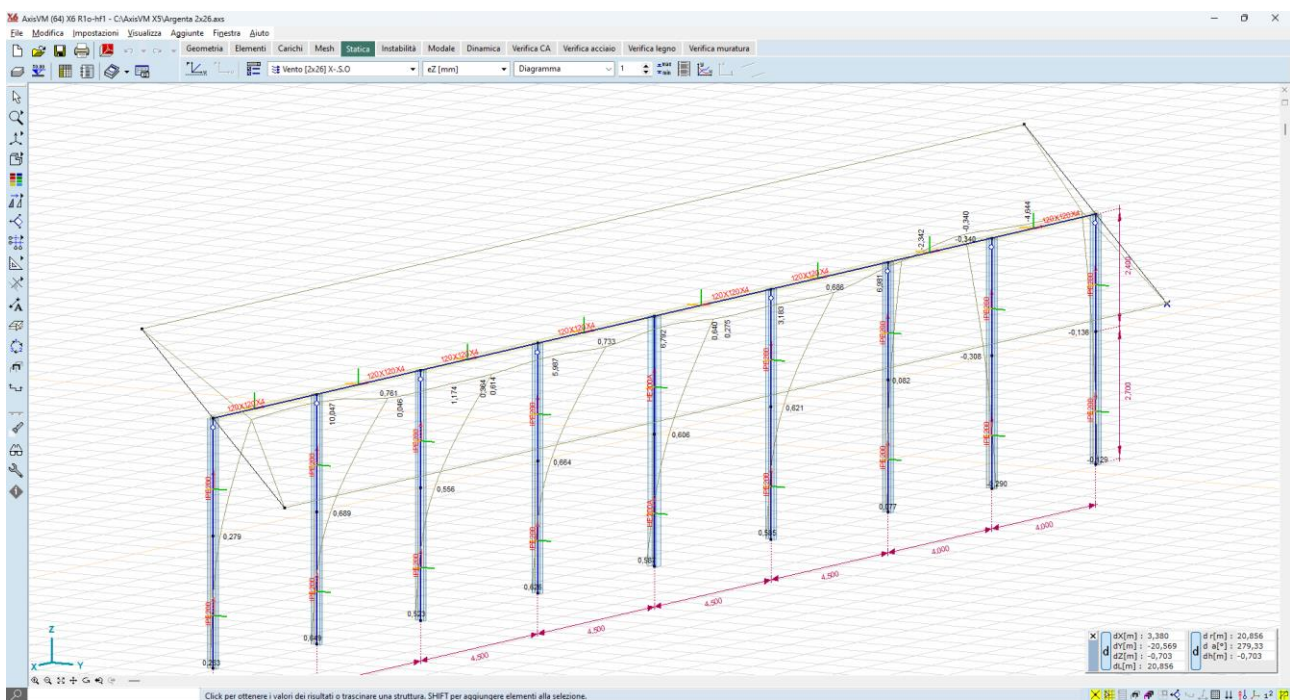


Figura 5-22 spostamenti attesi sotto carico vento - condizione X-S.O.

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:

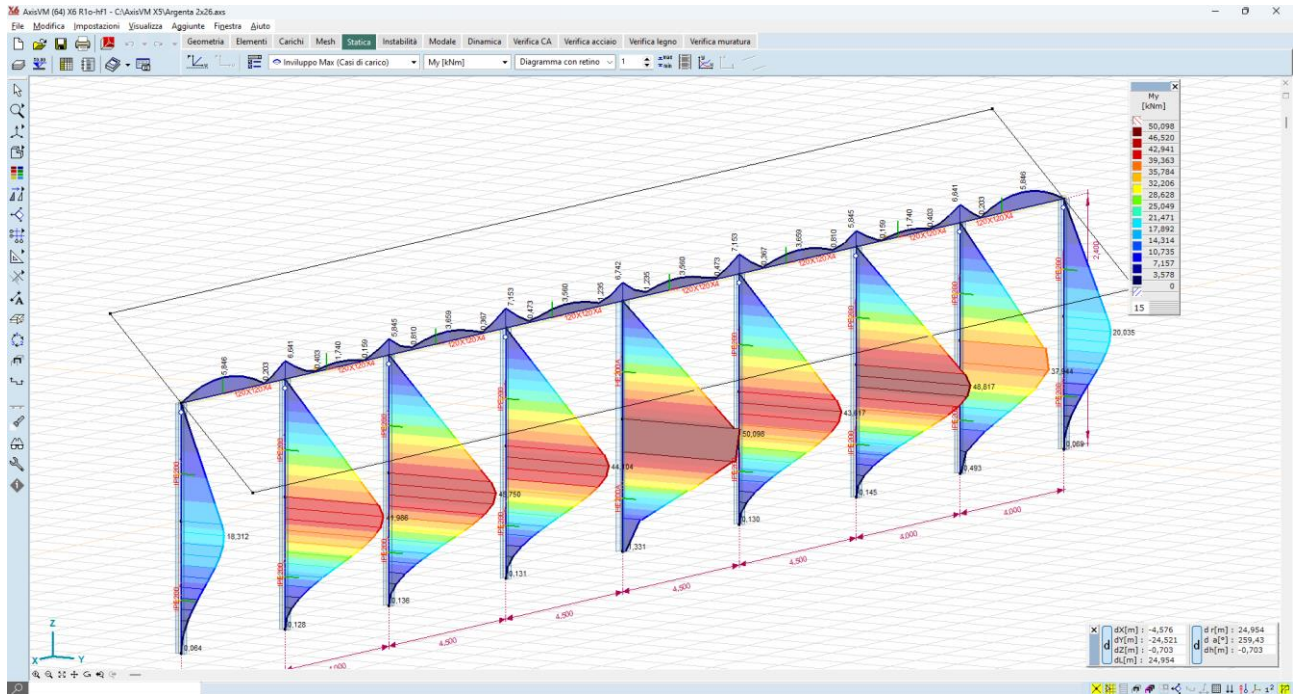


Figura 5-23 momento flettente M_y – montanti - valori massimi dell'ordine dei 50 kN*m – combinazione Y-S.O.

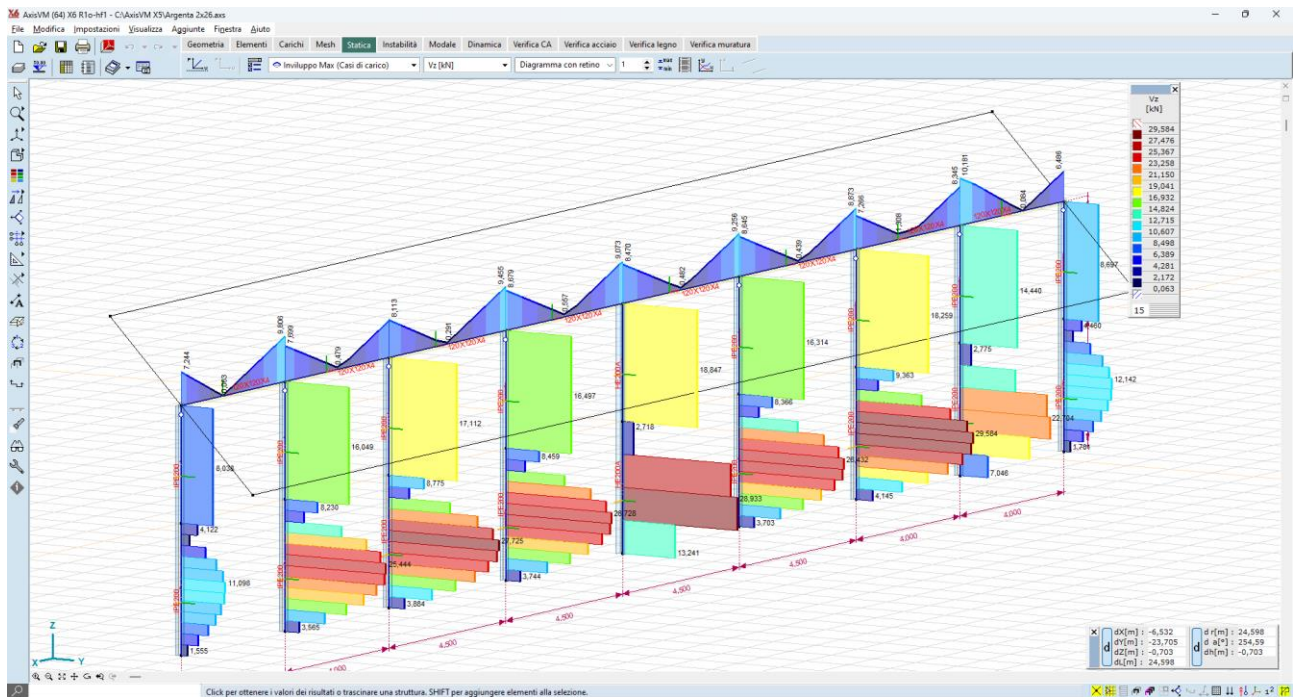


Figura 5-24 taglio V_z – montanti - valori massimi dell'ordine dei 23 kN – combinazione Y-S.O.

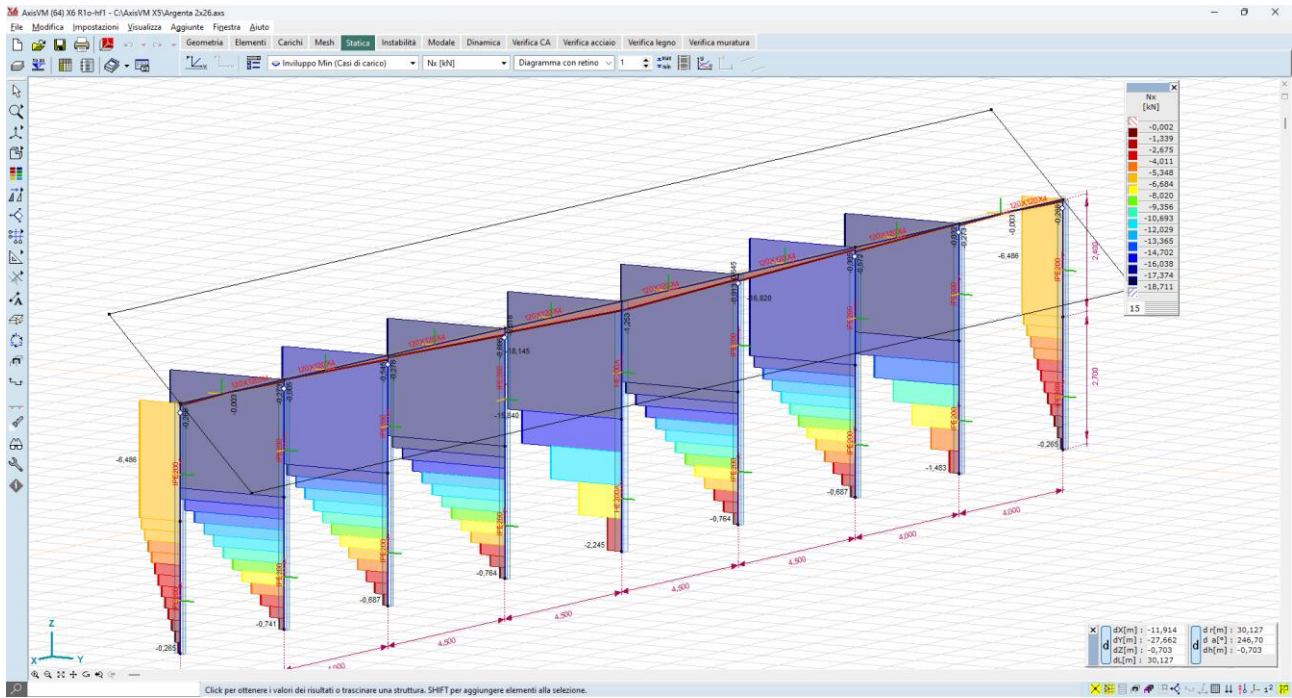


Figura 5-25 carico uplift N_x – montanti – valori massimi dell'ordine dei 18,6 kN – combinazione Y+S.O.

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

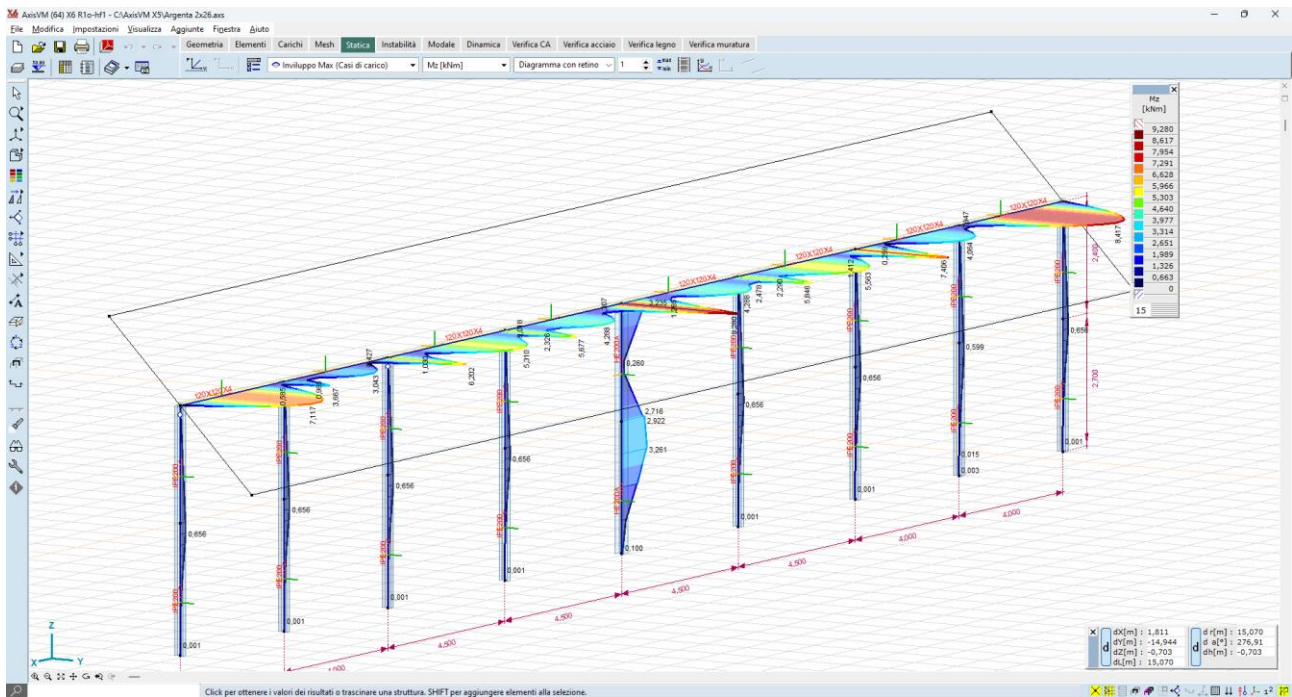


Figura 5-26 momento flettente M_z – asse di rotazione - valori massimi dell'ordine dei 8,6 kN*m – combinazione Y-S.O.

5.3 Tracker monoassiale 13x2

5.3.1 Generazione del modello

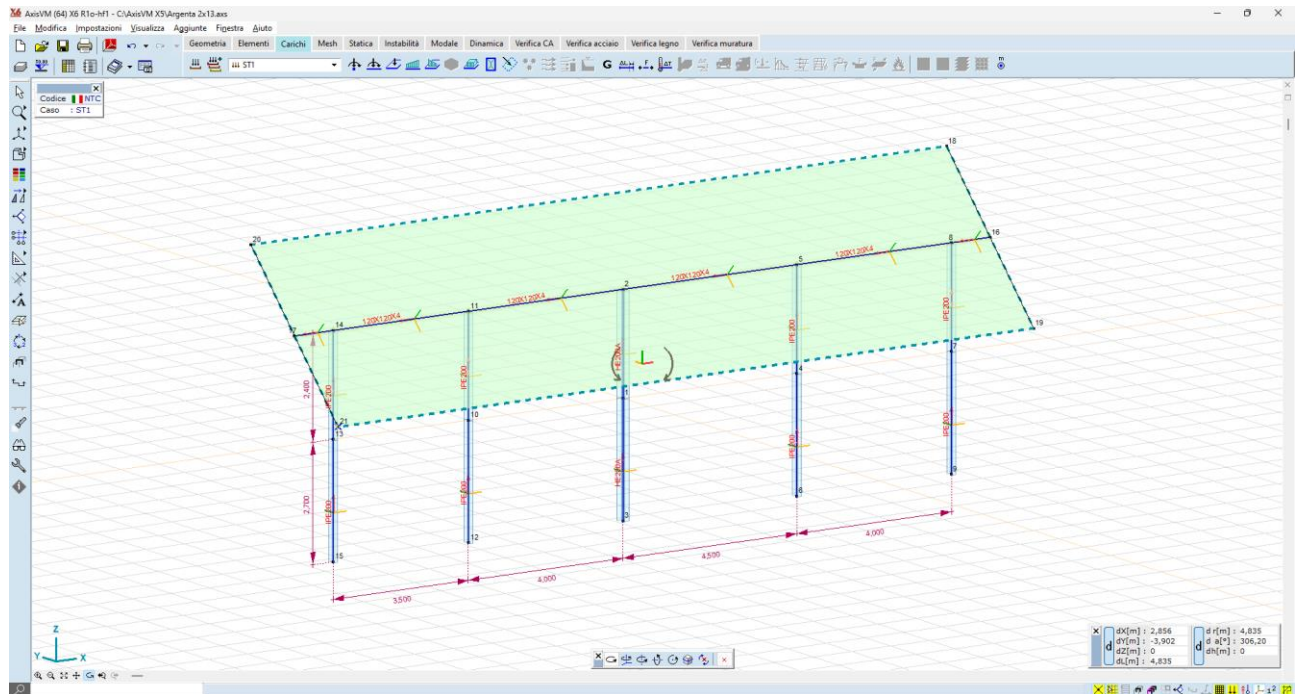


Figura 5-27 modello ad elementi finiti – vista ad aste

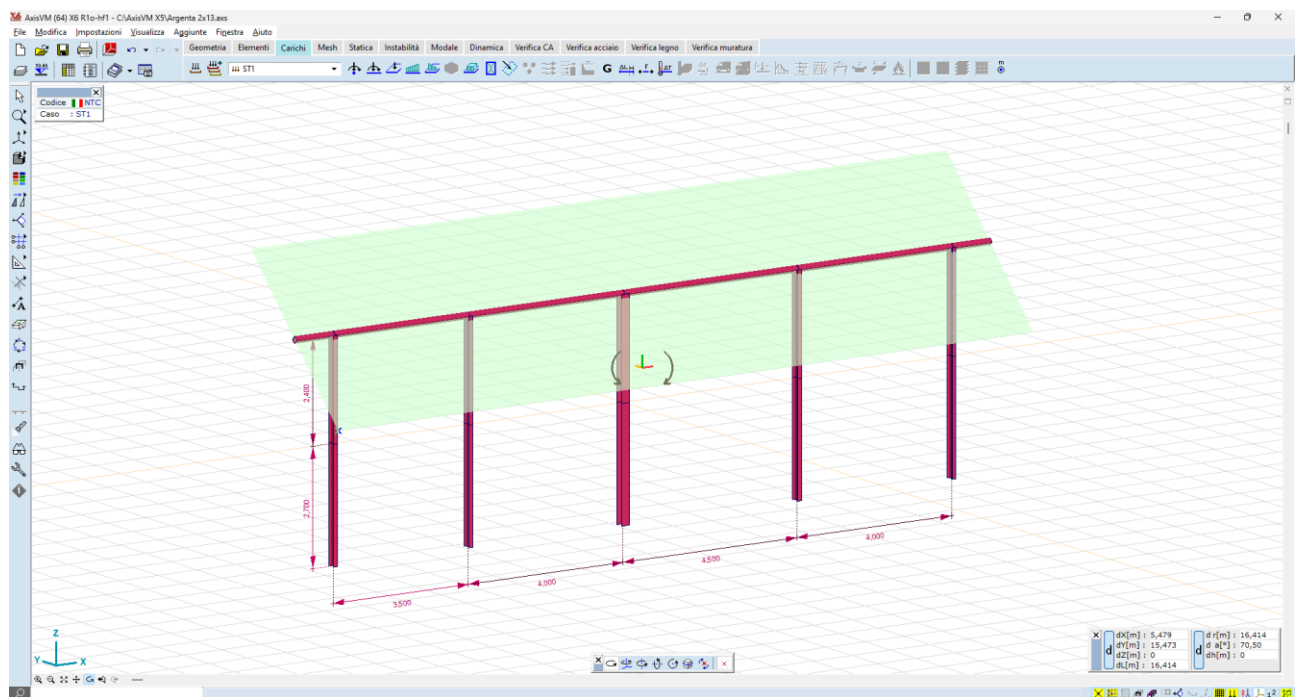


Figura 5-28 modello ad elementi finiti – vista render 3D

5.3.2 Casi di carico

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

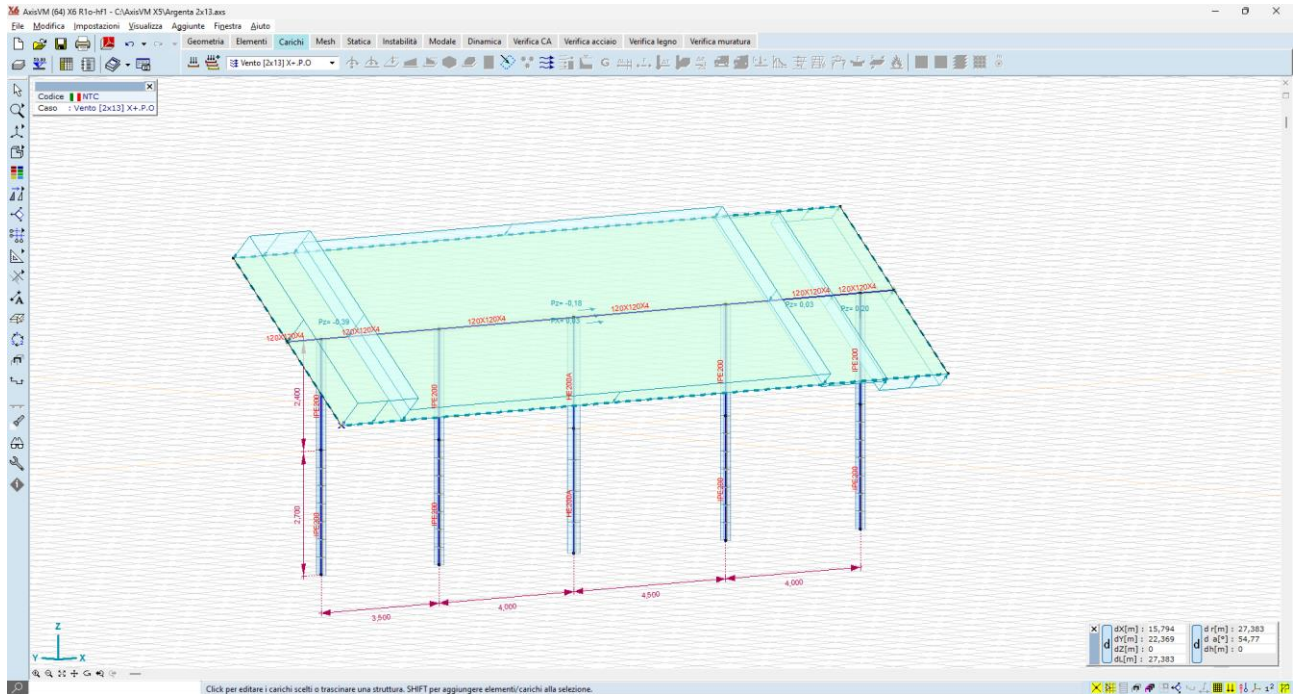


Figura 5-29 carico vento X+P.O.

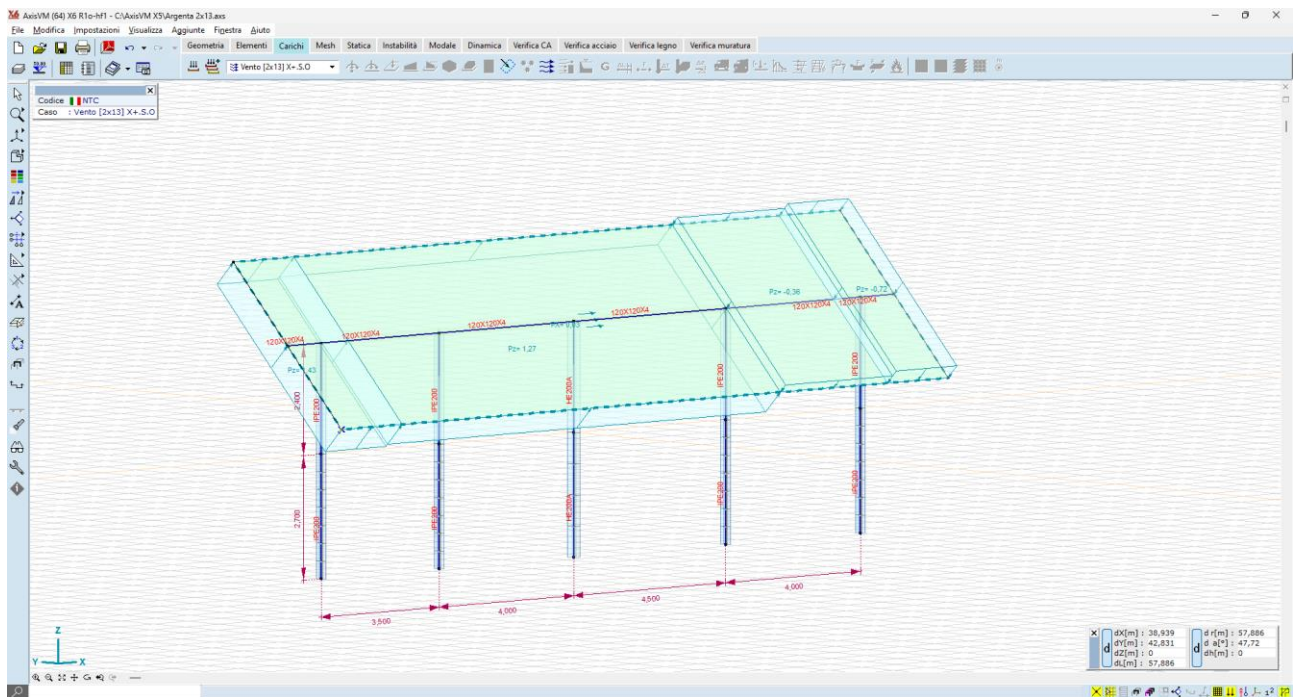


Figura 5-30 carico vento X+S.O.

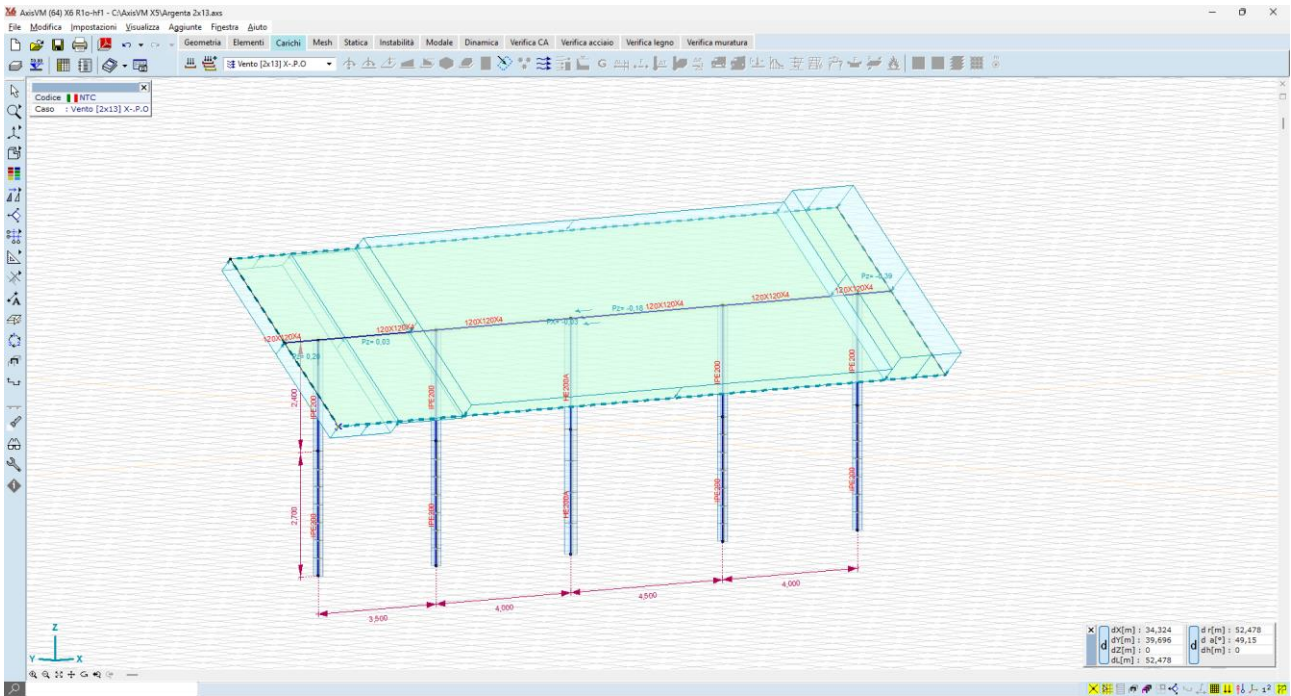


Figura 5-31 carico vento X-P.O.

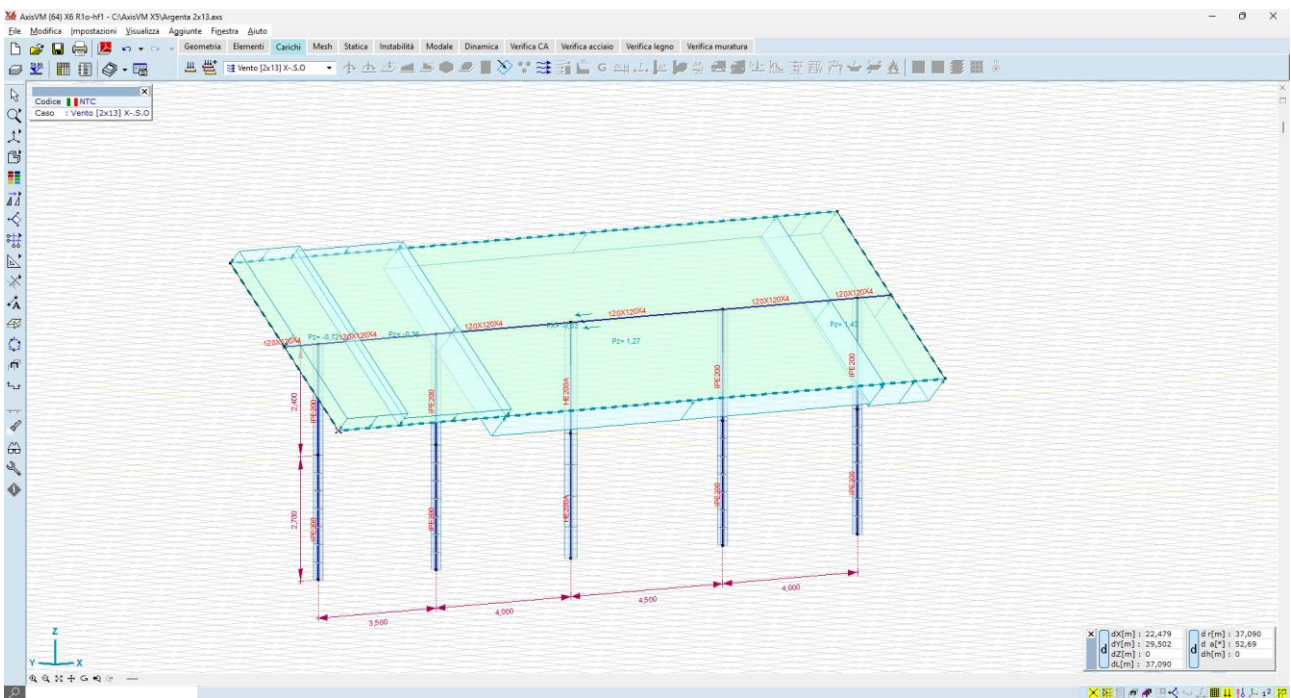


Figura 5-32 carico vento X-S.O.

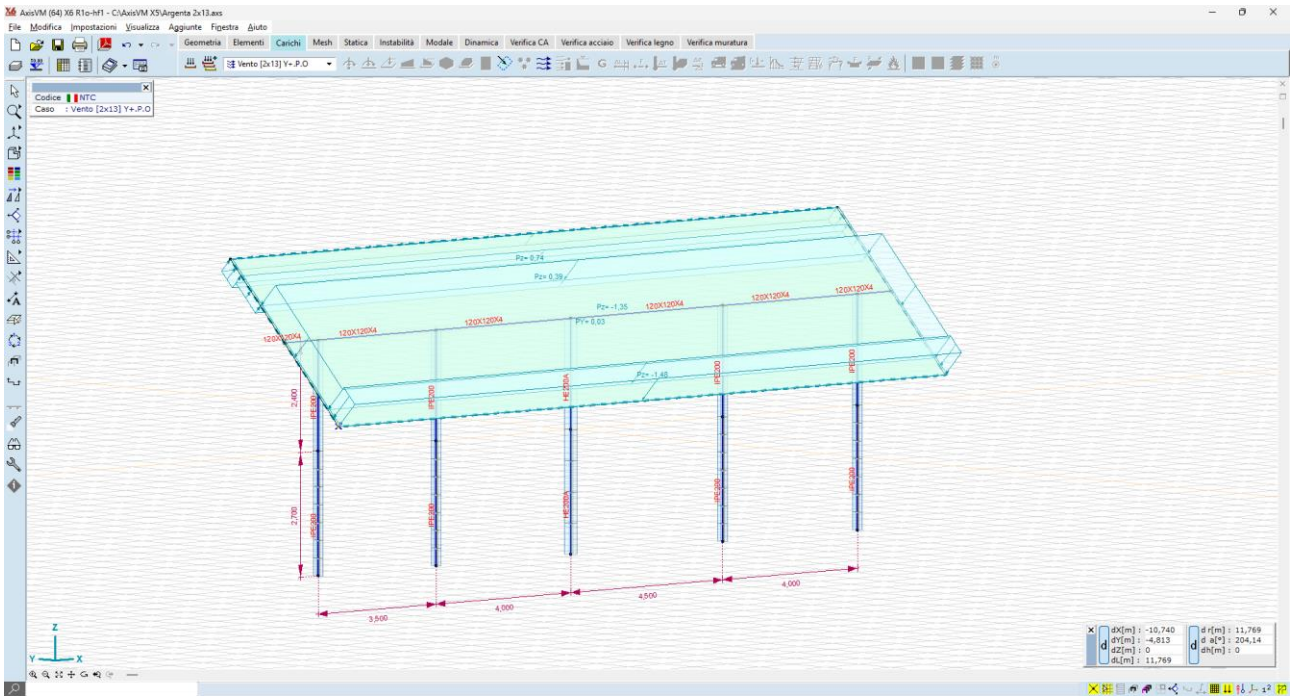


Figura 5-33 Y+P.O.

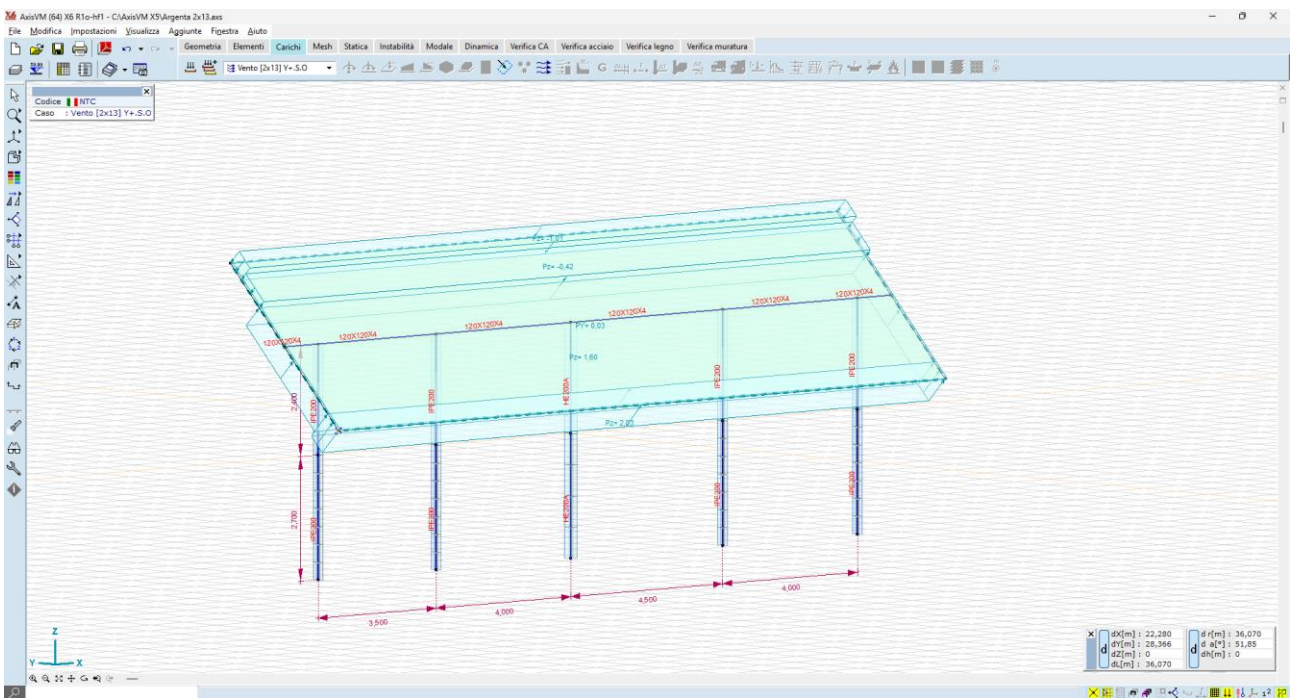


Figura 5-34 Y+S.O.

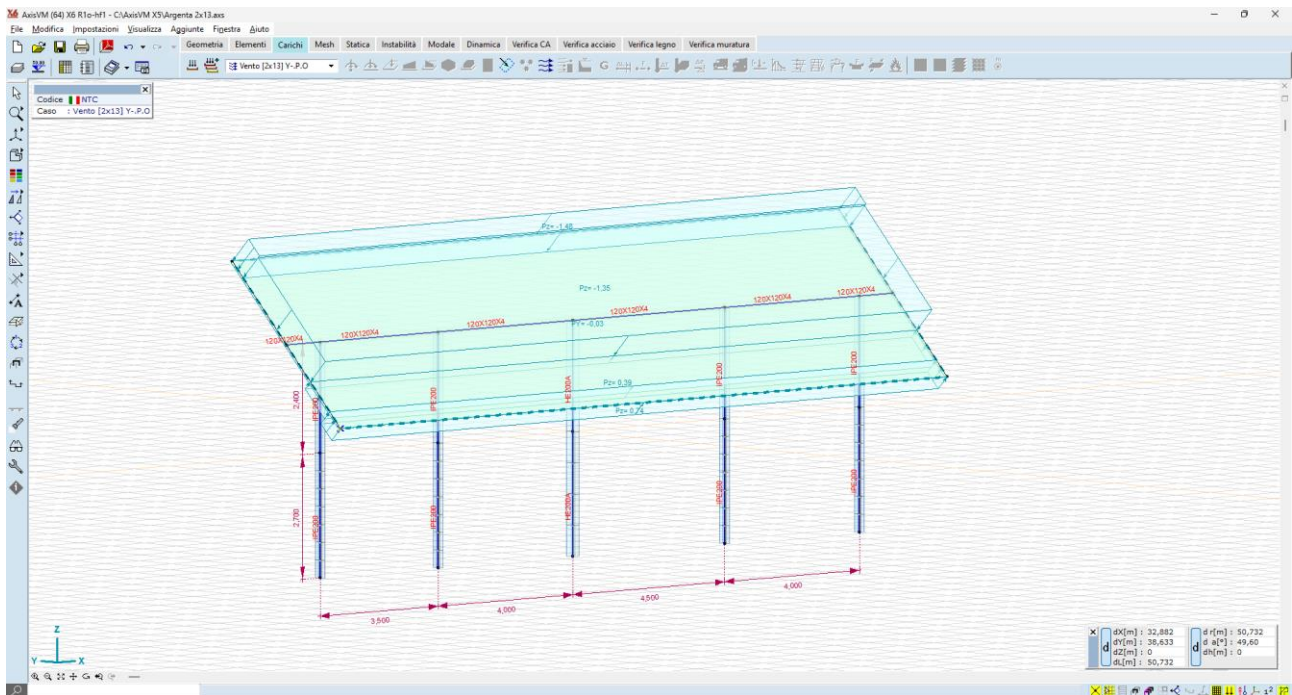


Figura 5-35 Y-P.O.

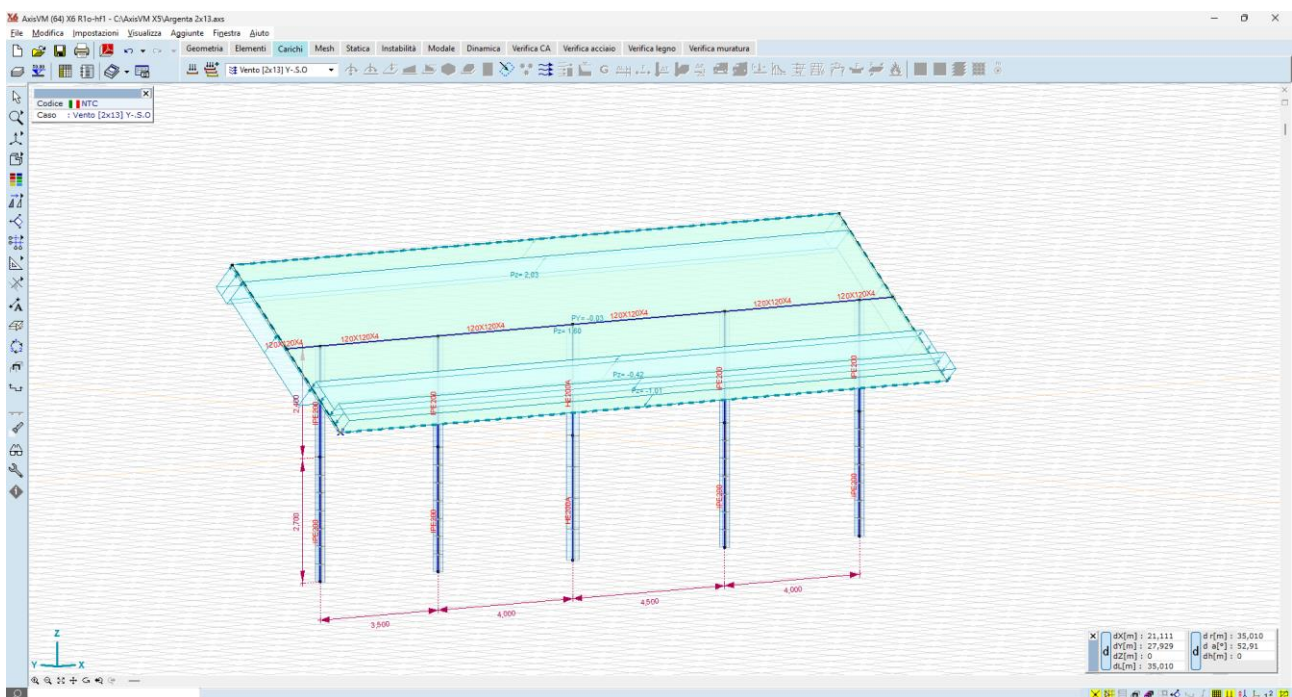


Figura 5-36 Y-S.O.

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:

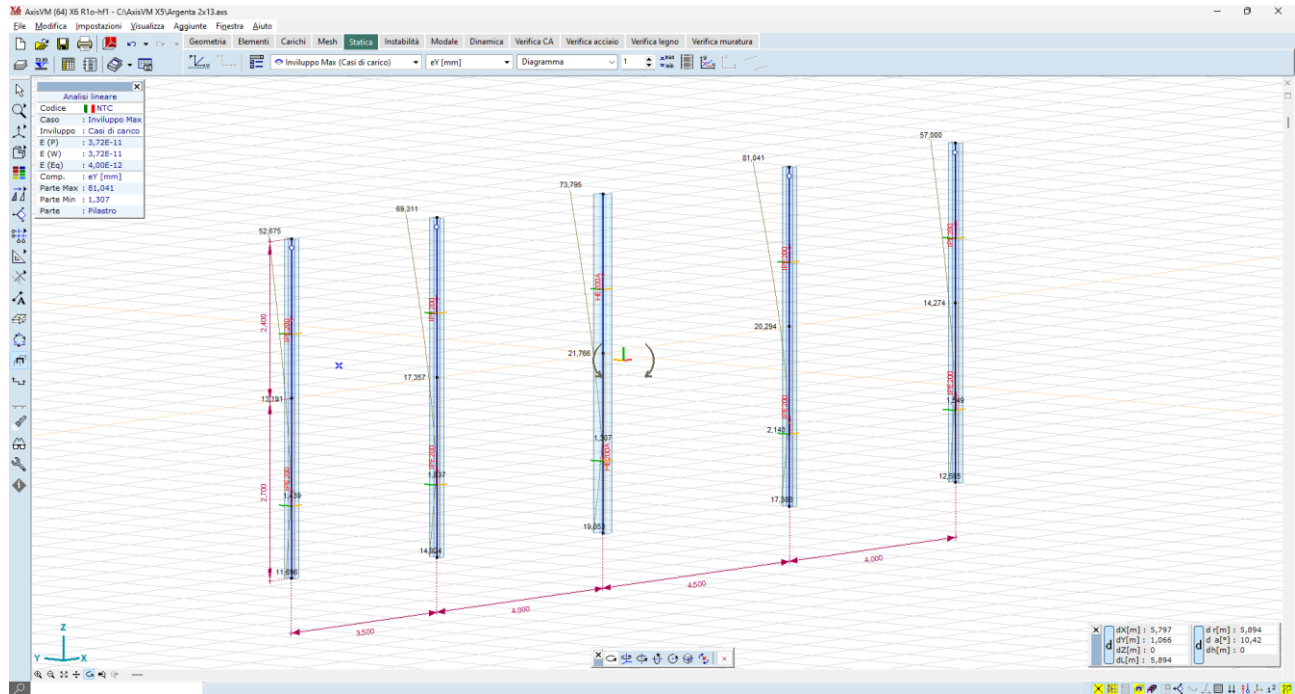


Figura 5-37 spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y+P.O. – 81mm in testa 21,7mm al piano camp

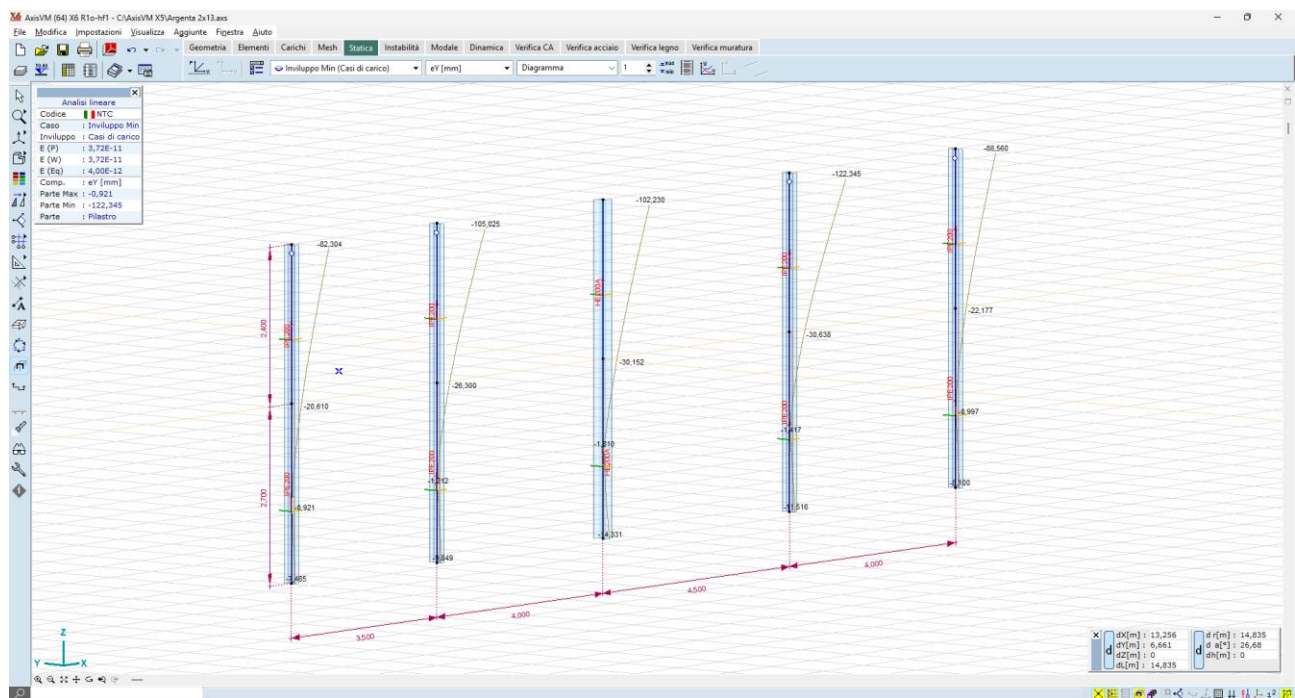


Figura 5-38 spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y-S.O. – 122mm in testa – 30mm al piano camp

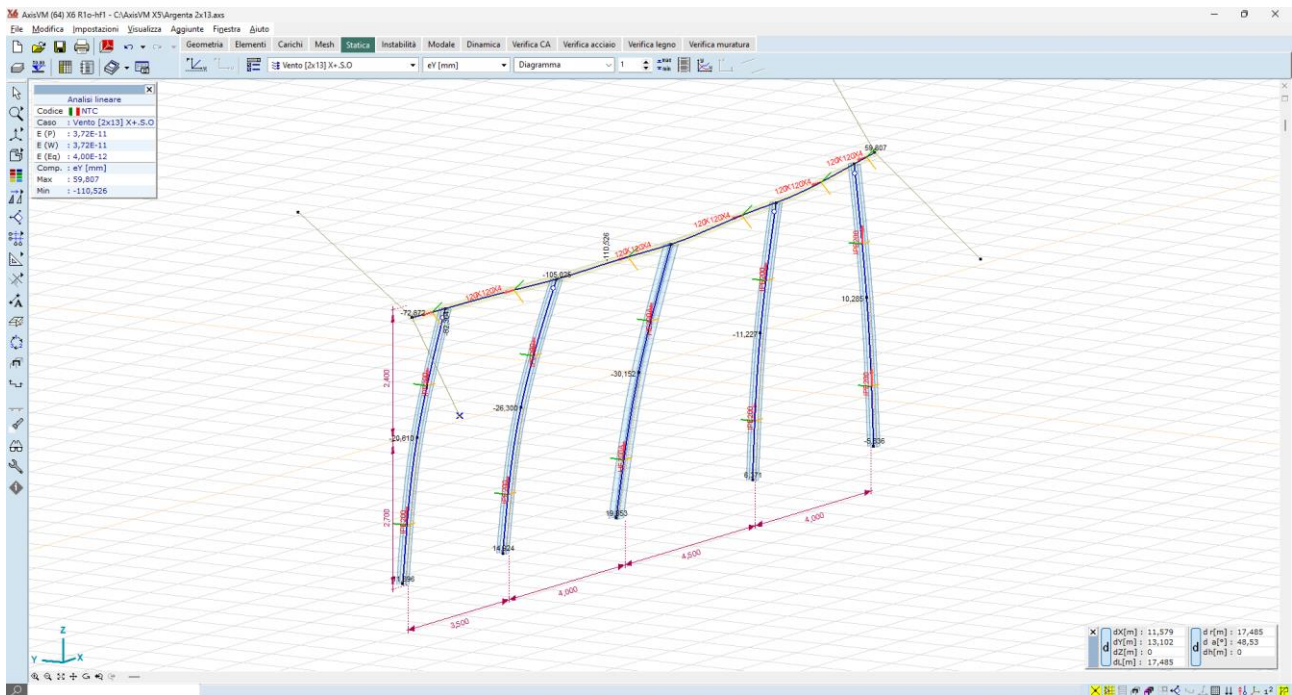


Figura 5-39 ipotesi di deformabilità torsionale sotto carico vento - condizione X+S.O.

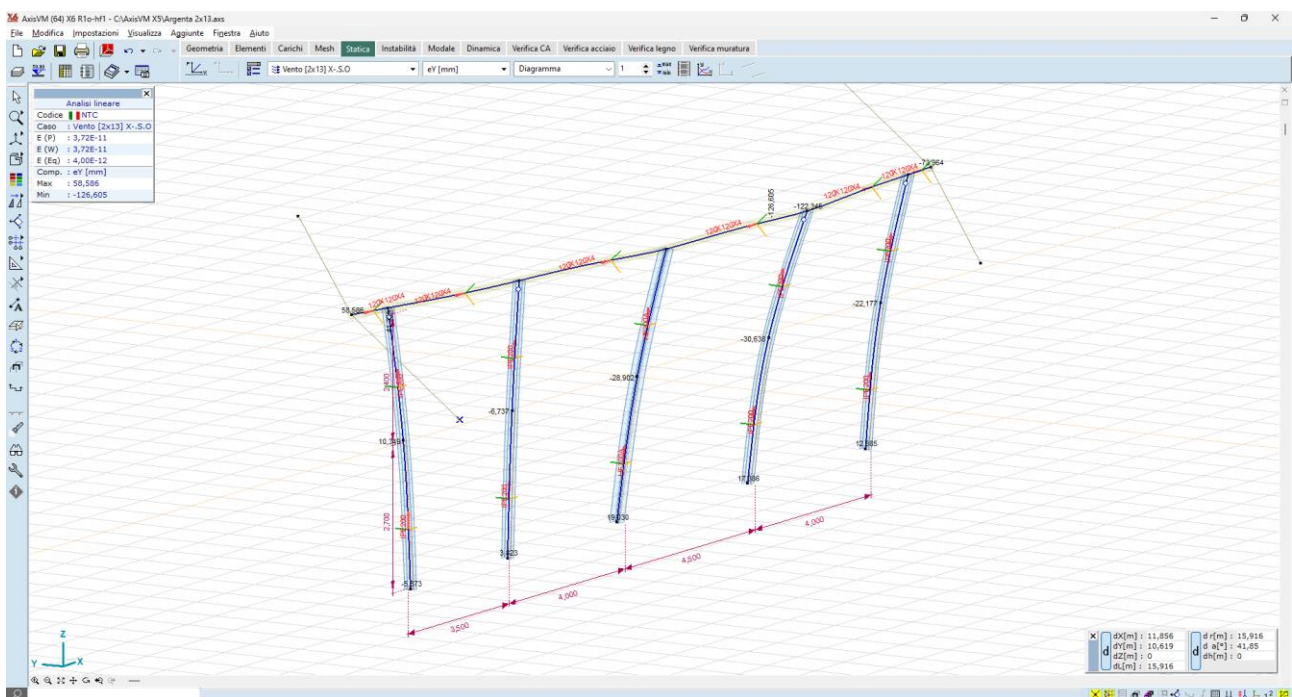


Figura 5-40 spostamenti attesi sotto carico vento - condizione Y-S.O.

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:

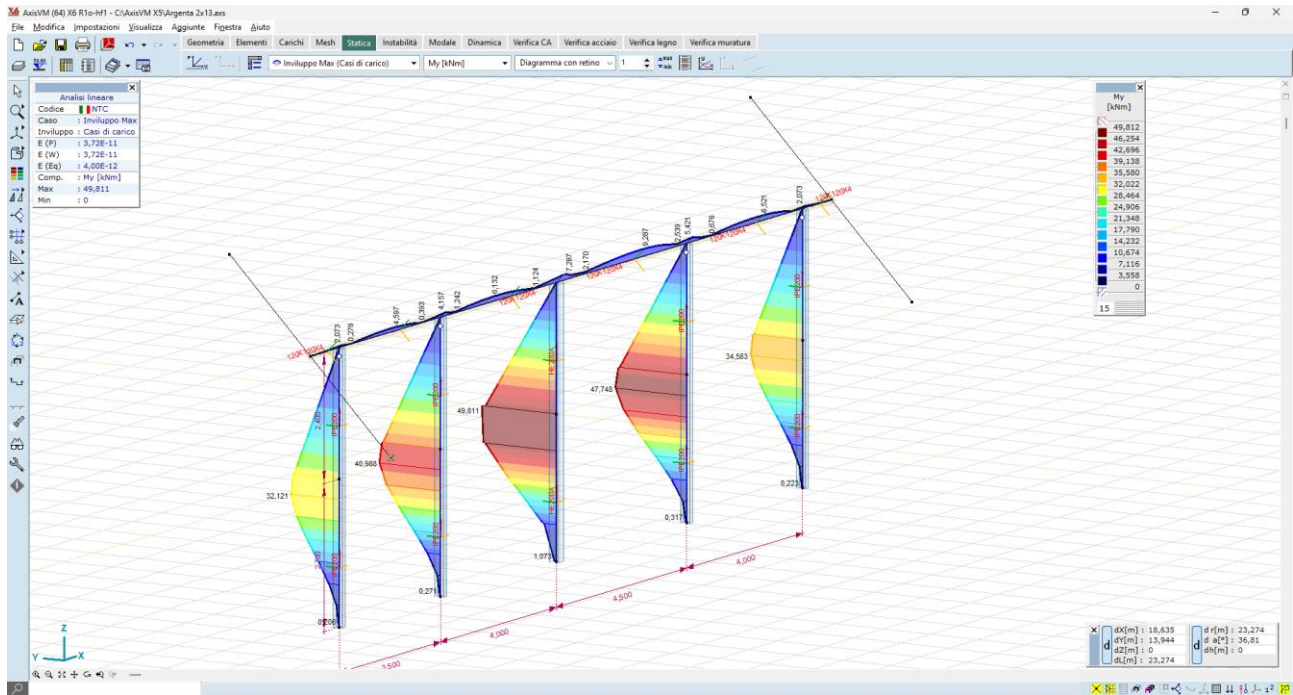


Figura 5-41 momento flettente M_y – montanti - valori massimi dell'ordine dei 46 $kN*m$ – combinazione Y+S.O.

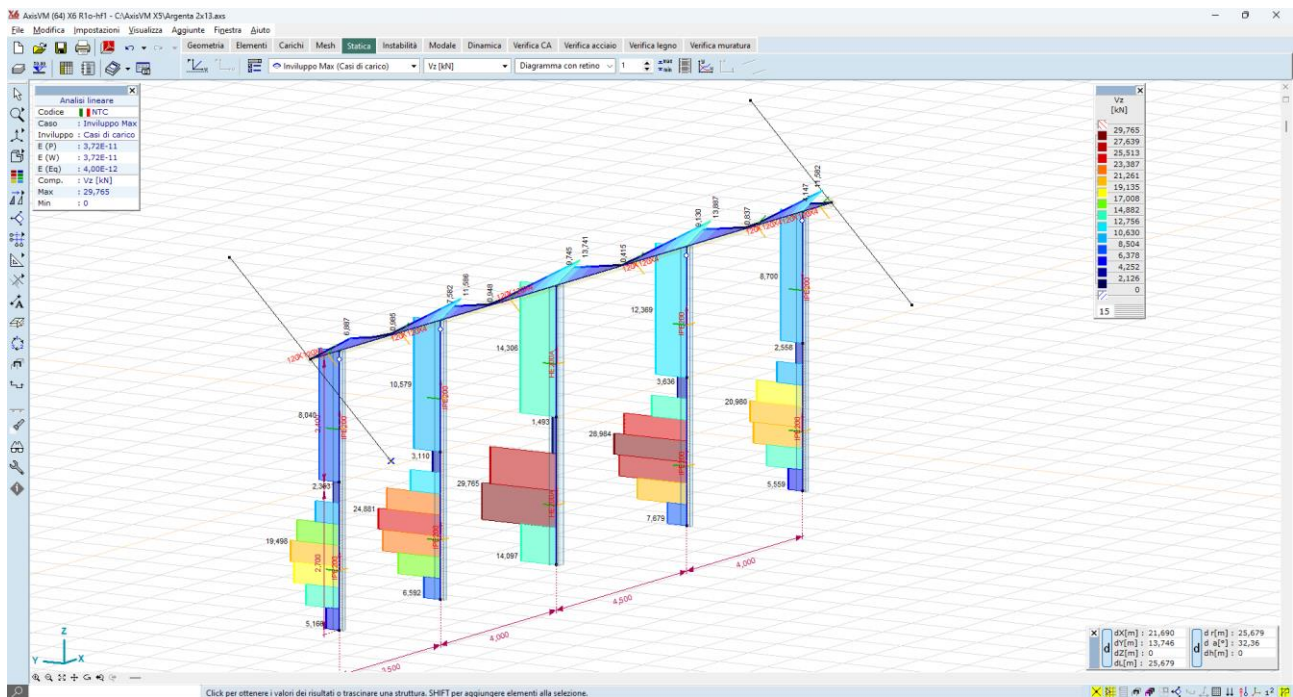


Figura 5-42 taglio V_z – montanti - valori massimi dell'ordine dei 27,6 kN – combinazione Y+S.O.

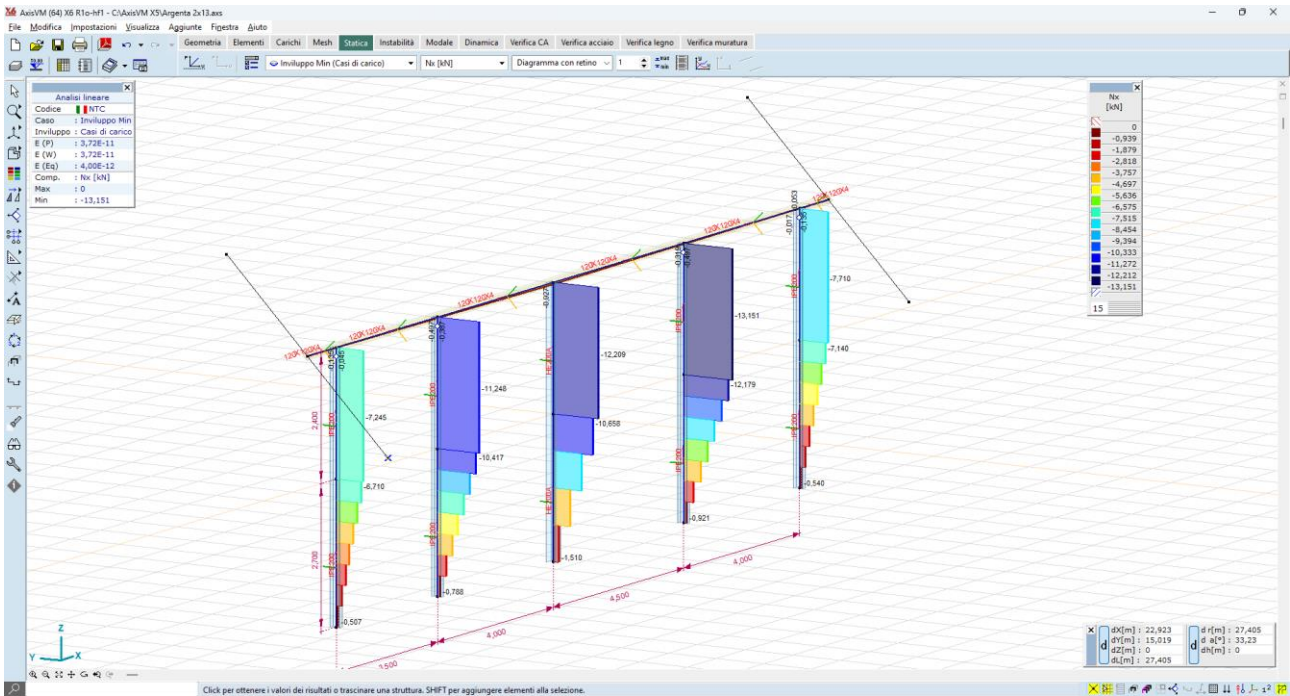


Figura 5-43 carico uplift N_x – montanti – valori massimi dell'ordine dei 13 kN – combinazione Y-S.O.

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

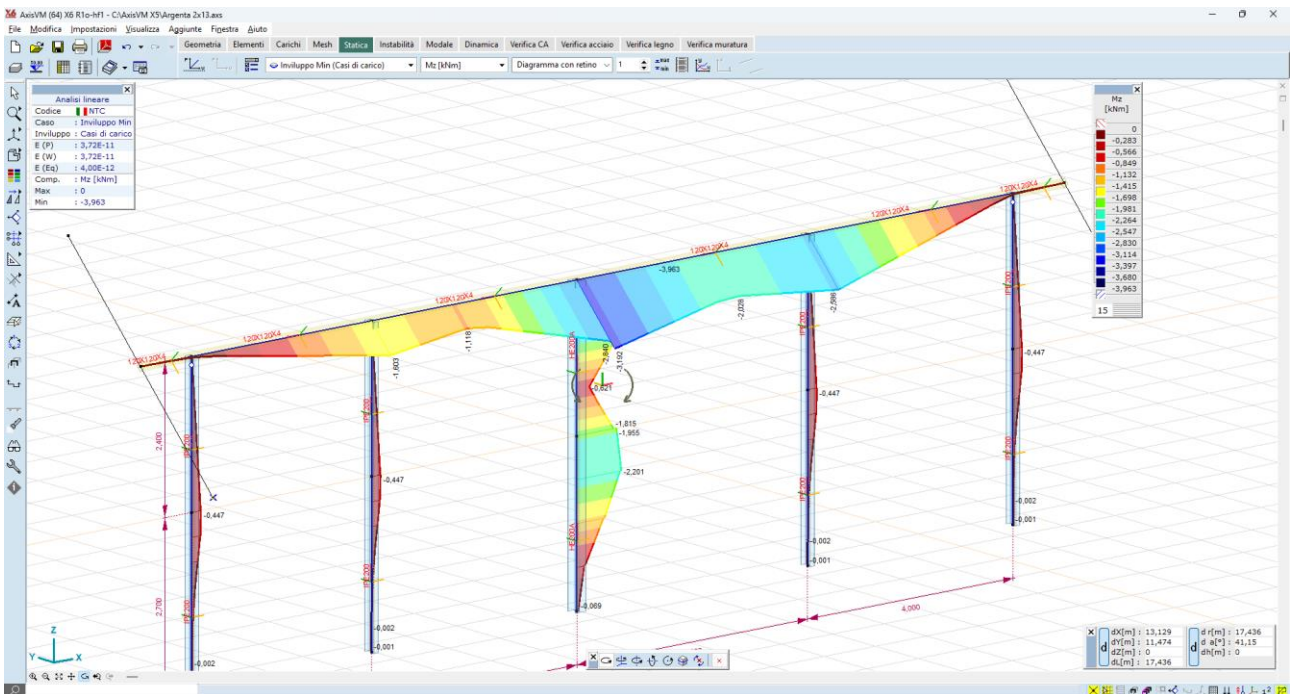


Figura 5-44 momento flettente M_z – asse di rotazione - valori massimi dell'ordine dei 3,6 kN*m – combinazione Y-S.O.

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/cm²;
- +1740 daN/cm².

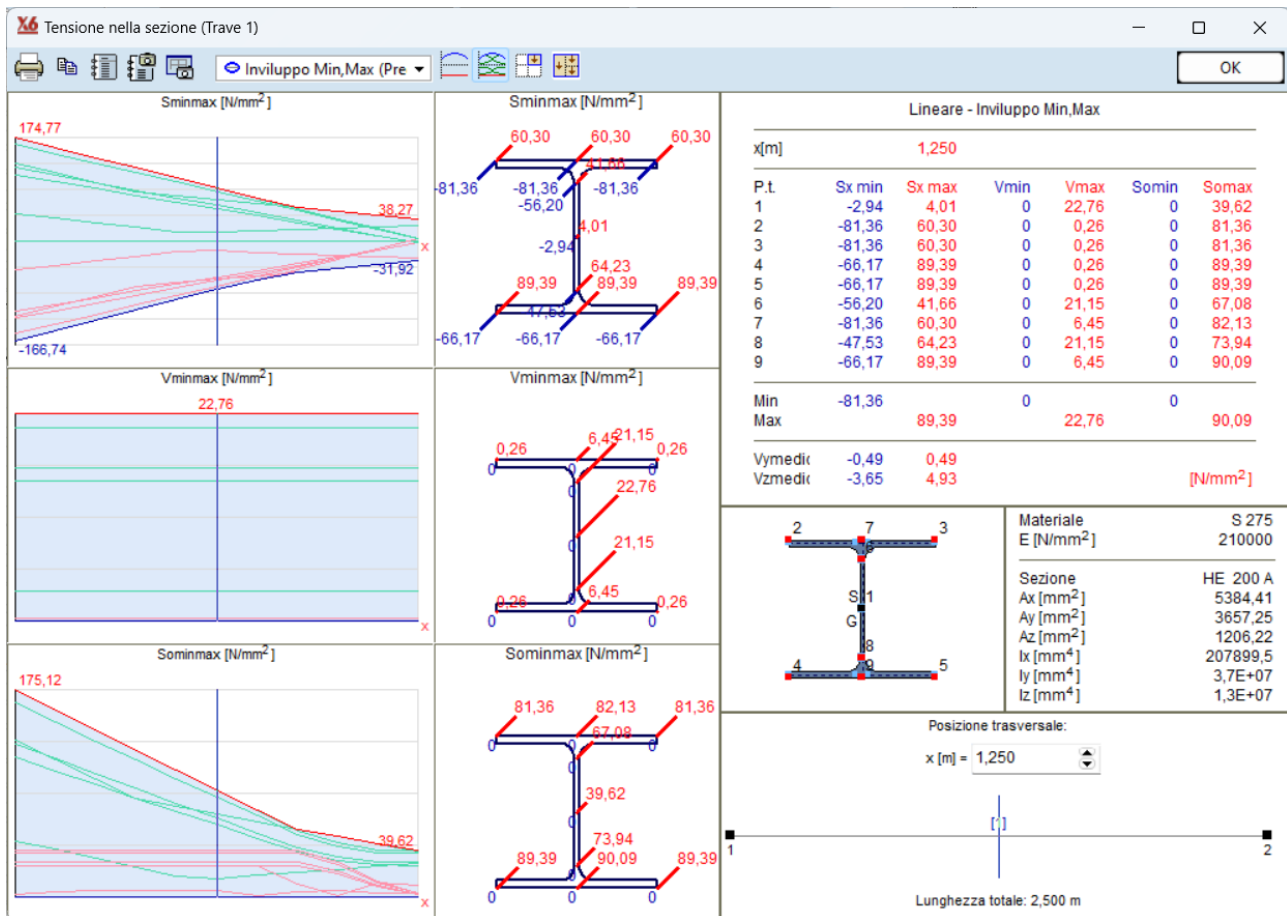


Figura 5-45 calcolo delle tensioni negli elementi strutturali – montanti simple support

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

- -1660 daN/cm²;
- +1740 daN/cm².

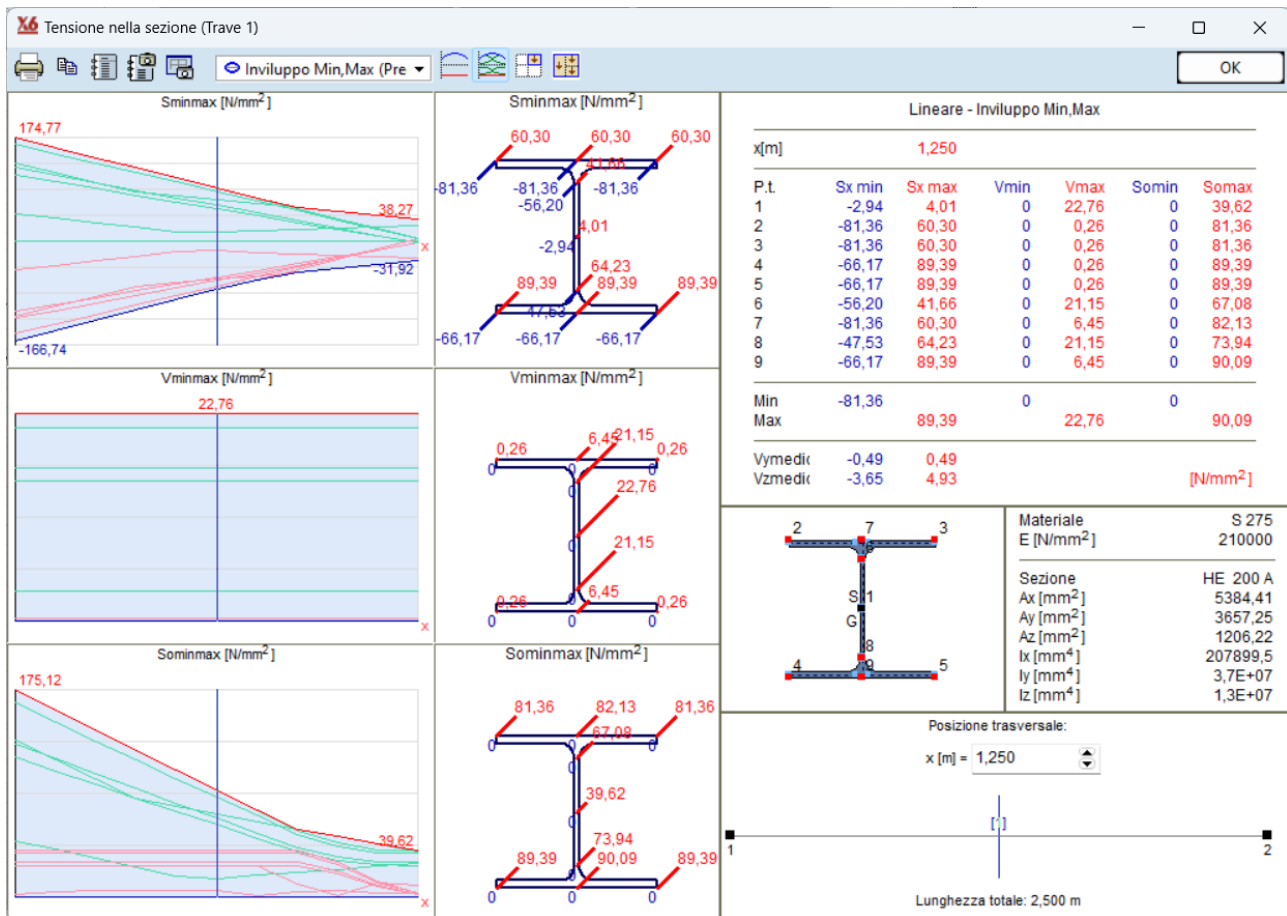


Figura 5-46 calcolo delle tensioni negli elementi strutturali – montanti motor support

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

- -2880 daN/cm²;
- +2880 daN/cm².

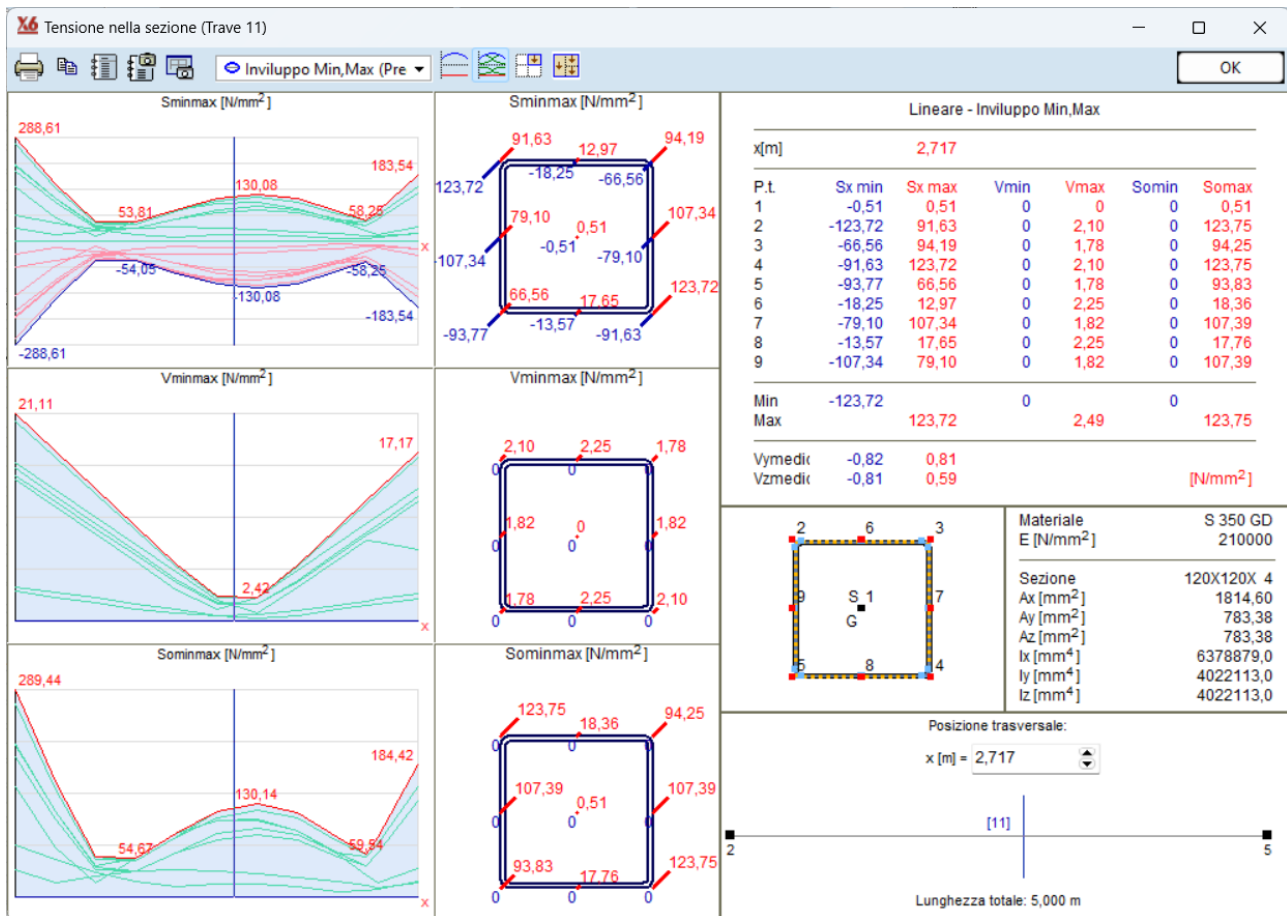


Figura 5-47 calcolo delle tensioni negli elementi strutturali – trave

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.

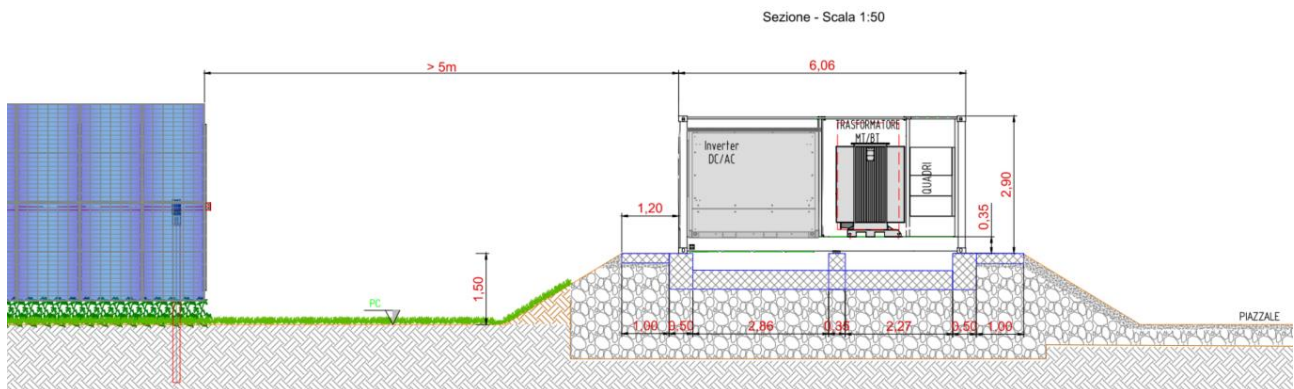


Figura 5-49 Sezione di progetto - fondazione Power station

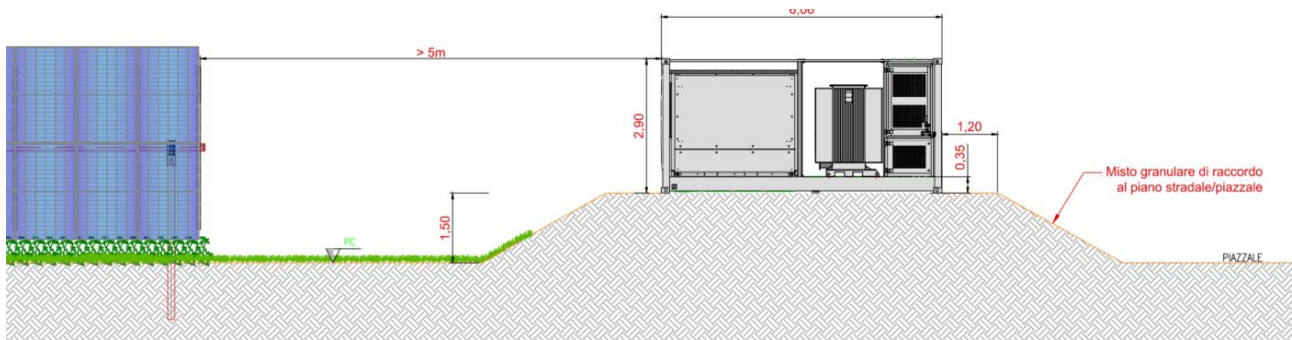


Figura 5-50 vista di progetto - Power station

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/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 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.

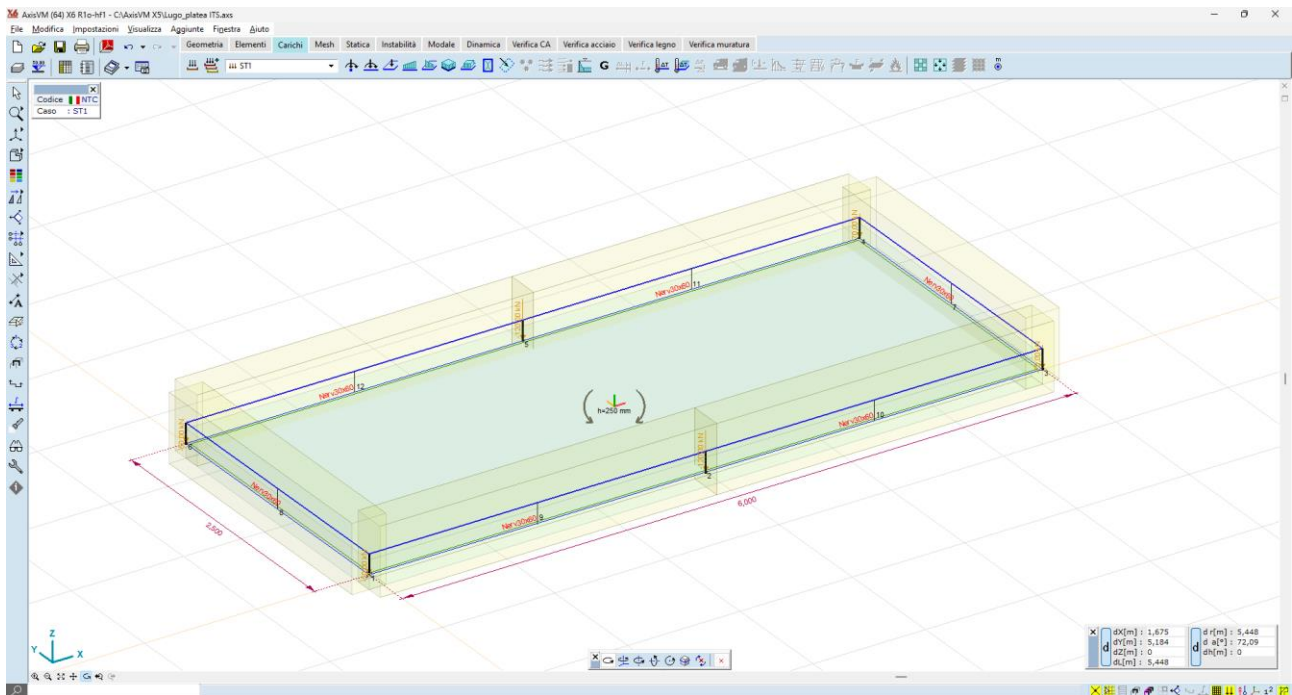


Figura 5-51 Fondazione Power station – vista 3D

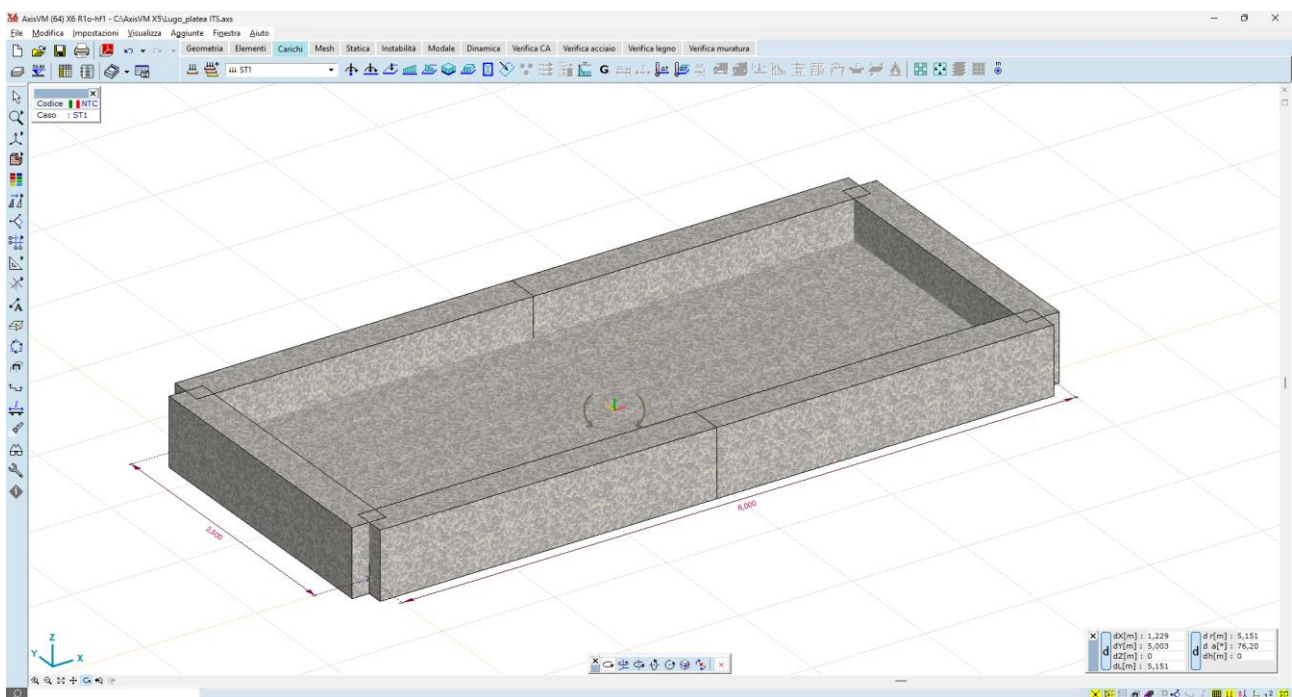


Figura 5-52 Fondazione Power station – vista render

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

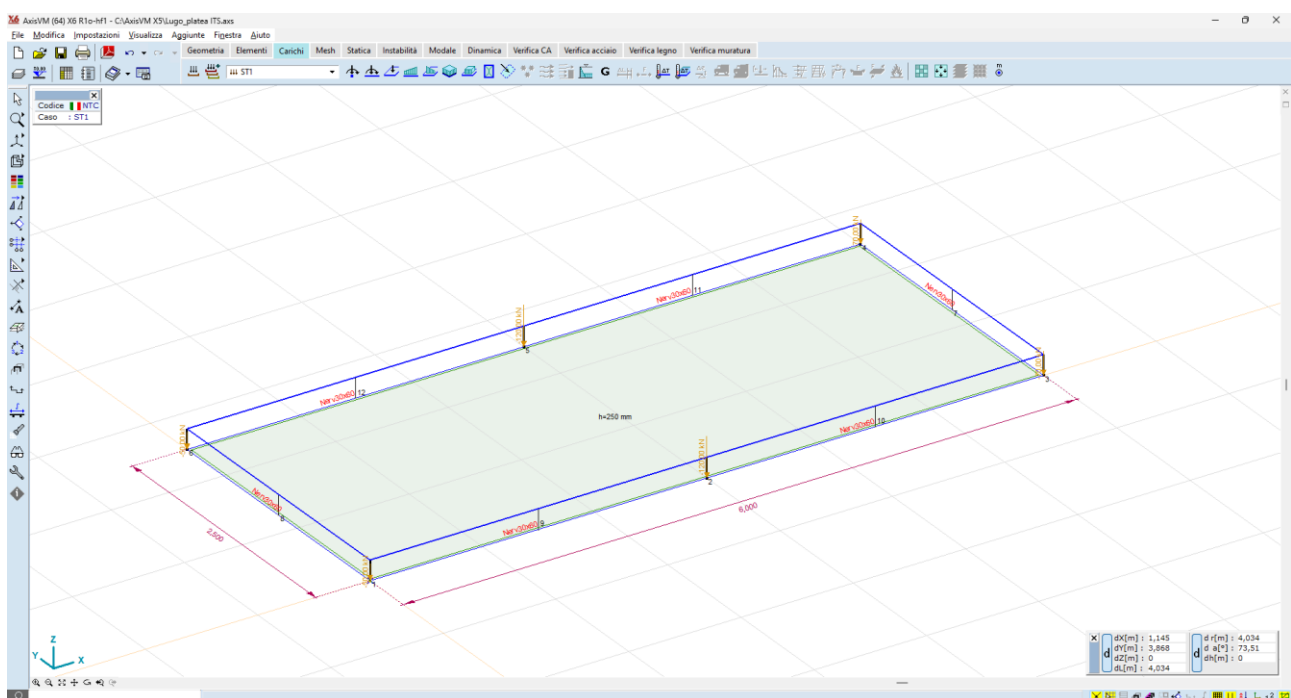


Figura 5-53 carichi concentrati nodali - scarichi al piede

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:

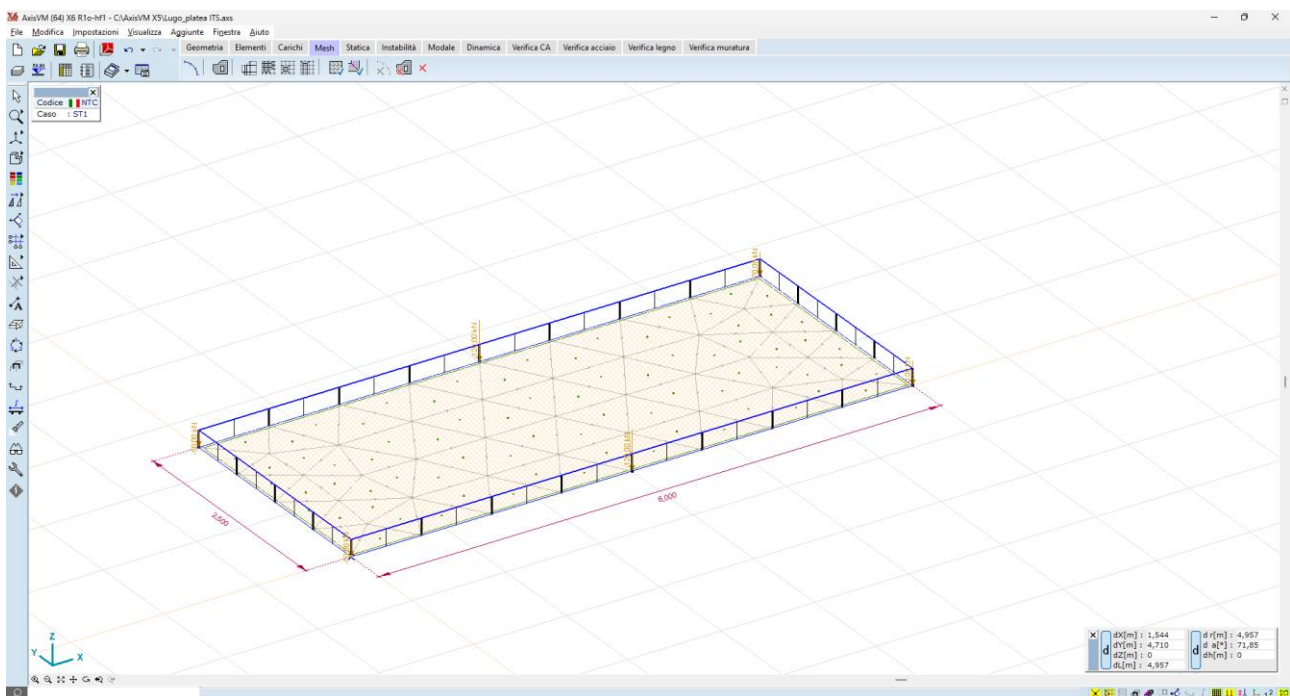


Figura 5-54 Generazione della mesh

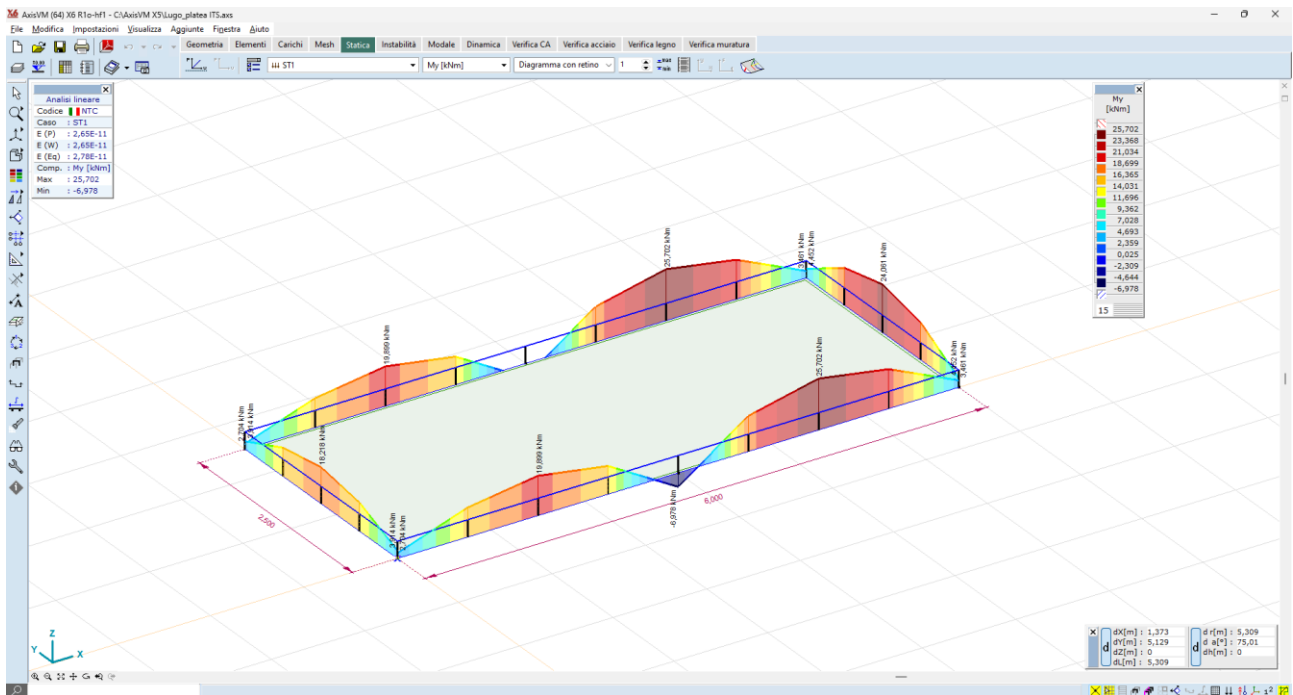


Figura 5-55 Sollecitazioni Nervature – My – valori max 24kN*m

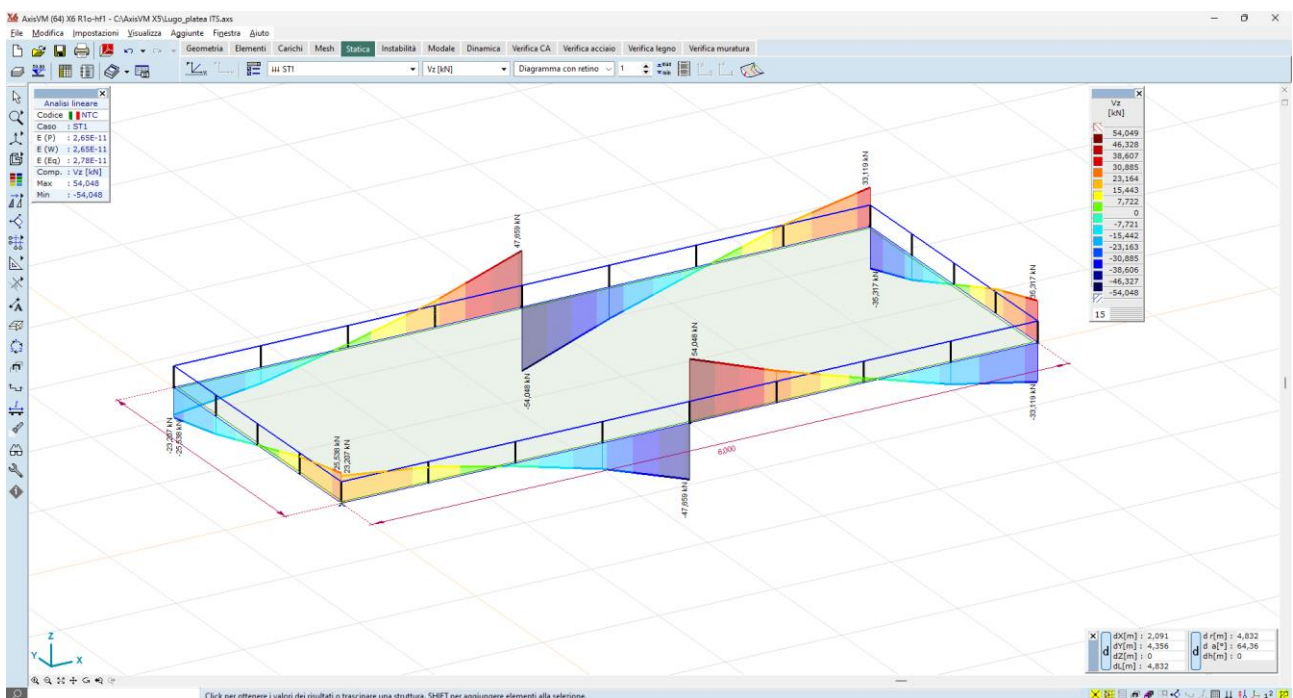


Figura 5-56 Sollecitazioni Nervature – Vz – valori max 46 kN

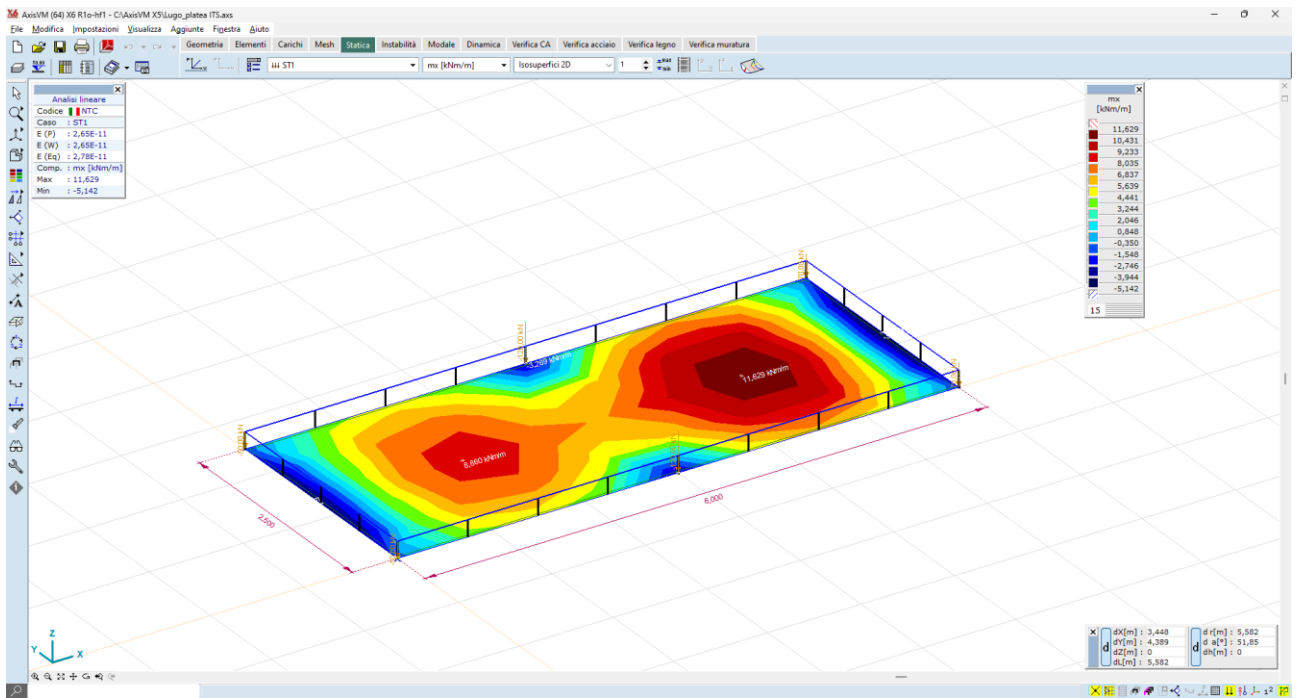


Figura 5-57 Sollecitazioni elemento plate – mx – valori max 10,4 kNm/m

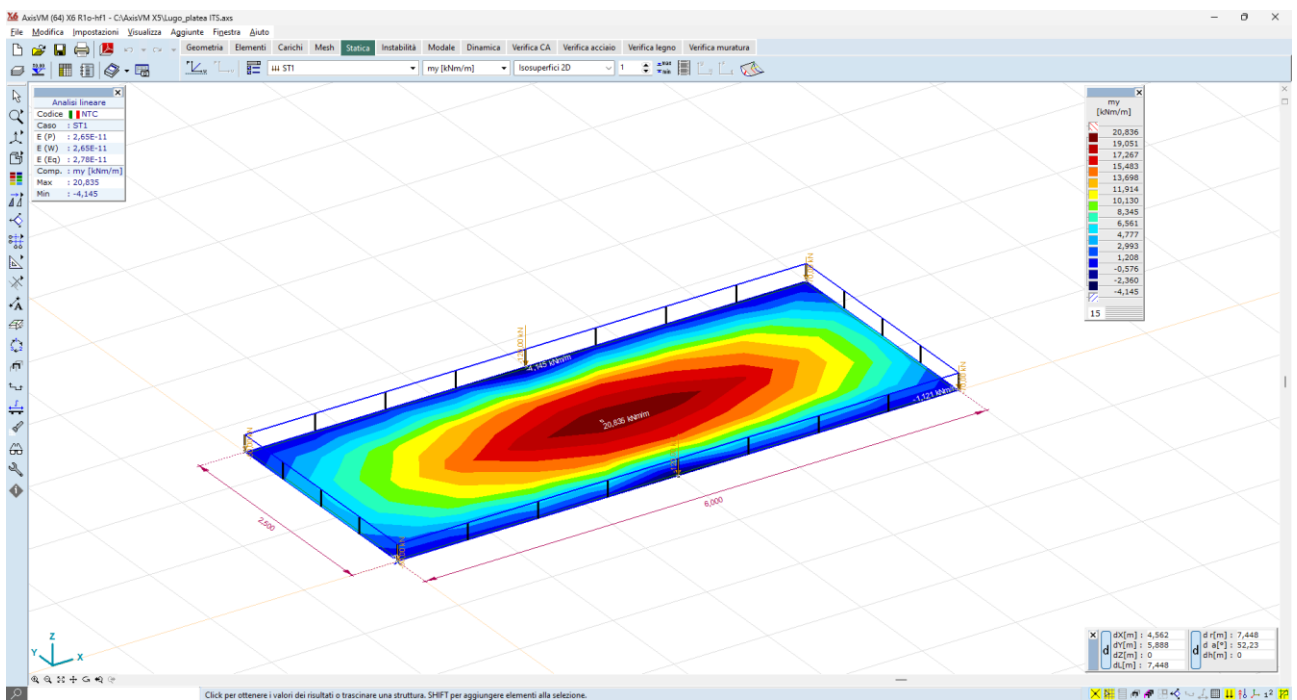


Figura 5-58 Sollecitazioni elemento plate – my – valori max 19,0 kNm/m

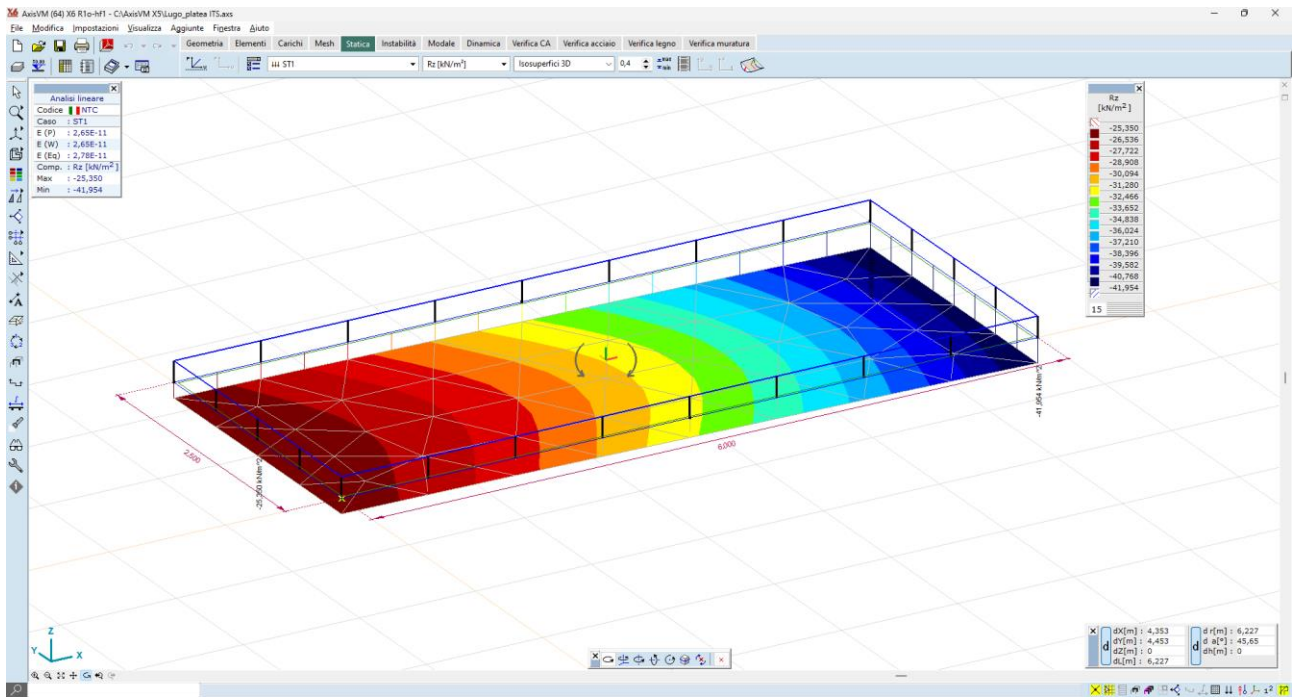


Figura 5-59 Valori delle reazioni al suolo – Rz – valori max 40,0 kN/mq

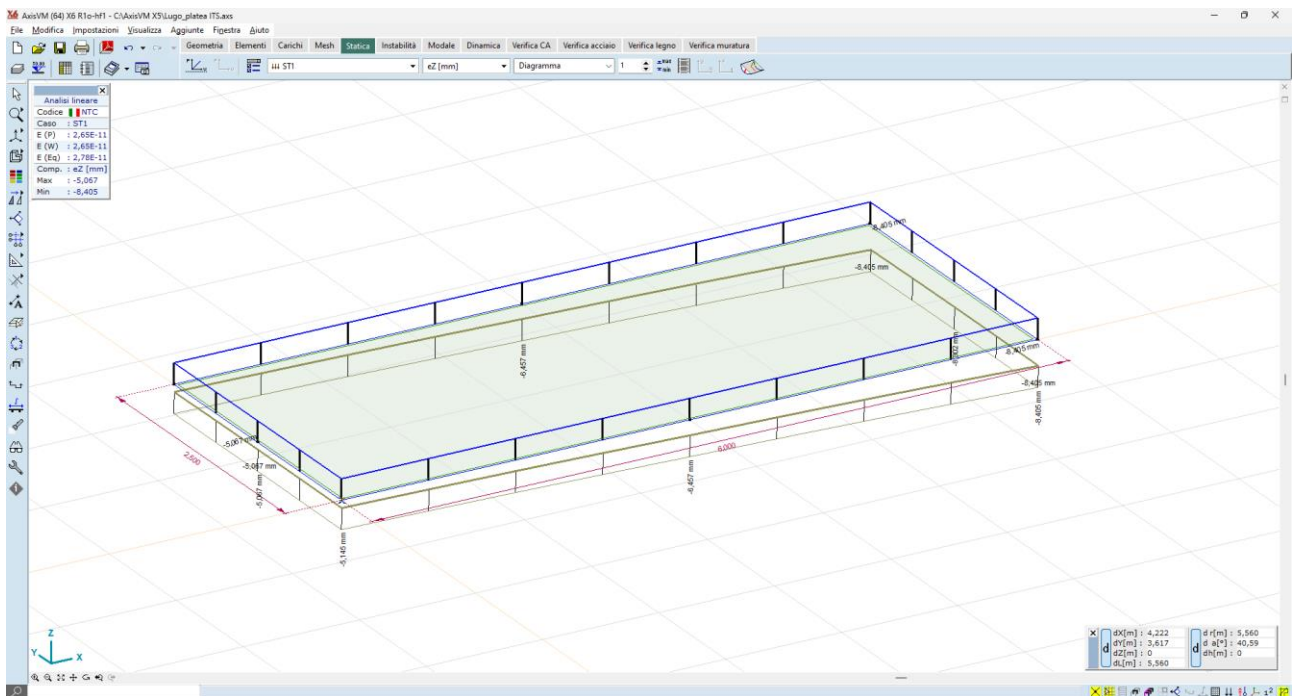


Figura 5-60 Valori degli spostamenti verticali – ez – valori medi 6,4 mm

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.

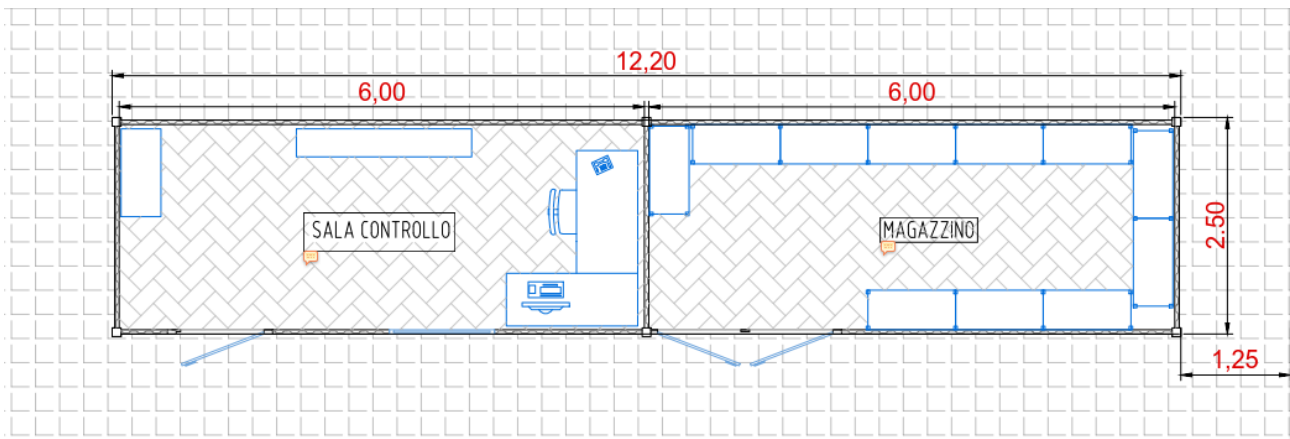


Figura 5-61 Layout container magazzino e sala controllo

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.

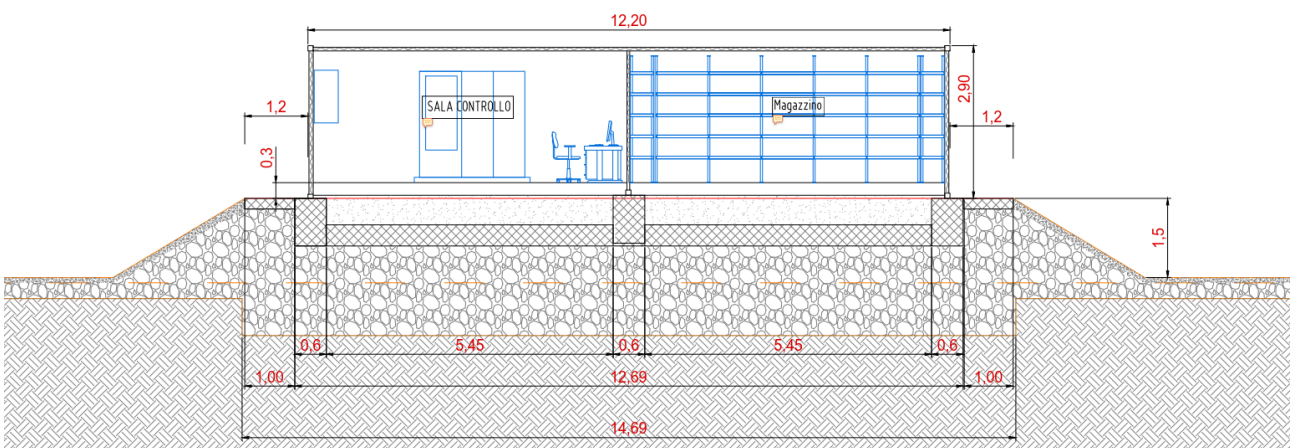


Figura 5-62 Sezione di progetto - fondazione control room

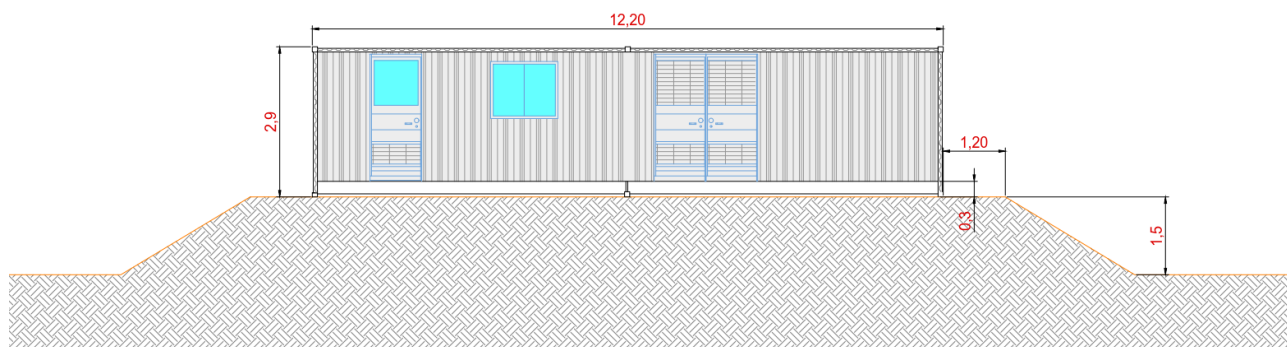


Figura 5-63 vista di progetto - Power station

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/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 12,0 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.

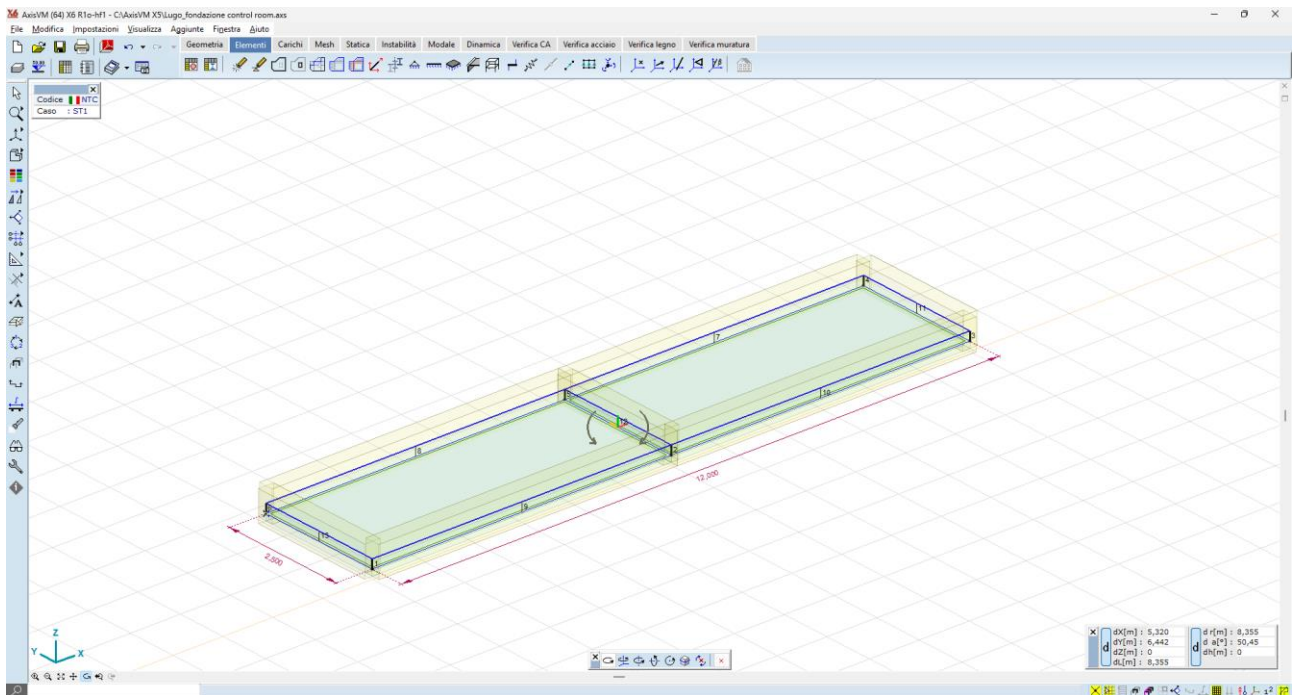


Figura 5-64 Fondazione Power station – vista 3D

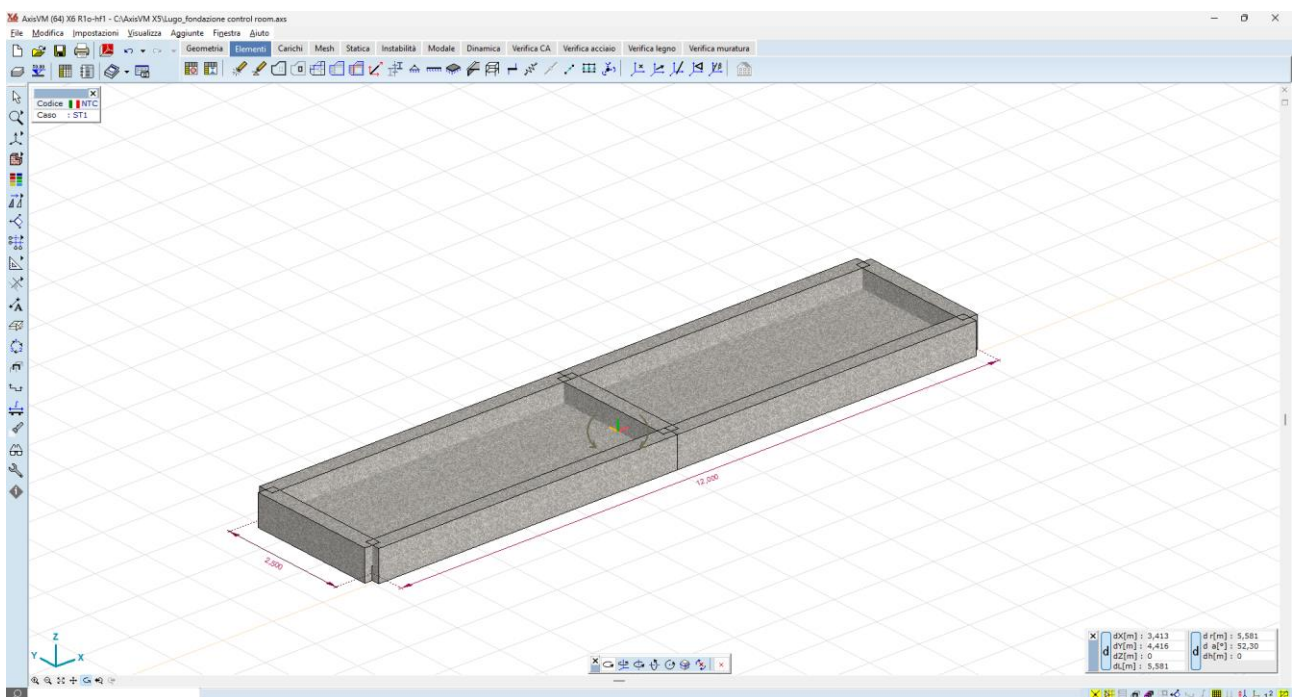


Figura 5-65 Fondazione Power station – vista render

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

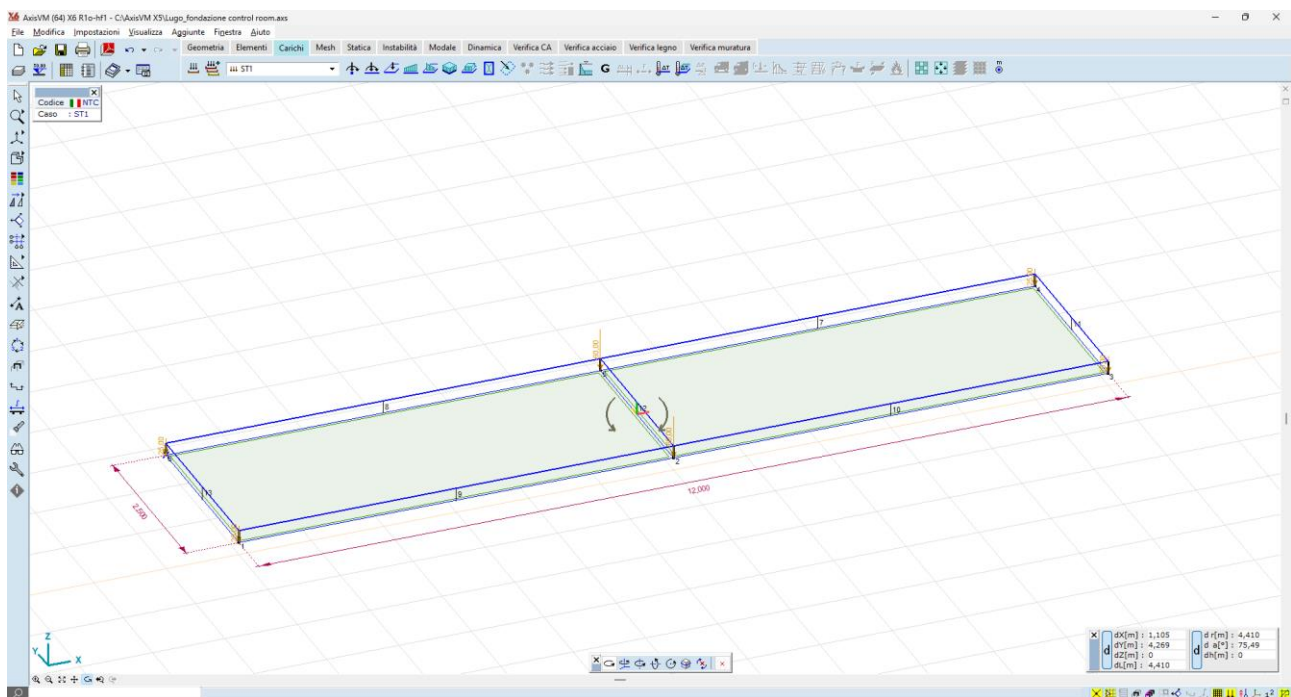


Figura 5-66 carichi concentrati nodali - scarichi al piede

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:

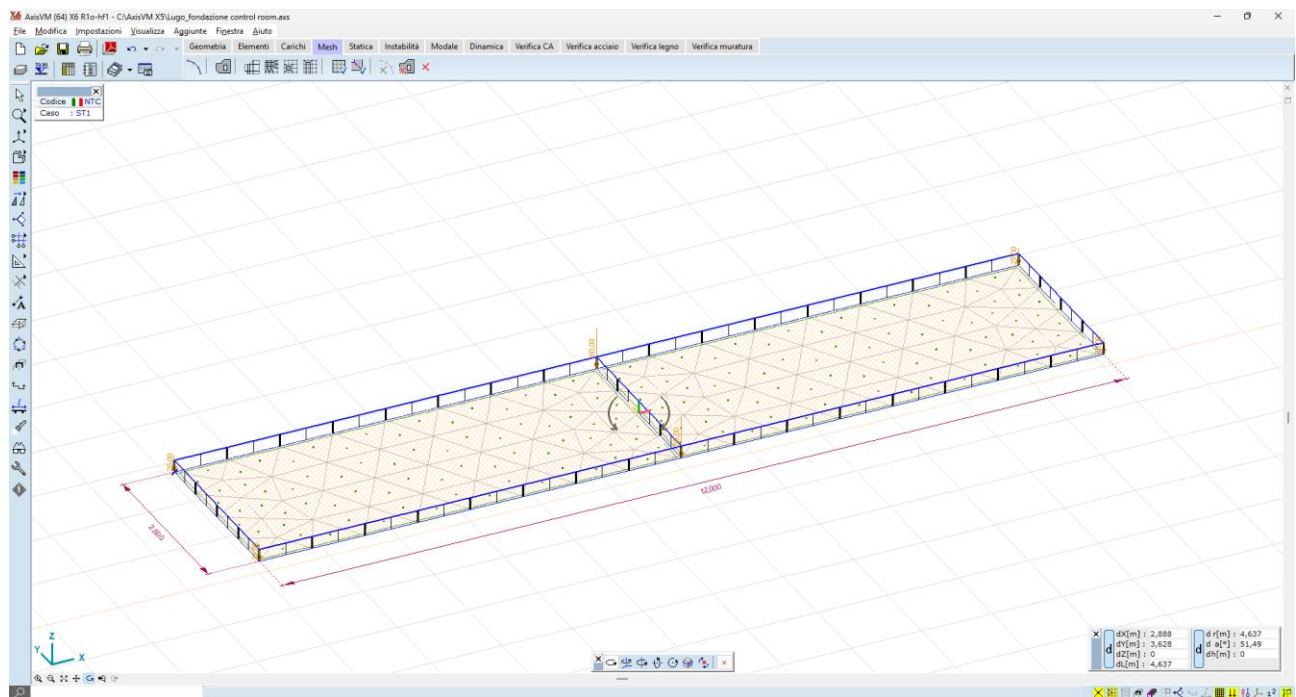


Figura 5-67 Generazione della mesh

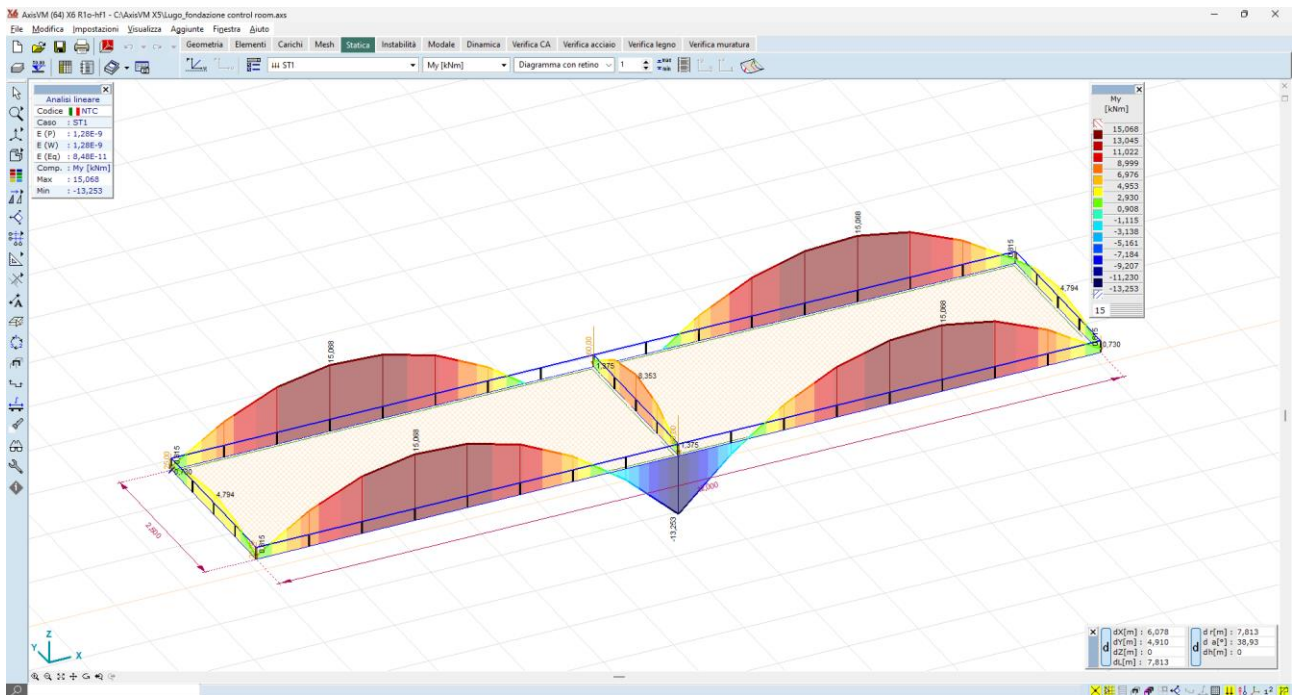


Figura 5-68 Sollecitazioni Nervature – My – valori max 13,0 kN*m

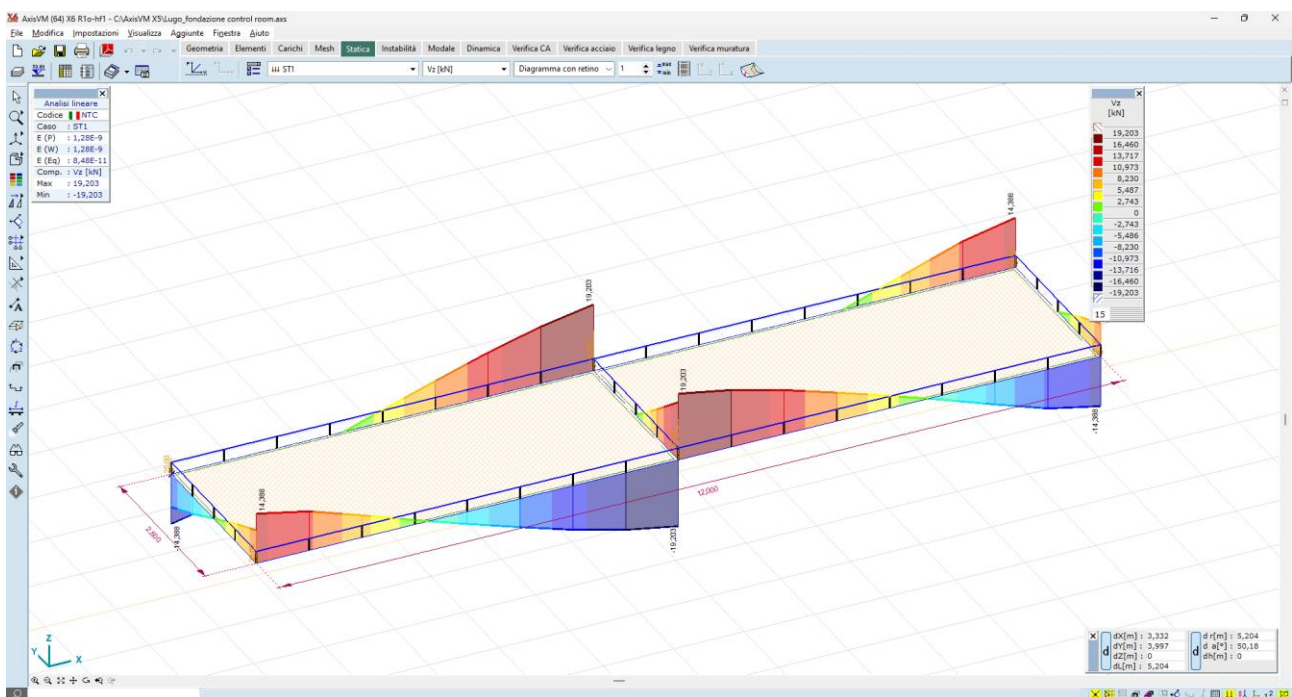


Figura 5-69 Sollecitazioni Nervature – Vz – valori max 16,4 kN

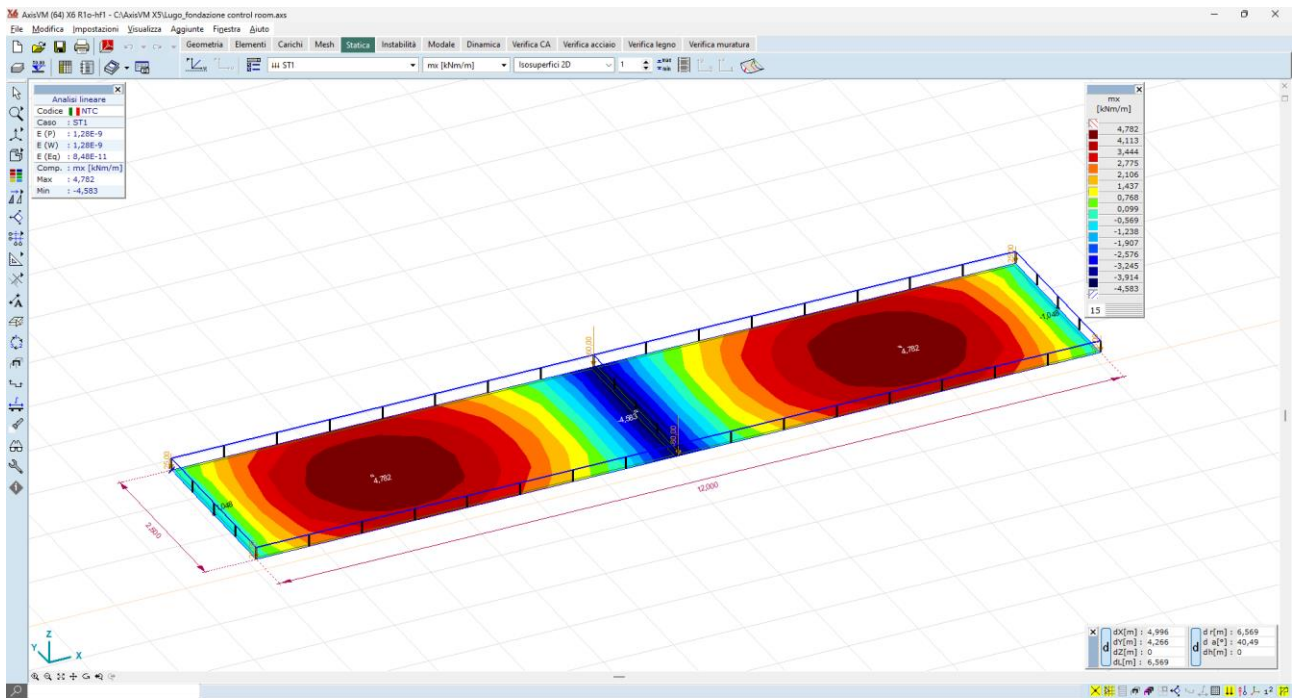


Figura 5-70 Sollecitazioni elemento plate – mx – valori max 4,0 kNm/m

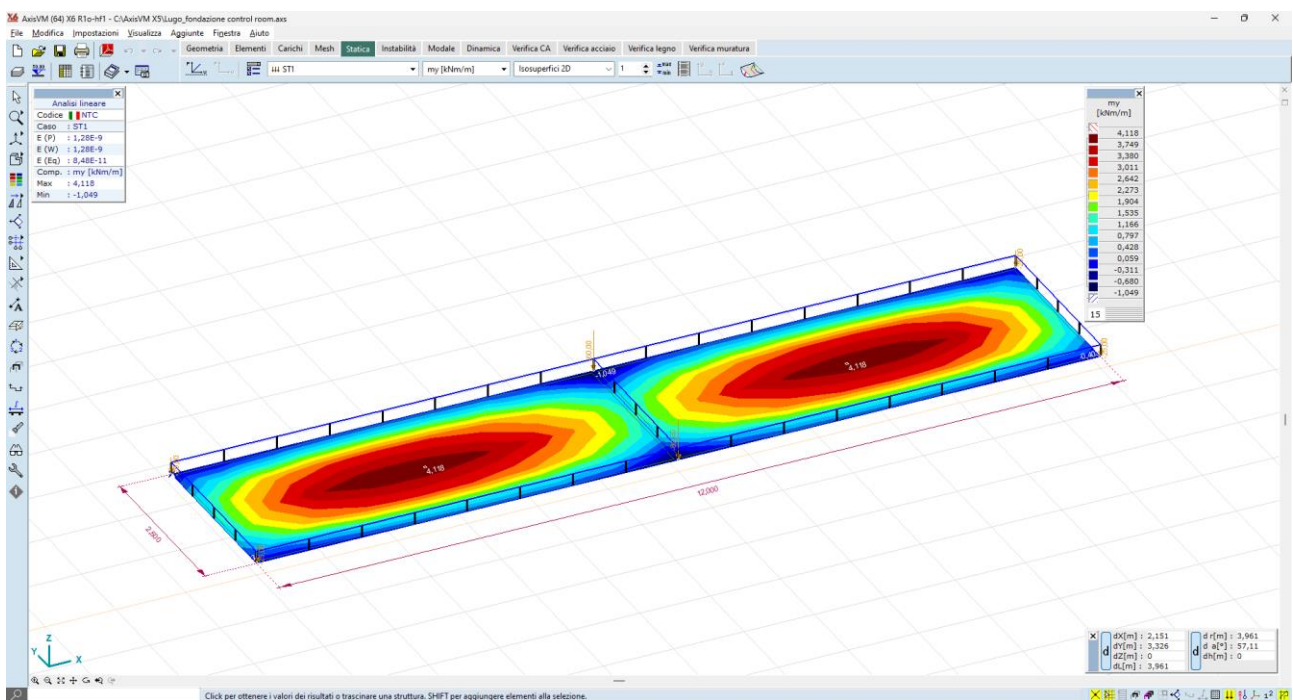


Figura 5-71 Sollecitazioni elemento plate – my – valori max 3,7 kNm/m

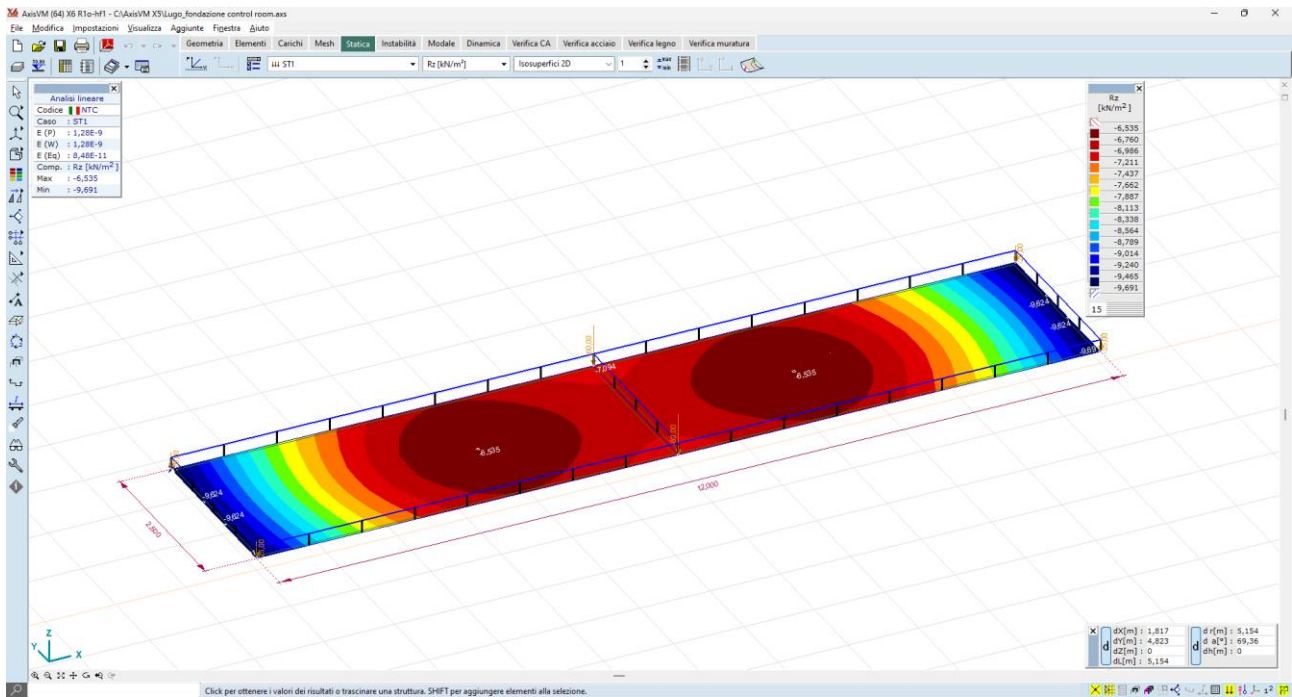


Figura 5-72 Valori delle reazioni al suolo – Rz – valori max 9,0 kN/mq

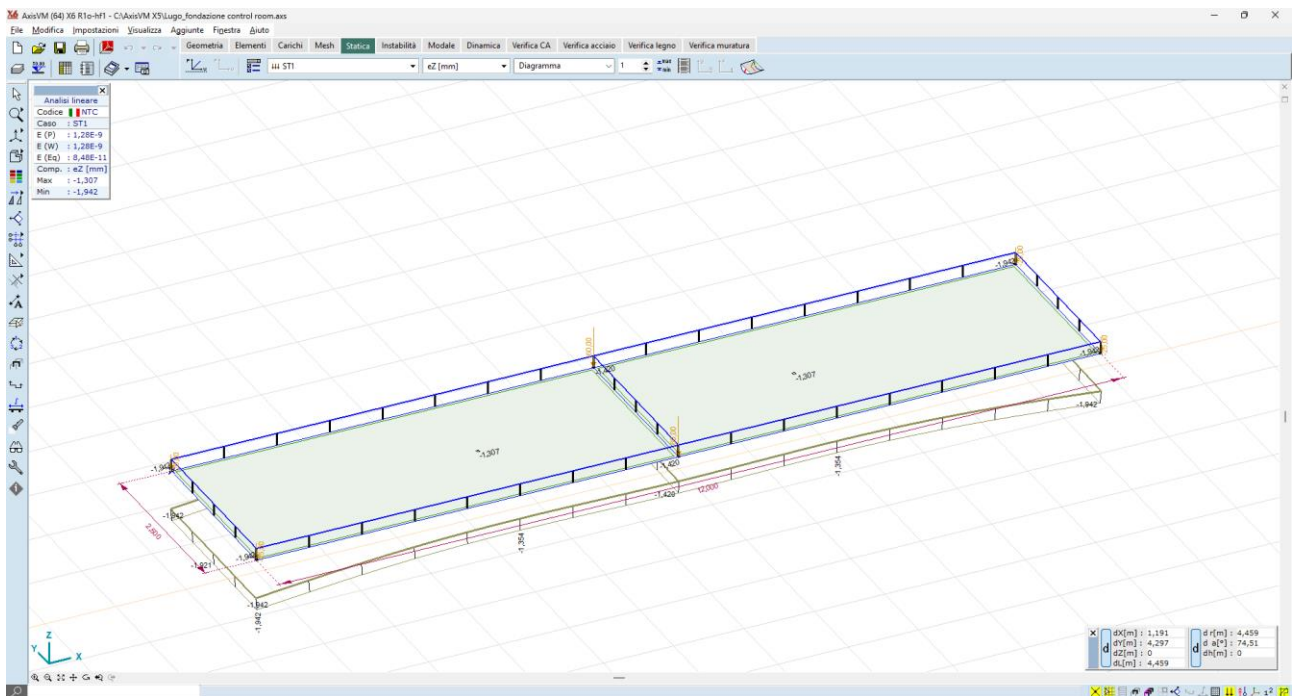


Figura 5-73 Valori degli spostamenti verticali – ez – valori medi 1,4 mmDes

5.7 Fondazioni Edificio di comando – Stazione Utente

5.7.1 Descrizione generale dell'opera

L'edificio di comando ospita la sala quadri a MT, 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 36,00 x 6,50 ml, ed altezza netta 4,00mt dal piano finito delle sistemazioni esterne; per i dettagli architettonici si rimanda all'elaborato grafico Tav. 40 "Planimetria, viste e sezioni Edificio Utente", parte integrante del Progetto Definitivo Impianto Agrivoltaico ed Opere Elettriche di Utenza.

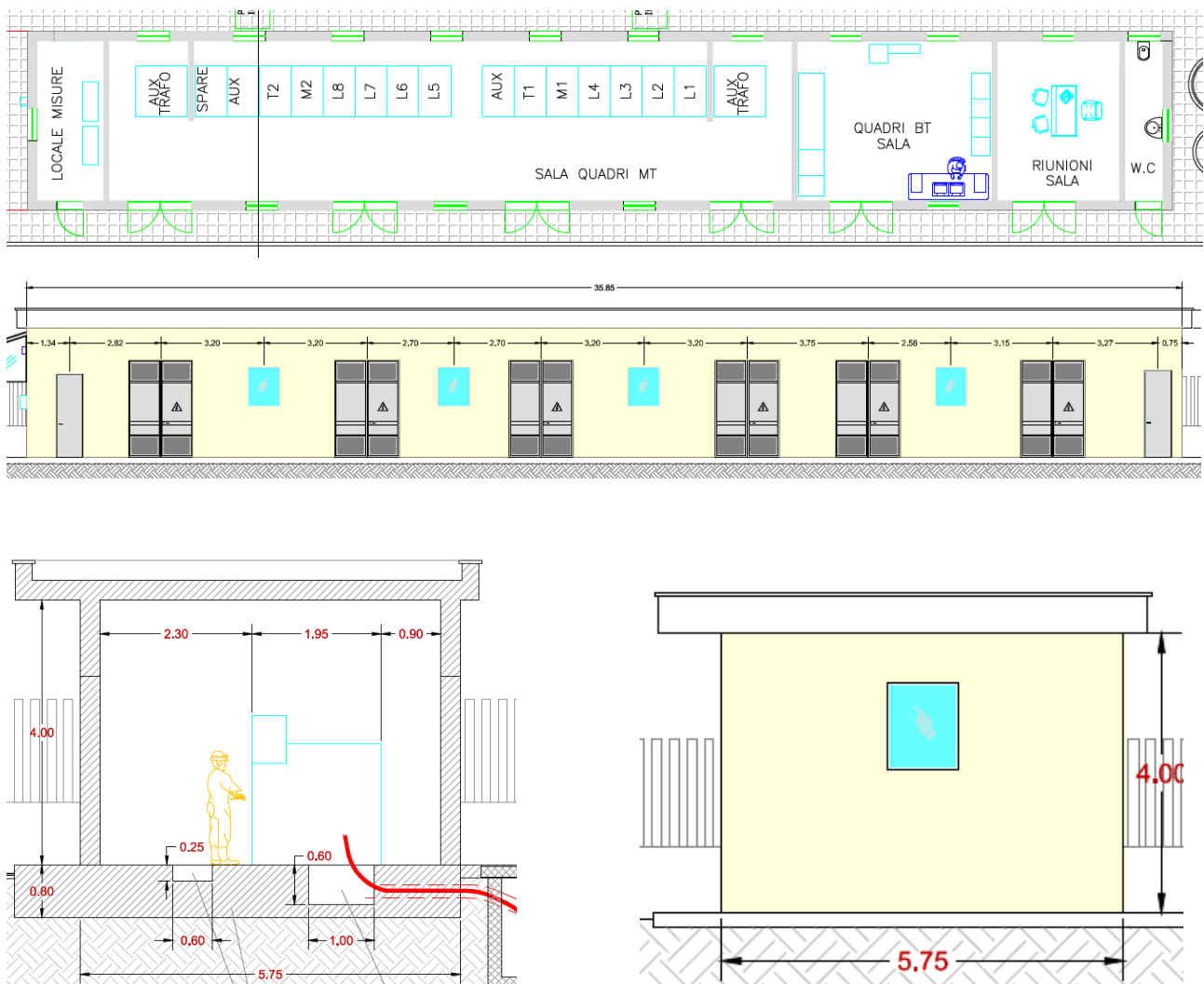


Figura 5-74 viste edificio di comando – planimetria, prospetti, sezione

5.7.2 Criteri di modellazione della struttura

Sulla base del progetto architettonico si è ipotizzata una struttura portante costituita da n.14 setti verticali in c.a della sezione 25 x 90cm. I setti sorreggono un reticolo di travi in c.a. dalle sezioni più avanti descritte, sulle quali insiste la copertura piana, costituita da solaio laterocementizio di spessore 20+5 cm.

La struttura di fondazione costituita da un reticolo di travi rovesce a sezione a T, di altezza lorda pari a 80 cm, e base larghezza 120cm, impostata a -1,00 mt dal piano delle finiture esterne.

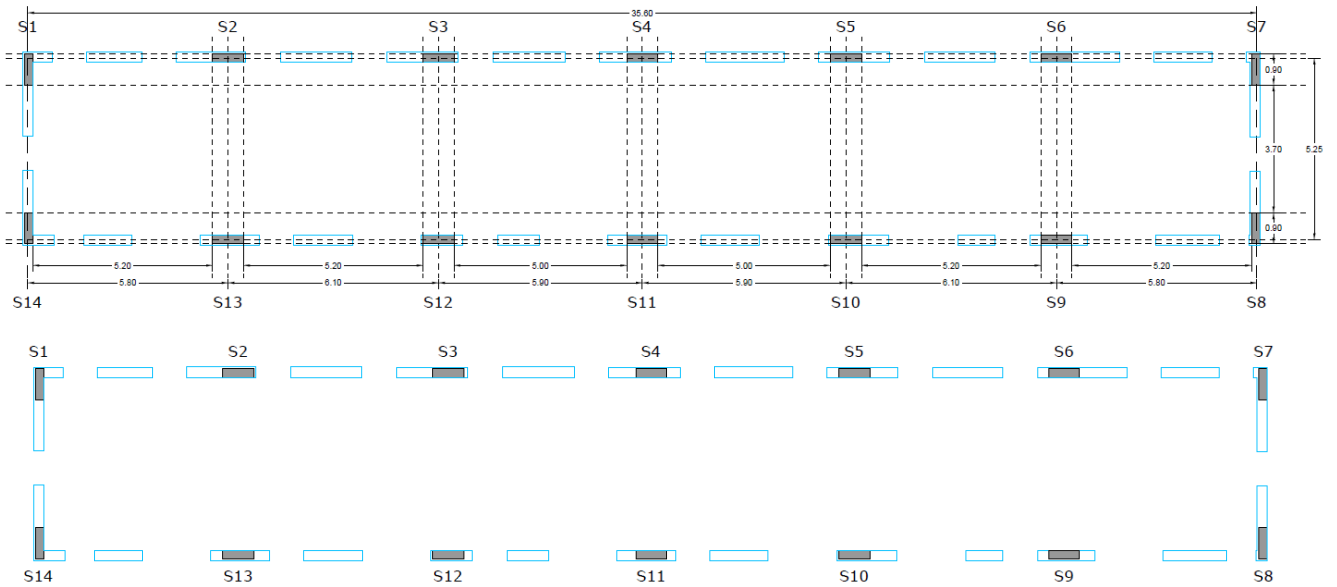


Figura 5-75 Setti verticali della struttura portante

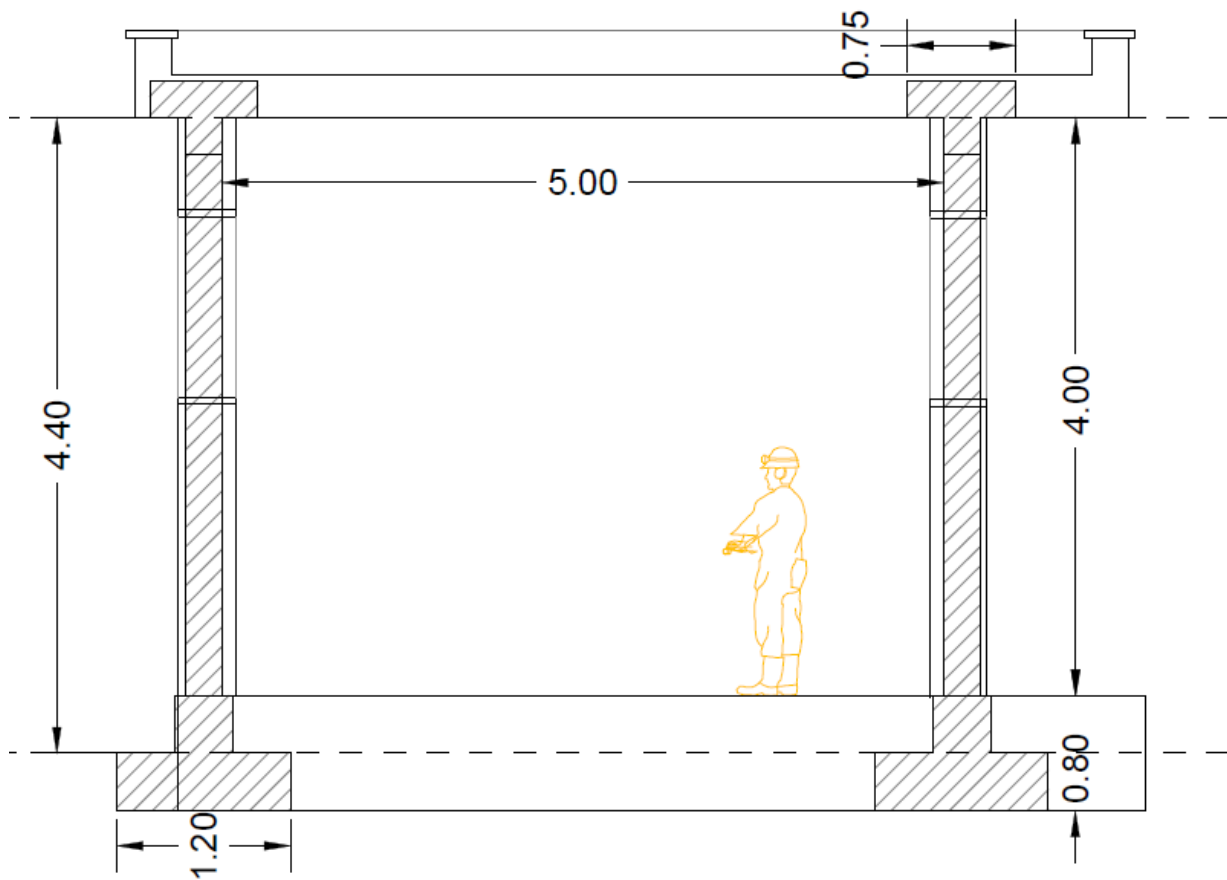


Figura 5-76 Sezione della struttura dell'edificio di comando





Le assunzioni principali della modellazione sono:

- I setti verticali sono modellati come elemento bidimensionale tipo *guscio*;
- Le travi di elevazione sono modellate come elementi momodimensionali tipo *asta*;
- Le travi di fondazione sono modellate come elementi momodimensionali tipo *asta su suolo elastico alla winkler*;
- Il vincolo al suolo è modellato con appoggio elastico lineare, ossia un letto di molle verticali aventi rigidità:
 - nella direzione globale verticale pari a $k_z = 1E+4 \text{ KN/m}^3$ (valore elevato, a simulare un sottofondo ben costipato),
 - nella direzione globale orizzontale pari a $k_x = k_y = 1.500 \text{ KN/m}^3$ (valore modesto, a simulare un basso ammorsamento laterale, in quanto la struttura si considera appoggiata sul rilevato),
- Il solaio di copertura è modellato come *diaframma*, elemento infinitamente rigido nel proprio piano, che trasmette alle travi sottostanti i carichi portati.

5.7.2.1.1 Elementi asta

In **Tabella 5.7** vengono elencati gli elementi strutturali usati nella modellazione e raffigurati in Figura 5-77.

Tabella 5.8 Elementi strutturali per la modellazione

Nome	Disegno	h [mm]	b [mm]	Ax [mm ²]	Iy [mm ⁴]	Iz [mm ⁴]	I ₁ [mm ⁴]	I ₂ [mm ⁴]
TRF1200x800		800,0	1200,0	640000,10	2,7733E+10	5,9733E+10	5,9733E+10	2,7733E+10
T900x250		250,0	900,0	225000,00	1,1719E+9	1,5187E+10	1,5187E+10	1,1719E+9
T500x750		500,0	750,0	250000,00	4,2318E+9	9,1146E+9	9,1146E+9	4,2318E+9
L500x500		500,0	500,0	187500,00	3,5807E+9	3,5807E+9	4,8828E+9	2,2786E+9

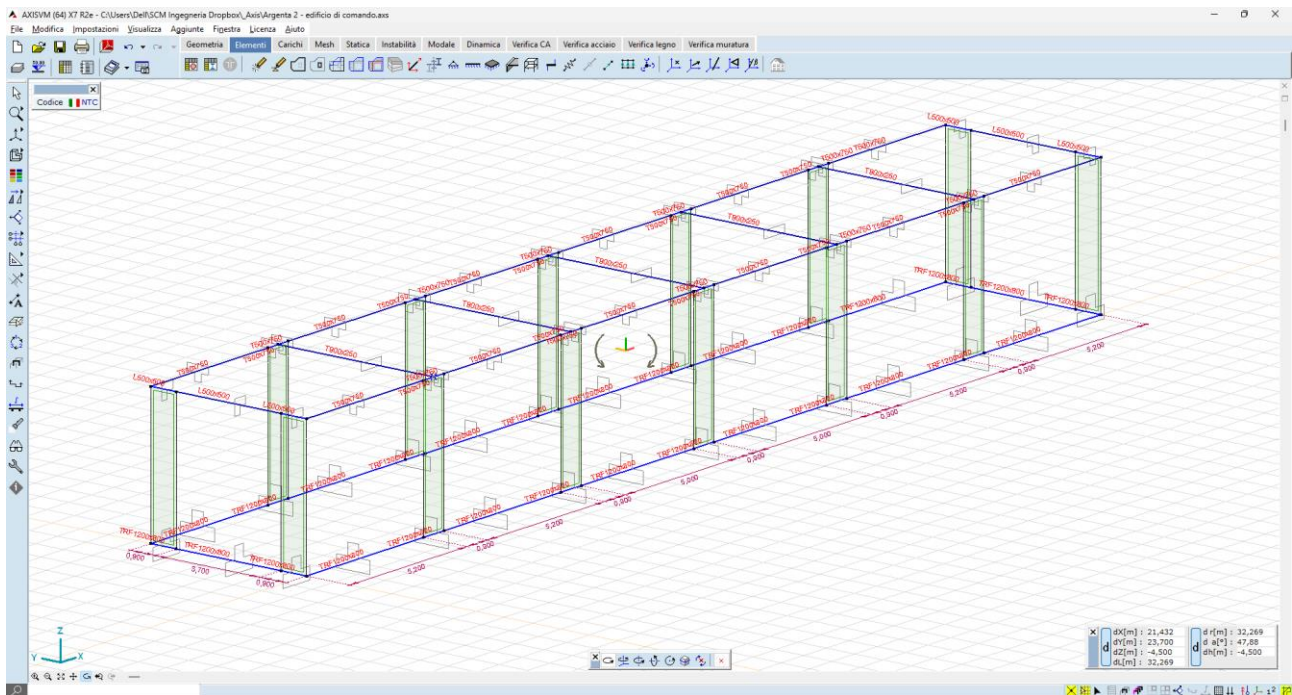


Figura 5-77 vista modello - elementi asta/shell/nodi

5.7.3 Analisi dei carichi

5.7.3.1 Carichi da solaio di copertura

I carichi da solaio di copertura considerati sono i seguenti:

- 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

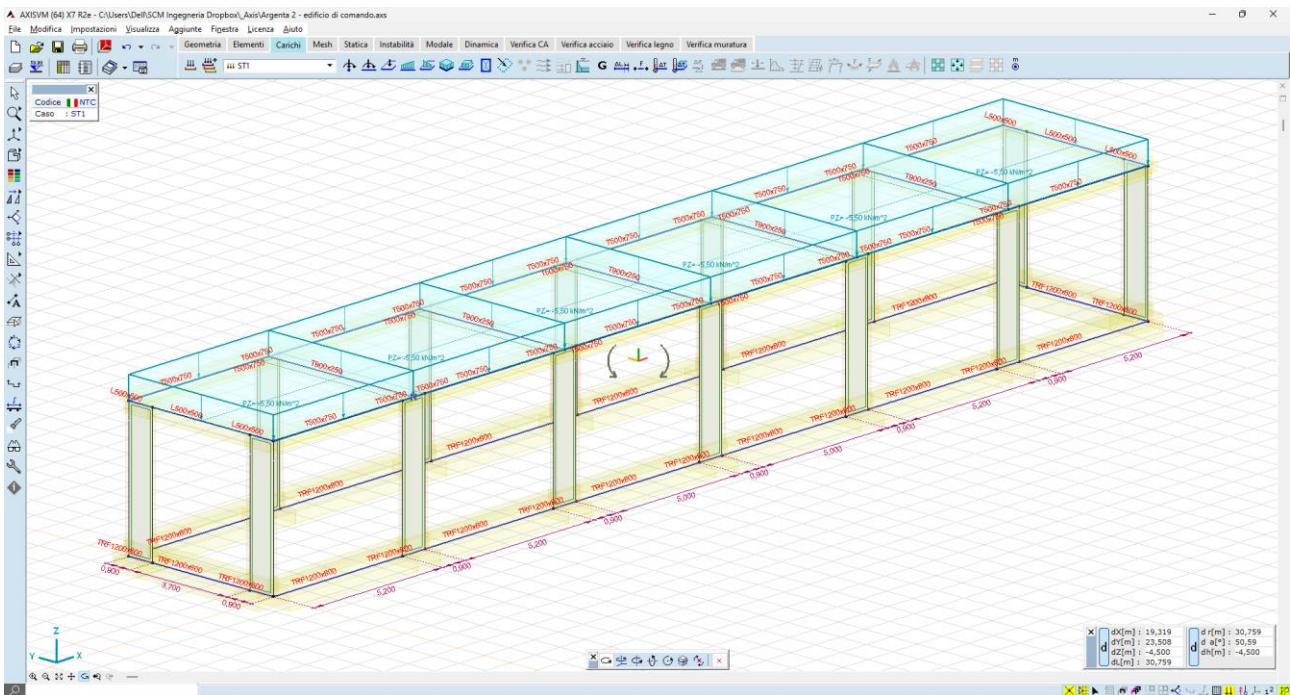


Figura 5-78 carichi solaio copertura

5.7.3.2 Pesì propri elementi strutturali

I pesì propri elementi strutturali vengono generati in automatico dal software

5.7.3.3 Carichi sismici

Per quanto riguarda i 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:

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

dove:

- a_g 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 $S = S_s \times S_t$;
- λ è un coeff nel nostro caso pari a 1,0;
- W è la massa sismica dell'impalcato.

Per calcolare S_s si utilizza la seguente formula:

$$S_s = 1,4 - 0,4 \times \frac{F_0 \times a_g}{g} = 1,4 - 0,4 \times \frac{2,648 \times 0,485}{9,81}$$

Di conseguenza il coefficient della categoria di sottosuolo risulta essere pari a:

$$S = S_s \times S_t = 1,347 \times 1,0$$

Di conseguenza, si deve verificare la condizione che

$$a_g \times S < 0.075 \times g \rightarrow 0,485 \times 1,347 < 0.075 \times 9,81 \rightarrow 0,653 < 0,735 \rightarrow \text{condizione verificata}$$

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:

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

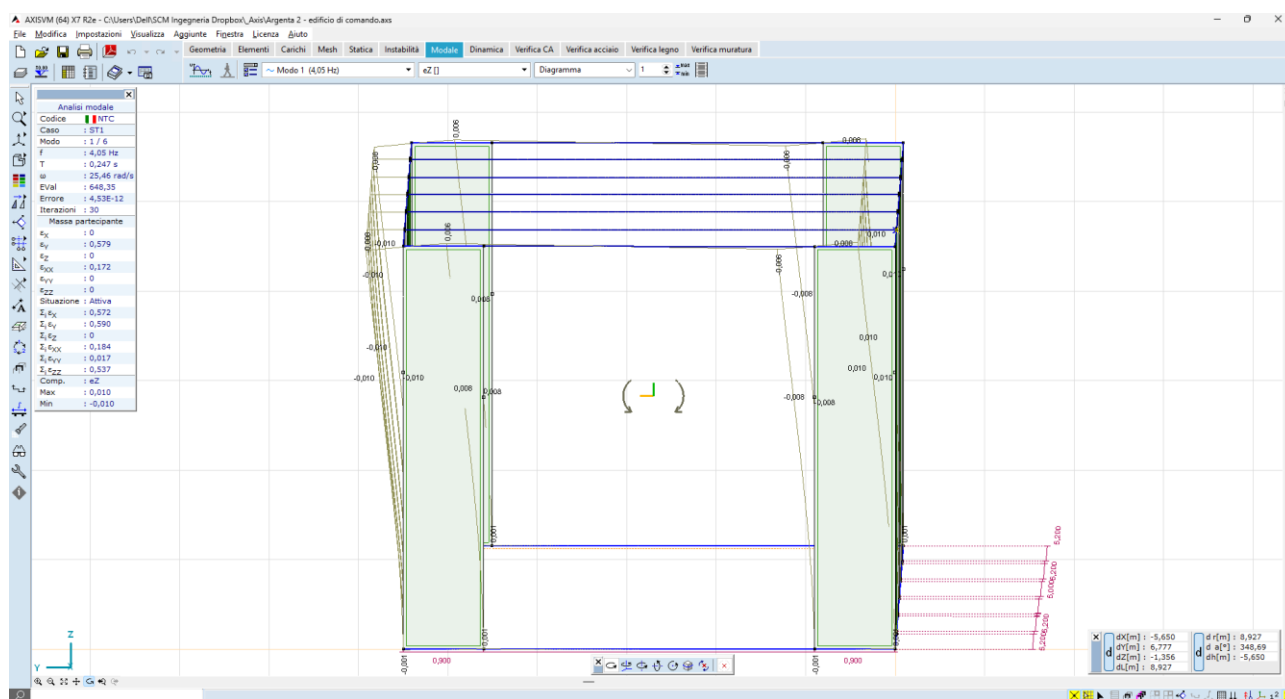


Figura 5-79 primo modo di vibrare – flessionale - $T = 0.456 \text{ sec}$ – massa partecipante 92,3%

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.

5.7.3.4 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.

5.7.4 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.

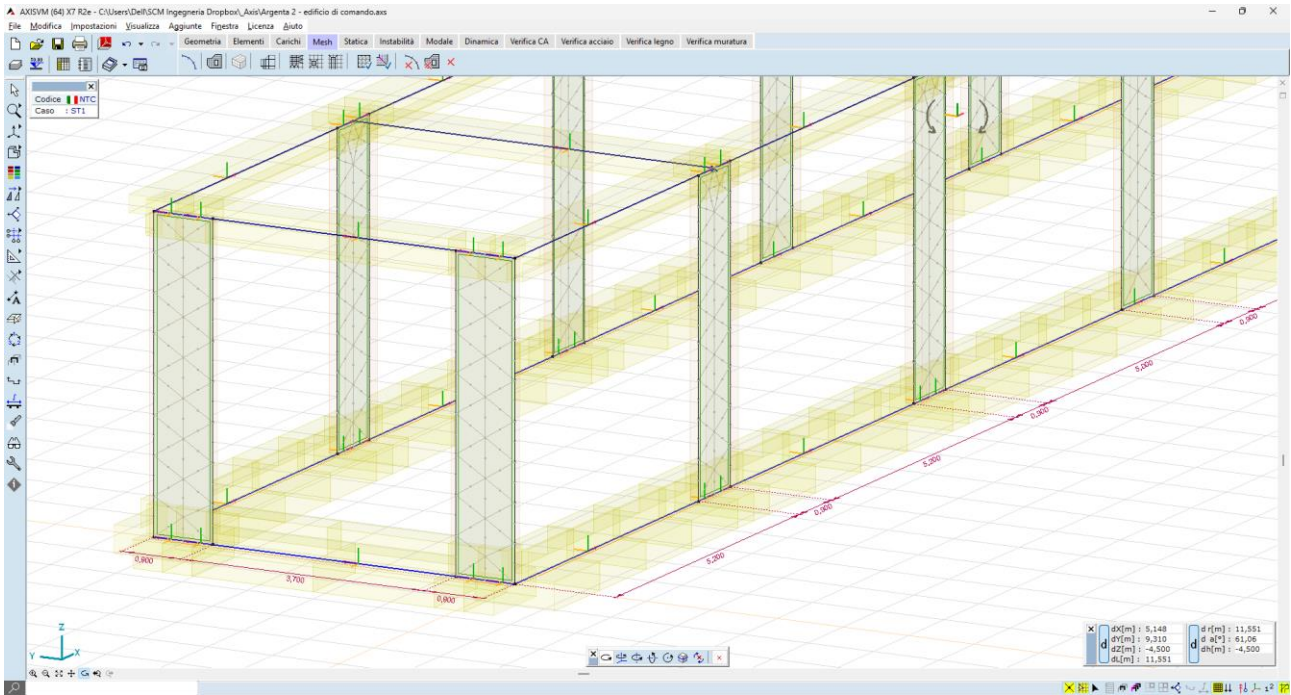


Figura 5-80 meshatura elementi guscio (setti verticali)

5.7.4.1 Sollecitazioni sulle aste

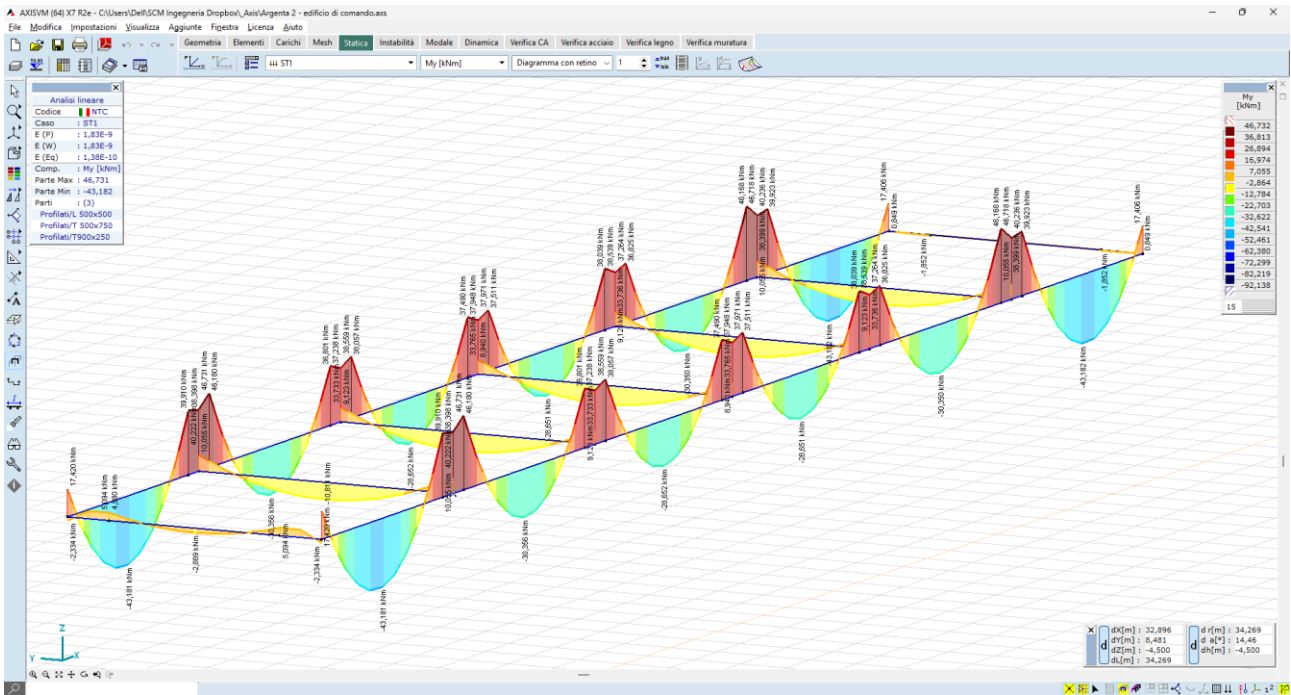


Figura 5-81 momenti flettenti sulle travi – valori massimi $M_y = 75,00 \text{ kNm}$

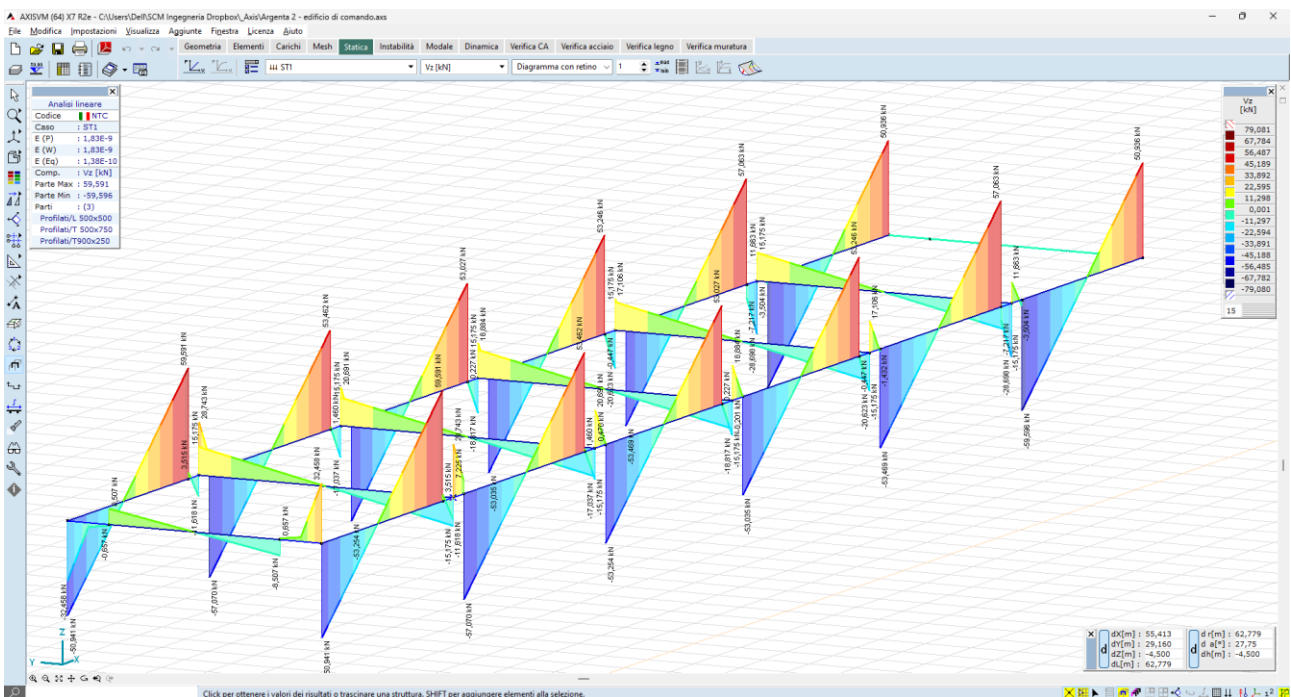


Figura 5-82 azioni taglianti sulle travi – valori massimi $V_z = 67,00 \text{ kN}$

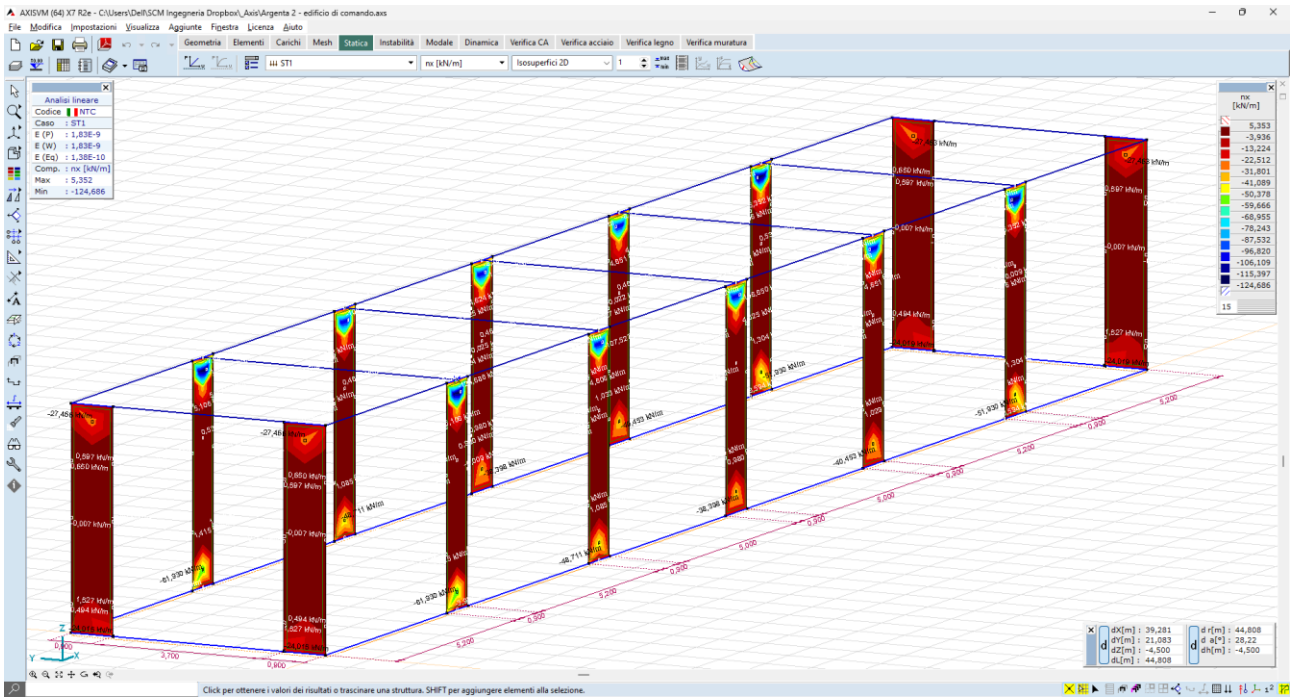


Figura 5-83 azioni assiali nei setti - valori massimi $n_x = 110,00$ kN/m

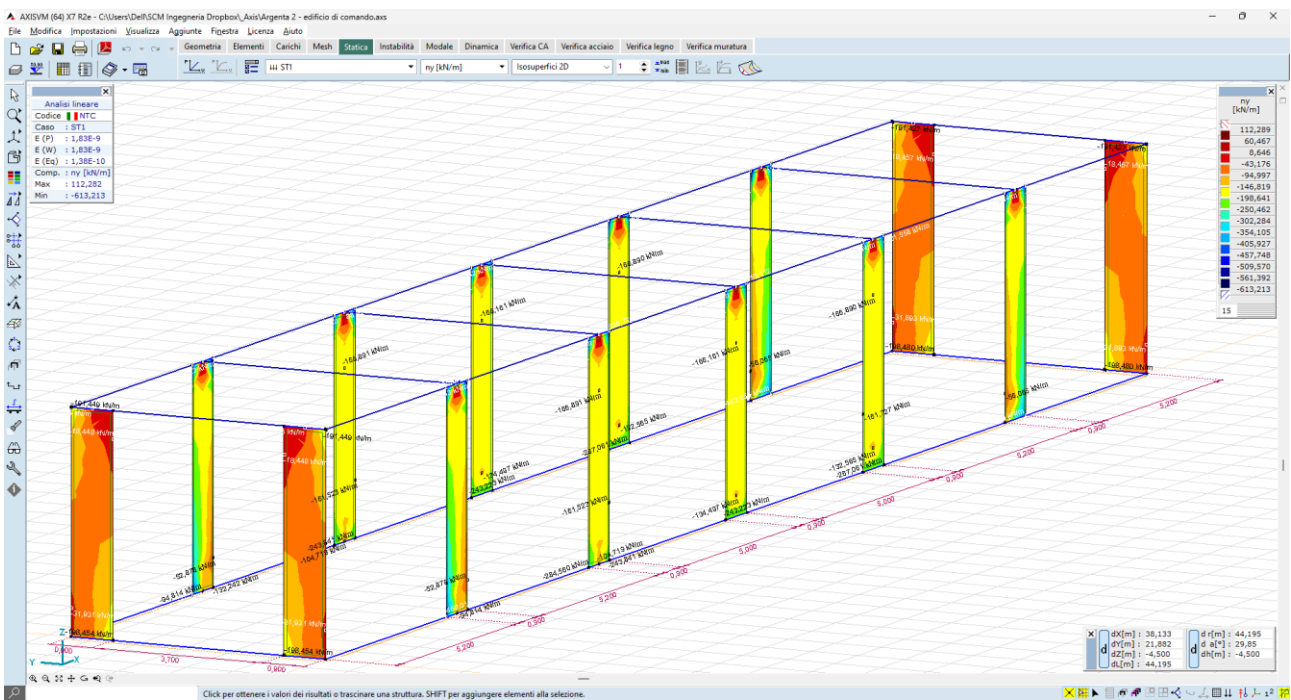


Figura 5-84_ azioni assiali nei setti - valori massimi $n_y = 600,00$ kN/m

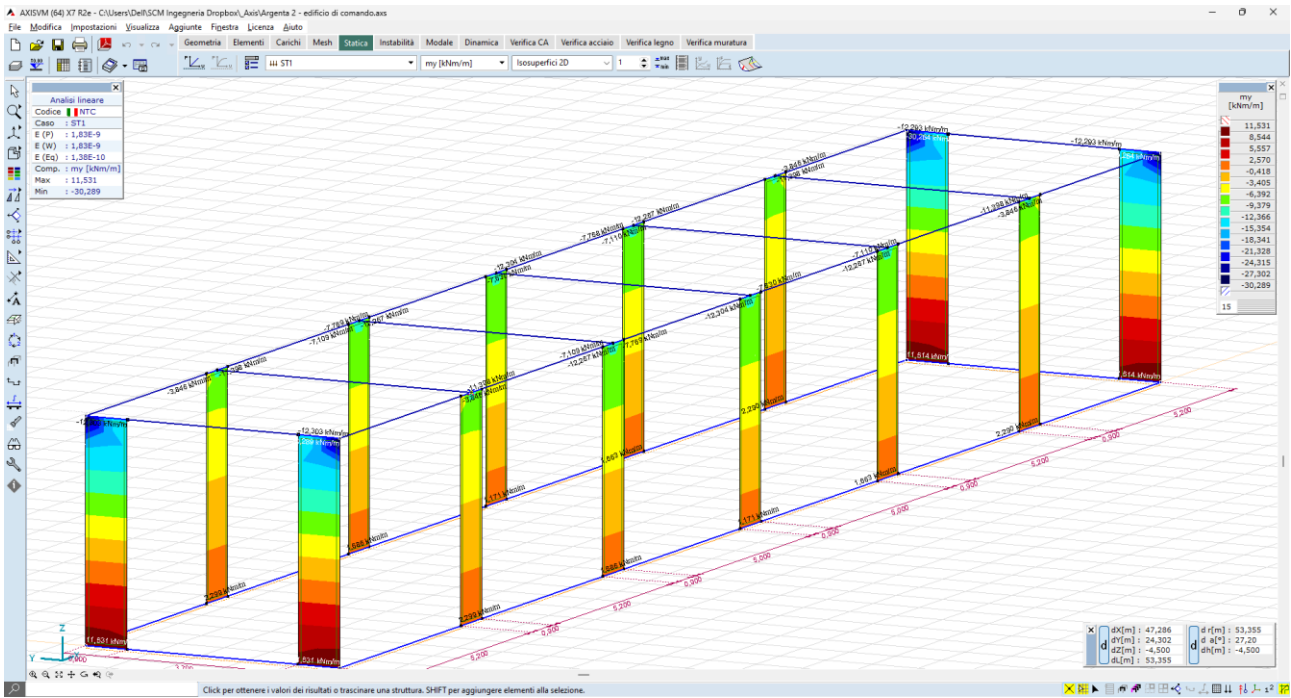


Figura 5-85 momenti flettenti nei setti in direz y locale - valori massimi $m_y = 27,00 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

5.7.4.2 Deformate

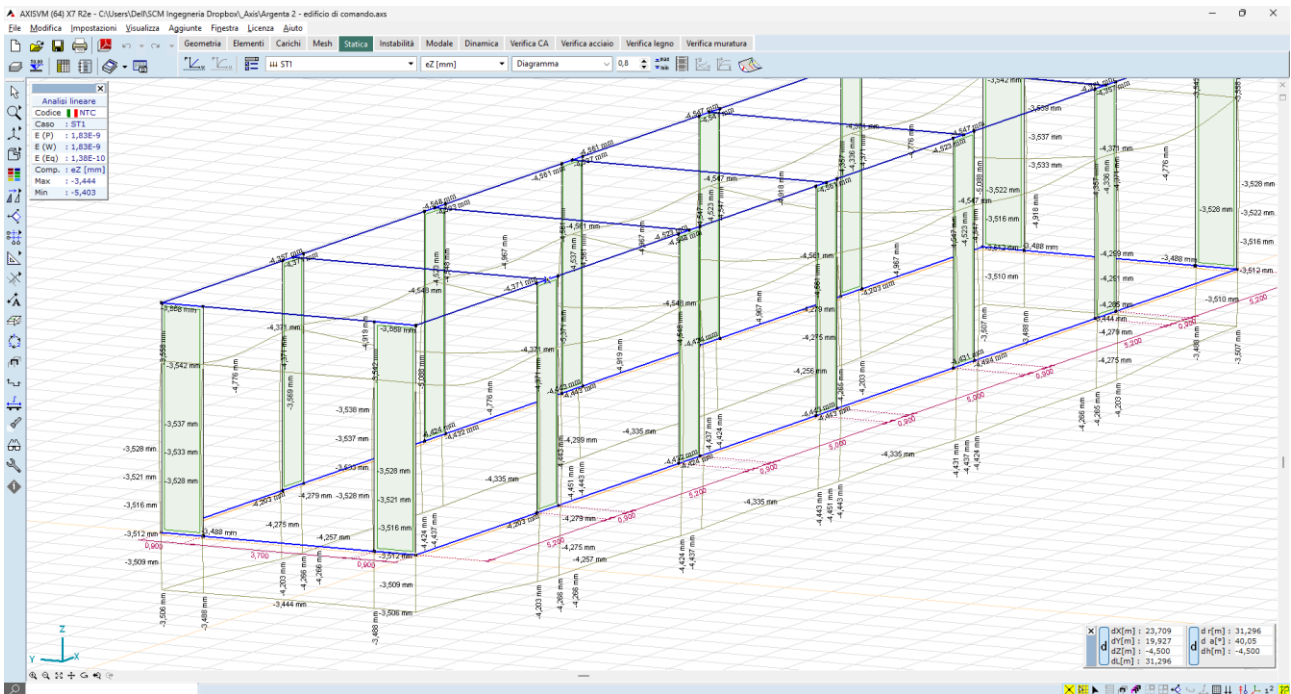


Figura 5-86 deformazioni della struttura sotto carico_valori massimi $e_z = 4,0 \text{ mm}$

5.7.4.3 Pressioni al suolo

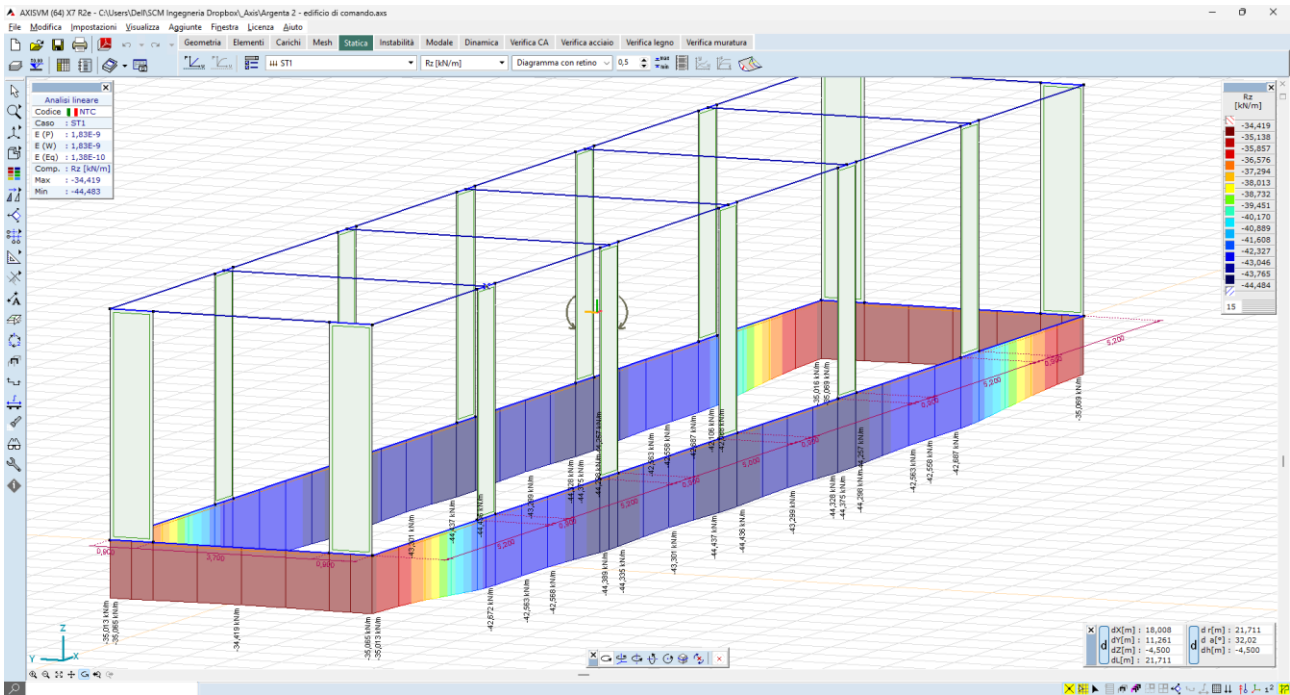


Figura 5-87 pressioni al suolo Rz – valori massimi dell’ordine dei 44 kN/ml

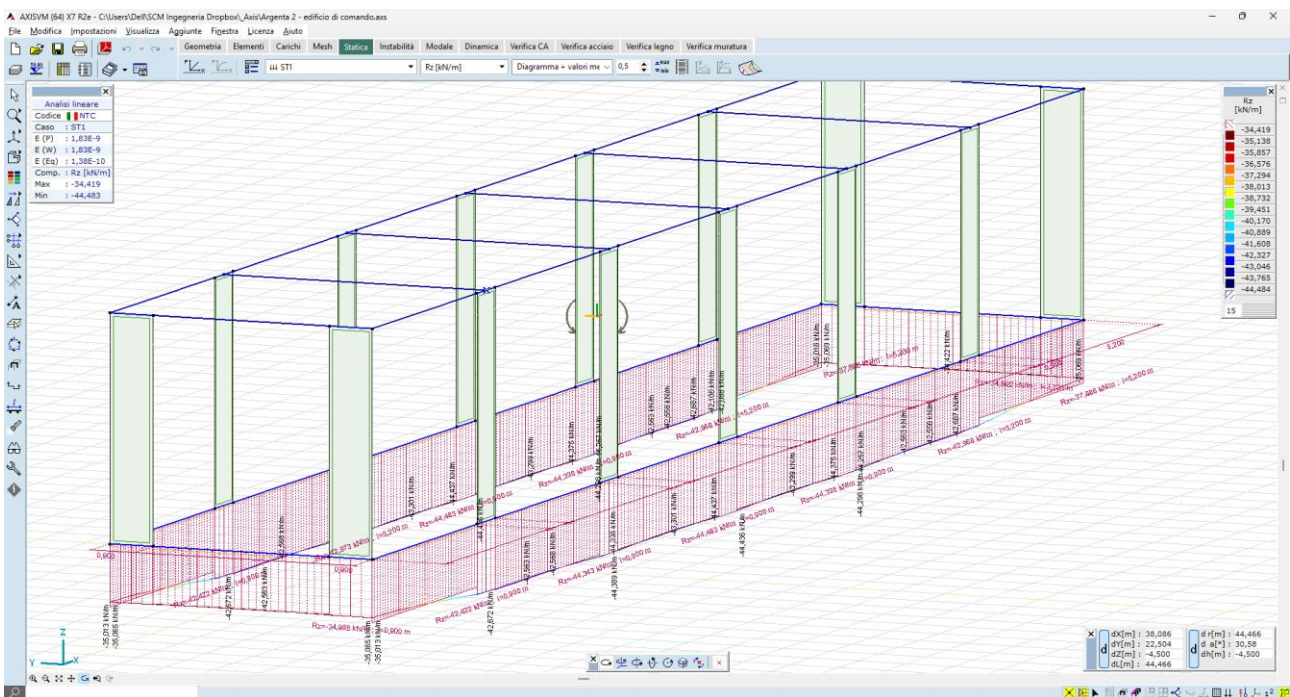


Figura 5-88 pressioni al suolo Rz – valori massimi dell’ordine dei 44 kN/ml

Il valore medio dei carichi al suolo è pari a 44,00 kN/ml. Avendo ipotizzato una sezione di base della trave di fondazione pari 1,2 m, il carico medio trasmesso al suolo è pari a **36,67 kN/mq** [ossia **0.37 daN/cm^q**], che è assolutamente modesto, e pertanto compatibile con i carichi limite del piano di imposta in rilevato.

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.

5.8 Fondazioni dei Trasformatori 132/30 kV – Stazione Utente

5.8.1 Descrizione generale dell'opera

L'opera in oggetto è una vasca interrata in c.a. adibita a supporto del trasformatore di potenza, del quale ne accoglie anche il volume di olio nel caso di sversamento.

Il layout elettromeccanico prevede l'installazione di n. 2 Trasformatori di potenza 67/84 MVA, del tipo illustrato nelle figure sottostanti

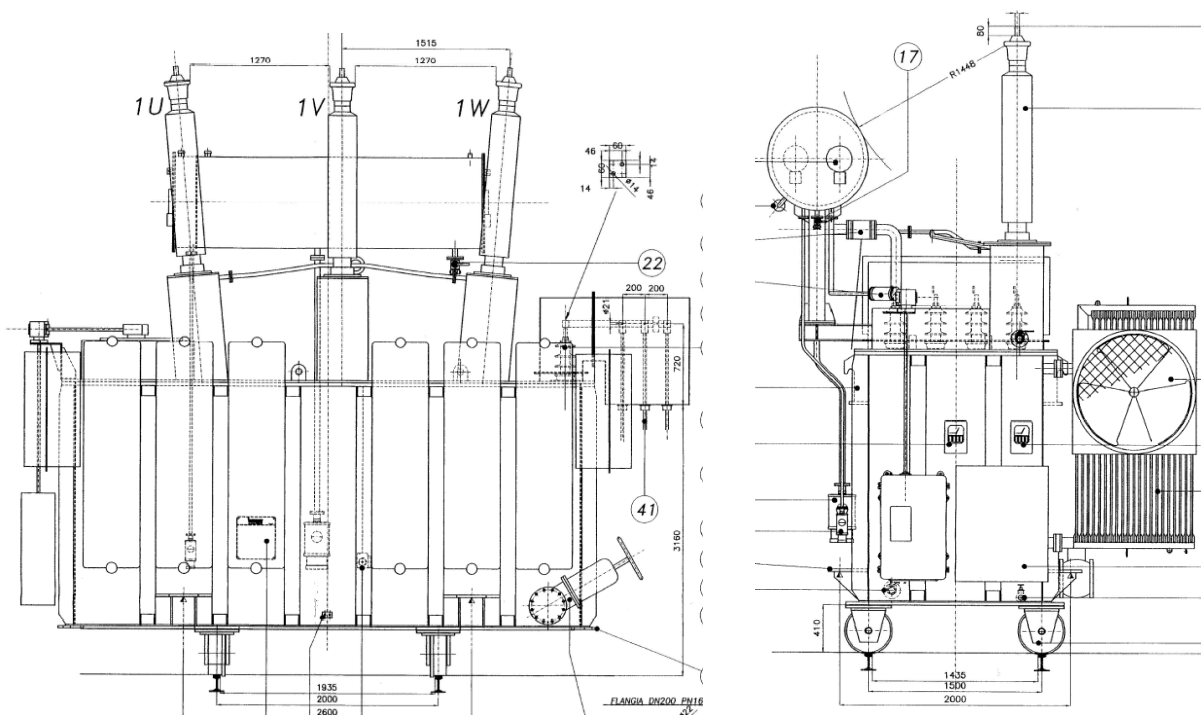


Figura 5-89 Layout Trasformatori

Sulla scorta dell'ipotesi di trasformatore da impiegare, è stata progettata una vasca con pianta rettangolare di dimensioni 11,00 x 8,50 m ed un'altezza $h = 1,85$ m (le dimensioni possono variare in base alla scelta del trasformatore in fase esecutiva).

L'interno della vasca presenta 2 setti intermedi, in cima ai quali sono fissate le rotaie in acciaio che fungono da appoggio per il trasformatore, e ne garantiscono lo scorrimento per le fasi di esercizio e manutenzione.

Sulla parte superiore della vasca è presente un grigliato metallico sul quale è posato lo strato tagliafiamma in pietrame per uno spessore complessivo di ca 50cm.

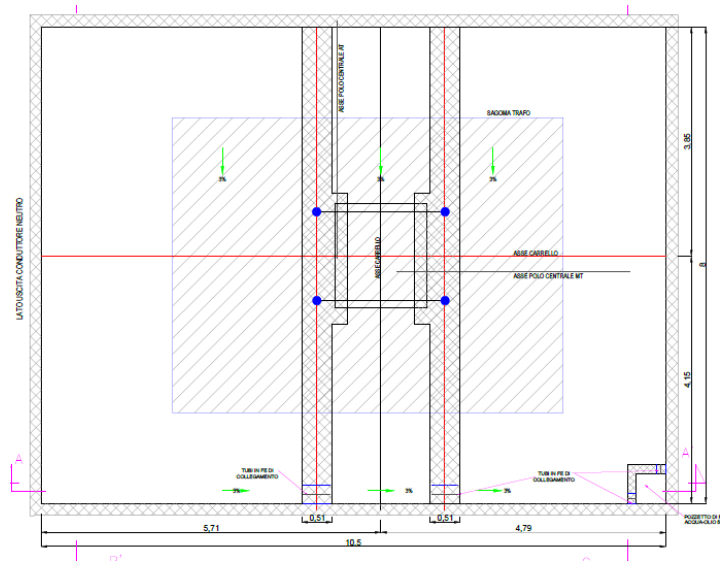
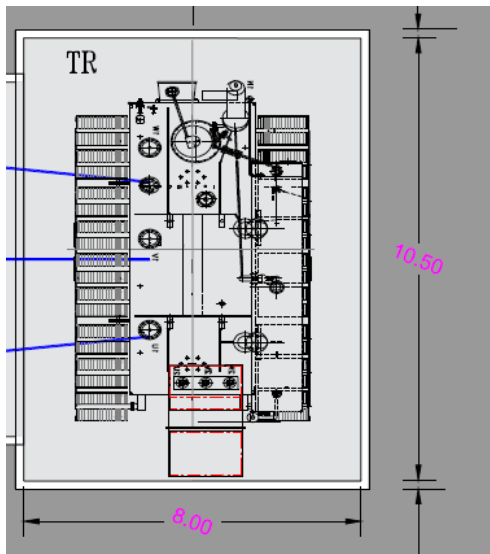


Figura 5-90 vista in pianta vasca fondazione

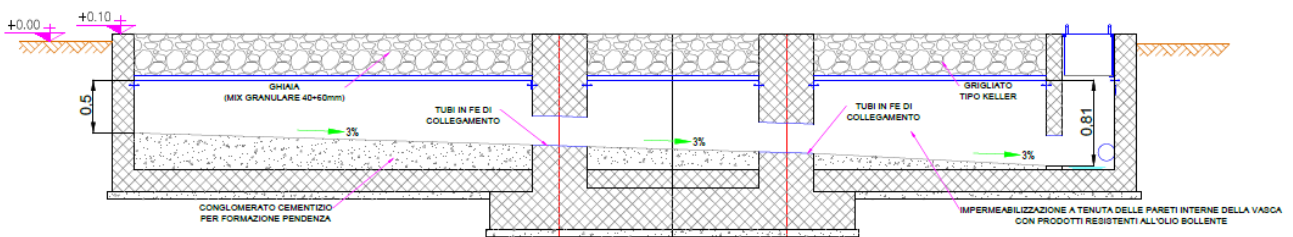



Figura 5-91 sezione vasca fondazione


5.8.2 Criteri di modellazione della struttura

La struttura viene modellata per mezzo di elementi shell 2D, del tipo guscio, ossia reagenti sia nel piano che fuori piano.

Tipo

Elemento finito

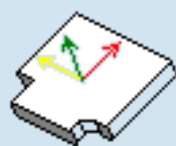
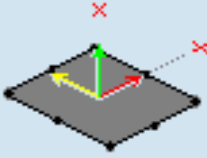
Materiale 

Spessore [mm] = 

Eccentricità [mm] =

Riferimento x Locale >>

Riferimento z locale >>

Gli elementi guscio possono essere usati per modellare strutture con comportamento dipendente sia dagli effetti nel piano (membranali) che dagli effetti flessionali (di piastra). L'elemento guscio è una sovrapposizione dell'elemento membrana e dell'elemento piastra.

Le sollecitazioni interne nell'elemento guscio sono:

- forze n_x , n_y , e n_{xy} (componenti membranali);
- momenti m_x , m_y , e m_{xy} , e tagli q_x , q_y (componenti di piastra).

Gli elementi shell hanno spessori variabili in funzione delle proprietà strutturali attribuiti in fase di progetto, e più precisamente:

- i setti perimetrali hanno spessore pari a 20cm;
- i due setti centrali hanno spessore pari a 50cm;
- la piastra di base ha spessore pari a 30cm.

La piastra di base è vincolata per mezzo di un letto di molle alla Winkler, di rigidezza pari a:

- $k_x = k_y = 1.500 \text{ kN/ml}$ (rigidezza non elevata nella direzione orizzontale), a simulare l'ammorsamento laterale;
- $k_z = 10.000 \text{ kN/ml}$ (rigidezza elevata nella direzione z), a simulare uno strato di terreno ben compattato sul quale viene impostata la fondazione.

Sostegno superficie ✕


Definisci Modifica

Tipo

Winkler
 Winkler-Pasternak

Parametri non-lineari

K_x [kN/m/m²] = 1,5E+3 ▼
 K_y [kN/m/m²] = 1,5E+3 ▼
 K_z [kN/m/m²] = 8E+3 ▼



5.8.3 Analisi dei carichi

I carichi provenienti dal trasformatore sono applicati come carichi nodali in corrispondenza dei punti di appoggio del trasformatore stesso. Si assume come peso complessivo del TRAFO quello fornito da scheda tecnica

APPROXIMATE WEIGHTS AND DIMENSIONS

Core an coils assembly	kg	53000
Oil	kg	23500
Total transformer in service with oil	kg	102000
Transport weight (main body without oil)	kg	67000
Overall dimensions (L x W x H)	mm	6500 x 5000 x 7000
Transport dimensions (main body)	mm	6500 x 2500 x 3800

Il peso complessivo stimato dal produttore (102 tonn) viene amplificato fino a 120 tonn e suddiviso nei 4 appoggi per un valore di 30 tonn cadauno.

Il peso dello strato di pietrame parafiamma viene modellato come carico lineare sulle pareti di supporto del grigliato, ripartito come di seguito

- Peso pietrame + grigliato $2.200 \text{ daN/mc} \times 0,5 \text{ mt} = 1.100 \text{ daN/mq}$;
- Carico lineare su parete $1.100 \text{ daN7mq} \times 4,3 \text{ mt} / 2 = 2.400 \text{ daN/ml}$.

I pesi propri strutturali degli elementi in c.a. vengono attribuiti in automatico dal software.

5.8.3.1 Valutazione dell'azione sismica

Non vengono presi in considerazione carichi sismici in quanto questo tipo di struttura risulta solidale al suolo e non risente delle accelerazioni inerziali alla base.

5.8.3.2 Tipo di analisi strutturale

L'analisi è del tipo statico lineare ad elementi finiti.

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

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

5.8.3.3 Generazione del modello

Di seguito alcune viste del modello generato

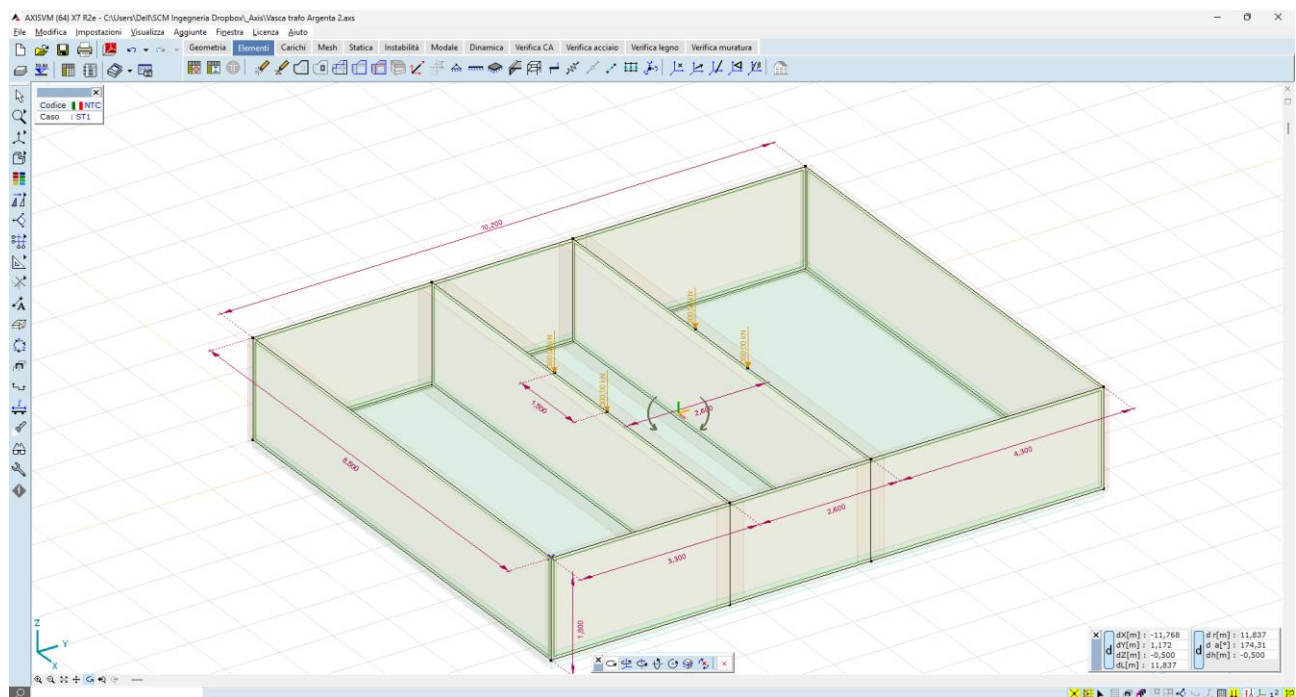


Figura 5-92 vista a elementi guscio 2D

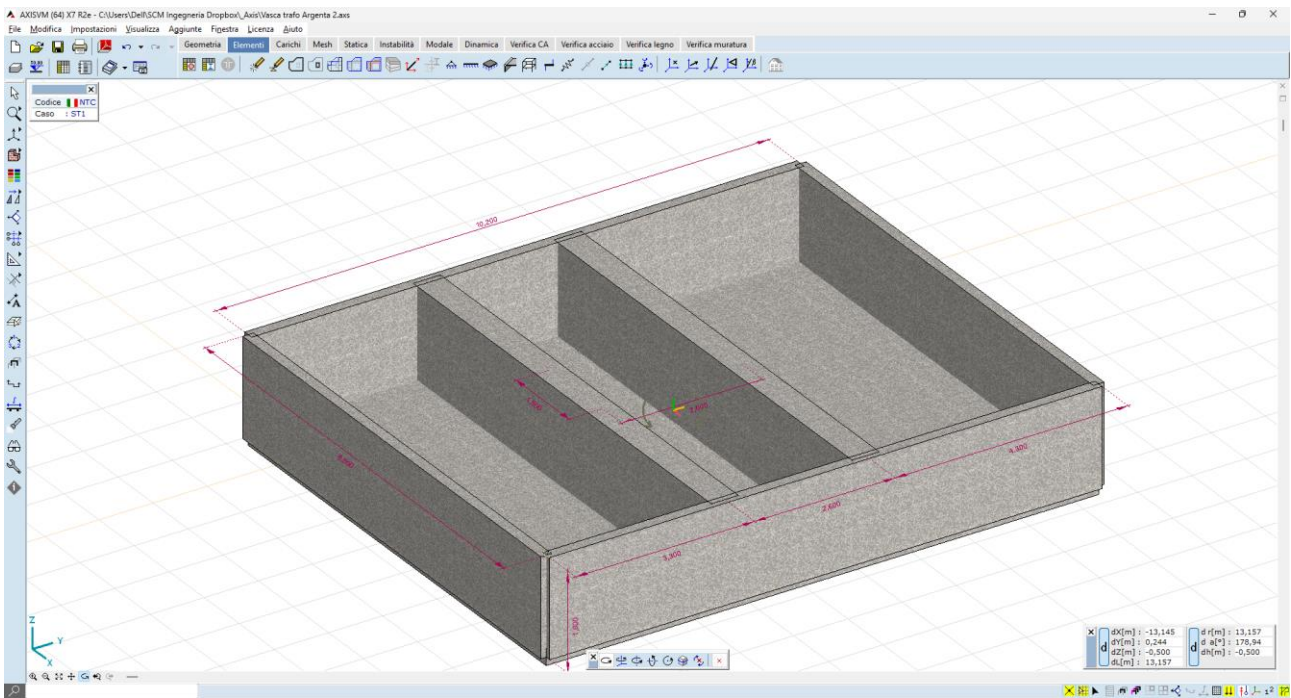


Figura 5-93 vista render 3D

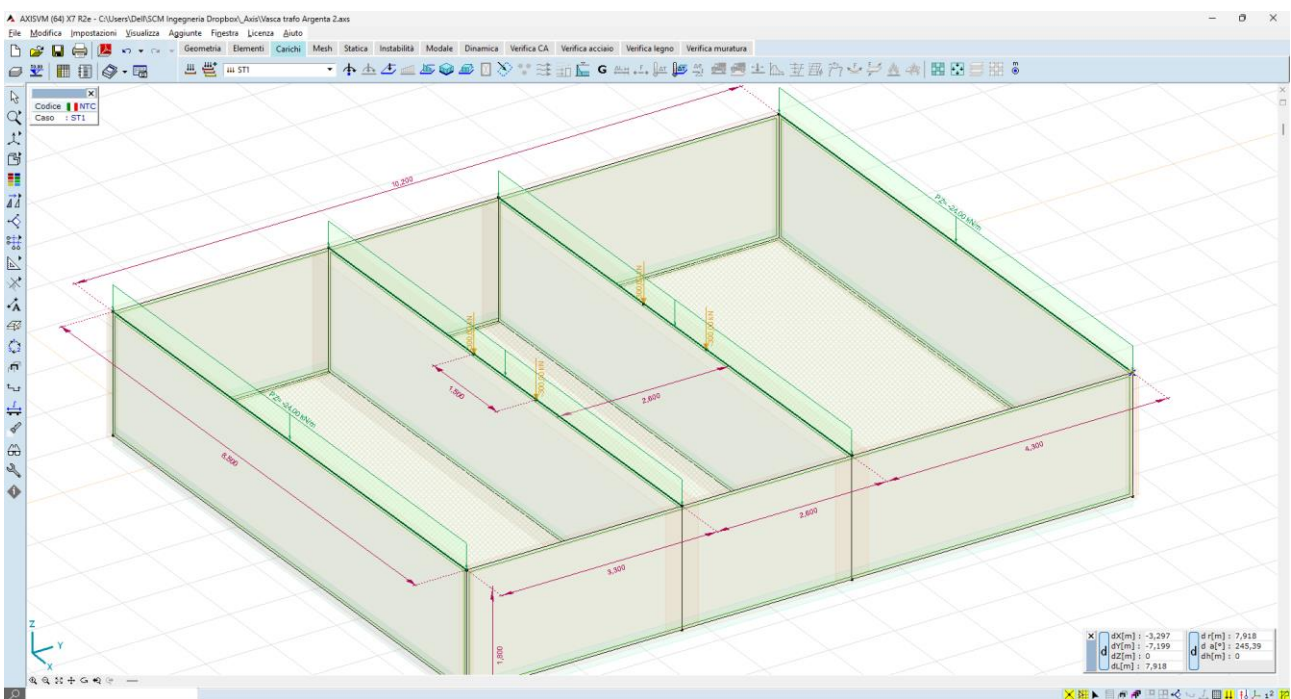


Figura 5-94 applicazione carichi lineari e nodali

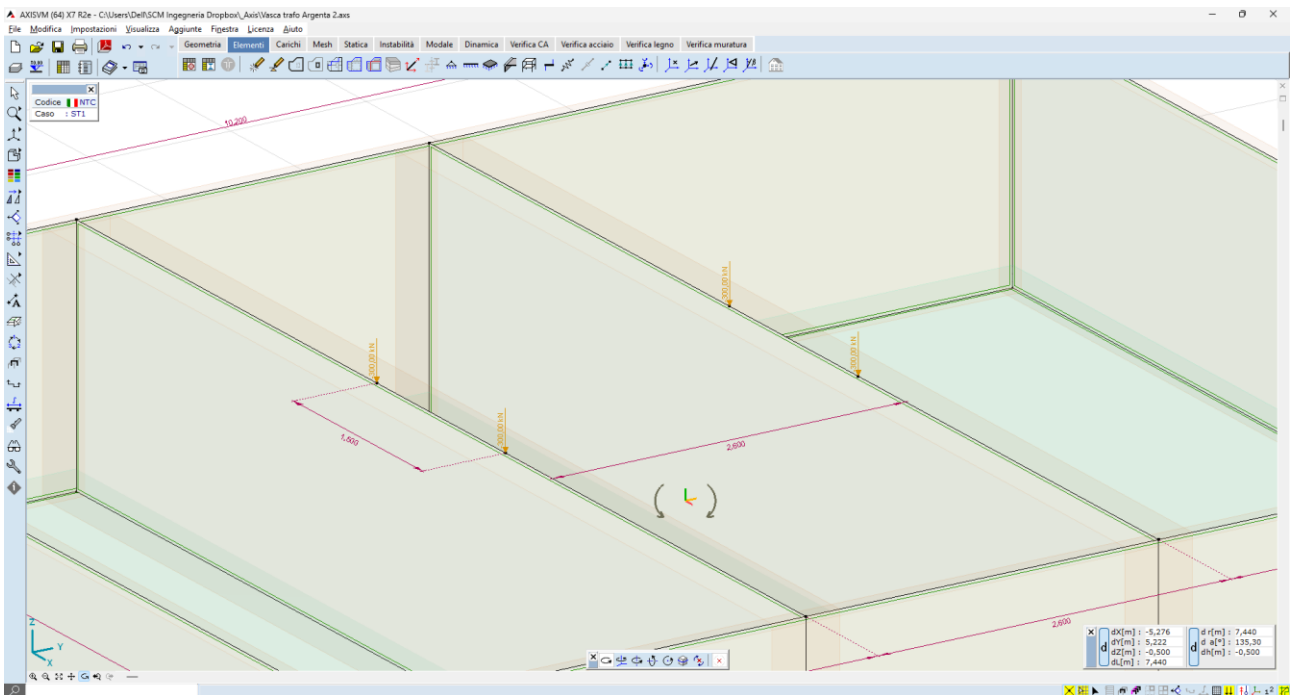


Figura 5-95 vista carichi nodali

5.8.4 Risultati delle analisi

5.8.4.1 Sollecitazioni e deformazioni

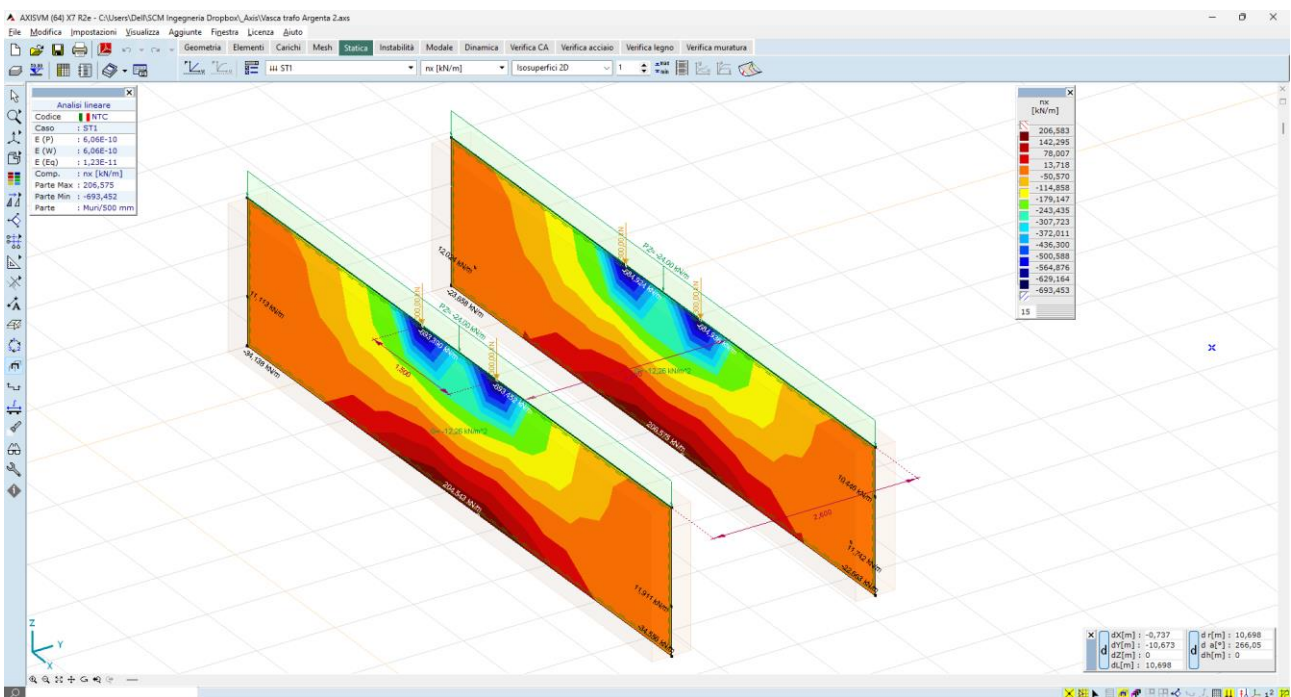


Figura 5-96 sollecitazioni normali nx su setti – valori max dell'ordine dei 600kN/m

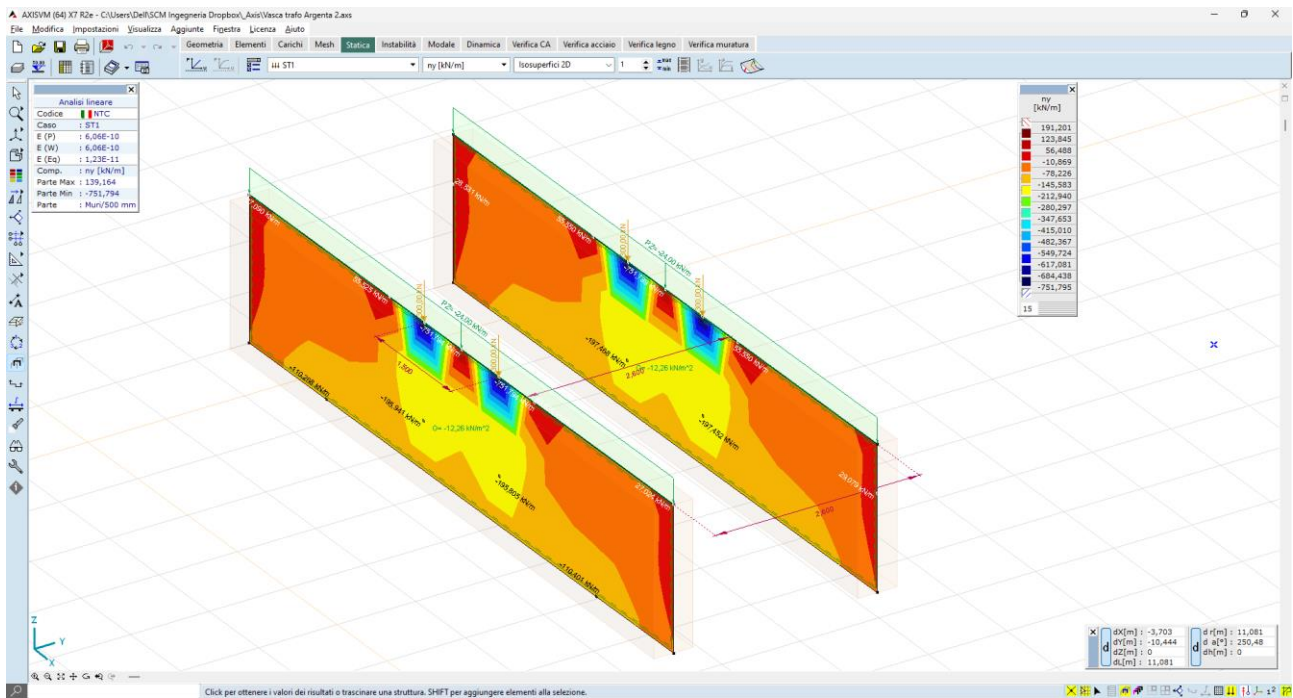


Figura 5-97 sollecitazioni normali ny su setti – valori max dell'ordine dei 640kN/m

I valori si ritengono ammissibili in quanto è stato trascurato, a vantaggio di sicurezza, l'effetto diffusore degli scarichi al piede per effetto dei binari in acciaio. Ad ogni modo è possibile calcolare una tensione di compressione pari a $30.000 \text{ daN}/30 \times 30 \text{ cm}^2 = 33,33 \text{ daN}/\text{cm}^2$ che è un valore ampiamente inferiore ai limiti di portanza del cls.

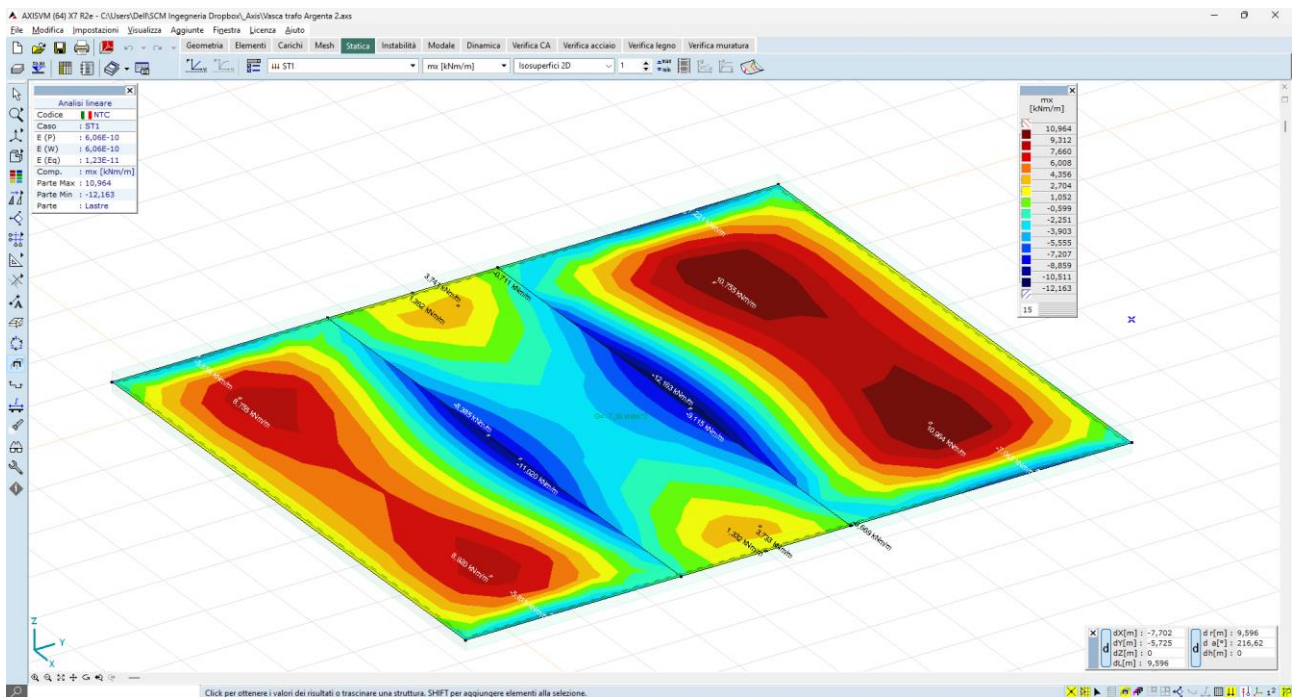


Figura 5-98 sollecitazioni flessionali mx su piastra – valori max dell'ordine dei 12 kN*m/m

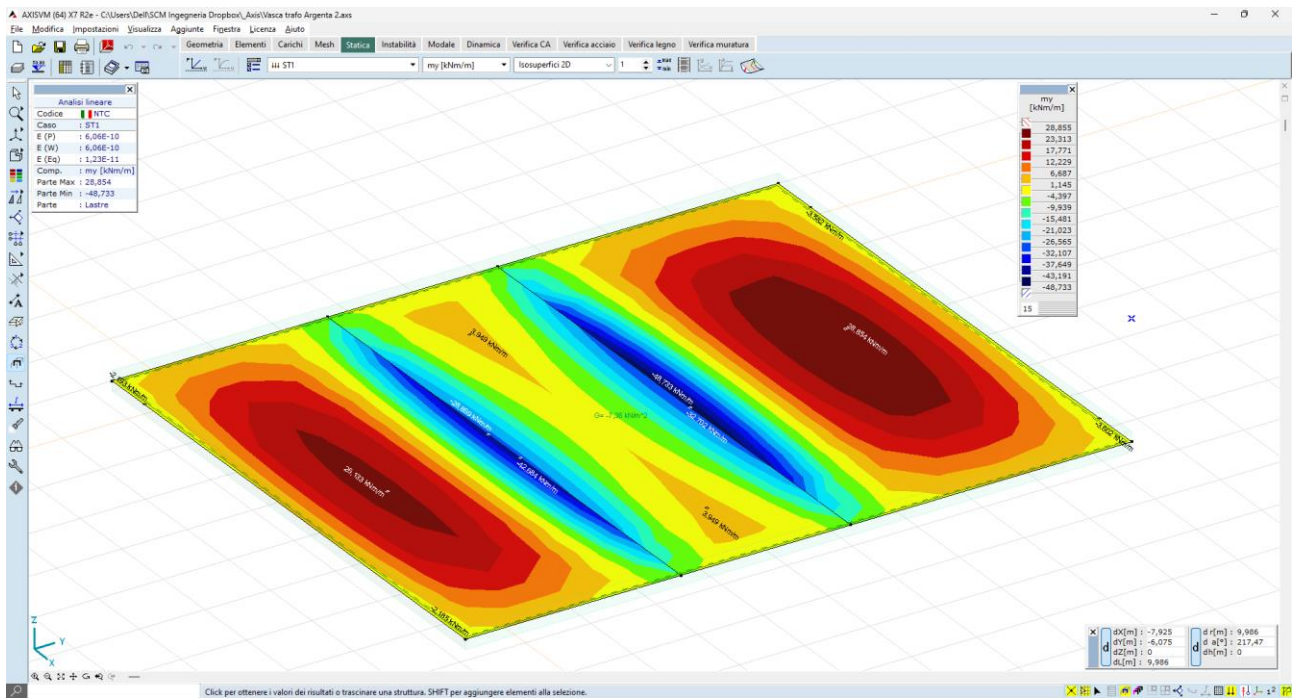


Figura 5-99 sollecitazioni flessionali m_y su piastra – valori max dell'ordine dei 43 $\text{kN}^*\text{m/m}$

I valori di sollecitazioni flessionali sulla piastra di base risultano modesti, e pertanto ammissibili con ampi margini di sicurezza.

5.8.4.2 Pressioni al suolo

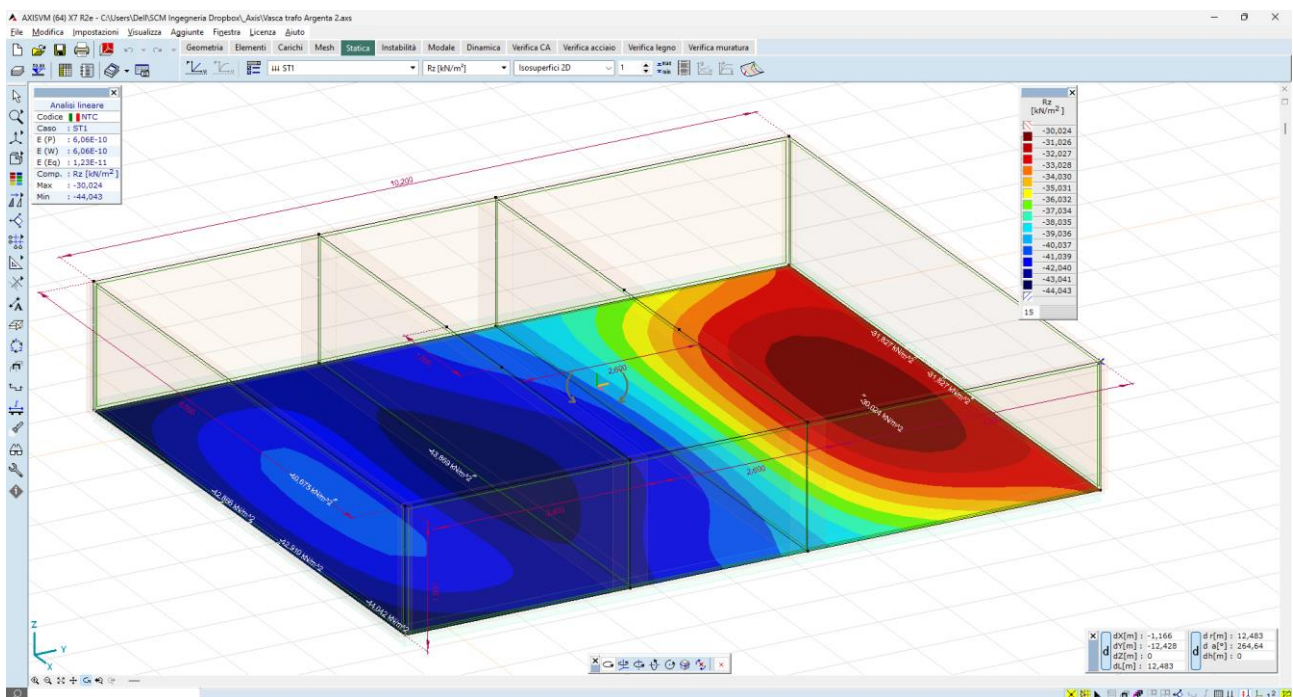


Figura 5-100 diagramma delle reazioni al suolo R_z – valori massimi dell'ordine dei 42 kN/mq

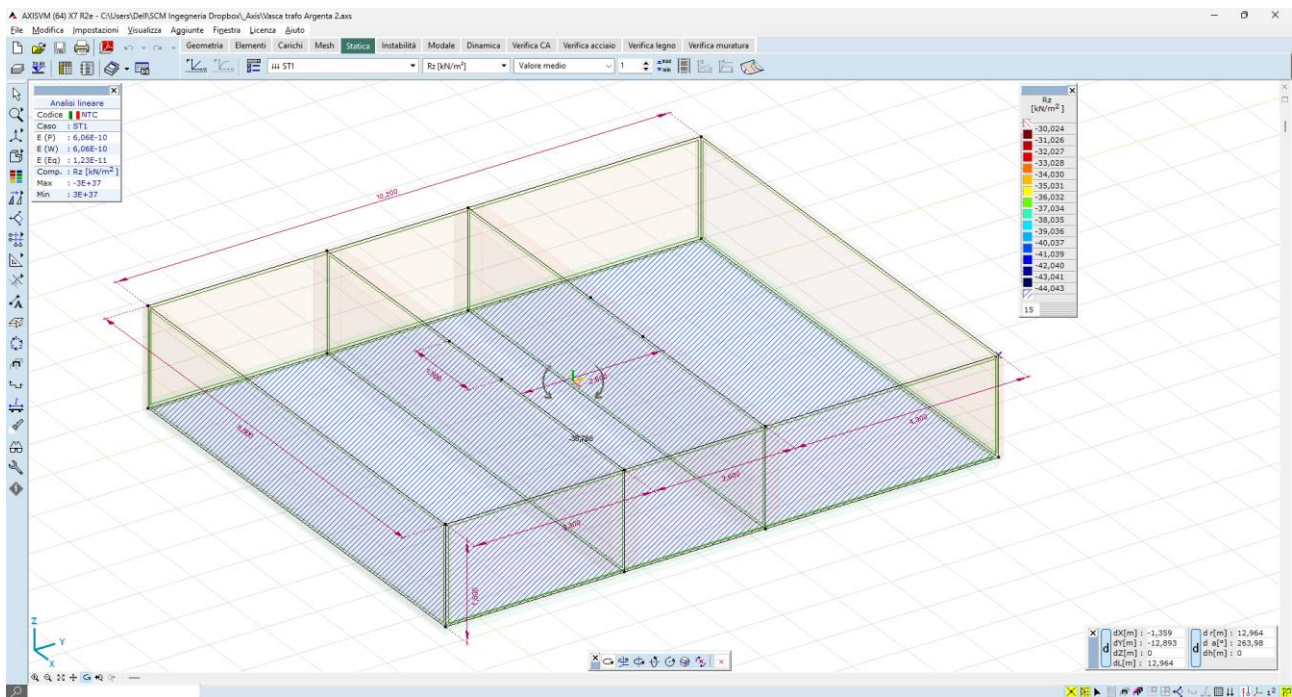


Figura 5-101 diagramma delle reazioni al suolo R_z – valori medio dell'ordine dei 38,76 kN/mq

Il valore medio dei carichi trasmessi al suolo è pari a **38,76 kN/mq** [ossia **0.38 daN/cm²**], che è assolutamente modesto, e pertanto compatibile con i carichi limite del piano di imposta in rilevato.

5.9 Fondazioni delle apparecchiature 132 kV – Stazione Utente

5.9.1 Descrizione generale delle opere

Lo stallo AT di progetto nella Stazione Utente è composto dalle seguenti apparecchiature:

- Sezionatore orizzontale (SEZ);
- Interruttore tripolare (INT);
- Trasformatore di Tensione (TV);
- Trasformatore di corrente (TA);
- Scaricatore (SC);
- Sistema sbarre condiviso.

Il progetto delle carpenterie metalliche a supporto delle apparecchiature potrà essere compiutamente definito in sede di progettazione esecutiva, una volta note le specifiche tecniche delle apparecchiature; per quel che riguarda le strutture fondali in c.a., in questa fase vengono riportate le caratteristiche principali di alcuni tipologici di ricorrente utilizzo.

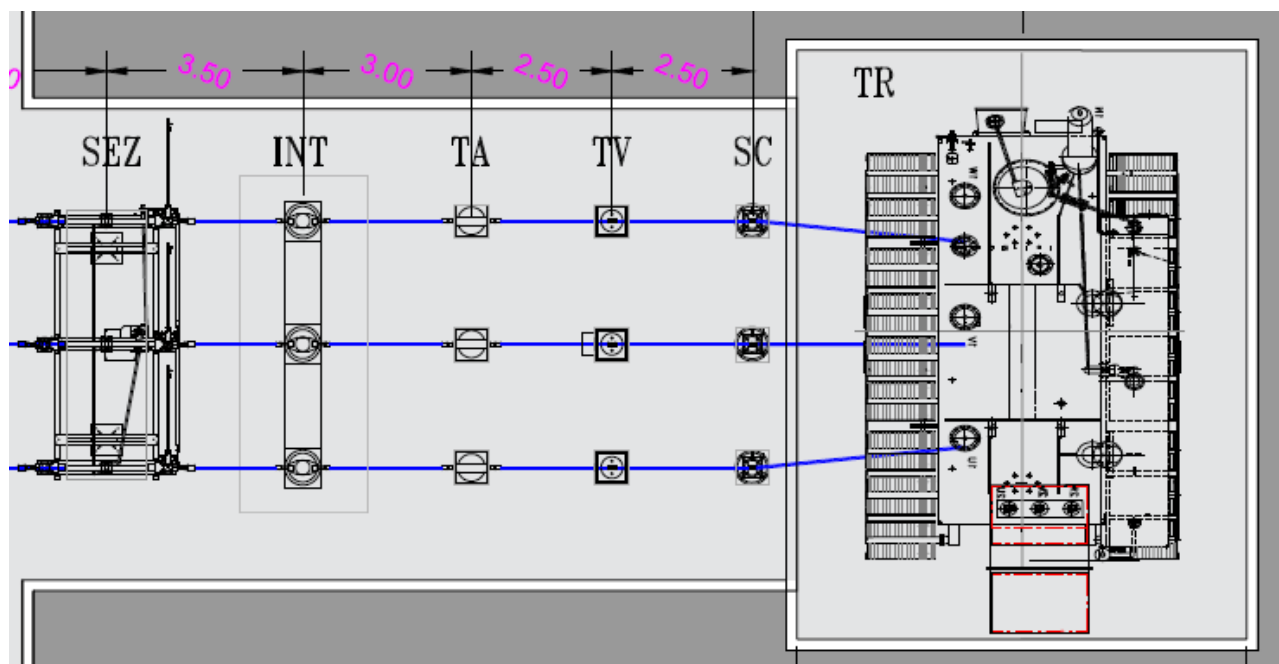


Figura 5-102 Layout elettromeccanico apparecchiature AT (trafo escluso)

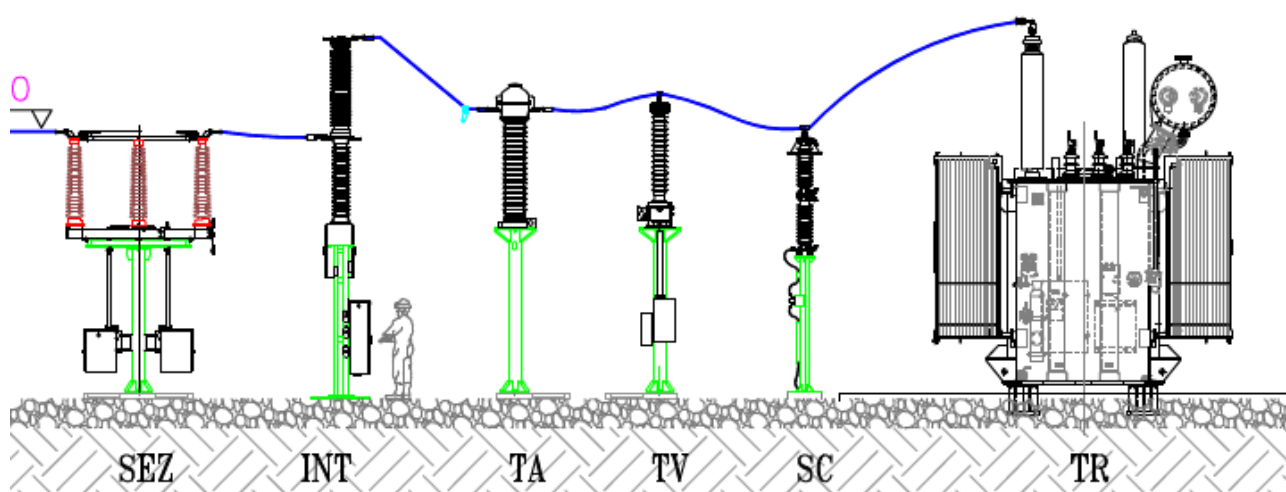


Figura 5-103 sezione elettromeccanica apparecchiature AT (trafo escluso)

5.9.2 Criteri di progetto delle fondazioni apparecchiature AT

Le fondazioni per le apparecchiature AT saranno realizzate nel rispetto del "Progetto Unificato" TERNA, e saranno della tipologia in c.a. gettato in opera.

La progettazione farà riferimento alle condizioni di massima sollecitazione (secondo le norme CEI 11-4 e NTC 2018) ed alla presenza di sforzi elettrodinamici in regime di corto circuito.

Vengono presi in considerazione i pesi delle apparecchiature, nonché gli incrementi dinamici degli stessi in regime di cortocircuito.

Si terrà conto dell'effettiva configurazione risultante dai disegni costruttivi e delle modalità di ancoraggio delle carpenterie di sostegno delle apparecchiature.

Le carpenterie metalliche a sostegno delle apparecchiature elettromeccaniche sono connesse alle strutture di fondazione in c.a. per mezzo di tirafondi in acciaio zincato, i quali consentono la regolazione in altezza delle piastre di base (queste ultime non a diretto contatto con il cls).

La stabilità delle fondazioni superficiali sarà verificata rispetto al collasso per slittamento ed a quello per rottura generale.

5.9.2.1 Fondazione per sezionatore orizzontale

La fondazione per il sezionatore tripolare di linea con lame di terra ha una superficie in pianta pari a 4.90 x 1.50 m. Per favorire il collegamento con le strutture di supporto in acciaio sono stati definiti tre elementi di cemento armato di dimensioni pari a 0.70 x 0.5 m, dove due vengono disposti lungo la linea d'asse della fondazione ad interasse pari a 1.70 m dal centro in entrambi i lati, mentre il terzo è posizionato al centro, ma con una eccentricità rispetto ai centri di 0.45 m. I carichi utilizzati per il calcolo della fondazione agenti sui due elementi laterali sono stati determinati sulla base dell'esperienza di casi simili già realizzati; in fase esecutiva le analisi dovranno tener conto delle attrezzature che effettivamente saranno installate, variabili a seconda del fornitore delle stesse.

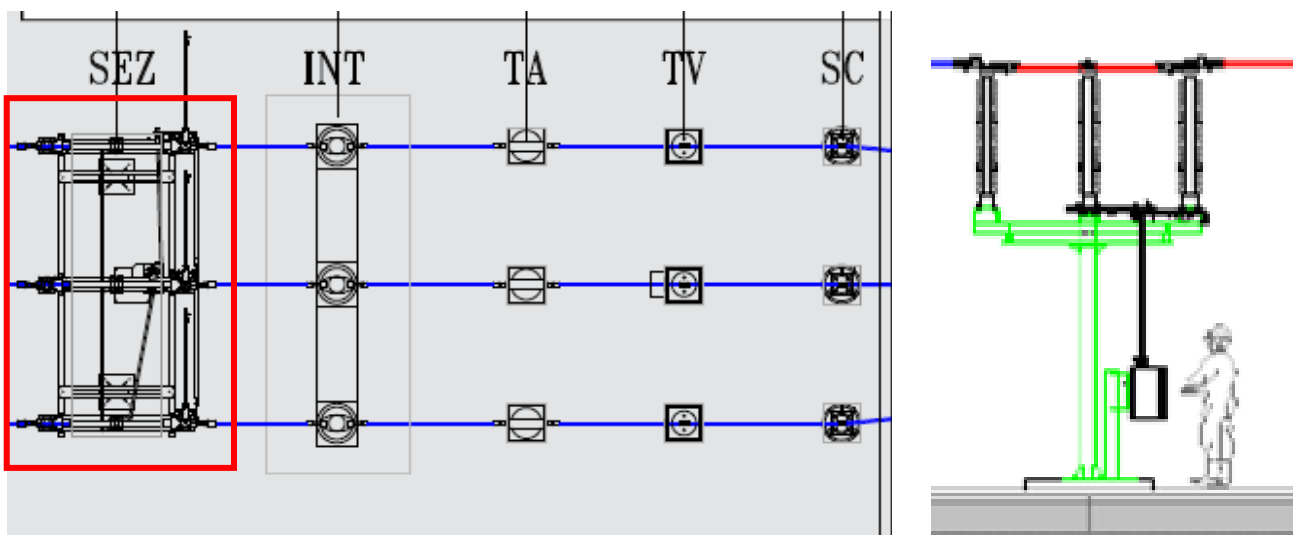


Figura 5-104 Tipico sezionatore tripolare – vista prospettica e planimetrica

Il supporto è costituito da due gambe in tubolare completo di piastra alla base ed in testa ove, per ogni gamba, sono fissate due travi in UPN 100x50 alle quali, alle due estremità, è fissata una struttura a trave in profilato HEB 100 per il fissaggio della apparecchiatura, con relative nervature come di seguito definito. Sulla testa del supporto, sui profilati HEB è installato il Sezionatore tripolare di Linea con Lame di Terra.

TIPO SUPPORTO

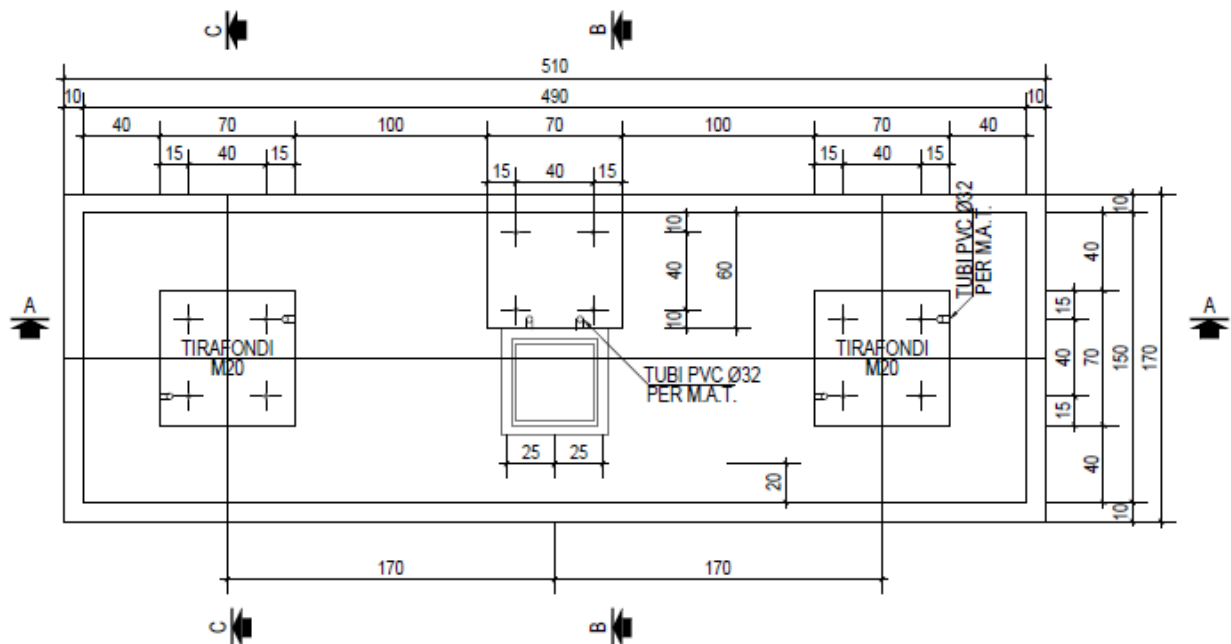
ST3

DATI DIMENSIONALI:

▪ Numero di gambe	n° =	2
▪ Distanza tra le gambe	d =	340 cm
▪ Altezza	h =	250 cm
▪ Profilo:		
tubolare metallico cavo	:	S275J0H
diámetro esterno	ND =	219,1 mm
spessore pareti	t =	6,3 mm
area della sezione	A =	42.10 cm ²
modulo di resistenza elastico	W _{el} =	218 cm ³
modulo di resistenza plastico	W _{pl} =	285 cm ³
momento di inerzia	I =	2386 cm ⁴
momento di inerzia di torsione	I _t =	4722 cm ⁴
raggio d'inerzia	i =	7,53 cm
▪ Piastre e nervature	:	S275JR
▪ Peso del supporto compreso UPN 100 e HEB 100	DW =	650 daN
▪ Superf. esposta al vento X tubolare W _{s3} =0,219 x 2,36	=	0,52 m ²
▪ Superf. esposta al vento X UPN W _{s3,1} =0,10 x 1,85	=	0,185 m ²
▪ Superf. esposta al vento Y HEB W _{s3,2} =0,10 x 5	=	0,5 m ²
▪ Conduttore di fase in corda di alluminio crudo (n° x φ)	=	1 x 36 mm
▪ Lunghezza lineare del conduttore di fase in testa all'apparecchio	=	2,5 m
▪ Altezza conduttore dalla testa dell'apparecchiatura	=	0,10 m

Il dimensionamento delle fondazioni nasce dal peso dell'apparecchiatura che vi andrà ad essere installata.

Peso totale delle apparecchiature (per tre linee) 1200 daN



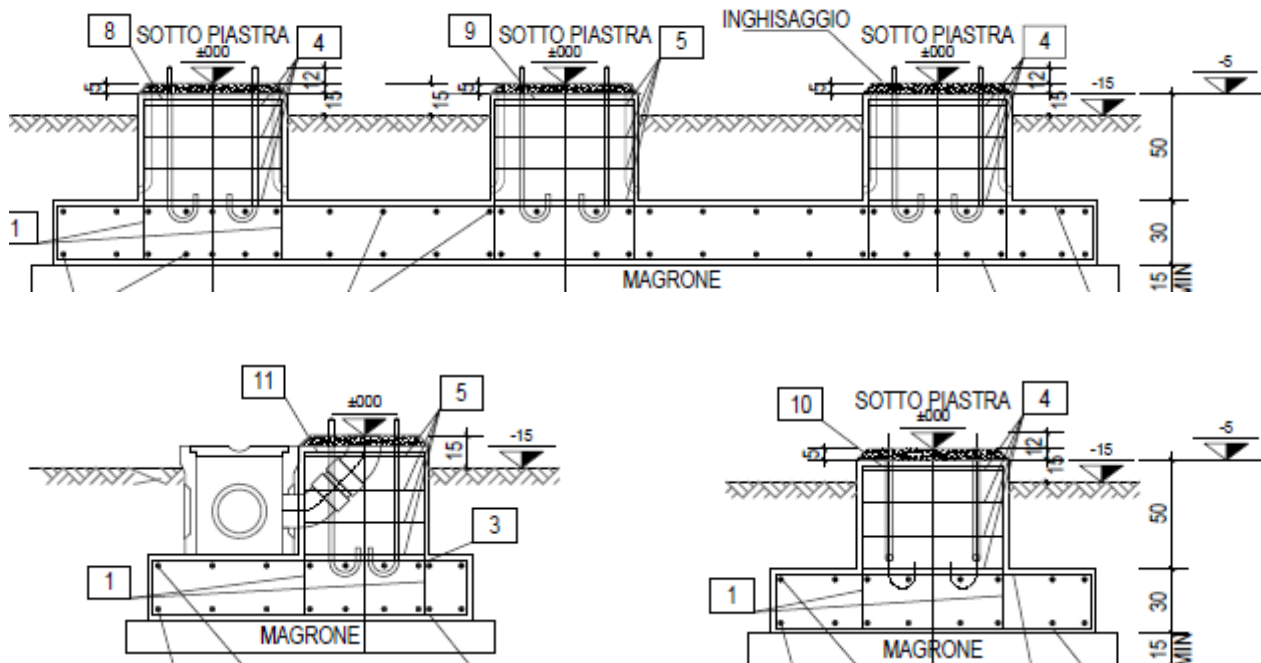


Figura 5-105 Tipici fondazioni sezionatore

I tipici dimensionali proposti risultano verificati in termini di tensioni di lavoro nei materiali strutturali.

5.9.2.2 Fondazione per interruttore tripolare

La fondazione per l'interruttore tripolare ha una superficie in pianta pari a 6.20 x 1.60 m.

È costituita da una piastra di fondazione sulla quale sono impostati i tre elementi di cemento armato di dimensioni pari a 0.8 x 0.8 m, disposti lungo la linea d'asse della fondazione ad interasse pari a 2.20 m dal centro in entrambi i lati.

I carichi utilizzati per il calcolo della fondazione agenti sui due elementi laterali sono stati determinati sulla base dell'esperienza di casi simili già realizzati; in fase esecutiva le analisi dovranno tener conto delle attrezzature che effettivamente saranno installate, variabili a seconda del fornitore delle stesse.

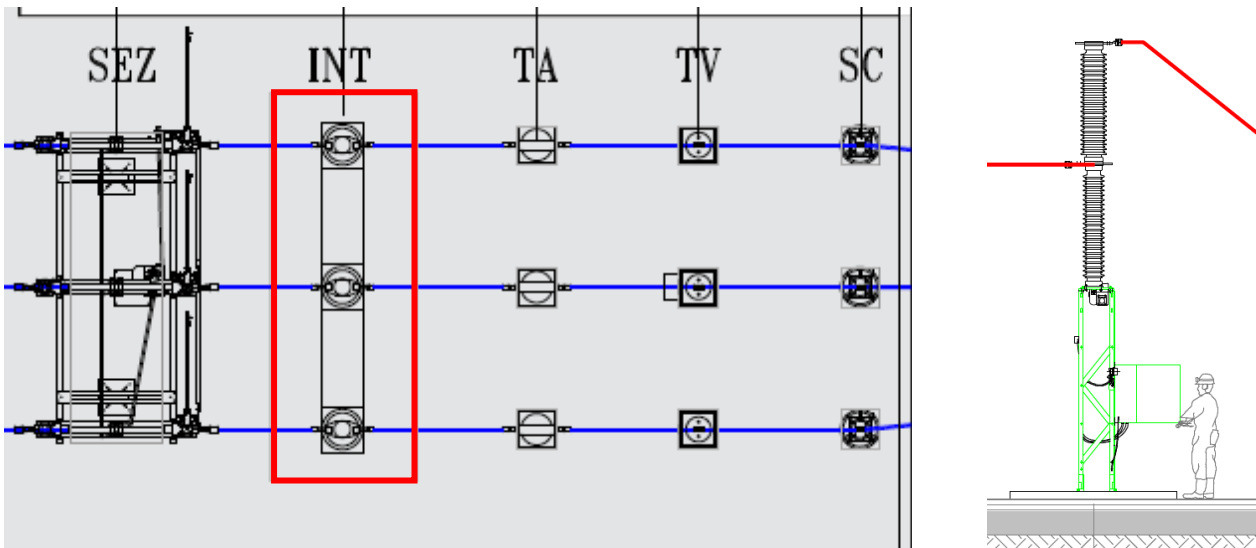


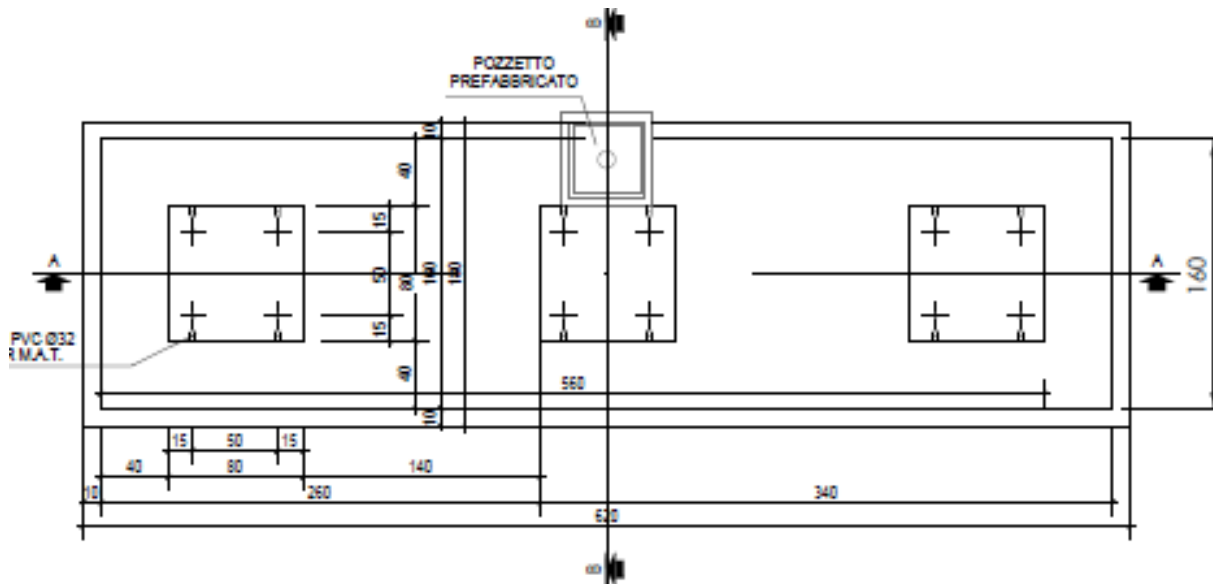
Figura 5-106 Tipico interruttore tripolare – vista prospettica e planimetrica

Il dimensionamento delle fondazioni nasce dal peso dell'apparecchiatura che vi andrà ad essere installata.

Peso dell'apparecchiatura (totale, incluso il sostegno tralicciato) 1.950 daN

Azione dinamica per manovre:

- Verticale 800 daN;
- Orizzontale 200 daN.



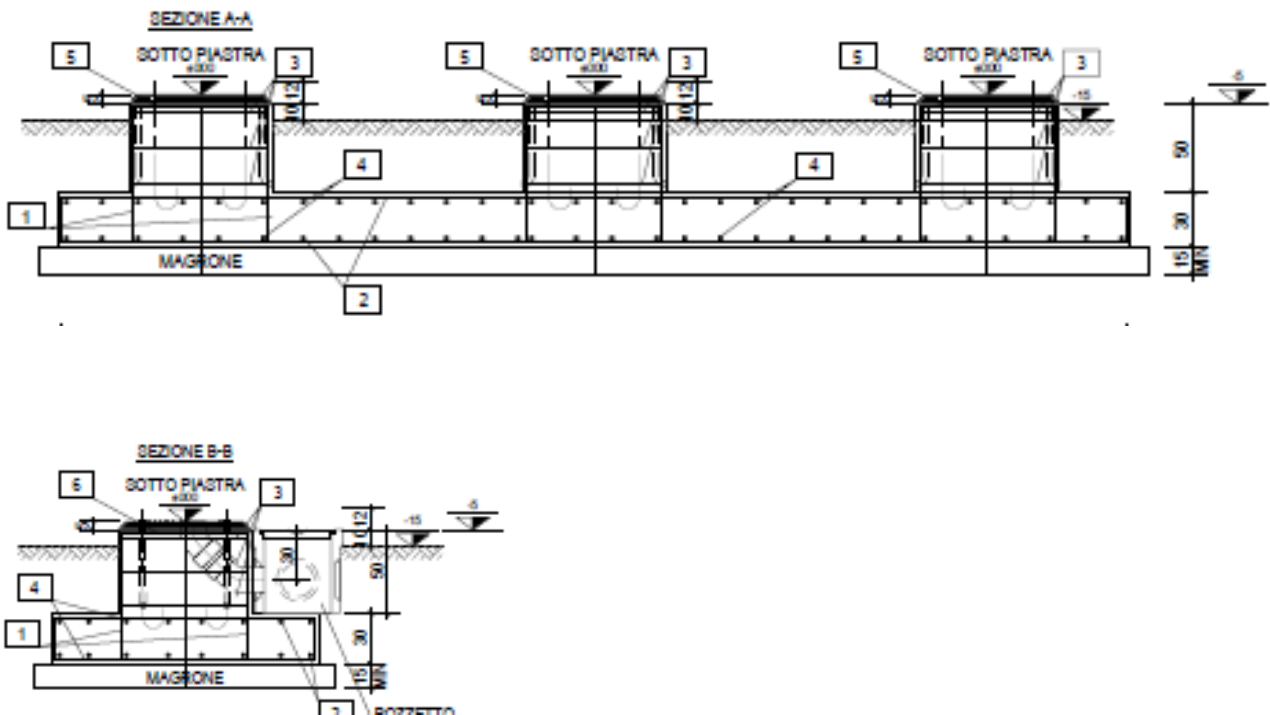


Figura 5-107 Tipici fondazione interruttore

5.9.2.3 Fondazioni unipolari per Trasformatore di Tensione TV

La fondazione per il TV ha una superficie in pianta pari a 1.60 x 1.60 m.

È costituita da una piastra di fondazione sulla quale è impostato l'elemento in cemento armato di dimensioni pari a 0.7 x 0.7 m, disposti lungo la linea d'asse della fondazione.

I carichi utilizzati per il calcolo della fondazione sono stati determinati sulla base dell'esperienza di casi simili già realizzati; in fase esecutiva le analisi dovranno tener conto delle attrezzature che effettivamente saranno installate, variabili a seconda del fornitore delle stesse.

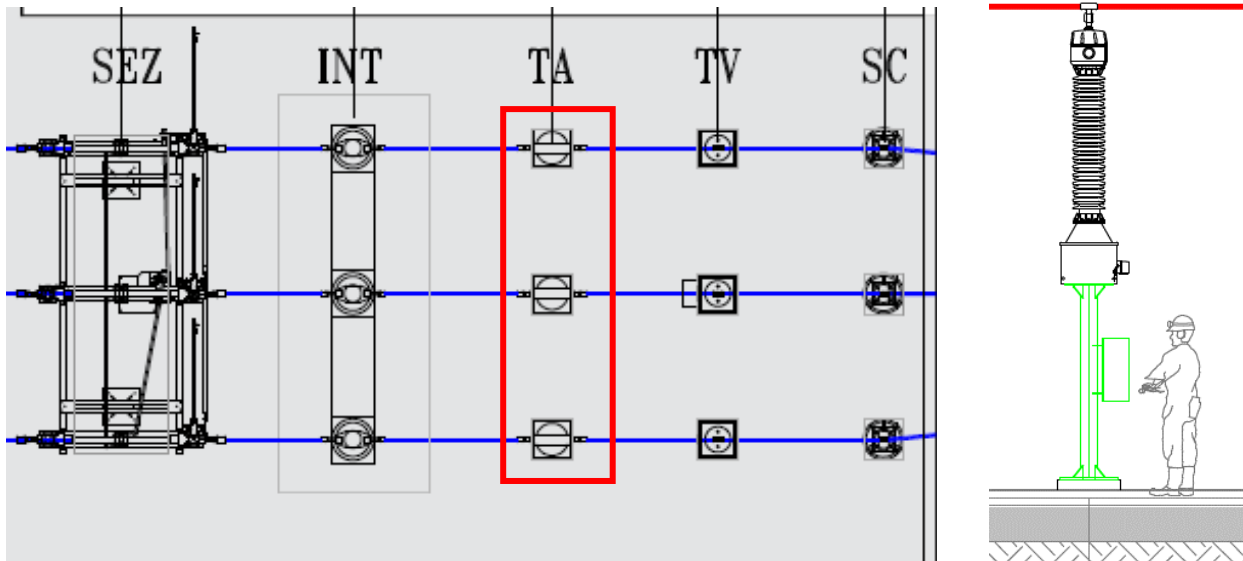


Figura 5-108 Tipico Trasformatore di tensione – vista prospettica e planimetrica

Il supporto è costituito da un tubolare completo di piastra alla base ed in testa per il fissaggio della apparecchiatura, con relative nervature come di seguito definito. Sulla testa del supporto è installato il Trasformatore di Tensione Induttivo.

TIPO SUPPORTO ST2

DATI DIMENSIONALI:

- Numero di gambe $n^\circ = 1$;
- Distanza tra le gambe $d = NA$ cm;
- Altezza $h = 258,5$ cm;
- Profilo:
 - tubolare metallico cavo : S275J0H,
 - diametro esterno $ND = 168,3$ mm;
 - spessore pareti $t = 6,3$ mm;
 - area della sezione $A = 32.10$ cm²;
 - modulo di resistenza elastico $Wel = 125$ cm³;
 - modulo di resistenza plastico $Wpl = 165$ cm³;
 - momento di inerzia $I = 1053$ cm⁴;
 - momento di inerzia di torsione $It = 2107$ cm⁴;
 - raggio d'inerzia i 5,73 cm.
- Piastre e nervature: S275JR;
- Peso del supporto $DW = 180$ daN;
- Superficie esposta al vento $Ws2=0,1683 \times 2,585 = 0,44$ m²;
- Conduttore di fase in corda di alluminio crudo ($n^\circ \times \varphi$) = 1 x 36 mm;
- Lunghezza lineare del conduttore di fase in testa all'apparecchio = 2,5 m;

- Altezza conduttore dalla testa dell'apparecchiatura = 0,10 m.

Il dimensionamento delle fondazioni nasce dal peso dell'apparecchiatura che vi andrà ad essere installata.

Peso dell'apparecchiatura (totale per le tre linee) 150 kV : 630 daN.

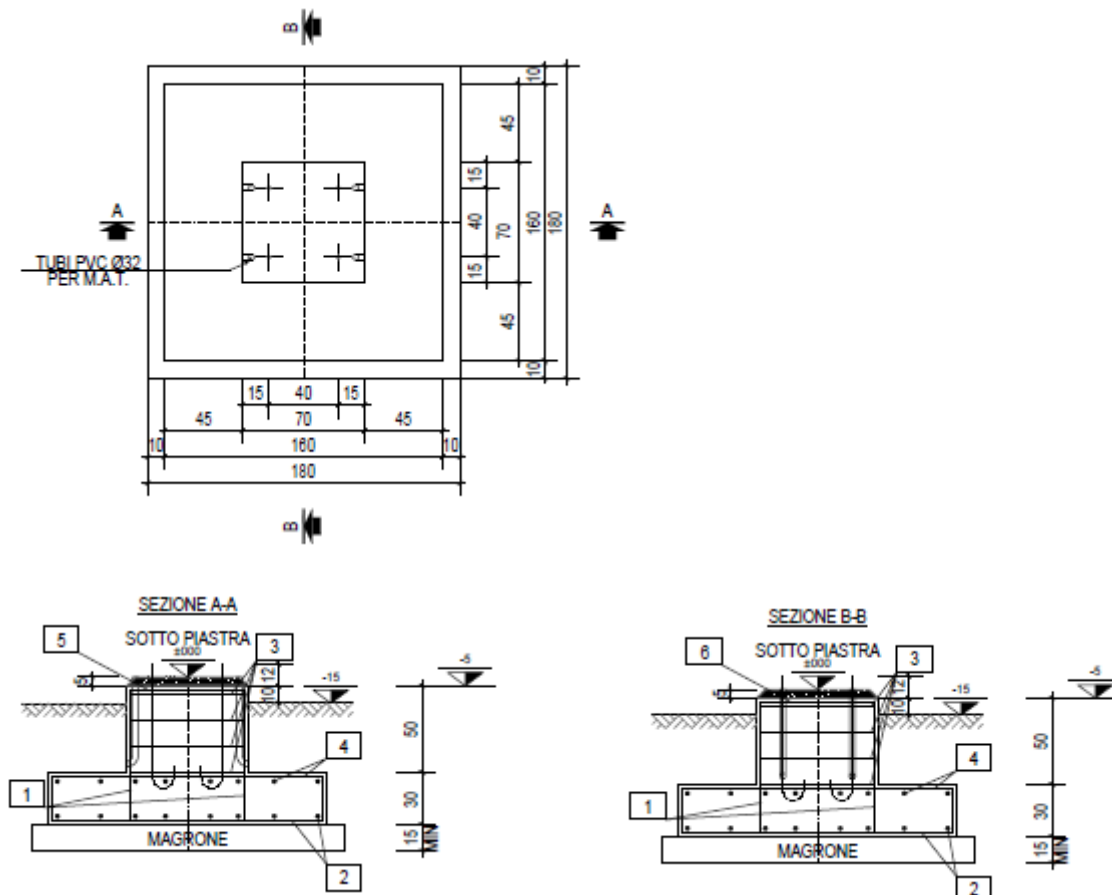


Figura 5-109 Tipico fondazione TV

5.9.2.4 Fondazioni unipolari per Trasformatore di Corrente TA

La fondazione per il TA ha una superficie in pianta pari a 1.50 x 3.00 m.

È costituita da una piastra di fondazione sulla quale sono impostati gli elementi in cemento armato di dimensioni pari a 0.7 x 0.7 m, disposti lungo la linea d'asse della fondazione.

I carichi utilizzati per il calcolo della fondazione sono stati determinati sulla base dell'esperienza di casi simili già realizzati; in fase esecutiva le analisi dovranno tener conto delle attrezzature che effettivamente saranno installate, variabili a seconda del fornitore delle stesse.

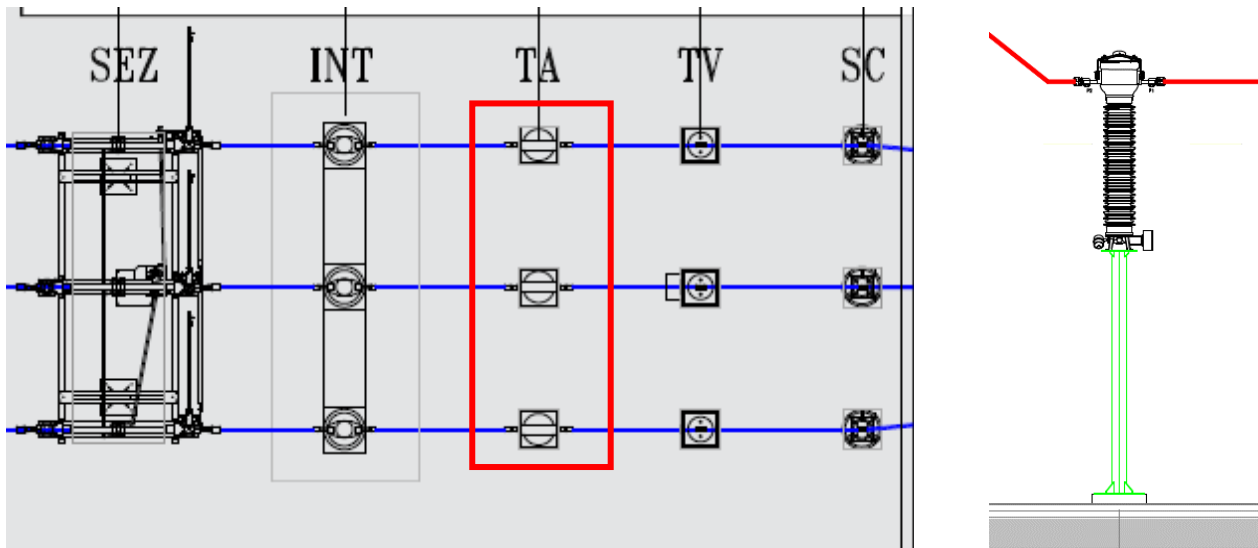


Figura 5-110 Tipico trasformatore di corrente – vista prospettica e planimetrica

Il supporto del trasformatore di corrente è costituito da un tubolare completo di piastra alla base ed in testa per il fissaggio della apparecchiatura, con relative nervature come di seguito definito. Sulla testa del supporto è installato il Trasformatore di Corrente.

TIPO SUPPORTO	ST4
DATI DIMENSIONALI:	
▪ Numero di gambe	n° = 1
▪ Distanza tra le gambe	d = NA cm
▪ Altezza	h = 260 cm
▪ Profilo:	
tubolare metallico cavo	: S275J0H
di diametro esterno	ND = 168,3 mm
spessore pareti	t = 6,3 mm
area della sezione	A = 32.10 cm ²
modulo di resistenza elastico	W _{el} = 125 cm ³
modulo di resistenza plastico	W _{pl} = 165 cm ³
momento di inerzia	I = 1053 cm ⁴
momento di inerzia di torsione	I _t = 2107 cm ⁴
raggio d'inerzia	i = 5,73 cm
▪ Piastre e nervature	: S275JR
▪ Peso del supporto	DW = 180 daN
▪ Superficie esposta al vento W _{s4} =0,1683 x 2,6	= 0,44 m ²
▪ Conduttore di fase in corda di alluminio crudo (n° x φ)	= 1 x 36 mm
▪ Lunghezza lineare del conduttore di fase in testa all'apparecchio	= 2,5 m
▪ Altezza conduttore dalla testa dell'apparecchiatura	= 0,10 m

Il dimensionamento delle fondazioni nasce dal peso dell'apparecchiatura che vi andrà ad essere installata.

Peso dell'apparecchiatura (totale per le tre linee) 150 kV : 300 daN.

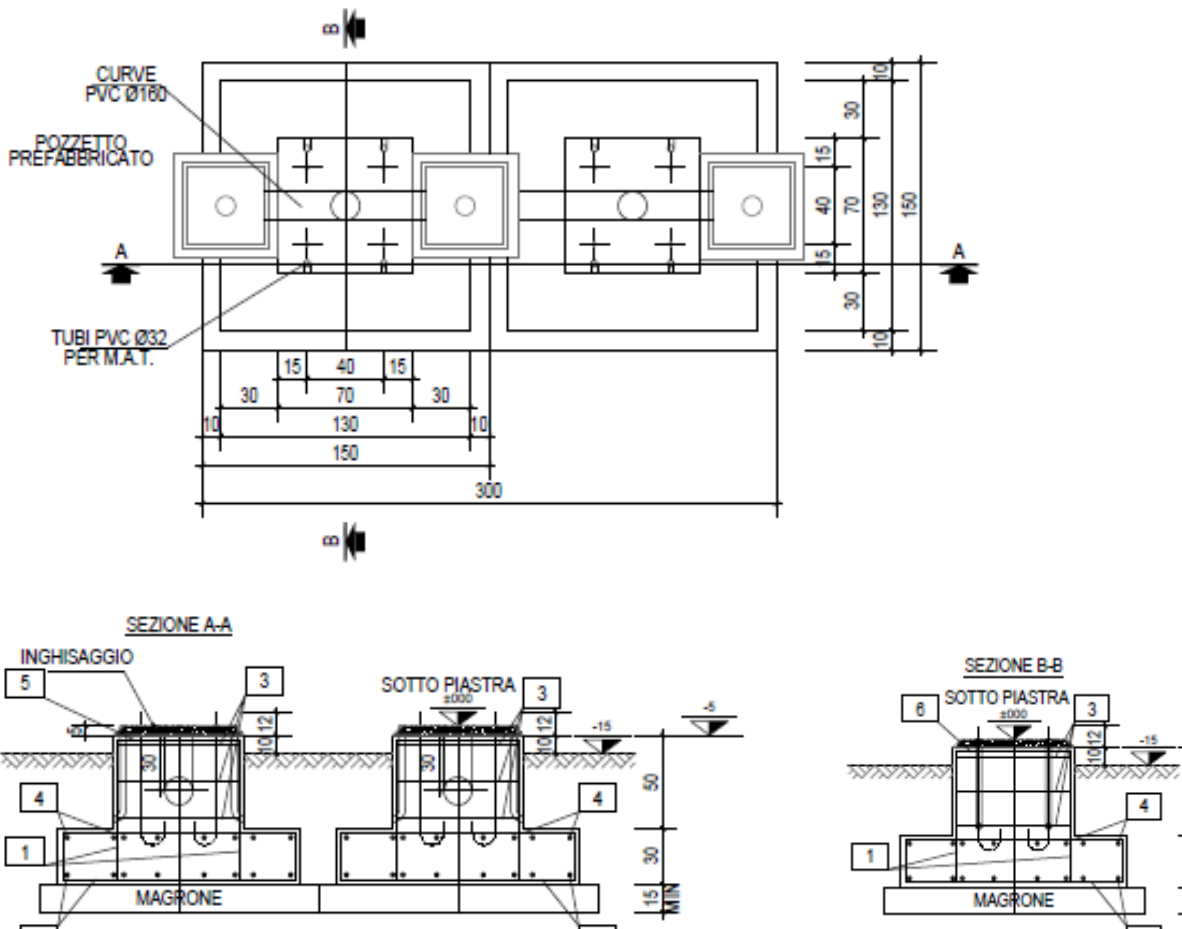


Figura 5-111 Tipico fondazione TA

5.9.2.5 Fondazioni unipolari per Scaricatori

La fondazione per lo scaricatore di sovratensione ha una superficie in pianta pari a 1.60 x 1.60 m.

È costituita da una piastra di fondazione sulla quale è impostato l'elemento in cemento armato di dimensioni pari a 0.7 x 0.7 m, disposti lungo la linea d'asse della fondazione.

I carichi utilizzati per il calcolo della fondazione sono stati determinati sulla base dell'esperienza di casi simili già realizzati; in fase esecutiva le analisi dovranno tener conto delle attrezzature che effettivamente saranno installate, variabili a seconda del fornitore delle stesse.

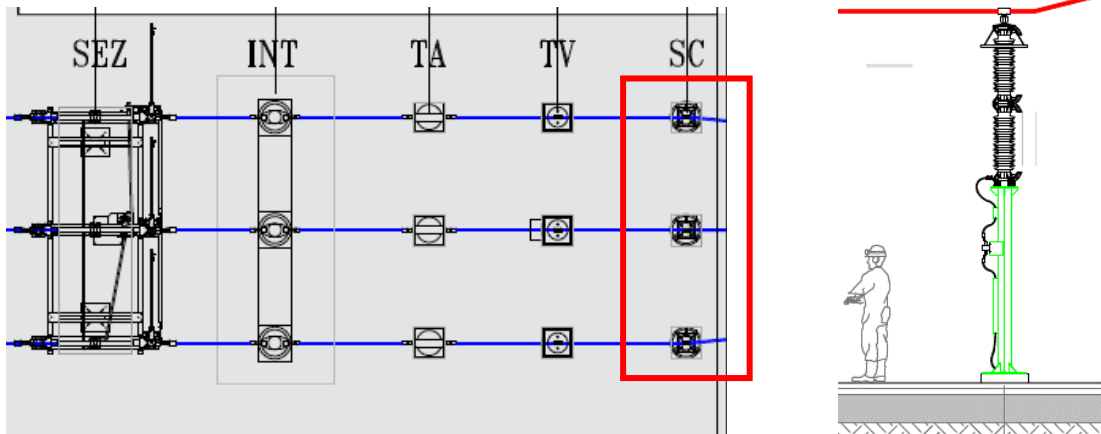


Figura 5-112 Tipico scaricatore di sovratensione – vista prospettica e planimetrica

Il supporto dello Scaricatore di Sovratensione è costituito da un tubolare completo di piastra alla base ed in testa ove è fissata una struttura a trave in profilati UPN 100x50 per il fissaggio delle apparecchiature, con relative nervature come di seguito definito. Sulla testa del supporto, ai due estremi della trave sono installati a 1m dal centro linea del sostegno il Terminale Cavo e a 1,025m lo Scaricatore di Sovratensione.

TIPO SUPPORTO ST1

DATI DIMENSIONALI:

- Numero di gambe $n^{\circ} = 1$;
- Distanza tra le gambe $d = NA$ cm;
- Altezza $h = 233$ cm;
- Profilo:
 - tubolare metallico cavo : S275J0H;
 - diametro esterno $ND = 168,3$ mm;
 - spessore pareti $t = 6,3$ mm;
 - area della sezione $A = 32.10$ cm²;
 - modulo di resistenza elastico $Wel = 125$ cm³;
 - modulo di resistenza plastico $Wpl = 165$ cm³;
 - momento di inerzia $I = 1053$ cm⁴;
 - momento di inerzia di torsione $It = 2107$ cm⁴;
 - raggio d'inerzia i 5,73 cm.
- Piastre e nervature : S275JR;
- Peso del supporto compreso la trave UPN 100 DW = 340 daN;
- Superf. esposta al vento X tubolare $Ws1=0,1683 \times 2,33 = 0,39$ m²;
- Superf. esposta al vento X UPN $Ws1.1=0,10 \times 2,50 = 0,25$ m²;
- Conduttore di fase in corda di alluminio crudo ($n^{\circ} \times \varphi$) = 1 x 36 mm;

Il dimensionamento delle fondazioni nasce dal peso dell'apparecchiatura che vi andrà ad essere installata.

Peso totale delle apparecchiature (totale per le tre linee) 150 kV : 150 daN.

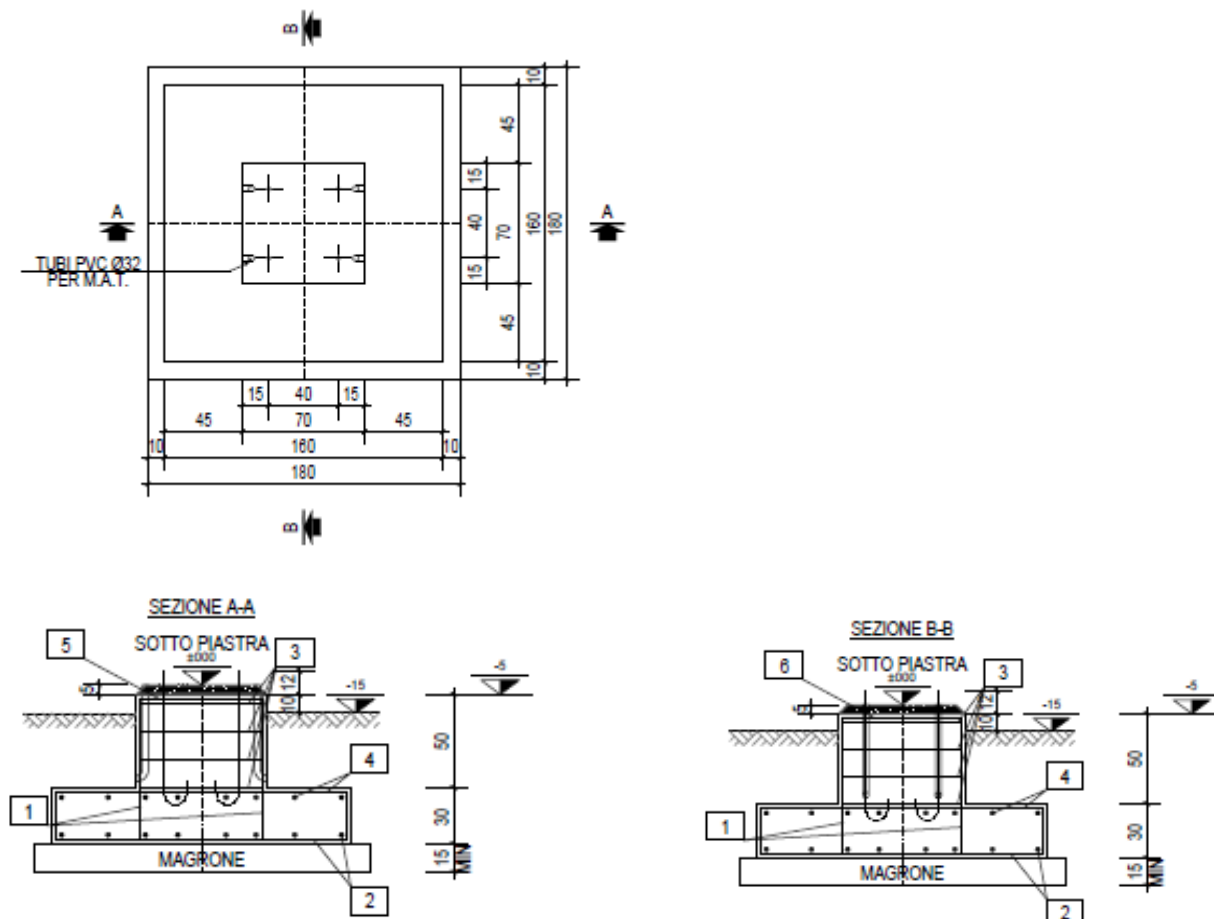


Figura 5-113 Tipico fondazione scaricatore

5.9.2.6 Fondazioni per sistema sbarre

Il sistema sbarre è sorretto da una serie di sostegni metallici, posti ad interasse di 10-11mt, ognuno dei quali fondato su un plinto in c.a. di dimensioni pari a 0.7 x 0.7 m

I carichi utilizzati per il calcolo della fondazione sono stati determinati sulla base dell'esperienza di casi simili già realizzati; in fase esecutiva le analisi dovranno tener conto delle attrezzature che effettivamente saranno installate, variabili a seconda del fornitore delle stesse.

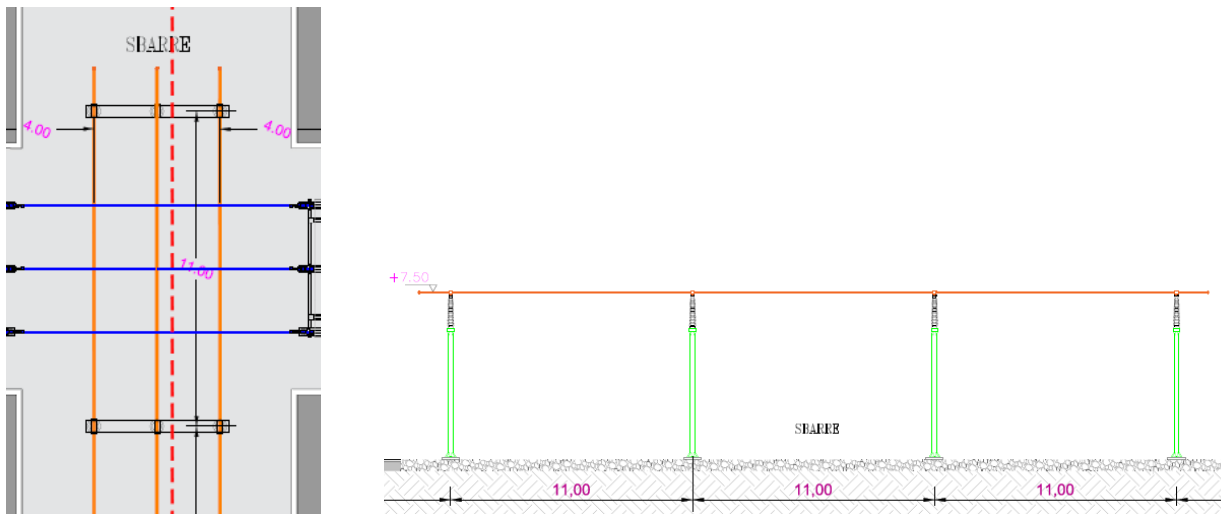


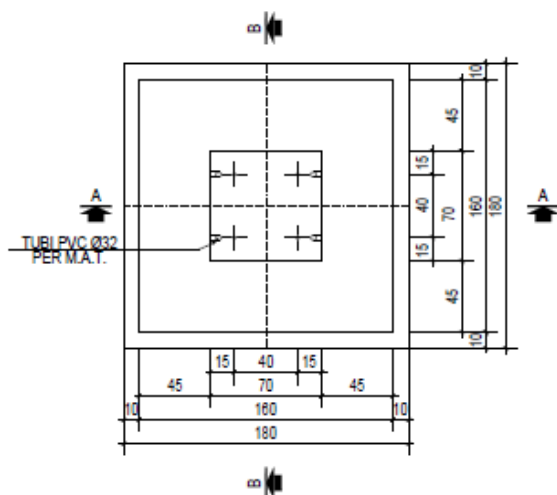
Figura 5-114 vista planimetrica e prospettica Sistema sbarre

Peso dell'apparecchiatura (una apparecchiatura per ogni sostegno) 150 kV 60 daN.

Peso conduttori 150 kV:

- conduttore in corda in alluminio o 36 mm 2,12 daN/m;
- conduttore in tubo in alluminio o 100/86 mm 5,52 daN/m.

Il tipico unificato Terna di seguito ipotizzato soddisfa i requisiti in termini di tensioni di lavoro dei materiali strutturali.



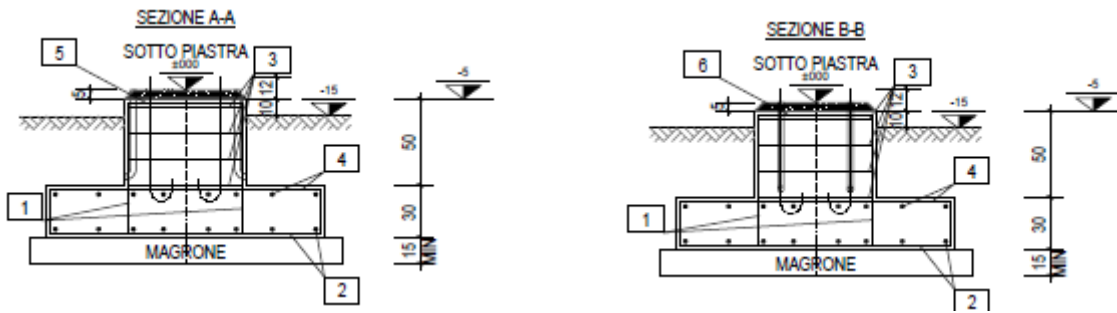


Figura 5-115 Tipico fondazioni sistema a sbarre

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'inghiottire 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

Il piano di posa delle strutture fondali delle cabine dovrà essere posto al di fuori della fascia di terreno che potrebbe risentire dalle oscillazioni del contenuto di acqua (anche dal fenomeno del gelo, che per le latitudini ed il clima in questione può determinare i propri effetti sino alla profondità di 60 cm circa dal p.c.).

Le 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.

La variazione del livello della falda potrebbe causare ritiri e rigonfiamenti (anche centimetrici) degli stessi terreni di fondazione, e potrà in tali casi comportare qualche variazione nelle caratteristiche geomeccaniche dei terreni che subiranno tali effetti.

Ci si potrà pertanto attendere qualche variazione rispetto ai valori dei parametri geotecnici caratteristici. Questo dovrà essere opportunamente preso in considerazione in fase di progettazione esecutiva geotecnica dell'impianto.

Le condizioni dei terreni di fondazione sono del tipo non drenate da una profondità variabile indicativamente compresa fra 1,50/4,00 m circa dal p.c. per la presenza della falda freatica, e quindi di una condizione di totale saturazione dei terreni.

Le "condizioni drenate" si verificano qualora si preveda la completa dissipazione della "pressione in eccesso"; per l'area di interesse tali condizioni non si realizzano in quanto vi è la presenza di falda freatica già da 1,50/4,00 m circa dal p.c..

6.3 Strutture Stazione Utente

6.3.1 Ipotesi generali

La Stazione Utente si estende su una superficie complessiva di ca 82x48 mq, in adiacenza all'area dell'impianto di produzione; al suo interno sono ubicate tutte le opere impiantistiche funzionali alla trasformazione della energia elettrica ed al vettore verso la Stazione RTN alla quale verrà connesso l'impianto agrivoltaico.

Il layout elettromeccanico di stazione è di seguito rappresentato:

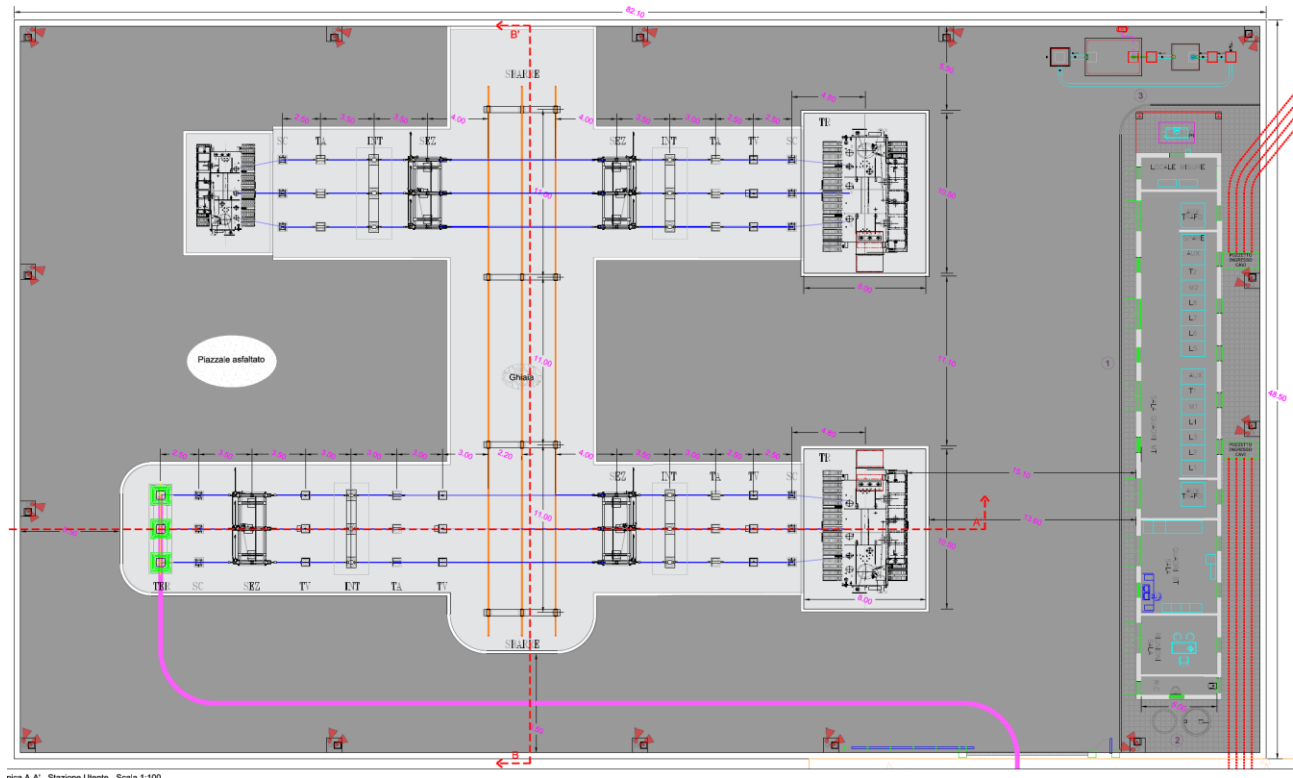


Figura 6-1 layout Stazione Utente

Sulla scorta delle condizioni idro-geomorfologiche delle aree di sedime, al fine di preservare la Stazione elettrica da eventuali fenomeni di inondazione, la scelta progettuale consiste nel sollevare il piano finito di stazione di circa 1,5mt

rispetto al p.c. adiacente; ciò comporta il fatto che la stazione verrà posta su un rilevato dell'altezza media di 1,5mt, che a sua volta si attesterà sul piano geologico posto a quota -0,50m sotto il piano campagna attuale.

Il progetto planoaltimetrico dell'area prevede di impostare il piano finito di stazione alla quota assoluta di -1.00 mslm; nell'intorno dell'area, la quota media del p.c. attuale è a circa -2.50 mslm.

Sul rilevato come sopra descritto verranno attestati gli strati di finitura dei vari pacchetti stradali e/o delle finiture di piazzale; le opere strutturali di stazione verranno invece impostate alle diverse profondità di progetto, a seconda del livello di ammortamento che si vuole raggiungere.

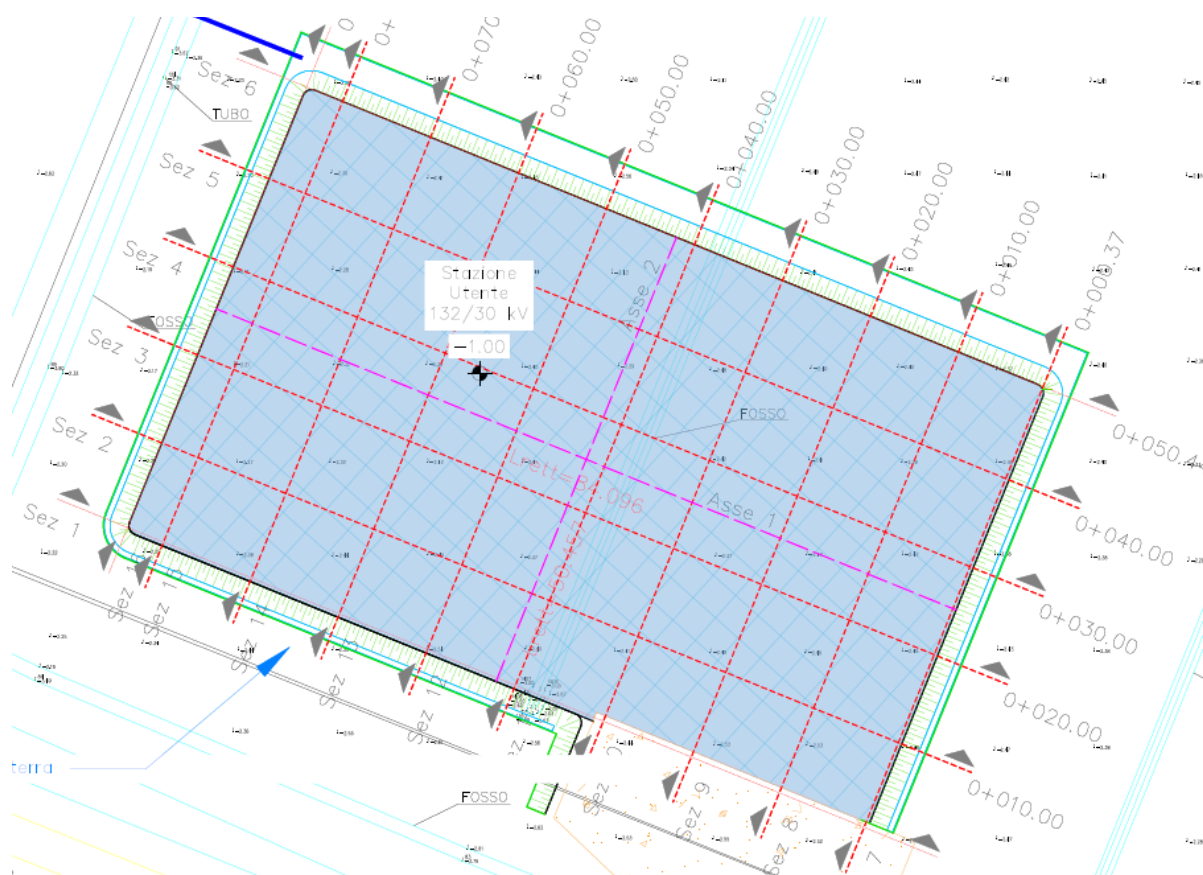


Figura 6-2 progetto plano-altimetrico della stazione utente

6.3.2 Modellazione geotecnica – criteri generali

Sull'area di Stazione sono state eseguite un certo numero di prove al fine di ricostruire il modello geologico di riferimento:

- n. 1 prove CPTU;
- n. 1 indagine sismica di tipo tomografico (TR).

Ci si è ulteriormente basati su alcune indagini stratigrafiche e penetrometriche di bibliografia come raffronto a quanto puntualmente rilevato.

L' area di studio ricade in un ambiente di piana deltizia, che nello specifico trattasi di litotipi argillo-limosi con sostanza organica (torba), ovvero di terreni tipici dei depositi di palude in area interdistributrice con la presenza di una traccia di alveo fluviale abbandonato certa.

L' unità geologica è la AES8a, ovvero un' 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. Al tetto l'unità presenta localmente un suolo calcareo poco sviluppato di colore grigio-giallastro.

Dalla 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 fino ad una profondità variabile di -5,00/-9,00 m dal p.c.

Il modello geotecnico può essere descritto dalla stratigrafia seguente:

- **Orizzonte 1:** da -0,00 m a -8,70 m dal p.c.

Litotipi argillosi con probabile presenza di sostanza organica/torba a componente coesiva prevalente. I valori di Q_c sono mediamente compresi tra 5 e 10 kg/cm².

CPT2

CPT2(falda -1,40)												
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 argillosi con probabile presenza di sostanza organica	γ (k)	1,85	γ (k)	0,49	Cu (k)	0,15	OCR (k)	2,59	Eu50 (k)	25,29	Mo (k)
γ (media)		1,85	γ (media)	0,52	Cu (media)	0,19	OCR (media)	5,93	Eu50 (media)	37,11	Mo (media)	10,87
γ (min)		1,85	γ (min)	0,46	Cu (min)	0,05	OCR (min)	0,60	Eu50 (min)	7,00	Mo (min)	2,00
γ (max)		1,85	γ (max)	0,92	Cu (max)	0,64	OCR (max)	86,70	Eu50 (max)	177,00	Mo (max)	48,00
STRATO 2 Litotipi limosi e argillo-limosi localmente intercalati a livelli maggiormente sabbiosi e limo-sabbiosi	γ (k)	0,91	Cu (k)	0,94	OCR (k)	9,74	Eu50 (k)	161,04	Mo (k)	78,39		
	γ (media)	0,94	Cu (media)	1,04	OCR (media)	10,77	Eu50 (media)	177,00	Mo (media)	91,00		
	γ (min)	0,89	Cu (min)	0,91	OCR (min)	9,50	Eu50 (min)	157,00	Mo (min)	75,00		
	γ (max)	0,97	Cu (max)	1,10	OCR (max)	11,60	Eu50 (max)	187,00	Mo (max)	99,00		
CPT2(falda -1,40)												
frazione	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 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 0,50
	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 2 Litotipi limosi e argillo-limosi localmente intercalati a livelli maggiormente sabbiosi e limo-sabbiosi	Dr(k)	37,72	ϕ (k)	28,34	E'50 (k)	46,60	Mo (k)	83,43	c' 0,05	ϕ' 29,00	kW 2,40	v 0,35
	Dr (media)	41,00	ϕ (media)	28,75	E'50(media)	52,25	Mo (media)	93,75				
	Dr (min)	35,00	ϕ (min)	28,00	E'50 (min)	42,00	Mo (min)	75,00				
	Dr (max)	43,00	ϕ (max)	29,00	E'50 (max)	57,00	Mo (max)	102,00				

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;
2. Stabilizzazione meccanica del piano di posa del rilevato, che, nel caso di portanza di terreno idonea, può avvenire per mezzo di rulli vibranti. Qualora la portanza del terreno sia troppo bassa, si può eseguire un consolidamento del primo strato (profondità 1÷2 metri) per mezzo di bonifica. Nei casi peggiori, un consolidamento profondo (per profondità maggiori di 2÷3 metri) per mezzo di prearico più eventuali drenaggi profondi, per accelerare il processo di consolidazione; o per mezzo di altri consolidamenti 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.

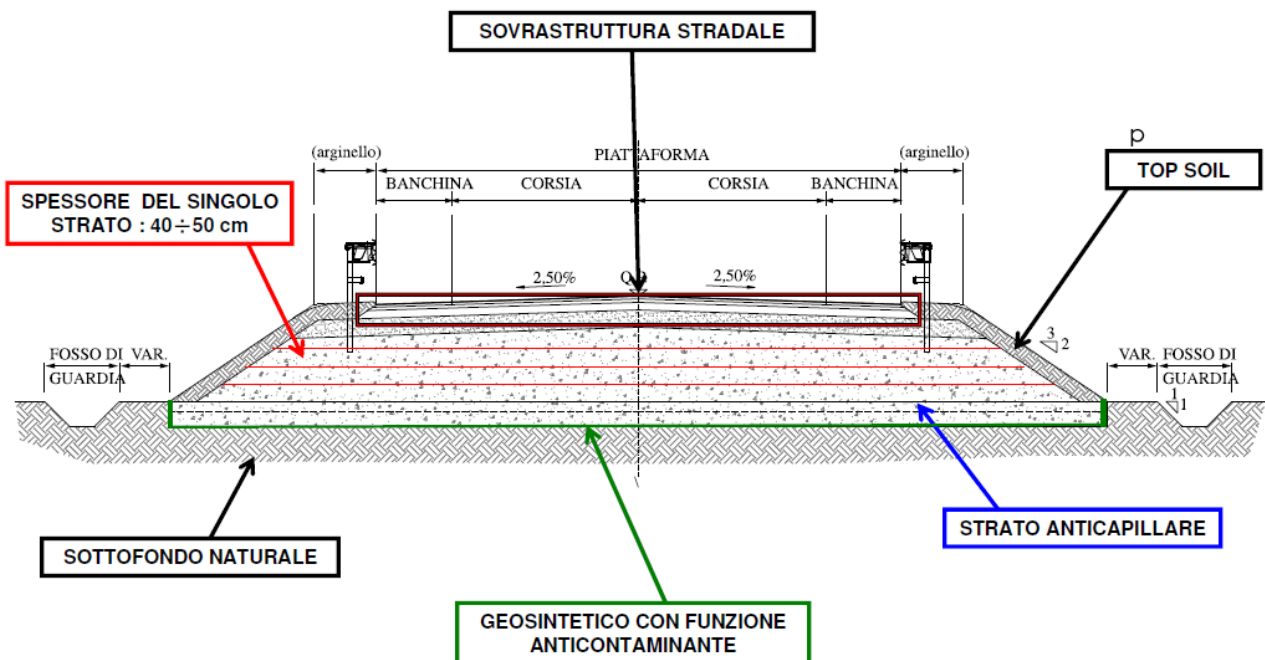


Figura 6-3 sezione tipologica di rilevato

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 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	Moito elevato		
Permeabilità	Elevata			Media o scarsa			Scarsa o nulla						

Figura 6-4 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].

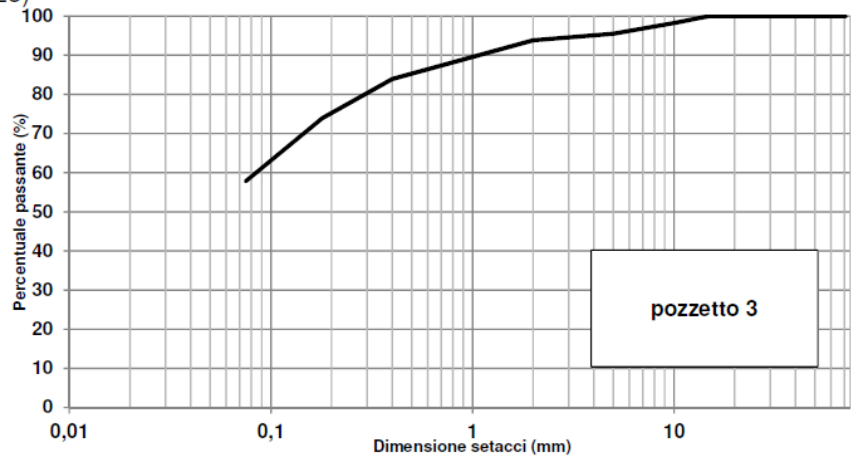
IG è sempre compreso in un range di valori tra 0 e 20, dove

- 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 6-5 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

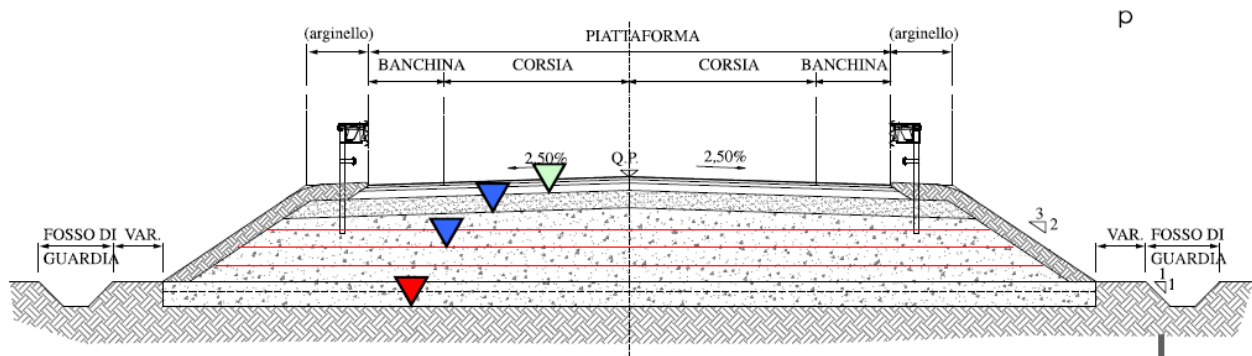
$$M_d = \frac{\Delta p}{\Delta w} \cdot d$$

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 $M_d/M_{d'} > 0,5$

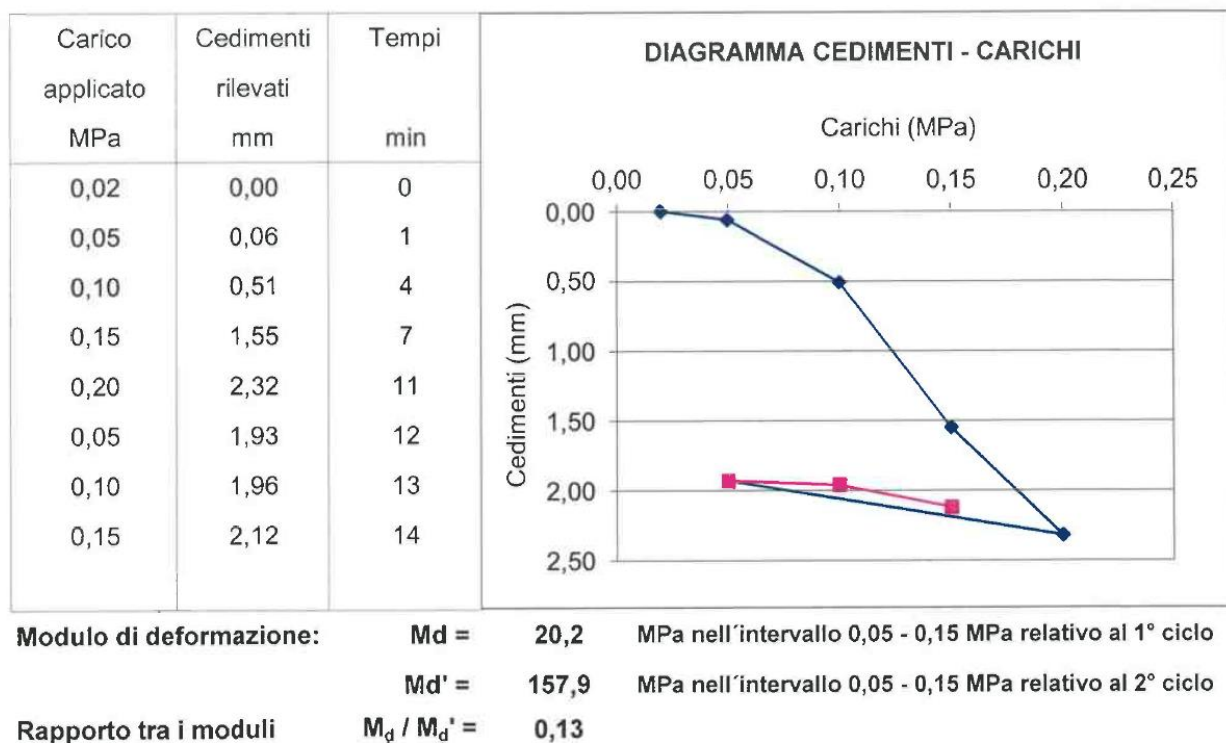


Figura 6-6 esempio di rapporto di prova a doppio ciclo (con valori scadenti)

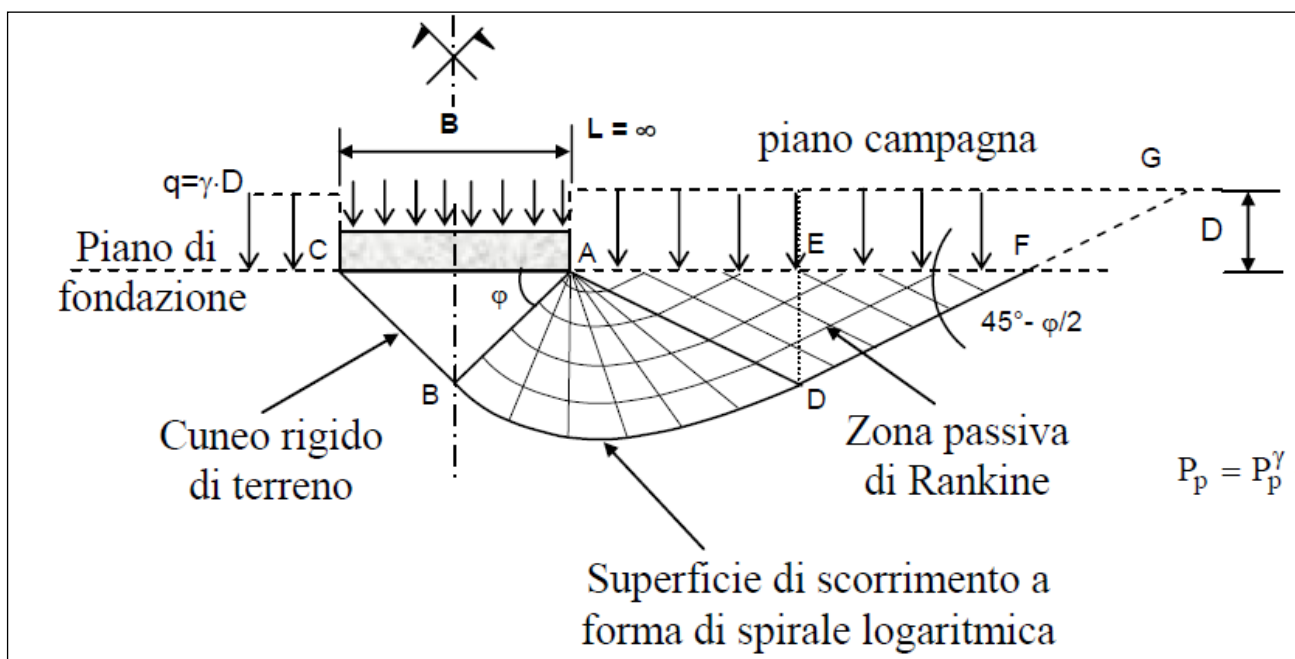
6.3.4 Verifiche Geotecniche

6.3.4.1 Verifiche di capacità portante del rilevato

Il substrato sul quale verranno fondate le strutture di stazione coincide con il rilevato; si caratterizza dal punto di vista geotecnico, come deposito granulare sciolto – sabbioso/gliaioso 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:

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

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 (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:

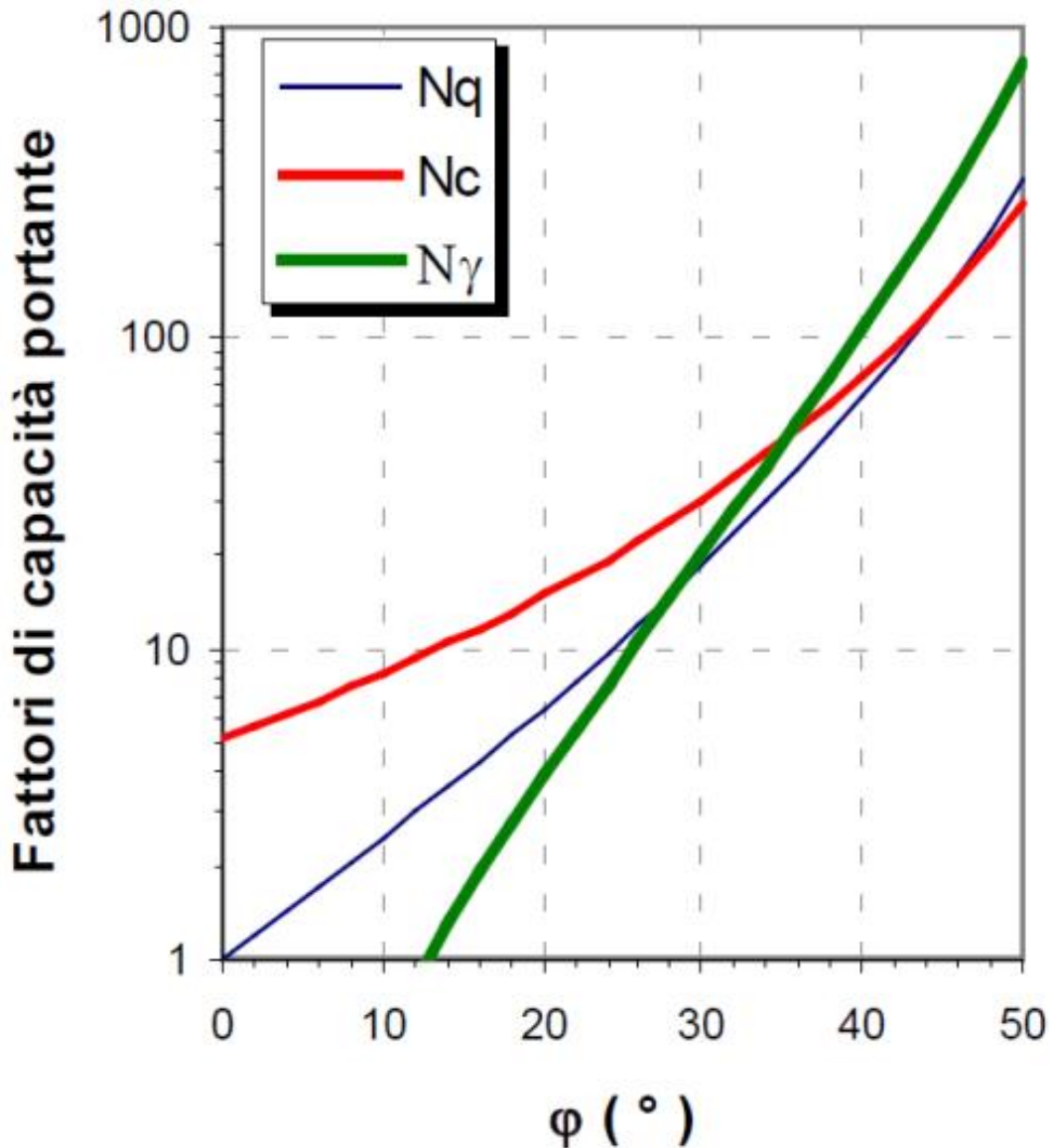


Figura 6-7 Fattori di capacità portante in funzione dell'angolo di attrito del terremoto

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:

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

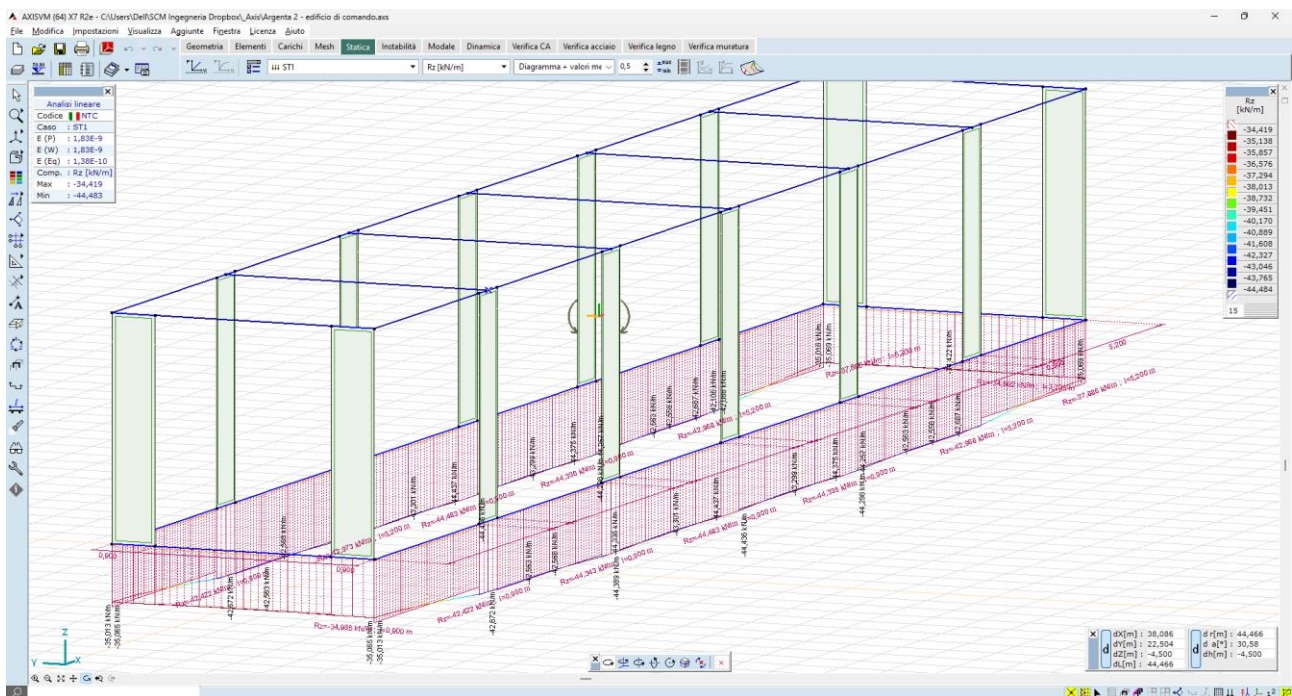
i coefficienti di cui sopra modificano i risultati numerici rispetto al modello generico che invece si applica alla striscia indefinita:

Tabella 15.1: Fattori di forma (Vesic, 1975)

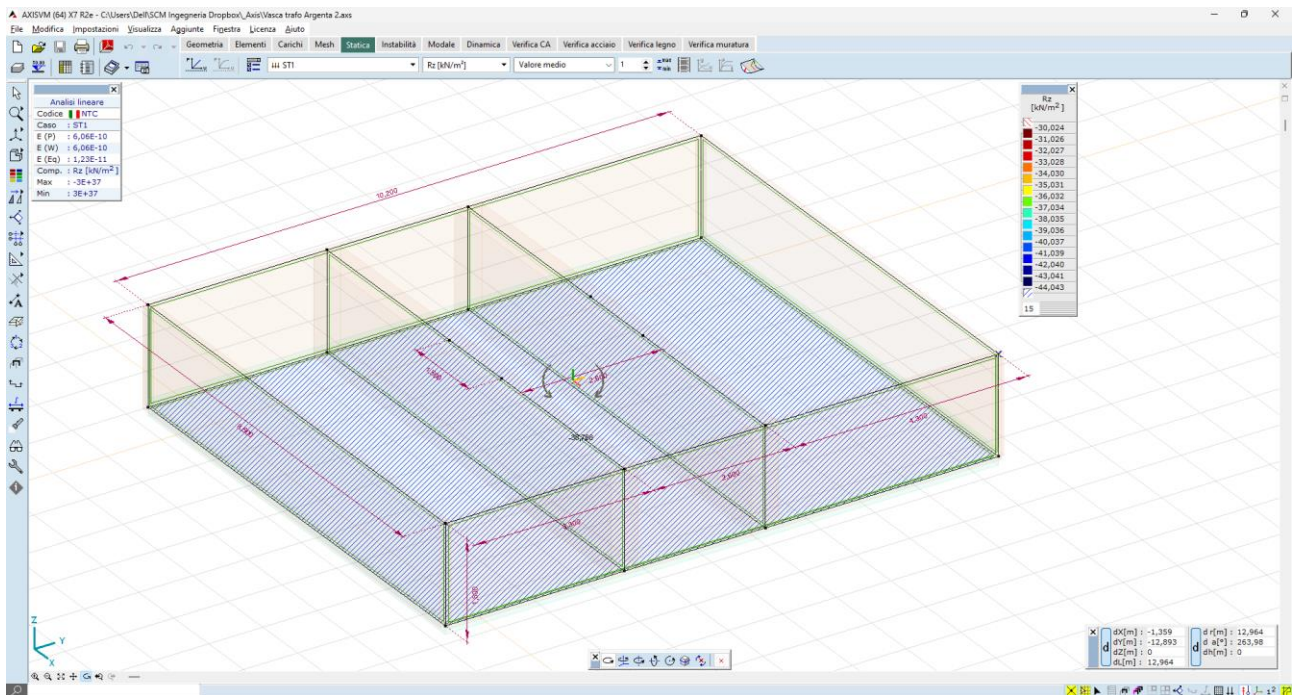
Forma della fondazione	s_c	s_q	s_γ
Rettangolare	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$	$1 - 0,4 \cdot \frac{B'}{L'}$
Circolare o quadrata	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \tan \phi$	0,6

Le apparecchiature di Stazione si attestano all'interno del corpo del rilevato, senza raggiungere i piani geostatici dei terreni; come già evidenziato dalle prime valutazioni di carattere strutturale, le tensioni indotte sono dell'ordine di

- circa **37 kN/mq** per l'edificio di comando:



- circa **38 kN/mq** per le fondazioni trafo:



Le tensioni sono compatibili con i valori di carico limite del sedime costituito dal rilevato in terra, compattato, come di seguito dimostrato:

Dati di progetto

Insert "larghezza fondazione"	B	1,20	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	°
	N_γ	22,40	
Fattori di capacità portante	N_q	18,40	
	N_c	30,14	
	S_γ	0,93	
Fattori di forma	S_q	1,10	
	S_c	1,11	

Risultati

Carico limite	Q lim	6,69	daN/cm ²
Carico ammissibile	Q lim/3	2,13	daN/cm ²

Esito verifiche

Carico esercizio	Q es	38,00	kN/m ²
Carico ammissibile	Q adm	213,00	kN/m ²
Fattore sicurezza	Fs	8,10	OK

6.3.4.2 Meccanismi di stabilità globale: interazione rilevato-substrato

Il substrato sul quale verrà attestato il rilevato, e dunque la stazione, è caratterizzato da:

- Sedimi argillosi e argillo-limosi caratterizzati da una probabile presenza di sostanza organica/torba fino ad una profondità variabile di -4,00/-7,00 e persino fino a -10,50 m dal p.c.

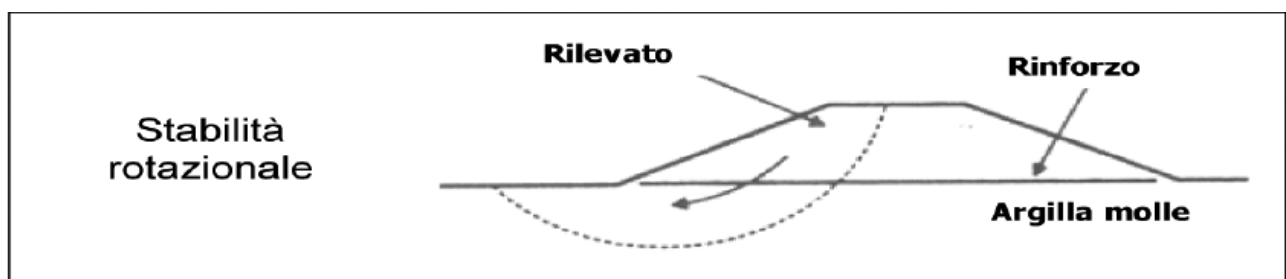
Il piano posto a -50cm da p.c. subisce un sovraccarico di progetto pari a:

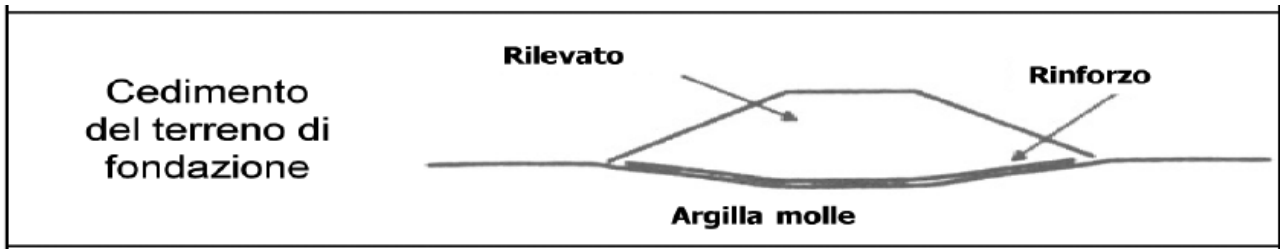
$$\Delta Q = 18,0 \text{ kN/mc} \times 2,0\text{mt} = 36,0 \text{ kN/mq}$$

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.

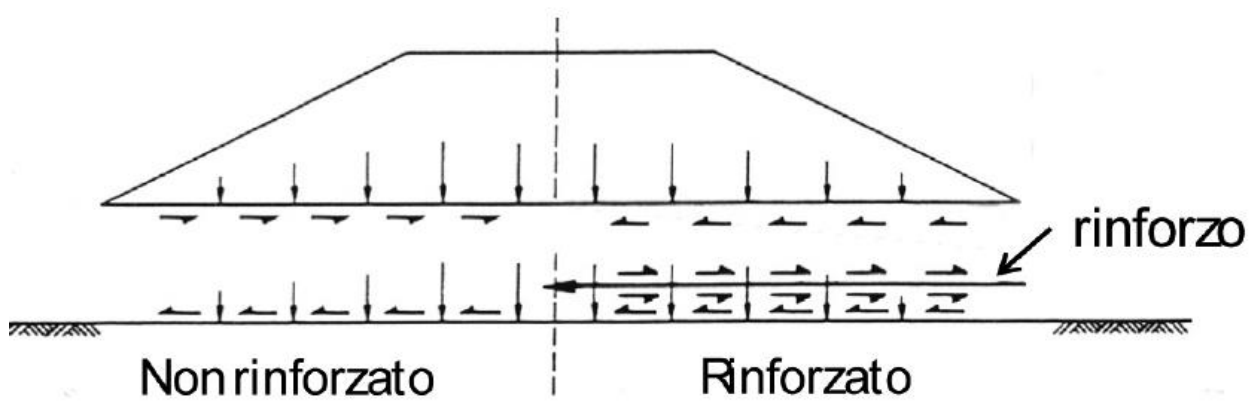




Figura 6-8 immagine esemplificativa (fonte google) dell'applicazione di geogridia di rinforzo alla base del rilevato

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.