

# Hybrid Energy S.r.l.

**Impianto agro-fotovoltaico da 64.470 kWp  
(50.000 kW in immissione) ed opere connesse**

**Comuni di Grazzanise e Falciano del Massico (CE)**

**Progetto Definitivo dell'Impianto agro-fotovoltaico**

Allegato 09 – Relazione geotecnica



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

Rev. 0

Febbraio 2022

**wood.**

## Indice

<b>1</b>	<b>Introduzione</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>Inquadramento geografico</b>	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>Contesto geologico di riferimento</b>	<b>5</b>
<b>4</b>	<b>Caratterizzazione meccanica dei terreni</b>	<b>6</b>
4.1	AREA 1	6
4.2	AREA 2	8
4.3	AREA 3	9
4.4	AREA 4	10
<b>5</b>	<b>Caratterizzazione sismica del sito</b>	<b>11</b>
<b>6</b>	<b>Verifiche geotecniche</b>	<b>13</b>
6.1	<b>STRUTTURA (1): Pali fondazione trackers</b>	<b>13</b>
6.1.1	Scelte progettuali sulla modalità di infissione	15
6.1.2	Verifiche geotecniche	16
6.1.3	Carico limite verticale	17
6.1.4	Carico limite orizzontale	18
6.1.5	Analisi del palo in condizioni di esercizio: Metodo degli elementi finiti	19
6.1.6	Carico di uplift	21
6.2	<b>STRUTTURA (2): Fondazioni cabine (sopraelevate e non)</b>	<b>23</b>
6.2.1	Verifiche di capacità portante	25
6.3	<b>STRUTTURA (3): Edificio ricovero mezzi</b>	<b>28</b>

**Questo documento è di proprietà di Hybrid Energy 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 Hybrid Energy S.r.l.**

## 1 Introduzione

Su incarico della Hybrid Energy S.r.l., lo scrivente ingegnere Daniele Cavallo, iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Brindisi al n. 1220, ha redatto la presente relazione geotecnica relativa ad un progetto per realizzazione di un Impianto agro-fotovoltaico da 64.470 kWp (50.000 kW in immissione) e relative opere di connessione, ubicato nei comuni di Falciano del Massico e Grazzanise (CE).

Il modello geologico del sito è stato elaborato dai dott. geol. Pasquale Iavarone, iscritto all'Ordine dei Geologi della Campania n° 493, e dal dott. geol. Vincenzo Iavarone, iscritto all'Ordine dei Geologi della Campania n° 2747; i contenuti di dettaglio sono consultabili nella "Relazione geologica" in Allegato 07 al progetto definitivo dell'Impianto agro-fotovoltaico.

Sono state svolte delle indagini per la caratterizzazione geomeccanica delle aree di sedime, e per fornire indicazioni circa la stabilità morfologica e gli eventuali rischi legati alla pericolosità idraulica delle aree interessate dagli interventi previsti così da definire la compatibilità del progetto.

Per ognuna delle quattro aree di cui è composto l'impianto, sono state eseguite le indagini in situ di seguito specificate:

- N. 1 prova penetrometrica dinamica pesante (DPSH)
- N. 1 prove sismica di superficie (MASW)
- N. 1 prova sismica a rifrazione con metodo G.R.M.
- N. 1 prova di permeabilità con metodo Lefranc.

## 2 Inquadramento geografico

La superficie complessiva dei terreni su cui si svilupperà l'impianto agro-fotovoltaico è di circa 101,3 ha, suddivisa in n. 4 aree geograficamente dislocate come di seguito:

- **Area 1** nel comune di Falciano del Massico;
- **Area 2** nel comune di Falciano del Massico;
- **Area 3** nel comune di Grazzanise;
- **Area 4** nel comune di Grazzanise.

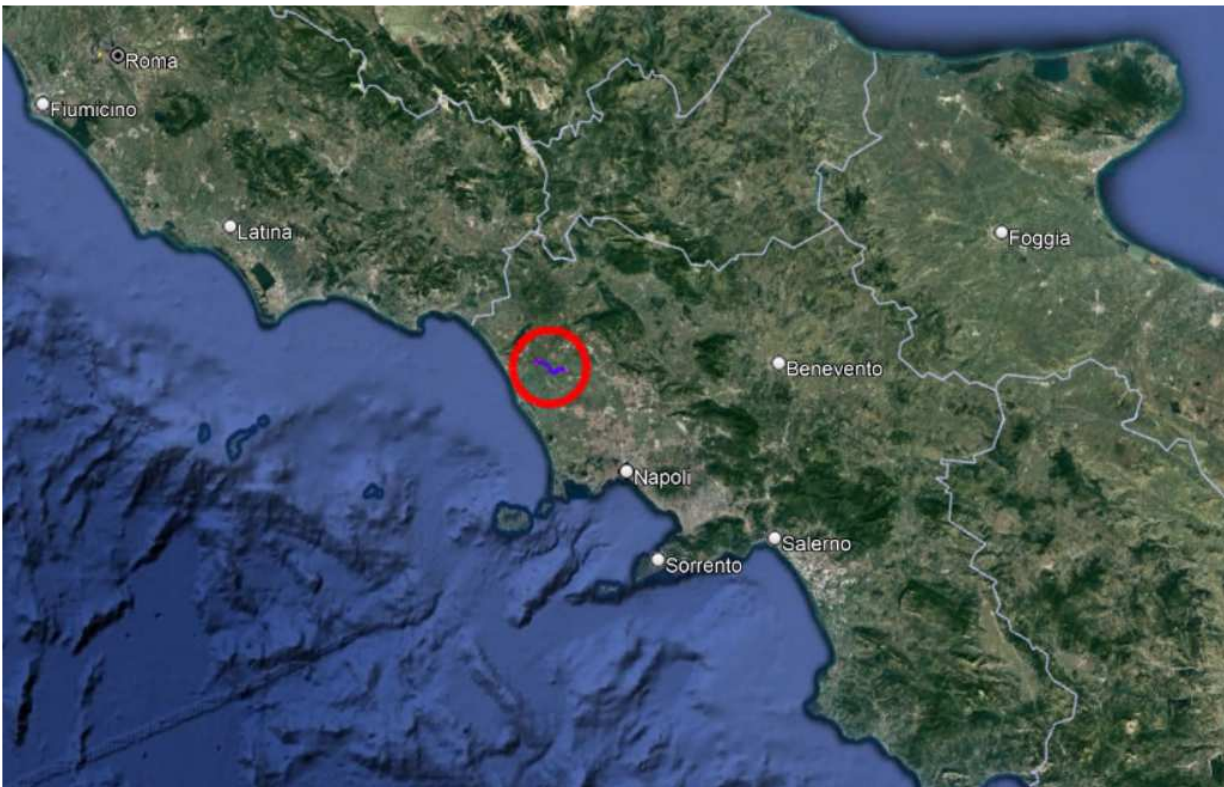
I terreni situati nel Comune di Falciano del Massico (CE) contraddistinti con la sigla "Area 1" sono riportati in catasto al Foglio 117 P.IIe 10-11-12-78-5017-5019-5021 del Comune di Carinola (CE); quelli contraddistinti con la sigla "Area 2" sono riportati in catasto al Foglio 113 P.IIe 5-11-13-19- 20-21-35-5006 del Comune di Carinola (CE).

I terreni situati nel Comune di Grazzanise (CE) contraddistinti con la sigla "Area 3" sono riportati in catasto al Foglio 4 P.IIe 40-72-73-96-97-98-99-100-101-102-103-104-105-116; quelli contraddistinti con la sigla "Area 4" sono riportati in catasto al Foglio 18 P.IIe 3-72-94-98-103-106- 107-108-109-111-112-113-114-115-153-5016.

L'impianto agro-fotovoltaico (inteso l'insieme delle strutture fotovoltaiche e le cabine di trasformazione) insiste su tutte e quattro le aree in esame, mentre l'impianto di utenza insiste sulla porzione Nord dell'area 1.

Il tutto è rappresentato nelle immagini seguenti.





**Figura 2-1: Ubicazione dell'impianto (fonte Google Earth)**



**Figura 2-2: Suddivisione dell'impianto agro-fotovoltaico in aree**

### 3 Contesto geologico di riferimento

Le peculiarità geologiche dei terreni di sedime oggetto del presente studio sono di seguito riassunte:

- ✓ I terreni di sedime sono costituiti da depositi alluvionali di colmata della Piana del Volturno costituiti essenzialmente da sabbie, limi, sabbie limose e limi argillosi.
- ✓ Le aree in esame, situate ad una quota topografica variabile tra i 6,00 e i 12,00 metri s.l.m., si presentano nel complesso pianeggianti e non interessate da movimenti franosi sia superficiali che profondi (in atto o potenziali) per cui si ritengono geomorfologicamente stabili.
- ✓ Dal punto di vista Idrogeologico, le aree in esame fanno parte della "Unità Idrogeologica della Piana Campana"; dai dati riportati in bibliografia si evince che le differenti caratteristiche granulometriche e di permeabilità dei terreni del sottosuolo oggetto di studio determinano una continuità idraulica tra i materiali piroclastico-alluvionali dell'acquifero di base e i sovrastanti terreni alluvionali più recenti, per cui la falda risulta semiconfinata o libera; la falda acquifera superficiale (di scarsa produttività) si rinviene ad una profondità variabile tra i 2,00-4,00 metri dal p.c., profondità suscettibile di oscillazioni stagionali tra il periodo estivo e quello invernale, mentre una cospicua falda basale si rinviene intorno ai 20,00 metri dal p.c..
- ✓ Dal punto di vista geomorfologico, tutte le aree oggetto di studio non ricadono nella fascia a Rischio Frane come evidenziato nella "Carta Rischio Frana" del PSDA redatta dall'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale dei Fiumi Liri, Garigliano e Volturno; l'Area 3 e l'Area 4 del territorio del Comune di Grazzanise (CE) rientrano però nella Fascia R (Fascia Retroarginale) con grado di potenziale instabilità legato alla distanza dal Fiume Volturno, mentre l'Area 1 e l'Area 2 del Comune di Falciano del Massico (CE) non rientrano nella Fascia R.
- ✓ In riferimento alla Pericolosità Idraulica e Rischio Idraulico, dalla consultazione del Piano di Gestione del Rischio Alluvione (PGRA) dell'Autorità di Bacino del Distretto Idrografico dell'Appennino Meridionale, si fa presente quanto segue:
  - l'Area 1 ubicata nel Comune di Falciano del Massico ricade parzialmente in aree a pericolosità di alluvione "Media" e "Bassa" e con Rischio R1 e R2;
  - l'Area 2 ubicata nel Comune di Falciano del Massico non ricade in nessuna perimetrazione;
  - l'Area 3 e l'Area 4 ubicati nel Comune di Grazzanise rientrano in aree a pericolosità di alluvione "Media" e a Rischio R2; l'Area 3 ricade parzialmente ad aree con rischio inferiore R1;
- ✓ Le stratigrafie, ricavate dall'esecuzione delle prove penetrometriche e di permeabilità, hanno confermato la presenza nel sottosuolo di terreni sabbiosi e limosi e limo-argillosi; per la valutazione delle caratteristiche geomeccaniche dei litotipi attraversati, si rimanda alla lettura dei dati delle tabelle mostrate nel successivo par. 4.

Per quanto detto in riferimento alle caratteristiche geomorfologiche, idrogeologiche, geotecniche e sismiche dei terreni investigati, si conferma la compatibilità geologica del progetto agrofotovoltaico.

Per gli interventi che ricadono nelle aree caratterizzate da Pericolosità Idraulica e Rischio Idraulico si rimanda alla Relazione Idraulica per il progetto agro-fotovoltaico in oggetto.

## 4 Caratterizzazione meccanica dei terreni

La campagna di indagini geognostiche, pianificata per il presente progetto, ha indagato le aree di sedime sulle quali sono previste le principali interazioni fra la struttura ed il terreno.

Per ognuna delle quattro aree che compongono l'impianto, sono state eseguite le indagini in situ di seguito specificate:

- N. 1 prova penetrometrica dinamica pesante (DPSH)
- N. 1 prove sismica di superficie (MASW)
- N. 1 prova sismica a rifrazione con metodo G.R.M.
- N. 1 prova di permeabilità con metodo Lefranc.

Di seguito vengono forniti i risultati principali della caratterizzazione meccanica delle aree di sedime, suddivise per le aree di impianto.

L'ubicazione, le metodologie di indagine ed i report dettagliati delle prove eseguite sono riportati nella allegata Relazione Geologica.

### 4.1 AREA 1

L'area oggetto di intervento rientra solo marginalmente nelle "Aree di Pericolosità Alluvione bassa e media"

Queste aree sono sottoposte alle "Misure di Salvaguardia per aree soggette a pericolosità idraulica" dell'Autorità di Bacino dei Fiumi Liri – Garigliano e Volturno.

L'area oggetto di intervento rientra solo marginalmente nelle fasce di Rischio Alluvione R1 ed R2.

Per gli interventi ricadenti in queste aree (R1 ed R2) si rimanda alla consultazione dei vincoli preposti dalle "Norme di Attuazione" della Variante al PSDA - Basso Volturno - dell'Autorità di Bacino dei Fiumi Liri-Garigliano e Volturno.

#### Stratigrafia di riferimento

Orizzonte A	0,00 – 0,60	Terreno vegetale	--
Orizzonte B	0,60 – 2,40	Materiale di natura alluvionale: limi, sabbie fini, sabbie limose Granulometria: sabbie e limi Grado di addensamento: molto sciolto	Nspt =2
Orizzonte C	2,40 – 3,00	limi sabbiosi e limi argillosi Granulometria: limi sabbiosi Grado di addensamento: sciolto	Nspt =6
Orizzonte D	3,00 – 9,00	Vari strati di sabbie, limi e sabbie ghiaiose con inclusioni di piccole pomice. Granulometria: sabbie e ghiaie Grado di addensamento: molto sciolto	Nspt =3

Parametri geotecnici di riferimento

<i>Orizzonte</i>	<i>N<sub>spt</sub></i>	<i>R<sub>p</sub></i>	$\Phi$	<i>Dr</i>	<i>E</i>	<i>C*</i>	$\gamma^*$
<i>stratigrafico</i>	<i>Media numero colpi</i>	<i>Media Resistenza alla punta (Kg/cmq)</i>	<i>Angolo di attrito (gradi)</i>	<i>Densità relativa (%)</i>	<i>Modulo di deform. o edometrico (Kg/cmq)</i>	<i>Coesione (Kg/cmq)</i>	<i>Peso di volume (g/cm<sup>3</sup>)</i>
<b>A</b>	---	---	---	---	---	---	---
<b>B</b>	<b>2</b>	8	25	24	24	0,00	1,20
<b>C</b>	<b>6</b>	23	30	43	69	0,00	1,40
<b>D</b>	<b>3</b>	10	28	31	30	0,00	1,30
<b>E</b>	<b>7</b>	21	31	46	63	0,00	1,40

Con la profondità varia sia lo stato di addensamento che i valori dei parametri geotecnici dei litotipi investigati; difatti i terreni, al di sotto dello spessore di terreno vegetale (orizzonte A), sono caratterizzati da uno scarso grado di addensamento e scadenti valori dei parametri geotecnici fino a circa 9,30 m di profondità rispetto all'attuale quota del piano campagna (orizzonti B, C e D delle tabelle); seguono strati sabbiosi e limosi e limi-argillosi caratterizzati da un modesto grado di addensamento e mediocri valori dei parametri geomeccanici fino alla profondità investigata di 13,20 m dal p.c. (orizzonte E delle tabelle)

Dall'analisi del valore del Coefficiente di Permeabilità si evince che i terreni in esame rientrano, dal punto di vista granulometrico, nel campo delle sabbie aventi una buona capacità di drenaggio.

## 4.2 AREA 2

Come riportato nella Cartografia del PGRA, l'area oggetto di intervento non rientra nelle aree di Pericolosità Alluvione. Come si evince dalla suindicata Cartografia del PGRA, l'area in esame non rientra nelle aree a Rischio Alluvione.

### Stratigrafia di riferimento

Orizzonte A	0,00 – 0,60	Terreno vegetale	--
Orizzonte B	0,60 – 3,90	Materiale di natura alluvionale: limi, sabbie fini, sabbie limose Granulometria: sabbie e limi Grado di addensamento: molto sciolto	Nspt =2
Orizzonte C	3,90 – 6,00	limi sabbiosi e limi argillosi Granulometria: limi sabbiosi Grado di addensamento: sciolto	Nspt =7
Orizzonte D	6,00 – 6,90	Vari strati di sabbie, limi e sabbie ghiaiose con inclusioni di piccole pomice. Granulometria: sabbie e ghiaie Grado di addensamento: molto sciolto	Nspt =12

### Parametri geotecnici di riferimento

<i>Orizzonte stratigrafico</i>	<i>Nspt</i> <i>Media</i> <i>numero</i> <i>colpi</i>	<i>Rp</i> <i>Media Resistenza</i> <i>alla punta</i> <i>(Kg/cmq)</i>	$\Phi$ <i>Angolo di attrito</i> <i>(gradi)</i>	<i>Dr</i> <i>Densità relativa</i> <i>(%)</i>	<i>E</i> <i>Modulo di deform.</i> <i>o edometrico</i> <i>(Kg/cmq)</i>	<i>C*</i> <i>Coesione</i> <i>(Kg/cmq)</i>	$\gamma^*$ <i>Peso di volume</i> <i>(g/cm<sup>3</sup>)</i>
<b>A</b>	---	---	---	---	---	---	---
<b>B</b>	<b>2</b>	8	25	24	24	0,00	1,20
<b>C</b>	<b>7</b>	26	31	47	78	0,00	1,40
<b>D</b>	<b>12</b>	42	33	61	126	0,00	1,50
<b>E</b>	<b>7</b>	21	31	46	63	0,00	1,40

Con la profondità varia sia lo stato di addensamento che i valori dei parametri geotecnici dei litotipi investigati; difatti i terreni, al di sotto dello spessore di terreno vegetale (orizzonte A), sono caratterizzati da uno scarso grado di addensamento e scadenti valori dei parametri geotecnici fino a circa 3,90 m di profondità rispetto all'attuale quota del piano campagna (orizzonte B); seguono strati sabbiosi e limosabbiosi in parte argillosi caratterizzati da un modesto grado di addensamento e mediocri valori dei parametri geomeccanici fino alla profondità investigata di 10,20 m dal p.c. (vedi orizzonti C-D- E delle tabelle).

Dall'analisi del valore del Coefficiente di Permeabilità si evince che i terreni in esame rientrano, dal punto di vista granulometrico, nel campo delle sabbie aventi una buona capacità di drenaggio.



### 4.3 AREA 3

L'area oggetto di intervento rientra nelle "Aree di Pericolosità Alluvione media"

Queste aree sono sottoposte alle "Misure di Salvaguardia per aree soggette a pericolosità idraulica" dell'Autorità di Bacino dei Fiumi Liri – Garigliano e Volturno

Riguardo il Rischio Alluvione, l'area in esame rientra nelle "Aree a Rischio Alluvione basso R1 e medio R2". Per interventi ricadenti in queste aree si rimanda alla consultazione dei vincoli preposti dalle "Norme di Attuazione" della Variante al PSDA - Basso Volturno - dell'Autorità di Bacino dei Fiumi Liri-Garigliano e Volturno.

#### Stratigrafia di riferimento

Orizzonte A	0,00 – 0,60	Terreno vegetale	--
Orizzonte B	0,60 – 1,20	Materiale di natura alluvionale: limi, sabbie fini, sabbie limose Granulometria: sabbie e limi Grado di addensamento: molto sciolto	Nspt =4
Orizzonte C	1,20 – 2,40	limi sabbiosi e limi argillosi Granulometria: limi sabbiosi Grado di addensamento: sciolto	Nspt =8
Orizzonte D	2,40 – 7,20	Vari strati di sabbie, limi e sabbie ghiaiose con inclusioni di piccole pomici. Granulometria: sabbie e ghiaie Grado di addensamento: molto sciolto	Nspt =5

#### Parametri geotecnici di riferimento

<i>Orizzonte stratigrafico</i>	<i>Nspt</i> <i>Media numero colpi</i>	<i>Rp</i> <i>Media Resistenza alla punta</i> <i>(Kg/cmq)</i>	$\Phi$ <i>Angolo di attrito</i> <i>(gradi)</i>	<i>Dr</i> <i>Densità relativa</i> <i>(%)</i>	<i>E</i> <i>Modulo di deform. o edometrico</i> <i>(Kg/cmq)</i>	<i>C*</i> <i>Coesione</i> <i>(Kg/cmq)</i>	$\gamma^*$ <i>Peso di volume</i> <i>(g/cm<sup>3</sup>)</i>
<b>A</b>	---	---	---	---	---	---	---
<b>B</b>	<b>4</b>	16	29	39	48	0,00	1,30
<b>C</b>	<b>8</b>	30	32	50	90	0,00	1,50
<b>D</b>	<b>5</b>	16	30	42	48	0,00	1,40
<b>E</b>	<b>6</b>	18	31	45	54	0,00	1,45

Con la profondità varia sia lo stato di addensamento che i valori dei parametri geotecnici dei litotipi investigati; difatti i terreni, al di sotto dello spessore di terreno vegetale (orizzonte A), sono caratterizzati da un modesto grado di addensamento e mediocri valori dei parametri geotecnici fino a circa 7,20 m di profondità rispetto all'attuale quota del piano campagna (orizzonti B-C e D delle tabelle); seguono strati sabbiosi e limosi e limo-argillosi caratterizzati da un sufficiente grado di addensamento e sufficienti valori dei parametri geomeccanici fino alla profondità investigata di 10,20 m dal p.c. (orizzonte E).

Dall'analisi del valore del Coefficiente di Permeabilità si evince che i terreni in esame rientrano, dal punto di vista granulometrico, nel campo delle sabbie e limi e/o sabbie limoso-argillose aventi una scarsa capacità di drenaggio.

#### 4.4 AREA 4

L'area oggetto di intervento rientra nelle "Aree di Pericolosità Alluvione media"

Queste aree sono sottoposte alle "Misure di Salvaguardia per aree soggette a pericolosità idraulica" dell'Autorità di Bacino dei Fiumi Liri – Garigliano e Volturno.

Riguardo il Rischio Alluvione, l'area in esame rientra nelle "Aree a Rischio Alluvione medio R2". Per interventi ricadenti in queste aree si rimanda alla consultazione dei vincoli preposti dalle "Norme di Attuazione" della Variante al PSDA - Basso Volturno - dell'Autorità di Bacino dei Fiumi Liri-Garigliano e Volturno.

##### Stratigrafia di riferimento

Orizzonte A	0,00 – 0,60	Terreno vegetale	--
Orizzonte B	0,60 – 1,80	Materiale di natura alluvionale: limi, sabbie fini, sabbie limose Granulometria: sabbie e limi Grado di addensamento: molto sciolto	Nspt =7
Orizzonte C	1,80 – 5,40	limi sabbiosi e limi argillosi Granulometria: limi sabbiosi Grado di addensamento: sciolto	Nspt =4
Orizzonte D	5,40 – 8,10	Vari strati di sabbie, limi e sabbie ghiaiose con inclusioni di piccole pomici. Granulometria: sabbie e ghiaie Grado di addensamento: molto sciolto	Nspt =12

##### Parametri geotecnici di riferimento

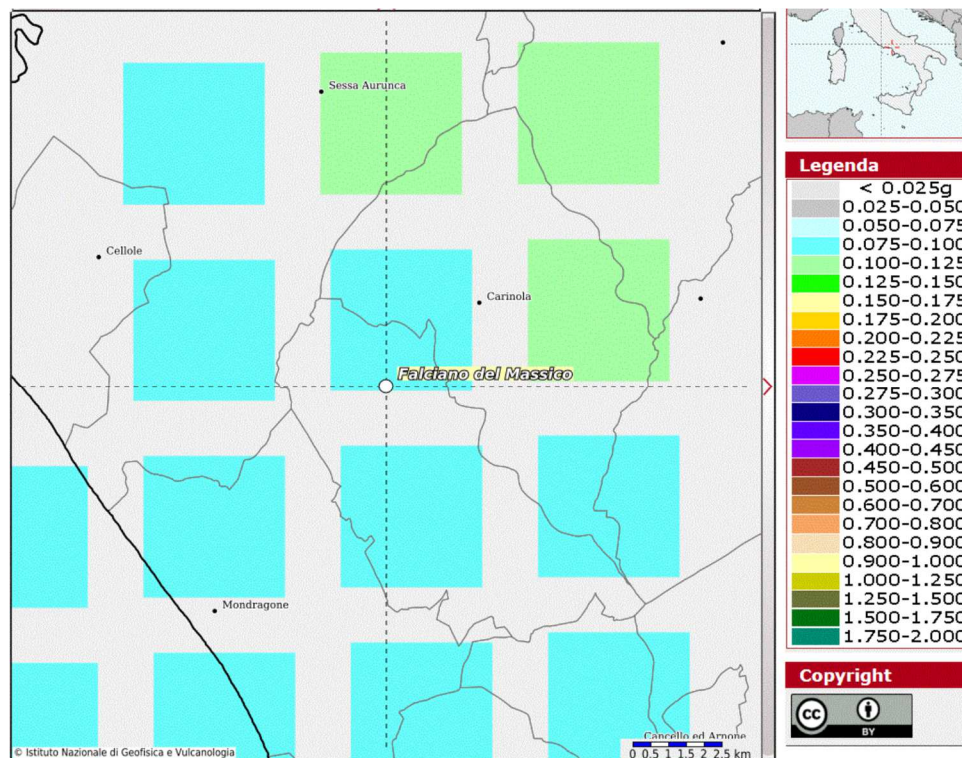
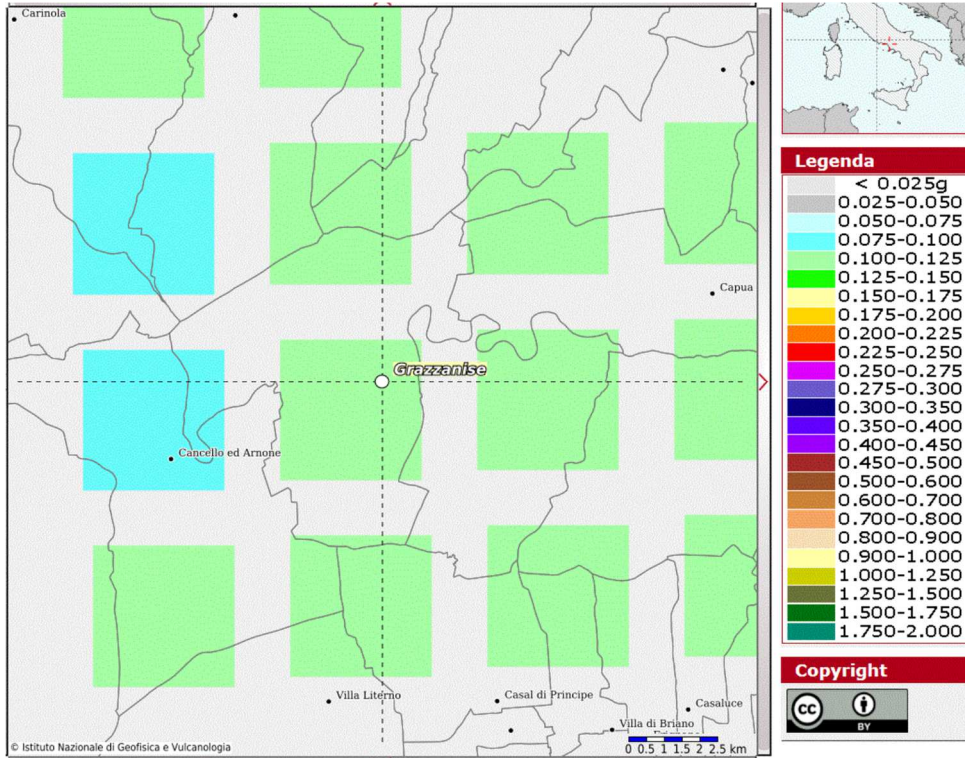
<i>Orizzonte stratigrafico</i>	<i>Nspt</i> <i>Media</i> <i>numero</i> <i>colpi</i>	<i>Rp</i> <i>Media Resistenza</i> <i>alla punta</i> <i>(Kg/cmq)</i>	$\Phi$ <i>Angolo di attrito</i> <i>(gradi)</i>	<i>Dr</i> <i>Densità relativa</i> <i>(%)</i>	<i>E</i> <i>Modulo di deform.</i> <i>o edometrico</i> <i>(Kg/cmq)</i>	<i>C*</i> <i>Coesione</i> <i>(Kg/cmq)</i>	$\gamma^*$ <i>Peso di volume</i> <i>(g/cm<sup>3</sup>)</i>
<b>A</b>	---	---	---	---	---	---	---
<b>B</b>	<b>7</b>	28	30	47	84	0,00	1,40
<b>C</b>	<b>4</b>	15	28	35	45	0,00	1,30
<b>D</b>	<b>12</b>	36	33	61	108	0,00	1,50
<b>E</b>	<b>21</b>	58	36	81	174	0,00	1,60

Con la profondità varia sia lo stato di addensamento che i valori dei parametri geotecnici dei litotipi investigati; difatti i terreni, al di sotto dello spessore di terreno vegetale (orizzonte A), sono caratterizzati da un modesto grado di addensamento e mediocri valori dei parametri geotecnici fino a circa 5,40 m di profondità rispetto all'attuale quota del piano campagna (orizzonti B e C delle tabelle); seguono strati limosi e limo-argillosi caratterizzati da un sufficiente grado di addensamento e sufficienti valori dei parametri geomeccanici fino alla profondità investigata di 10,20 m dal p.c. (orizzonti D-E delle tabelle).

Dall'analisi del valore del Coefficiente di Permeabilità si evince che i terreni in esame rientrano, dal punto di vista granulometrico, nel campo delle sabbie e limi e/o sabbie limoso-argillose aventi una scarsa capacità di drenaggio.

## 5 Caratterizzazione sismica del sito

Dal punto di vista Sismico, i territori dei Comuni di Grazzanise (CE) e Falciano del Massico (CE) sono classificati Zona Sismica di II<sup>a</sup> Categoria e riclassificati secondo l'OPCM 3274/03 ZONA SISMICA N°2; tale Zona Sismica n°2 è caratterizzata da una pericolosità sismica media, dove possono verificarsi terremoti di forte intensità.



Nelle aree di stretto interesse di studio sono state effettuate prove sismiche di superficie (MASW) al fine di procedere alla caratterizzazione e classificazione sismica dei terreni in ottemperanza all'OPCM 3274/03 e s.m. e D.M. 17/01/2018; i risultati sismici ottenuti hanno permesso di ricavare il valore  $V_{s,eq}$  (velocità equivalente nei primi 30 metri di profondità);

Le prove sismiche a rifrazione con metodo G.R.M., effettuate nelle aree in esame, hanno permesso di rilevare due strati di terreno con diverse velocità delle onde P e quindi diverso comportamento sismico; tali velocità indicano un evidente contrasto delle caratteristiche fisico-meccaniche tra i terreni superficiali che si presentano da scarsamente a mediamente addensati rispetto a quelli più profondi che presentano caratteristiche fisico-meccaniche decisamente migliori.

Dalle risultanze delle analisi sismiche eseguite con la metodologia precedentemente descritta, si evince:

	$V_{s,eq}$	Classe
Area N.1	219 m/sec	"C"
Area N.2	197 m/sec	"C"
Area N.3	185 m/sec	"C"
Area N.4	182 m/sec	"C"

I valori risultano compresi tra 180 e 360 m/sec per cui le aree in esame appartengono sismicamente ad una Categoria di Sottosuolo di tipo C *"Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s."*



## 6 Verifiche geotecniche

Le verifiche geotecniche si riferiscono ai volumi di terreno sui quali insistono le strutture di progetto, queste ultime descritte nell'elaborato Allegato 10 - "Calcoli preliminari strutture ed opere civili dell'Impianto agro-fotovoltaico" del Progetto Definitivo, e precisamente:

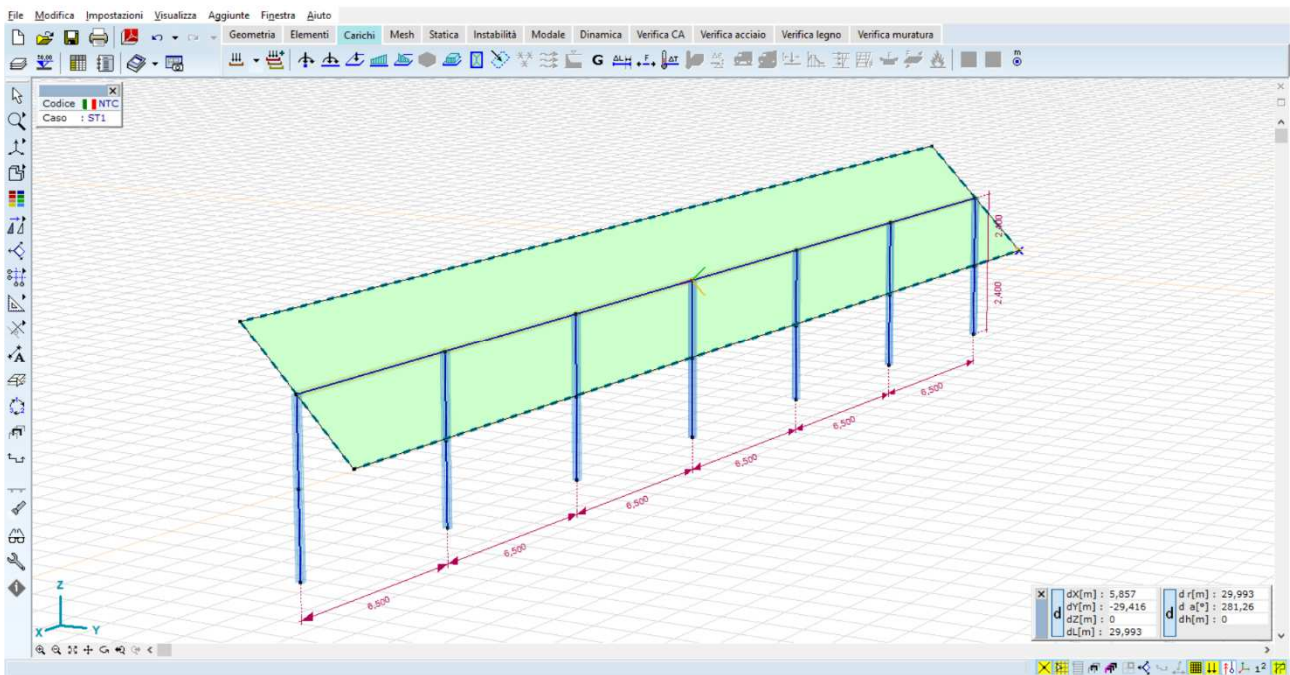
1. Struttura portante dei moduli fotovoltaici, ad inseguimento monoassiale – Tracker
2. Fondazioni delle cabine Power Station e power station sopraelevate
3. Edificio per ricovero mezzi agricoli

### 6.1 STRUTTURA (1): Pali fondazione trackers

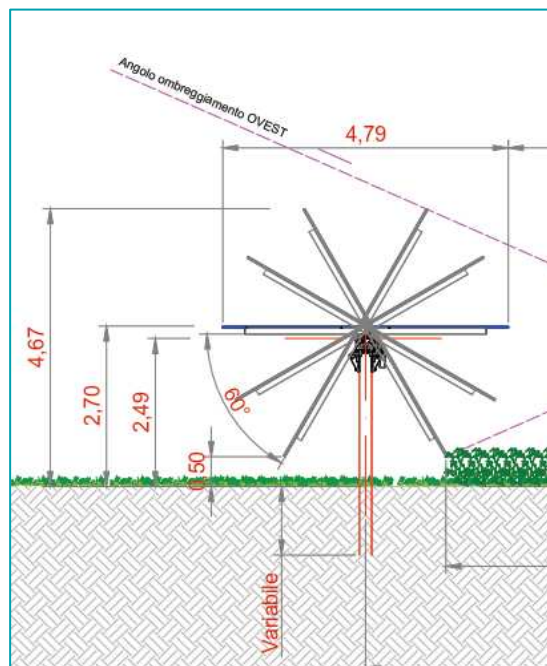
Le strutture sono ubicate in modo sparso su tutte le aree di impianto; i pali sono infissi per battitura fino alla profondità (stimata) di 2,5mt.



**Figura 6-1: Immagine esempio di una struttura portante dei moduli fotovoltaici**



**Figura 6-2: Modello di una struttura portante dei moduli fotovoltaici**



**Figura 6-3: Sezione della struttura portante dei moduli fotovoltaici**

## 6.1.1 Scelte progettuali sulla modalità di infissione

In virtù delle caratteristiche litologiche delle aree di sedime, si può ipotizzare con sufficiente confidenza che l'infissione dei pali venga effettuata per semplice battitura, fino alla profondità di circa 2,5-3 mt. La battitura consiste nell'infissione con apposita macchina battipalo dotata di maglio in testa.



**Figura 6-4: Infissione per battitura**

Tale scelta progettuale evita l'impiego di zavorre o di conglomerati cementizi all'interno del terreno; possiede, pertanto, requisiti di sostenibilità ambientale.

## 6.1.2 Verifiche geotecniche

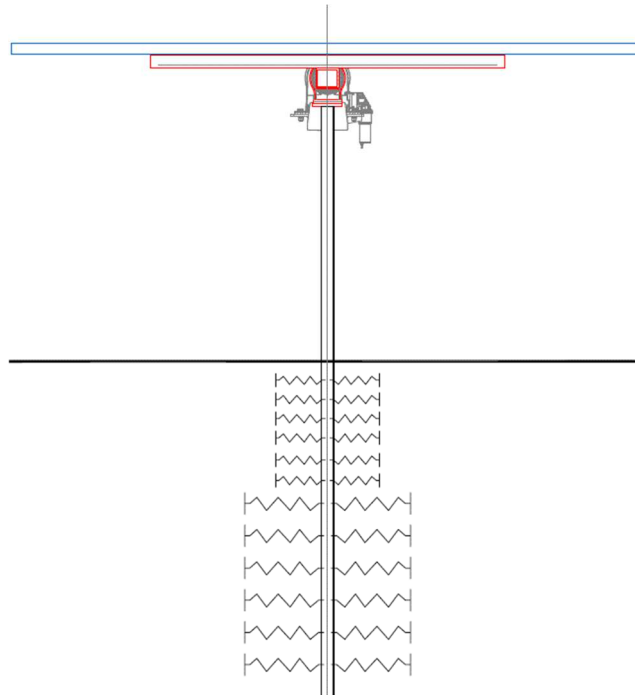
Il montante verticale ipotizzato nelle verifiche delle strutture fotovoltaiche è del tipo IPE200; i carichi laterali ultimi sono quelli ricavati dal calcolo delle strutture di elevazione (per i quali si rimanda all'elaborato all'Allegato 10 "Calcoli preliminari delle strutture ed opere civili dell'Impianto agro-fotovoltaico" del Progetto Definitivo).

Il meccanismo di interazione terreno-struttura può essere descritto da un sistema di molle orizzontali con valore di rigidità desunto dai parametri meccanici del terreno. Questo meccanismo può essere ritenuto rappresentativo sia per i pali infissi per battitura che per quelli infissi con pre-drilling.

Il substrato nel quale si prevede l'infissione per battitura, comune a tutte le aree, è modellato con due layers ai quali si attribuiscono differenti valori di rigidità:

- $k_{orizz} = 1250 \text{ kN/m}$  per il primo metro, ove si trova terreno vegetale, di caratteristiche meccaniche più scadenti;
- $k_{orizz} = 2550 \text{ kN/m}$  per i restanti 1,5 metri, ove si trovano i depositi alluvionali limo-sabbiosi.

Di seguito verranno descritti alcuni metodi analitici che modellano l'interazione terreno – struttura, i meccanismi resistenti ai carichi orizzontali e verticali (questi ultimi nei riguardi dello sfilamento), e verrà illustrato anche un modello FEM.



**Figura 6-5: Caratterizzazione terreno struttura a molle orizzontali**



## 6.1.3 Carico limite verticale

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso per battitura o pre-trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\phi' = \frac{3}{4}\phi + 10 \quad \text{per i pali infissi per battitura}$$

$$\phi' = \phi - 3^\circ \quad \text{per i pali pre-trivellati}$$

Ai fini del calcolo, il carico limite viene scomposto in due aliquote:

- Resistenza alla punta  $Q_p$
- Resistenza laterale  $Q_l$

A vantaggio di sicurezza si possono considerare trascurabili gli effetti della resistenza alla punta, in virtù della superficie della punta, che è trascurabile rispetto alla superficie laterale.

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata mediante la formula:

$$Q_l = (\alpha_c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

Dove:

- $A_l$  = superficie laterale del palo
- $f_w$  = fattore di restrizione della sezione, che per i pali fotovoltaici viene assunto pari a 1.
- $C$  = valore medio della resistenza a taglio non drenata
- $K$  = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento; che

per i pali infissi per battitura vale:

$$k = 1 - \tan^2 \phi$$

è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Tipo di Palo	k	
	Terreno sciolto	Terreno denso
<b>Acciaio</b>	0.5	1.0
<b>Cls</b>	1.0	2.0
<b>Legno</b>	1.0	3.0

mentre per i pali pre-trivellati vale:

$$k = 1 - \sin \phi$$

- $\delta$  è l'attrito palo-terreno, funzione della scabrezza della superficie del palo; per i pali infissi per battitura vale:

$$\delta = \frac{3}{4} * \tan \phi$$

mentre per i pali pre-trivellati vale:

$$\delta = \tan \phi$$

- $\alpha$  è il coefficiente di adesione, ricavabile dalle formule di seguito riportate:

coefficiente $\alpha$ per palo infisso per battitura	
<b>c= 2.5 – 5.0 t/mq</b>	c= 2.5 – 5.0 t/mq
<b>c= 5.0 – 10.0 t/mq</b>	c= 5.0 – 10.0 t/mq
<b>c= 10.0 – 15.0 t/mq</b>	c= 10.0 – 15.0 t/mq
<b>c= 15.0 – 20.0 t/mq</b>	c= 15.0 – 20.0 t/mq
<b>c&gt;20 t/mq</b>	c>20 t/mq

coefficiente $\alpha$ per palo pre-trivellato	
<b>c&lt;4.0 t/mq</b>	0.9
<b>c= 4.0 – 8.0 t/mq</b>	0.6
<b>c= 8.0 – 12.0 t/mq</b>	0.5
<b>c= 12.0 – 20.0 t/mq</b>	0.4
<b>c&gt;20 t/mq</b>	0.2

## 6.1.4 Carico limite orizzontale

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso. Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore  $M_y$  di plasticizzazione.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9c_u * B$$

Dove:

- $c_u$  è la resistenza a taglio non drenata
- $B$  è il diametro del palo

Per i terreni non coesivi si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3k_p * \gamma * z * B$$

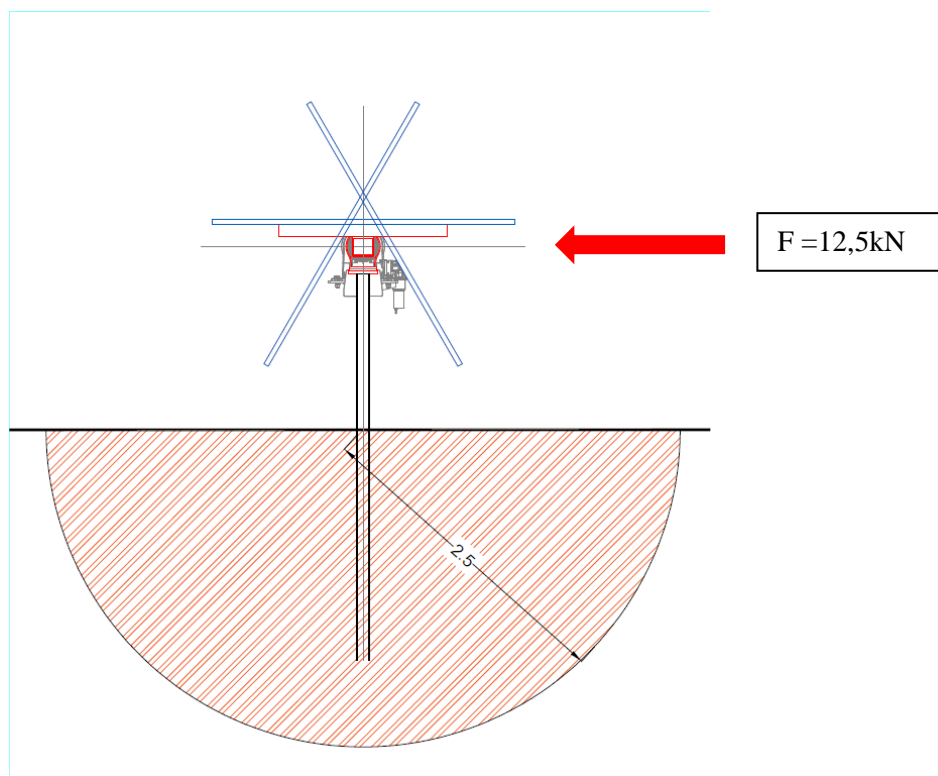
Dove:

- $k_p$  è il coefficiente di spinta passiva
- $\gamma$  è il peso per unità di volume del terreno
- $z$  è la profondità
- $B$  è il diametro del palo

Nell'ipotesi di vela in protezione, ossia quando i valori vento approssimano quelli base di riferimento – 25m/s – vela è inclinata a  $-50^\circ$ ; in tale configurazione la azione di per carico laterale sul montante è pari a:

$$F_{\text{orizz}} = 12,50 \text{ kN}$$

Nei riguardi dell'azione di tiro laterale, si deve verificare che questa venga contrastata della resistenza passiva del volume di terreno mobilitabile nell'intorno del montante.



La verifica da condurre sulla superficie di potenziale rottura è data dall'equilibrio alla rotazione rispetto al polo O – coincidente con la quota del piano campagna.

In tal caso bisogna verificare che i valori di resistenza a taglio non drenata  $C_u$  sia idonea a contrastare lo scorrimento del volume di terreno.

### 6.1.5 Analisi del palo in condizioni di esercizio: Metodo degli elementi finiti

Il metodo degli elementi finiti modella il palo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del palo, rappresenta, pertanto, il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Le analisi FEM svolte a riguardo dell'interazione palo-terreno, nelle ipotesi di maggiore sollecitazione laterale, registrano i massimi spostamenti orizzontali in testa palo pari a 130mm, mentre lo spostamento a livello del suolo è pari a 26mm.

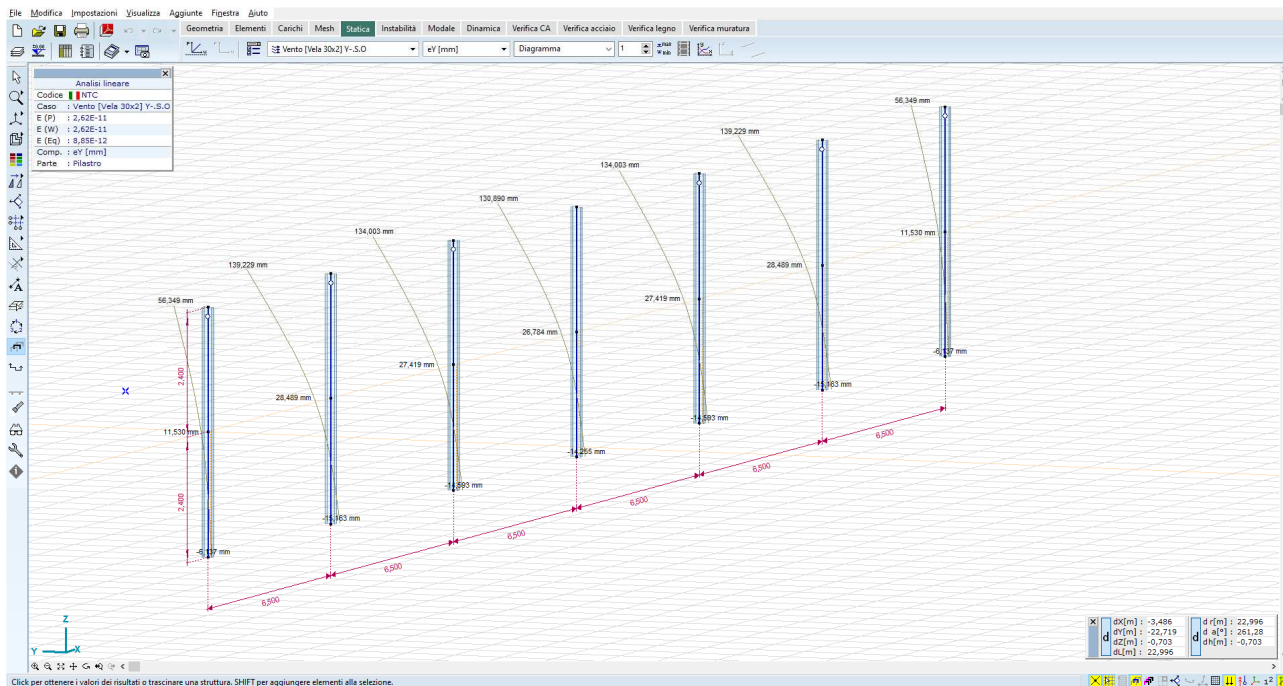


Figura 6-6: Linea elastica del palo, profondità di infissione 2,5mt

Spostamento massimo testa palo  $\delta = 130\text{mm}$   
 Spostamento massimo al piano campagna  $\delta = 26\text{mm}$

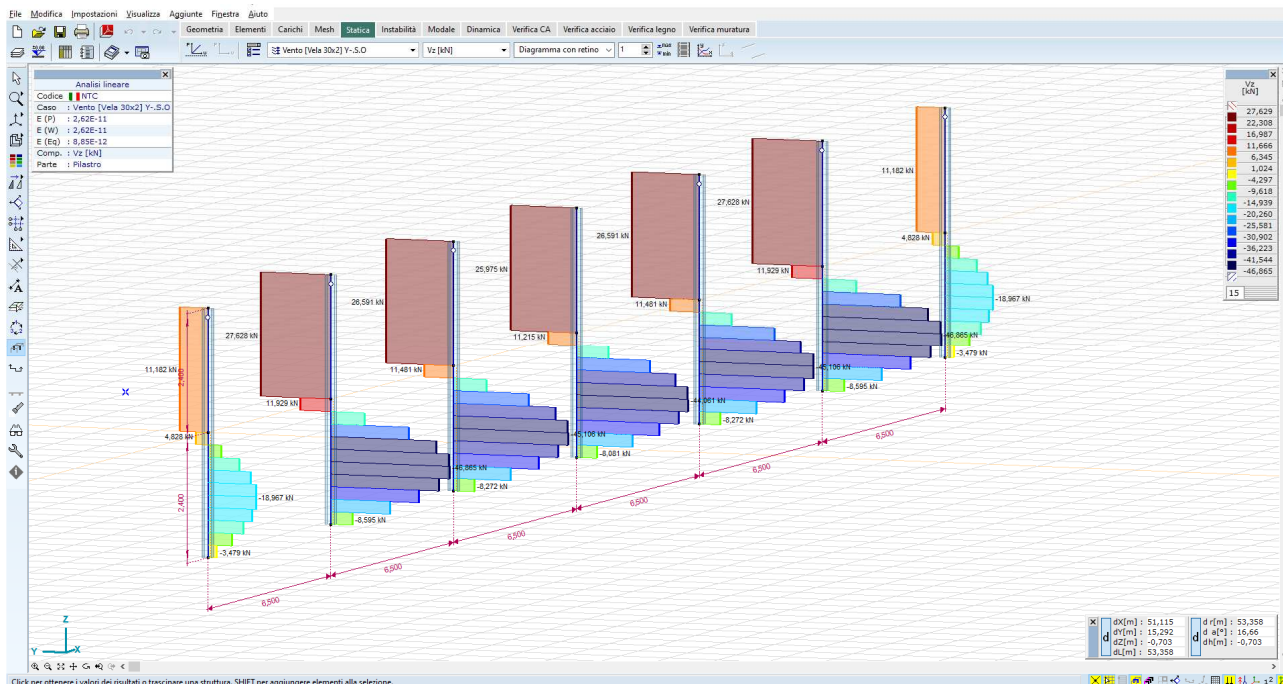


Figura 6-7: Diagramma delle reazioni vincolari laterali

I valori massimi delle reazioni vincolari laterali si attestano intorno ai  $R_z = 36\text{kN/m}$

Il carico laterale indotto nel terreno vale:  $\sigma = k \cdot \delta = 1250 \text{ [daN/m]}/26 \text{ mm} = 0,48 \text{ daN/cmq}$

che è un valore ritenuto ammissibile in questa fase progettuale, comparato con i valori di resistenza ricorrenti per questi tipi di sedime.



## 6.1.6 Carico di uplift

Di seguito, i valori delle sollecitazioni più gravose derivanti dal calcolo della struttura di elevazione. I valori di  $F_z$  si riferiscono alla forza di estrazione del sostegno (pull-out) dovuta alle azioni dei venti

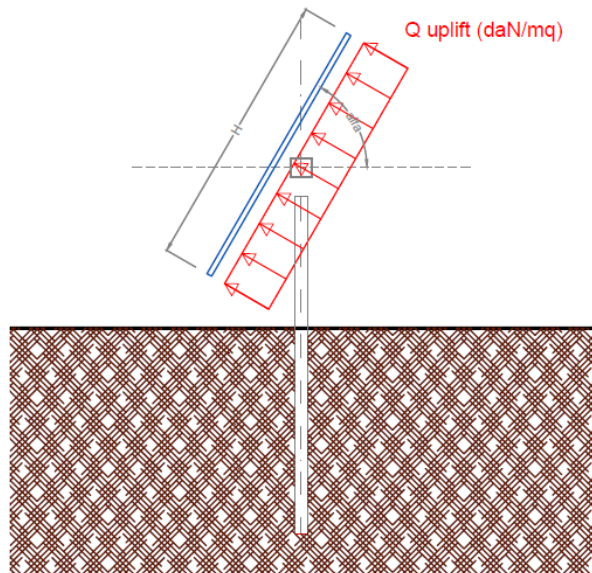


Figura 6-8: Rappresentazione qualitativa azione di uplift

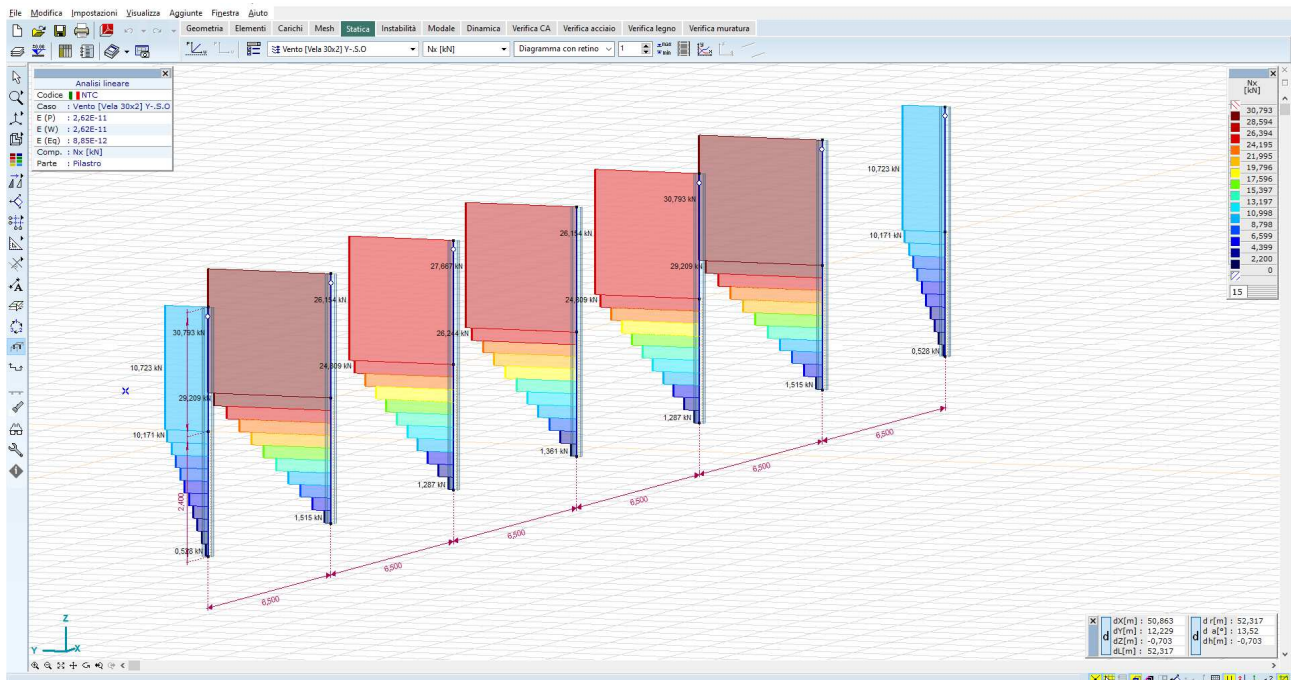


Figura 6-9: Diagramma delle reazioni vincolari verticali

La combinazione di carico più sfavorevole è quella che esercita un'azione di sollevamento sul singolo montante pari a  $F_z = 28,40 \text{ kN}$

L'azione di sfilamento a trazione viene contrastata della resistenza laterale per attrito nell'intorno del montante. Rispetto alle dimensioni, il palo viene classificato di piccolo diametro ( $d < 25 \text{ cm}$ )

Rispetto alle tecnologie esecutive il palo viene classificato come infisso.

Nel caso di montante in profilato di acciaio, infisso nel terreno per battitura, la tensione laterale vale:

$$s = a + \mu \cdot \sigma_h$$

dove:

- $a$  = adesione – termine di tipo coesivo, che in condizioni drenate viene assunto pari a 0
- $\mu$  = coeff attrito palo-terreno, che per pali infissi in acciaio è pari a  $\mu = \text{tg}\Phi$  (cfr Viggiani, Fondazioni)
- $\sigma_h$  = tensione orizzontale =  $k \cdot \sigma_v$ , con  $\sigma_v$  che corrisponde alla tensione litostatica verticale alla generica profondità  $z$ , mentre  $k$ , per pali infissi in banchi sabbiosi addensati vale 0,9 (cfr Viggiani, Fondazioni)

in prima approssimazione si può ricavare la relazione

$$s = 0,9 \cdot \text{tg}\Phi \cdot \sigma_v$$

La resistenza laterale nasce dall'integrazione delle tensioni orizzontali tra la profondità 0 ed H

$$S = \pi \cdot d \cdot 0,9 \cdot \text{tg}\Phi \cdot \int (\gamma \cdot z) dz$$

ossia

$$S = \pi \cdot d \cdot 0,9 \cdot \text{tg}\Phi \cdot \gamma \cdot H^2 / 2$$

funzione della sola variabile H.

La profondità di infissione viene pertanto determinata ponendo la condizione che

$$S/T > 1.5$$

dove T è l'azione di sfilamento precedentemente calcolata.

## Dati di progetto

Insert "profondità di infissione"	H	2,50	m
Insert "diametro palo"	D	0,25	m
Insert "peso di volume"	$\gamma$	1500	daN/mc
Insert "coesione"	$c'$	0,0	daN/cm <sup>2</sup>
Insert "angolo resistenza a taglio"	$\phi'$	28	°

## Verifiche di calcolo

Azione massima sopportabile	Ft max	28,4	kN
Azione di esercizio	Ft es	38,2	kN
Fattore di sicurezza	Fs	1,34	OK

Si raccomanda ad ogni modo per questi tipi di strutture una attenta valutazione in fase esecutiva delle prestazioni attese confrontando le massime sollecitazioni di sfilamento teoriche con quelle determinate da prove di estrazione in situ (pull out tests).

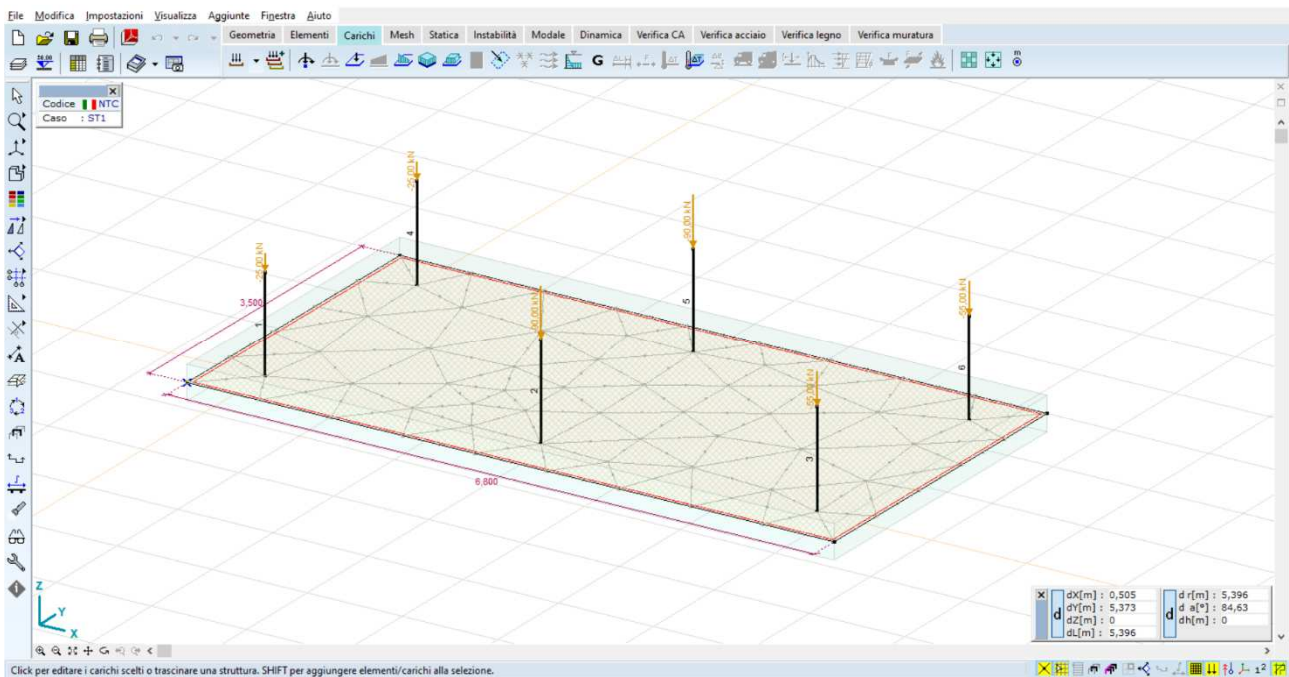
## 6.2 STRUTTURA (2): Fondazioni cabine (sopraelevate e non)

Le strutture portanti cabine sono state suddivise in due tipologie: quelle al piano campagna e quelle sopraelevate.

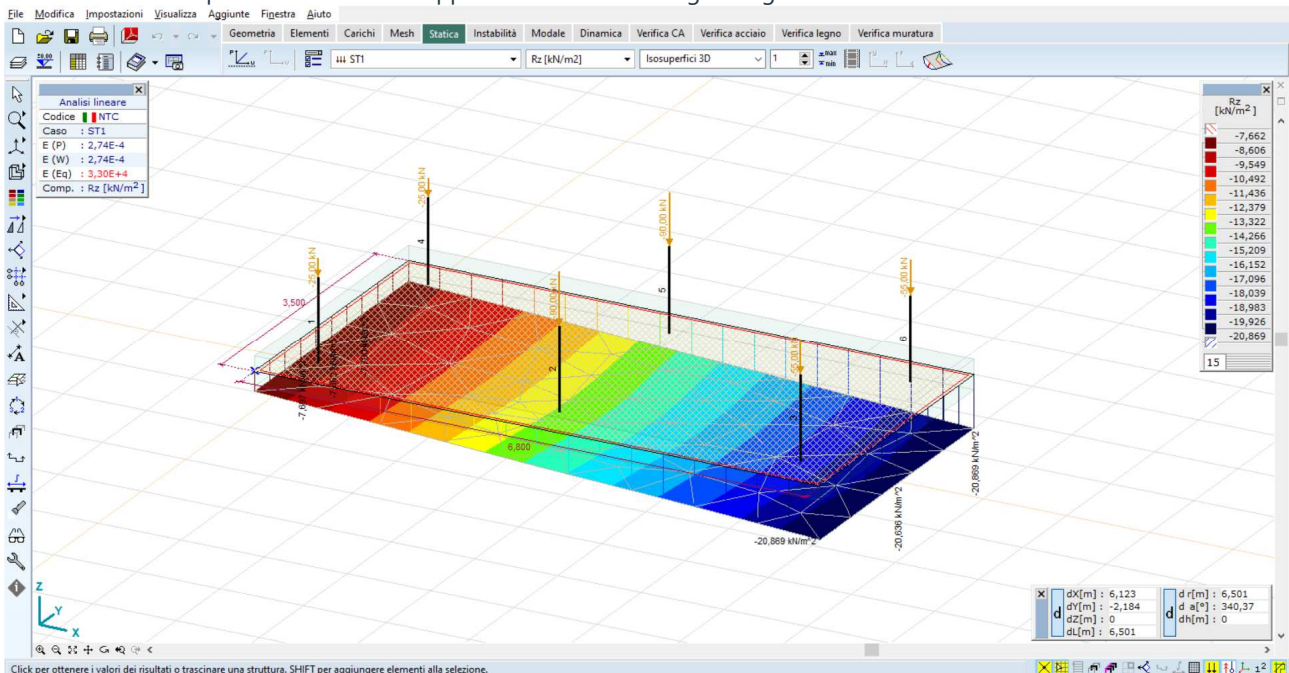
### Cabine non sopraelevate

Le cabine non sopraelevate sono ubicate in modo sparso nelle aree 1 e 2 di impianto. I carichi derivanti dall'elevazione sono stati calcolati con solutore a elementi finiti, e sintetizzati all'interno della relazione Allegato 10 "Calcoli preliminari delle strutture ed opere civili dell'Impianto agro-fotovoltaico".

Per quel che riguarda le fondazioni delle cabine non sopraelevate, il modello generato dall'analisi è una platea su suolo elastico:



L'andamento delle pressioni al suolo è rappresentato nella immagine seguente:



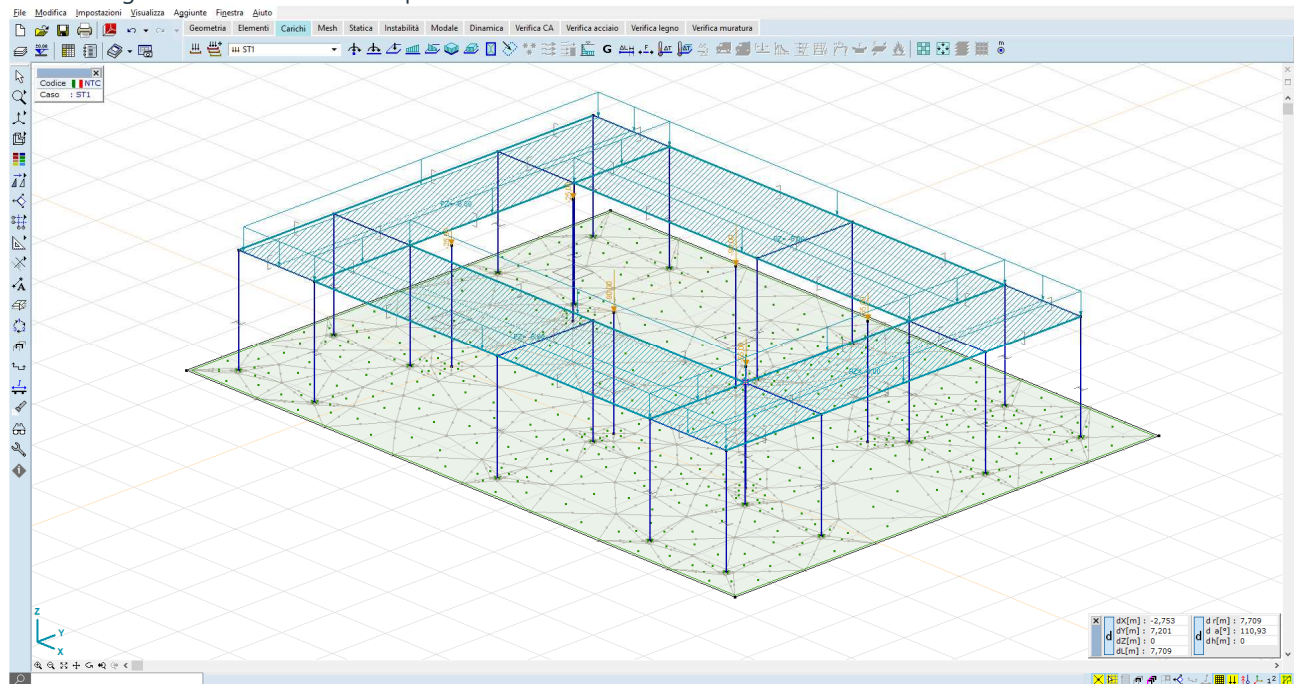


I valori massimi attesi delle pressioni al suolo raggiungono i 20,0 kN/mq (2,0 t/mq)

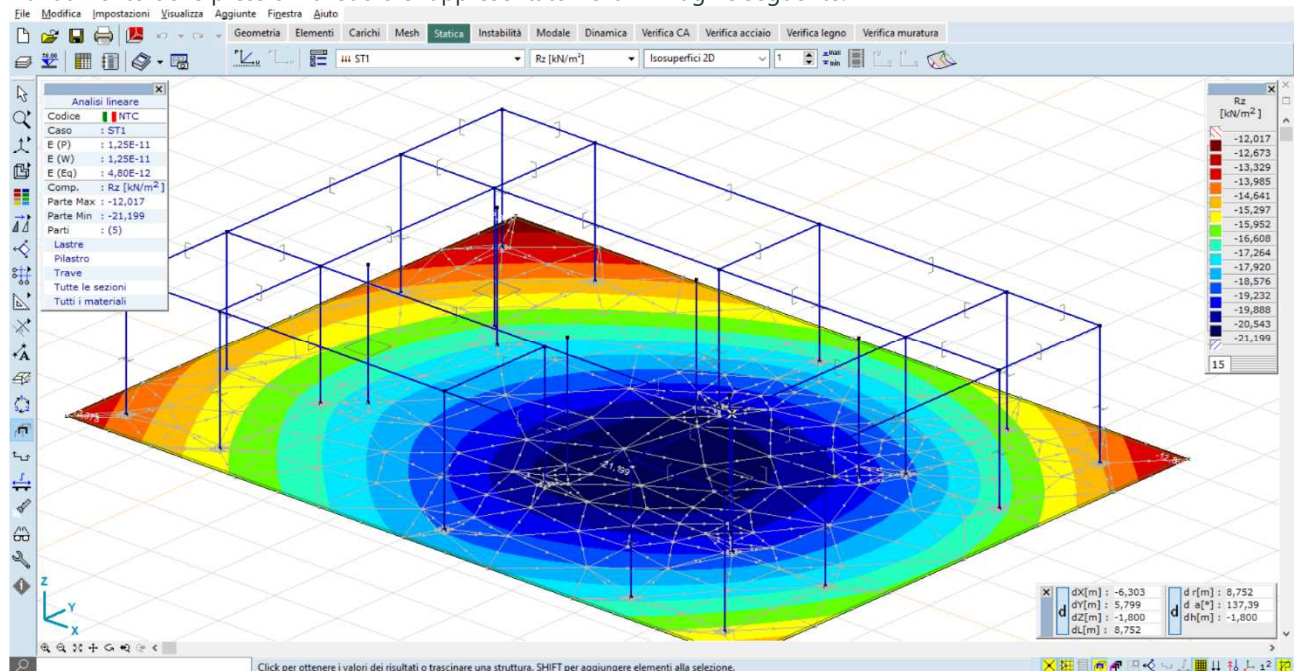
## Cabine sopraelevate

Le cabine sopraelevate sono ubicate in modo sparso nelle aree 3 e 4 di impianto. I carichi derivanti dall'elevazione sono stati calcolati con solutore a elementi finiti, e sintetizzati all'interno della relazione Allegato 10 "Calcoli preliminari delle strutture ed opere civili dell'Impianto agro-fotovoltaico".

Il modello generato dall'analisi è una platea su suolo elastico:



L'andamento delle pressioni al suolo è rappresentato nella immagine seguente:



I valori massimi attesi delle pressioni al suolo raggiungono i 20,0 kN/mq (2,0 t/mq)



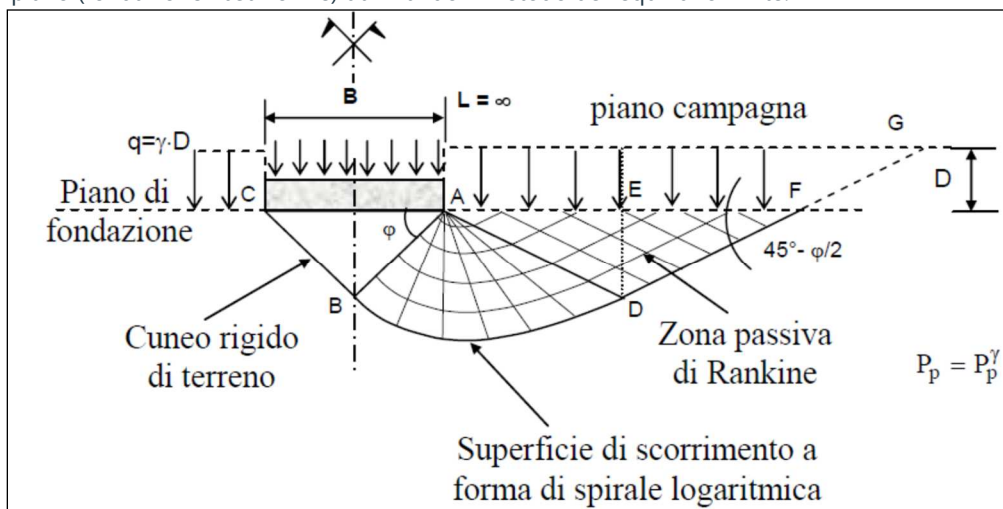
Le fondazioni delle cabine, siano esse sopraelevate che non sopraelevate, generano sul piano di posa valori di tensioni al suolo massimi attesi dell'ordine dei 20,0 kN/mq (2,0 t/mq).

Dal punto di vista architettonico, le cabine non sopraelevate sono attestate ad una quota prossima al piano campagna (dunque a quota +0,00), mentre le cabine sopraelevate sono attestate ad una quota di circa +1,5mt rispetto al piano campagna

Dal punto di vista geotecnico, invece, per entrambe le tipologie di cabine, le fondazioni devono essere attestate a quota - 1,50 rispetto al p.c., profondità alla quale si prevede possano essere rinvenute le giacenze geotecnicamente significative. La scelta progettuale da adottarsi in questa fase preliminare, dunque, consiste nel raggiungere un piano litologico di posa attestato a -1,50 rispetto al p.c. previa bonifica del volume di terreno con massciata ciclopica o equivalente.

## 6.2.1 Verifiche di capacità portante

Ai fini della verifica della capacità portante del terreno, si considera il modello di rottura generale di Terzaghi, che ipotizza un problema piano (fondazione nastroforme) 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.

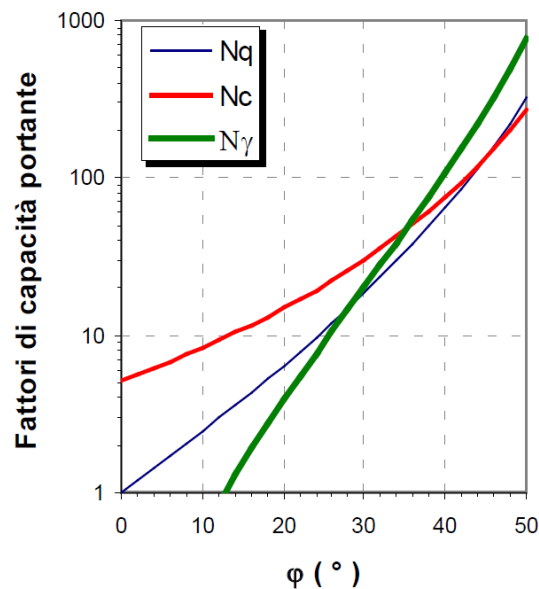
La valutazione numerica del carico limite unitario si effettua per mezzo della formula trinomia di Terzaghi, che nel caso più generale è:

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

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

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



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

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

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)*

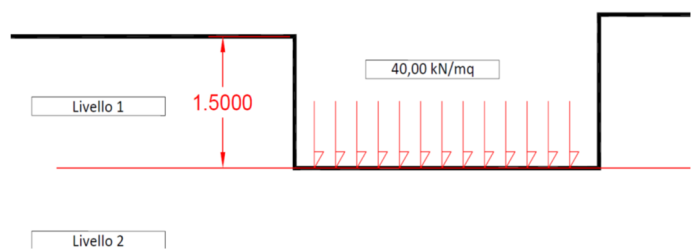
Forma della fondazione	$s_c$	$s_q$	$s_\gamma$
Rettangolare	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$	$1 - 0,4 \cdot \frac{B'}{L'}$
Circolare o quadrata	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \tan \phi$	0,6

A vantaggio di sicurezza verrà studiato il problema del volume di terreno posto a -1,5mt rispetto a p.c. con un carico applicato di 40 kN/mq (4,0 t/mq).

I parametri geomeccanici sono invece quelli più sfavorevoli per le quattro aree interessate, ossia:

Livello 1 da 0,00 a -1,50 mt  
 Peso di volume 1400 daN/mc  
 Coesione 0,00 daN/cm<sup>q</sup>  
 Angolo di resistenza a taglio 25°  
 Modulo elastico 84 daN/cm<sup>q</sup>

Livello 2 da 1,50 a -4,50 mt  
 Peso di volume 1300 daN/mc  
 Coesione 0,00 daN/cm<sup>q</sup>  
 Angolo di resistenza a taglio 28°  
 Modulo elastico 45 daN/cm<sup>q</sup>



I principali risultati delle verifiche a carico limite sono riassunti nel prospetto seguente:

## Dati di progetto

Insert "larghezza fondazione"	B	4,0	m
Insert "profondità piano di posa"	D	1,5	m
Insert "profondità falda"	d	2,5	m
Insert "peso di volume"	$\gamma_1$	1500	daN/mc
Insert "peso di volume"	$\gamma_2$	1300	daN/mc
Insert "coesione"	c'	0,0	daN/cm <sup>2</sup>
Insert "angolo resistenza a taglio"	$\phi'$	28	°

## Fattori di capacità portante

$N_\gamma$	12
$N_q$	10
$N_c$	24

## Fattori di forma

$S_\gamma$	1,2
$S_q$	2,4
$S_c$	1,4

## Risultati

Carico limite	$Q_{lim}$	4,73	daN/cm <sup>2</sup>
Carico ammissibile	$Q_{adm}$	1,58	daN/cm <sup>2</sup>

## Esito verifiche

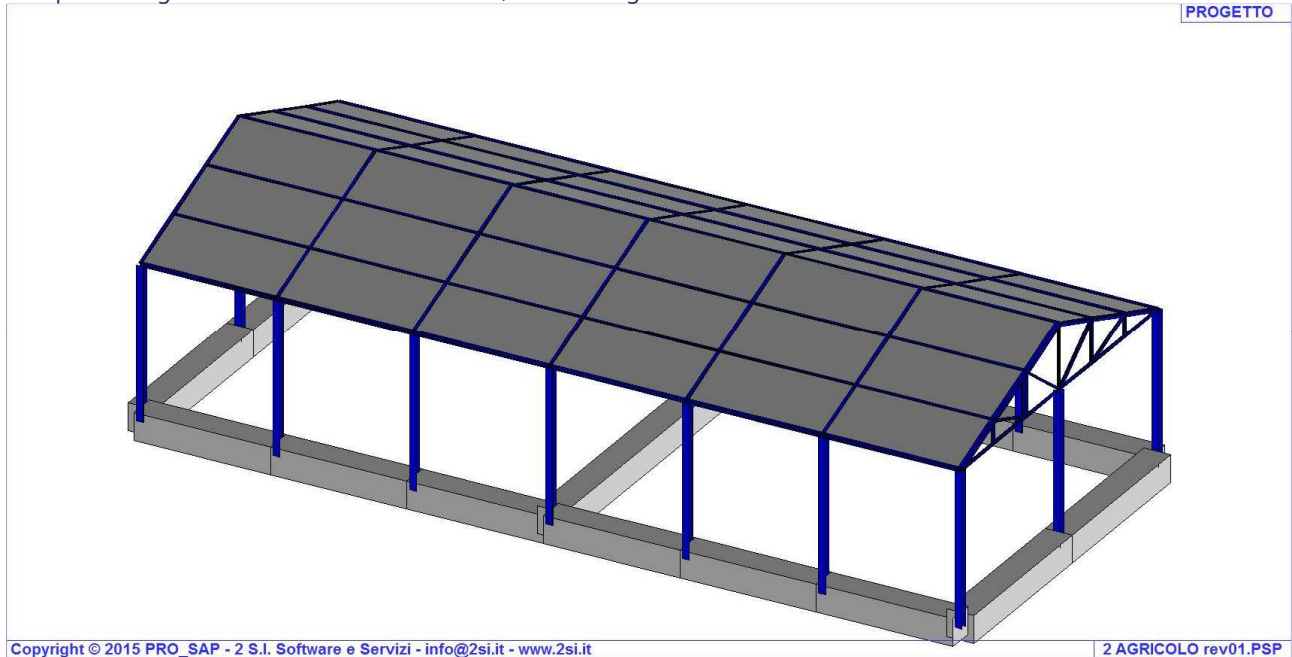
Carico esercizio	$Q_{es}$	40,0	kN/m <sup>2</sup>
Carico ammissibile	$Q_{adm}$	158,0	kN/m <sup>2</sup>
Fattore di sicurezza	$F_s$	3,95	OK

Le opere si intendono pertanto realizzabili con ampi margini di sicurezza.

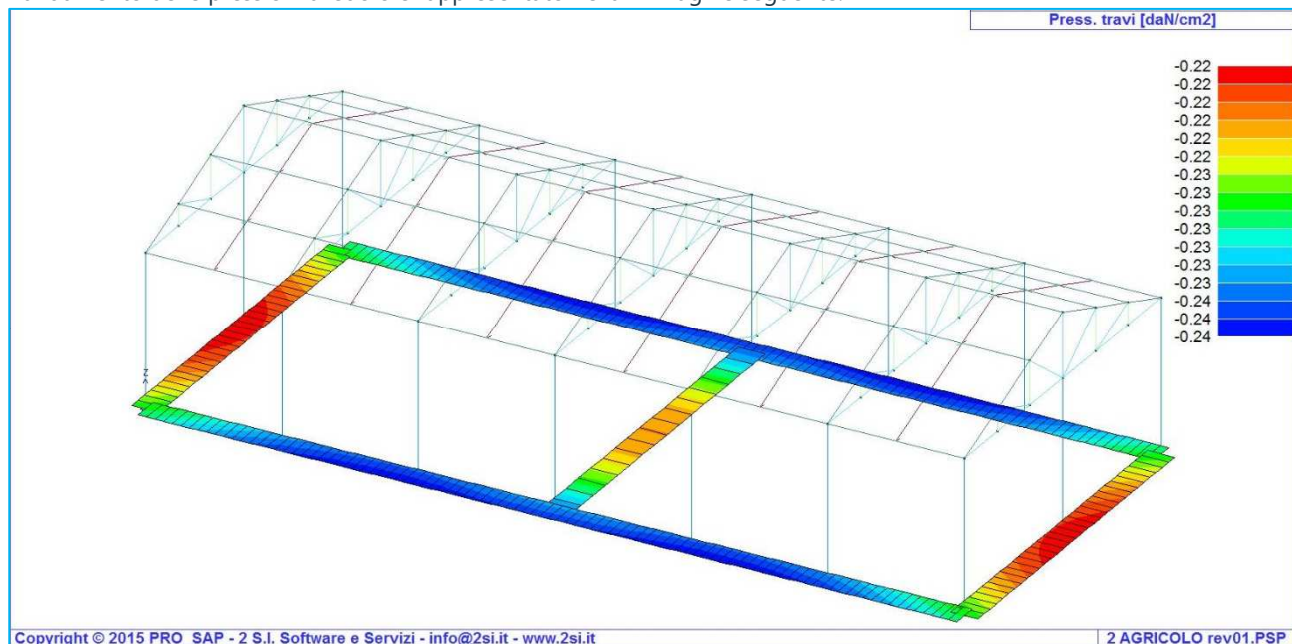
### 6.3 STRUTTURA (3): Edificio ricovero mezzi

La struttura è ubicata nell'area 2. I carichi derivanti dall'elevazione sono stati calcolati con solutore a elementi finiti, e sintetizzati all'interno della relazione Allegato 10 "Calcoli preliminari delle strutture ed opere civili dell'Impianto agro-fotovoltaico".

Per quel che riguarda le fondazioni dell'edificio, il modello generato dall'analisi è relativo ad una trave su suolo elastico:



L'andamento delle pressioni al suolo è rappresentato nella immagine seguente:



I valori massimi attesi delle pressioni al suolo raggiungono i 24,0 kN/mq (2,4 t/mq); stanti le medesime condizioni al contorno delle strutture fondazioni cabine, anche questo tipo di opere si intende realizzabile con ampi margini di sicurezza.