

REGIONE BASILICATA  
PROVINCIA DI MATERA  
COMUNE DI GROTTOLE



# PROGETTO DEFINITIVO

Realizzazione di un impianto fotovoltaico di potenza nominale pari a 19,830 MWp in agro di Grottole (MT) all'interno dell'area SIN VALBASENTO, integrato da un sistema di accumulo da 20 MW e delle relative opere di connessione

Titolo elaborato

## A.7. Relazione preliminare sulle strutture

Codice elaborato

COMMESSA	FASE	ELABORATO	REV.
F0441	A	R10	A

Riproduzione o consegna a terzi solo dietro specifica autorizzazione.

Scala

—
---

DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
Aprile 2022	Prima emissione	MMA	MLO	GDS

Proponente

### BLUSOLAR GROTTOLE 1 s.r.l.

Via Caravaggio 125,  
65125 Pescara (PE)

Progettazione



### F4 Ingegneria srl

Via Di Giura - Centro Direzionale, 85100 Potenza  
Tel: +39 0971 1944797 - Fax: +39 0971 55452  
www.f4ingegneria.it - f4ingegneria@pec.it

Il Direttore Tecnico  
(ing. Giovanni DI SANTO)



Società certificata secondo la norma UNI-EN ISO 9001:2015 per l'erogazione di servizi di ingegneria nei settori: civile, idraulica, acustica, energia, ambiente (settore IAF: 34).





## Sommario

<b>Premessa</b>	<b>2</b>
<b>A.7.a Normativa di riferimento</b>	<b>4</b>
<b>A.7.b Materiali impiegati e resistenze di calcolo</b>	<b>5</b>
<b>A.7.c Terreno di fondazione</b>	<b>6</b>
<b>A.7.d Analisi dei carichi</b>	<b>7</b>
<b>A.7.d.1 Neve</b>	<b>7</b>
<b>A.7.d.2 Vento</b>	<b>8</b>
<b>A.7.e Azioni sulla struttura di fondazione</b>	<b>9</b>
<b>A.7.f Verifiche geotecniche</b>	<b>10</b>
<b>A.7.f.1 Capacità portante dei pali</b>	<b>10</b>
<b>A.7.f.2 Verifica a carico limite verticale dei pali</b>	<b>11</b>
<b>A.7.f.3 Verifica a sfilamento dei pali</b>	<b>12</b>
<b>A.7.f.4 Verifica a ribaltamento dei pali</b>	<b>12</b>



## Premessa

Il presente progetto si riferisce alla realizzazione dell'impianto fotovoltaico di grande generazione e delle opere ad esso connesse da realizzare nell'area SIN (Sito di Interesse Nazionale) VALBASENTO nel territorio comunale di Grottole (MT). Nella fattispecie l'impianto, caratterizzato da una potenza di picco di 19,830 MWp, sarà utilizzato per la restituzione dell'energia nella rete Terna mediante la connessione alla cabina RTN sita nel territorio comunale di Grottole, passando per l'area condivisa di stazione utenza 150/380V in progetto. Integrato all'impianto verrà realizzato un sistema di accumulo con una potenza di picco in immissione e in prelievo di 20MWp e una capacità complessiva dei moduli batteria di 20MWh.

Al fine di ottimizzare la produzione di energia, l'impianto fotovoltaico in progetto sarà composto da un modulo tipo JAM78530 600/GR o similare. In allegato alla presente relazione è presente la scheda tecnica di dettaglio del modulo, mentre nel seguito si riportano le caratteristiche principali:

- **produttore: JA Solar;**
- **modello: JAM78S30-600/GR;**
- **potenza di picco: 600 Wp;**
- **tensione a circuito aperto (Voc a STC): 53.6 V;**
- **corrente di corto circuito (Isc a STC): 14.03 A;**
- **dimensioni: 2465×1134×35 mm;**
- **peso 31.1 kg**
- 

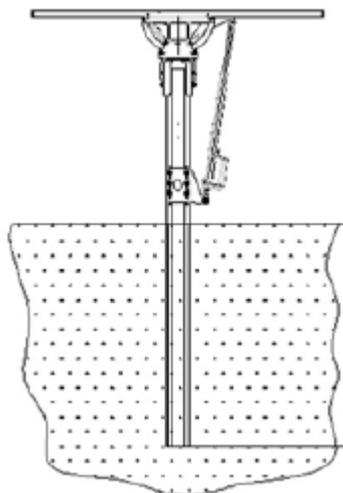
Dal punto di vista del collegamento elettrico, si prevede di collegare 25 moduli in serie, uniti lungo il lato maggiore (1x25 portrait) per formare una "stringa".

Le strutture metalliche di supporto ai pannelli fotovoltaici, denominate "tracker", saranno posizionate con asse nord-sud dato che sono in grado di variare l'angolazione orientare i pannelli in modo da "inseguire" la fonte solare durante il suo moto apparente sulla volta celeste. In allegato alla presente relazione è presente la scheda tecnica di dettaglio della struttura, mentre nel seguito si riportano le caratteristiche principali:

- **produttore: COMAL Impianti;**
- **modello: SunHunter 18AB;**
- **range di rotazione: 110° (da -55° a +55°);**
- **ground coverage ratio (GCR): 49.7%;**
- **massima pendenza: 30% N-S, 35% E-W.**

L'inseguitore è costituito da travi scatolate a sezione quadrata, sorrette da pali con profilo a Z ed incernierate nella parte centrale dell'inseguitore al gruppo di riduzione/motore; ancorati alle travi sono i supporti dei moduli, con profilo omega e zeta. I moduli vengono fissati con bulloni e almeno uno di essi è dotato di un dado antifurto.

Al variare della taglia dell'inseguitore, varia il numero di pali di fondazione. Ogni inseguitore è sempre dotato di un palo centrale di tipo HEA 160 ed un numero variabile di pali Z. Il particolare profilo dei pali Z consente una efficace penetrazione in differenti tipologie di terreni ed un'ottima tenuta alle sollecitazioni dovute alla movimentazione della struttura e carichi da vento



**Figura 1: Palo del tracker interrato nel suolo**

Le fondazioni sono costituite, dunque, da pali in acciaio HEA160 infissi. L'avanzamento nel terreno alla profondità desiderata avviene attraverso un processo di battitura del palo componente la struttura del "tracker". Ciascun "tracker" monofila è in grado di muoversi in maniera indipendente rispetto agli altri, infatti ognuno è movimentato del proprio sistema di motorizzazione.

Le strutture di supporto sono state dimensionate in maniera tale da non consentire un elevato impatto visivo. L'altezza massima raggiungibile da ciascun pannello, infatti, è inferiore a 3.00 m rispetto al piano campagna. In questo modo, tra l'altro, gli elementi da installare ricadono all'interno della casistica A.5.9 (in quanto trattasi di "Pannelli solari e fotovoltaici su strutture di sostegno (pali e simili) di altezza  $\leq 3,00$  m dotati di certificato e/o brevetto ministeriale") della DGR 739 del 12.06.2012 "Atto di indirizzo per la definizione delle Opere Minori ai fini della sicurezza per le costruzioni in zona sismica" che disciplina le opere che risultano esentate dall'applicazione delle disposizioni della l.r. 38/1997 e del d.p.R. 380/2001 e che, pertanto, non sono soggette al deposito presso gli uffici dell'ex Genio Civile.



## A.7.a Normativa di riferimento

Le fasi di analisi e verifica della struttura di fondazione è stata condotta in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

- **D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018** (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord.)  
"Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni".
- **Circolare 21 Gennaio 2019, n. 7/C.S.LL.PP.** "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"
- **Eurocodice 7 - "Progettazione geotecnica"** - ENV 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni".



## A.7.b Materiali impiegati e resistenze di calcolo

Tutti i materiali strutturali impiegati devono essere muniti di marcatura "CE", ed essere conformi alle prescrizioni del "REGOLAMENTO (UE) N. 305/2011 DEL PARLAMENTO EUROPEO E DEL CONSIGLIO del 9 marzo 2011", in merito ai prodotti da costruzione.

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

																Caratteristiche acciaio	
N <sub>id</sub>	$\gamma_k$	$\alpha_{T, i}$	E	G	Stz	$f_{yk,1}/f_{yk,2}$	$f_{tk,1}/f_{tk,2}$	$f_{yd,1}/f_{yd,2}$	$f_{td}$	$\gamma_s$	$\gamma_{M1}$	$\gamma_{M2}$	$\gamma_{M3,SLV}$	$\gamma_{M3,SLE}$	$\gamma_{M7}$ NCnt t	Cnt	
	[N/m <sup>3</sup> ]	[1/°C]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]								
<b>S275 - (S275)</b>																	
001	78.500	0,000012	210.00 0	80.769	P	275,00 255,00	430 410	261,90 242,86	-	1,05	1,05	1,25	-	-	-	-	

### LEGENDA:

- N<sub>id</sub>** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.  
 **$\gamma_k$**  Peso specifico.  
 **$\alpha_{T, i}$**  Coefficiente di dilatazione termica.  
**E** Modulo elastico normale.  
**G** Modulo elastico tangenziale.  
**Stz** Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).  
 **$f_{tk,1}$**  Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con  $t \leq 40$  mm).  
 **$f_{tk,2}$**  Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con  $40 \text{ mm} < t \leq 80$  mm).  
 **$f_{td}$**  Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).  
 **$\gamma_s$**  Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.  
 **$\gamma_{M1}$**  Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.  
 **$\gamma_{M2}$**  Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.  
 **$\gamma_{M3,SLV}$**  Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).  
 **$\gamma_{M3,SLE}$**  Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).  
 **$\gamma_{M7}$**  Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.  
 **$f_{yk,1}$**  Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con  $t \leq 40$  mm).  
 **$f_{yk,2}$**  Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con  $40 \text{ mm} < t \leq 80$  mm).  
 **$f_{yd,1}$**  Resistenza di calcolo (per profili con  $t \leq 40$  mm).  
 **$f_{yd,2}$**  Resistenza di calcolo (per profili con  $40 \text{ mm} < t \leq 80$  mm).  
**NOTE** [-] = Parametro non significativo per il materiale.



## A.7.c Terreno di fondazione

Per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo, finalizzate all'analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico.

La modellazione geotecnica lungo i settori indagati è stata definita dall'elaborazione di tutte le risultanze delle verticali geotecniche e delle prove di laboratorio, implementando quindi diverse sezioni rappresentative (cfr. Relazione geologica), misurate con rilievo topografico.

I rilievi di campagna e le informazioni provenienti dalle indagini geognostiche hanno permesso di distinguere, dall'alto verso il basso, la seguente successione lito-stratigrafica:

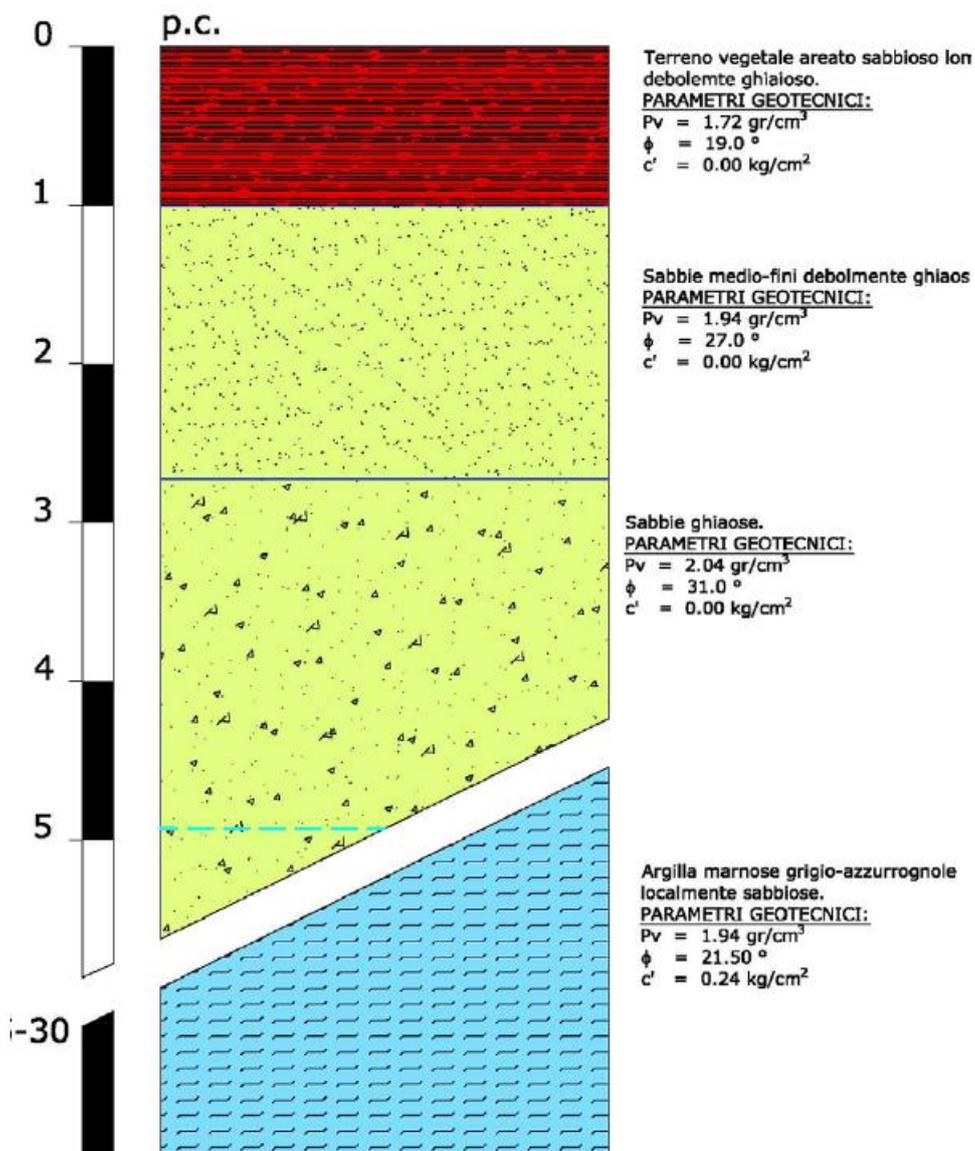


Figura 2: Caratteristiche meccaniche del terreno (cfr. Relazione geologica)



## A.7.d Analisi dei carichi

Le forze agenti sulla fondazione in esame sono di seguito descritte:

Tabella 1: Analisi dei carichi agenti sulla fondazione

ANALISI DEI CARICHI			
P.P <sub>UPN160</sub>	Peso Proprio HEA160	1,4	kN
P.P <sub>pan.</sub>	Peso Proprio PANNELLO	0,31	kN
P <sub>neve</sub>	Neve	0,48	kN/m <sup>2</sup>
P <sub>vento</sub>	Vento	0,66	kN/m <sup>3</sup>

Le azioni della neve e del vento sono di seguito dettagliate. Le sollecitazioni indotte dal sisma risultano inferiori a quelle dovute al vento; per questo motivo l'azione sismica può essere trascurata.

### A.7.d.1 Neve

In accordo con le NTC2018, considerando un'altitudine sul livello del mare pari a 120 m, classe di topografia normale (coefficiente di esposizione pari a 1), coefficiente topografico pari a 1 ed inclinazione della falda che varia da 0° a 55°. Si ottiene un valore del **carico neve pari a 0.48 kN/m<sup>2</sup>** quando si considera la condizione più gravosa, ovvero quando l'inclinazione della falda è pari a 0°.

#### 4 CARICO NEVE SULLA COPERTURA E COMBINAZIONI DI CARICO

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/m}^2\text{])} = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

$\mu_i$  (coefficiente di forma)

$q_{sk}$  (valore caratteristico della neve al suolo [kN/m<sup>2</sup>])

$C_E$  (coefficiente di esposizione)

$C_t$  (coefficiente termico)

##### 4.1 Combinazione per il caso di copertura ad una falda

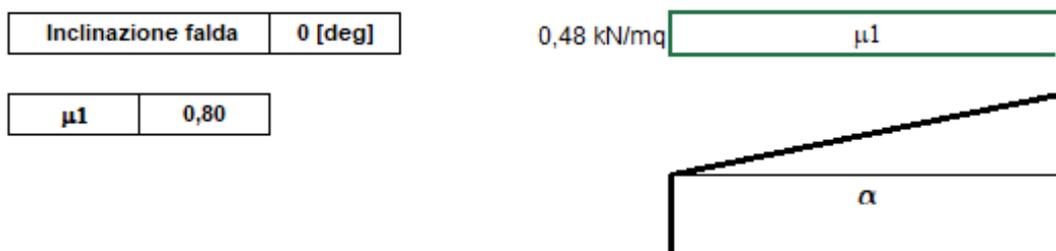


Figura 3: azione della neve per una falda inclinata a 0°



## A.7.d.2 Vento

In accordo con le NTC2018, considerando un'altitudine sul livello del mare pari a 120 m, tempo di ritorno 50 anni, classe di rugosità del terreno D, inclinazione della falda variabile da 0° a 55°, coefficiente dinamico pari a 1, coefficiente topografico pari a 1 (condizione non isolata) ed assimilando la struttura in esame al caso di tettoia ad uno spiovente avente le altezze riportate in figura 3:

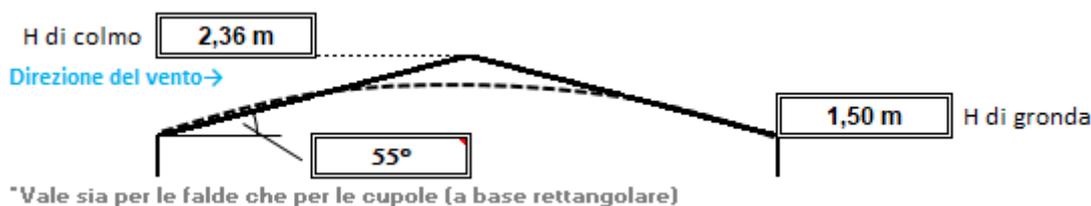


Figura 4: schema copertura inclinata per il calcolo dell'azione del vento

Considerando l'inclinazione massima di 55° del pannello, in quanto l'area esposta a vento è maggiore in questa condizione, si ottiene un valore del **carico vento pari a 0.66 kN/m<sup>2</sup>**.

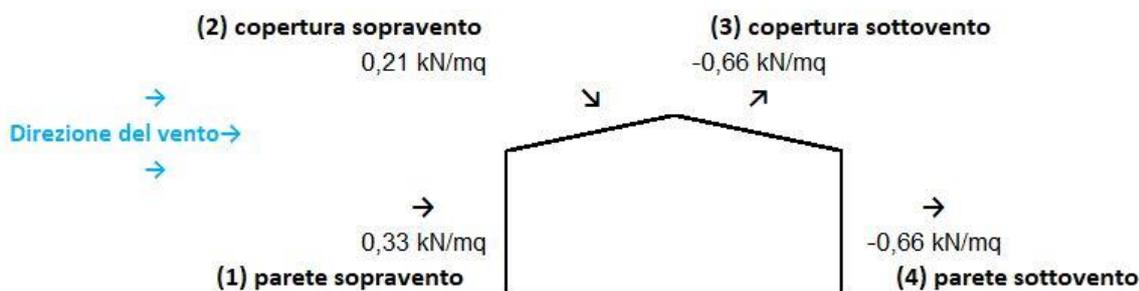


Figura 5: Azione del vento



## A.7.e Azioni sulla struttura di fondazione

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni sono state effettuate con l'Approccio 2 come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 2018.

**Tabella 1: Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni**

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 2018.

**Tabella 2: Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

I valori di resistenza del terreno sono stati verificati tramite i coefficienti della colonna R3 pali infissi definiti nella Tab. 6.4.II del D.M. 2018

**Tabella 3: Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali**

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale <sup>(1)</sup>	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

<sup>(1)</sup> da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.



## A.7.f Verifiche geotecniche

Le fondazioni delle strutture di sostegno dei pannelli fotovoltaici saranno costituite da pali in acciaio di profilo HEA 160.

L'avanzamento nel terreno alla profondità desiderata avviene attraverso un processo di battitura del palo. In accordo con le NTC2018, le verifiche sono state effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3); sono state considerate le caratteristiche meccaniche dei terreni riportate nella Relazione Geologica (tabella 1).

### A.7.f.1 Capacità portante dei pali

Il calcolo della capacità portante dei pali segue la trattazione teorica del carico limite di una fondazione superficiale. Ai fini del calcolo, il carico limite di un palo  $Q_{lim}$  viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta  $P_{lim}$  e la resistenza laterale  $S_{lim}$ :

$$Q_{lim} = P_{lim} + S_{lim}$$

dove:

- $P_{lim}$  è la resistenza alla punta che nel caso in esame è stata posta pari a zero in quanto la superficie alla punta del palo è approssimabile a zero;
- $S_{lim} = s * \text{perimetro} * L$
- $s = \mu * k * \sigma'_{v0}$

I coefficienti  $\mu$  e  $k$  sono stati definiti dalla tabella

**Tabella 4: Valori di  $k$  e  $\mu$  in funzione del tipo di palo e del terreno**

Tipo di palo	k (S)	k (D)	$\mu$
Batt. profilato	0.7	1.0	0.36
Batt. tubo acc. chiuso	1.0	2.0	0.36
Batt. Cls prefabbricato	1.0	2.0	$\tan(0.75\varphi')$
Batt. Cls gettato	1.0	3.0	$\tan(\varphi')$
Trivellato	0.5	0.4	$\tan(\varphi')$
Elica continua	0.7	0.9	$\tan(\varphi')$

Nell'ipotesi di una profondità di **infiessione pari a 2.5 m** si ottiene:

- $\sigma'_{v0} = \gamma * z/2 = 19.4 * 2.5/2 = 24.2 \text{ kN/m}^2$
- $\gamma = \text{peso di volume} = 19.4 \text{ kN/m}^3$
- $z = \text{profondità di infissione del palo} = 2.5 \text{ m}$
- $\text{perimetro del HEA160} = 906 \text{ mm} = 0.9 \text{ m}$
- $K = 0,7$  e  $\mu = 0.36$  per profilo battuto

Quindi la resistenza laterale del palo  $S_{lim}$  è risultata pari a 13.84 KN



$$Q_{lim} = S_{lim} = 19.93 \text{ kN}$$

## A.7.f.2 Verifica a carico limite verticale dei pali

Le forze agenti sulla struttura di fondazione sono di seguito riportate.

L'area su cui agiscono le sollecitazioni è pari all'area del singolo pannello fotovoltaico, circa 2.79 m<sup>2</sup>.

Tabella 5: carichi concentrati agenti sulla fondazione

ANALISI DEI CARICHI			
P.P <sub>HEA160</sub>	Peso Proprio HEA160	1,37	kN
P.P <sub>pan.</sub>	Peso Proprio PANNELLO	0,31	kN
P. <sub>neve</sub>	Neve	1,34	kN
P. <sub>vento</sub>	Vento	1,84	kN

Le varie forze agenti sono state combinate tra di loro utilizzando i coefficienti parziali per le azioni ed i coefficienti di combinazione riportati nelle NTC2018.

Tabella 6: Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente $\gamma_f$	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G <sub>1</sub>	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G <sub>2</sub> <sup>(1)</sup>	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

$$Q_{es} = (\gamma_{G1} * P.P_{HEA160}) + (\gamma_{G2} * P.P_{pan.}) + (\gamma_{Qi} * P_{neve}) + (\gamma_{Qi} * P_{vento})$$

Dove:

- $\gamma_{G1}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti G<sub>1</sub>;
- $\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G<sub>2</sub>;
- $\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Quindi il carico di esercizio è risultato pari a:

$$Q_{es} = (1.3 * 1.37) + (1.5 * 0.31) + (1.5 * 1.34) + (1.5 * 1.84) = 7.02 \text{ kN}$$

$$Q_{lim} = S_{lim} = 19.93 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta essendo il rapporto tra  $\frac{Q_{lim}}{Q_{es}} \geq \gamma_s$  dove :



- $\gamma_s=1.15$  è il coefficiente laterale in compressione funzione del tipo di palo come riportato nella tabella 6.4.II della NTC2018
- $\frac{Q_{lim}}{Q_{es}} = 1.97 \geq 1.15$

### **A.7.f.3 Verifica a sfilamento dei pali**

Per la verifica a sfilamento del palo di fondazione è stata considerata l'azione del vento pari a **0.66 kN/m<sup>2</sup>** che agisce sulla parte della struttura sottovento, in quanto risulta essere la più elevata. A vantaggio di sicurezza è stata considerata la risultante verticale agente alla superficie di azione del vento.

La combinazione di carico utilizzata è la seguente.

$$Q_{es} = (P \cdot P_{HEA160} + P \cdot P_{pan.}) + (\gamma_{Qi} * P_{vento})$$

Dove:

- $\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili Q (tabella 8).

$$Q_{es} = (1.37 + 0.31) - (1.5 * 1.84) = - 1.09 \text{ kN}$$

A vantaggio di sicurezza viene amplificato solo il carico vento.

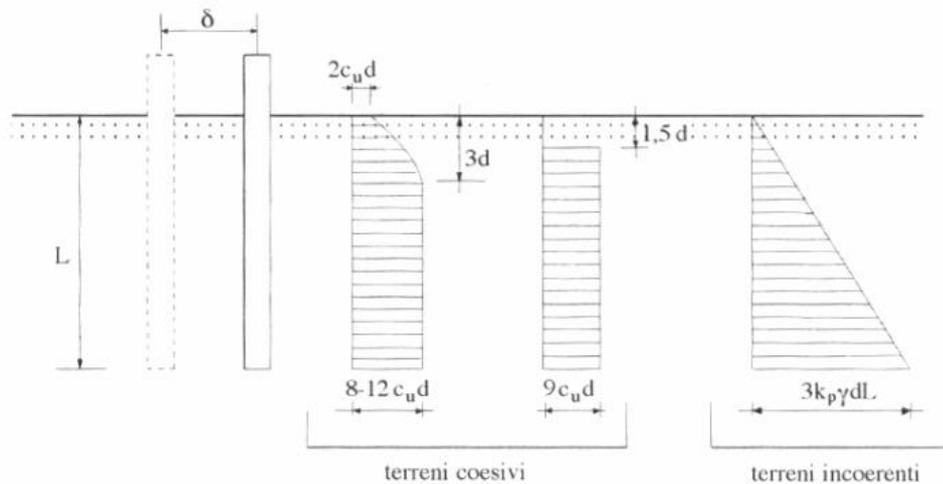
Essendo  $S_{lim} = 13.84 \text{ kN}$  si ha un rapporto pari a:

$$\frac{S_{lim}}{Q_{es}} = |12.71|$$

Il rapporto tra  $S_{lim}$  e  $Q_{es}$  risulta maggiore di  $\gamma_{st}=1.25$ , ovvero il coefficiente laterale in trazione, come riportato nella tabella 6.4.II della NTC2018, perciò la verifica a sfilamento del palo risulta soddisfatta.

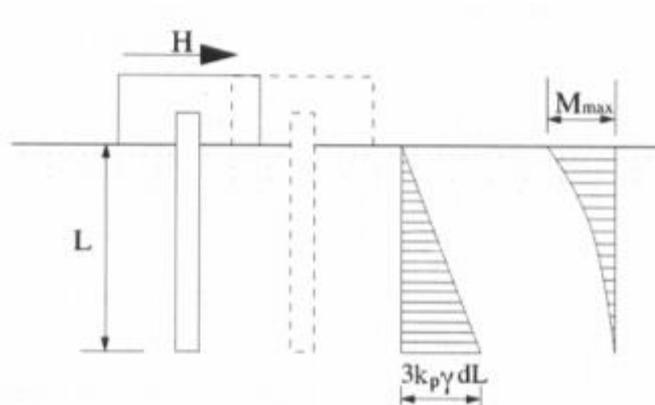
### **A.7.f.4 Verifica a ribaltamento dei pali**

Per la verifica a ribaltamento del palo è stata utilizzata la teoria di BROMS, che caratterizza il comportamento flessionale del palo con un comportamento di tipo rigido-perfettamente plastico. Sulla base di analisi teoriche e di osservazioni sperimentali si assume che la resistenza p del terreno abbia l'andamento riportato in figura (cfr. FONDAZIONI di Carlo Viggiani):



**Figura 6: resistenza limite del terreno**

Il terreno in esame è incoerente perciò si è proceduto a calcolare la forza ribaltante in testa al palo ipotizzando il palo impedito di ruotare in testa:



**Figura 7: resistenza limite del terreno di un palo corto impedito di ruotare in testa**

$$H = 1.5 * L^2 * k_p * \gamma * d$$

Dove:

- $L=2.50$  m: profondità di infissione del palo;
- $k_p = \frac{1+\text{sen}\varphi}{1-\text{sen}\varphi} = 2.66$ : coefficiente di spinta passiva;
- $\varphi=27^\circ$ : angolo di attrito del terreno (3 m di profondità)
- $\gamma=19.4$  kN/m<sup>3</sup>: peso di volume
- $d=0.16$  m: Lato lungo del profilo HEA160

$$H = 1.5 * 2.5^2 * 2.66 * 19.4 * 0.16 = 77.45 \text{ kN}$$

Il momento stabilizzante risulta pari a:

$$M_{\text{stabilizzante}} = \frac{2}{3} * H * L$$



$$M_{stabilizzante} = \frac{2}{3} * 77.45 * 2.5 = 129.08 \text{ kNm}$$

Questo momento viene confrontato con quello ribaltante che si ottiene dalla componente orizzontale del vento che cautelativamente è stata presa pari a **0.66 kN/m<sup>2</sup>**:

$$M_{ribaltante} = P_{vento} * A_{pan.} * b$$

Dove b= braccio di azione della componente orizzontale, che è pari a 2.36 m, ovvero l'altezza del palo da terra al colmo, mentre  $A_{pan.}$ =area del pannello pari a 2.8 m<sup>2</sup>.

$$M_{ribaltante} = 0.66 * 2.8 * 2.36 = 4.36 \text{ kNm}$$

Essendo  $M_{stabilizzante} \geq M_{ribaltante}$  la verifica risulta soddisfatta.