

Comune  
di San Paolo di Civitate



Regione Puglia



Provincia di  
Foggia



Committente:

**Falck  
Renew  
ables**

SUSTAINABLE DEVELOPMENT

FALCK RENEWABLES SVILUPPO s.r.l.  
via A. Falck, 4 - 16, 20099 Sesto San Giovanni (MI)  
c.f. IT10500140966

Titolo del Progetto:

## Progetto di un impianto fotovoltaico con sistema di accumulo integrato con impianto olivicolo - denominato "Cerro"

Documento:

**PROGETTO DEFINITIVO**

Codice Pratica:

**MBFAF96**

N° Tavola:

**B.3**

Elaborato:

**RELAZIONE GEOTECNICA**

SCALA:

**N.D.**

FOGLIO:

**1 di 1**

FORMATO:

**A4**

Folder: MBFAF96\_Relazione\_Geotecnica.zip

Nome file: MBFAF96\_Relazione\_Geotecnica.pdf

Progettazione:



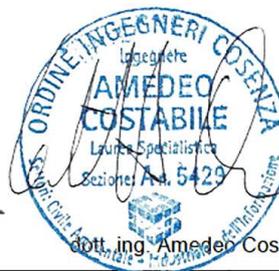
**NEW DEVELOPMENTS**

**NEW DEVELOPMENTS S.r.l**  
Piazza Europa, 14  
87100 Cosenza (CS)

Progettisti:



dott. ing. Giovanni Guzzo Foliaro



dott. ing. Amedeo Costabile



dott. ing. Francesco Meringolo

Rev.	Data Revisione	Descrizione Revisione	Redatto	Controllato	Approvato
00	11/02/2020	PRIMA EMISSIONE	New Dev.	FALCK	FALCK

## Indice

Premessa e inquadramento normativo .....	2
1. Caratterizzazione Geologica .....	2
1.1 Area impianto fotovoltaico.....	3
1.2 Area centrale di accumulo e SET .....	4
2. Caratterizzazione geotecnica.....	4
2.1 Indagini eseguite .....	4
2.2 Prove Penetrometriche dinamiche continue DPM.....	5
2.3 MASW .....	7
2.4 Parametri geotecnici .....	7
3. Verifiche geotecniche .....	11
3.1 Articolazione del progetto.....	11
3.2 Verifica di sicurezza .....	11
3.3 Azioni .....	12
3.4 Resistenza.....	13
3.5 Fondazioni superficiali.....	14
3.6 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) .....	14
3.7 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	15
3.8 Verifiche geotecniche preliminari delle piastre di fondazione.....	15
3.9 Verifiche geotecniche preliminari montanti strutture trackers .....	19
3.10 Verifiche di stabilità globale pendii .....	21

## Premessa e inquadramento normativo

La presente relazione definisce i caratteri geotecnici dei terreni interessati dalle opere puntuali previste nel progetto definitivo per la realizzazione e l'esercizio di un impianto fotovoltaico con sistema di accumulo integrato ad oliveto superintensivo denominato "Cerro" ubicato nel territorio del comune di **San Paolo di Civitate (FG)**, proposto dalla società **Falck Renewables Sviluppo s.r.l.**

Per le finalità del presente lavoro ci si è avvalsi della relazione geologica redatta dott. geol **Pasquale Greco** e dei risultati rinvenuti dalla campagna d'indagine svolta, che hanno consentito di ricostruire gli spessori, le giaciture ed i rapporti stratigrafici delle formazioni geolitologiche presenti nel sottosuolo delle aree in esame.

La presente relazione geotecnica è stata redatta in ottemperanza alle leggi vigenti in materia:

- D.M. 17.01.2018 – Aggiornamento alle "Nuove norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019 n. 7;
- Decreto Ministeriale 14.01.2008 (G.U. 4 febbraio 2009 n. 29 – Suppl. Ord.) "Norme tecniche per le costruzioni";
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008, Circolare 2 febbraio 2009;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale, Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007;
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009, n. 617 (G.U. del 26 febbraio 2009, n. 47);
- "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008".
- Eurocodice 7 – "Progettazione geotecnica" – ENV 1997 – 1;

## 1. Caratterizzazione Geologica

Dalla relazione geologica allegata al presente progetto definitivo risulta che le formazioni presenti sul terreno interessato sono di tipo sedimentario marino e continentale.

Il quadro paleogeografico e l'organizzazione stratigrafica di tali unità terrazzate ricalca piuttosto quanto desumibile dalla letteratura in altri settori della Fossa bradanica: si tratta in definitiva di depositi regressivi marini, di transizione e continentali associati al sollevamento regionale che, a partire dal Siciliano, interessa i settori di avanfossa e di avampaese dell'Appennino meridionale. Durante questo periodo nel settore

Tav. B.2	Relazione geotecnica	2 di 21
----------	----------------------	---------

setentrionale della Fossa bradanica si verifica una regressione generalizzata del mare con il progressivo spostamento della linea di costa fino alla posizione attuale del Golfo di Manfredonia, e la successiva, in parte contemporanea, evoluzione in ambiente continentale che ha prodotto le attuali condizioni geologiche e morfologiche dell'area qui considerata.

Le due formazioni in affioramento nell'area ristretta dell'impianto fotovoltaico sono caratterizzate dalle seguenti litologie:

### 1.1 Area impianto fotovoltaico

a) **Conglomerati – qQ:** la formazione denominata "Conglomerato di Campomarino" è di origine marina ed alluvionale, in quanto si è deposta inizialmente in ambiente marino (al termine della regressione calabriana) e successivamente in ambiente continentale. La litologia caratteristica è rappresentata da lenti e letti di ghiaie, più o meno cementate, talvolta con livelli di conglomerati compatti. Talvolta sono presenti sabbie a stratificazione incrociata ed intercalazioni di argille verdastre.

Il passaggio alle sottostanti sabbie di Serracapriola è normalmente concordante. Lo spessore è elevato e raggiunge spesso i 20 metri.

Dotato di buona resistenza e coesione, risulta idoneo come terreno di fondazione.

b) **Sabbie e Conglomerati - Q<sup>c</sup>:** La formazione di origine marina è denominata "Sabbie di Serracapriola" è caratterizzata da sabbie giallastre, a grana più o meno grossa, più o meno cementate, a stratificazione spesso indistinta con intercalazioni lentiformi di conglomerati ad elementi prevalentemente arenacei e calcareo marnosi. Lo spessore è circa 30 metri dove a tale profondità si ha un passaggio graduale con le Argille di Montesecco che affiorano qualche chilometro ad ovest dell'area in studio nei pressi del Torrente Staina.

Dalle prove penetrometriche in situ, è emersa una buona resistenza ed una coesione considerevole.

## 1.2 Area centrale di accumulo e SET

a) **Conglomerati – qQ:** la formazione denominata "Conglomerato di Campomarino" è di origine marina ed alluvionale, in quanto si è deposta inizialmente in ambiente marino (al termine della regressione calabriana) e successivamente in ambiente continentale. La litologia caratteristica è rappresentata da lenti e letti di ghiaie, più o meno cementate, talvolta con livelli di conglomerati compatti. Talvolta sono presenti sabbie a stratificazione incrociata ed intercalazioni di argille verdastre.

Il passaggio alle sottostanti sabbie di Serracapriola è normalmente concordante. Lo spessore è elevato e raggiunge spesso i 20 metri.

Dotato di buona resistenza e coesione, risulta idoneo come terreno di fondazione.

## 2. Caratterizzazione geotecnica

### 2.1 Indagini eseguite

Nell'area in esame e nell'area SET sono state eseguite le seguenti indagini (indicate con segnaposto in giallo nella sottostante figura (Prove penetrometriche) e linea bianca (MASW))

- Sei prove penetrometriche dinamiche continue con penetrometro DPM,
- Quattro stendimenti sismici a rifrazione tipo MASW

INDAGINI SAN PAOLO DI CIVITATE	COORDINATE INDAGINI WGS84
P1	41.801453, 15.300806
P3	41.789656, 15.297333
P4	41.782989, 15.298530
P5	41.787076, 15.311000
P6	41.782738, 16.540485
P1 AREA SET	41.768835, 15.254221
MASW 1 AREA SET	41.768835, 15.254221
MASW 1	41.796027, 15.298348
MASW 2	41.785801, 15.297980
MASW 3	41.785953, 15.311437

## 2.2 Prove Penetrometriche dinamiche continue DPM

Sull'area di interesse sono state eseguite sei prove penetrometriche dinamiche continue tipo DPM30.

Le prove sono state ubicate in corrispondenza di tre zone interne all'area dell'Impianto fotovoltaico (n. 5) e nell'Area Accumulo e SET (n. 1).

In tutte queste aree affiora in modo omogeneo la litologia prevalente di tipo sabbiosa e/o conglomeratica che caratterizzano l'intera area in studio.

Le prove penetrometriche, delle quali si allegano a parte il risultato, hanno fornito i vari valori di resistenza dinamica del terreno all'attraversamento delle aste. Tale dato è di fondamentale importanza, non solo perché fornisce al progettista la portanza del terreno di fondazione alle varie profondità attraversate, ma anche perché i valori di resistenza sono utilizzabili in alcune relazioni analitiche che, attraverso una prima correlazione con lo standard delle prova SPT, ci permette di risalire a diversi valori significativi del terreno di fondazione quali:

- il modulo di Poisson,
- i parametri geotecnici principali (Angolo di attrito, Coesione e Peso di Volume),
- i moduli (Young, Edometrico, deformazione di taglio).

Da un'analisi generale delle prove, (per il dettaglio dei parametri si rimanda alla consultazione delle prove penetrometriche in allegato) risultano i seguenti dati:

### **Prove penetrometriche P1, P5**

Queste 2 prove sono state fatte sulla litologia caratterizzata dai Conglomerati di Campomarino.

Il terreno di fondazione per tutta l'area in studio è caratterizzato da una formazione conglomeratica per tutto lo spessore indagato di circa 4,90 m (P1) e 4,30 m (P2), profondità oltre le quali si è avuto rifiuto delle aste alla penetrazione.

Le 2 prove hanno dato risultati pienamente compatibili ed omogenei. Dal punto di vista della resistenza le formazioni sono state suddivise in 3 livelli a resistenza crescente con la profondità (ved. la stima dei parametri geotecnici delle prova) ma tutti litologicamente simili. Complessivamente si hanno soddisfacenti valori di buona resistenza nei tre livelli fino al rifiuto alla penetrazione delle aste alle profondità media di circa 5.0 m.

Vista la tipologia della struttura da realizzare ed i carichi indotti, si ritiene che la resistenza offerta già dal primo spessore di terreno (inferiore ad 1 metro) possa consentire una buona infissione delle chiodature. La falda non è stata individuata.

### **Prove penetrometriche P3, P4, P6**

Le 3 prove sono state fatte sulla litologia caratterizzata dalle Sabbie di Serracapriola.

Il terreno di fondazione per tutta l'area in studio è caratterizzato da una formazione sabbiosa con livelli conglomeratici per tutto lo spessore indagato di circa 4,20 m (P3), 5,30 m (P4) e 4,40 m (P6), profondità oltre le quali si è avuto rifiuto delle aste alla penetrazione.

Le 3 prove hanno dato risultati pienamente compatibili ed omogenei nei tre siti. Dal punto di vista della resistenza le formazioni sono state suddivise anche qui in 3 livelli a resistenza crescente con la profondità (ved. la stima dei parametri geotecnici delle prova) ma tutti litologicamente simili. Complessivamente si hanno soddisfacenti valori di buona resistenza nei tre livelli fino al rifiuto alla penetrazione delle aste alle profondità media di circa 5.0 m.

Vista la tipologia della struttura da realizzare ed i carichi indotti, si ritiene che la resistenza offerta già dal primo spessore di terreno (inferiore ad 1 metro) possa consentire una buona infissione delle chiodature. Queste prove sono state pienamente compatibili ed omogenee anche rispetto alle 2 prove P1 e P5, a testimonianza che le due formazioni geologiche dell'area Impianto sono geotecnicamente, oltre che geologicamente, omogenee tra di loro.

La falda non è stata individuata.

### **Prova penetrometrica P1 Area SET e centrale di accumulo**

La prova è stata fatta sulla litologia caratterizzata dai Conglomerati di Campomarino.

Il terreno di fondazione per tutta l'area in studio è caratterizzato da una formazione conglomeratica per tutto lo spessore indagato di circa 4,90 m profondità oltre la quale si è avuto rifiuto delle aste alla penetrazione.

La prova ha dato risultati di resistenza molto soddisfacenti già dal primo metro. Dal punto di vista della resistenza le formazioni sono state suddivise anche qui in 3 livelli a resistenza crescente con la profondità (ved. la stima dei parametri geotecnici delle prova) ma tutti litologicamente simili. Complessivamente si

hanno soddisfacenti valori di buona resistenza nei tre livelli fino al rifiuto alla penetrazione delle aste alla profondità di circa 4.90 m.

Vista la tipologia della struttura da realizzare ed i carichi indotti, si ritiene che la resistenza offerta già dal primo spessore di terreno (inferiore a 2 metri) possa consentire una fondazione di tipo diretto

La falda non è stata individuata.

## 2.3 MASW

La geofisica osserva il comportamento delle onde che si propagano all'interno dei materiali. Un segnale sismico, infatti, si modifica in funzione delle caratteristiche del mezzo che attraversa. Le onde possono essere generate in modo artificiale attraverso l'uso di masse battenti, di scoppi, etc.

Qui di seguito si sintetizzano gli esiti delle indagini compiute sui due siti di interesse, la relazioni complete sono allegate in fondo alla relazione.

### MASW 1

#### Risultati

<b>Profondità piano di posa [m]</b>	1.00
<b>Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)</b>	666.20
<b>Categoria del suolo</b>	B
<b>Profondità piano di posa [m]</b>	2.00

<b>Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)</b>	689.71
<b>Categoria del suolo</b>	B

<b>Profondità piano di posa [m]</b>	3.00
<b>Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)</b>	705.01
<b>Categoria del suolo</b>	B

Suolo di tipo B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

## MASW 2

### Risultati

<b>Profondità piano di posa [m]</b>	1.00
<b>Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)</b>	626.95
<b>Categoria del suolo</b>	B
<b>Profondità piano di posa [m]</b>	2.00
<b>Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)</b>	664.08
<b>Categoria del suolo</b>	B
<b>Profondità piano di posa [m]</b>	3.00
<b>Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)</b>	701.84
<b>Categoria del suolo</b>	B

**Suolo di tipo B:** Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

### MASW 3

#### Risultati

Profondità piano di posa [m]	1.00
Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)	547.56
Categoria del suolo	B
Profondità piano di posa [m]	2.00
Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)	578.08
Categoria del suolo	B
Profondità piano di posa [m]	3.00
Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)	589.04
Categoria del suolo	B

**Suolo di tipo B:** Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

### MASW 1 Area accumulo e SET

#### Risultati

Profondità piano di posa [m]	1.00
Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)	636.68
Categoria del suolo	B
Profondità piano di posa [m]	2.00

<b>Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)</b>	688.75
<b>Categoria del suolo</b>	B
<b>Profondità piano di posa [m]</b>	3.00
<b>Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)</b>	710.58
<b>Categoria del suolo</b>	B

**Suolo di tipo B:** Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

## 2.4 Parametri geotecnici

Allo scopo di individuare le caratteristiche fisico - meccaniche dei materiali di fondazione, è stato fatto riferimento ai valori geomeccanici delle sei prove penetrometriche tipici dell'orizzonte stratigrafico caratterizzato dalla litologia sabbiosa e/o conglomeratica che caratterizzano l'area in oggetto di studio. I valori fisico-meccanici compatibili geotecnicamente sono stati pienamente simili tra le due litologie presenti nell'area.

Considerando quanto appena affermato sulla omogeneità dei terreni è possibile attribuire al terreno di fondazione, i seguenti valori rappresentativi per i primi 5 metri di spessore:

### Area Impianto Fotovoltaico e SET

Livello Sabbioso e/o conglomeratico	Profondità base strato	Coesione	Angolo di attrito (Owasaki & Iwasaki)	Peso di volume
<b>A</b>	5, 0 m	0,1 Kg/cmq	$\phi = 29 - 33$	$\gamma = 1.70 \text{ gr/cc}$
<b>CATEGORIA SISMICA DEI SITI</b>				<b>B</b>

I valori sopra citati possono servire per la verifica della portanza con il calcolo della formula di vari autori per lo studio della tipologia di fondazione più opportuna.

### 3. Verifiche geotecniche

#### 3.1 Articolazione del progetto

Il progetto delle opere e degli interventi si articola nelle seguenti fasi:

1. caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
2. scelta del tipo di opera o di intervento e programmazione delle indagini geotecniche;
3. caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce presenti nel volume significativo e definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo;
4. definizione delle fasi e delle modalità costruttive;
5. verifiche della sicurezza e delle prestazioni;
6. programmazione delle attività di controllo e monitoraggio

#### 3.2 Verifica di sicurezza

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure indicate al § 2.6 . 6.2.4.1.

VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (EQU), come definito al §2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_{inst,d} \leq E_{stb,d}$$

dove  $E_{inst,d}$  è il valore di progetto dell'azione instabilizzante,  $E_{stb,d}$  è il valore di progetto dell'azione stabilizzante. La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per le azioni i valori JF riportati nella colonna EQU della tabella 6.2.I. Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \text{ [6.2.1]}$$

essendo  $E_d$  il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni

Tav. B.2	Relazione geotecnica	11 di 21
----------	----------------------	----------

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2a]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2b]$$

e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.3]$$

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse nelle [6.2.2a] e [6.2.3] rispettivamente in unione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , dei parametri geotecnici di progetto  $X_k/\gamma_M$  e dei parametri geometrici di progetto  $a_d$ . Il coefficiente parziale di sicurezza opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto  $\gamma_R$  può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni come indicato dalla [6.2.2b] con  $\gamma_E = \gamma_F$ . In accordo a quanto stabilito al §2.6.1, la verifica della condizione [6.2.1] deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi. Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto. Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti. Per le verifiche nei confronti di stati limite ultimi non espressamente trattati nei successivi paragrafi, da 6.3 a 6.11, si utilizza l'Approccio 1 con le due combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2). I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

### 3.3 Azioni

I coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. NTC2018.

Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità. Nella

Tav. B.2	Relazione geotecnica	12 di 21
----------	----------------------	----------

valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione  $\psi_{ij}$  devono essere assunti come specificato nel Capitolo 2. Si fa salvo, comunque, quanto previsto nel Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26 giugno 2014 recante "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)", ove applicabile

**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	$\gamma_{Qi}$	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  $\gamma_{ca}$

### 3.4 Resistenza

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

**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
Coazione 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	$\gamma_Y$	$\gamma_Y$	1,0	1,0

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali. Il valore di progetto della resistenza si ottiene, per il caso (a), applicando al valore caratteristico della resistenza unitaria al taglio  $\tau_R$  un coefficiente parziale  $\gamma_{\tau_R} = 1,0$  (M1) e  $\gamma_{\tau_R} = 1,25$  (M2) oppure procedendo come previsto ai punti b) e c) di cui sopra.

### 3.5 Fondazioni superficiali

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali. Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua. In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese. In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni superficiali devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo § 7.11.5.3.1.

### 3.6 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa. Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni. Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
  - o collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;

- collasso per scorrimento sul piano di posa;
- stabilità globale.
- SLU di tipo strutturale (STR)
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali. Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

**Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali**

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

### 3.7 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Al fine di assicurare che le fondazioni risultino compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), si deve verificare il rispetto della condizione [6.2.7], calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3, tenendo conto anche dell'effetto della durata delle azioni. Forma, dimensioni e rigidità della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

### 3.8 Verifiche geotecniche preliminari delle piastre di fondazione

Il predimensionamento delle piastre di fondazioni necessarie alla distribuzione dei carichi di cabinet, containers di contenimento inverters, trasformatori ed apparati elettrici viene eseguita considerando le caratteristiche del terreno di sedime desumibili dalla relazione geologica e le azioni trasmesse dalle sovrastrutture desumibili dalle schede tecniche degli apparati.

Di seguito si riportano le risultanze del calcolo eseguito e le relative verifiche geotecniche.

<b>Caratteristiche dei materiali</b>		
Classe del calcestruzzo	C30/37	
Peso specifico del calcestruzzo	25 kN/mc	
Peso specifico del magrone	24 kN/mc	
Altezza dello strato di magrone	10 cm	
<b>Parametri sismici SLV</b>		
Accelerazione massima su suolo rigido $a_g$	2,056 m/s <sup>2</sup>	
Coefficiente di amplificazione spettrale $F_0$	2,451	
Periodo di inizio tratto a velocità costante $T_c^*$	0,330 s	
Accelerazione di gravità $g$	9,81 m/s <sup>2</sup>	
Accelerazione orizzontale riferita al suolo rigido adimensionale $a_g/g$	0,250	
Coefficiente funzione della categoria di sottosuolo $C_c$	1,373	
Periodo del tratto ad accelerazione costante $T_B$	0,151 s	
Periodo del tratto a velocità costante $T_c$	0,454 s	
Periodo del tratto a spostamento costante $T_D$	2,439 s	
Coefficiente di smorzamento viscoso $\xi$	5%	
Coefficiente di correzione per smorzamento viscoso diverso dal 5%	1	
Coefficiente sismico orizzontale $k_h$	0,094	
Coefficiente sismico verticale $k_v$	+/- 0,048	
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito $\beta_m$	0,38	
<b>Dati geometrici</b>		
Dati fondazione B,L,h	3,00m ; 6,20 m; 0,20 m	
Altezza affondamento zattera D	0,20 m	
Angolo di inclinazione terreno di posa $\alpha$	0,00°	
Sollecitazioni		
Gk1 V, Gk1 HI, Gk1 Hb, Gk1 Mb, Gk1 MI	137,64 kN, 0, 0, 0, 0, 0	
Gk2 V, Gk2 HI, Gk2 Hb, Gk2 Mb, Gk2 MI	160,00 kN, 0, 0, 0, 0, 0	
Qk V, Qk HI, Qk Hb, Qk Mb, Qk MI	200,00 kN, 0, 0, 0, 0, 0	
Densità relativa	<b>Dr</b>	0,7-1
Modulo elastico	<b>E</b>	66300 kPa
Modulo edometrico	<b>M</b>	57652 kPa
Coefficiente di Poisson	<b>v</b>	0,2
Costante di Winkler	<b>Kw</b>	15 N/cm <sup>3</sup>
Angolo di attrito	<b><math>\varphi'</math></b>	31,00 °
Coesione	<b><math>c'</math></b>	10,00 kPa
Resistenza a taglio non drenata	<b>cu</b>	10,00 kPa
Peso specifico del terreno sopra la zattera dal lato di valle	<b><math>\gamma_{f,sopra}</math></b>	17,00 kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico del terreno sotto il piano di posa.	<b><math>\gamma_{f,sotto}</math></b>	17,00 kN/m <sup>3</sup>

APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

Condizione di verifica:

SISMICA

Si esegue analisi sismica pseudo-statica Secondo la teoria di Paolucci e Pecker (1997)

AZIONI	A	
$\gamma_{G1}$	1,00	0,90
$\gamma_{G2}$	1,00	0,80
$\gamma_{Qk}$	1,00	0,00

GEOTECNICA	M
$\text{Tan}(\phi')_{,k}$	1,00
$c'_{,k}$	1,00
$cu_{,k}$	1,00
$\gamma_{,k}$	1,00

RESISTENZE	R
capacità portante	2,30
scorrimento	1,10

CONDIZIONI DRENATE

1 COMBINAZIONE DI CALCOLO E PARAMETRI SISMICI

Condizione di verifica: APPROCCIO 2 --- Combinazione (A1+M1+R3)

Secondo la combinazione: SISMICA

AZIONI	A
$\gamma_{G1}$	1,00
$\gamma_{G2}$	1,00
$\gamma_{Qk}$	1,00

GEOTECNICA	M
$\text{Tan}(\phi')_{,k}$	1,00
$c'_{,k}$	1,00
$cu_{,k}$	1,00
$\gamma_{,k}$	1,00

RESISTENZE	R
capacità portante	2,30
scorrimento	1,10

Accelerazione massima su suolo rigido  
Coefficiente di amplificazione spettrale  
Periodo di inizio tratto a velocità costante  
Categoria di sottosuolo  
Categoria topografica  
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione  
Coefficiente sismico orizzontale  
Coefficiente sismico verticale

$a_g$	2,030 m/s <sup>2</sup>
$F_o$	2,451
$T_c$	0,331 s
	B
	T1
$\beta$	0,380
$K_h$	0,094
$K_v$	0,047

### 1 COMBINAZIONE DI CALCOLO E PARAMETRI SISMICI

Condizione di verifica: APPROCCIO 2 --- Combinazione (A)

Secondo la combinazione: SISMICA

AZIONI	A
$\gamma_{G1}$	1,00
$\gamma_{G2}$	1,00
$\gamma_{E1}$	1,00

GEOTECNICA	M
$\tan(\varphi)_{k}$	1,00
$c'_{k}$	1,00
$cu_{k}$	1,00
$\gamma_{k}$	1,00

RESISTENZE	R
capacità	2,30
scorrimento	1,10

Accelerazione massima su suolo rigido  
Coefficiente di amplificazione spettrale  
Periodo di inizio tratto a velocità costante  
Categoria di sottosuolo  
Categoria topografica  
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione  
Coefficiente sismico orizzontale  
Coefficiente sismico verticale

$a_g$	2,056 m/s <sup>2</sup>
$F_0$	2,451
$T_c$	0,330 s
	B
	T1
$\beta_m$	0,380
$K_h$	0,095
$K_v$	0,048

### 2 DATI DI PROGETTO

angolo di attrito  
coesione  
P.S. terreno sopra il piano di posa.  
P.S. terreno sotto il piano di posa.  
P.S. terreno sopra il piano di posa.  
P.S. terreno sotto il piano di posa.  
inclinazione piano campagna  
Profondità della curva di scorrimento

$\varphi'_{d}$	31,00°
$c'_{d}$	10,00 kPa
$\gamma'_{f,sopra,d}$	17,0 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma'_{f,sotto,d}$	17,0 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma'_{f,medio}$	17,0 kN/m <sup>3</sup>
$\alpha$	0,00°
$w$	0,00°
Hscor.	5,10 m

Base  
Lunghezza  
Base ridotta  
Lung. Ridotta  
Altezza zattera  
Affondamento  
Altezza magrone

B	3,00 m
L	6,20 m
B*	2,96 m
L*	6,16 m
H	0,20 m
D	0,20 m
Hm	0,10 m

Carico verticale  
Carico Orizzontale  
Momento Sollecitante b  
Momento Sollecitante l

V <sub>d</sub>	409,1 kN
H <sub>d</sub>	38,9 kN
Mb <sub>d</sub>	7,8 kNm
Ml <sub>d</sub>	7,8 kNm

Taglio Sismico

H <sub>s</sub>	38,9 kN
----------------	---------

### 3 FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

N <sub>y</sub>	25,99	Secondo Vesic, 1973
N <sub>c</sub>	32,67	Secondo Vesic (1970)
N <sub>q</sub>	20,63	Secondo Prandtl (1921)

### 4 COEFFICIENTI CORRETTIVI

Coefficienti di forma	
S <sub>y</sub>	1,000
S <sub>c</sub>	1,000
S <sub>q</sub>	1,000

Coefficienti di profondità	
d <sub>y</sub>	1,000
d <sub>c</sub>	1,020
d <sub>q</sub>	1,019

Coefficienti di inclinazione del carico	
i <sub>y</sub>	0,869
i <sub>c</sub>	0,915
i <sub>q</sub>	0,919
m <sub>s</sub>	1,675
m <sub>l</sub>	1,325
m	1,500
e	45,00°

Coefficienti di inclinazione del piano campagna	
b <sub>y</sub>	1,000
b <sub>c</sub>	1,000
b <sub>q</sub>	1,000

Coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione	
g <sub>y</sub>	1,000
g <sub>c</sub>	1,000
g <sub>q</sub>	1,000

Coefficienti che tengono conto della rottura per punzonamento	
w <sub>y</sub>	1,000
w <sub>c</sub>	1,000
w <sub>q</sub>	1,000

Coefficienti Paolucci e Pesker (1997)	
z <sub>y</sub>	0,941
z <sub>c</sub>	0,970
z <sub>q</sub>	0,941

### 5 REGOLA DI MEYERHOF

e <sub>s</sub>	0,02 m
B*	2,96 m

e <sub>L</sub>	0,02 m
L*	6,16 m

6 CARICO LIMITE

$q_{lim} \quad 892,9 \quad [kN/m^2]$        $Q_{lim} \quad 16296,9 \quad [kN]$

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} \Psi_{\gamma} z_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c \Psi_c z_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q \Psi_q z_q$$

↑ contributo forze di **attrito**     
 ↑ contributo forze di **coesione**     
 ↑ contributo **sovraccarico**

7 VERIFICA CAPACITA' PORTANTE  
(ROTTURA GENERALE)

$E_d$	409,1	[kN]	$E_d \leq R_d$	verificato
$R_d$	7085,6	[kN]		
$e_d$	22,4	[kPa]		
$r_d$	388,2	[kPa]		

8 VERIFICA A SCORRIMENTO

$E_d$	38,9	[kN]	$E_d \leq R_d$	verificato
$R_d$	165,9	[kN]		

Per quanto riguarda invece la sovrastruttura si farà riferimento alle verifiche strutturali già predisposte dai fornitori che accompagneranno le diverse strutture.

Per le caratteristiche geometriche si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

### 3.9 Verifiche geotecniche preliminari montanti strutture trackers

L'azione dimensionante è rappresentata dalla pressione del vento che genera sui montanti infissi nel terreno sollecitazioni di trazione. Il predimensionamento consiste nel determinare la profondità di infissione dei montanti nel terreno tale da equilibrare il sistema al carico di sfilamento.

L'azione del vento sulla struttura è determinata seguendo la formulazione del paragrafo 3.3 NTC2018 mentre le caratteristiche geomeccaniche del terreno sono determinate in ragione dei risultati ottenuti dall'indagine geognostica e riportate nella relazione geologica.

Di seguito si riporta il prospetto riassuntivo delle verifiche geotecniche preliminari eseguite.

Zona	3
Classe di rugosità del terreno	D
ag (altitudine della costruzione)	110 m slm
Distanza dalla costa	15 km
Tr (tempo di ritorno)	50 anni

Categoria di esposizione	II
H <sub>min</sub> tracker	0,65 m
H <sub>max</sub> tracker	4,36 m
Angolo inclinazione massimo	60°
Velocità di riferimento del vento V <sub>b,0</sub>	27 m/s
Pressione cinetica di riferimento q <sub>r</sub>	456,29 N/m <sup>2</sup>
Coefficiente topografico	1
Coefficiente di forma C <sub>e</sub>	+/- 2,24
Pressione del vento p	+/- 1,89 kN/mq
Superficie captante	173 mq
Numero montanti	7
Risultante della pressione sul singolo montante	46,70 kN
Risultante di trazione sul singolo montante	23,35 kN
Angolo di attrito interno del terreno medio	31°
Peso per unità di volume del terreno medio	17 kN/mc
Lunghezza di infissione	2 m
Tensione geostatica verticale massima	34,00 kN/mq
Risultante delle tensioni geostatiche verticali	34,00 kN
K <sub>o</sub>	0,48
Tensione geostatica orizzontale	16,49 kN/mq
Tensione tangenziale	9,91 kN/mq
Superficie minima di contatto	3 mq
R <sub>d</sub>	29,72 kN
γ <sub>R</sub>	1,25
Verifica di sicurezza γ <sub>R</sub> R <sub>d</sub> / F <sub>d</sub> > 1	<b>1,02 - VERIFICATO</b>

Tali verifiche teoriche sono da considerarsi preliminari in quanto non tengono conto di altre variabili che alterano la situazione teorica del terreno. Infatti già la tecnica di infissione con battipalo altera le caratteristiche teoriche del terreno il quale presenta una stratigrafia attuale che potrebbe essere modificata nello strato di coltre a seguito di parziali livellamenti. Inoltre le caratteristiche del terreno potrebbero variare anche all'interno dell'area di intervento e pertanto si rimanda alla progettazione esecutiva per la verifica geotecnica definitiva basata anche su valori di riferimento basati su prove di sfilamento eseguite mediante sollevatore telescopico a braccio fisso con interposto dinamometro.

### 3.10 Verifiche di stabilità globale pendii

Si ritiene superfluo effettuare una verifica ante e post operam visto che il rapporto Angolo di attrito interno/pendenza terreno nella situazione ante operam è pari a  $29^\circ/3^\circ = 9,66$  (coefficiente di sicurezza sicuramente molto superiore ad 1 dove si ha equilibrio tra le forze resistenti e le forze agenti) e visto che le opere progettuali non prevedono variazioni delle pendenze naturali del terreno.

I progettisti



(dott. ing. Giovanni Guzzo Foliaro)

(dott. ing. Amedeo Costabile)

(dott. ing. Francesco Meringolo)