

Regione Puglia



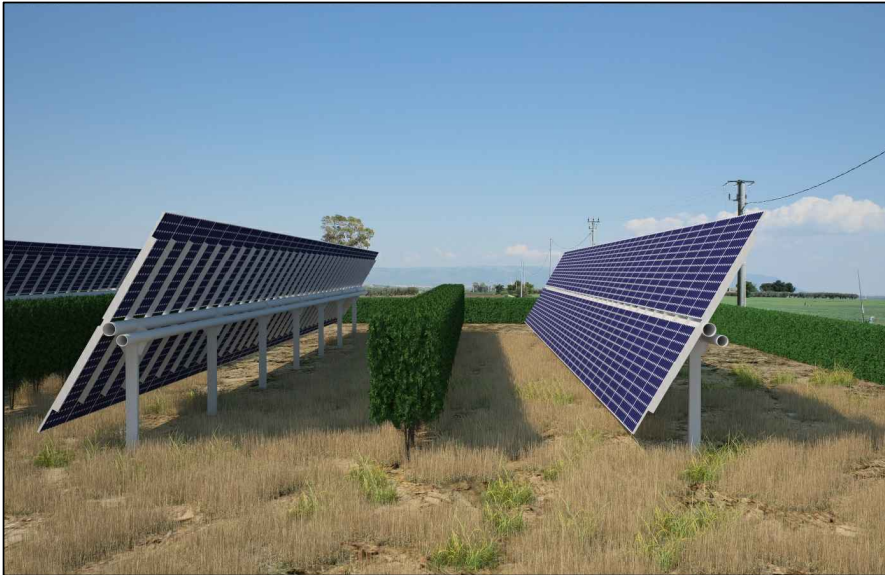
Provincia di Foggia



Comune di Apricena



Comune di San Paolo di Civitate



Committente:

Falck Renewables

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 "Mezzanelle"

Documento:	PROGETTO DEFINITIVO	Codice Pratica:	OLKV965	N° Tavola:	B.2
Elaborato:	RELAZIONE GEOTECNICA	SCALA:	N.D.		
		FOGLIO:	1 di 1		
		FORMATO:	A4		

Folder:	OLKV965_Geotecnica.zip	Nome file:	OLKV965_Relazione_Geotecnica.pdf
---------	-------------------------------	------------	---

Progettazione: NEW DEVELOPMENTS S.r.l. Piazza Europa, 14 87100 Cosenza (CS)	Progettisti:		
	 dott. ing. Giovanni Guzzo Fojano	 dott. ing. Amedeo Costabile	 dott. ing. Francesco Meringolo

Rev:	Data Revisione	Descrizione Revisione	Redatto	Controllato	Approvato
00	06/02/2020	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	9
3. Verifiche geotecniche	9
3.1 Articolazione del progetto.....	9
3.2 Verifica di sicurezza	10
3.3 Azioni	11
3.4 Resistenza.....	12
3.5 Fondazioni superficiali.....	12
3.6 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	13
3.7 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	14
3.8 Verifiche geotecniche preliminari delle piastre di fondazione.....	14
3.9 Verifiche geotecniche preliminari montanti strutture trackers	17
3.10 Verifiche di stabilità globale pendii	19

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 "**Mezzanelle**" ubicato nel territorio dei comuni di **Apricena e 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 19
----------	----------------------	---------

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) **Sabbie, silt ed argille - Subsistema di Amendola – MLM₁:** Caratterizza un esteso settore nella metà centro-occidentale del Foglio: superiormente è limitato da una spianata morfologica che raggiunge quote variabili fra i 55 e i 65 m s.l.m. Talvolta sono presenti sabbie a stratificazione incrociata ed intercalazioni di silt ed argille verdastre. E' costituita in basso da sabbie fini (1 m circa) fortemente bioturbate e con abbondanti frammenti di gusci di bivalvi dispersi nel sedimento; verso l'alto si passa ad uno strato lentiforme (spessore variabile da pochi cm fino a 1 m) ben cementato costituito unicamente da resti di bivalvi e gasteropodi sia in frammenti che interi; chiudono localmente la successione sabbie ed arenarie da fini a grossolane a stratificazione incrociata concava. Presentano alla base della formazione 3 m di sabbie fini giallastre con rare intercalazioni di argille e silt. Si distingue una laminazione piano parallela sempre in basso mentre verso l'alto la bioturbazione ha obliterato ogni struttura sedimentaria primaria.

Lo spessore massimo è di circa 35 m e la base di questa unità è posta a circa 23-25 m s.l.m.

b) **Sabbie e Conglomerati Sintema di Motta del Lupo – TLP:** Il sintema di Motta del Lupo è il sintema continentale più rappresentato in termini areali all'interno del settore di avanfossa del Foglio. Affiora diffusamente in un ampio settore pianeggiante compreso fra quote prossime ai 75 m (nel settore occidentale del Foglio) fino a circa 30 m s.l.m. Nell'area ristretta dell'impianto fotovoltaico affiora in eteropia laterale dalla quota di circa 48 m.

Si tratta di fitte alternanze argilloso siltose. I silt sono brunastri mentre le argille di colore verdastro, la laminazione è sottile (lamine sempre al di sotto del cm di spessore) e sempre piano-parallela.

Il sintema di Motta del Lupo, costituito quindi essenzialmente da depositi continentali, è spesso circa 30 m; si tratta di depositi argillosi e subordinatamente sabbiosi e siltosi.

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))

- Quattro + una (area SET) prove penetrometriche dinamiche continue con penetrometro DPM,
- Due + uno (area SET) stendimenti sismici a rifrazione tipo MASW

Identificativo indagine	COORDINATE INDAGINI WGS84
P1	41.779825, 15.426976
P2	41.781843, 15.427871
P3	41.770113, 15.415109
P4	41.764573, 15.417467
P1 AREA SET	41.768835, 15.254221
MASW 1 AREA SET	41.768835, 15.254221
MASW 1	41.780205, 15.426798
MASW 2	41.768995, 15.417784

2.2 Prove Penetrometriche dinamiche continue DPM

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

Le prove sono state ubicate in corrispondenza delle due principali aree interne all'area dell'impianto fotovoltaico (n.4) e nell'Area SET (n. 1).

In tutte queste aree affiora in modo omogeneo la litologia prevalente di tipo sabbiosa e/o conglomeratica TLP della Motta del Lupo e parzialmente. nella parte superiore dell'area sud, si ha l'affioramento della Formazione sabbiosa e conglomeratica di Amendola.

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, P2 area nord

Queste 2 prove sono state fatte sulla litologia caratterizzata dalle sabbie e Conglomerati di Motta del Lupo (TLP).

Il terreno di fondazione per tutta l'area in studio è caratterizzato da una formazione sabbiosa - conglomeratica per tutto lo spessore indagato di circa 5,10 m (P1) e 4,90 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 e P4 area sud

Le 2 prove sono state fatte sulle litologie caratterizzate dalle Sabbie e Conglomerati di Amendola - MLM₁ (P2) e dalle Sabbie e Conglomerati di Motta del Lupo – TLP (P4).

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 4,30 m (P3), e 4,10 m (P4)), profondità oltre le quali si è avuto rifiuto delle aste alla penetrazione.

Le 2 prove hanno dato risultati pienamente compatibili ed omogenei nei due 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 prove) 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 P2, 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 della 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.

Tav. B.2	Relazione geotecnica	6 di 19
----------	----------------------	---------

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

Profondità piano di posa [m]	1.00
V_{s,eq} [m/sec] (H=30.00 m)	588.28
Categoria del suolo	B
Profondità piano di posa [m]	2.00
V_{s,eq} [m/sec] (H=30.00 m)	639.81
Categoria del suolo	B
Profondità piano di posa [m]	3.00
V_{s,eq} [m/sec] (H=30.00 m)	664.48
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 2

Risultati

Profondità piano di posa [m]	1.00
Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)	432.09
Categoria del suolo	B
Profondità piano di posa [m]	2.00
Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)	455.34
Categoria del suolo	B
Profondità piano di posa [m]	3.00
Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)	465.79
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 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
Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)	688.75
Categoria del suolo	B
Profondità piano di posa [m]	3.00
Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)	710.58
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.

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
A e B	5,0 m	0,1 Kg/cmq	$\phi = 28 - 32$	$\gamma = 1.65 - 1,80$ gr/cc
CATEGORIA SISMICA DEI SITI				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:

$$E_d \leq R_d \quad [6.2.1]$$

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

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

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

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 / γ_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 γ_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 γ_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 valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione ψ_{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 γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ 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 γ_{G1}

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 γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_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 γ_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 γ_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 γ_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}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_Y	γ_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 τ_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;
 - o collasso per scorrimento sul piano di posa;
 - o stabilità globale.
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - o 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 γ_R non deve essere portato in conto.

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_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.

Caratteristiche dei materiali	
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
Parametri sismici SLV	
Accelerazione massima su suolo rigido a_g	2,03 m/s ²
Coefficiente di amplificazione spettrale F_0	2,451
Periodo di inizio tratto a velocità costante T_c^*	0,331 s
Accelerazione di gravità g	9,81 m/s ²
Accelerazione orizzontale riferita al suolo rigido adimensionale a_g/g	0,207
Coefficiente funzione della categoria di sottosuolo C_c	1,372
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	2,428 s
Coefficiente di smorzamento viscoso ξ	5%
Coefficiente di correzione per smorzamento viscoso diverso dal 5%	1
Coefficiente sismico orizzontale k_h	0,094
Coefficiente sismico verticale k_v	+/- 0,047
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_m	0,38
Dati geometrici	
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 α	0,00°
Sollecitazioni	
Gk1 V, Gk1 HI, Gk1 Hb, Gk1 Mb, Gk1 MI	137,64 kN, 0, 0, 0, 0, 0

Tav. B.2	Relazione geotecnica	14 di 19
----------	----------------------	----------

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	Dr	0,7-1
Modulo elastico	E	66300 kPa
Modulo edometrico	M	57652 kPa
Coefficiente di Poisson	v	0,2
Costante di Winkler	Kw	15 N/cm ³
Angolo di attrito	φ'	28,00 °
Coesione	c'	10,00 kPa
Resistenza a taglio non drenata	cu	10,00 kPa
Peso specifico del terreno sopra la zattera dal lato di valle	Y _{f,sopra}	17,00 kN/m ³
Peso specifico del terreno sotto il piano di posa.	Y _{f,sotto}	18,50 kN/m ³

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	
γ _{G1}	1,00	0,90
γ _{G2}	1,00	0,80
γ _{Qk}	1,00	0,00

GEOTECNICA	M
Tan(φ') _k	1,00
c' _k	1,00
cu _k	1,00
Y _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 (A)**

Secondo la combinazione: **SISMICA**

AZIONI	A
γ_{G1}	1,00
γ_{G2}	1,00
γ_{Q1}	1,00

GEOTECNICHE	M
$\tan(\phi)_{k}$	1,00
c'_{k}	1,00
cu_{k}	1,00
γ_{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	2,030 m/s ²
F_o	2,451
T_c^*	0,331 s
	B
	T1
β_m	0,380
K_h	0,094
K_v	0,047

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

$\phi'_{,d}$	28,00°
$c'_{,d}$	10,00 kPa
$\gamma'_{f,sopra,d}$	17,0 kN/m ³
$\gamma'_{f,sotto,d}$	18,5 kN/m ³
$\gamma'_{f,medio}$	18,5 kN/m ³
α	0,00°
ω	0,00°
Hscor.	4,64 m

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

B	3,00 m
L	6,20 m
B'	2,98 m
L'	6,18 m
H	0,20 m
D	0,20 m
Hm	0,10 m

Carico verticale
Carico Orizzontale
Momento Sollecitante b
Momento Sollecitante l

V_{,d}	409,1kN
H_{,d}	38,5 kN
Mb_{,d}	7,7 kNm
ml_{,d}	7,7 kNm

Taglio Sismico

H_{,s}	38,5 kN
-----------------------	---------

3 FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE

N_y	16,72	Secondo Vesic, 1973
N_c	25,80	Secondo Vesic (1970)
N_q	14,72	Secondo Prandtl (1921)

4 COEFFICIENTI CORRETTIVI

Coefficienti di forma	
S_y	1,000
S_c	1,000
S_q	1,000

Coefficienti di profondità	
d_y	1,000
d_c	1,022
d_q	1,020

Coefficienti di inclinazione del carico	
i_y	0,877
i_c	0,919
i_q	0,924
m_s	1,675
m_l	1,325
m	1,500
ϕ	45,00°

Coefficienti di inclinazione del piano campagna	
b_y	1,000
b_c	1,000
b_q	1,000

Coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione	
g_y	1,000
g_c	1,000
g_q	1,000

Coefficienti che tengono conto della rottura per punzonamento	
ψ_y	1,000
ψ_c	1,000
ψ_q	1,000

Coefficienti Paolucci e Pecker (1997)	
z_y	0,934
z_c	0,970
z_q	0,934

5 REGOLA DI MEYERHOF

e_b	0,02 m	e_L	0,02 m
B^*	2,96 m	L^*	6,16 m

6 CARICO LIMITE

q_{lim}	654,2	[kN/m ²]	Q_{lim}	11941,5	[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	5191,9	[kN]		
e_d	22,4	[kPa]		
r_d	284,4	[kPa]		

8 VERIFICA A SCORRIMENTO

E_d	38,5	[kN]	$E_d \leq R_d$	verificato
R_d	166,0	[kN]		

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)	55 m slm
Distanza dalla costa	15 km
Tr (tempo di ritorno)	50 anni
Categoria di esposizione	II
H _{min} tracker	0.65 m
H _{max} tracker	4,36 m
Angolo inclinazione massimo	60°
Velocità di riferimento del vento V _{b,0}	27 m/s
Pressione cinetica di riferimento q _r	456,29 N/m ²
Coefficiente topografico	1
Coefficiente di forma C _e	+/- 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	30°
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 _o	0.50
Tensione geostatica orizzontale	17,00 kN/mq
Tensione tangenziale	9,81 kN/mq
Superficie minima di contatto	3 mq
R _d	29,44 kN
γ _R	1,25
Verifica di sicurezza γ _R R _d / F _d > 1	1,01 - VERIFICATO

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.

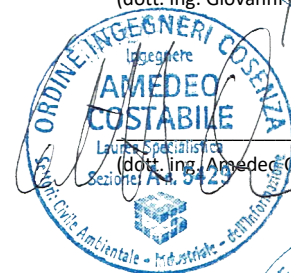
3.10 Verifiche di stabilità globale pendii

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 $28^\circ/3^\circ = 9,33$ (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 Foliato)



(dott. ing. Amedeo Costabile)



(dott. ing. Francesco Mingolo)