



REGIONE CAMPANIA
 PROVINCIA DI CASERTA
 COMUNI DI CASTEL VOLTURNO E CANCELLO ED ARNONE



Soggetto Responsabile:

ATON 22 s.r.l.

Via Julius Durst, 6
 Bressanone (BZ)
 P.Iva 03072680212
 Pec: aton.22@pec.it

IMPIANTO FV C_025027

Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva **11.959 KW** e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone

RELAZIONE GEOTECNICA PER LE OPERE DI FONDAZIONE

Progettazione:



Mari
 Piazza della Concordia, 21
 80040 S. Sebastiano
 al Vesuvio (NA)
 info@mari-ingegneria.it
 P. IVA 07857041219

Il Tecnico

Ing. Samuele Viara

ORDINE DEGLI INGEGNERI
 DELLA PROVINCIA DI CUNEO
 A1949 Dott. Ing. Samuele Viara

	Ing. R.A. Rossi						
	Ing. V. Villano						
	Pian.Ter. L. Lanni			revisione	08/2023	rev.	01
	Geom. S. Martino	Ing. R. Mai	Ing. S. Viara	emissione	10/2021		
PROTOCOLLO	REDATTO	CONTROLLATO	AUTORIZZATO	CAUSALE	DATA	REVISIONE	

Doc

C_025027_INT_RS_04

Formato

A 4

Scala

-

Il presente documento è di proprietà esclusiva della Aton 22 s.r.l., non potrà essere duplicato e/o copiato in nessuna delle sue parti. La Aton 22 s.r.l. si riserva il diritto di ogni modifica.

RELAZIONE GEOTECNICA PER LE OPERE DI FONDAZIONE

***Campo FV A- Località Bortolotto (Castel Volturno):
5.966 KW***



Sommario

INTRODUZIONE	3
1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE	7
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO	13
4. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	15
5. DESCRIZIONE DELL'OPERA IN ELEVAZIONE	16
6. ANALISI SISMICA PER IL SITO DI INTERESSE	19
6.1. Valutazione dell'azione sismica	20
7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	22
8. CARICHI AGENTI	26
9. FONDAZIONI DI PROGETTO: VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI TIPO GEOTECNICO	26
9.1. Generalità	26
9.2. Opere di fondazione dei trackers	27
9.3. Verifica del carico limite verticale di compressione	29
9.4. Verifica del carico limite verticale di trazione	31
9.5. Resistenza laterale al fusto del palo	32
9.6. Resistenza alla punta del palo	33

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

9.7.	Capacità portante per carichi orizzontali.....	34
10.	CABINA DI RACCOLTA E CONSEGNA.....	37
10.1.	Fondazione cabina di raccolta e consegna.....	38
11.	TABULATI DI CALCOLO	39

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

INTRODUZIONE

La società Mari s.r.l. è stata incaricata dalla società Aton22 s.r.l., di redigere il progetto definitivo del Parco Fotovoltaico denominato "C025027 Castel Volturno/Canello ed Arnone" per l'ottenimento delle necessarie autorizzazioni alla costruzione ed esercizio dell'impianto.

Si tratta di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW costituito da due campi: il campo FV - A sito nel comune di Castel Volturno in località Bortolotto di potenza pari a 5.966 KW e il campo FV – B sito nel comune di Canello ed Arnone in località Auzone di potenza pari a 5.993 KW.



Immagine 1 - Inquadramento su ortofoto impianto FV C025027

In questa sede si valuterà quanto attiene la progettazione delle opere di fondazioni del campo FV – A sito, avente una potenza di picco pari a **5'966 KWp**, sito nel comune di **Castel Volturno (CE)**, in località *Bortolotto*. La potenza elettrica del generatore fotovoltaico in immissione, pari a **5'966 KWp** sarà erogata in media tensione per mezzo della cabina di consegna, da cui partirà un **cavidotto interrato in MT a 20 kV** e si collegherà in antenna da cabina primaria AT/MT sita nel comune di Castel Volturno, coordinate **41° 5'20.72"N 13°58'9.43"E**

Il suddetto campo FV - A sarà costituito da un totale di **8.904** moduli (**P=5'966 KWp**) distribuiti elettricamente su stringhe connesse a inverter **800TL B300** (Power range: 841 – 1081 kWp),

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

installati all'interno di cabine di trasformazione. La tecnologia scelta per i **moduli** è di tipo **monocristallino**, con potenza di picco pari a **670 W** che saranno posizionati su tracker orientati all'asse nord-sud, in grado di ruotare lungo detto asse, così da massimizzare la produzione.

Il presente documento si propone di descrivere la caratterizzazione geotecnica e sismica dei siti in oggetto effettuando verifiche geotecniche relative alle fondazioni dei Tracker e alle strutture di servizio dell'impianto fotovoltaico (MTR, PS, Control Room). Le caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni sono state desunte dallo studio geologico, redatto dal Dott. Geologo Antonio Viggiano, allegato al presente progetto.

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica delle strutture saranno condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione.

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione sono le "Norme Tecniche per le Costruzioni", D.M. 17/01/2018.

Si farà, inoltre, riferimento alle seguenti normative:

- - Legge n. 1086 del 05.11.1971 "Norme per la disciplina delle opere in c.a. normale e precompresso, ed a struttura metallica";
- - Legge n. 64 del 02.02.1974 – "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- - IEC 60400-1 "Wind Turbine safety and design";
- - Eurocodice 2 "Design of concrete structures".
- - Eurocodice 3 "Design of steel structures".
- - Eurocodice 4 "Design of composite steel and concrete structures".
- - Eurocodice 7 "Geotechnical design".
- - Eurocodice 8 "Design of structures for earthquake resistance".

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Il sito su cui si intende realizzare il campo FV - A è situato nel comune di Castel Volturno (CE), in località "Bortolotto" (coord. **41°04'20.1" N, 13°57'12.7" E**), è ubicato ad Est del centro abitato e dista dallo stesso circa 4Km in linea d'aria. Attualmente i terreni sono adibiti a seminativo, si presentano totalmente pianeggianti e non vi sono ombreggiamenti di alcun tipo. Il sito confina con la strada comunale "Via Carluccia" ed è raggiungibile dalla strada provinciale denominata "Brezza" che dista circa 540 metri.



Immagine 2 - Inquadramento su ortofoto, in rosso si evidenzia l'area di intervento

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

La superficie totale del lotto è pari a **80'800 m²**, mentre la parte occupata dai moduli fotovoltaici sarà di 27'656 m². La connessione dell'impianto prevista sarà in Media Tensione, condurrà attraverso un cavidotto interrato alla Cabina Primaria del Gestore di Rete ENEL denominata "Castel Volturno", e avrà una lunghezza pari a circa 2,0 Km.

In tabella seguente (Tabella 1), i riferimenti catastali e le aree coinvolte:

Tabella 1 - Riferimenti Catastali

COMUNE	PROPRIETÀ	FOGLIO	PARTICELLA	QUALITÀ	SUPERFICIE m2
Castel Volturno	Luigi Caterino	5	53	Semin Irrig	71600
Castel Volturno	Luigi Caterino	5	80	Semin Irrig	9200
TOT					80800

Si riportano di seguito gli inquadramenti cartografici dell'area oggetto di studio:



Immagine 3 - Ubicazione area di impianto da satellite

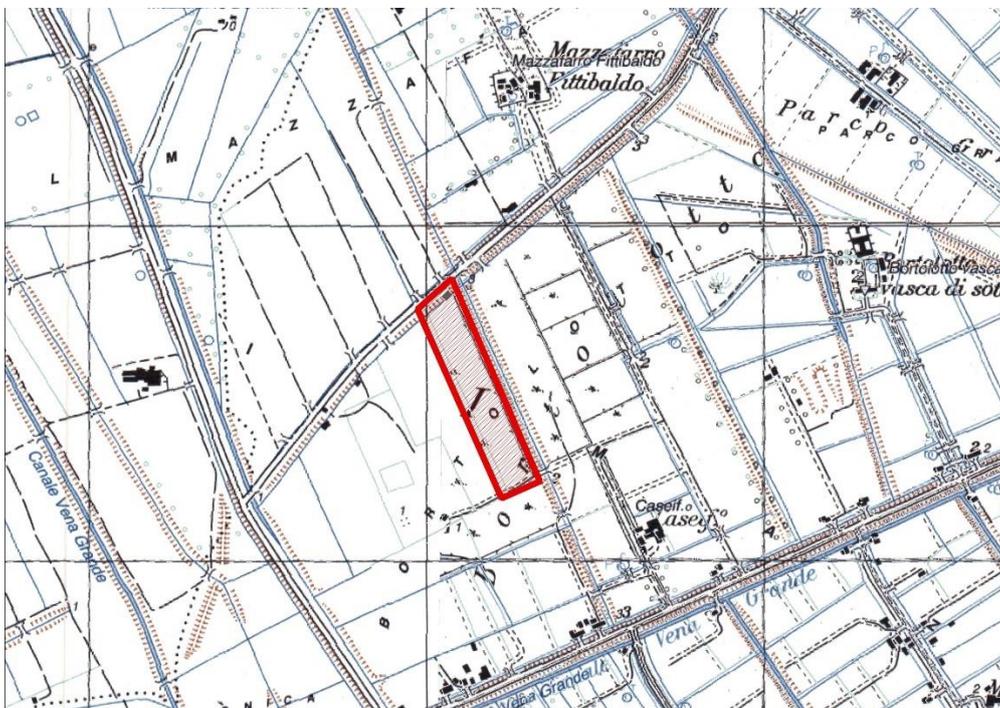


Immagine 4 - Inquadramento campo FV - A su IGM 1:25.000

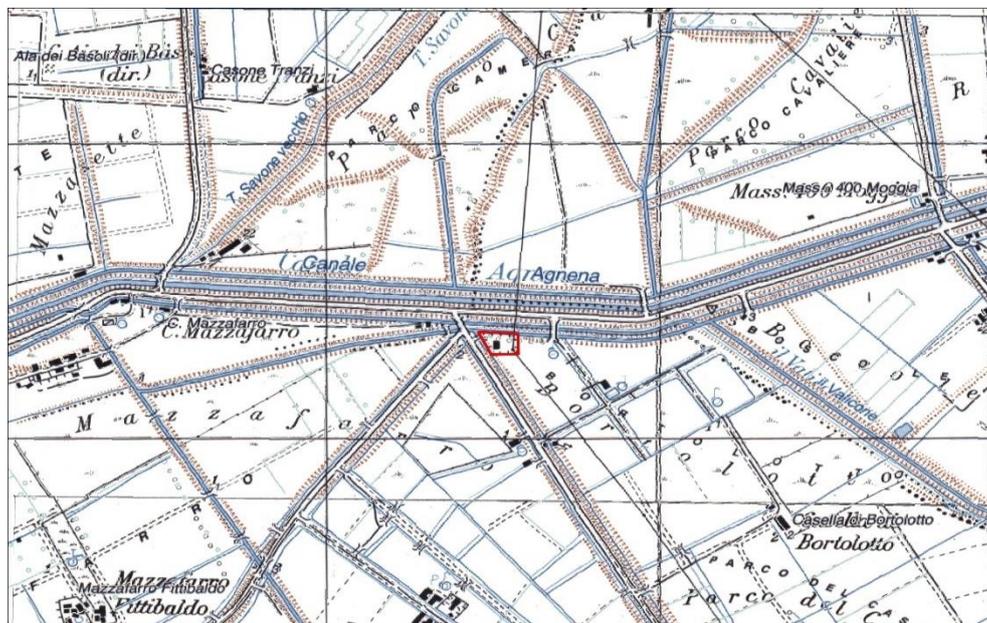


Immagine 5 - Inquadramento Cabina Primaria su IGM 1:25.000



Immagine 6 - Inquadramento campo FV - A su ortofoto



Immagine 7 - Inquadramento campo FV - A e cavidotto di collegamento su ortofoto

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Dal punto di vista geologico generale l'area in esame è rappresentata nel Foglio 172 "Caserta" della Carta Geologica d'Italia in scala 1/100.000.

Il territorio comunale di Castel Volturno è ubicato in un'area pianeggiante in piena piana alluvionale della parte terminale del Volturno quota variabile, da circa 6 m a circa - 2 m s.l.m.

L'area, di forma poligonale allungata in senso SSE-NNO, presenta una morfologia, determinata dalla storia tettonica recente e dalla messa in posto (della serie ignimbratica flegrea) di materiale di deposizione alluvionale nonché dall'evoluzione della linea di costa. Si evidenziano sempre pendenze di molto inferiori al 1% ad esclusione delle marginali aree dunali, delle scarpate e/o gli argini degli alvei e degli innumerevoli specchi di acqua presenti (sia essi naturali che di origine antropica). Le pendenze si attestano, in queste piccole aree, su valori del 6-8 %

La morfologia, come detto, è sub pianeggiante con quote che non superano i 9 m s.l.m. (verso SSE) e che in taluni casi arrivano a circa - 2 m s.l.m. in alcune zone depresse. È da considerare che la quasi totalità del territorio comunale è compresa in una fascia altimetrica tra m. 0,0 e 3,0 m s.l.m. ed è da segnalare la presenza un'area leggermente in "rilievo" (3÷9 m s.l.m.), parallela alla linea di costa e larga circa 1 km, corrispondente al cordone dunare. I morfotipi caratterizzanti il territorio sono rappresentati essenzialmente da quelli tipici della morfologia costiera, quelli legati alla dinamica fluviale e quelli di origine antropica.

Riguardo i morfotipi legati alla dinamica fluviale si riconoscono: aree golenali, cuspide deltizia e meandri abbandonati. Ovviamente le aree golenali sono presenti nelle immediate vicinanze del Volturno, mentre per i Regi Lagni e Canale Agnena il corso è rettilineo e nel primo caso risulta ampiamente cementificato sulle sponde. Si rilevano, all'interno dell'area golenale (quindi ovviamente nei dintorni del Volturno) vari meandri abbandonati che in alcuni casi presentano specchi d'acqua

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

(lago di meandro anche dell'ordine di un ettaro di superficie) ed in altri fanno oramai parte integrante del paesaggio agricolo predominante.

I dati pubblicati in letteratura (Celico, 1983; CIVITA et Alii, 1973; Corniello et Alii, 1990; Ortolani & Aprile, 1978; 1985) (De Riso, 1990) indicano, un sottosuolo così articolato, a partire dai terreni più recenti a quelli più antichi:

- terreni prevalentemente sabbiosi, dunari e di spiaggia e depositi limo-argillosi di interduna, affioranti in una fascia larga circa 1-2 km prospiciente il mare;
- depositi limo-sabbiosi fluvio-palustri associati a depositi torbosi, che affiorano nella maggior parte dell'area in esame e raggiungono i massimi spessori (30 m) in prossimità del corso del Volturno;
- tufo grigio campano, spesso sormontato da piroclastiti sciolte, affiorante nel settore a nord del T. Savone; il banco di tufo si approfondisce e si assottiglia via via che ci si approssima al corso del Volturno; infatti lo spessore complessivo varia dai 40÷45 m alle pendici del M.te Massico ai 2÷3 m in prossimità del F. Volturno dove sovente il tufo ha consistenza "terrosa" ed a luoghi è assente per locali fenomeni erosivi;
- terreni sabbioso-limoso-ghiaiosi di ambiente marino, rinvenuti in perforazione alla base del tufo, che talora passano lateralmente o poggiano (in destra Volturno) su terreni granulometricamente affini ma di origine piroclastica; lo spessore è di 50÷60 m;
- terreni a granulometria fine (da limo-sabbiosi a limo-argillosi), anch'essi di probabile ambiente marino, con spessori di qualche centinaio di metri;
 - depositi vulcanici antichi (tufi e lave andesitiche e basaltiche attribuibili ad attività preflegrea) con spessori notevoli;
- depositi clastici di età mio-pliocenica (profondità 3÷5 km) affioranti localmente sul versante meridionale del M. Massico;
- terreni carbonatici di piattaforma, affioranti al M.te Massico e mai raggiunti dalle perforazioni profonde eseguite nel settore baricentrico della Piana Campana poichè ribassati da "ripide" gradonate di faglia.

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

4. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

La stratigrafia del sottosuolo della Piana Campana è nota con sufficiente dettaglio attraverso i dati di perforazioni eseguite in passato per vari scopi (ricerche di idrocarburi e di forze endogene; ricerche d'acqua).

In particolare è stata accertata, nelle zone prossime ai massicci carbonatici che si snodano con continuità dal "casertano" al "sarnese", la presenza, al di sotto di uno spessore di materiale piroclastico (prima) e limo-sabbioso-ghiaioso (poi), di un substrato prevalentemente calcareo che tende ad approfondirsi abbastanza rapidamente dai -100/150 m dal p.c. (nelle zone pedemontane o nelle valli interne) ai -300/400 m dal p.c. (nelle zone distanti 2-3 Km dal piede dei rilievi).

Man mano che ci si sposta verso Ovest, esso sprofonda a varie migliaia di metri, tanto vero che non è stato raggiunto dalle perforazioni eseguite in passato per ricerche di idrocarburi nel basso Volturno. (Fig. 6) Quindi, dal punto di vista idrogeologico la Piana Campana, in cui è inserita la zona esaminata, è un'unità idrogeologica costituita da una spessa coltre di depositi vulcanici, alluvionali e marini, con caratteristiche litologiche ed idrogeologiche molto diverse tra loro.

Questa configurazione lito-stratigrafica connessa alla presenza delle strutture vulcaniche dei Campi Flegrei e del Somma-Vesuvio, porta all'instaurarsi di flussi sotterranei complessi con presenza di più falde sovrapposte e molte volte intercomunicanti.

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

5. DESCRIZIONE DELL'OPERA IN ELEVAZIONE

Le strutture di sostegno dei moduli fotovoltaici sono ad inseguimento monoassiale con asse di rotazione lungo la direttrice Nord – Sud e permettono al piano dei pannelli di seguire la rotazione del sole E-O.

La struttura è costituita da n°4 campate sulle quali sono adagiati n°28 pannelli disposti su due file. La larghezza complessiva di tale struttura mobile è pari a 5,16 m e lunghezza complessiva è pari a 18,6 m.

I pannelli sono collegati, per mezzo di profilati trasversali, ad un'asse centrale che ruota attorno alla direttrice nord-sud grazie ad un dispositivo meccanico. L'asse orizzontale è posto ad una altezza pari a 2,8 m fuori terra, con un angolo di rotazione di +/- 55°, sfruttando così al meglio l'assorbimento dell'energia solare.

Il corrente che governa il moto della struttura è sostenuto da n.3 pilastri cui è collegato mediante delle cerniere con asse parallelo all'asse di rotazione. Nella cerniera centrale trova collocazione una ghiera metallica che, collegata ad un motore ad azionamento remoto, regola l'inclinazione del piano dei pannelli. I pilastri di sostegno sono immorsati nel terreno ad una profondità variabile in funzione delle caratteristiche meccaniche e litostratigrafiche dei terreni di fondazione. Le modalità di ammorsamento di tali profilati variano dalla infissione (battitura) alla trivellazione.

La struttura proposta è rappresentata nella figura seguente.

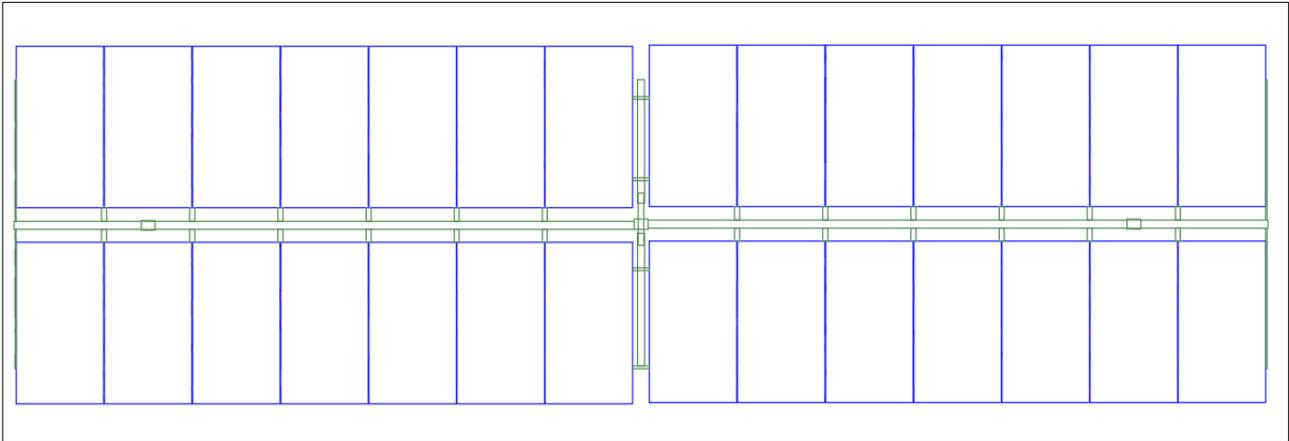


Immagine 7 – Schema struttura - Pianta

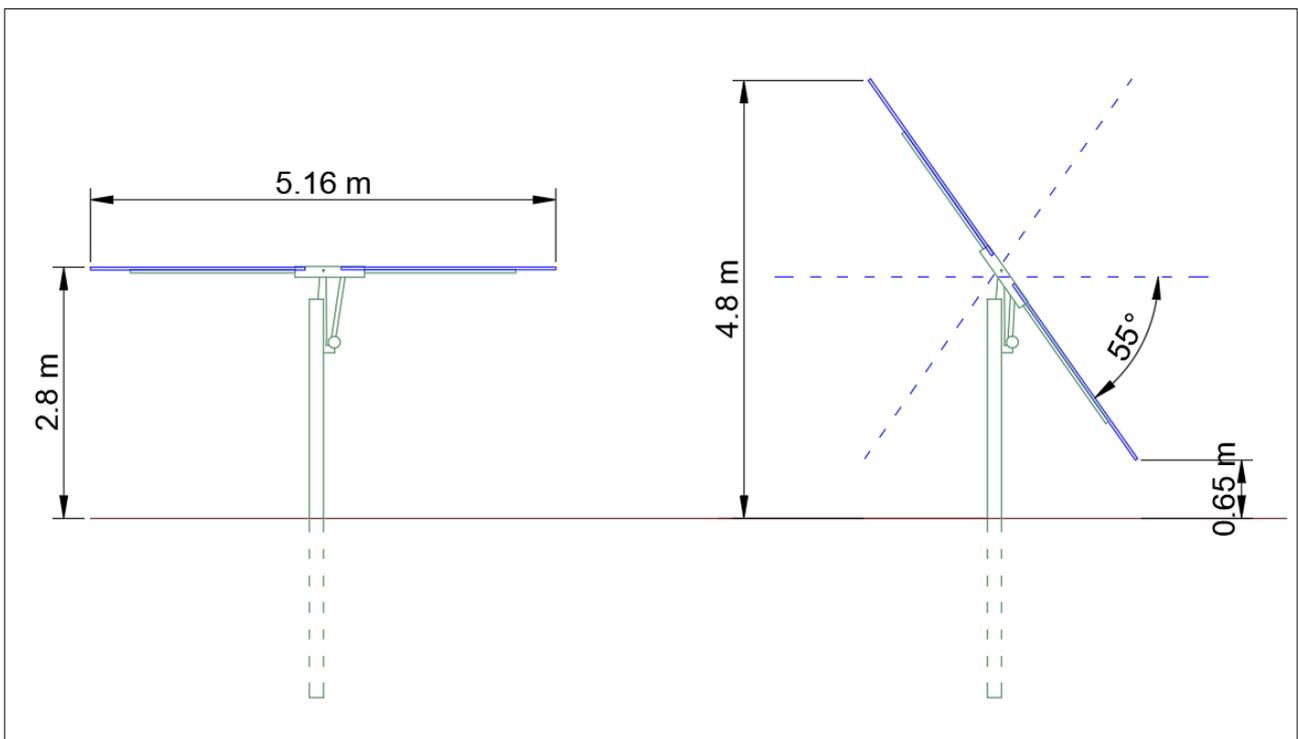


Immagine 8 - Schema struttura – Sezione 1

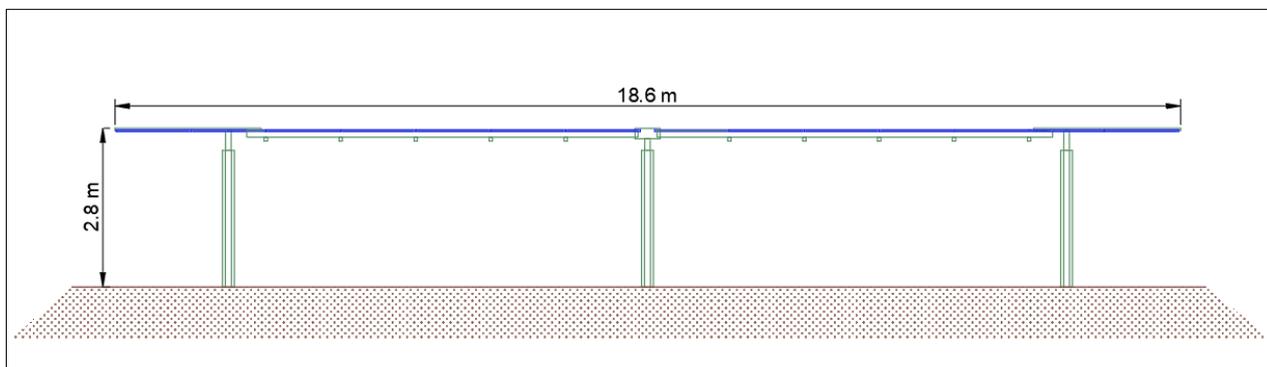


Immagine 9 - Schema struttura – Sezione 2

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

6. ANALISI SISMICA PER IL SITO DI INTERESSE

Nel 2003 sono stati emanati i criteri di nuova classificazione sismica del territorio nazionale, basati sugli studi e le elaborazioni più recenti relative alla pericolosità sismica locale, ossia sull'analisi della probabilità che il territorio venga interessato in un certo intervallo di tempo (generalmente 50 anni) da un evento che superi una determinata soglia di intensità o magnitudo. A tal fine è stata pubblicata l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, sulla Gazzetta Ufficiale n. 105 dell'8 maggio 2003. Con tale provvedimento lo Stato ha delegato le Regioni per l'adozione della classificazione sismica del territorio, le quali hanno compilato l'elenco dei comuni con la relativa attribuzione ad una delle quattro zone, a pericolosità decrescente, nelle quali è stato riclassificato il territorio nazionale. Un aggiornamento dello studio di pericolosità di riferimento nazionale, previsto dall'O.P.C.M. 3274/03, è stato adottato con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006.

Il nuovo studio di pericolosità ha fornito alle Regioni uno strumento aggiornato per la classificazione del proprio territorio, introducendo degli intervalli di accelerazione (a_g), con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, da attribuire alle 4 zone sismiche. Per la zona sismica 1, l'accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g) è maggiore di 0,25; Per la zona sismica 2, a_g è compresa tra 0,15 e 0,25; Per la zona sismica 3, a_g è compresa tra 0,05 e 0,15; Per la zona sismica 4, a_g è minore di 0,05.

Le attuali Norme Tecniche per le Costruzioni (Decreto Ministeriale del 17 Gennaio 2018 e ss.mm.ii) hanno modificato il ruolo che la classificazione sismica aveva ai fini progettuali, riferendo ad ogni costruzione una accelerazione di riferimento "propria" individuata sulla base delle coordinate geografiche dell'area di progetto e in funzione della vita nominale dell'opera.

Un valore di pericolosità di base, dunque, definito per ogni punto del territorio nazionale, su una maglia quadrata di 5 km di lato, indipendentemente dai confini amministrativi comunali.

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

La classificazione sismica (zona sismica di appartenenza del comune) resta utile solo per la gestione della pianificazione e per il controllo del territorio da parte degli enti preposti (Regione, Genio civile, ecc.).

Nella presente relazione ci limiteremo, sulla base di specifiche indagini sismiche finalizzate all'individuazione della velocità di propagazione delle onde sismiche orizzontali nei primi trenta metri di profondità (V_{s30}), ad individuare, sulla base della conoscenza del comportamento sismico dei terreni (analisi di letteratura e dati di prove come ampiamente discusso nella relazione geologica allegata al presente progetto), la categoria sismica del sottosuolo, rimandando alle successive fasi progettuali l'esecuzione di opportune indagini sismiche più dettagliate.

6.1. Valutazione dell'azione sismica

Nei riguardi dell'azione sismica l'obiettivo è il controllo del livello di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di costruzione. In base al D.M. 17/01/2018, l'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A nelle NTC).

La pericolosità sismica in un generico sito è valutata:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

Le azioni di progetto si ricavano dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare

- la vita di riferimento V_R della costruzione,
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate a ciascuno degli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum ED50:

Latitudine	41.035278
Longitudine	13.943611

- classe d'uso: Classe II (Punto 2.4.2 del D.M. 17/01/2018);

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

- vita nominale 50 anni (Punto 2.4.1 del D.M. 17/01/2018);
- categoria di suolo: C;
- categoria topografica: T1 (Tabella 3.2.III del D.M. 17/01/2018);
- coefficiente di condizione topografica: 1,0 (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018).

7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per la ricostruzione del modello geologico e geotecnico del sito di specifico interesse sono state eseguite delle indagini in sito consistenti in n°3 prove penetrometriche dinamiche continue.

Ad integrazione delle suddette indagini sono state prese in considerazione anche le indagini geognostiche realizzate dal Comune di Castel Volturno per la redazione del P.U.C. su terreni simili ed appartenenti alle stesse formazioni geologiche dell'area di studio, consistenti in sondaggi a carotaggio continuo per la ricostruzione della stratigrafia della zona, prove S.P.T. in foro di sondaggio e prove di laboratorio per la determinazione dei parametri geotecnici dei terreni.

Tali attività hanno permesso di ricostruire il modello geologico del sito di studio e, nel contempo, di ricavare i principali parametri dei terreni del sottosuolo di interesse geotecnico, al fine di conoscerne e studiarne il comportamento in relazione alle caratteristiche strutturali e dimensionali dell'opera di progetto.

I dati acquisiti hanno consentito una valutazione delle relative potenzialità ricettive; pertanto, è stato possibile definire un modello teorico per il sottosuolo, rispetto al quale possono essere verificate le diverse soluzioni progettuali. Il sottosuolo del territorio comunale di Castel Volturno è stato condizionato dalle vicende geologiche che, essenzialmente si riconducono alla morfogenesi della costa in oggetto e dallo sviluppo del Fiume Volturno. Tale area, insieme ad altri grandi porzioni della Piana Campana, ha conosciuto ambienti marini estesi e poi condizioni favorevoli alla sua crescita come area emersa. A tale quadro di sintesi bisogna aggiungere come l'area vasta venne

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

investita dai prodotti piroclastici da flusso e da caduta di provenienza flegrea e p.p. vesuviana. Vi è da aggiungere la profonda azione deposizionale esercitata del Fiume Volturno. Ne consegue che i terreni che si rinvergono sono, ovviamente, frutto di tali "vicende" geologiche con conseguente presenza di variazioni sia verticali che orizzontali in special modo nelle aree di transizione.

Il sottosuolo della zona fino alla profondità di 30,0 m è costituito dai terreni di seguito descritti:

- - 0,00 ÷ 0,50 m: Terreno vegetale costituito da limo sabbioso con a letto elementi di ghiaia di forma subangolare.
- 0,50 ÷ 1,50 m: Argilla limosa marrone chiara alterata.
- 1,50 ÷ 2,70 m: Argilla marrone consistente con incluse rare piccole pomice bianche millimetriche.
- 2,70 ÷ 4,10 m: Argilla con limo grigio-bluastro poco consistente con inclusi elementi pomicei subangolari grigi.
- 4,10 ÷ 4,80 m: Argilla con sabbia grigio-azzurrognola poco consistente.
- 4,80 ÷ 5,30 m: Argilla torbosa nero-brunastra poco consistente con inclusi livelli centimetrici francamente torbosi e con abbondanti frammenti vegetali lignei.
- 5,30 ÷ 5,80 m: Argilla sabbiosa limosa poco consistente nera con inclusi elementi vegetali lignei.
- 5,80 ÷ 7,70 m: Argilla grigio chiara poco consistente con inclusi gusci di lamellibranchi e resti vegetali lignei.
- 7,70 ÷ 8,80 m: Sabbia debolmente limosa grigia da poco addensata a moderatamente consistente.
- 8,80 ÷ 10,8 m: Argilla grigio chiara poco consistente con inclusi gusci di lamellibranchi e resti vegetali lignei.
- 10,8 ÷ 12,1 m: Alternanza di sabbia limosa da sciolta a poco addensata e limo con sabbia grigio moderatamente consistente con inclusi rari gusci di lamellibranchi.

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Cancellò ed Arnone	Data: 08/2023

- 12,1 ÷ 13,2 m: Argilla grigio chiara da poco consistente a moderatamente consistente.
- 13,2 ÷ 13,7 m: Argilla torbosa grigio-nerastra moderatamente consistente.
- 13,7 ÷ 16,2 m: Torba con inclusi lapilli pomicei subarrotondati.
- 16,2 ÷ 19,4 m: Ghiaia con sabbia grigio cinerea da poco addensata a moderatamente addensata frazione ghiaiosa costituita da elementi pomicei e scoriacei subangolari (max 3-4 cm).
- 19,4 ÷ 19,7 m: Limo con sabbia marrone consistente (paleosuolo).
- 19,7 ÷ 20,6 m: Sabbia limosa avana moderatamente addensata.
- 20,6 ÷ 20,8 m: Argilla debolmente limosa grigio-marrone consistente.
- 20,8 ÷ 21,2 m: Limo sabbioso avana consistente con inclusi lapilli scoriacei millimetrici.
- 21,2 ÷ 22,3 m: Argilla limosa grigio-azzurrognola da moderatamente consistente a consistente.
- 22,3 ÷ 23,1 m: Sabbia limosa con livelli centimetrici di torba, grigiasta moderatamente addensata con inclusi abbondanti resti di molluschi.
- 23,3 ÷ 23,9 m: Sabbia limosa avana moderatamente addensata.
- 23,9 ÷ 24,7 m: Sabbia grigia da poco addensata a moderatamente addensata.
- 24,7 ÷ 25,7 m: Sabbia limosa avana da poco addensata a moderatamente addensata con abbondanti resti di molluschi.
- 25,7 ÷ 26,0 m: Sabbia limosa avana addensata con abbondanti elementi pomicei a luoghi cementata.
- 26,0 ÷ 30,0 m: Sabbia grigio-marrone sciolta con abbondanti elementi pomicei e lapilli scoriacei e resti di molluschi.

Durante la perforazione sono stati prelevati n°2 campioni di terreno indisturbato alle profondità di 2,70 m e 5,30 m. La falda è stata rinvenuta alla profondità di 1,50 m dal p.c.

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

La caratterizzazione fisico-meccanica media dei terreni nell'ambito del volume significativo, dove per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata (direttamente o indirettamente) dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso, è di seguito descritta.

Unità litotecnica A

Argilla limosa

- Spessore medio = 4,00 m
- Peso unità di volume = 1,51 t/m³
- Peso unità di volume saturo = 1,85 t/m³
- Angolo di attrito = 20°
- Coesione non drenata = 0,07 Kg/cm²
- Modulo di Young = 14 Kg/cm²
- Modulo edometrico = 18 Kg/cm²

Unità litotecnica B

Argilla sabbiosa

- Spessore medio = > 10,00 m
- Peso unità di volume = 1,62 t/m³
- Peso unità di volume saturo = 1,86 t/m³
- Angolo di attrito = 21°
- Coesione non drenata = 0,14 Kg/cm²
- Modulo di Young = 28 Kg/cm²
- Modulo edometrico = 35 Kg/cm²

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

8. CARICHI AGENTI

Le azioni sollecitanti che si sono considerate sulle strutture in elevazione sono:

- Peso proprio degli elementi strutturali;
- Carichi permanenti non strutturali e apparecchiature;
- Carichi variabili legati alla destinazione d'uso;
- Azione sismica;
- Azione della neve;
- Azione del vento.

Per le specifiche tecniche si faccia riferimento alla "Relazione sulle strutture" allegata al presente progetto. Individuati i carichi agenti e valutate le sollecitazioni agenti sulle strutture di fondazione, considerando la struttura incastrata alla base, esse sono state implementate all'interno del codice di calcolo utilizzato per progettare la profondità di battitura dei pali a sostegno dei trackers.

9. FONDAZIONI DI PROGETTO: VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI TIPO GEOTECNICO

9.1. Generalità

Nel presente paragrafo vengono riportate le teorie di calcolo e i risultati delle verifiche geotecniche della fondazione tipo. Si riporta pertanto quanto prescritto in merito dalla nuova NTC 2018.

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 su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche delle fondazioni indirette devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1 – $E_D < R_D$] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- **SLU di tipo geotecnico (GEO)**
 - o collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - o collasso per carico limite della palifica nei riguardi dei carichi trasversali;
 - o collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
 - o stabilità globale.

Nel caso specifico la NTC 17/01/2018 prescrive che:

- la verifica di stabilità globale deve essere effettuata 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 parametri geotecnici, e nella tabella 6.8.I per le resistenze globali.
- Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2. I, 6.2. II, 6.4. II e 6.4.VI.

9.2. Opere di fondazione dei trackers

La progettazione delle opere di fondazione dei trackers è strettamente legata alla conoscenza delle caratteristiche litostratigrafiche dell'area oggetto di intervento. L'analisi condotta all'interno dello studio geologico allegato al presente progetto, basato in parte su dati di letteratura e in parte su dati provenienti da studi geologici realizzati su aree limitrofe, lascia spazio a differenti scenari stratigrafici. In virtù di quanto evidenziato, si è deciso di validare un modello geologico, in questa

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

fase progettuale, ritenuto idoneo a simulare le caratteristiche fisico-meccaniche dei litotipi presenti nelle aree di progetto.

In tal senso è stato condotto il dimensionamento di un palo infisso con sezione metallica IPE e si è studiato il comportamento geotecnico e strutturale nei confronti delle sollecitazioni agenti scaricate in fondazione.

Il modello geognostico realizzato (capitolo 7) ha condotto, attraverso una modellazione effettuata con il software MP della casa produttrice Geostru, ad un palo infisso IPE300 della profondità di 5.0 m. Ogni struttura contiene 30 pannelli ed è governata da un sistema di sostegno su tre pali del tipo sopra descritto.

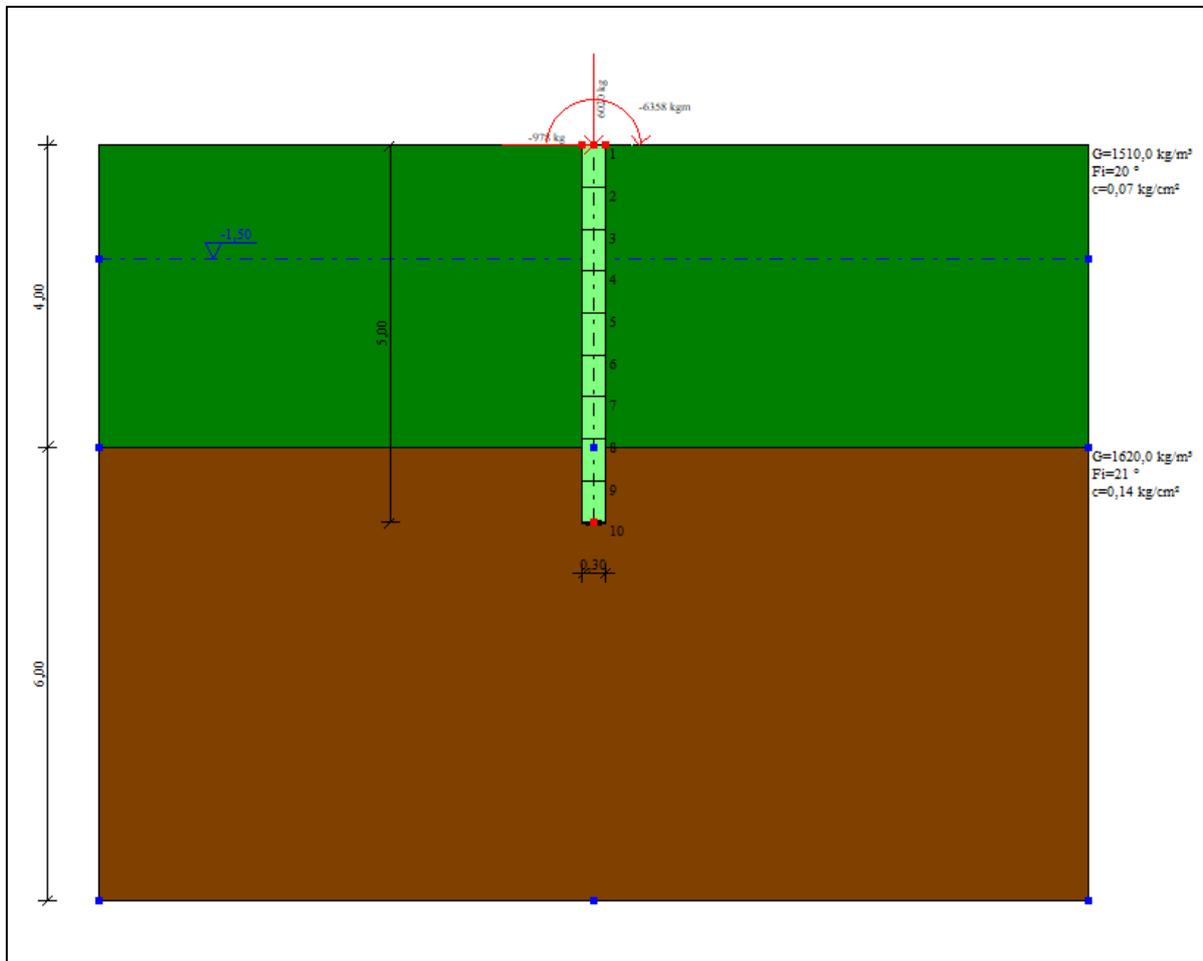


Immagine 11 – Modellazione palo fisso alla profondità di 5.0 m

9.3. Verifica del carico limite verticale di compressione

La capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

Q_T =portanza totale del palo;

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

Q_P =portanza di base del palo;

Q_L =portanza per attrito laterale del palo;

W_P = peso proprio del palo,

Le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro. La portanza limite per ciascun palo è calcolata in base alle caratteristiche geotecniche dei vari strati attraversati. Secondo quanto previsto al punto 6.4.3.1.1 del DM. 17/01/2018, a partire dal valore così calcolato della portanza Q_T si ricava il valore caratteristico, dividendo Q_T per i coefficienti ξ_3 e ξ_4 , per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate, riportati in tabella 6.4. IV.

Numero di verticali indagate							
	1	2	3	4	5	7	>10
ξ_3	1,7	1,65	1,6	1,55	1,5	1,45	1,4
ξ_4	1,7	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nel caso in esame, si è condotto un solo sondaggio per ogni postazione. Per cui si farà riferimento al coefficiente 1.70.

A partire dal valore caratteristico così ottenuto, si calcola il valore di progetto applicando i coefficienti γ_R riportati nella tabella 6.4.II:

Coefficiente di sicurezza normativo R3		
	R3 (pali infissi)	R3 (pali trivellati)
Base	1,15	1,35
Laterale in compressione	1,15	1,15
Totale	1,15	1,3
Laterale in Trazione	1,25	1,25

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

Il valore di progetto così determinato della capacità portante deve risultare non minore del valore caratteristico ottenuto dal calcolo. La portanza per attrito laterale viene calcolata tramite la relazione:

$$Q_l = \pi \cdot \int_0^L D \tau_s dl$$

Rappresentando τ_s le tensioni tangenziali che si mobilitano all'interfaccia palo terreno e D il diametro del palo. La portanza di base del palo è calcolata come:

$$Q_p = q_b \cdot A_b$$

Dove q_b esprime il valore ultimo della pressione alla base. Tuttavia, è noto che il carico limite verticale di pali di piccolo diametro immersi in terreni omogenei dipende in maggiore misura dalla resistenza allo scorrimento che si mobilita lungo il fusto; la resistenza teorica alla punta è, infatti, penalizzata per il fatto che essa si mobilita solo a seguito di cedimenti elevati, dell'ordine del 10% del diametro del palo. Nel caso di pali di piccolo diametro, inoltre, la resistenza alla punta assume valori trascurabili per il basso rapporto fra la superficie della punta e quella laterale. Pertanto, trascurando la resistenza alla punta, il valore del carico limite verticale del palo di piccolo diametro è pari a quello della resistenza laterale.

In aggiunta, considerando quanto previsto al punto 6.4.3.1.1 del DM. 17/01/2018, a partire dal valore così calcolato di Q_{lim} si ricava il valore caratteristico, dividendo tale valore per i coefficienti ζ funzione del numero di verticali indagate, e per il coefficiente γ_R riportati nella tabella 6.4. Il precedente.

9.4. Verifica del carico limite verticale di trazione

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno.

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\phi' = \frac{3}{4} \phi + 10$$

$$\phi' = \phi - 3^\circ$$

dove Φ è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con Φ il parametro di resistenza scelto.

Ai fini del calcolo, il carico limite Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta Q_p e la resistenza laterale Q_l .

9.5. Resistenza laterale al fusto del palo

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo α , proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo.

$$Q_l = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) A_l f_w$$

- A_l superficie laterale del palo;
- F_w , fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo
- c , valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);
- σ pressione efficace verticale del terreno;
- K coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi:

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

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto	Terreno denso
Acciaio	0,5	1
Calcestruzzo Prefabbricato	1	2
Legno	1	3

δ = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo, viene invece valutato come segue:

Per pali infissi:

$$\delta = 3/4 \tan \phi$$

α = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

Coefficiente α per palo infisso	
$2,5 < c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1,00$
$5,0 < c < 10$	$\alpha = 0,70$
$10 < c < 15$	$\alpha = 0,5$
$15 < c < 20$	$\alpha = 0,40$
$c > 20$	$\alpha = 0,30$

9.6. Resistenza alla punta del palo

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di Terzaghi può essere scritta:

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

$$Q_p = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot L \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

Dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

9.7. Capacità portante per carichi orizzontali

L'analisi del palo soggetto a forze orizzontali non risulta sicuramente più agevole del caso di palo soggetto a forze assiali. Trattasi di un problema d'interazione parzialmente risolto solo per casi più semplici ed adottando notevoli semplificazioni d'analisi.

In particolare sono stati analizzati da Broms il caso di palo in un mezzo omogeneo puramente coesivo ed in un mezzo omogeneo incoerente, nei casi in cui il palo sia libero di ruotare in testa o sia incastrato. Le soluzioni ottenute da Broms si basano sull'utilizzo dei teoremi dell'analisi limite e sull'ipotesi che si verifichino alcuni meccanismi di rottura (meccanismo di palo corto, meccanismo di palo lungo, etc).

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra il carico orizzontale, necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo, ed il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo. Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto),

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidzze non eccessive rispetto al terreno d'infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio).

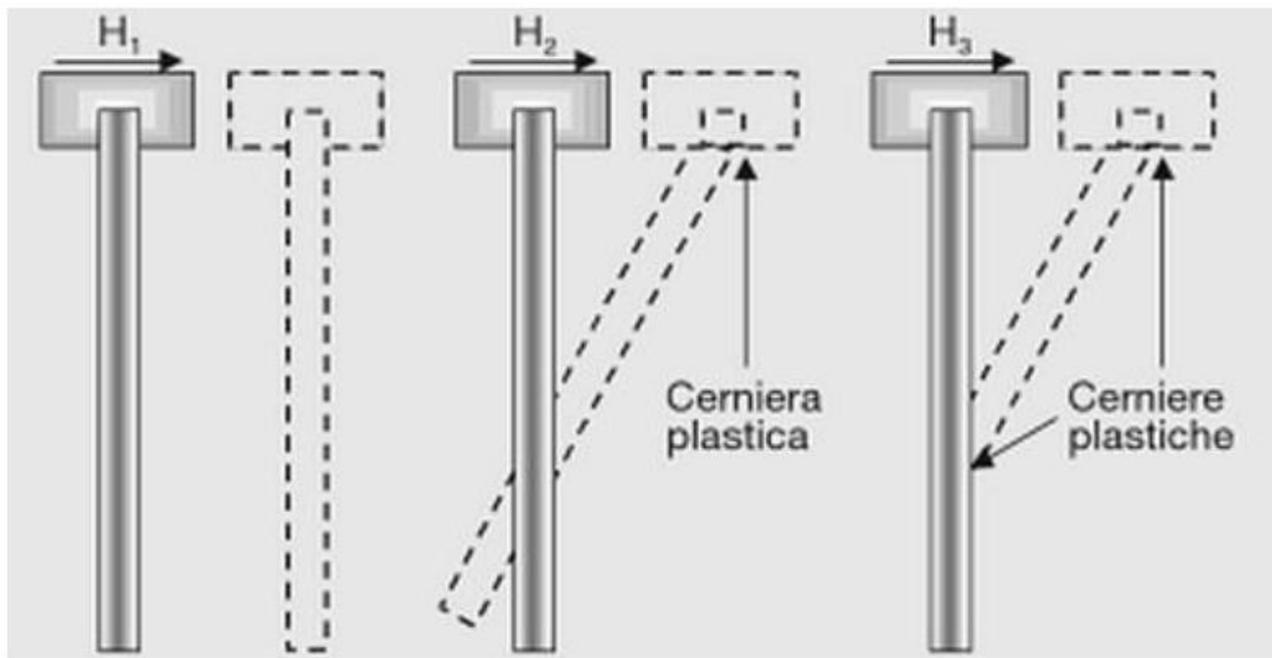


Immagine 12 – Teoria di Broms

Per la verifica dei pali nei riguardi del carico limite orizzontale, si è fatto riferimento al noto metodo proposto da Broms, per pali incastrati in testa.

La trattazione si differenzia, inoltre, per pali corti, lunghi o di lunghezza intermedia. La classificazione è condotta nel modo seguente:

- nel caso di pali corti, la rottura del complesso "palo-terreno" è provocata dalla traslazione rigida del palo; il valore del carico limite dipende, quindi, solo dalla geometria del palo e dalla resistenza del terreno. Il momento massimo si verifica in testa al palo ed è inferiore al momento di plasticizzazione M_y della sezione retta del palo;
- nel caso di pali lunghi, si raggiunge la rottura del complesso "palo-terreno" a causa della formazione di due cerniere plastiche, in corrispondenza delle quali il momento

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

raggiunge il valore di plasticizzazione M_y . La prima cerniera si forma nella sezione di incastro, la seconda in una sezione intermedia. Il valore del carico limite dipende, oltre che dalla geometria e dalla resistenza del terreno, anche dalla resistenza propria del palo.

- nel caso di pali di lunghezza intermedia, si raggiungono le condizioni di rottura del complesso "palo-terreno" prima della formazione della seconda cerniera plastica. Il momento di incastro è, quindi, pari ad M_y mentre il momento massimo lungo il palo è inferiore ad M_y .

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

$$p = 9 \cdot c_u \cdot B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

- c_u = Coesione non drenata,
- B = Diametro del palo
- p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

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

$$p = 3K_p \gamma z \cdot B$$

avendo indicato con:

- p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;
- K_p = Coefficiente di spinta passiva;
- γ = Peso unità di volume del terreno;
- z = Profondità;
- B = Diametro del palo.

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

10. CABINA DI RACCOLTA E CONSEGNA

La cabina di consegna, misure e raccolta verrà posizionata nei pressi del campo fotovoltaico prospiciente la strada comunale su cui si svilupperà il cavidotto di collegamento alla rete MT. La stessa è di tipo box prefabbricato in conformità alle prescrizioni delle specifiche di e-distribuzione DG 2092 tipo A 03/09/2016. Detto prefabbricato dovrà essere posizionato nel rispetto delle distanze di sicurezza da impianti con pericolo di incendi/esplosioni e cavi telefonici interrati come da normative e regolamenti vigenti. Essa sarà composta da tre vani: locale **consegna** e-distribuzione, locale **misure** e locale **utente** ognuno dotato di porta di accesso e di griglie di aereazione in vetroresina oltre l'impianto elettrico di servizio realizzato in tubazione di PVC rigido come da normative attuali. Intorno a detto box sarà presente una fascia di terreno di 2 mt mantenuta libera da altre strutture funzionali all'esercizio dell'impianto.

Nel locale **consegna**: alloggeranno quadri MT.

Nel locale **misure** saranno allocati i gruppi di misura:

- energia elettrica MT prodotta, conforme alle omologazioni UTIF;
- energia elettrica MT immessa in rete, ad opera e-distribuzione;
- energia elettrica BT per servizi ausiliari.

Nel locale **utente** saranno alloggiati le seguenti apparecchiature:

- modulo di risalita cavi;
- modulo protezione impianto;

Il box sarà realizzato in modo da assicurare un grado di protezione verso l'esterno, secondo norme CEI 70-1.

Nelle **cabine** è prevista una **fondazione prefabbricata** in c.a.v. interrata.

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

10.1. Fondazione cabina di raccolta e consegna

Relativamente ai calcoli preliminari delle strutture si è calcolata la piastra che riporta il carico maggiore, individuata nella della Cabina di raccolta e consegna dell'impianto. La piastra riporta dimensioni esterne in pianta pari a (13,00x5,00) m e spessore parti a 0,50m.

Le piastre di fondazione delle altre strutture in elevazione avranno il medesimo spessore e saranno armate con la stessa quantità di armatura al metro.

Metodologie di calcolo

L'analisi della piastra di fondazione è stata eseguita utilizzando una modellazione con il metodo degli elementi finiti (FEM). Il modello strutturale analizzato è rappresentato nella seguente figura.

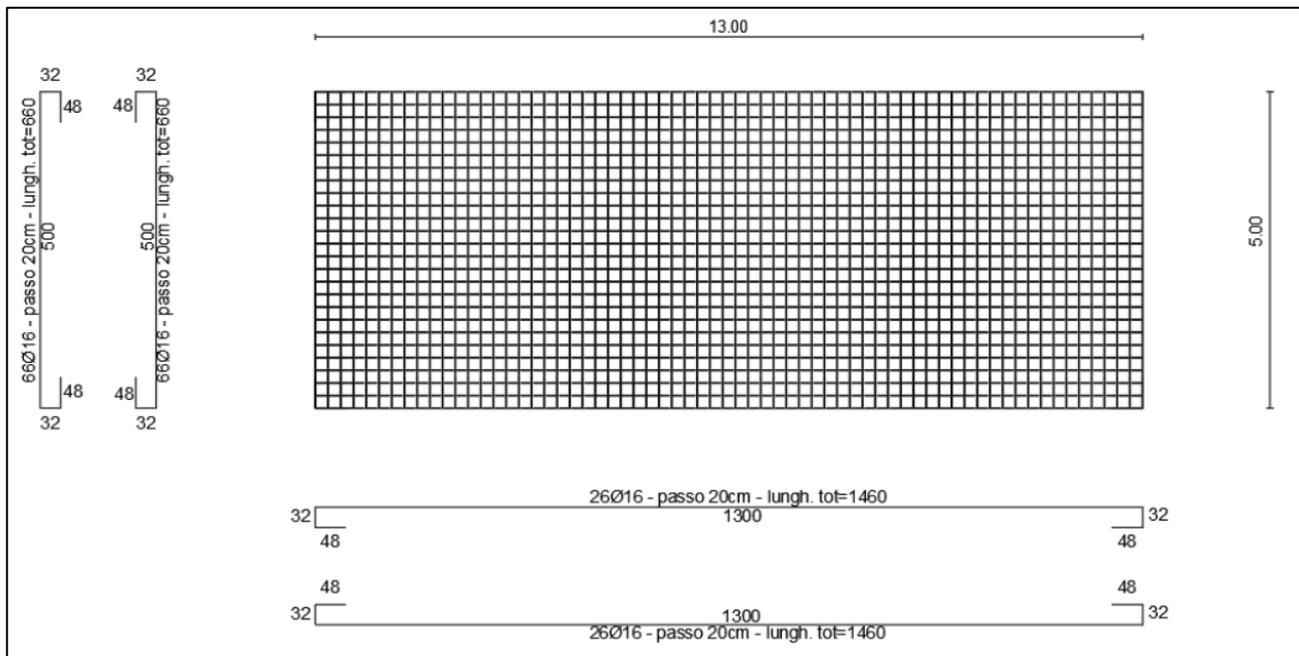


Immagine 13 – Armature piastra di fondazione

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

Definizione delle azioni elementari

I pesi propri delle apparecchiature e delle strutture prefabbricate considerati ai fini del calcolo sono riassunti nella seguente tabella.

Carico Trasformatore MT	5000	kg
Carico quadri MT	5000	kg
Carico restanti apparecchiature	50000	kg
Carico accidentale variabile	200	kg/m ²
Peso proprio struttura	60000	kg

Inoltre è stato considerato anche un sovraccarico accidentale, valutato come aree ad uso industriale (E2) e quantificato in 200 kg/m².

11. TABULATI DI CALCOLO

Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda all'allegato "Tabulati di calcolo" costituente parte integrante della presente relazione ed allegato in cascata alla presente.

PALI DI FONDAZIONE

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

NTC2018 - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» - D.M. 17 gennaio 2018

NTC2008 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.

CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)

Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8: Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Carico limite verticale

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

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

$$\phi' = \phi - 3^\circ \quad \text{nei pali trivellati}$$

dove ϕ è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con ϕ il parametro di resistenza scelto.

Ai fini del calcolo, il carico limite Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta Q_p e la resistenza laterale Q_l .

Resistenza unitaria alla punta

Formula di Terzaghi

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$Q_p = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot L \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente *Berezantzev* fa riferimento ad una superficie di scorrimento “alla Terzaghi” che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte “sostenuto” per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a γD , e tanto minore quanto più questo “effetto silo” è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B ; di ciò tiene conto il coefficiente N_q , che quindi è funzione decrescente di D/B .

La resistenza unitaria Q_p alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito (ϕ) e di coesione (c), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \cdot N_c + \gamma \cdot L \cdot N_q$$

Avendo indicato con:

γ peso unità di volume del terreno;

L lunghezza del palo;

N_c e N_q sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

Metodo di Vesic

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.

Secondo *Vesic* i coefficienti di capacità portante N_q e N_c si possono calcolare come segue:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

L'indice di rigidezza ridotto I_{rr} nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica ε_v .

L'indice di rigidezza I_r si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale G' e la resistenza a taglio s del terreno.

Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo si trova in uno stato addensato, il termine ε_v può essere assunto pari a zero e si ottiene $I_{rr}=I_r$

E' possibile fare una stima di I_r con i valori seguenti:

TERRENO	I_r
Sabbia	75-150
Limo	50-75
Argilla	150-250

Il termine N_c della capacità portante viene calcolato:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Quando $\phi = 0$ (condizioni non drenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Metodo di Janbu

Janbu calcola N_q (con l'angolo ψ espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

N_c si può ricavare dalla (a) quando $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ si usa $N_c = 5.74$

Formula di Hansen

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori $L/D > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

Nel caso $\phi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\phi = 0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \cdot \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{D}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{D}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4 \cdot k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi) \cdot k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1$$

Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo α , proposto da *Tomlinson (1971)*; la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_1 = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

A_l = superficie laterale del palo;

f_w = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con

c = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);

σ = pressione verticale efficace del terreno;

K = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

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

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto	Terreno denso
Acciaio	0.5	1
Calcestr. Pref.	1	2
Legno	1	3

Per pali trivellati

$$K = 1 - \text{sen} \phi$$

δ = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$\delta = 3/4 \tan \phi$$

Per pali trivellati

$$\delta = \tan \phi$$

α = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

Pali trivellati:

Caquot – Kerisel

$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Meyerhof – Murdock (1963)

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{per } c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \quad \text{per } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966)

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.8 \quad \text{per } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \quad \text{per } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Woodward (1961)

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 4 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \quad \text{per } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.5 \quad \text{per } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.4 \quad \text{per } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.20 \quad \text{per } c > 20 \text{ t/m}^2$$

Pali infissi

Coefficiente α per palo infisso	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$

$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

Attrito negativo

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo. La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

Fattore di correzione in condizioni sismiche.

Criterio di Vesic

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di 2° l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

Criterio di Sano

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$D_p = \arctg\left(\frac{a_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove a_{max} è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di *Vesic*, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di *Qlim*.

Le correzioni di *Sano* e di *Vesic* si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

Cedimenti metodo di Davis-Poulos

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di *Davis-Poulos*, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indefornabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo n superfici cilindriche in cui viene suddivisa

la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie i per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie j -esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \cdot B \cdot I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

τ_j = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

E = Modulo elastico del terreno

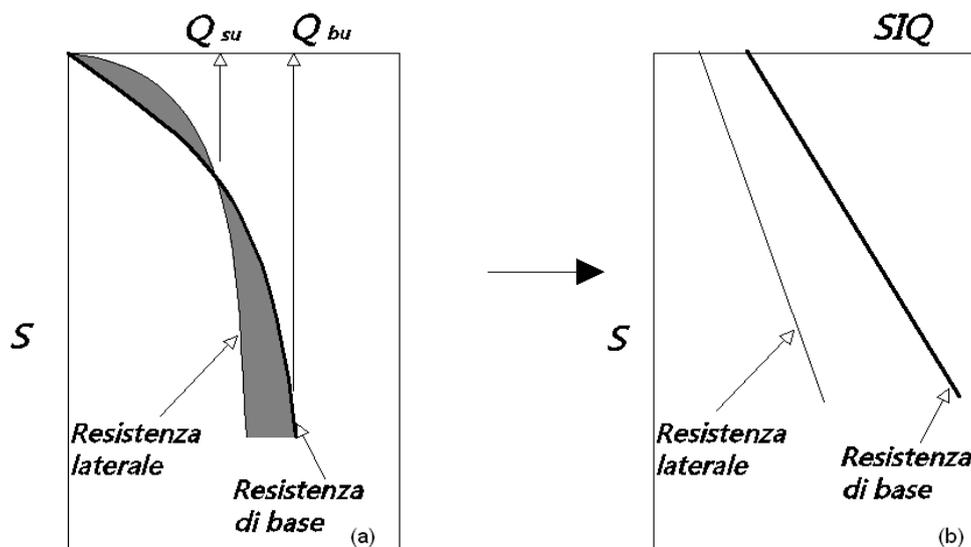
B = Diametro del palo

$I_{i,j}$ = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando $W_{i,j}$ per tutte le j aree

Cedimento Metodo Iperbolico

Il metodo iperbolico modificato rappresenta uno sviluppo dello studio di Chin (1970,1972,1983) che consente di stimare il cedimento di pali singoli partendo dall'idea che il diagramma carico-cedimento, per il corpo di un palo e la sua base, abbia un andamento iperbolico. I valori del *carico ultimo laterale* (Q_{su}) e la *resistenza di base ultima* (Q_{bu}) rappresentano i termini asintotici della curva (figura a) (Terzaghi, 1943). Sotto queste ipotesi è possibile giungere ad una rappresentazione linearizzata del problema considerando la variazione della quantità S/Q rispetto allo spostamento S (figura b).



Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b).

Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b)

Lo studio di *Fleming* ha dimostrato che gli spostamenti totali stimati col metodo di *Chin* erano distorti dall'*accorciamento elastico* del corpo del palo e suggerì una tecnica semplificata per la quale la deformazione elastica del palo può essere determinata, con sufficiente accuratezza, sottraendo alla stima di *Chin* l'accorciamento del palo.

Considerando lo schema in figura l'accorciamento elastico del palo dipende dal carico applicato Q in rapporto all'attrito laterale ultimo Q_{su} . In particolare se $Q \leq Q_{su}$ la deformazione elastica del corpo del palo corrisponde alla somma dell'accorciamento elastico lungo la zona ad *attrito basso o nullo* e quello che si sviluppa lungo la parte *attiva* del fusto:

$$S_s = \frac{4Q(L_o + K_s L_a)}{\pi d_s^2 E_c}$$

Se, invece, si ha che $Q > Q_{su}$ bisogna considerare un ulteriore accorciamento legato alla parte attiva del palo che deve essere aggiunta alla deformazione elastica:

$$S_s = \frac{4}{\pi d_s^2 E_c} [Q(L_o + L_a) - L_a Q_{su}(1 - k_s)]$$

I parametri della formula sono:

- d_s : diametro testa del palo.
- E_c : modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di $E_c=26 \cdot 10^6$ kN/m² per calcestruzzo con forza specifica di 20 N/mm² e il valore di $E_c=40 \cdot 10^6$ kN/m² per calcestruzzo da 40 N/mm².
- L_o : lunghezza del palo ad attrito basso o nullo.
- L_a : lunghezza attiva del palo.
- k_s : rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva L_a . Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un attrito che si sviluppa uniformemente lungo L_a oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

Lo spostamento del *palo rigido* può essere calcolato sapendo che la somma dell'attrito laterale e della resistenza di base corrisponde al carico totale applicato alla testa del palo.

$$Q = Q_s + Q_b$$

Considerando il palo rigido lo spostamento totale in testa è uguale a quello che si ottiene lungo il fusto ed è uguale a quello misurato alla base del palo:

$$S_t = S_s = S_b$$

Dal grafico linearizzato si può vedere che lo spostamento lungo il fusto del palo può essere calcolato come:

$$S_s = \frac{M_s d_s Q_s}{Q_{su} - Q_s}$$

In cui

- M_s : fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.
- d_s : diametro testa.
- Q_s : attrito.
- Q_{su} : attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

L'equazione dello spostamento alla base del palo ricavata da Fleming è:

$$S_b = \frac{0.6Q_{bu}Q_b}{d_b E_b (Q_{bu} - Q_b)}$$

dove

- d_b : diametro della base del palo.
- Q_b : resistenza alla base.
- Q_{bu} : resistenza ultima alla base
- E_b : modulo di taglio corrispondente a $Q_{bu}/4$

Infine, ponendo la condizione di uguaglianza $S_s=S_b$ e considerando il carico totale applicato Q si ottiene lo spostamento totale di un palo rigido considerando solo i valori positivi della relazione:

$$S_t = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2f}$$

In cui le variabili sono così definite:

- $f = \eta(Q - \alpha) - \beta$
- $g = Q(\delta + \lambda\eta) - \alpha\delta - \beta\lambda$
- $h = \lambda\delta Q$
- $\alpha = Q_{su}$
- $\beta = d_b E_b Q_{bu}$
- $\lambda = M_s d_s$
- $\delta = 0.6Q_{bu}$
- $\eta = d_b E_b$

Lo spostamento complessivo del palo comprende la componente di spostamento rigido e quella di accorciamento elastico.

Il modulo elastico del terreno E_b al di sotto della base del palo è legato alle caratteristiche del terreno ed è fortemente influenzato dalla tecnica di costruzione del palo. Fleming sostiene che è consigliabile che questo parametro di progetto sia determinato da un insieme accurato di prove in cui i pali sono caricati fino al punto in cui viene mobilitata una sostanziale quota della resistenza di punta. In mancanza di questi dati si può scegliere, cautelativamente, il valore di E_b da range di valori relativi al tipo di terreno e alla tecnica di costruzione del palo.

CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore M_y di

plasticizzazione.

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

$$p = 9 \cdot c_u \cdot B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

c_u = Coesione non drenata,

B = Diametro del palo

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

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

$$p = 3K_p \gamma z \cdot B$$

avendo indicato con:

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;

K_p = Coefficiente di spinta passiva;

γ = Peso unità di volume del terreno;

z = Profondità;

B = Diametro del palo.

Palo in condizioni d'esercizio

Analisi del palo in condizioni di esercizio: **Metodo degli elementi finiti.**

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

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con **P** la matrice delle forze nodali esterne, con **F** quella delle forze interne e con **A** la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Gli spostamenti interni **e** (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni **X** (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

dove la matrice \mathbf{B} è dimostrato essere la trasposta della matrice \mathbf{A} .

D'altra parte, le forze interne \mathbf{F} sono legate agli spostamenti interni \mathbf{e} dalla seguente espressione:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

e quindi

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice $\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T$ si ricava l'espressione degli spostamenti esterni \mathbf{X} :

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T)^{-1}\mathbf{P}$$

Noti, quindi, gli spostamenti \mathbf{X} è possibile ricavare le forze interne \mathbf{F} necessarie per il progetto della struttura.

La matrice $\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T$ è nota come matrice di rigidità globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per pali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_S = A_S + B_S Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il k_S con la profondità, nella forma:

$$k_S = A_S + B_S \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale Z è la profondità e B è il diametro del palo.

I valori di A_S e $B_S Z^n$ sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi s_j , d_j , e i_j pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma BN_\gamma)$$

$$BsZ_n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Dove $C = 40$ è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

Momenti cinematici

In presenza dell'azione sismica la risposta del palo è il risultato di una complessa interazione terreno-palo, resa di difficile interpretazione a causa dei fenomeni di non linearità nel terreno e degli effetti cinematici associati al moto del terreno.

Generalmente, alle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastuttura si aggiungono, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, quelle derivanti dall'interazione cinematica che produce nei pali sollecitazioni aggiuntive dipendenti principalmente dalla rigidità relativa palo-terreno.

Dalla letteratura esistente in merito a questo tipo di studi, emerge che nel caso di palo immerso in terreni stratificati, la sollecitazione flettente subisce un pronunciato incremento in prossimità dell'interfaccia fra strati di differente rigidità e tale incremento è tanto maggiore quanto più elevato è il contrasto di rigidità. In alcuni casi il valore del momento prodotto da questo effetto potrebbe superare quello che insorge nei pali in testa in presenza di incastro.

Da un'analisi di numerosi risultati, *Nikolaou et al. 2001*, ha proposto una relazione che consente di calcolare, in maniera approssimata, il momento flettente massimo in corrispondenza dell'interfaccia tra due strati di differente rigidità, in condizioni di moto stazionario con frequenza prossima alla frequenza fondamentale del deposito in cui è immerso il palo:

$$M = 0.042 \cdot \tau_c \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.30} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{V_{s2}}{V_1}\right)^{0.50}$$

in cui $\tau_c = a_{max} \rho_1 H_1$; a_{max} accelerazione sismica, ρ_1 densità del terreno, H_1 spessore dello strato, V_{s1} e V_{s2} , rispettivamente, la velocità delle onde di taglio nei due strati; E_1 è modulo di rigidità dello strato superiore di terreno, E_p modulo di elasticità del palo, d diametro del palo, L lunghezza del palo.

Dati generali...

Diametro punta	0,30 m
Lunghezza	5,00 m
Tipo	Infisso
Portanza di punta calcolata con:	Berezantzev
Profondità falda da piano campagna	1,50 m
SISMA	
Accelerazione sismica	0,18
Coefficiente di intensità sismico [Kh]	0,0433

Coefficiente di intensità sismico [Kv] 0,0217

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie
 Classe d'uso: Classe II
 Vita nominale: 50,0 [anni]
 Vita di riferimento: 50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: C
 Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,42	2,53	0,26
S.L.D.	50,0	0,54	2,5	0,27
S.L.V.	475,0	1,18	2,62	0,3
S.L.C.	975,0	1,47	2,62	0,31

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,63	0,2	0,0128	0,0064
S.L.D.	0,81	0,2	0,0165	0,0083
S.L.V.	1,77	0,24	0,0433	0,0217
S.L.C.	2,1526	0,24	0,0527	0,0263

Archivio materiali

Conglomerati

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [Kg/cm ²]	Ec [Kg/cm ²]	fck [Kg/cm ²]	fcd [Kg/cm ²]	fctd [Kg/cm ²]	fctm [Kg/cm ²]
1	C20/25	250	299600	200	113,3	10,1	22,1
2	C25/30	300	314750	250	141,6	11,4	25,6
3	C28/35	350	323080	280	158,6	12,6	27,6
4	C40/50	500	352200	400	226,6	16,3	35

Acciai:

Nr.	Classe Acciaio	Es [Kg/cm ²]	fyk [Kg/cm ²]	fyd [Kg/cm ²]	ftk [Kg/cm ²]	ftd [Kg/cm ²]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 in.	β1*β2 fin.
1	B450C	2000000	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0,5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0,5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4582	3985	.012	.01	1	0,5
4	S235H	2141370	2447,28	2128,11	3670,92	2128,11	0,012	0,01	1	0,5
5	S275H	2141370	2855,16	2482,97	4384,71	2482,97	0,012	0,01	1	0,5
6	S355H	2141370	3670,92	3191,66	5200,47	3670,92	0,012	0,01	1	0,5

Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale. Vs: Velocità onde di taglio.

Strat. Nr. 1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kg/m ³]	Peso Unità di volume Saturo [kg/m ³]	c [kg/cm ²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [kg/cm ²]	Vs [m/s]	Descrizio ne litologica
1	4,00	1510,00	1850,00	0,07	20,00	No	0,75	14,00	77	
2	6,00	1620,00	1860,00	0,14	21,00	No	0,75	28,00	84	

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kg/cm ²]]	Peso palo [kg]	Carico limite punta [kg]	Carico limite laterale [kg]	Carico limite [kg]	Attrito negativo [kg]	Carico limite orizzontale [kg]
A1+M1+R 3	8,16	15,90	24,25/0,14	2650,72	4601,72	6044,52	7995,52	--	3371,41 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:				A1+M1+R3
Numero verticali di indagine				1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)				1,00
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)				1,00
	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]	
Base	4601,72	4601,72	4601,72	
Laterale	6044,52	6044,52	6044,52	
Totale=Base+Laterale-Peso palo	7995,52	7995,52	7995,52	
Coefficiente parziale resistenza caratteristica				R3
Base				1,15
Laterale				1,15
Resistenza di progetto base				4001,50 kg
Resistenza di progetto laterale				5256,10 kg
Resistenza di progetto				6606,88 kg
Azioni di progetto				6020,00 kg
Fattore sicurezza verticale				1,10

Resistenza di progetto carichi trasversali

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:				A1+M1+R3
Numero verticali di indagine				1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)				1,00
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)				1,00
Momento plasticizzazione				2093,15 kgm
	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]	
	3371,411	3371,411	3371,411	
Coefficiente parziale resistenza caratteristica				1,3
Resistenza di progetto				2593,39 kg
Azioni di progetto				-978,00 kg
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)				1,00

Cedimento (Poulos e Davis 1968)

Carico applicato	7995,00 kg
Coefficiente influenza	0,14
Cedimento	1,35 cm

Cedimento (Fleming 1992)

Lunghezza	2,50 m
Diametro testa	0,30 m
Diametro punta	0,30 m
Tratto attrito laterale nullo	0,00 m
Modulo elastico sezione	2,06E+08 kN/mq
Punto di applicazione risultante resistenza attiva	0,45
Fattore flessibilità terreno/palo	1,00E-03
Carico applicato	7,95 kN
Carico limite laterale	27,79 kN
Carico limite di punta	34,68 kN

Modulo elastico terreno corrispondente	1,37E+03 kN/mq
Accorciamento elastico	0,00 mm
Cedimento rigido	0,12 mm
Cedimento totale	0,12 mm

Modello ad elementi finiti

Max spostamento lineare del terreno	0,013 cm
Tipo analisi	Lineare
Massimo numero di iterazioni	5,00
Fattore di riduzione molla fondo scavo	1,00
Numero di elementi	9,00
Nodo sulla superficie del terreno [$< n^{\circ}$ nodi]	1,00
Modulo di reazione Ks	Bowles

Carichi

Forze orizzontali (Fo) positive dirette da destra a sinistra. Forze verticali (Fv) positive dirette verso il basso. Coppie (M) positive orarie.

Nodo	Fo [kg]	M [kgm]	Fv [kg]
1	-668,00	253,00	7,16

ANALISI AD ELEMENTI FINITI [Stratigrafia di riferimento...1]

El. No	Lunghezza [m]	Ks [kg/cm ³]	Sforzo normale [kg]	Momento [kgm]	Taglio [kg]	Reazione terreno [kg]	Rotazione (°)	Spostamen to [m]	Pressione terreno [kg/cm ²]
1	0,56	0	7,16	253,03	-612,12	-55,79	0,042	-0,0022	0
2	0,56	0,79	7,16	593,1	-399,49	-212,66	0,041	-0,0018	-0,14
3	0,56	1,04	7,16	815,03	-160,09	-239,48	0,038	-0,0014	-0,144
4	0,56	1,289	7,16	903,95	60,63	-220,65	0,035	-0,001	-0,132
5	0,56	1,539	7,16	870,27	241,16	-180,47	0,032	-0,0007	-0,108
6	0,56	1,788	7,16	736,3	363,77	-122,62	0,029	-0,0004	-0,074
7	0,56	2,038	7,16	534,21	412,16	-48,4	0,026	-0,0001	-0,03
8	0,56	2,288	7,16	305,23	370,79	41,37	0,025	0,0001	0,023
9	0,56	3,496	7,16	99,23	178,62	192,17	0,024	0,0003	0,118
10		3,793	7,16	0	0	0	0	0	0

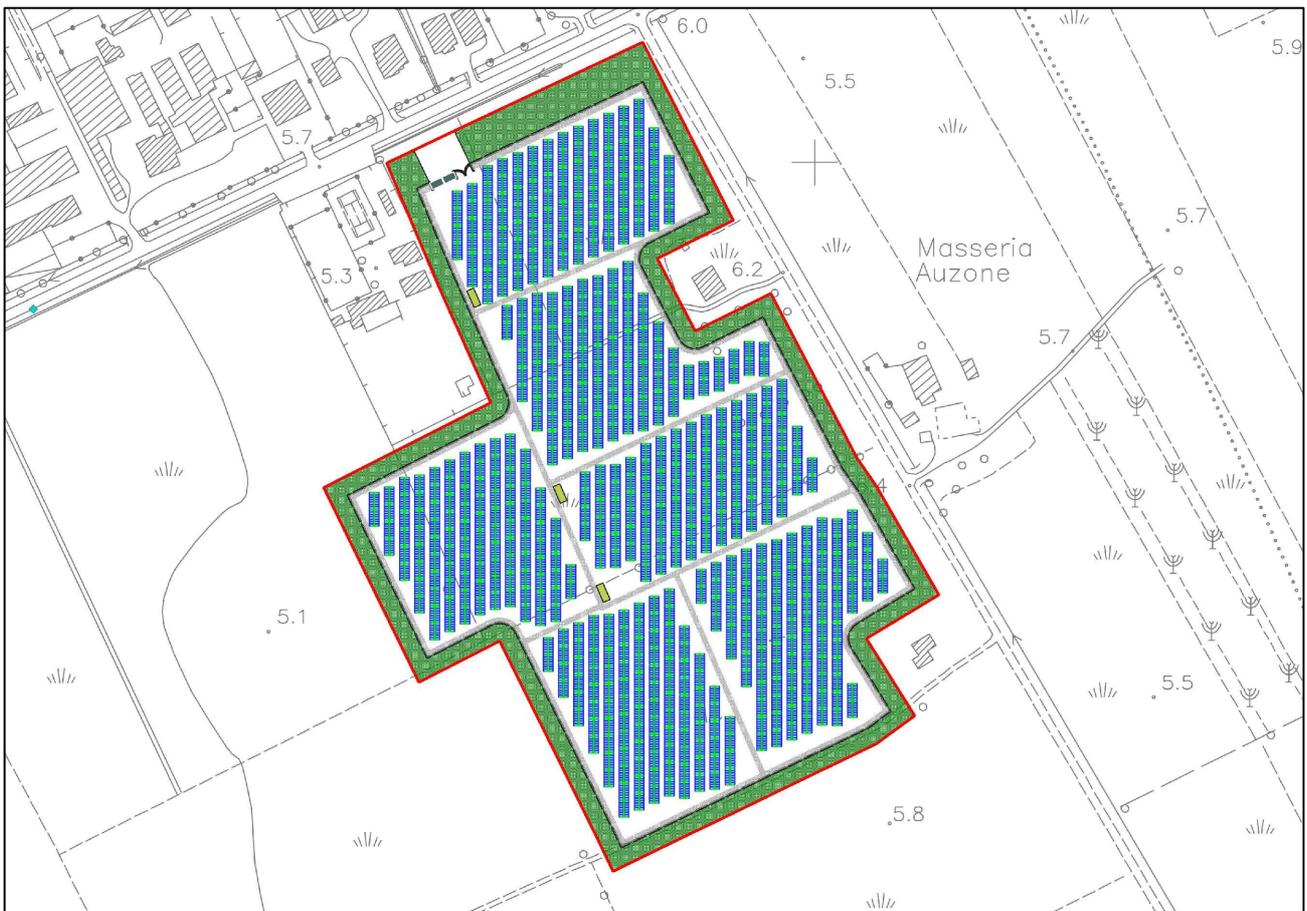
**Il Tecnico
Ing. Samuele Viara**

Indice

1.Stratigrafia	11
2.Carico limite verticale	11
3.RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI	11
4.RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI TRASVERSALI	12
5.Dati Fem	12
6.Analisi ad elementi finiti	12
Indice	13

RELAZIONE GEOTECNICA PER LE OPERE DI FONDAZIONE

***Campo FV B- Località Auzone (Cancello ed Arnone):
5.993 KW***



Sommario

INTRODUZIONE	3
1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE	7
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO	12
4. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	13
5. DESCRIZIONE DELL'OPERA IN ELEVAZIONE	14
6. ANALISI SISMICA PER IL SITO DI INTERESSE	17
6.1. Valutazione dell'azione sismica	18
7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	20
8. CARICHI AGENTI	23
9. FONDAZIONI DI PROGETTO: VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI TIPO GEOTECNICO	24
9.1. Generalità	24
9.2. Opere di fondazione dei trackers	25
9.3. Verifica del carico limite verticale di compressione	26
9.4. Verifica del carico limite verticale di trazione	28
9.5. Resistenza laterale al fusto del palo	29
9.6. Resistenza alla punta del palo	30

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

9.7.	Capacità portante per carichi orizzontali.....	31
10.	CABINA DI RACCOLTA E CONSEGNA.....	34
10.1.	Fondazione cabina di raccolta e consegna.....	35
11.	TABULATI DI CALCOLO	36

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

INTRODUZIONE

La società Mari s.r.l. è stata incaricata dalla società Aton22 s.r.l., di redigere il progetto definitivo del Parco Fotovoltaico denominato "C025027 Castel Volturno/Canello ed Arnone" per l'ottenimento delle necessarie autorizzazioni alla costruzione ed esercizio dell'impianto.

Si tratta di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW costituito da due campi: il campo FV - A sito nel comune di Castel Volturno in località Bortolotto di potenza pari a 5.966 KW e il campo FV – B sito nel comune di Canello ed Arnone in località Auzone di potenza pari a 5.993 KW.



Immagine 1 - Inquadramento su ortofoto impianto FV C025027

In questa sede si valuterà quanto attiene la progettazione delle opere di fondazioni del campo FV – B sito avente una potenza di picco pari a **5'993 KWp**, sito nel comune di **Cancellò ed Arnone (CE)**, in località **Auzone**. La potenza elettrica del generatore fotovoltaico in immissione, pari a **5'993 KWp** sarà erogata in media tensione per mezzo della cabina di consegna, da cui partirà un **cavidotto interrato in MT a 20 kV** e si collegherà in antenna da cabina primaria AT/MT sita nel comune di Castel Volturno, coordinate **41° 5'20.72"N 13°58'9.43"E**

L'impianto FV sarà costituito da un totale di **8.960** moduli (**P=5'993 KWp**) distribuiti su stringhe connesse a inverter **800TL B300** (Power range: 841 – 1081 kWp), installati all'interno di

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

cabine di trasformazione. La tecnologia scelta per i **moduli** è di tipo **monocristallino**, con potenza di picco pari a **670 W** che saranno posizionati su tracker orientati all'asse nord-sud, in grado di ruotare lungo detto asse, così da massimizzare la produzione.

Il presente documento si propone di descrivere la caratterizzazione geotecnica e sismica dei siti in oggetto effettuando verifiche geotecniche relative alle fondazioni dei Tracker e alle strutture di servizio dell'impianto fotovoltaico (MTR, PS, Control Room). Le caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni sono state desunte dallo studio geologico, redatto dal Dott. Geologo Antonio Viggiano, allegato al presente progetto.

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica delle strutture saranno condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione.

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione sono le "Norme Tecniche per le Costruzioni", D.M. 17/01/2018.

Si farà, inoltre, riferimento alle seguenti normative:

- - Legge n. 1086 del 05.11.1971 "Norme per la disciplina delle opere in c.a. normale e precompresso, ed a struttura metallica";
- - Legge n. 64 del 02.02.1974 – "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- - IEC 60400-1 "Wind Turbine safety and design";
- - Eurocodice 2 "Design of concrete structures".
- - Eurocodice 3 "Design of steel structures".
- - Eurocodice 4 "Design of composite steel and concrete structures".
- - Eurocodice 7 "Geotechnical design".
- - Eurocodice 8 "Design of structures for earthquake resistance".

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Cancellò ed Arnone	Data: 08/2023

2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Il sito su cui si intende realizzare il campo FV - B è situato nel comune di Cancellò ed Arnone (CE), in località "Auzone" (coord. **41°05'44.3"N - 14°01'42.2"E**), a Nord del centro abitato e dista dallo stesso circa 2 Km in linea d'aria. Attualmente i terreni sono adibiti a seminativo, si presentano totalmente pianeggianti e non vi sono ombreggiamenti di alcun tipo. Il sito confina ad Est con la strada comunale "Via Colonne" ed è raggiungibile dalla strada provinciale denominata "SP158" con cui confina a Nord.



Immagine 2 - Inquadramento su ortofoto, in rosso si evidenzia l'area di intervento

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

La superficie totale del lotto è pari a **86'969 m²**, mentre la parte occupata dai moduli fotovoltaici sarà di 27'830 m². La connessione dell'impianto prevista sarà in Media Tensione, condurrà attraverso un cavidotto interrato alla Cabina Primaria del Gestore di Rete ENEL denominata "Castel Volturno", e avrà una lunghezza pari a circa 5.850 Km.

In tabella seguente (Tabella 1), i riferimenti catastali e le superfici coinvolte:

Tabella 1 - Riferimenti Catastali

COMUNE	FOGLIO	PARTICELLA	QUALITÀ	SUPERFICIE m2
Canello ed Arnone	16	60/a - 87	seminativo	32168
Canello ed Arnone	16	87	seminativo	6530
Canello ed Arnone	16	5018/a	seminativo	32168
Canello ed Arnone	16	5036	seminativo	8352
Canello ed Arnone	16	5037/a	seminativo	7451
TOT				86969

Si riportano di seguito gli inquadramenti cartografici dell'area oggetto di studio:



Immagine 3 - Ubicazione area di impianto da satellite

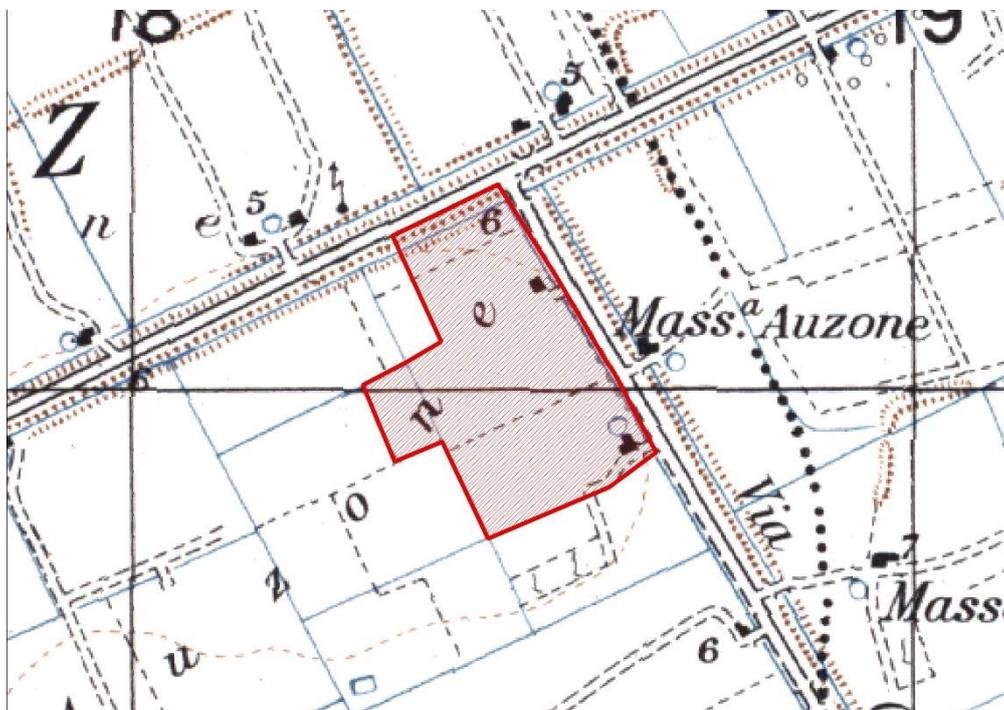


Immagine 4 - Inquadramento campo FV - B su IGM 1:25.000

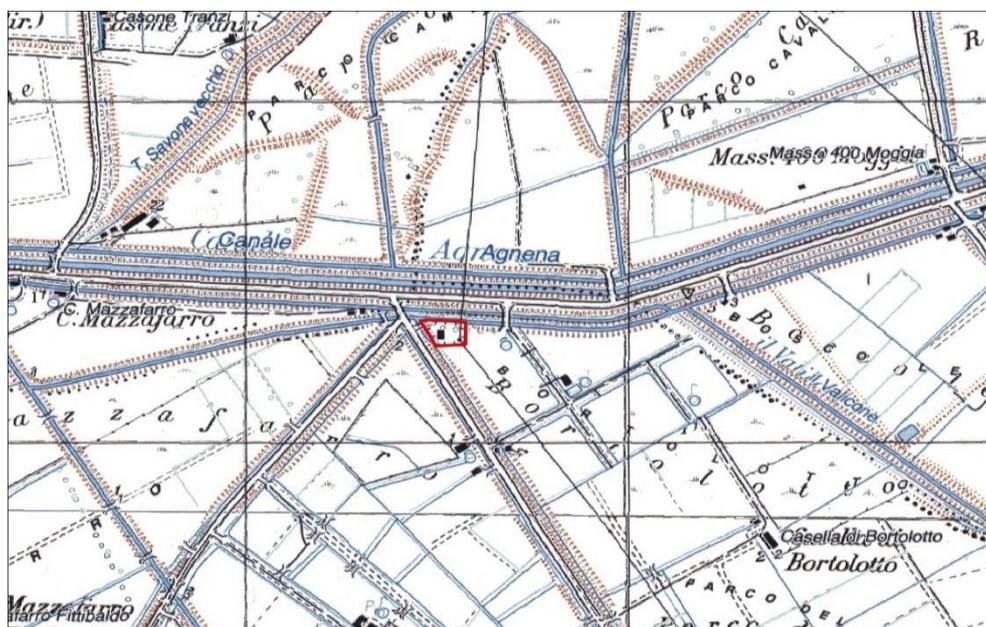


Immagine 5 - Inquadramento Cabina Primaria su IGM 1:25.000

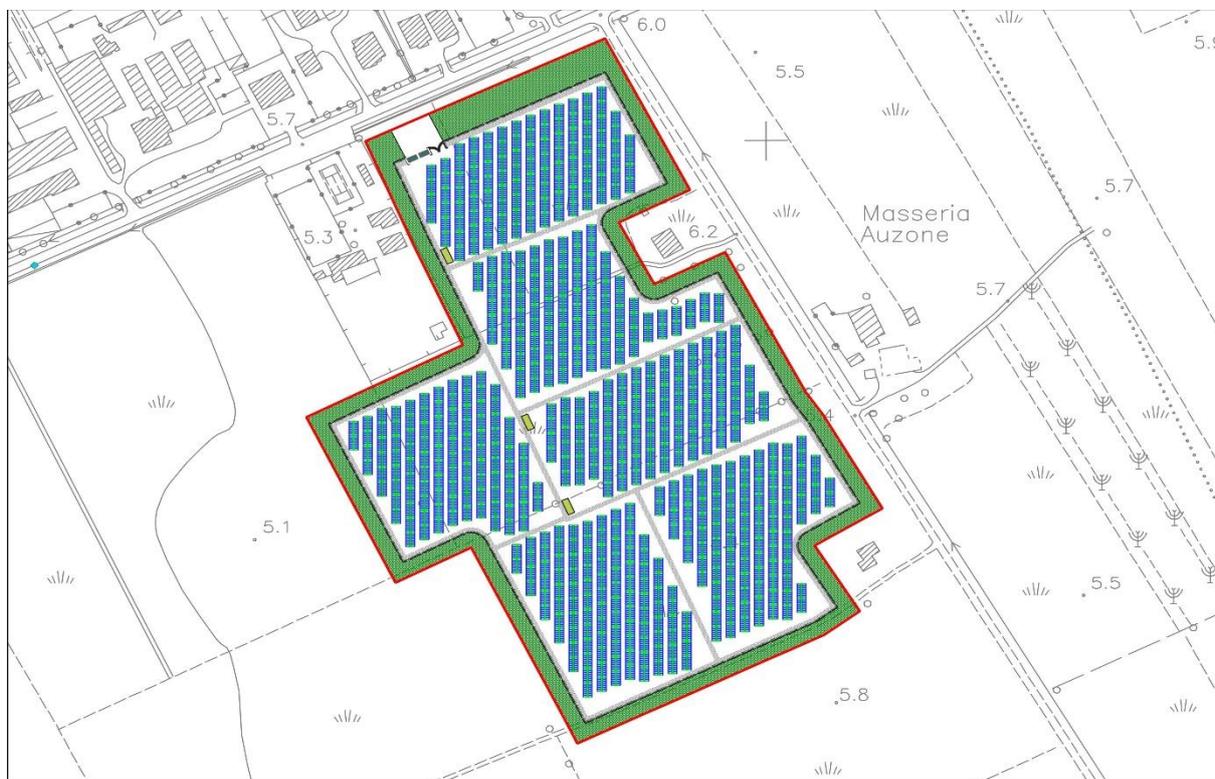


Immagine 6 - Inquadramento impianto fotovoltaico su ortofoto



Immagine 7 - Inquadramento impianto e cavidotto di collegamento su ortofoto

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Dal punto di vista geologico generale l'area in esame è rappresentata nel Foglio 172 "Caserta" della Carta Geologica d'Italia in scala 1/100.000.

Il territorio comunale di Canello ed Arnone, ricade nel contesto della vasta Pianura Campana, nell'area di bonifica del Fiume Volturno - Regi Lagni. Le facies geologiche che caratterizzano l'area in esame, pertanto, sono caratterizzate da litotipi associati alle facies sedimentarie ed alle vulcaniti collegate ai distretti vulcanici del Roccamonfina, dei Campi Flegrei e del Vesuvio. Essi riempiono una paleofossa individuata strutturalmente da un graben (Piana Campana), delimitatosi durante il Pliocene superiore e successivamente ribassato.

In particolare la zona è delimitata a Nord Ovest dall'apparato vulcanico di Roccamonfina e dal Monte Massico, a Sud Est dai Campi Flegrei e dal Somma Vesuvio, a Nord Est dai Massicci carbonatici di Pignataro Maggiore e di Monte Tifata e a Sud Ovest dal Mar Tirreno.

Come detto, la Piana Campana, da un punto di vista strutturale, rappresenta un graben delimitatosi durante il Pliocene superiore e successivamente ribassato. Tale graben è stato colmato per circa 3.000 metri, da depositi alluvionali con frequenti episodi marini e palustri e da depositi quaternari prevalentemente piroclastici, come accertato da sondaggi profondi eseguiti per ricerche di idrocarburi. I sedimenti alluvionali si presentano in successioni di livelli di diversa natura litologica e granulometrica con alternanze di limi sabbiosi e argille limose in prevalenza e con andamento spesso lenticolare.

Per quel che riguarda i rilievi carbonatici che bordano il lato orientale della Piana Campana, essi fanno parte di una successione stratigrafica continua di età compresa tra il Trias superiore e il Cretacico superiore. In particolare i termini più antichi si rinvencono solo nelle propaggini occidentali dei rilievi dove affiorano in massima parte dolomie e calcari dolomitici, calcari avana e grigi di età

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

compresa tra il Trias Superiore e il Malm Superiore. I rimanenti rilievi sono invece costituiti interamente da calcari cretacei.

Lungo il bordo occidentale delle dorsali carbonatiche si sviluppano una serie di faglie dirette che hanno prodotto l'approfondimento progressivo verso Ovest di zolle carbonatiche su cui si è venuto ad instaurare un dominio prevalentemente marino che ha determinato nel Pliocene una lunga fase di sedimentazione compensata da una parallela progressiva subsidenza.

L'area dell'intero territorio comunale è localizzata nel settore nord-occidentale dell'unità morfologica della Piana Campana, in una zona completamente pianeggiante e priva di qualsivoglia segno di disequilibrio passato in atto o potenziale, riferibile a processi morfoevolutivi a rapido decorso.

4. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

La sequenza stratigrafica più classica ascrivibile al sito in esame evidenzia l'appartenenza di esso all'unità idrogeologica della Piana Campana, nella sua parte occidentale, anche detta di "fossa subsidente".

Data la posizione altimetrica del sito e la particolare conformazione stratigrafica del sottosuolo, l'acquifero di zona può essere definito come un acquifero alluvionale, caratterizzato dalla giustapposizione disordinata di termini litologici di varia granulometria, aggregati in lenti allungate parallelamente alla direzione della corrente che le ha depositate.

I sedimenti di origine sedimentaria e piroclastica presenti con notevoli spessori nella Piana Campana, sono costituiti da alternanze di livelli di diversa natura litologica e granulometrica, con andamento spesso lenticolare. Tale configurazione ha favorito l'instaurarsi di una circolazione idrica per falde sovrapposte, con deflusso preferenziale dell'acqua nei litotipi a più alto grado di permeabilità relativa (livelli più sabbiosi).

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

5. DESCRIZIONE DELL'OPERA IN ELEVAZIONE

Le strutture di sostegno dei moduli fotovoltaici sono ad inseguimento monoassiale con asse di rotazione lungo la direttrice Nord – Sud e permettono al piano dei pannelli di seguire la rotazione del sole E-O.

La struttura è costituita da n°4 campate sulle quali sono adagiati n°28 pannelli disposti su due file. La larghezza complessiva di tale struttura mobile è pari a 5,16 m e lunghezza complessiva è pari a 18,6 m.

I pannelli sono collegati, per mezzo di profilati trasversali, ad un'asse centrale che ruota attorno alla direttrice nord-sud grazie ad un dispositivo meccanico. L'asse orizzontale è posto ad una altezza pari a 2,8 m fuori terra, con un angolo di rotazione di +/- 55°, sfruttando così al meglio l'assorbimento dell'energia solare.

Il corrente che governa il moto della struttura è sostenuto da n.3 pilastri cui è collegato mediante delle cerniere con asse parallelo all'asse di rotazione. Nella cerniera centrale trova collocazione una ghiera metallica che, collegata ad un motore ad azionamento remoto, regola l'inclinazione del piano dei pannelli. I pilastri di sostegno sono immorsati nel terreno ad una profondità variabile in funzione delle caratteristiche meccaniche e litostratigrafiche dei terreni di fondazione. Le modalità di ammorsamento di tali profilati variano dalla infissione (battitura) alla trivellazione.

La struttura proposta è rappresentata nella figura seguente.

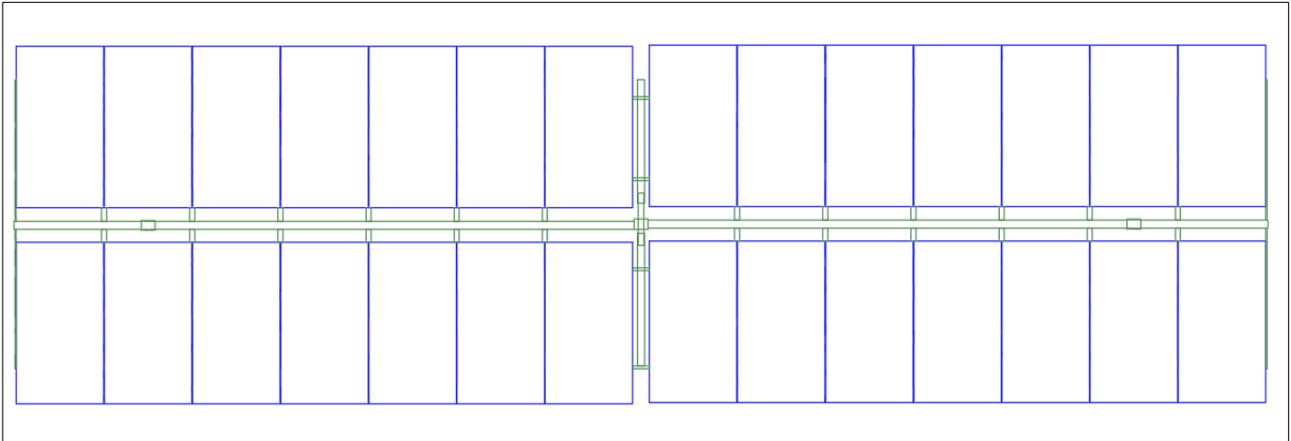


Immagine 7 – Schema struttura - Pianta

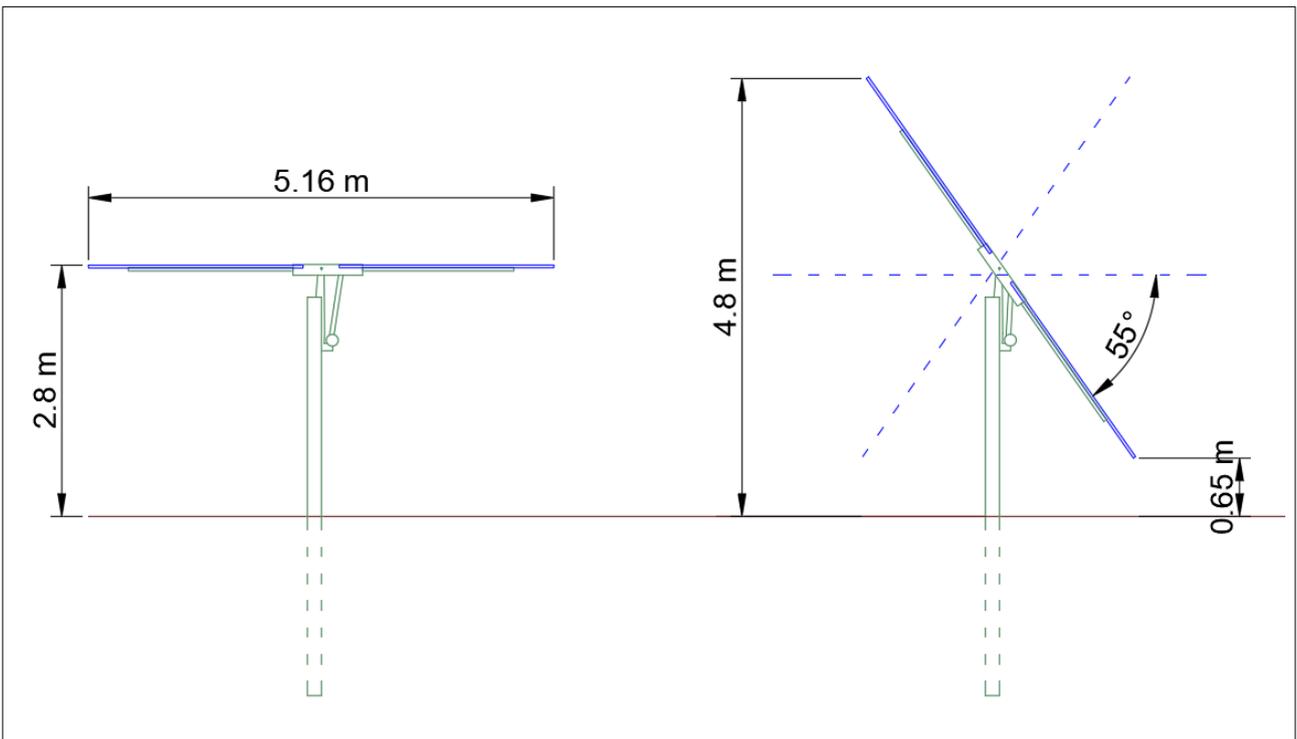


Immagine 8 - Schema struttura – Sezione 1

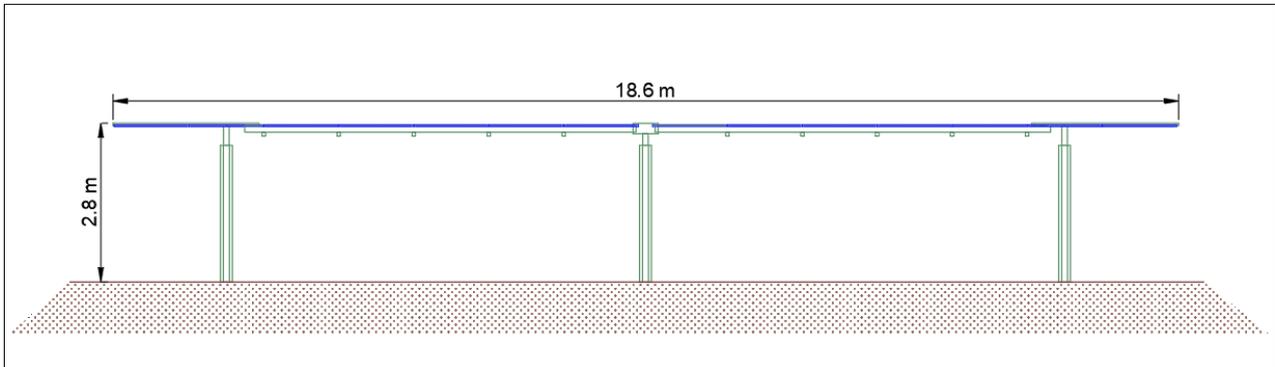


Immagine 9 - Schema struttura – Sezione 2

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

6. ANALISI SISMICA PER IL SITO DI INTERESSE

Nel 2003 sono stati emanati i criteri di nuova classificazione sismica del territorio nazionale, basati sugli studi e le elaborazioni più recenti relative alla pericolosità sismica locale, ossia sull'analisi della probabilità che il territorio venga interessato in un certo intervallo di tempo (generalmente 50 anni) da un evento che superi una determinata soglia di intensità o magnitudo. A tal fine è stata pubblicata l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, sulla Gazzetta Ufficiale n. 105 dell'8 maggio 2003. Con tale provvedimento lo Stato ha delegato le Regioni per l'adozione della classificazione sismica del territorio, le quali hanno compilato l'elenco dei comuni con la relativa attribuzione ad una delle quattro zone, a pericolosità decrescente, nelle quali è stato riclassificato il territorio nazionale. Un aggiornamento dello studio di pericolosità di riferimento nazionale, previsto dall'O.P.C.M. 3274/03, è stato adottato con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006.

Il nuovo studio di pericolosità ha fornito alle Regioni uno strumento aggiornato per la classificazione del proprio territorio, introducendo degli intervalli di accelerazione (a_g), con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni, da attribuire alle 4 zone sismiche. Per la zona sismica 1, l'accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g) è maggiore di 0,25; Per la zona sismica 2, a_g è compresa tra 0,15 e 0,25; Per la zona sismica 3, a_g è compresa tra 0,05 e 0,15; Per la zona sismica 4, a_g è minore di 0,05.

Le attuali Norme Tecniche per le Costruzioni (Decreto Ministeriale del 17 Gennaio 2018 e ss.mm.ii) hanno modificato il ruolo che la classificazione sismica aveva ai fini progettuali, riferendo ad ogni costruzione una accelerazione di riferimento "propria" individuata sulla base delle coordinate geografiche dell'area di progetto e in funzione della vita nominale dell'opera.

Un valore di pericolosità di base, dunque, definito per ogni punto del territorio nazionale, su una maglia quadrata di 5 km di lato, indipendentemente dai confini amministrativi comunali.

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

La classificazione sismica (zona sismica di appartenenza del comune) resta utile solo per la gestione della pianificazione e per il controllo del territorio da parte degli enti preposti (Regione, Genio civile, ecc.).

Nella presente relazione ci limiteremo, sulla base di specifiche indagini sismiche finalizzate all'individuazione della velocità di propagazione delle onde sismiche orizzontali nei primi trenta metri di profondità (V_{s30}), ad individuare, sulla base della conoscenza del comportamento sismico dei terreni (analisi di letteratura e dati di prove come ampiamente discusso nella relazione geologica allegata al presente progetto), la categoria sismica del sottosuolo, rimandando alle successive fasi progettuali l'esecuzione di opportune indagini sismiche più dettagliate.

6.1. Valutazione dell'azione sismica

Nei riguardi dell'azione sismica l'obiettivo è il controllo del livello di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di costruzione. In base al D.M. 17/01/2018, l'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A nelle NTC).

La pericolosità sismica in un generico sito è valutata:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

Le azioni di progetto si ricavano dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare

- la vita di riferimento V_R della costruzione,
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate a ciascuno degli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum ED50:

Latitudine	41.095639
Longitudine	14.028389

- classe d'uso: Classe II (Punto 2.4.2 del D.M. 17/01/2018);

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

- vita nominale 50 anni (Punto 2.4.1 del D.M. 17/01/2018);
- categoria di suolo: D;
- categoria topografica: T1 (Tabella 3.2.III del D.M. 17/01/2018);
- coefficiente di condizione topografica: 1,0 (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018).

7. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Per la ricostruzione del modello geologico e geotecnico del sito di specifico interesse sono state eseguite delle indagini in sito consistenti in n°3 prove penetrometriche dinamiche continue.

Ad integrazione delle suddette indagini sono state prese in considerazione anche le indagini geognostiche realizzate dal Comune di Canello ed Arnone per la redazione del P.U.C. su terreni similari ed appartenenti alle stesse formazioni geologiche dell'area di studio, consistenti in sondaggi a carotaggio continuo per la ricostruzione della stratigrafia della zona, prove S.P.T. in foro di sondaggio e prove di laboratorio per la determinazione dei parametri geotecnici dei terreni.

Tali attività hanno permesso di ricostruire il modello geologico del sito di studio e, nel contempo, di ricavare i principali parametri dei terreni del sottosuolo di interesse geotecnico, al fine di conoscerne e studiarne il comportamento in relazione alle caratteristiche strutturali e dimensionali dell'opera di progetto.

I dati acquisiti hanno consentito una valutazione delle relative potenzialità ricettive; pertanto, è stato possibile definire un modello teorico per il sottosuolo, rispetto al quale possono essere verificate le diverse soluzioni progettuali.

In accordo con il modello geologico descritto in un paragrafo precedente, i sondaggi realizzati per la redazione del PUC del Comune di Canello ed Arnone hanno messo in evidenza la presenza di terreni con caratteristiche molto variabili, costituiti da alternanze di depositi

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

limosoargillosi e limoso-sabbiosi con presenza di inclusi di natura piroclastica a spigoli arrotondati, mentre al di sotto di tali orizzonti sono riscontrabili anche elevati spessori di materiali argillosi.

All'interno della formazione limoso-argillosa sono spesso presenti inclusi lapillici a spigoli arrotondati a luoghi di dimensioni centimetriche con evidenti fenomeni di dissoluzione. Inoltre, si ritrovano vere e proprie lenti di argilla compatta di colore grigio-azzurra con rari inclusi di origine piroclastica rimaneggiati intercalati a piccolissimi clasti calcarei, intervallati a livelli francamente sabbiosi.

In particolare si è riscontrato che per profondità variabili tra 13 e 20 m dal piano campagna è presente la facies alluvionale, caratteristica della zona, con variazioni sia verticali che orizzontali. A tali profondità la facies alluvionale evolve in quella vulcanica riferibile all'attività dei Campi Flegrei e del Roccamonfina.

Durante l'esecuzione dei sondaggi è stata riscontrata la presenza di falda acquifera.

Il sottosuolo della zona fino alla profondità di 30,0 m è costituito dai terreni di seguito descritti:

- 0,00 - 0,30 m: Terreno vegetale.
- 0,30 - 3,20 m: Limo argilloso debolmente sabbioso di colore marrone, con presenza di piccole pomice biancastre.
- 3,20 - 7,30 m: Argilla limosa verde-nerastro molto plastica. Presenza di microlivelli centimetrici francamente limosi di colore grigio scuro e frequenti elementi legnosi carbonizzati.
- 7,30 - 11,8 m: Limo argilloso sabbioso di colore marrone grigio. Presenza di microlivelli decimetrici sabbiosi con fossili di acqua dolce (fluvio-lacustre) di piccolissime dimensioni.
- 11,8 - 14,4 m: Limo argilloso di colore grigio-verdastro mediamente consistente. Verso il basso presenza di lenti torbose scure centimetriche (10-30 cm).

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

- 14,4 - 19,0 m: Cinerite a granulometria sabbiosa di colore grigio scuro, molto addensata. Verso il basso presenza di inclusi pomicei, frammenti lavici nerastri di medie e grandi dimensioni.
- 19,0 ÷ 24,2 m: Deposito ghiaioso in matrice limo-sabbiosa. Sabbia argillosa di colore marrone con sottostante livello limo-sabbioso di colore rossastro.
- 24,2 ÷ 32,6 m: Sabbia fine di colore verde con fossili marini.

Durante la perforazione sono stati prelevati n°2 campioni di terreno indisturbato alle profondità di 3,00 m e 12,00 m, nonché sono state eseguite n°3 prove S.P.T. alla profondità di 3,50 m, 12,50 m e 28,0 m. La falda è stata rinvenuta alla profondità di 1,20 m dal p.c.

La caratterizzazione fisico-meccanica media dei terreni nell'ambito del volume significativo, dove per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata (direttamente o indirettamente) dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso, è di seguito descritta.

Unità litotecnica A

Limo argilloso debolmente sabbioso

- Spessore medio = 3,00 m
- Peso unità di volume = 1,56 t/m³
- Peso unità di volume saturo = 1,85 t/m³
- Angolo di attrito = 25°
- Coesione non drenata = 0,10 Kg/cm²
- Modulo di Young = 51 Kg/cm²
- Modulo edometrico = 28 Kg/cm²

Unità litotecnica B

Argilla limosa

- Spessore medio = 4,00 m
- Peso unità di volume = 1,73 t/m³

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

- Peso unità di volume saturo = 1,92 t/m³
- Angolo di attrito = 23°
- Coesione non drenata = 1,0 Kg/cm²
- Modulo di Young = 99 Kg/cm²
- Modulo edometrico = 114 Kg/cm²

8. CARICHI AGENTI

Le azioni sollecitanti che si sono considerate sulle strutture in elevazione sono:

- Peso proprio degli elementi strutturali;
- Carichi permanenti non strutturali e apparecchiature;
- Carichi variabili legati alla destinazione d'uso;
- Azione sismica;
- Azione della neve;
- Azione del vento.

Per le specifiche tecniche si faccia riferimento alla "Relazione sulle strutture" allegata al presente progetto. Individuati i carichi agenti e valutate le sollecitazioni agenti sulle strutture di fondazione, considerando la struttura incastrata alla base, esse sono state implementate all'interno del codice di calcolo utilizzato per progettare la profondità di battitura dei pali a sostegno dei trackers.

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

9. FONDAZIONI DI PROGETTO: VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI TIPO GEOTECNICO

9.1. Generalità

Nel presente paragrafo vengono riportate le teorie di calcolo e i risultati delle verifiche geotecniche della fondazione tipo. Si riporta pertanto quanto prescritto in merito dalla nuova NTC 2018.

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 su pali 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.

Le verifiche delle fondazioni indirette devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione $[6.2.1 - E_D < R_D]$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- **SLU di tipo geotecnico (GEO)**
 - o collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - o collasso per carico limite della palifica nei riguardi dei carichi trasversali;
 - o collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
 - o stabilità globale.

Nel caso specifico la NTC 17/01/2018 prescrive che:

- la verifica di stabilità globale deve essere effettuata 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 parametri geotecnici, e nella tabella 6.8.I per le resistenze globali.

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

- Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2. I, 6.2. II, 6.4. II e 6.4.VI.

9.2. Opere di fondazione dei trackers

La progettazione delle opere di fondazione dei trackers è strettamente legata alla conoscenza delle caratteristiche litostratigrafiche dell'area oggetto di intervento. L'analisi condotta all'interno dello studio geologico allegato al presente progetto, basato in parte su dati di letteratura e in parte su dati provenienti da studi geologici realizzati su aree limitrofe, lascia spazio a differenti scenari stratigrafici. In virtù di quanto evidenziato, si è deciso di validare un modello geologico, in questa fase progettuale, ritenuto idoneo a simulare le caratteristiche fisico-meccaniche dei litotipi presenti nelle aree di progetto.

In tal senso è stato condotto il dimensionamento di un palo infisso con sezione metallica IPE e si è studiato il comportamento geotecnico e strutturale nei confronti delle sollecitazioni agenti scaricate in fondazione.

Il modello geognostico realizzato (capitolo 7) ha condotto, attraverso una modellazione effettuata con il software MP della casa produttrice Geostru, ad un palo infisso IPE300 della profondità di 3.0 m. Ogni struttura contiene 30 pannelli ed è governata da un sistema di sostegno su tre pali del tipo sopra descritto.

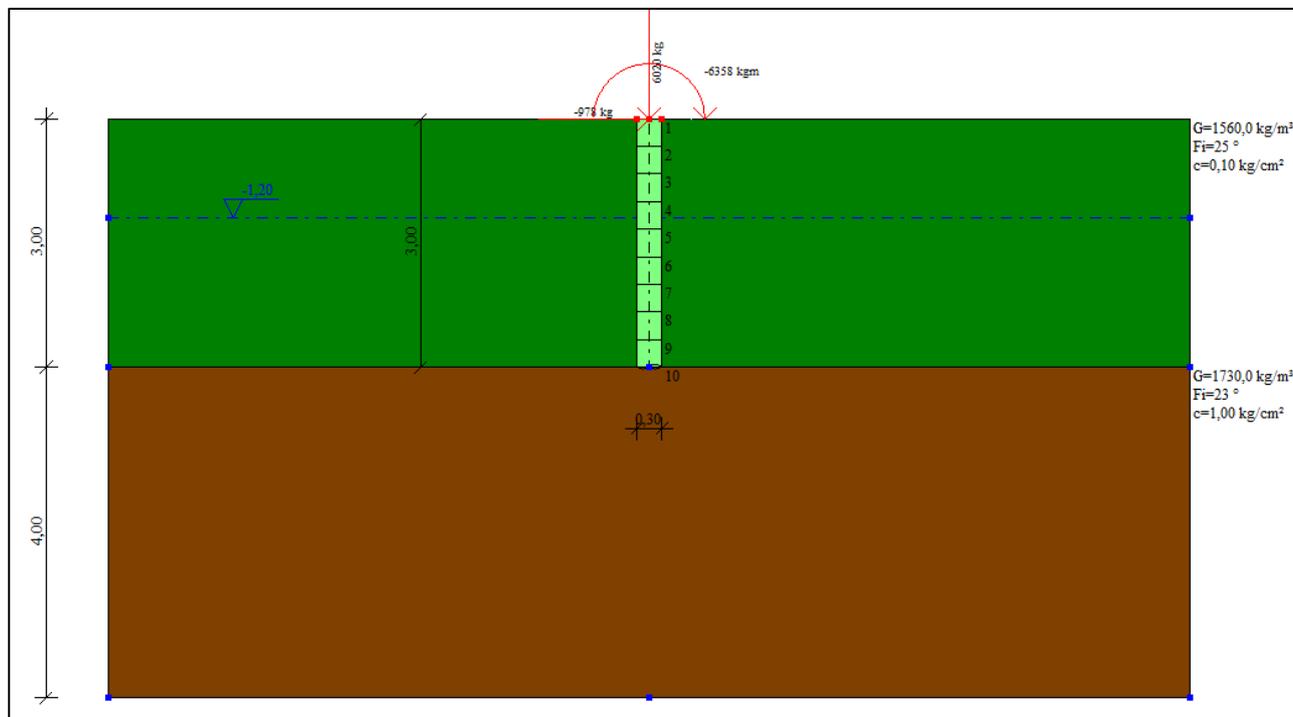


Immagine 11 – Modellazione palo fisso alla profondità di 3.0 m

9.3. Verifica del carico limite verticale di compressione

La capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

Q_T =portanza totale del palo;

Q_P =portanza di base del palo;

Q_L =portanza per attrito laterale del palo;

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

W_P = peso proprio del palo,

Le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro. La portanza limite per ciascun palo è calcolata in base alle caratteristiche geotecniche dei vari strati attraversati. Secondo quanto previsto al punto 6.4.3.1.1 del DM. 17/01/2018, a partire dal valore così calcolato della portanza Q_T si ricava il valore caratteristico, dividendo Q_T per i coefficienti ξ_3 e ξ_4 , per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate, riportati in tabella 6.4. IV.

Numero di verticali indagate							
	1	2	3	4	5	7	>10
ξ_3	1,7	1,65	1,6	1,55	1,5	1,45	1,4
ξ_4	1,7	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nel caso in esame, si è condotto un solo sondaggio per ogni postazione. Per cui si farà riferimento al coefficiente 1.70.

A partire dal valore caratteristico così ottenuto, si calcola il valore di progetto applicando i coefficienti γ_R riportati nella tabella 6.4.II:

Coefficiente di sicurezza normativo R3		
	R3 (pali infissi)	R3 (pali trivellati)
Base	1,15	1,35
Laterale in compressione	1,15	1,15
Totale	1,15	1,3
Laterale in Trazione	1,25	1,25

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

Il valore di progetto così determinato della capacità portante deve risultare non minore del valore caratteristico ottenuto dal calcolo. La portanza per attrito laterale viene calcolata tramite la relazione:

$$Q_l = \pi \cdot \int_0^L D \tau_s dl$$

Rappresentando τ_s le tensioni tangenziali che si mobilitano all'interfaccia palo terreno e D il diametro del palo. La portanza di base del palo è calcolata come:

$$Q_p = q_b \cdot A_b$$

Dove q_b esprime il valore ultimo della pressione alla base. Tuttavia, è noto che il carico limite verticale di pali di piccolo diametro immersi in terreni omogenei dipende in maggiore misura dalla resistenza allo scorrimento che si mobilita lungo il fusto; la resistenza teorica alla punta è, infatti, penalizzata per il fatto che essa si mobilita solo a seguito di cedimenti elevati, dell'ordine del 10% del diametro del palo. Nel caso di pali di piccolo diametro, inoltre, la resistenza alla punta assume valori trascurabili per il basso rapporto fra la superficie della punta e quella laterale. Pertanto, trascurando la resistenza alla punta, il valore del carico limite verticale del palo di piccolo diametro è pari a quello della resistenza laterale.

In aggiunta, considerando quanto previsto al punto 6.4.3.1.1 del DM. 17/01/2018, a partire dal valore così calcolato di Q_{lim} si ricava il valore caratteristico, dividendo tale valore per i coefficienti ζ funzione del numero di verticali indagate, e per il coefficiente γ_R riportati nella tabella 6.4. Il precedente.

9.4. Verifica del carico limite verticale di trazione

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno.

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\phi' = \frac{3}{4} \phi + 10$$

$$\phi' = \phi - 3^\circ$$

dove Φ è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con Φ il parametro di resistenza scelto.

Ai fini del calcolo, il carico limite Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta Q_p e la resistenza laterale Q_l .

9.5. Resistenza laterale al fusto del palo

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo α , proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo.

$$Q_l = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) A_l f_w$$

- A_l superficie laterale del palo;
- F_w , fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo
- c , valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);
- σ pressione efficace verticale del terreno;
- K coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi:

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

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto	Terreno denso
Acciaio	0,5	1
Calcestruzzo Prefabbricato	1	2
Legno	1	3

δ = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo, viene invece valutato come segue:

Per pali infissi:

$$\delta = 3/4 \tan \phi$$

α = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

Coefficiente α per palo infisso	
$2,5 < c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1,00$
$5,0 < c < 10$	$\alpha = 0,70$
$10 < c < 15$	$\alpha = 0,5$
$15 < c < 20$	$\alpha = 0,40$
$c > 20$	$\alpha = 0,30$

9.6. Resistenza alla punta del palo

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di Terzaghi può essere scritta:

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

$$Q_p = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot L \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

Dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

9.7. Capacità portante per carichi orizzontali

L'analisi del palo soggetto a forze orizzontali non risulta sicuramente più agevole del caso di palo soggetto a forze assiali. Trattasi di un problema d'interazione parzialmente risolto solo per casi più semplici ed adottando notevoli semplificazioni d'analisi.

In particolare sono stati analizzati da Broms il caso di palo in un mezzo omogeneo puramente coesivo ed in un mezzo omogeneo incoerente, nei casi in cui il palo sia libero di ruotare in testa o sia incastrato. Le soluzioni ottenute da Broms si basano sull'utilizzo dei teoremi dell'analisi limite e sull'ipotesi che si verifichino alcuni meccanismi di rottura (meccanismo di palo corto, meccanismo di palo lungo, etc).

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra il carico orizzontale, necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo, ed il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo. Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto),

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidzze non eccessive rispetto al terreno d'infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio).

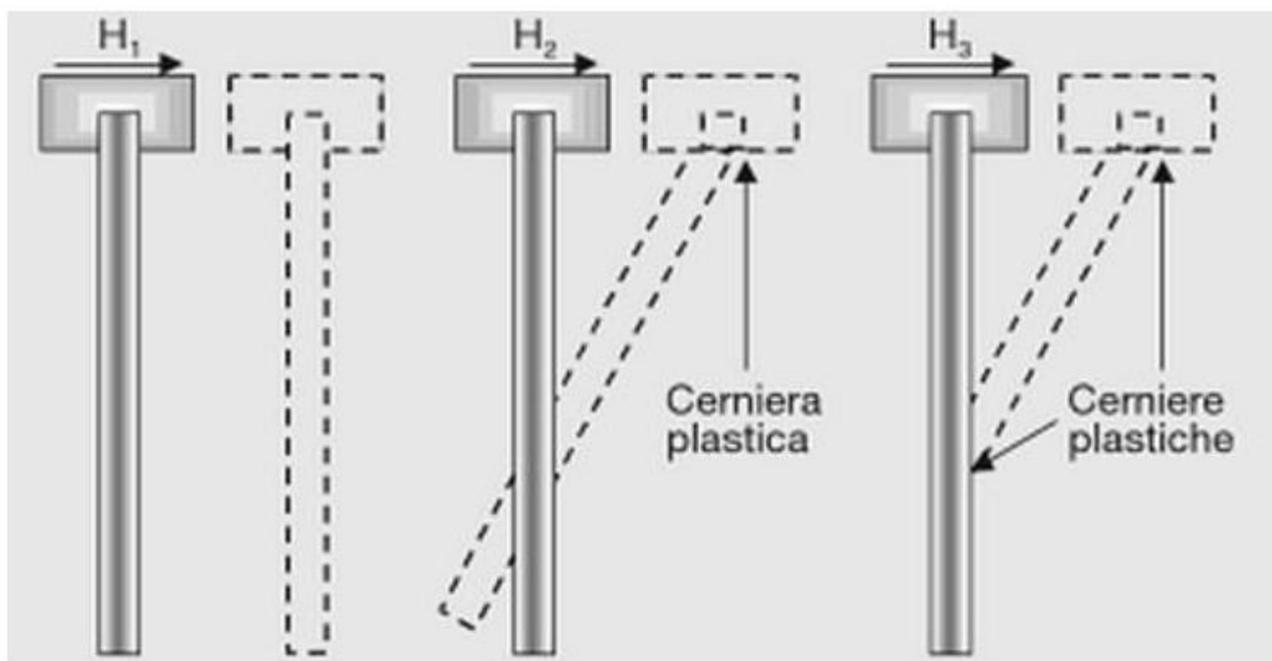


Immagine 12 – Teoria di Broms

Per la verifica dei pali nei riguardi del carico limite orizzontale, si è fatto riferimento al noto metodo proposto da Broms, per pali incastrati in testa.

La trattazione si differenzia, inoltre, per pali corti, lunghi o di lunghezza intermedia. La classificazione è condotta nel modo seguente:

- nel caso di pali corti, la rottura del complesso "palo-terreno" è provocata dalla traslazione rigida del palo; il valore del carico limite dipende, quindi, solo dalla geometria del palo e dalla resistenza del terreno. Il momento massimo si verifica in testa al palo ed è inferiore al momento di plasticizzazione M_y della sezione retta del palo;
- nel caso di pali lunghi, si raggiunge la rottura del complesso "palo-terreno" a causa della formazione di due cerniere plastiche, in corrispondenza delle quali il momento

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

raggiunge il valore di plasticizzazione M_y . La prima cerniera si forma nella sezione di incastro, la seconda in una sezione intermedia. Il valore del carico limite dipende, oltre che dalla geometria e dalla resistenza del terreno, anche dalla resistenza propria del palo.

- nel caso di pali di lunghezza intermedia, si raggiungono le condizioni di rottura del complesso "palo-terreno" prima della formazione della seconda cerniera plastica. Il momento di incastro è, quindi, pari ad M_y mentre il momento massimo lungo il palo è inferiore ad M_y .

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

$$p = 9 \cdot c_u \cdot B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

- c_u = Coesione non drenata,
- B = Diametro del palo
- p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

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

$$p = 3K_p \gamma z \cdot B$$

avendo indicato con:

- p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;
- K_p = Coefficiente di spinta passiva;
- γ = Peso unità di volume del terreno;
- z = Profondità;
- B = Diametro del palo.

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

10. CABINA DI RACCOLTA E CONSEGNA

La cabina di consegna, misure e raccolta verrà posizionata nei pressi del campo fotovoltaico prospiciente la strada comunale su cui si svilupperà il cavidotto di collegamento alla rete MT. La stessa è di tipo box prefabbricato in conformità alle prescrizioni delle specifiche di e-distribuzione DG 2092 tipo A 03/09/2016. Detto prefabbricato dovrà essere posizionato nel rispetto delle distanze di sicurezza da impianti con pericolo di incendi/esplosioni e cavi telefonici interrati come da normative e regolamenti vigenti. Essa sarà composta da tre vani: locale **consegna** e-distribuzione, locale **misure** e locale **utente** ognuno dotato di porta di accesso e di griglie di aereazione in vetroresina oltre l'impianto elettrico di servizio realizzato in tubazione di PVC rigido come da normative attuali. Intorno a detto box sarà presente una fascia di terreno di 2 mt mantenuta libera da altre strutture funzionali all'esercizio dell'impianto.

Nel locale **consegna**: alloggeranno quadri MT.

Nel locale **misure** saranno allocati i gruppi di misura:

- energia elettrica MT prodotta, conforme alle omologazioni UTIF;
- energia elettrica MT immessa in rete, ad opera e-distribuzione;
- energia elettrica BT per servizi ausiliari.

Nel locale **utente** saranno alloggiati le seguenti apparecchiature:

- modulo di risalita cavi;
- modulo protezione impianto;

Il box sarà realizzato in modo da assicurare un grado di protezione verso l'esterno, secondo norme CEI 70-1.

Nelle **cabine** è prevista una **fondazione prefabbricata** in c.a.v. interrata.

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

10.1. Fondazione cabina di raccolta e consegna

Relativamente ai calcoli preliminari delle strutture si è calcolata la piastra che riporta il carico maggiore, individuata nella della Cabina di raccolta e consegna dell'impianto. La piastra riporta dimensioni esterne in pianta pari a (13,00x5,00) m e spessore parti a 0,50m.

Le piastre di fondazione delle altre strutture in elevazione avranno il medesimo spessore e saranno armate con la stessa quantità di armatura al metro.

Metodologie di calcolo

L'analisi della piastra di fondazione è stata eseguita utilizzando una modellazione con il metodo degli elementi finiti (FEM). Il modello strutturale analizzato è rappresentato nella seguente figura.

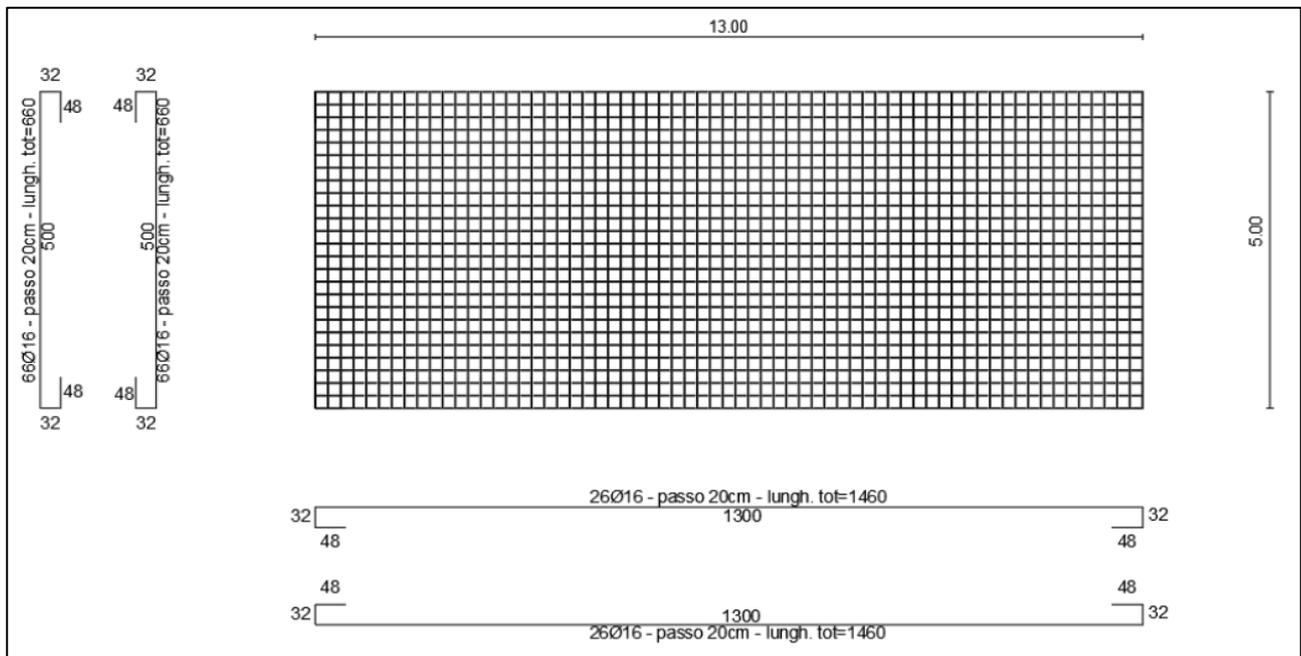


Immagine 13 – Armature piastra di fondazione

	Relazione geotecnica e strutturale per le opere di fondazione	Codice Elaborato: C_025027_INT_RS_04
	Progettazione di un impianto fotovoltaico a terra di potenza complessiva 11.959 KW e di tutte le opere ed infrastrutture connesse, nei comuni di Castel Volturno e Canello ed Arnone	Data: 08/2023

Definizione delle azioni elementari

I pesi propri delle apparecchiature e delle strutture prefabbricate considerati ai fini del calcolo sono riassunti nella seguente tabella.

Carico Trasformatore MT	5000	kg
Carico quadri MT	5000	kg
Carico restanti apparecchiature	50000	kg
Carico accidentale variabile	200	kg/m ²
Peso proprio struttura	60000	kg

Inoltre è stato considerato anche un sovraccarico accidentale, valutato come aree ad uso industriale (E2) e quantificato in 200 kg/m².

11. TABULATI DI CALCOLO

Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda all'allegato "Tabulati di calcolo" costituente parte integrante della presente relazione ed allegato in cascata alla presente.

PALI DI FONDAZIONE

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

NTC2018 - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» - D.M. 17 gennaio 2018

NTC2008 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.

CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)

Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8: Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Carico limite verticale

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

$$\begin{aligned} \phi' &= \frac{3}{4} \phi + 10 && \text{nei pali infissi} \\ \phi' &= \phi - 3^\circ && \text{nei pali trivellati} \end{aligned}$$

dove ϕ è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con ϕ il parametro di resistenza scelto.

Ai fini del calcolo, il carico limite Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta Q_p e la resistenza laterale Q_l .

Resistenza unitaria alla punta

Formula di Terzaghi

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$Q_p = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot L \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente *Berezantzev* fa riferimento ad una superficie di scorrimento “alla Terzaghi” che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte “sostenuto” per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base

inferiore a γD , e tanto minore quanto più questo “effetto silo” è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B ; di ciò tiene conto il coefficiente N_q , che quindi è funzione decrescente di D/B .

La resistenza unitaria Q_p alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito (ϕ) e di coesione (c), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \cdot N_c + \gamma \cdot L \cdot N_q$$

Avendo indicato con:

γ peso unità di volume del terreno;
 L lunghezza del palo;
 N_c e N_q sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

Metodo di Vesic

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.

Secondo Vesic i coefficienti di capacità portante N_q e N_c si possono calcolare come segue:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

L'indice di rigidezza ridotto I_{rr} nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica ε_v .

L'indice di rigidezza I_r si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale G' e la resistenza a taglio s del terreno.

Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo si trova in uno stato addensato, il termine ε_v può essere assunto pari a zero e si ottiene $I_{rr} = I_r$.

E' possibile fare una stima di I_r con i valori seguenti:

TERRENO	I_r
Sabbia	75-150
Limo	50-75
Argilla	150-250

Il termine N_c della capacità portante viene calcolato:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Quando $\phi = 0$ (condizioni non drenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Metodo di Janbu

Janbu calcola N_q (con l'angolo ψ espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

N_c si può ricavare dalla (a) quando $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ si usa $N_c = 5.74$

Formula di Hansen

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori $L/D > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

Nel caso $\phi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\phi = 0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \cdot \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{D}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{D}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4 \cdot k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi) \cdot k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1$$

Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo α , proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_1 = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

A_l = superficie laterale del palo;

f_w = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con

c = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);

σ = pressione verticale efficace del terreno;

K = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

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

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto	Terreno denso
Acciaio	0.5	1
Calcestr. Pref.	1	2
Legno	1	3

Per pali trivellati

$$K = 1 - \text{sen}\phi$$

δ = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$\delta = 3/4 \tan\phi$$

Per pali trivellati

$$\delta = \tan\phi$$

α = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

Pali trivellati:

$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Caquot – Kerisel

Meyerhof – Murdock (1963)

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{per } c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \quad \text{per } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966)

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.8 \quad \text{per } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \quad \text{per } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Woodward (1961)

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 4 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \quad \text{per } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.5 \quad \text{per } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.4 \quad \text{per } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.20 \quad \text{per } c > 20 \text{ t/m}^2$$

Pali infissi

Coefficiente α per palo infisso	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

Attrito negativo

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo. La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

Fattore di correzione in condizioni sismiche.

Criterio di Vesic

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di 2° l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

Criterio di Sano

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$D_p = \arctg\left(\frac{a_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove a_{max} è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di *Vesic*, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di *Qlim*.

Le correzioni di *Sano* e di *Vesic* si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

Cedimenti metodo di Davis-Poulos

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di *Davis-Poulos*, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo n superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie i per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie j -esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \cdot B \cdot I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

τ_j = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

E = Modulo elastico del terreno

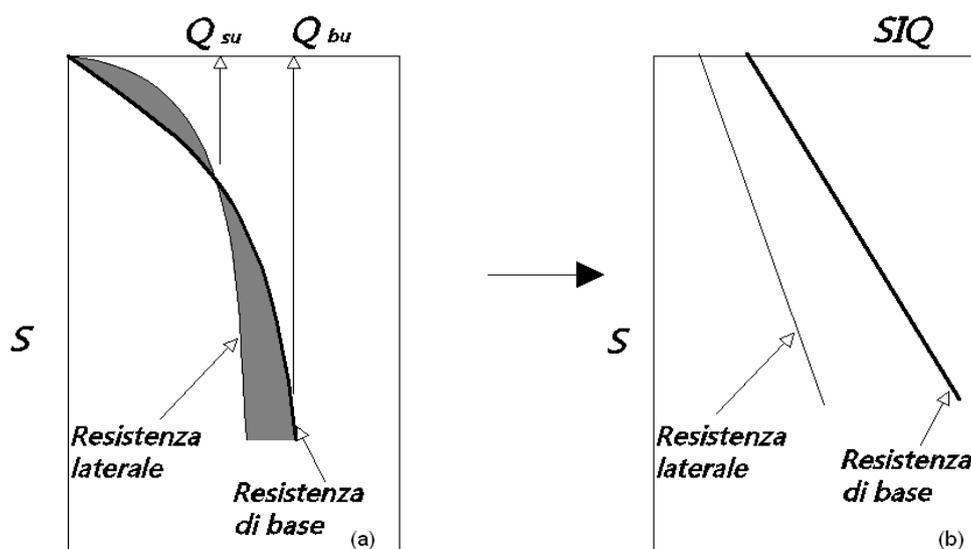
B = Diametro del palo

$I_{i,j}$ = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando $W_{i,j}$ per tutte le j aree

Cedimento Metodo Iperbolico

Il metodo iperbolico modificato rappresenta uno sviluppo dello studio di Chin (1970,1972,1983) che consente di stimare il cedimento di pali singoli partendo dall'idea che il diagramma carico-cedimento, per il corpo di un palo e la sua base, abbia un andamento iperbolico. I valori del *carico ultimo laterale* (Q_{su}) e la *resistenza di base ultima* (Q_{bu}) rappresentano i termini asintotici della curva (figura a) (*Terzaghi, 1943*). Sotto queste ipotesi è possibile giungere ad una rappresentazione linearizzata del problema considerando la variazione della quantità S/Q rispetto allo spostamento S (figura b).



Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b).

Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b)

Lo studio di *Fleming* ha dimostrato che gli spostamenti totali stimati col metodo di *Chin* erano distorti dall'*accorciamento elastico* del corpo del palo e suggerì una tecnica semplificata per la quale la deformazione elastica del palo può essere determinata, con sufficiente accuratezza, sottraendo alla stima di *Chin* l'*accorciamento* del palo.

Considerando lo schema in figura l'*accorciamento elastico* del palo dipende dal carico applicato Q in rapporto all'*attrito laterale ultimo* Q_{su} . In particolare se $Q \leq Q_{su}$ la deformazione elastica del corpo del palo corrisponde alla somma dell'*accorciamento elastico* lungo la zona ad *attrito basso o nullo* e quello che si sviluppa lungo la parte *attiva* del fusto:

$$S_e = \frac{4Q(L_o + K_e L_a)}{\pi d_s^2 E_c}$$

Se, invece, si ha che $Q > Q_{su}$ bisogna considerare un ulteriore *accorciamento* legato alla parte attiva del palo che deve essere aggiunta alla deformazione elastica:

$$S_e = \frac{4}{\pi d_s^2 E_c} [Q(L_o + L_a) - L_a Q_{su}(1 - k_e)]$$

I parametri della formula sono:

- d_s : diametro testa del palo.
- E_c : modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di $E_c = 26 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ per calcestruzzo con forza specifica di 20 N/mm^2 e il valore di $E_c = 40 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ per calcestruzzo da 40 N/mm^2 .
- L_o : lunghezza del palo ad *attrito basso o nullo*.
- L_a : lunghezza attiva del palo.
- k_e : rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva L_a . Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un *attrito* che si sviluppa uniformemente lungo L_a oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

Lo spostamento del *palo rigido* può essere calcolato sapendo che la somma dell'*attrito laterale* e della resistenza di base corrisponde al carico totale applicato alla testa del palo.

$$Q=Q_s+Q_b$$

Considerando il palo rigido lo spostamento totale in testa è uguale a quello che si ottiene lungo il fusto ed è uguale a quello misurato alla base del palo:

$$S_t=S_s=S_b$$

Dal grafico linearizzato si può vedere che lo spostamento lungo il fusto del palo può essere calcolato come:

$$S_s = \frac{M_s d_s Q_s}{Q_{su} - Q_s}$$

In cui

- M_s : fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.
- d_s : diametro testa.
- Q_s : attrito.
- Q_{su} : attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

L'equazione dello spostamento alla base del palo ricavata da Fleming è:

$$S_b = \frac{0.6 Q_{bu} Q_b}{d_b E_b (Q_{bu} - Q_b)}$$

dove

- d_b : diametro della base del palo.
- Q_b : resistenza alla base.
- Q_{bu} : resistenza ultima alla base
- E_b : modulo di taglio corrispondente a $Q_{bu}/4$

Infine, ponendo la condizione di uguaglianza $S_s=S_b$ e considerando il carico totale applicato Q si ottiene lo spostamento totale di un palo rigido considerando solo i valori positivi della relazione:

$$S_t = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2f}$$

In cui le variabili sono così definite:

- $f = \eta(Q - \alpha) - \beta$
- $g = Q(\delta + \lambda\eta) - \alpha\delta - \beta\lambda$
- $h = \lambda\delta Q$
- $\alpha = Q_{su}$
- $\beta = d_b E_b Q_{bu}$
- $\lambda = M_s d_s$
- $\delta = 0.6 Q_{bu}$

$$\bullet \eta = d_b E_b$$

Lo spostamento complessivo del palo comprende la componente di spostamento rigido e quella di accorciamento elastico.

Il modulo elastico del terreno E_b al di sotto della base del palo è legato alle caratteristiche del terreno ed è fortemente influenzato dalla tecnica di costruzione del palo. Fleming sostiene che è consigliabile che questo parametro di progetto sia determinato da un insieme accurato di prove in cui i pali sono caricati fino al punto in cui viene mobilitata una sostanziale quota della resistenza di punta. In mancanza di questi dati si può scegliere, cautelativamente, il valore di E_b da range di valori relativi al tipo di terreno e alla tecnica di costruzione del palo.

CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore M_y di plasticizzazione.

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

$$p = 9 \cdot c_u \cdot B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

c_u = Coesione non drenata,

B = Diametro del palo

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

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

$$p = 3K_p \gamma z \cdot B$$

avendo indicato con:

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;

K_p = Coefficiente di spinta passiva;

γ = Peso unità di volume del terreno;

z = Profondità;

B = Diametro del palo.

Palo in condizioni d'esercizio

Analisi del palo in condizioni di esercizio: **Metodo degli elementi finiti.**

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

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con \mathbf{P} la matrice delle forze nodali esterne, con \mathbf{F} quella delle forze interne e con \mathbf{A} la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Gli spostamenti interni \mathbf{e} (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni \mathbf{X} (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

dove la matrice \mathbf{B} è dimostrato essere la trasposta della matrice \mathbf{A} .

D'altra parte, le forze interne \mathbf{F} sono legate agli spostamenti interni \mathbf{e} dalla seguente espressione:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

e quindi

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice $\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T$ si ricava l'espressione degli spostamenti esterni \mathbf{X} :

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T)^{-1}\mathbf{P}$$

Noti, quindi, gli spostamenti \mathbf{X} è possibile ricavare le forze interne \mathbf{F} necessarie per il progetto della struttura.

La matrice $\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T$ è nota come matrice di rigidità globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per pali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il k_s con la profondità, nella forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale Z è la profondità e B è il diametro del palo.

I valori di A_s e $B_s Z^n$ sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi s_i , d_i , e i_i pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Dove $C = 40$ è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

Momenti cinematici

In presenza dell'azione sismica la risposta del palo è il risultato di una complessa interazione terreno-palo, resa di difficile interpretazione a causa dei fenomeni di non linearità nel terreno e degli effetti cinematici associati al moto del terreno.

Generalmente, alle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastuttura si aggiungono, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, quelle derivanti dall'interazione cinematica che produce nei pali sollecitazioni aggiuntive dipendenti principalmente dalla rigidità relativa palo-terreno.

Dalla letteratura esistente in merito a questo tipo di studi, emerge che nel caso di palo immerso in terreni stratificati, la sollecitazione flettente subisce un pronunciato incremento in prossimità dell'interfaccia fra strati di differente rigidità e tale incremento è tanto maggiore quanto più elevato è il contrasto di rigidità. In alcuni casi il valore del momento prodotto da questo effetto potrebbe superare quello che insorge nei pali in testa in presenza di incastro.

Da un'analisi di numerosi risultati, *Nikolaou et al. 2001*, ha proposto una relazione che consente di calcolare, in maniera approssimata, il momento flettente massimo in corrispondenza dell'interfaccia tra due strati di differente rigidità, in condizioni di moto stazionario con frequenza prossima alla frequenza fondamentale del deposito in cui è immerso il palo:

$$M = 0.042 \cdot \tau_c \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.30} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{V_{s2}}{V_1}\right)^{0.50}$$

in cui $\tau_c = a_{\max} \rho_1 H_1$; a_{\max} accelerazione sismica, ρ_1 densità del terreno, H_1 spessore dello strato, V_{s1} e V_{s2} , rispettivamente, la velocità delle onde di taglio nei due strati; E_1 è modulo di rigidità dello strato superiore di terreno, E_p modulo di elasticità del palo, d diametro del palo, L lunghezza del palo.

Dati generali...

Diametro punta	0,30 m
Lunghezza	3,00 m
Tipo	Infisso
Portanza di punta calcolata con:	Berezantzev
Profondità falda da piano campagna	1,20 m

SISMA

Accelerazione sismica	0,066
Coefficiente di intensità sismico [Kh]	0,0119
Coefficiente di intensità sismico [Kv]	0,0059

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	D
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,36	2,37	0,28
S.L.D.	50,0	0,46	2,36	0,32
S.L.V.	475,0	1,0	2,54	0,42
S.L.C.	975,0	1,22	2,61	0,44

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:	Opere di sostegno
--------	-------------------

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,648	0,18	0,0119	0,0059
S.L.D.	0,828	0,18	0,0152	0,0076
S.L.V.	1,8	0,24	0,0441	0,022
S.L.C.	2,196	0,24	0,0537	0,0269

Archivio materiali

Conglomerati

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [Kg/cm ²]	Ec [Kg/cm ²]	fck [Kg/cm ²]	fed [Kg/cm ²]	fctd [Kg/cm ²]	fctm [Kg/cm ²]
1	C20/25	250	299600	200	113,3	10,1	22,1
2	C25/30	300	314750	250	141,6	11,4	25,6
3	C28/35	350	323080	280	158,6	12,6	27,6
4	C40/50	500	352200	400	226,6	16,3	35

Acciai:

Nr.	Classe Acciaio	Es [Kg/cm ²]	fyk [Kg/cm ²]	fyd [Kg/cm ²]	ftk [Kg/cm ²]	ftd [Kg/cm ²]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 in.	β1*β2 fin.
1	B450C	2000000	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0,5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0,5

3	B450C**	2000000	4500	3913	4582	3985	.012	.01	1	0,5
4	S235H	2141370	2447,28	2128,11	3670,92	2128,11	0,012	0,01	1	0,5
5	S275H	2141370	2855,16	2482,97	4384,71	2482,97	0,012	0,01	1	0,5
6	S355H	2141370	3670,92	3191,66	5200,47	3670,92	0,012	0,01	1	0,5

Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale. Vs: Velocità onde di taglio.

Strat. Nr. 1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kg/m³]	Peso Unità di volume Saturo [kg/m³]	c [kg/cm²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [kg/cm²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	3,00	1560,00	1850,00	0,10	25,00	No	0,75	51,00	156	
2	4,00	1730,00	1920,00	1,00	23,00	No	0,75	99,00	185	

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kg/cm²]	Peso palo [kg]	Carico limite punta [kg]	Carico limite laterale [kg]	Carico limite [kg]	Carico limite [kg]	Attrito negativo [kg]	Carico limite orizzontale [kg]
A1+M1+R3	16,94	30,95	27,25/0,10	1590,43	6260,81	3545,17	8215,55	--		3674,82 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:		A1+M1+R3	
Numero verticali di indagine		1	
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)		1,00	
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)		1,00	
	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
Base	6260,81	6260,81	6260,81
Laterale	3545,17	3545,17	3545,17
Totale=Base+Laterale-Peso palo	8215,55	8215,55	8215,55
Coefficiente parziale resistenza caratteristica		R3	
Base		1,15	
Laterale		1,15	
Resistenza di progetto base		5444,18 kg	
Resistenza di progetto laterale		3082,76 kg	
Resistenza di progetto		6936,50 kg	
Azioni di progetto		6020,00 kg	
Fattore sicurezza verticale		1,15	

Resistenza di progetto carichi trasversali

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione		A1+M1+R3	
Numero verticali di indagine		1	
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)		1,00	
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)		1,00	
Momento plasticizzazione		2093,15 kgm	
	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
	3674,823	3674,823	3674,823
Coefficiente parziale resistenza caratteristica		1,3	
Resistenza di progetto		2826,79 kg	
Azioni di progetto		-978,00 kg	
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)		1,00	

Cedimento (Poulos e Davis 1968)

Carico applicato	7995,00 kg
Coefficiente influenza	0,22
Cedimento	1,15 cm

Cedimento (Fleming 1992)

Lunghezza	3,00 m
Diametro testa	0,30 m
Diametro punta	0,30 m
Tratto attrito laterale nullo	0,00 m
Modulo elastico sezione	2,06E+08 kN/mq
Punto di applicazione risultante resistenza attiva	0,45
Fattore flessibilità terreno/palo	1,00E-03
Carico applicato	7,95 kN
Carico limite laterale	27,79 kN
Carico limite di punta	34,68 kN
Modulo elastico terreno corrispondente	1,37E+03 kN/mq
Accorciamento elastico	0,00 mm
Cedimento rigido	0,12 mm
Cedimento totale	0,12 mm

Modello ad elementi finiti

Max spostamento lineare del terreno	0,013 cm
Tipo analisi	Lineare
Massimo numero di iterazioni	5,00
Fattore di riduzione molla fondo scavo	1,00
Numero di elementi	9,00
Nodo sulla superficie del terreno [$< n^{\circ}$ nodi]	1,00
Modulo di reazione Ks	Bowles

Carichi

Forze orizzontali (Fo) positive dirette da destra a sinistra. Forze verticali (Fv) positive dirette verso il basso. Coppie (M) positive orarie.

Nodo	Fo [kg]	M [kgm]	Fv [kg]
1	-668,00	253,00	7,16

ANALISI AD ELEMENTI FINITI [Stratigrafia di riferimento...1]

El. No	Lunghezza [m]	Ks [kg/cm ³]	Sforzo normale [kg]	Momento [kgm]	Taglio [kg]	Reazione terreno [kg]	Rotazione (°)	Spostamen to [m]	Pressione terreno [kg/cm ²]
1	0,33	0	7,16	253,03	-602,56	-64,92	0,069	-0,0024	0
2	0,33	1,361	7,16	453,74	-361,03	-242,89	0,068	-0,002	-0,27
3	0,33	1,625	7,16	573,88	-101,42	-258,85	0,067	-0,0016	-0,259
4	0,33	1,89	7,16	607,69	126,96	-228,23	0,065	-0,0012	-0,228
5	0,33	2,154	7,16	565,29	305,31	-178,92	0,064	-0,0008	-0,179
6	0,33	2,419	7,16	463,51	416,89	-111,41	0,063	-0,0005	-0,111
7	0,33	2,684	7,16	324,56	442,85	-25,92	0,062	-0,0001	-0,026
8	0,33	2,948	7,16	176,93	365,14	77,59	0,062	0,0003	0,078
9	0,33	3,213	7,16	55,22	165,5	199,37	0,061	0,0006	0,199
10		3,477	7,16	-0,05	0	0	0	0	0

ARMATURE

Nodo	Z [m]	Nd [kg]	Md [kgm]	Td [kg]	Nr. Barre Diam etro	Nu [kg]	Mu [kgm]	Cond. Verifi ca Flessi one	Ver. Press o- Flessi one	Def. Max Cls	Def. Max Fe	Asse Neutr o [cm]	Passo Staffe [cm]	Res. Tagli o [kg]	Sicur ezza taglio	Cond. Verifi ca Tagli o
1	0	--	--	--		--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	Non verifi cata
2	0	--	--	--		--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	Non verifi cata

3	0	--	--	--		--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	Non verifi cata
4	0	--	--	--		--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	Non verifi cata
5	0	--	--	--		--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	Non verifi cata
6	0	--	--	--		--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	Non verifi cata
7	0	--	--	--		--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	Non verifi cata
8	0	--	--	--		--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	Non verifi cata
9	0	--	--	--		--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	Non verifi cata
10	0	--	--	--		--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	Non verifi cata

Ing. Samuele Viara

Indice

1.Stratigrafia	11
2.Carico limite verticale	11
3.RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI	11
4.RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI TRASVERSALI	12
5.Dati Fem	12
6.Analisi ad elementi finiti	12
7.Verifiche sezioni	13
Indice	14