

STUDIO DI INGEGNERIA



Via XX Settembre, 49
83059 Vallata (AV)
Tel.: 0827/93654 - Cell.: 338.4713145
E-Mail: ing.pavese@alice.it
Pec: bruno.pavese@ingegneriavellino.it

ING. Bruno PAVESE

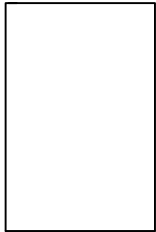
COMUNE di: **SAN MARCO DEI CAVOTI**
(BENEVENTO)

OGGETTO:

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO D'ENERGIA
ELETTRICA DA FONTE EOLICA NELLA LOCALITA'
"LELARDI, MACCHIONI, MONTAGNA, RICETTO E FRANZESE"

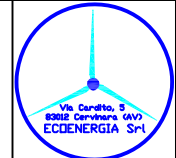
ELABORATI:

 RELAZIONE GEOTECNICA PRELIMINARE



Committente: ECOENERGIA srl

ECOENERGIA S.r.l.
Via Cardito, 5
83012 . CERVINARA (AV)
P. IVA 02195650649

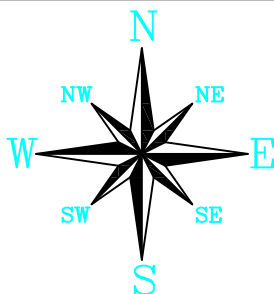


ELAB.

20

scala:

data: _Marzo 2022



il tecnico

Dott. Ing. Bruno PAVESE



1. **PREMESSA**

La presente relazione è riferita al calcolo delle capacità portanti della fondazione di un palo aereogeneratore facente parte dell'impianto di energia elettrica da fonte eolica da costruirsi in località "**Lelardi, Macchioni, Montagna, Riccetto e Franzese**" nel comune di San Marco Dei Cavoti (BN).

- CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Documenti di riferimento:

1. Relazione Geologico-Tecnica, redatta dal Dott. Geol. Vincenzo DI MATTEO.
2. Tipologia del terreno di imposta delle fondazioni.

- STRUTTURE DI FONDAZIONE

Le strutture che si prevedono nel presente progetto, oggetto di studio di fattibilità, sono del tipo indiretto(*Platea su pali*) e sono impostate su una serie di strati costituiti da terreni di natura prevalentemente argillosa.

Si prevede la fondazione a platea in cemento armato (*zattera*), di forma in pianta a poligono con 16 lati, iscritto in un cerchio di diametro pari a 17,40 mt e di spessore variabile da 130 cm a 285 cm, poggiante su n° 16 pali di diametro Φ 800. Nella zattera, verrà incastrata la virola di base.

L'altezza totale della base è stata proporzionata alla profondità di infissione del concio metallico in acciaio costituente la base di sostegno della torre per gli aerogeneratori.

Le sollecitazioni che la torre scarica sulla fondazione verranno fornite in fase di progettazione esecutiva dalla ditta produttrice della torre stessa.

• **CONSIDERAZIONI SULLA FONDAZIONE**

- PROFONDITA' DI IMPOSTA DELLA FONDAZIONE E DATI GEOLOGICI

Come già detto innanzi, la scelta e la tipologia delle fondazioni sarà effettuata in base ad indagini geognostiche puntuali ed alle indicazioni espresse dal Geologo.

In base alle indagini preliminari ed allo studio di compatibilità idrogeologica, dopo aver eliminato lo strato superficiale del terreno, costituito da una coltre di natura vegetale, come risulta dalla relazione del Dott. Geol. Vincenzo DI MATTEO, il sottosuolo dell'area in esame è caratterizzato dalla presenza di materiali eterogenei di natura prevalentemente argillosa.

Le caratteristiche geotecniche dei terreni sono state desunte da un'indagine geofisica effettuata in loco e sono di seguito riassunte nella tabella:

STIMA DEI PARAMETRI ELASTICI DINAMICI E RIGIDITA' SISMICA

Strato	Spessore	Peso di Volume γ (g/cm ³)	ρ (Kg ³ sec ² /m ³)	Velocità media Vp (m/s)	Velocità media Vs (m/s)	Indice di Poisson ν	Modulo di Young E (Kg/cm ²)	Modulo di Taglio G (Kg/cm ²)	Mod. di incompressibilità K (Kg/cm ²)	Rigidità
1	0.00 - 3.00	1.60	163.1	1000.0	279.9	0.46	3723.5	1277.4	14606.7	0.45
2	3.00 - 13.20	1.80	183.5	1000.0	374.2	0.42	7288.6	2568.9	14923.4	0.67
3	13.20 - 30.00	2.00	203.9	2000.0	660.8	0.44	25616.4	8902.4	69679.5	1.32

STIMA DEI PARAMETRI ELASTICI STATICI

Strato	Spessore	Peso di Volume γ (g/cm ³)	Indice di Poisson ν	Modulo di Young E (Kg/cm ²)	Modulo di Taglio G (Kg/cm ²)	Mod. di incompressibilità K (Kg/cm ²)	Modulo edometrico Eed (Kg/cm ²)	Modulo di carico su piastra Me (Kg/cm ²)
1	0.00 - 3.00	1.60	0.42	135.6	47.9	266.9	330.8	208.6
2	3.00 - 13.20	1.80	0.38	265.8	96.3	367.0	495.4	395.2
3	13.20 - 30.00	2.00	0.40	934.9	333.8	1561.3	2006.4	1417.3

Al p.c.

$$V_{s_{eq}} = 473.2 \text{ m/sec}$$

I parametri geotecnici relativi alle argille sono stati desunti sia dalla letteratura che dalle indagini geofisiche effettuate.

Per i terreni più superficiali ed alterati i valori sono:

Coesione **C=0**

Angolo di attrito interno ϕ **$\phi=15^\circ$**

Per i terreni più profondi meno alterati i valori sono:

Coesione **C=1,8-2.00,**

Angolo di attrito interno **$\phi=22^\circ$**

L'assunzione dei parametri geotecnici è stata prevalentemente impostata sulle risultanze delle prove indirette sismiche, in considerazione della maggiore affidabilità evidenziata da queste.

I terreni interessati dai carichi di fondazione manifestano discrete capacità portanti.

Infine, dalla relazione Geologica risulta che i terreni di fondazione rientrano nella **categoria B costituita da rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati e grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s a 800 m/s.**

- DATI GEOMORFOLOGICI

L'area in esame si trova nel comune di Molinara in provincia di Benevento, a circa 25 km dal capoluogo di provincia.

L'impianto sarà ubicato ad Nord del paese, in località: **Lelardi, Macchioni, Montagna, Riccetto e Franzese**, comprenderà 15 turbine collocate a varie altezze. Il terreno è adibito, maggiormente, alle colture di cereali.

La zona che ospita il sito è moderatamente pianeggiante, le turbine saranno ubicate su delle piccole collinette che rappresentano i punti più quotati dell'area in esame. Le quote

previste per l'installazione delle turbine variano da 800 a 870 metri s.l.m.

L'area oggetto dell'intervento è priva di fenomeni di instabilità in atto e in previsione. Non vi sono, inoltre processi morfologici connessi con l'azione di gravità delle acque correnti superficiali. Questa caratterizzazione dell'area garantisce, anche ai fini del rischio sismico, l'idoneità insediativa del parco Eolico ed avvalora la scelta fatta per il tipo di fondazione necessario alla trasmissione dei carichi al terreno.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- D.M 17.01.2018 - Nuove Norme tecniche per le costruzioni;
- Circ. Ministero Infrastrutture e Trasporti 21 gennaio 2019, n.7; Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018;

3. VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE - AMMISSIBILE

L'area suddetta ricade in zona sismica di prima categoria.

Tutti gli elementi strutturali gettati in opera di fondazione saranno realizzati in calcestruzzo armato con conglomerato Classe C30/37 e C45/55 ed Acciaio tipo B450C.

Lo studio preliminare si riferisce alla realizzazione di n° 15 torri tubolari in metallo, per il supporto di turbine eoliche, e delle relative opere fondazionali.

L'area di sedime è situata ad un'altitudine compresa tra 800 e 870 m s.l.m.

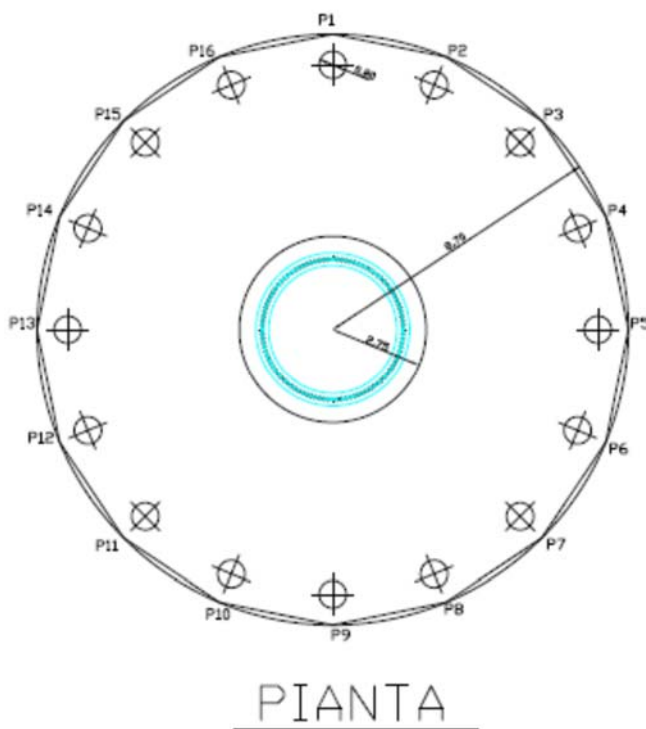
Le fondazioni delle torri saranno costituite da una platea circolare di dimensione in pianta avente diametro pari a 17,40 m e di spessore variabile da 1,30 a 2,85 m.

La platea è impostata su 16 pali trivellati in c.a e disposti in circolo, di lunghezza variabile tra i 20 ed i 27 m e diametro di 0,80 m, opportunamente armati.

Il piano di fondazione è posizionato alla quota della testa dei pali sul terreno opportunamente livellato da uno strato di sottofondazione in calcestruzzo magro (Rck 250, armato con rete elettrosaldata diametro 8 20x20, di spessore pari a 20 cm.

Un concio metallico, ancorato al tubo in elevazione, di diametro medio pari a 4,15 m, viene fissato alla fondazione in c.a. attraverso 2 file di 54 bulloni affogati nel getto assicurati con una piastra anulare inferiore di spessore pari a 80 mm posta ad 1,75 m dall'intradosso della fondazione. La piastra anulare superiore, saldata al concio metallico (adattatore), ha spessore pari a 85 mm.

La scelta, che molto probabilmente ricadrà sul tipo di fondazioni su pali trivellati di diametro $\phi 800$ mm, e dovuta al fatto che le stesse sono ottimali per fondare piloni con notevoli momenti alla base e perché con la loro capacità portante sia a compressione che a trazione realizzano una coppia resistente notevole senza il bisogno di eccedere nelle dimensioni e nell'interramento della platea.



L'opera in esame risulterà essere di Classe IV, e sarà definita in funzione delle possibili conseguenze dovute ad una interruzione di operatività, o eventuale collasso. Inoltre, in base al numero di anni nel quale l'opera in esame dovrà essere usata, per lo scopo al quale sarà destinata, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, si definirà la Vita Nominale dell'opera strutturale VN pari a 50 anni.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione saranno valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale NV per il coefficiente d'uso CU.

Il valore del coefficiente d'uso CU sarà definito, al variare della classe d'uso.

$$VR = VN \times CU = 50 \times 1 = 50 \text{ anni}$$

Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si farà riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento. Nella relazione Geologico-tecnica allegata viene indicato la categoria del terreno interessato dalla presente opera attribuendogli la categoria:

B → Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_s,30$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $15 < NSPT < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_u,30 < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Condizioni topografiche

Con riferimento alla caratterizzazione topografica, in base alle caratteristiche orografiche del sito, esso è classificabile come appartenente alla Categoria Topografica:

T1 → Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

➤ **Caratterizzazione Sismica del Sito**

Nello studio geotecnico saranno riportati i dati generali relativi alla caratterizzazione sismica del sito di pertinenza. La Pericolosità sismica di base sarà determinata partendo dalle coordinate geografiche del sito in esame, ovvero Latitudine e Longitudine, entrambe riportate in gradi decimali.

Tale localizzazione all'interno del reticolo di riferimento, in cui è stato suddiviso l'intero territorio nazionale, sarà necessaria per determinare i valori dei parametri sismici fondamentali, che consentono di calcolare l'azione sismica di progetto, come prescritto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni.

Come risulta dalla Relazione Geologica redatta dal Dott. Geol. Geol. DI MATTEO Vincenzo il terreno presenta una stratigrafia che è nel complesso piuttosto omogenea caratterizzata, dopo un primo strato vegetale e dalla presenza di materiali prevalentemente argillosi.

Il settore esaminato è caratterizzato da due unità litostratigrafiche principali argille compatte di colore grigio-rossastre e argille e marne prevalentemente siltose grigie e vari colori. Al di sopra è presente un deposito di copertura rappresentato da coltre superficiale di terreno agrario.

E precisamente:

- un primo strato superficiale, di modesto spessore pari a 0.50 m, è composto da terreno vegetale limo argilloso di colore marrone scuro/nerastro;
- un secondo strato, di spessore superiore ai 30,00 m, costituito da argilla marnosa di colore prevalentemente rossastra, con venature grigiastre e verdastre, con livelli litoidi calcareo marnosi.

- Considerazioni Geotecniche

Il calcolo delle capacità portante del terreno per fondazioni sia superficiali che profonde, dopo aver effettuato indagini geognostiche puntuali, verrà eseguito per l'approccio scelto

per il progetto in esame e con i parametri fisico-meccanici che saranno definiti nella Relazione Geologico-Geotecnica. Nella Relazione Geologico-Geotecnica preliminare allegata viene indicato che:

- "il piano di fondazione deve essere posizionato alla profondità di circa 3,0 m circa dal piano di campagna attestando la platea di fondazione sulle argille compatte di colore grigio-rossastre;
- La coltre di terreno vegetale e di alterazione superficiale dovranno essere completamente rimossi;

Stabilità al Rischio Sismico

Essendo la struttura portante le turbine, costituita da un tubolare metallico di altezza di circa 85 metri, una struttura con una elevata frequenza propria di vibrazione, essa risente per sua natura intrinseca, poco delle azioni sismiche e poichè il terreno interessato all' impianto non presenta nè pericoli di smottamenti , nè pericoli di fenomeni di liquefazione, nè indizi di cavità sotterranee, si può certamente affermare che la stabilità dell'area ai fini del rischio sismico può essere definita buona.

➤ **Stati Limite Ultimi**

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

La Tabella 2.6.I, e le successive Tabelle 5.1.V e 5.2.V, forniscono i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, salvo quanto diversamente previsto nei capitoli successivi delle presenti norme.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti

parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna EQU delle Tabelle sopra citate.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

Nell'Approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R). Nella Combinazione 1 dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 delle Tabelle sopra citate. Nella Combinazione 2 dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2.

Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

Approccio 1: - Combinazione 1: (A1+M1+R1)

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2: (A1+M1+R3)

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (6.2.1)$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

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

ovvero

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

con $\gamma_E = \gamma_F$, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

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

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$. Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

- **Azioni:**

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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Cap. 6.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_p = 1,0$.

Resistenze

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Per le rocce, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniassiale q_u deve essere applicato un coefficiente parziale $\gamma_{qu} = 1,6$.

➤ **Fondazioni su pali**

Per pali soggetti a carichi assiali il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II.

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Per pali soggetti a carichi trasversali per la determinazione del valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni del § 6.4.3.1.2, applicando i coefficienti parziali γ_T della Tab. 6.4.VI.

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T=1,0$	$\gamma_T=1,6$	$\gamma_T=1,3$

(b) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ ($R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.10)$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.11)$$

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti ξ in Tab. 6.4.IV deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

Viene indicato il calcolo della capacità portante dei pali di fondazione di diametro Φ 80cm e lunghezza pari a 25,0 incassati negli strati di argille e marne.

Si riportano di seguito i parametri geotecnici utilizzati nel predetto calcolo:

PORTANZA PER CARICHI VERTICALI DEI PALI TRIVELLATI
(Teoria di Berezantzev)

Riferimento: **Pali Fondaz. L = 25m d = 0,8m**
DM 17_01_2018 - § 6.4.3.1.2

Lunghezza palo	m	25,00
Diametro palo	m	0,80
Peso del palo: P _g =	daN	31.400

STRATIGRAFIA:

	tipologia:	denominazione
strato 1	incoerente sciolto	terreno Vegetale
strato 2	coerente precon. (Cu)	Argilla mamosa
strato 3		0
strato 4		0
strato 5		0

Pressione q _z alla quota di testa del palo	daN/m ²	3.300
---	--------------------	-------

PORTANZA LATERALE: $PL = A_l \cdot (s_o + k \cdot \mu \cdot q_z)$

		strato 1	strato 2	strato 3	strato 4	strato 5
lunghezza	m	0,5	24,5	0	0	0
densità	daN/m ³	1800	1968	0	0	0
Angolo Attrito	(°)	18,0	22,0	0,0	0,0	0,0
Coesione	daN/cm ²	0,00	0,28	0,00	0,00	0,00
s _o	daN/cm ²	0,000	0,084			
k		0,500	0,000			
μ		0,325	0,000			
q _z	daN/m ²	3750	28308			
Portanza laterale	daN	765	51.697			
PORTANZA LATERALE LIMITE: PL						52.462daN
PORTANZA LATERALE: PL _c = PL / (1,15*1,6)						28.512daN

PORTANZA ALLA PUNTA: $PP = A_p \cdot (N_c \cdot C + N_q \cdot q_z)$ (Teoria di Berezantzev)

Strato 2	Argilla mamosa	
densità	daN/m ³	1968
Ang. Attrito	(°)	22,0
Coesione	daN/cm ²	0,28
N _q		4,2
N _c		9,0
q _z	daN/m ²	52416
PORTANZA ALLA PUNTA LIMITE: PP		123.262daN
PORTANZA ALLA PUNTA: PP _c = PP / (1,35*1,6)		57.066daN

PORTANZA TOTALE TERRENO IN COMPRES.: P _{tot} = PL _c + PP _c	85.578daN
---	-----------

CARICO MAX IN COMPRES. SUL PALO: P _{c,comp} = P _{tot} - P _g	54.178daN
CARICO MAX IN TRAZIONE SUL PALO: P _{c,traz} = P _g + PL / (1,25*1,6)	57.631daN

IL TECNICO

- Ing. Bruno PAVESE -

