
PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO PER LA
PRODUZIONE DI ENERGIA MEDIANTE LO SFRUTTAMENTO DEL VENTO
NEL TERRITORIO COMUNALE DI FIRENZUOLA (FI) LOC. LA BADIA - RAZZOPIANO
POTENZA NOMINALE 54 MW

PROGETTO DEFINITIVO - SIA

PROGETTAZIONE E SIA

ing. Fabio PACCAPELO

ing. Andrea ANGELINI

ing. Antonella Laura GIORDANO

ing. Francesca SACCAROLA

COLLABORATORI

ing. Michea NAPOLI

geom. Rosa CONTINI

dr. Pietro Paolo LOPETUSO

STUDI SPECIALISTICI

GEOLOGIA

geol. Matteo DI CARLO

VINCA E STUDIO FAUNISTICO

dr. Luigi Raffaele LUPO

STUDIO BOTANICO VEGETAZIONALE E

PEDO-AGRONOMICO

dr. Gianfranco GIUFFRIDA

ARCHEOLOGIA

NÒSTOI S.R.L.

INTERVENTI DI COMPENSAZIONE E VALORIZZAZIONE

arch. Gaetano FORNARELLI

arch. Andrea GIUFFRIDA

PD.R. ELABORATI DESCRITTIVI

R.5 Relazione geotecnica e sismica

REV.	DATA	DESCRIZIONE
00	04/24	1ª emissione



INDICE

1. PREMESSE	1
2. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA	2
2.1. ASSETTO GEOLOGICO E STRUTTURALE	2
2.2. INQUADRAMENTO SISMICO DELL'AREA	2
2.3. USO DEL SUOLO	3
3. STRATIGRAFIA E CARATTERI FISICO-MECCANICI DEI TERRENI	5
4. CENNI TEORICI SULLE VERIFICHE GEOTECNICHE	9
4.1. CARICO LIMITE VERTICALE DEI PALI DI FONDAZIONE	9
4.1.1. <i>Resistenza alla punta</i>	9
4.1.2. <i>Resistenza laterale del fusto</i>	10
4.2. CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI	10
5. COMBINAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	14
6. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	16



1. PREMESSE

Nella presente relazione vengono esaminati gli aspetti geotecnici di un'area interessata dalla costruzione di un Parco Eolico da realizzarsi all'interno del territorio comunale di Firenzuola (FI) per la produzione di energia elettrica da fonte rinnovabile (vento) e l'immissione dell'energia prodotta, attraverso un'opportuna connessione, nella Rete di Trasmissione Nazionale (RTN).

Lo studio ha avuto lo scopo, attraverso indagini indirette, di identificare, classificare e definire puntualmente le caratteristiche geotecniche delle unità litostratigrafiche delle aree di sedime interessate dalle opere in progetto.

Il progetto prevede la costruzione di n. 12 aerogeneratori della potenza unitaria di 4.5 MW (per una potenza complessiva di 54,0 MW) sorrette da una platea di fondazione circolare in calcestruzzo armato gettato in opera del diametro di 29 m (altezza variabile da 130 cm a 260 cm) su n. 16 pali trivellati di profondità di circa 25 m e diametro pari a 120 cm.

Per definire la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo e la scelta ottimale del tipo di fondazione delle opere del progetto sono stati utilizzati i dati geologici, geotecnici ed idrogeologici rilevabili anche dalla bibliografia disponibile per il territorio in esame.



2. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA

2.1. ASSETTO GEOLOGICO E STRUTTURALE

grigie, siltiti e areniti torbiditiche sottili, la foliazione è estremamente pervasiva nelle argilliti, la potenza è dell'ordine di centinaia di metri.

L'aerogeneratore FRZ5 insiste su terreni appartenenti alla FORMAZIONE MARNOSA-ARENACEA ROMAGNOLA (FMA) costituiti da torbiditi arenaceo-pelitiche. Le areniti presentano frequentemente una composizione quarzosa feldspatica e litica. Le peliti sono grigie e laminate, al tetto dello strato si osservano frequentemente degli strati di marne dello stesso colore. Potenza complessiva affiorante oltre 300 metri.

Gli aerogeneratori FRZ9, FZR10 e FRZ11 insistono su terreni appartenenti ai DEPOSITI di VERSANTE (a₂) costituiti da depositi detritici caotici eterogenei ed eterometrici in matrice prevalentemente limoso-sabbiosa, accumulati per gravità privi di movimenti recenti.

Il cavidotto esterno interessa soprattutto il foglio 238, inizia con l'impegnare depositi detritici caotici eterogenei in matrice limoso-sabbiosa accumulati per gravità (a₂), passa successivamente su terreni appartenenti alla UNITÀ ARGILLOSA CALCAREA (AVC) costituiti da argilliti, talora marnose, in bande verdi, grigie e nerastre in strati sottili con intercalate calcilutiti grigie, siltiti e areniti torbiditiche sottili, la foliazione è estremamente pervasiva nelle argilliti, la potenza è dell'ordine di centinaia di metri, attraversa, per un breve tratto, terreni appartenenti al detrito di falda (a₆), per ripassare sull'UNITÀ ARGILLOSA CALCAREA (AVC), riattraversa i depositi detritici caotici (a₂), poi attraversa terreni appartenenti alla FORMAZIONE DI MONTE MORELLO (MLL), costituiti da torbiditi calcareo-marnose, riattraversa di nuovo i depositi detritici caotici (a₂), ripassa sull'UNITÀ ARGILLOSA CALCAREA (AVC) e sui depositi detritici caotici (a₂), attraversa di nuovo i terreni appartenenti alla Formazione di Monte Morello (MLL) per ripassare, per un breve tratto, sull'UNITÀ ARGILLOSA CALCAREA (AVC), successivamente attraversa terreni appartenenti alla Formazione delle ARGILLE A PALOMBINI (APA) costituite da argille grigio scure e calcilutiti grigio-biancastre, poi per un lungo tratto, attraversa di nuovo i depositi detritici caotici (a₂), attraversa di nuovo terreni appartenenti alla Formazione delle ARGILLE A PALOMBINI nella litofacies (APA_b) argilliti grigie e varicolori, poi per un altro lunghissimo tratto attraversa di nuovo i depositi detritici caotici (a₂), poi passa su terreni appartenenti alla FORMAZIONE DEL PANTANO (PAT) costituita da alternanza di arenarie fini e finissime, successivamente attraversa terreni appartenenti alla FORMAZIONE DEL CIGARELLO (CIG) costituita da marne siltose grigie, per terminare nel comune di Monterenzio (BO), sui depositi detritici caotici (a₂).

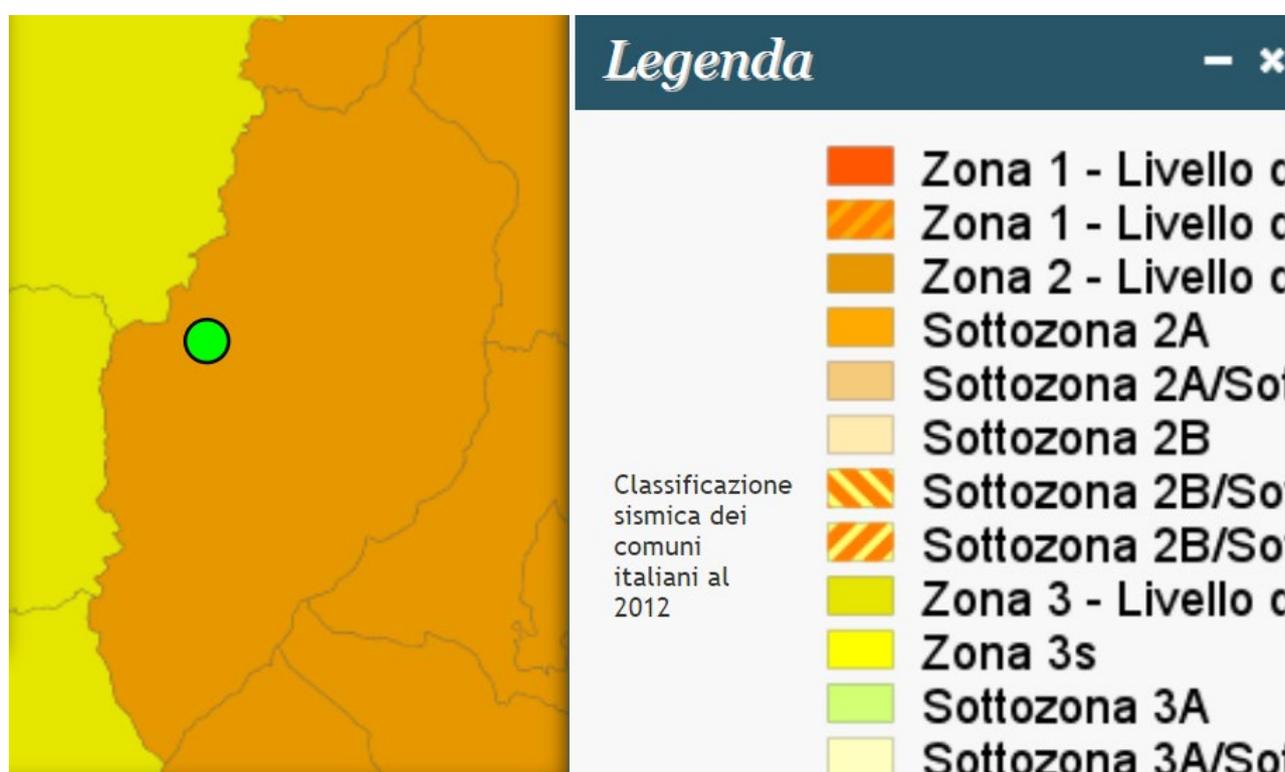
2.2. INQUADRAMENTO SISMICO DELL'AREA

Si illustra di seguito la Classificazione sismica dei Comuni di Firenzuola (Fi) e Monterenzio (BO), secondo l'O.P.C.M 3274 del 20.03-2003 Gazzetta Ufficiale n. 105 dell'8 maggio 2003, aggiornata con la Deliberazione della Giunta Regionale n. 1435 del 21 luglio 2003





Classificazione sismica area Aerogeneratori sita nel comune di Firenzuola (FI)



Classificazione sismica Area Sottostazione Elettrica sita nel comune di Monterenzio (BO)

	Classificazione 2003	PGA (g)
Comune di Firenzuola (FI)	Zona 2	0.15 g < PGA < 0.25 g
Comune di Monterenzio (BO)	Zona 2	0.15 g < PGA < 0.25 g

Si rimanda all'allegato *PD.R.4 Relazione geologica, morfologica e idrogeologica* per i necessari approfondimenti.

2.3. USO DEL SUOLO

La trasformazione del suolo da uno stato naturale o agricolo, quindi comunque libero da copertura, ad uno artificiale (coperto da cemento o asfalto), prende il nome di consumo di suolo. Il consumo è una delle



diverse pressioni che l'uomo esplica sulla matrice suolo, dovute all'urbanizzazione e alle infrastrutture, all'agricoltura industriale, allo stoccaggio e trattamento dei rifiuti, alla desertificazione e alla progressiva scomparsa di paesaggi naturali.

Il Programma europeo CORINE (Coordination of Information on the Environment) è stato approvato il 27 giugno 1985, come programma sperimentale per la raccolta, il coordinamento e la messa a punto delle informazioni sullo stato dell'ambiente e delle risorse naturali della Comunità. All'interno dei progetti che compongono la totalità del programma CORINE (Biotopi, Emissioni atmosferiche, Vegetazione naturale, Erosione costiera, etc.) il Land Cover costituisce il livello di indagine sull'occupazione del suolo. Obiettivo primario è la creazione di una base dati vettoriale omogenea, relativa alla copertura del suolo classificato sulla base di una nomenclatura unitaria per tutti i Paesi della Unione Europea.

Il rilievo, effettuato all'inizio degli anni Novanta dalla UE sul territorio di tutti gli stati membri (rappresentato alla scala 1:100.000), ha prodotto una classificazione secondo una Legenda di 44 classi suddivisa in 3 livelli gerarchici con una unità minima cartografata di 25 ettari.

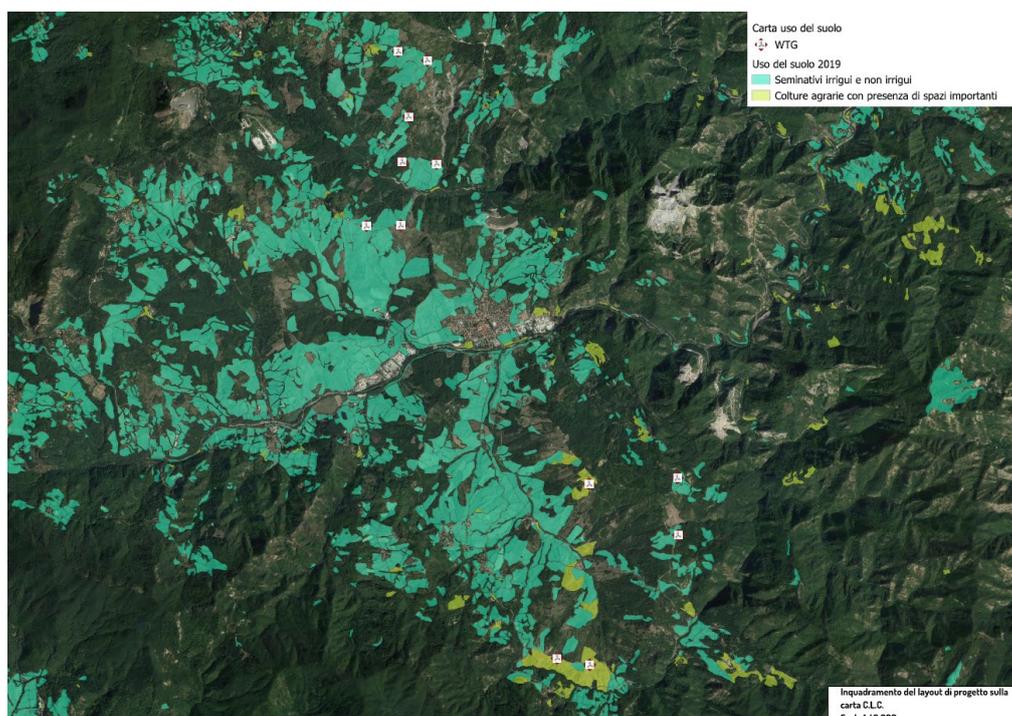
Per analizzare l'uso del suolo dell'area in esame si è consultata la cartografia Regionale in cui sono presenti i tematismi dell'uso del suolo dell'anno 2019.

Osservando l'inquadramento del layout, le aree d'installazione ricadono nelle seguenti categorie di uso del suolo:

210 Seminativi irrigui e non irrigui

Superfici coltivate, regolarmente arate e generalmente sottoposte ad un sistema di rotazione (cereali, leguminose, foraggiere e colture erbacee in genere).

243 Colture agrarie con presenza di spazi importanti Sono da considerare perimetri non irrigui quelli situati in aree collinari e montane dove non è praticata l'irrigazione in genere impiegati per prati pascolo avvicendati e non avvicendati.



Carta uso del suolo 2019



3. STRATIGRAFIA E CARATTERI FISICO-MECCANICI DEI TERRENI

Il modello geologico locale è stato ricostruito attraverso le attività di rilevamento geologico, l'analisi dei dati pregressi disponibili e i risultati delle indagini geofisiche effettuate in situ.

Il sottosuolo investigato è stato distinto, in tre sismostrati ciascuno caratterizzato da un determinato valore di velocità delle onde di compressione. Generalmente, data la lunghezza dello stendimento eseguito, è stato possibile investigare il sottosuolo fino alla profondità di 30 m a partire dalla superficie topografica. Di seguito si riportano le risultanze di questa base sismica eseguita:

- ✓ Aerogeneratori FRZ1, FRZ2, FRZ4: si individuano tre sismostrati

	Velocità Onde S in m/s	Intervallo di profondità (m)	Descrizione
1	272	0,0 ÷ 3,5	Limo argilloso a struttura caotica
2	780	3,5 ÷ 15,5	Argille siltose e limi prevalentemente di colore grigiastro con fenomeni di scistosità
3	856	15,5 ÷ 35,0	Argille grigiastre scure con livelli di calcilutiti

- ✓ Aerogeneratore FRZ5: si individuano tre sismostrati

	Velocità Onde S in m/s	Intervallo di profondità (m)	Descrizione
1	272	0,0 ÷ 4,5	Sabbie e limo argilloso con fenomeni di alterazione superficiale
2	508	4,5 ÷ 9,5	Livelli arenacei e argilliti marnosi con fenomeni di alterazione
3	856	9,5 ÷ 35,0	Argilliti e argille marnose di colore grigio scuro con livelli arenacei dello stesso colore

- ✓ Aerogeneratore FRZ6: si individuano tre sismostrati

	Velocità Onde S in m/s	Intervallo di profondità (m)	Descrizione
1	385	0,0 ÷ 4,0	Limo argilloso con fenomeni di alterazione superficiale
2	376	4,0 ÷ 12,0	Argilliti marnose in bande verdi, grigie e nerastre in strati sottili
3	798	12,0 ÷ 35,0	Argille marnose di colore grigio scuro con stature verdastre con intercalazioni di sottili livelli di calcilutiti biancastre

- ✓ Aerogeneratori FRZ7, FRZ8, FRZ9 e FRZ12: si individuano tre sismostrati

	Velocità Onde S in m/s	Intervallo di profondità (m)	Descrizione
1	335	0,0 ÷ 4,5	Limo argilloso a struttura caotica
2	545	5,5 ÷ 15,0	Argille siltose e limi prevalentemente di colore grigiastro con fenomeni di scistosità
3	856	15,0 ÷ 35,0	Argille grigiastre scure con livelli di calcilutiti

- ✓ Aerogeneratori FRZ3, FRZ10, e FRZ11: si individuano tre sismostrati

	Velocità Onde S in m/s	Intervallo di profondità (m)	Descrizione
1	180	0,0 ÷ 3,0	Limo argilloso con fenomeni di alterazione superficiale
2	441	3,0 ÷ 10,0	Argilliti talora marnose in bande verdi, grigie in strati sottili



3	767	10,0 ÷ 35,0	<i>Argille ammassate di colore grigio scuro con striature verdastre con intercalazioni di sottili livelli di calcilutiti</i>
---	-----	-------------	--

✓ **SE:** si individuano due sismostrati

	Velocità Onde S in m/s	Intervallo di profondità (m)	Descrizione
1	179	0,0 ÷ 4,0	<i>Depositi detritici caotici in matrice sabbiosa limosa</i>
2	440	3,0 ÷ 15,0	<i>Argille siltose e limi prevalentemente di colore grigio scuro</i>

Sulla base delle indagini geognostiche eseguite è possibile asserire che in corrispondenza delle opere in progetto, sono presenti i seguenti terreni:

- Limo argilloso a struttura caotica (Tab. 1)
- Argille siltose e limi prevalentemente di colore grigiastro con fenomeni di scistosità (Tab. 2)
- Argille grigiastre scure con livelli di calcilutiti (Tab. 3)
- Sabbie e limo argilloso con fenomeni di alterazione superficiale (Tab. 4)
- Livelli arenacei e argilliti marnosi con fenomeni di alterazione (Tab. 5)
- Argilliti e argille marnose di colore grigio scuro con livelli arenacei dello stesso colore (Tab. 6)
- Limo argilloso con fenomeni di alterazione superficiale (Tab. 7)
- Argilliti marnose in bande verdi, grigie e nerastre in strati sottili (Tab. 8)
- Argille marnose di colore grigio scuro con striature verdastre con intercalazioni di sottili livelli di calcilutiti biancastre (Tab. 9)
- Argilliti talora marnose in bande verdi, grigie in strati sottili (Tab. 10)

Tab. 1 - Limo argilloso a struttura caotica

Parametri fisici	
p.v. naturale	18.0 kN/mc
p.v. saturo	18.75 kN/mc
poisson	0.33

Tab. 2 - Argille siltose prevalentemente di colore giallastro con livelletti grigiastri con fenomeni di alterazione

Parametri fisici	
p.v. naturale	19.95 kN/mc
p.v. saturo	20.13 kN/mc
poisson	0.33

Tab. 3 - Argille grigiastre scure con livelli di calcilutiti

Parametri fisici	
p.v. naturale	20.50 kN/mc
p.v. saturo	20.95 kN/mc
poisson	0.33



Tab. 4 - Sabbie e limo argilloso con fenomeni di alterazione superficiale

Parametri fisici	
p.v. naturale	18.20 kN/mc
p.v. saturo	18.75 kN/mc
poisson	0.33

Tab. 5 - Livelli arenacei e argilliti marnosi con fenomeni di alterazione

Parametri fisici	
p.v. naturale	20.20 kN/mc
p.v. saturo	20.45 kN/mc
poisson	0.33

Tab. 5 - Argilliti e argille marnose di colore grigio scuro con livelli arenacei dello stesso colore

Parametri fisici	
p.v. naturale	21.50 kN/mc
p.v. saturo	21.85 kN/mc
poisson	0.33

Tab. 6 - Livelli arenacei e argilliti marnosi con fenomeni di alterazione

Parametri fisici	
p.v. naturale	18.30 kN/mc
p.v. saturo	19.23 kN/mc
poisson	0.48

Tab. 7 - Limo argilloso con fenomeni di alterazione superficiale

Parametri fisici	
p.v. naturale	18.50 kN/mc
p.v. saturo	19.10 kN/mc
poisson	0.33

Tab. 8 - Argilliti marnose in bande verdi, grigie e nerastre in strati sottili

Parametri fisici	
p.v. naturale	20.00 kN/mc
p.v. saturo	20.55 kN/mc
poisson	0.33

Tab. 9 - Argille marnose di colore grigio scuro con stature verdastre con intercalazioni di sottili livelli di calcilutiti biancastre

Parametri fisici	
p.v. naturale	21.00 kN/mc



p.v. saturo	21.35 kN/mc
poisson	0.33

Tab. 10 - Argilliti talora marnose in bande verdi, grigie in strati sottili

Parametri fisici	
p.v. naturale	19.50 kN/mc
p.v. saturo	20.15 kN/mc
poisson	0.47

I valori di cui sopra saranno validati in sede di progettazione esecutiva, mediante esecuzione di specifiche indagini geognostiche funzionali a una più dettagliata caratterizzazione stratigrafica e geotecnica di ogni singolo sito di installazione degli aerogeneratori.



4. CENNI TEORICI SULLE VERIFICHE GEOTECNICHE

Si riportano nel seguito le formulazioni teoriche che saranno adottate per le verifiche geotecniche del progetto esecutivo.

4.1. CARICO LIMITE VERTICALE DEI PALI DI FONDAZIONE

È prevista la realizzazione di strutture di fondazione di tipo profondo quali pali trivellati del diametro ϕ 1200 e lunghezza pari a 25 m.

La valutazione del carico limite verticale a **compressione** del palo viene effettuata facendo riferimento alle condizioni drenate per i materiali incoerenti ed alle condizioni non drenate per i materiali coerenti.

La portanza è espressa come somma di due contributi indipendenti:

- resistenza alla punta (alla base) Q_P ;
- resistenza lungo il fusto per attrito laterale Q_L ;

ovvero dalla formula:

$$Q_{lim} = Q_P + Q_L$$

Anche la valutazione del carico limite verticale a **trazione** del palo viene effettuata facendo riferimento alle condizioni drenate per i materiali incoerenti ed alle condizioni non drenate per i materiali coerenti.

La portanza è espressa come somma di due contributi indipendenti:

- peso proprio del palo W_P ;
- resistenza lungo il fusto per attrito laterale Q_L ;

ovvero dalla formula:

$$Q_{lim} = W_P + Q_L$$

4.1.1. Resistenza alla punta

La resistenza alla punta del palo è fornita dall'espressione:

$$P_{pu} = A_p(cN'_c + \eta\bar{q}N'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma s_\gamma)$$

dove

A_p (superficie della punta del palo) = $(\pi * D^2/4)$

γ = peso di volume del terreno

c = coesione

B = larghezza della punta del palo

L = lunghezza del palo

D = diametro del palo

q = sforzo verticale efficace agente (pressione geostatica) alla profondità a cui è posta la punta del palo

N_q, N_c = fattori di capacità portante

η = coefficiente che assume la seguente formulazione (Vesic)

$$\eta = \frac{1 + 2k_0}{3}$$

nella quale k_0 è il coefficiente di spinta a riposo.

Pertanto, la resistenza alla punta del palo è fornita dalla seguente espressione:

$$P_{pu} = A_p(cN'_c + \eta\bar{q}(N'_q - 1))$$



Secondo Vesic, i fattori di capacità portante assumono le seguenti formulazioni:

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

nella quale l'indice di rigidezza ridotto I_{rr} è pari a:

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + \epsilon_v I_r}$$

l'indice di rigidezza I_r è pari a:

$$I_r = \frac{G}{c + q \tan \phi} = \frac{G}{s}$$

ed ϵ_v è pari a:

$$\epsilon_v = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)\sigma_z}{E(1 - \nu)}$$

e

$$N'_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

4.1.2. Resistenza laterale del fusto

Il valore della capacità portante laterale del fusto del palo si ricava tramite la formula:

$$Q_L = \sum A_s * f_s$$

nella quale:

A_s = area della superficie laterale efficace del palo

f_s = resistenza che si sviluppa sulla superficie laterale del palo

\sum = sommatoria dei contributi dovuti ai diversi strati geotecnici in cui è suddiviso il palo.

La resistenza laterale f_s si calcola con il metodo α proposto da Tomlinson (1971), ovvero attraverso la formula:

$$f_s = \alpha c + K q \tan \delta$$

dove

α = coefficiente di adesione terreno-pali (pari a 0,40 per i terreni coesivi ed a 1,25 per i terreni incoerenti)

q = pressione efficace agente al centro dello strato di terreno considerato = γH_{med}

H_{med} = quota in mezzeria del tratto considerato rispetto alla sommità del palo

γ = peso di volume del terreno

δ = angolo di attrito efficace calcestruzzo-terreno di fondazione = ϕ

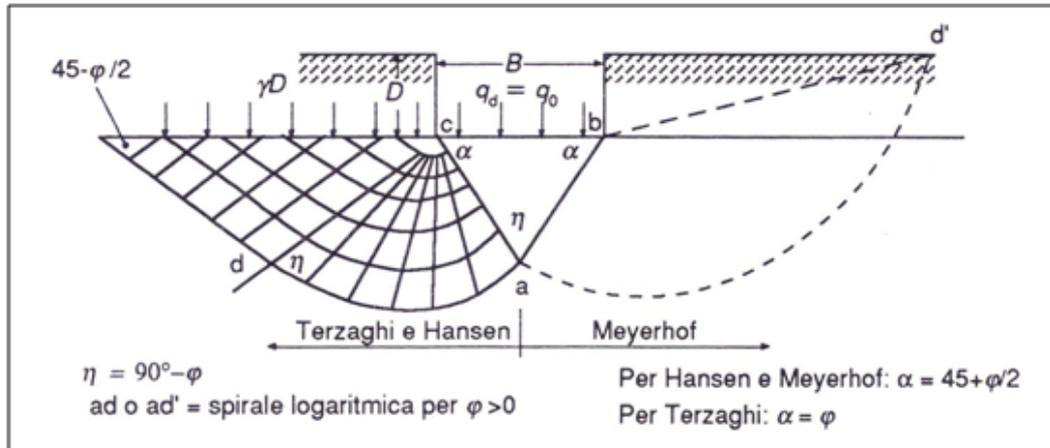
K = coefficiente empirico dipendente dalla natura del terreno e dalle modalità costruttive del palo = k_0 (coefficiente di spinta a riposo) (Ireland, 1957, Flates e Selnes, 1977, Tavenas, 1971)

4.2. CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Per il calcolo della capacità portante dei terreni di fondazione è stata utilizzata la relazione di **Meyerhof** (1951, 1963), per le piastre di base con carico verticale, che riprende la formulazione di Terzaghi opportunamente modificata mediante l'introduzione di coefficienti correttivi dipendenti dalla forma, profondità ed inclinazione della fondazione:



$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_y \cdot s_y \cdot d_y \quad (1)$$



dove:

c = coesione

γ_1 = peso volume del terreno posto al disopra del piano di fondazione;

γ_2 = peso volume del terreno di fondazione;

D = profondità di incasso della fondazione;

B = lato minore della fondazione

N_c, N_q e N_y = fattori di capacità portante, pari, nel caso di terreni:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi$$

$$N_y = (N_q - 1) \cdot \tan(1,4 \cdot \varphi)$$

N_c, N_q e N_y = fattori di capacità portante, pari, nel caso di roccia:

$$N_q = \tan^6 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_c = 5 \cdot \tan^4 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_y = N_q + 1$$

s_c, s_q e s_y, d_c, d_q e d_y = fattori di forma, pari a:

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}$$

$$s_q = s_y = 1 + 0,1 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0,2 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_y = 1 + 0,1 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B}$$

i_c, i_q e i_y = fattori di inclinazione dei carichi dovuti alle forze orizzontali indotte dal sisma, pari a:



$$i_c = i_q = 1 - \frac{\theta}{90}$$

$$i_y = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2$$

nelle quali θ è l'angolo di inclinazione del carico = arctang(Khi) ove Khi nello spettro di progetto orizzontale corrisponde al valore delle ordinate al periodo T1 lungo l'asse delle ascisse, pari a

$$K_{hi} = S_S \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g}$$

z_c , z_q e z_y = fattori che tengono conto degli effetti cinematici sul terreno di fondazione secondo il criterio di Paolucci e Pecker, pari a:

$$z_q = z_y = \left(1 - \frac{K_{hk}}{\tan g \varphi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot K_{hk}$$

nelle quali k_{hk} è il coefficiente sismico orizzontale pari a:

$$K_{hk} = \beta_m \cdot S_S \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g}$$

dove β_m è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, come indicato dalla tabella 7.11.I del D.M. 14.01.2008, di seguito riportata:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Nel caso di fondazioni su roccia il valore del q_{lim} è moltiplicato per R.Q.D.².

Per quanto concerne il valore del **coefficiente di sottofondo** (K di Winkler), è stata utilizzata la relazione proposta dal Vesic (1961) che correla K con il modulo di elasticità del terreno e della fondazione:

$$k'_s = 0,65 \cdot \sqrt[12]{\frac{E_d \cdot B^4}{E_f \cdot I_f}} \cdot \frac{E_s}{1 - \nu^2} \quad (2)$$

dove:

E_d (daN/cm²) = modulo elastico del terreno (Young);

E_f (daN / cm²) = modulo elastico della fondazione;

I_f (cm⁴) = momento d'inerzia della fondazione;

B (cm) = larghezza della fondazione;

ν = rapporto di Poisson.

Poiché il prodotto dei primi due fattori della (2) ha generalmente un valore prossimo all'unità, l'espressione può essere semplificata come segue:



$$k'_s = \frac{E_d}{B \cdot (1 - \nu^2)} \quad (3)$$

Nel caso di fondazione unitaria ($B = 1,00$ m) la costante elastica di sottofondo può essere assunta pari a:

$$k'_s = \frac{E_d}{(1 - \nu^2)} \quad (4)$$



5. COMBINAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

In accordo con quanto stabilito dal D.M. 17/01/2018, per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

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

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

ovvero

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

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

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

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). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni. L'analisi può essere condotta:

- con l'**approccio 1** attraverso la **Combinazione 2 (A2+M2+R2)**, nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti γ_R del gruppo R2. Nell'uso di questa combinazione, le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali che devono essere svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A2;
- con l'**approccio 2** attraverso la **Combinazione unica (A1+M1+R3)**, nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3. Tali coefficienti si applicano solo alla resistenza globale del terreno, che è costituita, a seconda dello stato limite considerato, dalla forza normale alla fondazione che produce il



collasso per carico limite, o dalla forza parallela al piano di scorrimento della fondazione che ne produce il collasso per scorrimento.

La verifica agli stati limite ultimi (SLU) sarà effettuata tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I di cui al D.M. 17/01/2018

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

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

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

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

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

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

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali



6. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Saranno presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di esercizio, quando pertinenti:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

Specificamente, saranno calcolati i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni caratteristiche previste per gli stati limite di esercizio di cui al § 2.5.3 del DM 17.01.2018, per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, come prescritto dalla condizione [6.2.7]. La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) sarà stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

