
PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO PER LA
PRODUZIONE DI ENERGIA MEDIANTE LO SFRUTTAMENTO DEL VENTO
NEL TERRITORIO COMUNALE DI DELICETO (FG) LOC. PIANO DELLE ROSE
POTENZA NOMINALE 36 MW

PROGETTO DEFINITIVO - SIA

PROGETTAZIONE E SIA

ing. Fabio PACCAPELO

ing. Andrea ANGELINI

ing. Antonella Laura GIORDANO

ing. Francesca SACCAROLA

COLLABORATORI

ing. Giulia MONTRONE

ing. Francesco DE BARTOLO

STUDI SPECIALISTICI

GEOLOGIA

geol. Matteo DI CARLO

ACUSTICA

ing. Sabrina SCARAMUZZI

NATURA E BIODIVERSITÀ

dr. Luigi Raffaele LUPO

STUDIO PEDO-AGRONOMICO

dr.ssa Lucia PESOLA

ARCHEOLOGIA

dr.ssa archeol. Domenica CARRASSO

INTERVENTI DI COMPENSAZIONE E VALORIZZAZIONE

arch. Gaetano FORNARELLI

arch. Andrea GIUFFRIDA

PD.R. ELABORATI DESCRITTIVI

R.5 Relazione geotecnica e sismica

REV.	DATA	DESCRIZIONE



INDICE

1.	PREMESSE	1
2.	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA	2
2.1.	ASSETTO GEOLOGICO E STRUTTURALE	2
2.2.	INQUADRAMENTO SISMICO DELL'AREA	5
2.3.	USO DEL SUOLO	6
3.	STRATIGRAFIA E CARATTERI FISICO-MECCANICI DEI TERRENI	9
4.	CENNI TEORICI SULLE VERIFICHE GEOTECNICHE	12
4.1.	CARICO LIMITE VERTICALE DEI PALI DI FONDAZIONE	12
4.1.1.	<i>Resistenza alla punta</i>	12
4.1.2.	<i>Resistenza laterale del fusto</i>	13
4.2.	CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI	13
5.	COMBINAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	17
6.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	19



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 Deliceto (FG) con opere di connessione anche in territorio di Castelluccio dei Sauri (FG) 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. 5 aerogeneratori della potenza unitaria di .7.2 MW (per una potenza complessiva di 36 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.

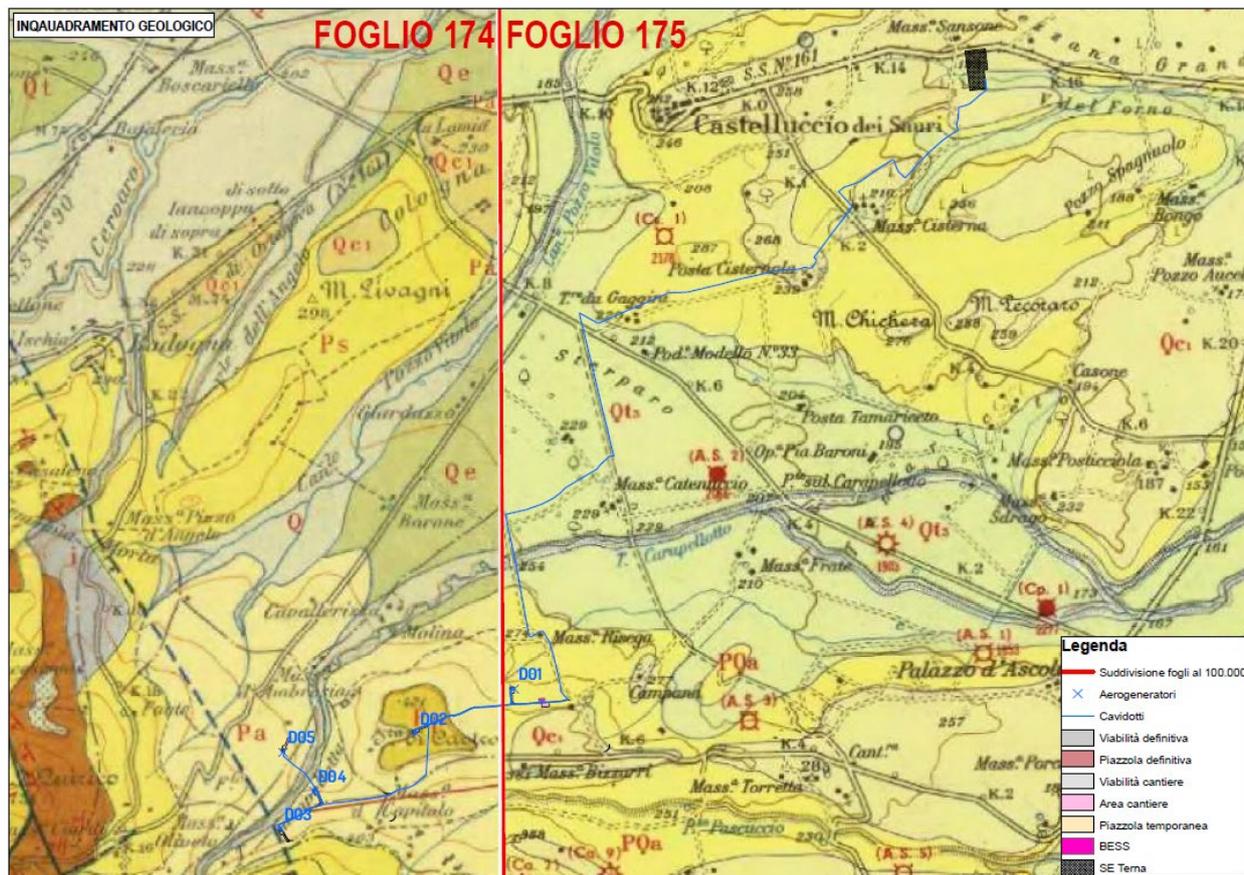
Per definire la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo e la scelta ottimale del tipo di fondazione delle opere del progetto sono stati utilizzati i dati geologici, geotecnici ed idrogeologici rilevabili anche dalla bibliografia disponibile per il territorio in esame.



2. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA

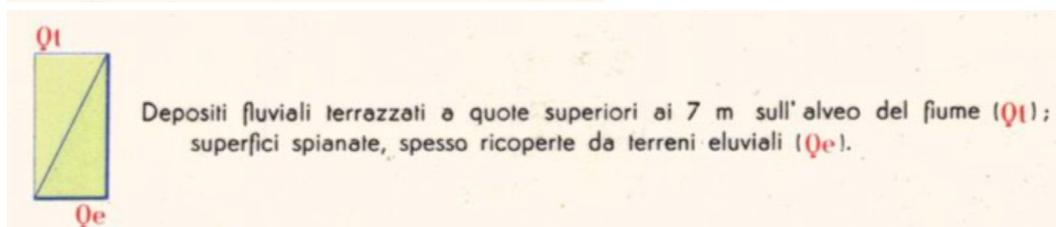
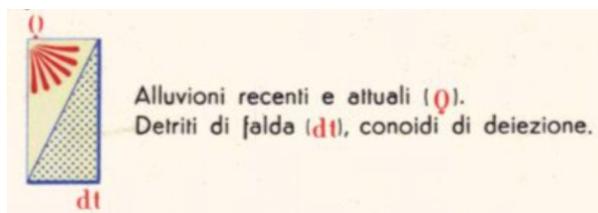
2.1. ASSETTO GEOLOGICO E STRUTTURALE

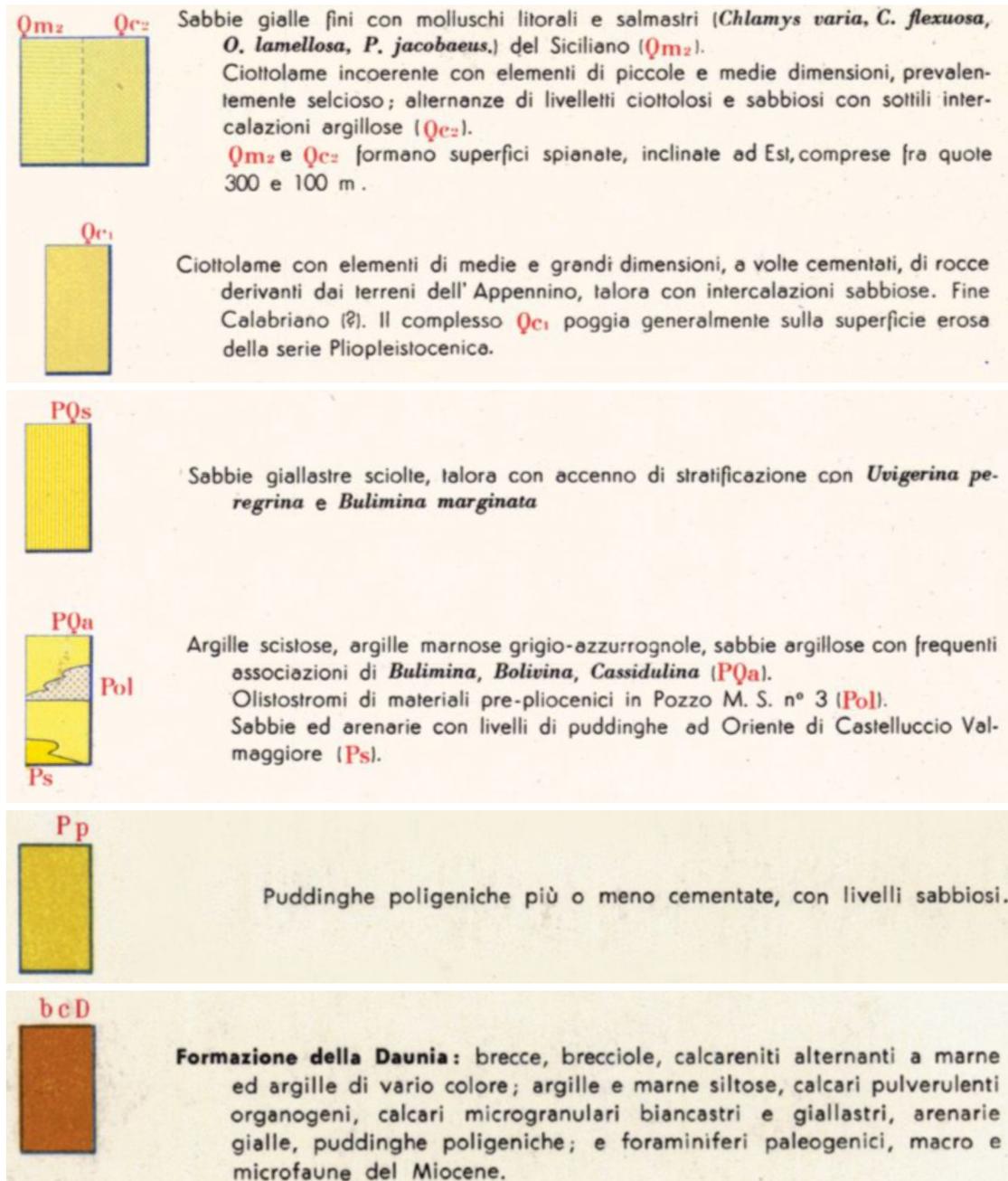
La zona oggetto di studio sita in agro del comune di Deliceto(FG) ricade nella parte centrorientale del **Foglio 174 "ARIANO IRPINO"** e nella parte settentrionale del **Foglio 175 "CERIGNOLA"** della Carta Geologica 1:100.000.



Inquadramento carta geologica Foglio 174 e Foglio 175 della Carta Geologica 1:100.000

LEGENDA

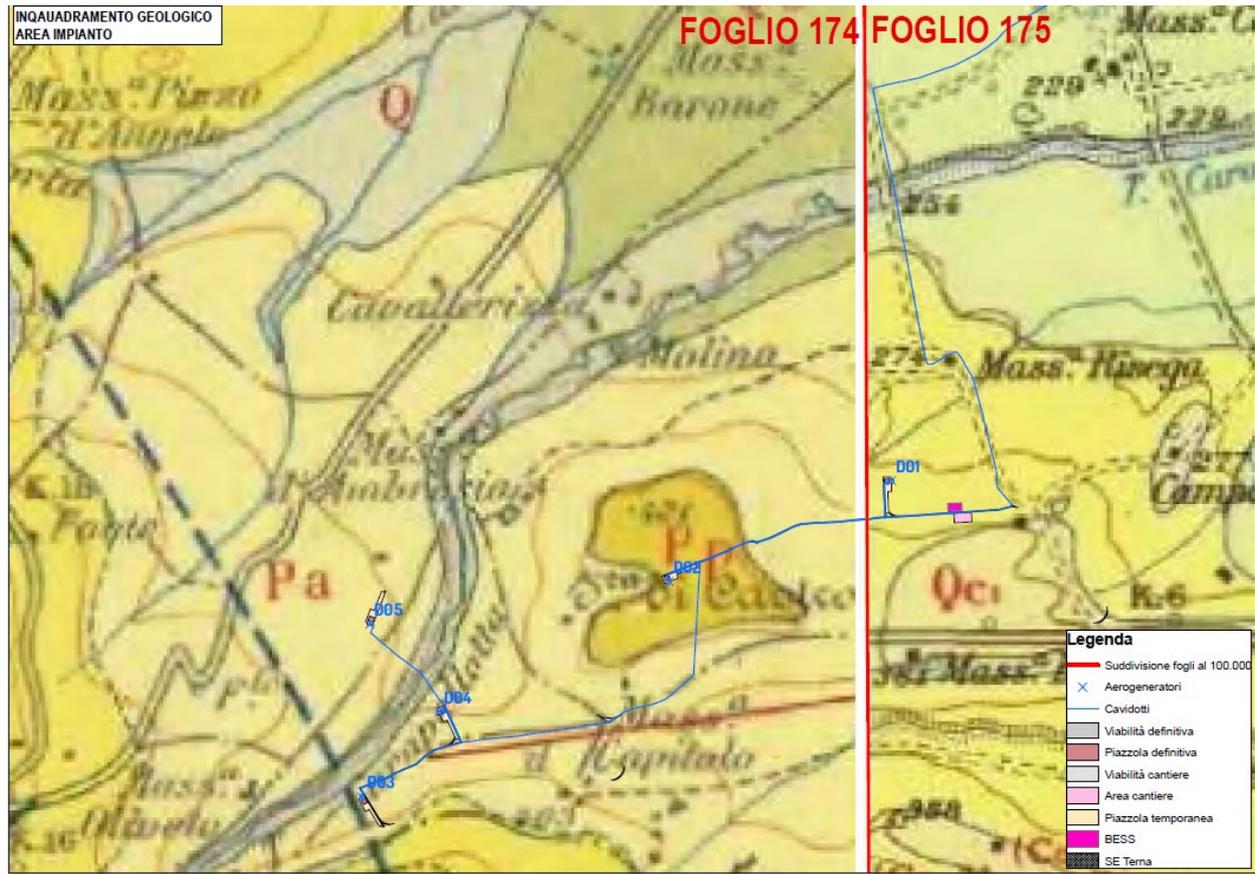




Legenda carta geologica

L'area in studio ricade nella parte sudorientale del Tavoliere delle Puglie al confine dei Monti Dauni Meridionali. Il Tavoliere di Foggia è delimitato a Nord dal torrente Candelaro, ad Est dall'Avampese Apulo (Promontorio del Gargano) a Sud dal Fiume Ofanto e ad Ovest dalla catena sud-appenninica. Il Tavoliere (Avanfossa Adriatica) è da ritenersi il naturale proseguimento verso Nord-Ovest della Fossa Bradanica. Al fine di considerare in un contesto regionale più ampio le unità presenti, è opportuno ricordare che la catena appenninica, strutturatasi sostanzialmente nel corso dell'Oligocene-Miocene, riflette le deformazioni subite dal margine occidentale della Placca Apula in subduzione verso Ovest, a seguito della convergenza Africa-Europa. Tale edificio orogenico costituisce l'ossatura della penisola italiana di cui l'Appennino meridionale fa parte.





Inquadramento geologico di dettaglio WTG DO1, WTG DO2, WTG DO3, WTG DO4e WTG DO5



Inquadramento geologico di dettaglio Area Sottostazione Elettrica

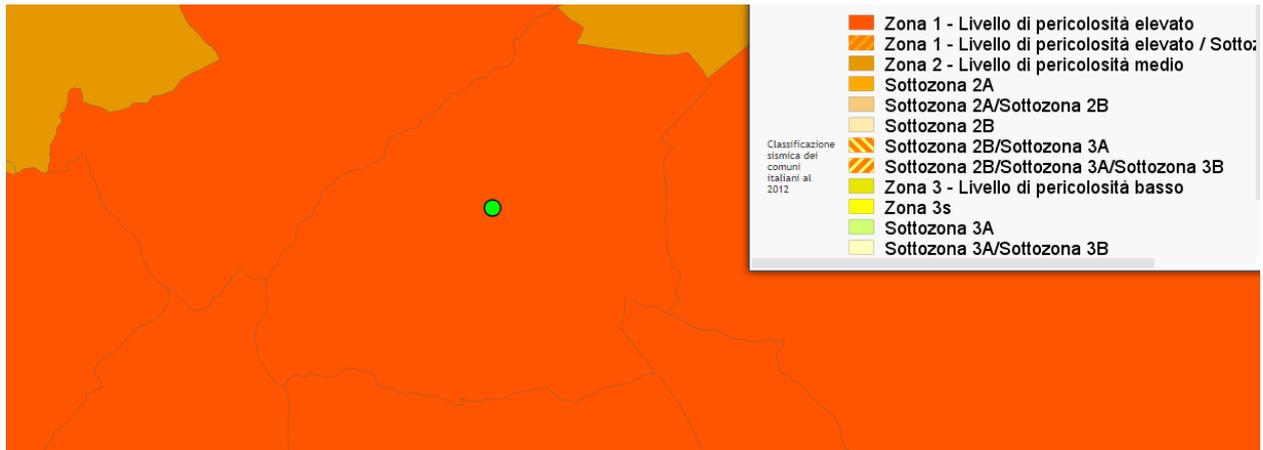
Gli Aerogeneratore D01, D03, D04 e D05 ricadono sui terreni argillosi limosi appartenenti alla formazione delle argille subappennine (PQa), D02 ricade sui terreni ghiaiosi appartenenti alle Puddinghe poligeniche (Pp)



Il substrato dell'intero Tavoliere è costituito da argille sabbiose e argille siltose grigio-azzurre, (ASP) del Pliocene di genesi marina. Esse sono costituite da argille con limo di colore grigio-azzurro molto consistenti e di notevole spessore, a luoghi con intercalazioni sabbiose, in strati da pochi centimetri ad oltre un metro. I caratteri di facies sono indicativi di ambienti di piattaforma o di rampa.

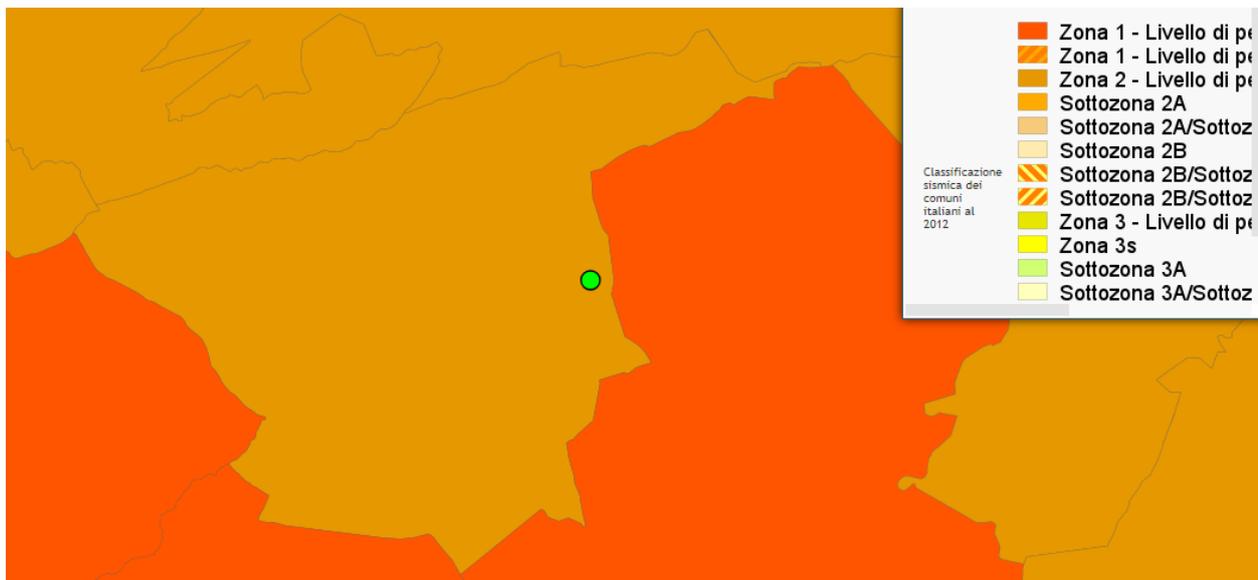
2.2. INQUADRAMENTO SISMICO DELL'AREA

Si illustra di seguito la Classificazione sismica del Comune di Deliceto secondo l'O.P.C.M 3274 del 30.03-2003 aggiornata al 2006



Individuazione del Comune di Deliceto in funzione della classificazione sismica

Classificazione 2003	PGA (g)
Zona 1	0.25 g < PGA



Individuazione del Comune di Castelluccio Dei Sauri in funzione della classificazione sismica Area Sottostazione

Classificazione 2003	PGA (g)
Zona 2	0.15 g < PGA < 0.25g



Nell'ambito del presente studio, sono state eseguiti specifiche indagini, in base alle quali è stato possibile stimare la categoria di suolo per il sito in esame.

Per gli aerogeneratori D01 e D02 ivi compresa la Sottostazione di Trasformazione Elettrica (**SSE**) l'area in studio è classificata come **Categoria "C"** Depositi di ghiaia e sabbia mediamente addensate o di argille di media consistenza con **Vs30** compreso tra **307.72 m/s** e **359.6 m/s**

Per gli aerogeneratori D03, D04 e D05 l'area in studio è classificata come **Categoria "B"** Depositi di ghiaia e sabbia addensate o di argille consistenti con **Vs30** compreso tra **391.72 m/s** e **445.76 m/s**

CATEGORIA	DESCRIZIONE
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi con $Vs_{30} > 800$ m/s
B	Ghiaie e sabbie molto addensate o argille molto consistenti con $360 < Vs_{30} < 800$ m/s
C	Ghiaie e sabbie mediamente addensate o argille mediamente consistenti con $180 < Vs_{30} < 360$ m/s
D	Terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti con $Vs_{30} < 180$ m/s
E	Terreni con sottosuoli di tipo C o D per spessori non superiori a 20 metri, posti su substrato con $V_s > 800$ m/s
S1	Terreni caratterizzati da valori di $Vs_{30} < 100$ m/s
S2	Terreni suscettibili di liquefazione o di argille sensitive

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

2.3. USO DEL SUOLO

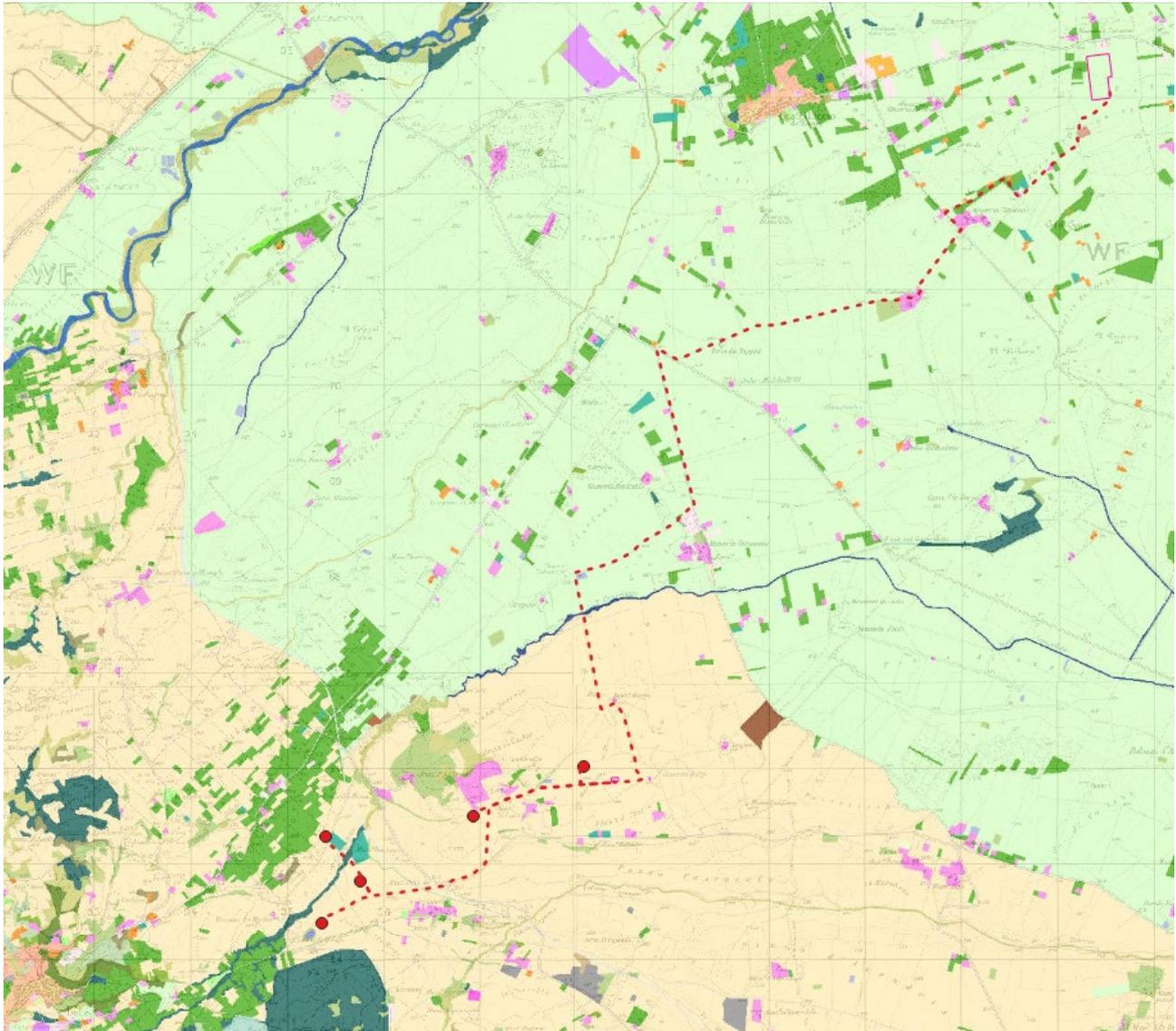
Per quanto riguarda l'uso del suolo, si è fatto riferimento alla banca dati georeferenziata costituita dalla "*Carta Corine Land Cover*" elaborata, nella sua prima versione, nel 1990 ed oggetto di successive modifiche ed integrazioni finalizzate ad assicurare l'aggiornamento continuo delle informazioni contenute.

La carta Corine Land Cover suddivide il territorio in sottosistemi, particolareggiando sempre più nel dettaglio le diverse tipologie di paesaggi urbani, agrari, naturali e delle relative attività svolte dall'uomo:

- i territori modellati artificialmente sono suddivisi in zone: urbano, industriali, commerciali, estrattive e aree verdi urbane e agricole.
- i territori agricoli sono articolati in: seminativi, colture permanenti, prati stabili, zone agricole eterogenee;
- i territori boscati e ambienti semi-naturali sono classificati come: zone boscate, zone caratterizzate da vegetazione arbustiva e erbacea, zone aperte con vegetazione rada o assente;
- le zone umide in interne e marittime;
- i corpi idrici in acque continentali e marittime.

Le aree in cui rientra il progetto sono caratterizzate da un elevato utilizzo del suolo a **seminativo semplice** in aree non irrigue e in misura minore uliveti. Dal punto di vista insediativo, è presente un tessuto residenziale rado e nucleiforme, vari insediamenti produttivi agricoli. L'area di interesse è inoltre attraversata da due Torrenti e, soprattutto a sud-ovest dell'area di progetto, presenta lembi di naturalità come pascoli naturali, praterie e incolti, cespuglieti e arbusteti, e boschi di latifoglie. Per l'analisi dettagliata dell'uso del suolo si richiama la carta dell'uso del suolo di cui si riporta uno stralcio in Figura.





- | | |
|---|--|
| 1111 - tessuto residenziale continuo antico e denso | 131 - aree estrattive |
| 1112 - tessuto residenziale continuo, denso più recente e basso | 1321 - discariche e depositi di cave, miniere, industrie |
| 1113 - tessuto residenziale continuo, denso recente, alto | 1322 - depositi di rottami a cielo aperto, cimiteri di autoveicoli |
| 1121 - tessuto residenziale discontinuo | 1331 - cantieri e spazi in costruzione e scavi |
| 1122 - tessuto residenziale rado e nudeiforme | 1332 - suoli rimaneggiati e artefatti |
| 1123 - tessuto residenziale sperso | 141 - aree verdi urbane |
| 1211 - insediamento industriale o artigianale con spazi annessi | 1421 - campeggi, strutture turistiche ricettive a bungalows o simili |
| 1212 - insediamento commerciale | 1422 - aree sportive (calcio, atletica, tennis, etc) |
| 1213 - insediamento dei grandi impianti di servizi pubblici e privati | 1423 - parchi di divertimento (acquapark, zoosafari e simili) |
| 1214 - insediamenti ospedalieri | 1424 - aree archeologiche |
| 1215 - insediamenti degli impianti tecnologici | 143 - cimiteri |
| 1216 - insediamenti produttivi agricoli | 2111 - seminativi semplici in aree non irrigue |
| 1217 - insediamento in disuso | 2112 - colture orticole in pieno campo in serra e sotto plastica in aree non irrigue |
| 1221 - reti stradali e spazi accessori | 2121 - seminativi semplici in aree irrigue |
| 1222 - reti ferroviarie comprese le superfici annesse | 2123 - colture orticole in pieno campo in serra e sotto plastica in aree irrigue |
| 1223 - grandi impianti di concentrazione e smistamento merci | 221 - vigneti |
| 1224 - aree per gli impianti delle telecomunicazioni | 222 - frutteti e frutti minori |
| 1225 - reti ed aree per la distribuzione, la produzione e il trasporto dell'energia | 223 - uliveti |
| 123 - aree portuali | 224 - altre colture permanenti |
| 124 - aree aeroportuali ed eliporti | 231 - superfici a copertura erbacea densa |



241 - colture temporanee associate a colture permanenti	332 - rocce nude, falesie e affioramenti
242 - sistemi colturali e particellari complessi	333 - aree con vegetazione rada
243 - aree prevalentemente occupate da coltura agrarie con presenza di spazi naturali	334 - aree interessate da incendi o altri eventi dannosi
244 - aree agroforestali	411 - paludi interne
311 - boschi di latifoglie	421 - paludi salmastre
312 - boschi di conifere	422 - saline
313 - boschi misti di conifere e latifoglie	5111 - fiumi, torrenti e fossi
314 - prati alberati, pascoli alberati	5112 - canali e idrovie
321 - aree a pascolo naturale, praterie, incolti	5121 - bacini senza manifeste utilizzazioni produttive
322 - cespuglieti e arbusteti	5122 - bacini con prevalente utilizzazione per scopi irrigui
323 - aree a vegetazione sclerofilla	5123 - acquaculture
3241 - aree a ricolonizzazione naturale	521 - lagune, laghi e stagni costieri
3242 - aree a ricolonizzazione artificiale (rimboschimenti nella fase di novelleto)	522 - estuari
331 - spiagge, dune e sabbie	

Uso del suolo dell'area di progetto



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 D01-D02: si individuano tre sismostrati

	Velocità Onde S in m/s	Intervallo di profondità (m)	Descrizione
1	495	0,8 ÷ 5,0	<i>Limo argilloso a struttura caotica</i>
2	346	5,0 ÷ 8,7	<i>Argille siltose sabbiose prevalentemente di colore giallastro con livelletti grigiastri</i>
3	381	8,7 ÷ 30	<i>Argille grigio-azzurre scure</i>

✓ Aerogeneratori D03-D04-D05: si individuano tre sismostrati

	Velocità Onde S in m/s	Intervallo di profondità (m)	Descrizione
1	212	0,6 ÷ 4,2	<i>Argilla limosa giallastra alternata a livelli di argilla grigio-azzurra</i>
2	344	4,2 ÷ 6,6	<i>Ciottolame eterodimensionale in abbondante matrice sabbioso-limosa</i>
3	349	6,6 ÷ 30	<i>Argille marnose grigio-azzurre</i>

✓ SSE: si individuano tre sismostrati

	Velocità Onde S in m/s	Intervallo di profondità (m)	Descrizione
1	312	0,8 ÷ 6,0	<i>Limo argilloso a struttura caotica</i>
2	380	6,0 ÷ 10,0	<i>Argille siltose sabbiose prevalentemente di colore giallastro con livelletti grigiastri</i>
3	415	10,0 ÷ 30,0	<i>Argille grigio-azzurre scure</i>

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

Aerogeneratori D01-D02

- Fino a 5 metri di profondità circa – Limo argilloso a struttura caotica (Tab.1);
- Da 5 a 8,7 metri di profondità - Argille siltose sabbiose prevalentemente di colore giallastro con livelletti grigiastri (Tab.2);
- Da 8,7 a 30 metri di profondità - Argille grigio-azzurre scure (Tab.3).



Tab. 1 - Limo argilloso a struttura caotica

Parametri fisici	
p.v. naturale	18.5 kN/mc
p.v. saturo	19.1 kN/mc
poisson	0.33
angolo di attrito	20°

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

Parametri fisici	
p.v. naturale	19.8 kN/mc
p.v. saturo	20.7 kN/mc
poisson	0.33
angolo di attrito	24°

Tab. 3 - Argille grigio-azzurre scure

Parametri fisici	
p.v. naturale	21.10 kN/mc
p.v. saturo	21.85 kN/mc
poisson	0.33
angolo di attrito	26°

Aerogeneratori D03-D04-D05

- Fino a 4.2 metri di profondità circa – Argilla limosa giallastra alternata a livelli di argilla grigio-azzurra (Tab.4);
- Da 4.2 a 6.6 metri di profondità - Ciottolame eterodimensionale in abbondante matrice sabbioso-limosa (Tab.5);
- Da 6.6 a 30 metri di profondità - Argille marnose grigio-azzurre (Tab.6).

Tab. 4 - Argilla limosa giallastra alternata a livelli di argilla grigio-azzurra

Parametri fisici	
p.v. naturale	18.50 kN/mc
p.v. saturo	19 kN/mc
poisson	0.33
angolo di attrito	20°

Tab. 5 - Ciottolame eterodimensionale in abbondante matrice sabbioso-limosa

Parametri fisici	
p.v. naturale	19.5 kN/mc
p.v. saturo	19.9 kN/mc
poisson	0.33
angolo di attrito	22°



Tab. 6 - Argille marnose grigio-azzurre

Parametri fisici	
p.v. naturale	21.20 kN/mc
p.v. saturo	21.65 kN/mc
poisson	0.33
angolo di attrito	26°

SSE

- Fino a 6 metri di profondità circa – Limo argilloso a struttura caotica (Tab.7);
- Da 6 a 10 metri di profondità - Argille siltose sabbiose prevalentemente di colore giallastro con livelletti grigiastri (Tab.8);
- Da 10 a 30 metri di profondità - Argille grigio-azzurre (Tab.9).

Tab. 7 - Limo argilloso a struttura caotica

Parametri fisici	
p.v. naturale	18 kN/mc
p.v. saturo	18.6 kN/mc
poisson	0.33
angolo di attrito	18°

Tab. 8 - Argille siltose sabbiose prevalentemente di colore giallastro con livelletti grigiastri

Parametri fisici	
p.v. naturale	19 kN/mc
p.v. saturo	19.85 kN/mc
poisson	0.33
angolo di attrito	22°

Tab. 9 - Argille grigio-azzurre scure

Parametri fisici	
p.v. naturale	20.5 kN/mc
p.v. saturo	21.05 kN/mc
poisson	0.33
angolo di attrito	25°

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:

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

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:

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

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

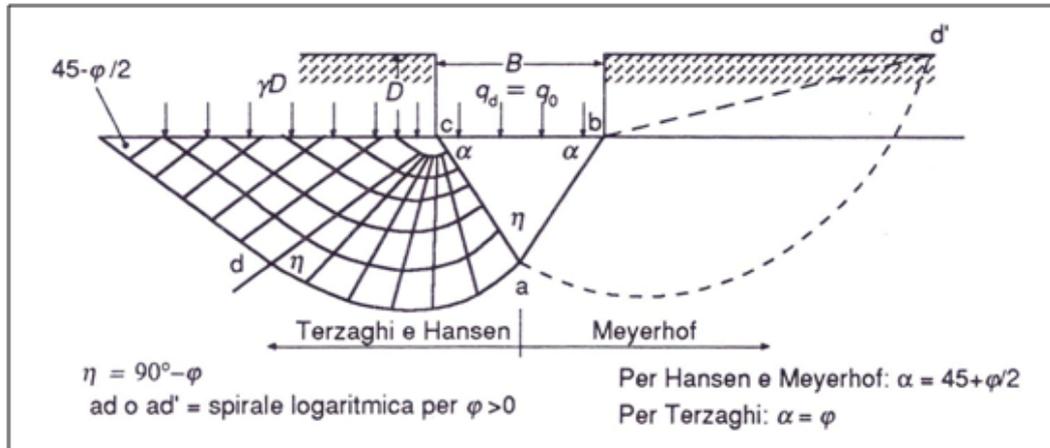
K = coefficiente empirico dipendente dalla natura del terreno e dalle modalità costruttive del palo = k_0 (coefficiente di spinta a riposo) (Ireland, 1957, Flates e Selnes, 1977, Tavenas, 1971)

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:

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

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 $E_d = E_k \times \gamma_E$. 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.

