

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO PER LA
PRODUZIONE DI ENERGIA MEDIANTE LO SFRUTTAMENTO DEL VENTO
CON IMPIANTO DI ACCUMULO NEL TERRITORIO COMUNALE DI
LECCE, TREPUIZZI E SURBO LOC. MADONNA DEGLI ANGELI (LE)
POTENZA NOMINALE 72,0 MW

PROGETTO DEFINITIVO - SIA

PROGETTAZIONE E SIA

ing. Fabio PACCAPELO

ing. Andrea ANGELINI

ing. Antonella Laura GIORDANO

ing. Francesca SACCAROLA

COLLABORATORI

ing. Giulia MONTRONE

geom. Rosa CONTINI

STUDI SPECIALISTICI

GEOLOGIA

geol. Matteo DI CARLO

ACUSTICA

ing. Antonio FALCONE

STUDIO FAUNISTICO

dott. nat. Fabio MASTROPASQUA

VINCA, STUDIO BOTANICO VEGETAZIONALE

E 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	3
2.3. USO DEL SUOLO	7
3. STRATIGRAFIA E CARATTERI FISICO-MECCANICI DEI TERRENI	9
4. CENNI TEORICI SULLE VERIFICHE GEOTECNICHE	11
4.1. CARICO LIMITE VERTICALE DEI PALI DI FONDAZIONE	11
4.1.1. <i>Resistenza alla punta</i>	11
4.1.2. <i>Resistenza laterale del fusto</i>	12
4.2. CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI	12
5. COMBINAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	16
6. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	18



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 Lecce, Trepuzzi e Surbo (LE) 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. 10 aerogeneratori della potenza unitaria di 7.2 MW (per una potenza complessiva di 72 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.

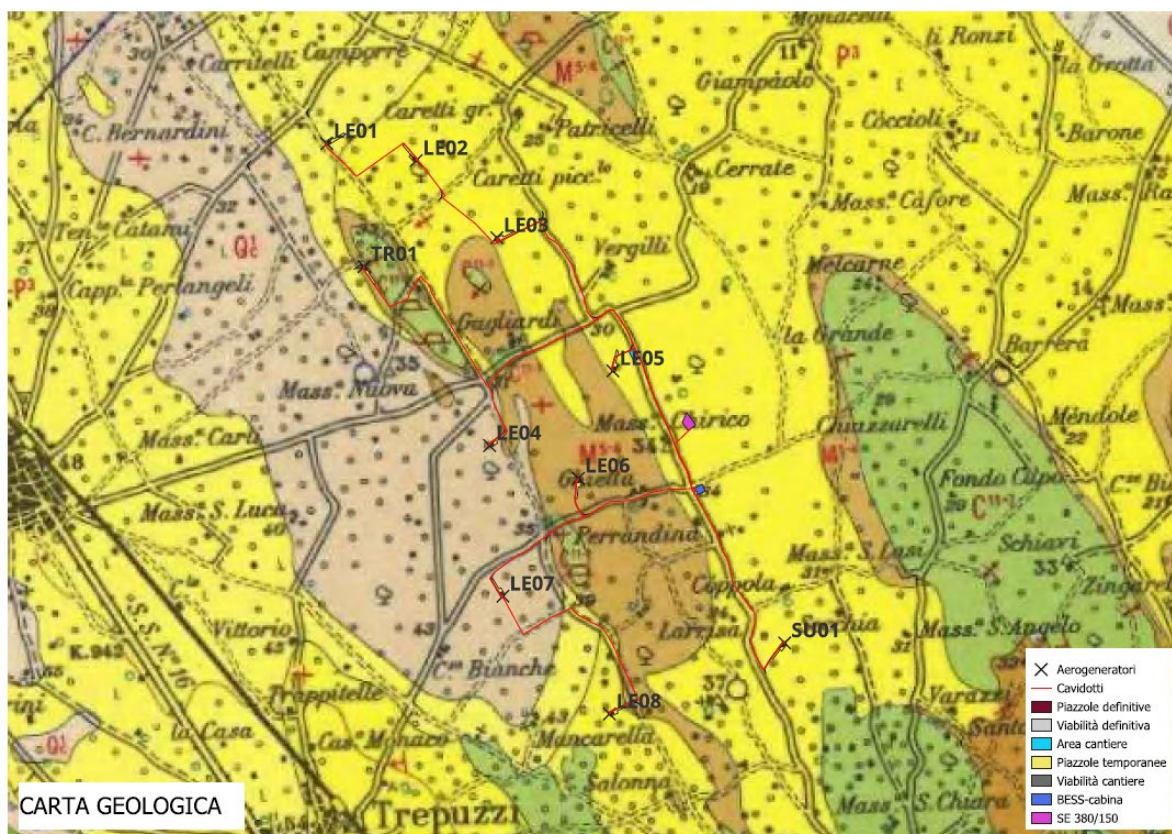


2. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA

2.1. ASSETTO GEOLOGICO E STRUTTURALE

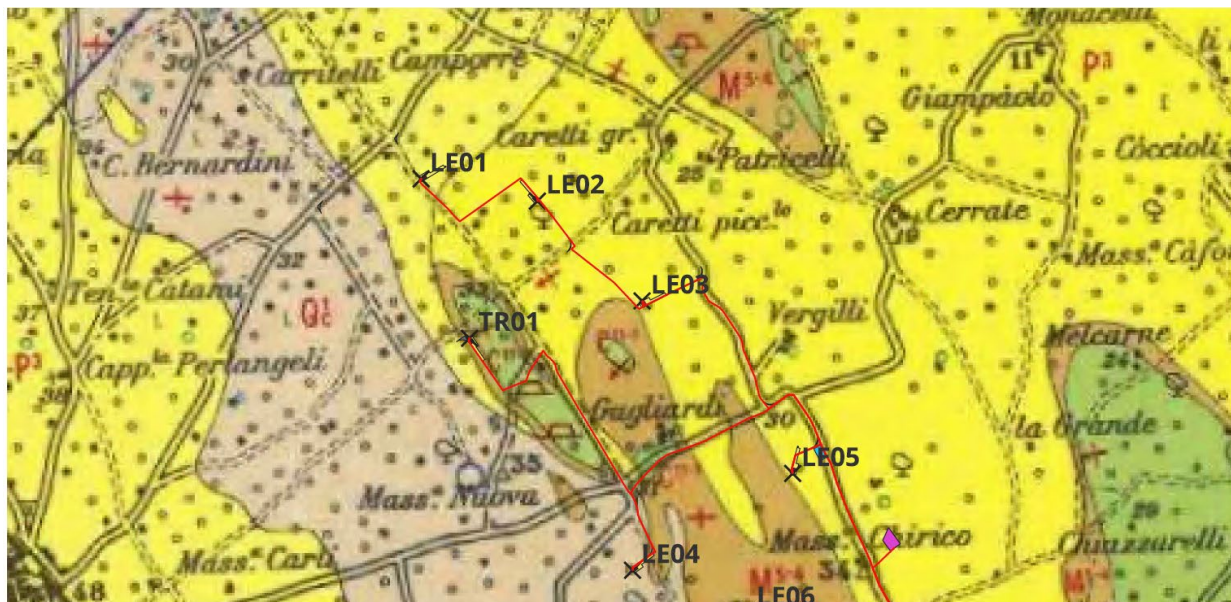
La Penisola Salentina è costituita da un'impalcatura di rocce carbonatiche di età giurassico-cretacea e subordinatamente dell'Eocene-Oligocene, formatasi in ambiente di piattaforma, sulla quale poggiano lembi, in parte isolati, di depositi essenzialmente calcarenitici e argilloso-sabbiosi appartenenti ai cicli trasgressivo-regressivi miocenici e plio-pleistocenici. Il carattere trasgressivo di questi depositi ha dato luogo, in tutta l'area salentina, a differenti rapporti stratigrafici. Le soluzioni di continuità tra i diversi litotipi affioranti non sono legate solo a fattori deposizionali connessi alla paleogeografia dell'area, ma anche alla successione di fasi tettoniche.

L'area in studio è compresa nel foglio geologico della carta geologica d'Italia 1:100.000 Foglio 204 "LECCE".



Inquadramento carta geologica 1:100.000 Foglio 204 "LECCE", Aerogeneratori LE01 – LE02 – LE03 – LE04 –
LE05 – LE06 – LE07 – LE08 – SU01 – TR01 ed Area SSE





Inquadramento geologico di dettaglio Area Aerogeneratori e cavidotto (Foglio 204 LECCE) Carta Geologica 1:100.000)



Inquadramento geologico di dettaglio Area Sottostazione Elettrica e cavidotto (Foglio 203 BRINDISI) Carta Geologica 1:100.000)

Gli Aerogeneratori LE01 - LE02 - LE03- LE05 - LE08 - SU01 e la Sottostazione Elettrica ricadono sui terreni appartenenti alle calcareniti, calcari tipo panchina, calcareniti argillose in trasgressione sui calcari di Melissano (P³).

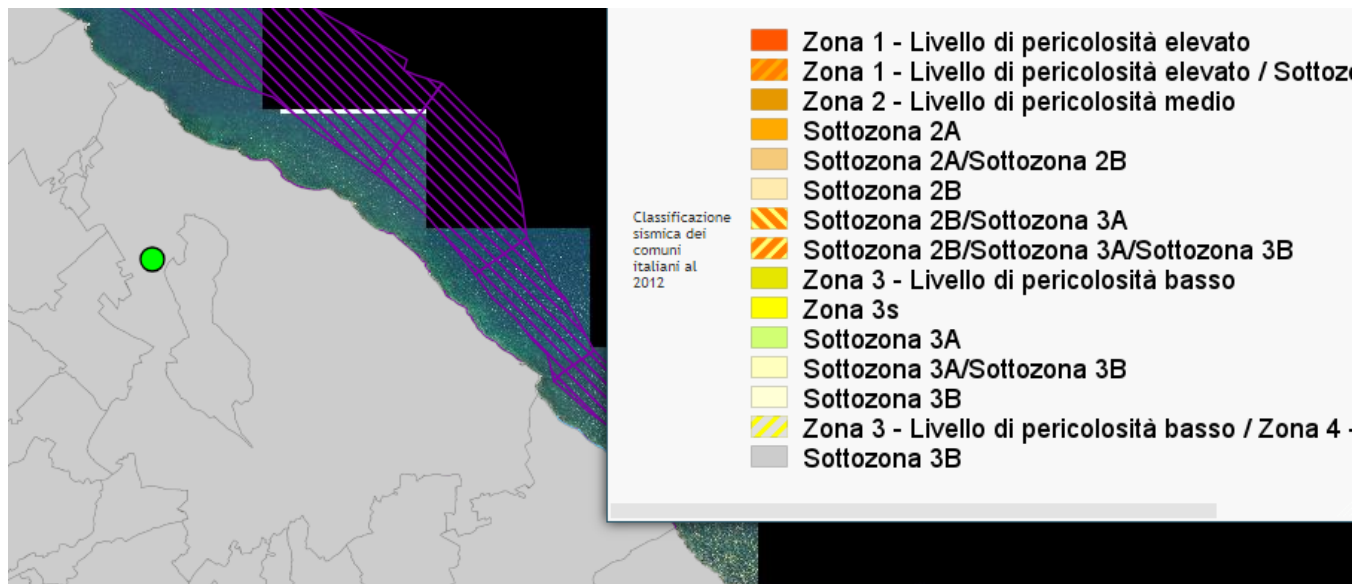
Gli Aerogeneratori LE04 e LE07 ricadono sui terreni appartenenti alle Sabbie giallastre, talora debolmente cementate, in strati di qualche centimetro di spessore, che passano inferiormente a sabbie argillose e argille grigio-azzurre, l'unità spesso ha intercalati banchi arenacei e calcarenitici ben cementati (Q^{1c}) che poggiano direttamente sul substrato dei calcari dolomitici e dolomie grigio-nocciola (dolomie di Galatina).

Gli Aerogeneratori LE06 e TR01 ricadono sui terreni appartenenti alle calcareniti di ANDRANO (Q⁵⁻⁴), calcari compatti grigi o nocciola.

2.2. INQUADRAMENTO SISMICO DELL'AREA

Si illustra di seguito la Classificazione sismica del comune di LECCE secondo l'O.P.C.M 3274 del 30.03-2003 aggiornata al 2004





Comune di LECCE in funzione della classificazione sismica

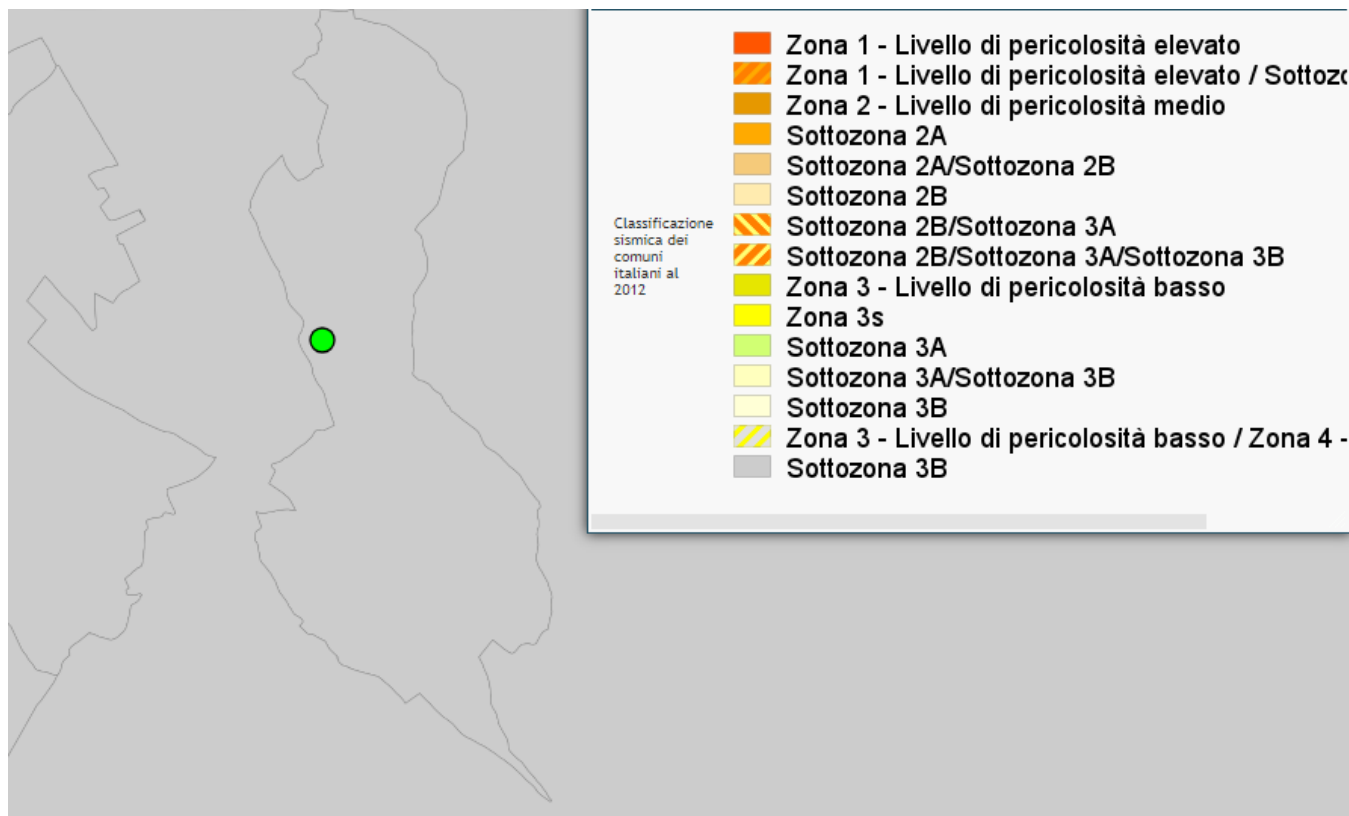
Classificazione sismica specifica	a_g (*)
2A	$a_g \geq 0.20$
2B	$a_g < 0.20$
3A	$a_g \geq 0.10$
3B	$a_g < 0.10$

Comune di LECCE	Classificazione 2003 Agg. 2006	PGA (g)
	Zona sismica 4	PGA < 0.05 g

È stato dichiarato sismico con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 rilasciata il 20 marzo 2003 sulla Gazzetta Ufficiale n. 105 dell'8 maggio 2003, aggiornata con la Delibera Regione Puglia n. 153 del 02.02.2004 con il grado sismico 4

Classificazione sismica specifica	a_g (*)
2A	$a_g \geq 0.20$
2B	$a_g < 0.20$
3A	$a_g \geq 0.10$
3B	$a_g < 0.10$





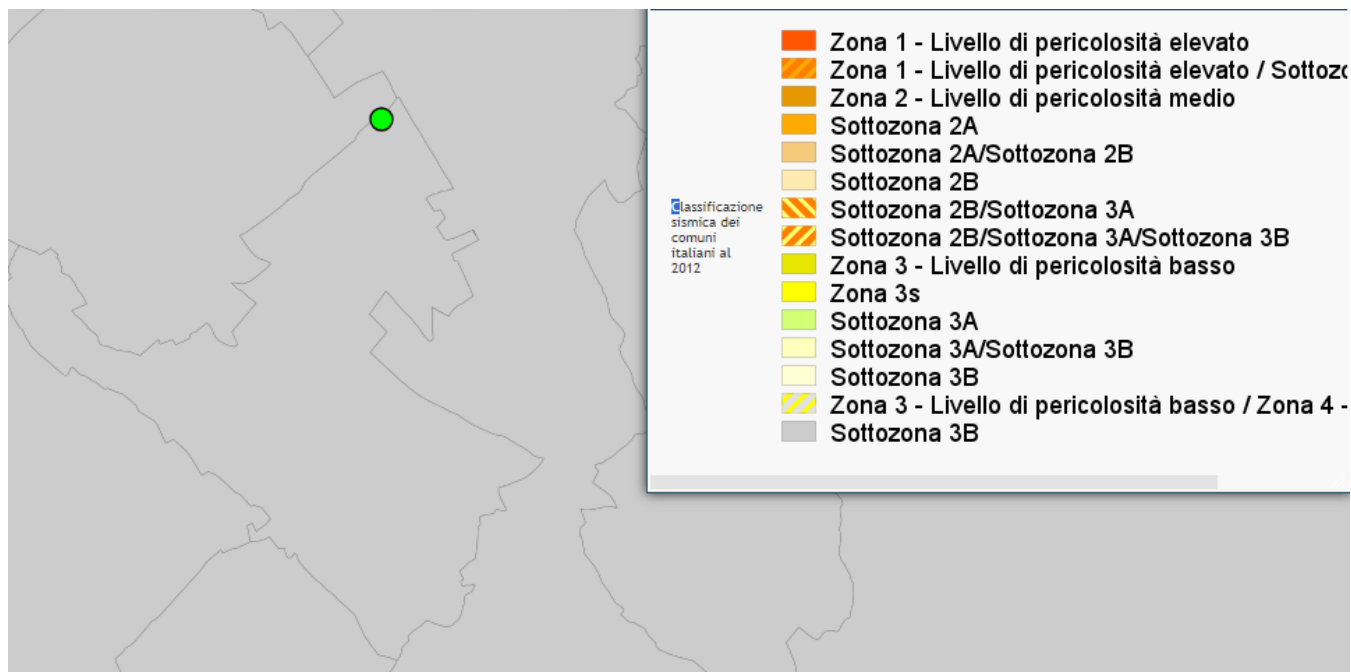
Comune di SURBO in funzione della classificazione sismica

Comune di LECCE	Classificazione 2003 Agg. 2006	PGA (g)
	Zona sismica 4	PGA < 0.05 g

È stato dichiarato sismico con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 rilasciata il 20 marzo 2003 sulla Gazzetta Ufficiale n. 105 dell'8 maggio 2003, aggiornata con la Delibera Regione Puglia n. 153 del 02.02.2004 con il grado sismico 4

Classificazione sismica specifica	a_g (*)
2A	$a_g \geq 0.20$
2B	$a_g < 0.20$
3A	$a_g \geq 0.10$
3B	$a_g < 0.10$





comune di TREPUIZZI in funzione della classificazione sismica

Comune di TREPUIZZI (LE)	Classificazione 2003 Agg. 2006	PGA (g)
	Zona sismica 4	PGA < 0.05 g

È stato dichiarato sismico con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 rilasciata il 20 marzo 2003 sulla Gazzetta Ufficiale n. 105 dell'8 maggio 2003, aggiornata con la Delibera Regione Puglia n. 153 del 02.02.2004 con il grado sismico 4.

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 (cfr elaborato R.4).

Per gli aerogeneratori **LE4** e **LE7**- l'area in studio è classificata come **Categoria "B"** Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti caratterizzati da valori di velocità equivalente compresi tra **360 m/s e 800 m/s** con **Vs30** uguale a **715.3 m/s**.

Per gli aerogeneratori **LE1-LE2-LE3-LE5-LE6-LE8-SU01-TRO1** e la **Sottostazione di Trasformazione Elettrica (SSE)** l'area in studio è classificata come **Categoria "A"** ammassi rocciosi molto rigidi caratterizzati da un alto valore della velocità delle onde sismiche con **Vs30** compreso tra **1052.4 e 1138 m/s**.

CATEGORIA	DESCRIZIONE
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi con $Vs30 > 800$ m/s
B	Ghiaie e sabbie molto addensate o argille molto consistenti con $360 < Vs30 < 800$ m/s
C	Ghiaie e sabbie mediamente addensate o argille mediamente consistenti con $180 < Vs30 < 3600$ m/s
D	Terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti con $Vs30 < 180$ 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 $V_{s30} < 100$ /ms
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.

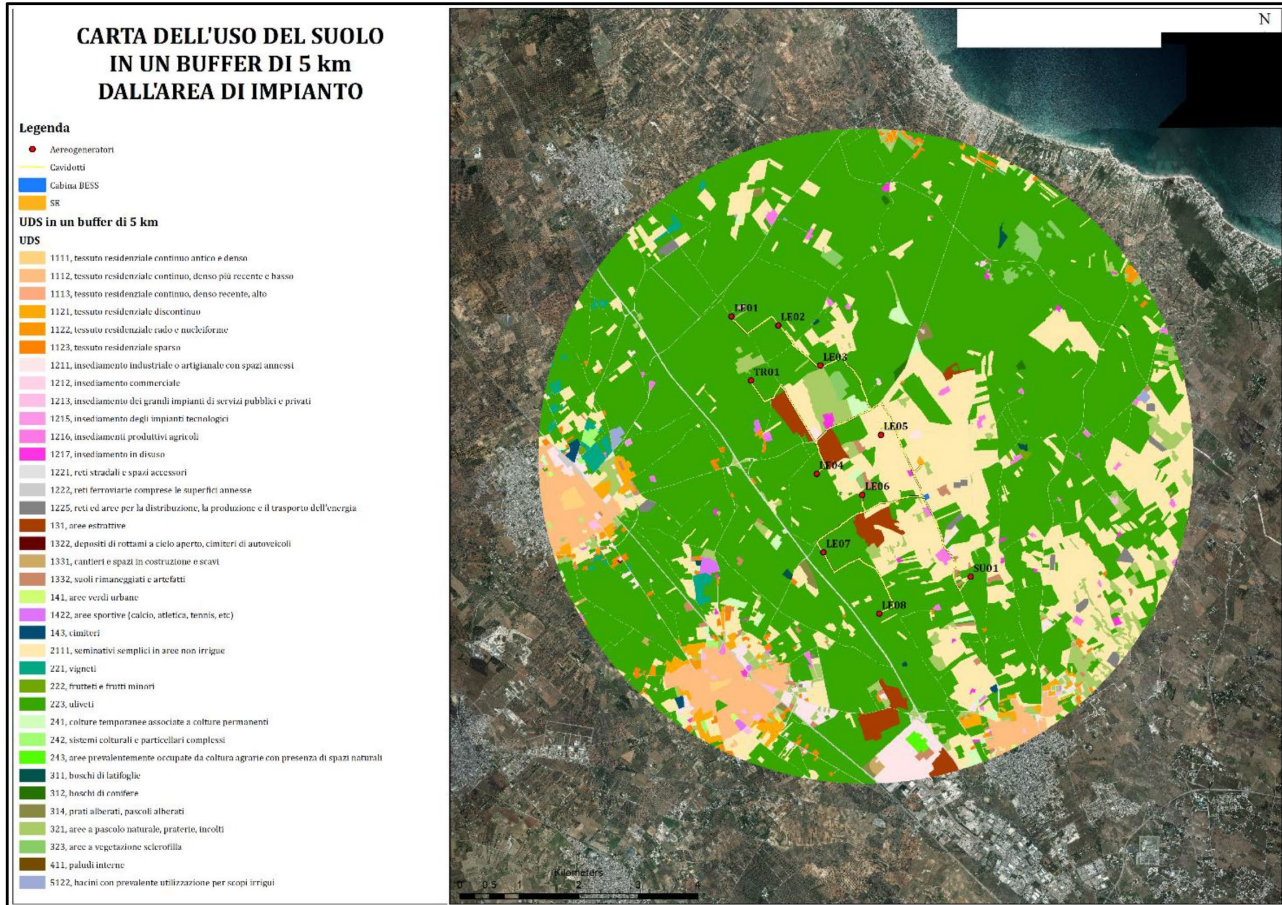
L'area di dettaglio è caratterizzata da una spiccata attitudine agricola, con coltivazioni estensive di ulivi e seminativi non irrigui, alternati da aree urbanizzate.

Dalle osservazioni dirette in campo e come risulta dalla carta dell'uso del suolo, l'impianto eolico ricade principalmente in un comprensorio agricolo. Quasi tutti gli aerogeneratori sono stati collocati in uliveti disseccati colpiti da infezione da *Xylella fastidiosa*, solo gli aerogeneratori LE05 e SU01 sono collocati in seminativi non irrigui. In particolare, il seminativo non irriguo su cui è collocato SU01 era un uliveto infetto da *Xylella fastidiosa* fino al 2020. Nessun aerogeneratore ricade in vigneti e frutteti. Non ci sono aerogeneratori in sistemi colturali e particellari complessi e in aree a vegetazione boschiva ed arbustiva in evoluzione in quanto questi rappresentano una piccolissima parte del territorio.

L'intorno di progetto è localizzato in zona infetta da *Xylella fastidiosa*. Questo batterio nell'ultimo decennio ha profondamente modificato il paesaggio nel sud della Puglia. Il batterio, ospitato da differenti specie di piante tra cui olivo, ciliegio, mandorlo, pistacchio, alloro, oltre a numerose piante arbustive o ornamentali tipiche della macchia mediterranea e qualche specie erbacea infestante, porta nell'arco di 3-5 anni al disseccamento completo della chioma fino anche, nelle varietà sensibili, alla morte della pianta.



Il paesaggio dell'area di progetto appare oggi connotato da chiome secche e piante tagliate o rimosse, ovvero solo in alcuni casi dalla presenza di essenze ripiantumate o innesti con varietà resistenti.



Uso del suolo



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 LE4 e LE7: si individuano due sismostrati

	Velocità Onde S in m/s	Intervallo di profondità (m)	Descrizione
1	715	1,0 ÷ 7,50	<i>Sabbie giallastre debolmente cementate</i>
2	1354	7,50 ÷ 35,0	<i>Calcari compatti grigi e biancastri con intercalati calcari dolomitici e dolomie compatte</i>

- ✓ Aerogeneratori LE1, LE2, LE3, LE5, LE6, LE8, SU01 e TR01: si individuano due sismostrati

	Velocità Onde S in m/s	Intervallo di profondità (m)	Descrizione
1	965	0,3 ÷ 4,0	<i>Calcareniti, calcari tipo panchina, calcareniti argillose in trasgressione sui calcari dolomitici</i>
2	1219	4,0 ÷ 35,0	<i>Calcari compatti grigi e biancastri con intercalati calcari dolomitici e dolomie compatte</i>

- ✓ SSE: si individuano due sismostrati

	Velocità Onde S in m/s	Intervallo di profondità (m)	Descrizione
1	965	0,3 ÷ 4,0	<i>Calcareniti, calcari tipo panchina, calcareniti argillose in trasgressione sui calcari dolomitici</i>
2	1219	4,0 ÷ 35,0	<i>Calcari compatti grigi e biancastri con intercalati calcari dolomitici e dolomie compatte</i>

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

- Area installazione Aerogeneratori LE4 e LE7:
 - o Sabbie giallastre debolmente cementate (Tab. 1)
 - o Calcari compatti grigi e biancastri con intercalati calcari dolomitici e dolomie compatte (Tab. 3)
- Area installazione Aerogeneratori e area SSE:
 - o Calcareniti, calcari tipo panchina, calcareniti argillose in trasgressione sui calcari dolomitici (Tab. 2);
 - o Calcari compatti grigi e biancastri con intercalati calcari dolomitici e dolomie compatte (Tab. 3).

Tab. 1 - Sabbie giallastre debolmente cementate

Parametri fisici	
p.v. naturale	19.0 kN/mc
p.v. saturo	20.05 kN/mc
poisson	0.43



Tab. 2 - Calcareniti, calcari tipo panchina, calcareniti argillose in trasgressione sui calcari dolomitici

Parametri fisici	
p.v. naturale	22.0 kN/mc
p.v. saturo	22.15 kN/mc
poisson	0.40

Tab. 3 - Calcari compatti grigi e biancastri con intercalati calcari dolomitici e dolomie compatte

Parametri fisici	
p.v. naturale	23.0 kN/mc
p.v. saturo	23.10 kN/mc
poisson	0.36

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:

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

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

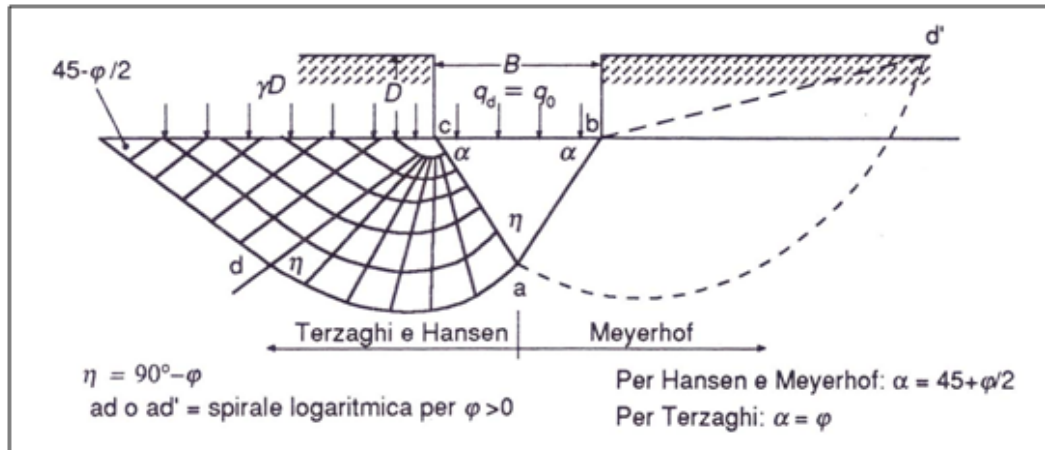
K = coefficiente empirico dipendente dalla natura del terreno e dalle modalità costruttive del palo = k_0 (coefficiente di spinta a riposo) (Ireland, 1957, Flates e Selnes, 1977, Tavenas, 1971)

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:

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

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.

