



think energy

WPD TRIOLO S.r.l.

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO PER LA PRODUZIONE DI ENERGIA MEDIANTE LO SFRUTTAMENTO DEL VENTO NEL TERRITORIO COMUNALE DI SAN SEVERO (FG)

PROGETTO DEFINITIVO

prima emissione: febbraio 2020

REV.	DATA	DESCRIZIONE:

PROGETTAZIONE



via Volga c/o Fiera del Levante Pad.129 - BARI (BA)  
ing. Sebanino GIOTTA - ing. Fabio PACCAPELO  
ing. Francesca SACCAROLA - ing. Giuseppe NOBILE



via Beatrice Acquaviva D'Aragona n.5 - CAVALLINO (LE)  
ing. Daniele CALO'

ARCHITETTURA E PAESAGGIO



VIRUSDESIGN®  
arch. Vincenzo RUSSO  
via Puglie n.8 - Cerignola (FG)



GEOLOGIA

geol. Giuseppe CALO'

ACUSTICA

ing. Sabrina SCARAMUZZI

ARCHEOLOGIA

Nostòi S.r.l.

STUDIO PEDO-AGRONOMICO

dr. agr. Pierangelo RUSSO

ASPETTI NATURALISTICI, FAUNISTICI E PEDOLOGIA

dott. Rocco LABADESSA

COMUNICAZIONE

Flame Soc. Coop. a.r.l.



Nostoi S.R.L.  
Via San Marco, 1511  
30015 CHIOGGIA (VE)  
C.F.P. e Iscriz. al R. 03 653 560 276  
REA VE 327005



PD.R. ELABORATI DESCRITTIVI  
R.5 RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA



## SOMMARIO

<b>1. PREMESSE</b>	<b>1</b>
<b>2. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA</b>	<b>3</b>
2.1. <i>INQUADRAMENTO GEOLOGICO</i>	3
2.2. <i>LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI</i>	3
2.3. <i>CARATTERI IDROGEOLOGICI</i>	4
2.4. <i>SISMICITA'</i>	5
2.5. <i>INDAGINI INDIRETTE</i>	5
<b>3. STRATIGRAFIA E CARATTERI FISICO-MECCANICI DEI TERRENI</b>	<b>7</b>
<b>4. CENNI TEORICI SULLE VERIFICHE GEOTECNICHE</b>	<b>10</b>
4.1. <i>CARICO LIMITE VERTICALE DEI PALI DI FONDAZIONE</i>	10
4.1.1. Resistenza alla punta	10
4.1.2. Resistenza laterale del fusto	11
4.2. <i>CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI</i>	12
<b>5. COMBINAZIONI DI CALCOLO E VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)</b>	<b>15</b>
<b>6. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)</b>	<b>17</b>

## 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 San Severo (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 (n. 8 indagini sismiche del tipo HVSR), 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. 29 aerogeneratori della potenza unitaria di 6.0 MW (per una potenza complessiva di 174 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 pali trivellati di profondità di circa 25 m e diametro pari a 120 cm. È inoltre prevista la realizzazione di vani tecnici realizzati in calcestruzzo armato gettato in opera, ovvero di una cabina di trasformazione 30/150 kV e consegna (o SSE).

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 di seguito elencata.

**V. CAPUTO:** Interazione fondazione terreno. Modelli matematici e metodi numerici. Collana diretta da Carlo Viggiani – Argomenti di Geotecnica della Hevelius – Napoli 1995.

**N. CIARANFI - P. PIERI - E. RICCHETTI:** Note alla carta geologica delle Murge e del Salento (Puglia Centromeridionale) Mem.Soc.Geol.It.-41 Roma 1988.

**V. COLUCCI:** Ipotesi progettuale per la realizzazione e la gestione di una rete di controllo idrometrografico e qualitativo della falda idrica sotterranea integrata ad un sistema informativo territoriale. Annali Ente Svil. dell'Irrig. e la Trasform. Fond. in Puglia e Lucania. - Bari 1991.

**V. COTECCHIA - G. MAGRI:** Idrogeologia del Gargano. Geol. Appl. e Idrogeol.- vol.I – Bari 1966.

**V. COTECCHIA - A. MICHELETTI - L. MONTERISI – A. SALVEMINI:** Caratteristiche tecniche delle opere per l'incremento di portata della sorgente dell'Aggia (Alta Val d'Agri) in relazione alle sue condizioni idrogeologiche. Geol.Appl. e Idrogeol. – Vol.XVII – Bari 1982.

**M. DEL PRETE - G. VALENTINI:** Le caratteristiche geotecniche delle argille azzurre dell'Italia sud-orientale in relazione alle differenti situazioni stratigrafiche e tettoniche. Geol. Appl. e Idrogeol. – Vol. VI – Bari 1971.

**D. GRASSI - A. MICHELETTI:** Sul progressivo abbassamento della superficie della falda carsica e sulle interferenze idrologiche tra i pozzi osservati nell'hinterland di Bari. Geol. Appl. e Idrogeol. – Vol. VII – Bari 1972.

**F. IPPOLITO - V. COTECCHIA:** Gli aspetti geoidrologici del Tavoliere – Cassa per il Mezzogiorno - Documento N° 2 – Roma 1958.

**F. IPPOLITO - B. D'ARGENTO - T. PESCATORE - P. SCANDONE:** Unità stratigrafico-strutturali e schema tettonico dell'Appennino Meridionale. Ist. Geol. e Geof. – Pubbl. N°15 Università di Napoli 1973.

**A. MICHELETTI - S. MOSNA:** Microfaune del Serravalliano – Committee Mediterranean Neogene Stratigraphy – Proc. IV Session - Bologna 1967.

RELAZIONE GEOTECNICA

- A. MICHELETTI:** Carniola di Bovegno-Studi illustrativi della Carta Geologica d'Italia. Formazioni geologiche. Fasc. IV – Roma 1970.
- A. MICHELETTI:** Geografia fisica, Geomorfologia, Meteorologia. Dizionario Enciclopedico di Scienza e Tecnica. F.lli Fabbri Editori – Milano 1971.
- A. MICHELETTI:** Recupero di aree di cava per accumulo dei rifiuti liquidi trattati ad uso irriguo-industriale. Marmo Levante – Bari 1980.
- D. SANTOVITO - A. TRIMIGLIOZZI - C. REINA:** Lineamenti e criteri di base per l'assetto territoriale della provincia di Lecce. Indirizzi tecnici ed economici per un piano globale di utilizzazione e difesa delle risorse idriche. Ente per lo Svil. dell'Irrig. e la Trasform. Fondiaria in Puglia e Lucania – Bari 1972.
- R. TRAMONTE:** Indagine di studio sul calcolo delle massime probabili portate di piena dei torrenti del Tavoliere. Cons. Bonif. Trasf. Fond. Capitanata- Foggia 1949.
- G. VALENTINI:** Un modello statistico nello studio della franosità nel quadro morfologico, geologico e geotecnico della media valle del F.Fortore. Geol.Appl. e Idrogeol. – Vol. II – Bari 1967.
- F. ZEZZA:** Le facies carbonatiche della Puglia e il fenomeno carsico ipogeo. Geol.Appl. e Idrogeol. Vol. X – Bari 1975.
- CASSA PER IL MEZZOGIORNO-UFFICIO P.I.R.S.:** Tavoliere delle Puglie – Zona di Foggia – Ortanova. Studio della falda pleistocenica mediante modello analogico R.C. – Compagnia Mediterranea Prospezioni – Roma 1971.

## 2. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA

### 2.1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area del Tavoliere è caratterizzata dalla presenza di un basamento geologico regionale, costituito da formazioni carbonatiche di età mesozoica, dislocato tettonicamente a rilevante profondità nel sottosuolo e sormontato da una potente coltre di depositi marini di avanfossa di età plio-pleistocenica e da un complesso di depositi marini e continentali terrazzati di età tardo quaternaria. I depositi di origine prettamente marina riferibili al sistema deposizionale dell'Avanfossa Bradanica ("Calcarene di Gravina", "Argille Subappennine") affiorano nelle zone più interne, situate alle pendici dei rilievi del Subappennino Dauno. Nella zone del Tavoliere mcomprese tra i rilievi pre-appenninici e il promontorio del Gargano, detti depositi non affiorano ma si rinvergono comunque nel sottosuolo a profondità variabili in funzione delle condizioni di dislocamento tettonico del basamento. Infatti, nella fascia centro-orientale del Tavoliere, topograficamente più depressa, affiorano con continuità i depositi terrazzati tardo quaternari, costituiti da numerosi corpi stratigrafici (sintemi e sub-sintemi) di genesi sia marina che continentale, raggruppati nel "Super-sintema del Tavoliere di Puglia". I sintemi più antichi sono sovente suddivisi in sub-sintemi che distinguono i depositi marini dai sovrastanti depositi continentali. I sintemi più recenti sono invece costituiti essenzialmente da successioni continentali.

I depositi terrazzati di origine marina sono generalmente costituiti da facies di mare sottile e/o di ambiente transizionale con ben marcato trend regressivo. I depositi continentali sono invece costituiti prevalentemente da facies di piana alluvionale, rappresentati da un'alternanza di corpi lenticolari costituiti da sedimenti ghiaiosi, sabbiosi e limoso-argillosi, che si incrociano e anastomizzano di frequente.

I depositi continentali poggiano su superfici d'erosione intagliate sui depositi terrazzati più antichi (sia continentali che marini), che, a loro volta, poggiano in erosione sulle Argille Subappennine.

Nel presente progetto le unità costituenti la colonna stratigrafica locale sono le seguenti:

- Argille Subappennine (Pleistocene inferiore);
- Sintema di Vigna Bocola (Pleistocene medio);
- Sintema di Masseria La Motticella (Pleistocene medio-superiore);
- Sintema di Foggia (Pleistocene superiore);
- Sintema di Motta del Lupo (Pleistocene superiore);
- Sintema di Masseria Finamondo (Pleistocene superiore);
- Depositi alluvionali recenti.

### 2.2. LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI

Dal punto di vista geografico, l'area in esame ricade nel Tavoliere centrale (anche detto medio Tavoliere), una sub-unità fisiografica che individua il territorio compreso tra il Subappennino Dauno e il promontorio del Gargano e che risulta caratterizzata da numerosi corsi d'acqua che nascono dall'Appennino e scorrono in direzione OSO-ENE, confluendo nel Torrente Candelaro.

L'assetto altimetrico del Tavoliere centrale è connotato da un lento, graduale e

RELAZIONE GEOTECNICA

progressivo digradare delle quote topografiche da ovest verso est. Infatti, le quote altimetriche passano dai valori massimi di circa 300 metri s.l.m. delle zone dell'entroterra poste ai confini con il Subappennino Dauno ai valori minimi di 10÷20 metri s.l.m. che si riscontrano lungo il tracciato del Torrente Candelaro.

Sui fianchi delle zone altimetricamente più elevate dell'entroterra si riconoscono dei ripiani che corrispondono a terrazzi marini, digradanti verso l'Adriatico e delimitati talvolta da scarpate poco elevate, corrispondenti ad antiche ripe di abrasione. D'altronde, nell'ambito del Tavoliere pugliese è riconosciuta la presenza di una serie di almeno otto ripiani disposti ad altezze diverse fra le quote 350 e 5 metri s.l.m.. Ogni ripiano è bordato da una scarpata che corrisponde ad un'antica linea di costa.

Tuttavia, nell'area presa in esame non è stata rilevata presenza di gradini morfologici di altezza significativa. Infatti, la morfologia del territorio situato a sud e SE di San Severo è decisamente pianeggiante, con quote topografiche variabili tra 90 e 40 metri s.l.m., progressivamente digradanti da ovest verso est. Le variazioni di quota sono però lente e graduali e si esplicano con pendenze molto modeste, principalmente dell'ordine dello 0,2 ÷ 0,5%.

L'area interessata dagli interventi di progetto si estende quindi in un contesto di piana alluvionale, laddove tutti gli elementi morfologici dominanti sono riconducibili e correlabili con i principali elementi del reticolo idrografico.

Il paesaggio dell'area che si estende a sud e SE di San Severo presenta gli aspetti di un modellamento fluviale di tipo policiclico, caratterizzato da superfici pianeggianti variamente estese e intagliate da analoghe forme più recenti, che caratterizzano tutti gli interfluvi degli affluenti del torrente Candelaro.

I bacini idrografici degli affluenti del Candelaro sono molto estesi arealmente e caratterizzati, a causa della generale morfologia pianeggiante, da spartiacque indeterminato e da una fittezza di brevi linee di deflusso cataclinali, che si diramano dai versanti delle superfici terrazzate, confluendo nelle aste principali dei torrenti Triolo e Salsola. Questi corsi d'acqua, caratterizzati da bassi profili di equilibrio e da alvei localmente delimitati da argini sia naturali che di origine antropica, presentano, a seconda delle condizioni meteorologiche, una naturale tendenza a divagare e/o ad inondare le valli nelle quali scorrono.

I corsi d'acqua secondari sono rappresentati da canali (di origine sia naturale che antropica) che confluiscono all'interno dei torrenti sopra citati. Tra questi si possono citare i canali Ferrante, Santa Maria e Venolo che si innestano come rami affluenti in sinistra orografica del Torrente Triolo.

Secondo quanto previsto dalla Tab. 3.2.IV del D.M. 17.01.2018, i siti in oggetto ricadono in **categorie topografiche di tipo T1**: "*Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$* ".

### 2.3. CARATTERI IDROGEOLOGICI

Le condizioni di assetto stratigrafico e strutturale del Tavoliere determinano l'esistenza di una circolazione idrica sotterranea che si esplica su più livelli, all'interno di almeno tre unità acquifere principali situate a differenti profondità. Procedendo dal basso verso l'alto, la successione degli acquiferi risulta essere la seguente:

RELAZIONE GEOTECNICA

1. acquifero fessurato-carsico profondo, situato in corrispondenza del substrato carbonatico pre-pliocenico;
2. acquifero poroso profondo, corrispondente ai diversi livelli sabbiosi intercalati nella formazione plio-pleistocenica delle "Argille Subappennine";
3. acquifero poroso superficiale, corrispondente agli interstrati sabbioso-ghiaiosi dei depositi marini e continentali di età quaternaria.

Nel caso specifico, l'acquifero carsico non riveste alcuna rilevanza ai fini della presente trattazione, in quanto il basamento calcareo che lo ospita risulta localmente dislocato nel sottosuolo ad una profondità di alcune centinaia di metri e la falda, confinata al tetto dalle argille plio-pleistoceniche, è costituita da acque marine di invasione continentale.

Nell'area in esame, compresa tra il centro abitato di San Severo e il torrente Salsola, i carichi piezometrici della falda superficiale oscillano tra +70 metri e +20 metri s.l.m. e il deflusso sotterraneo è orientato da SO verso NE. Pertanto, nell'area interessata dagli interventi di progetto, considerando le locali quote topografiche e le naturali oscillazioni stagionali del livello freatico, si prevede il possibile **rinvenimento della falda freatica a profondità comprese tra -2 e -5 metri rispetto al p.c..**

#### 2.4. SISMICITA'

Facendo espresso riferimento al vigente strumento di classificazione sismica del territorio italiano, redatto nel 2004 in recepimento delle disposizioni contenute nell'O.P.C.M. n. 3274/2003 (recepite dalla Regione Puglia con D.G.R. n. 153/2004), il territorio amministrativo del Comune di San Severo ricade interamente in "**Zona 2**", ovvero in **area a sismicità medio-alta**.

Volendo invece esprimere la pericolosità sismica in termini di massima accelerazione sismica del suolo di probabilità statisticamente apprezzabile, si può fare riferimento alle indicazioni contenute nella "Mappa di Pericolosità Sismica del Territorio Nazionale" redatta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia e pubblicata in allegato all'O.P.C.M. n. 3519/2006 sulla G.U. n. 108 dell'11 maggio 2006. In base alla suddetta mappa, il territorio in esame ricade in zona di media pericolosità sismica, espressa in termini di accelerazione massima del suolo (riferita a suoli rigidi di Categoria A così come definiti al punto 3.2.2 delle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni di 0,200÷0,225 g per la zona nord e di 0,175÷0,200 g per la zona sud, con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni.

#### 2.5. INDAGINI INDIRETTE

Le vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni approvate con D.M. 17/01/2018 prevedono la classificazione del sito di progetto in funzione sia della velocità di propagazione nel sottosuolo delle onde di taglio (Vs) che della profondità del substrato rigido. A tale scopo sono state definite n. 5 differenti categorie di sottosuolo (A, B, C, D, E) ad ognuna delle quali è associato uno specifico spettro di risposta elastico.

**RELAZIONE GEOTECNICA**

Siffatto sistema di caratterizzazione geofisica e geotecnica del profilo stratigrafico del sottosuolo è basato sul parametro  $V_s$ -eq, ovvero sul valore della velocità di propagazione delle onde di taglio dei terreni di copertura del substrato rigido, mediato in funzione dello spessore degli stessi.

Per ottenere i dati funzionali a classificare i siti di progetto ai fini della risposta sismica ed assegnare le rispettive categorie di suolo, così come definite al par. 3.2.2 delle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni, sono state eseguite n. 8 indagini con metodologia HVSR. Da queste è stato così possibile calcolare il parametro  $V_{S,eq}$  (nel caso specifico sempre coincidente con il  $V_{s30}$  in quanto il substrato con  $V_s > 800$  m/s si trova ribassato a notevolissime profondità nel sottosuolo) e, di conseguenza, caratterizzare i siti in una delle Categorie di sottosuolo definite al par. 3.2.2 delle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni.

I valori ottenuti consentono di classificare tutti i siti interessati dalla realizzazione delle opere di progetto in categoria C definita come *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s”*.

<b>Categoria</b>	<b>Descrizione</b>
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di <math>V_{s,30}</math> superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &gt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &gt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero <math>15 &lt; N_{SPT,30} &lt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>70 &lt; c_{u,30} &lt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> inferiori a 180 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &lt; 15</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &lt; 70</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con <math>V_s &gt; 800</math> m/s).</i>

Solo in corrispondenza del sito della stazione HV1 è stato invece riscontrato un valore di  $V_s$ -eq che rientra in categoria B.

I risultati d'analisi hanno fornito valori di  $V_{S,eq}$  che presentano variazioni significative correlabili alla diversa composizione litologica dei differenti sistemi e sub-sistemi affioranti.

Le indagini HVSR hanno permesso di definire i picchi H/V riferibili ad effetti stratigrafici relativi alla frequenza fondamentale. In particolare, le misure hanno rilevato frequenze comprese tra 0,25 e 0,43 Hz. La distribuzione dei valori misurati individua un trend abbastanza ben definito, in cui il valore della frequenza relativa al modo fondamentale diminuisce in direzione SE.



### 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.

Le caratteristiche salienti del modello, illustrato graficamente nelle carte e nelle sezioni geologiche allegata alla Relazione geologica, sono date dalla presenza di un complesso di depositi marini e alluvionali terrazzati a prevalente composizione sabbioso-siltoso-argillosa giacenti su di un substrato comune rappresentato dalla potente formazione pleistocenica delle Argille Subappennine, localmente dislocata nel sottosuolo a profondità maggiori di 30 metri rispetto al p.c..

In base al modello geologico locale, i terreni interagenti con le opere di fondazione delle torri eoliche sono ascrivibili alle seguenti unità lito-stratigrafiche:

- ✓ Sub-sistema di San Severo - Torri n. 1-3-4
- ✓ Sub-sistema di Amendola - Torre n. 8
- ✓ Sistema di Motta del Lupo - Torri n. 2-5-6-7-9-10-11-12-23-24-25-26-27-28-29
- ✓ Sistema di Masseria Finamondo - Torri n. 13-14-15-16-17-19-20-21-22
- ✓ Depositi alluvionali recenti - Torre n. 18

Dal punto di geotecnico, le differenze tra i vari sistemi risiedono principalmente nella granulometria dei terreni costituenti i livelli affioranti. Infatti, nel caso dei Sub-sistemi di San Severo e Amendola, costituiti da sedimenti di origine marina, i terreni affioranti sono di natura prevalentemente sabbiosa e sabbioso-limosa, mentre nei Sistemi di Motta del Lupo e di Masseria Finamondo, di ambiente continentale, la parte sommitale è costituita da depositi essenzialmente argillosi.

Sulla base di tali considerazioni, è stata eseguita una modellazione geotecnica basata sull'analisi di un data-set territoriale costituito da risultati di prove di laboratorio eseguite su campioni indisturbati di terreno prelevati in sondaggi geognostici effettuati a supporto della progettazione definitiva ed esecutiva di alcuni parchi eolici già realizzati del Tavoliere foggiano (Ferrante F.S., 2012; Pepe et Al., 2013) e dello studio geologico allegato al PUG del Comune di San Severo (Barbato F., 2018). Si precisa che la seguente modellazione geotecnica è da intendersi come preliminare, nelle more della caratterizzazione stratigrafica e geotecnica puntuale di tutti i siti di installazione delle torri eoliche, demandata alla fase di progettazione esecutiva.

Le principali caratteristiche geotecniche dei campioni selezionati ai fini dell'analisi statistica sono riportate nelle successive tabelle 8.1 (sub-categoria A) e 8.2 (sub-categoria B).

**TABELLA 8.1 (SOTTOGRUPPO A)**

Prof.	m	9,5	6	3,5	3,5	4	6,5
Ghiaia	%	1,9	0,4	0	5,9	13,8	1,3
Sabbia	%	26,5	27,7	22	27,1	37,1	25,5
Limo	%	35,7	32,9	44,4	42,9	29,7	57,9
Argilla	%	35,9	39,1	33,6	24	19,4	15,3
$\gamma$	kN/mc	20,7	20,7	19,8	19,77	18,89	19,3
$\varphi'$	(°)	15,7	21,1	22,6	27	27,4	28
$c'$	kPa	37	51	0	15	19	13

RELAZIONE GEOTECNICA

**TABELLA 8.2 (SOTTOGRUPPO B)**

<b>Prof.</b>	<b>m</b>	<b>4</b>	<b>7</b>	<b>3</b>	<b>5,5</b>	<b>5,5</b>	<b>4</b>	<b>2,5</b>	<b>3,5</b>
<b>Ghiaia</b>	<b>%</b>	<b>0</b>	<b>0,1</b>	<b>0,1</b>	<b>0,3</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0,6</b>
<b>Sabbia</b>	<b>%</b>	<b>6,6</b>	<b>5,7</b>	<b>5,9</b>	<b>7,3</b>	<b>4,1</b>	<b>5,7</b>	<b>13,6</b>	<b>5,7</b>
<b>Limo</b>	<b>%</b>	<b>28,8</b>	<b>36,8</b>	<b>30,3</b>	<b>32,6</b>	<b>19,1</b>	<b>30,4</b>	<b>42</b>	<b>46,1</b>
<b>Argilla</b>	<b>%</b>	<b>64,6</b>	<b>57,5</b>	<b>63,7</b>	<b>59,9</b>	<b>76,8</b>	<b>63,9</b>	<b>44,4</b>	<b>47,6</b>
<b>LL</b>	<b>%</b>	<b>77,2</b>	<b>65,9</b>	<b>80,2</b>	<b>76,3</b>	<b>90,8</b>	<b>75,8</b>	<b>60,1</b>	<b>59,1</b>
<b>IP</b>	<b>%</b>	<b>50,9</b>	<b>42,0</b>	<b>53,3</b>	<b>49,5</b>	<b>60,6</b>	<b>47,4</b>	<b>37,9</b>	<b>38,7</b>
<b><math>\gamma</math></b>	<b>kN/mc</b>	<b>19,5</b>	<b>19,6</b>	<b>18,9</b>	<b>18,9</b>	<b>17,1</b>	<b>19,3</b>	<b>19,9</b>	<b>20,2</b>
<b><math>\varphi'</math></b>	<b>(°)</b>	<b>14,8</b>	<b>19,0</b>	<b>12,5</b>	<b>19</b>	<b>12,9</b>	<b>21</b>	<b>14,9</b>	<b>12,4</b>
<b>c'</b>	<b>kPa</b>	<b>46</b>	<b>33</b>	<b>13</b>	<b>16</b>	<b>14</b>	<b>36</b>	<b>41</b>	<b>52</b>

Per definire i valori geotecnici caratteristici, si è fatto riferimento alle indicazioni fornite dall'Eurocodice 7, secondo cui tali valori devono essere definiti in modo che la probabilità calcolata di un valore peggiore (più sfavorevole), che governa l'insorgere dello stato limite considerato, non sia maggiore del 5%. Si tratta pertanto di un margine conservativo del 5% (che coincide con il 5° percentile della distribuzione statistica adottata), il quale garantisce probabilisticamente di avere un 95% dei casi per i quali il valore caratteristico è cautelativo. Nel caso specifico, le fondazioni delle torri eoliche hanno struttura e dimensioni planimetriche tali da poter rientrare nel caso di cui al punto B di cui alla trattazione di Nori L. (2009). Siamo quindi in presenza di condizioni di compensazione strutturale che consentirebbero di selezionare un 5° percentile della distribuzione della media. Tuttavia, data la ridotta numerosità dei dati ricompresi nei due sottogruppi analizzati, si ritiene opportuno e cautelativo applicare la seguente equazione, che utilizza la distribuzione normale standardizzata al posto di quella del valor medio.

Si è proceduto quindi all'elaborazione statistica dei due data-set campionari di tabella 8.1 e 8.2, con l'obiettivo di definire i valori caratteristici dei parametri peso di volume ( $\gamma$ ), angolo d'attrito ( $\varphi'$ ) e coesione ( $c'$ ), da utilizzare per le verifiche agli stati limite di progetto. I risultati dell'elaborazione statistica condotta sono sintetizzati nella successiva tabella 8.3 (sottogruppo A) e in tabella 8.4 (sottogruppo B).

**TABELLA 8.3 (SOTTOGRUPPO A)**

	<b>N. Val.</b>	<b>Val. Min.</b>	<b>Val. Max</b>	<b>Media</b>	<b>Dev. St.</b>	<b>CV</b>	<b>Val. Car.</b>
<b><math>\gamma</math> (kN/mc)</b>	<b>6</b>	<b>18,89</b>	<b>20,7</b>	<b>19,86</b>	<b>0,73</b>	<b>0,04</b>	<b>19,37</b>
<b><math>\varphi'</math> (°)</b>	<b>6</b>	<b>15,7</b>	<b>28</b>	<b>23,63</b>	<b>4,80</b>	<b>0,20</b>	<b>20,41</b>
<b>c' (kPa)</b>	<b>6</b>	<b>0</b>	<b>51</b>	<b>22,50</b>	<b>18,37</b>	<b>0,82</b>	<b>10,16</b>

**TABELLA 8.4 (SOTTOGRUPPO B)**

	<b>N. Val.</b>	<b>Val. Min.</b>	<b>Val. Max</b>	<b>Media</b>	<b>Dev. St.</b>	<b>CV</b>	<b>Val. Car.</b>
<b><math>\gamma</math> (kN/mc)</b>	<b>8</b>	<b>17,1</b>	<b>20,2</b>	<b>19,18</b>	<b>0,95</b>	<b>0,05</b>	<b>18,62</b>
<b><math>\varphi'</math> (°)</b>	<b>8</b>	<b>12,4</b>	<b>21</b>	<b>15,81</b>	<b>3,38</b>	<b>0,21</b>	<b>13,84</b>
<b>c' (kPa)</b>	<b>8</b>	<b>13</b>	<b>52</b>	<b>31,38</b>	<b>15,27</b>	<b>0,49</b>	<b>22,49</b>

RELAZIONE GEOTECNICA

Sulla scorta dell'analisi condotta sul data-set disponibile sono stati quindi determinati i valori caratteristici che possono essere assegnati alle due differenti tipologie di terreni di fondazione nell'ambito delle verifiche di sicurezza agli stati limite.

In particolare, per le torri eoliche n. 1-3-4-8 si possono utilizzare i seguenti valori:

$$\gamma_k = 19,4 \text{ kN/mc} \quad \varphi'_k = 20^\circ \quad c'_k = 10 \text{ kPa}$$

mentre per tutte le rimanenti torri eoliche dovranno invece essere adottati i seguenti valori:

$$\gamma_k = 18,6 \text{ kN/mc} \quad \varphi'_k = 14^\circ \quad c'_k = 22 \text{ kPa}$$

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  $\phi$  1000 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) =  $(\pi * D^2/4)$

$\gamma$  = 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

$\eta$  = coefficiente che assume la seguente formulazione (Vesic)

RELAZIONE GEOTECNICA

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

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  $\epsilon_v$  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  $\alpha$  proposto da Tomlinson (1971), ovvero attraverso la formula:

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

dove

$\alpha$  = 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 =  $\gamma H_{med}$

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

$\gamma$  = peso di volume del terreno

$\delta$  = angolo di attrito efficace calcestruzzo-terreno di fondazione =  $\phi$

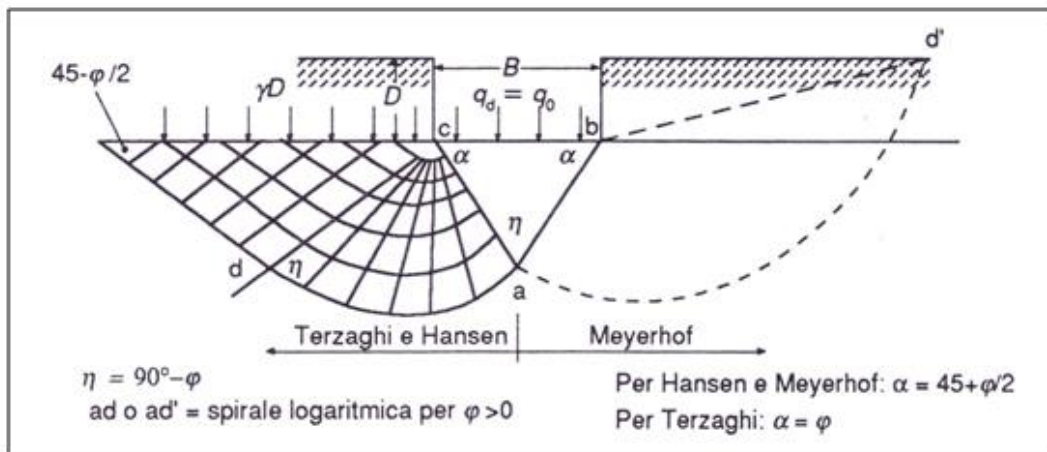
RELAZIONE GEOTECNICA

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:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \quad (1)$$



dove:

c = coesione

$\gamma_1$  = peso volume del terreno posto al disopra del piano di fondazione;

$\gamma_2$  = peso volume del terreno di fondazione;

D = profondità di incasso della fondazione;

B = lato minore della fondazione

$N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  = fattori di capacità portante, pari, nel caso di terreni:

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

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

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

$N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  = fattori di capacità portante, pari, nel caso di roccia:

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

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

$$N_\gamma = N_q + 1$$

$s_c$ ,  $s_q$  e  $s_\gamma$ ,  $d_c$ ,  $d_q$  e  $d_\gamma$  = fattori di forma, pari a:

RELAZIONE GEOTECNICA

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

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

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

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

$i_c, i_q$  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  $\theta$  è l'angolo di inclinazione del carico = arctang(K<sub>hi</sub>) ove K<sub>hi</sub> 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:

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

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

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  $\beta_m$  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
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	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.<sup>2</sup>.

RELAZIONE GEOTECNICA

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/cm<sup>2</sup>) = modulo elastico del terreno (Young);

$E_f$  (daN /cm<sup>2</sup>) = modulo elastico della fondazione;

$I_f$  (cm<sup>4</sup>) = momento d'inerzia della fondazione;

$B$  (cm) = larghezza della fondazione;

$\nu$  = 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  $X_k/\gamma_M$  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  $\gamma_R$  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  $\gamma_R$  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;

**RELAZIONE GEOTECNICA**

- 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  $\gamma_R$  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 $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	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 $\gamma_M$	(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	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	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  $\gamma_R$  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  $\gamma_R$  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.