

Regione Lazio



Comune di Valentano



Comune di Latera



Committente

**POGGIO DEL MULINO S.R.L.**

Piazza Europa, 14-87100-Cosenza (CS)

P.iva: 03876510789



Titolo del Progetto:

## Progetto per la realizzazione e l'esercizio di un parco eolico denominato "Poggio del Mulino"

Documento:

**PROGETTO DEFINITIVO**

N° Tavola:

REL0005

Elaborato:

**Relazione geotecnica preliminare**

SCALA:

-

FOGLIO:

1 di 1

FORMATO:

A4

folder: Relazioni progetto civile\_Generali

Nome File: REL0005A0.pdf

Progettazione:

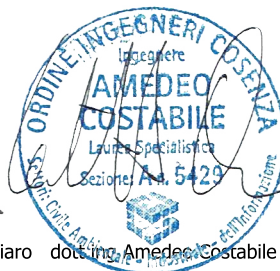


NEW DEVELOPMENTS srl  
piazza Europa, 14 - 87100 Cosenza (CS)

Progettisti:



dott.ing. Giovanni Guzzo Foliaro



dott.ing. Amedeo Costabile



dott. Ing. Francesco Meringolo

Gruppo di lavoro:

dott.ing. Denise Di Cianni  
dott.ing. Diego De Benedittis  
dott.ing. Pasquale Simone Gatto  
dott.geol. Martina Petracca  
dott.ing. Irene Colosimo  
dott.geol. Beniamino Morrone

Rev:	Data Revisione:	Descrizione Revisione	Redatto	Controllato	Approvato
00	06/07/2023	PRIMA EMISSIONE	New. Dev.	P.D.M.	P.D.M.

## INDICE DEI CONTENUTI

Premessa e inquadramento normativo .....	3
1. Caratterizzazione Geologica .....	3
2. Caratterizzazione Geotecnica .....	6
2.1 Indagini eseguite.....	6
2.1.1 Prove Penetrometriche dinamiche continue DPM .....	7
2.1.2 MASW .....	8
2.2 Parametri Geotecnici .....	10
3.1 Articolazione del progetto .....	11
3.2 Verifica di sicurezza .....	11
2.3 Azioni.....	16
3.3.1 Azioni Statiche.....	16
3.3.2 Azioni sismiche.....	16
2.4 Resistenza .....	17
3.5 Fondazioni superficiali.....	18
3.5.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) .....	19
3.5.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE).....	20
3.6 Fondazioni profonde .....	20
3.7 Verifiche di stabilità globale pendii .....	27
3.7.1 Verifica di stabilità in condizioni sismiche .....	27
Conclusioni.....	28

## INDICE DELLE FIGURE

<i>Figura 1 – Caratterizzazione geologica: Penisola Italiana durante il Pliocene .....</i>	4
<i>Figura 2 -- Ubicazione prove in situ, su base C.T.R. (non in scala).....</i>	6
<i>Figura 3 - Abaco di Berenzantzev (1961).....</i>	22
<i>Figura 4 - Abaco Ridotto (Berenzantzev, 1965).....</i>	25

---

## INDICE DELLE TABELLE

<i>Tabella 1 - Parametri geotecnici Aree degli Aerogeneratori (Piana della Caldera di Latera).....</i>	<i>10</i>
<i>Tabella 2 - Parametri geotecnici Area della Stazione Elettrica Terna e dell'Impianto di Accumulo.....</i>	<i>10</i>
<i>Tabella 3 - Coefficienti Parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU (fonte: NTC 2018).....</i>	<i>15</i>
<i>Tabella 4 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (fonte: NTC 2018).....</i>	<i>16</i>
<i>Tabella 5 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (fonte: NTC 2018).....</i>	<i>18</i>
<i>Tabella 6 – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo (Fonte: NTC 2018).....</i>	<i>19</i>
<i>Tabella 7 – Coefficienti parziali <math>\gamma_R</math> per le verifiche agli stati ultimi di fondazioni superficiali (Fonte: NTC 2018).....</i>	<i>20</i>
<i>Tabella 8 Valori indicativi del coefficiente di aderenza <math>\alpha</math> per pali in terreni coesivi saturi.....</i>	<i>23</i>
<i>Tabella 9 - Valori del coefficiente di spinta <math>k</math> e del coefficiente di attrito <math>\mu</math> in funzione dello stato di addensamento del terreno.....</i>	<i>24</i>

---

## Premessa e inquadramento normativo

La presente relazione definisce i metodi e le norme da utilizzarsi in fase di progettazione esecutiva per il dimensionamento e le verifiche delle opere geotecniche presenti nel progetto per la realizzazione e l'esercizio di un impianto eolico denominato "Poggio del Mulino" ubicato nel territorio dei comuni di **Valentano (VT)** e **Latera (VT)** proposto dalla società **Poggio del Mulino s.r.l.**

La presente relazione riassume inoltre i risultati rinvenuti dalla campagna d'indagine svolta, che hanno consentito di ricostruire gli spessori, le giaciture ed i rapporti stratigrafici delle formazioni geolitologiche presenti nel sottosuolo delle aree in esame, per come riportati nella **Relazione Geologica** allegata al progetto.

Il quadro normativo di riferimento è il seguente:

- ❖ **Allegato al voto n. 36 del 27 luglio 2007 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici** - *"Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale"*;
- ❖ **Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008** - *"Norme tecniche per le costruzioni"*;
- ❖ **Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009, n. 61** *"Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008"*.
- ❖ **Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018** - *"Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni"*;
- ❖ **Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019 n. 7-** *"Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"*.
- ❖ **Eurocodice 7 – "La Progettazione geotecnica" – ENV 1997 – 1.**

## 1. Caratterizzazione Geologica

Intorno alla fine dell'Era Cenozoica ad occidente della catena appenninica, in via di sollevamento, la crosta terrestre subisce profonde trasformazioni, assottigliandosi, lacerandosi e sprofondando lentamente viene invasa dal mare: nasce il Tirreno.

Circa 5-6 milioni di anni fa, nel Pliocene inferiore il margine occidentale della catena appenninica, coinvolto nei movimenti precedentemente descritti, sprofonda verso Ovest disarticolato da lunghi sistemi di fratture parallele (faglie con direzione NW-SE) come una grande gradinata. È lambito dal mare che invade queste zone ribassate posizionandosi molto più ad oriente della posizione attuale.



*Figura 1 – Caratterizzazione geologica: Penisola Italiana durante il Pliocene*

Questa profonda zona ribassata, definita Graben, era bordata ad est dall'Appennino in modo continuo con i Monti della Sabina, i Monti Tiburtini-Prenezzini ed i Monti Lepini, ad ovest in modo discontinuo da due dorsali rimaste emerse durante i movimenti di sprofondamento, costituite dalla Tolfa e dal Circeo. In questo Graben si aveva la deposizione di sedimenti quali ghiaie, sabbie ed argille provenienti dal modellamento dell'Appennino e trasportate dai fiumi.

Intorno ai 3-4 milioni di anni fa, Pliocene medio-superiore, all'interno ed al centro del Graben inizia a sollevarsi una nuova dorsale, il mare si ritira verso ovest e resta solo un lungo e stretto golfo aperto verso sud che oggi costituisce la bassa valle del Fiume Tevere tra Orvieto e Roma. Contemporaneamente a questo sollevamento, inizialmente in Toscana e successivamente nel Lazio settentrionale, si ha una forte attività vulcanica sviluppata in diverse fasi che si susseguono nel tempo da ovest verso est e che segnano il sollevamento di singole aree. I prodotti di questa attività vulcanica caratterizzano la così detta «Provincia Magmatica Toscana», e sono costituiti dalle lave della Tolfa e dell'agro cerite e manziate (da 4,2 a 2,1 milioni di anni) e successivamente i prodotti del Monte Cimino (da 1,4 a 0,9 milioni di anni) che però per età e per le sue caratteristiche sembrerebbero assomigliare di più alla «Provincia Romana».

Nell'ultimo milione di anni, il mare si è ritirato verso ovest lasciando dietro di sé stagni, laghi e paludi, ed i fiumi alimentano la nuova fascia costiera approvvigionandola di grandi volumi di ghiaie, sabbie e argille. Questa quiete raggiunta è nuovamente turbata dal riattivarsi delle faglie ad andamento appenninico ed antiappenninico che portano alla fratturazione in diversi settori della piana costiera formata ed allo sprofondamento degli stessi. Queste nuove fratture favoriscono nuovamente la risalita del magma che darà vita ad un'altra serie di importanti manifestazioni vulcaniche che perdureranno per diverse centinaia di migliaia di anni.

Si vengono a generare diversi complessi disposti da NW a SE e sono i Vulsini, di Vico, dei Sabatini, dei Colli Albani, della Media Valle Latina (o degli Ernici) e di Roccamonfina. Ancora più a sud i complessi di Ischia e Procida, dei Campi Flegrei e del Somma-Vesuvio. Questo vulcanismo, diverso dal precedente, è indicato come alcalino-potassico per la prevalenza di questo elemento ed identifica la «Provincia Magmatica Romana».

Il distretto vulcanico vulsino è il più settentrionale dei distretti vulcanici del Lazio ed è caratterizzato da un'attività di natura principalmente esplosiva, areale con più centri.

L'inizio dell'attività è probabilmente risalente a circa 800.000 anni fa nel settore orientale dove colate di lava e coni di scorie furono emessi da fratture a carattere regionale. Questi prodotti che sono i più antichi sono visibili solo sul fondo di qualche profonda incisione fluviale e ricoprono direttamente le ignimbrite del Monte Cimino (vecchie di 1 milione di anni) e sono a loro volta ricoperte da una colata piroclastica del vicino vulcano di Vico (di 500.000 anni fa).

Intorno ai 600.000 anni l'attività si sposta nell'area occupata ora dalla conca lacustre, ed il centro è denominato Paleovulsino. Da questo centro vengono emessi i prodotti vulcanici più antichi affioranti sia ad Est che a Sud del lago. Nelle vicinanze, circa 370.000 anni fa sorge il centro detto Bolsena-Orvieto, che mette in posto prodotti di ricaduta ed un importante ignimbrite denominata «tufo di Bagnoregio» o ignimbrite di Orvieto che causò il collasso della caldera di Bolsena (localizzata al margine Nordorientale della conca lacustre omonima). Questa area ribassata ospitò presto il lago di Bolsena (definito anticamente Volsiniensis lacus) la cui origine è quindi Vulcano-tettonica.

Contemporaneamente a questo centro, furono attivi tra i 300.000 ed i 150.000 anni fa, il centro di Montefiascone caratterizzato da prodotti ignimbritici, di ricaduta ed idromagmatici, ed il centro di Latera i cui prodotti appartengono alla serie potassica ed ultrapotassica. Il centro di Latera costituisce un grande strato-vulcano i cui prodotti ricoprono tutta l'area occidentale dei Vulsini, tra i Monti Romani ed il lago di Bolsena.



Il vulcano di Latera è caratterizzato da tre momenti: nel primo si hanno l'emissione di grandi effusioni laviche, il secondo è caratterizzato dalla formazione della caldera per lo sprofondamento del cono, ed infine il terzo è segnato da vaste effusioni piroclastiche e laviche.

È nel periodo «sin-calderico» cioè contemporaneo alla formazione della caldera che l'attività vulcanica comprende anche piroclastiti emesse da centri sia interni che esterni alla caldera. Tra i centri esplosivi esterni, che sono ancora morfologicamente ben riconoscibili ricordiamo Valentano; presso l'abitato sono evidenti le manifestazioni di un'attività esplosiva che ha originato diversi centri e soprattutto coni di scorie (M. Starnina, Valentano, Madonna dell'Eschio).

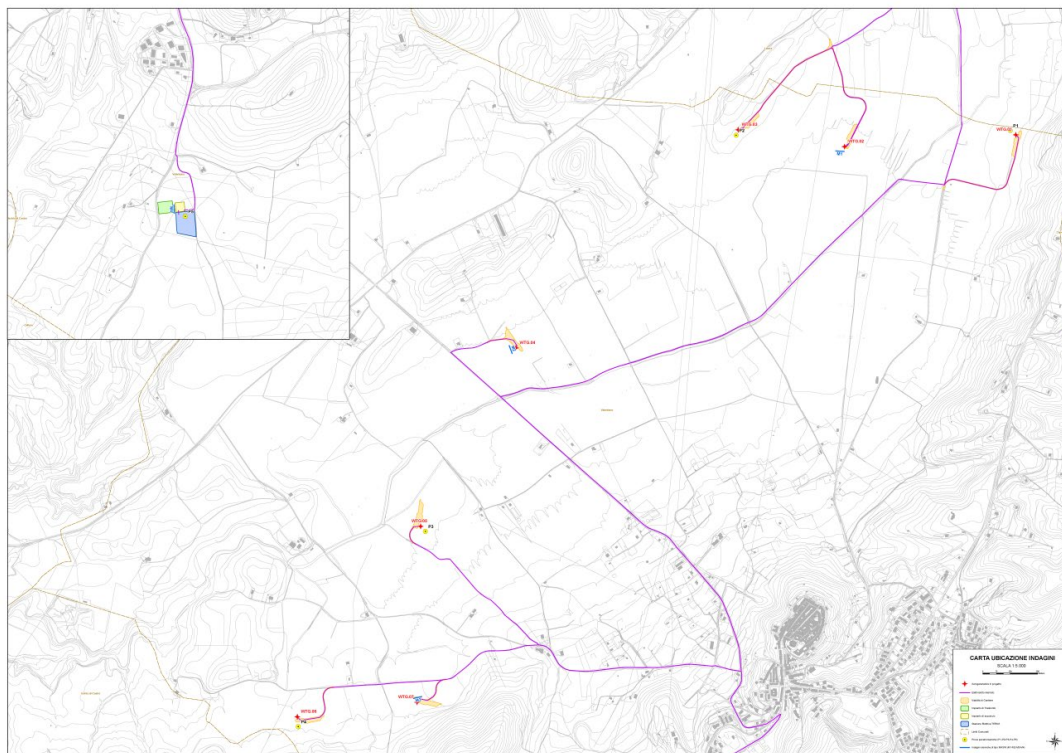
## 2. Caratterizzazione Geotecnica

### 2.1 Indagini eseguite

Per la definizione del modello geologico dell'area, sono state eseguite, nell'area di progetto:

- n°4 prove sismiche di tipo MASW;
- n° 5 prove penetrometriche DPM30.

La figura seguente indica l'ubicazione delle prove effettuate.



*Figura 2 -- Ubicazione prove in situ, su base C.T.R. (non in scala)*

Tutte le informazioni sulle risultanze delle prove penetrometriche e sismiche effettuate in sito, è consultabile il **Report sulle indagini** allegato alla **Relazione Geologica**.

### 2.1.1 Prove Penetrometriche dinamiche continue DPM

Sull'area di interesse sono state eseguite cinque prove penetrometriche dinamiche continue tipo **DPM30**. Le prove sono state ubicate in corrispondenza dei sei siti degli aerogeneratori dove affiorano in modo omogeneo le litologie prevalenti.

Le prove penetrometriche hanno fornito i diversi valori di *resistenza dinamica del terreno*. Tale dato è di fondamentale importanza, non solo perché fornisce al progettista la *portanza* del terreno di fondazione alle varie profondità attraversate, ma anche perché i valori di *resistenza* sono utilizzabili in alcune relazioni analitiche che, attraverso una prima correlazione con lo standard delle *prove SPT (Standard Penetration Test)*, ci permette di risalire a diversi valori significativi del terreno di fondazione quali:

- Il coefficiente di Poisson (detto anche coefficiente di contrazione trasversale) che rappresenta il grado in cui il materiale si restringe o si dilata trasversalmente in presenza di una sollecitazione monodirezionale longitudinale;
- I parametri geotecnici principali (*Angolo di attrito, Coesione e Peso di Volume*);
- I moduli (*Young, Edometrico, deformazione di taglio*).

In generale, si segnala in affioramento un terreno di copertura con spessore considerevole, spesso superiore ai 15 m. Si tratta principalmente di limi e depositi fini o comunque di depositi grossolani ma sempre "matrice sostenuti" di chiara origine vulcanica che presentano scarse caratteristiche geotecniche e bassa permeabilità.

Sulla base delle indagini effettuate, dalla consultazione di carte tematiche e di referti bibliografici sui litotipi affioranti, è stato possibile produrre il seguente **Modello Geologico** del sito in esame:

#### **Area in cui saranno ubicati gli aerogeneratori**

- **Terreno di copertura olocenico** poco consistente, con spessore di circa 10/12 m;



- **Depositi di origine vulcanica** da poco consistenti a mediamente consistenti, con spessori di circa 10 m;
- **Depositi/tufi vulcanici** da mediamente consistenti a consistenti, rinvenibili da circa 20/22 m di profondità dal piano campagna con spessori superiori a 15 m.

#### Area in cui sarà ubicata la Stazione elettrica TERNA e l'Impianto di Accumulo

- **Terreno di copertura vegetale** poco consistente con spessore di circa 1,2 m;
- **Depositi di origine vulcanica** mediamente consistenti, con spessori di circa 10 m;
- **Depositi/tufi vulcanici** da mediamente consistenti a consistenti, rinvenibili da circa 11/12 m di profondità dal piano campagna con spessori superiori a 20 m.

#### Area in cui si svilupperà il percorso del cavidotto

Dai vari aerogeneratori, fino alla stazione elettrica TERNA, il cavidotto attraversa le seguenti litologie:

- **Unità n° 4:** *Depositi prevalentemente limo - argillosi in facies palustre, lacustre e salmastra;*
- **Unità n° 3:** *Alluvioni ghiaiose, sabbiose, argillose attuali e recenti anche terrazzate e coperture colluviali;*
- **Unità n° 40:** *Scorie e lapilli;*
- **Unità n° 42:** *Lave sottosature e sature (in una parte molto limitata);*
- **Unità n° 46:** *Facies freatomagmatiche.*

Essendo il cavidotto interrato a basse profondità rispetto al piano campagna e constatato che gran parte del suo percorso combacia con la viabilità stradale già presente nell'area, ne risulta in parte trascurabile il suo modello geologico di riferimento.

#### **2.1.2 MASW**

Attraverso indagini geofisiche è possibile caratterizzare il sottosuolo nelle sue componenti e nelle sue proprietà meccaniche. Con le prove di tipo MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) si misura la velocità di propagazione delle onde sismiche dalla superficie del suolo fino a 30 metri di profondità. Dal momento che un segnale sismico si modifica in funzione delle caratteristiche del mezzo che attraversa, le prove MASW restituiscono una ricostruzione stratigrafica del terreno fino a tale profondità. Le onde sono generate in modo artificiale attraverso l'uso di masse battenti o di scoppi.

Nel seguito si sintetizzano gli esiti delle indagini compiute sui siti di interesse.

**MASW 1**

<b>Profondità piano di posa [m]</b>	0.00
<b>Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)</b>	180.66
<b>Categoria del suolo</b>	C

**Suolo di tipo C:** 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.

**MASW 2**

<b>Profondità piano di posa [m]</b>	0.00
<b>Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)</b>	245.92
<b>Categoria del suolo</b>	C

**Suolo di tipo C:** 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.

**MASW 3**

<b>Profondità piano di posa [m]</b>	0.00
<b>Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)</b>	309.58
<b>Categoria del suolo</b>	C

**Suolo di tipo C:** 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.

**MASW 4**

<b>Profondità piano di posa [m]</b>	1.20
<b>Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)</b>	342.01
<b>Categoria del suolo</b>	C

**Suolo di tipo C:** 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.

## 2.2 Parametri Geotecnici

Il modello geotecnico che qui si propone è un compendio di tutte le prove e le indagini storiche esaminate oltre che delle risultanze di quelle eseguite ex novo in situ. Nella tabella sono riportati i parametri geotecnici che meglio caratterizzano i terreni in loco ridotti cautelativamente del 10% rispetto alle risultanze delle prove penetrometriche dpm\_30 effettuate.

I parametri del terzo strato non derivano dalle risultanze delle prove penetrometriche in quanto il rifiuto strumentale non ha consentito di investigare gli stessi a mezzo dpm\_30.

### AREA DEGLI AEROGENERATORI (PIANA DELLA CALDERA DI LATERA)

Tabella 1 - Parametri geotecnici Aree degli Aerogeneratori (Piana della Caldera di Latera)

Strato	$\phi$ (°)	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\gamma$
	Picco	Picco	(t/m <sup>3</sup> )
Depositi fini olocenici di origine vulcanica poco consistente	18 – 20	0,05 – 0,10	1,50 - 1,60
Depositi vulcanici matrice sostenuti Da poco consistenti a mediamente consistenti	21 – 23	0,20 – 0,25	1,75 - 1,85
Depositi/Tufi vulcanici Da mediamente consistenti a consistenti	25 – 27	0,30 – 0,40	1,80 - 2,00

AREA

### DELLA STAZIONE ELETTRICA TERNA E DELL'IMPIANTO DI ACCUMULO

Tabella 2 - Parametri geotecnici Area della Stazione Elettrica Terna e dell'Impianto di Accumulo

Strato	$\phi$ (°)	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\gamma$
	Picco	Picco	(t/m <sup>3</sup> )
Terreno di copertura vegetale poco consistente	20	0,05	1,45
Depositi vulcanici matrice sostenuti mediamente consistenti	23	0,25	1,70 – 1,80
Depositi/Tufi vulcanici Da mediamente consistenti a consistenti	25 – 27	0,30 – 0,40	1,80 - 2,00

Per l'area degli aerogeneratori, i parametri dell'ultimo strato (*Depositi/tufi vulcanici*) dovranno necessariamente essere ricavati in una fase successiva di progettazione mediante esecuzione di carotaggi con prelievo di campioni e analisi di laboratorio; quelli forniti nelle tabelle di cui sopra rappresentano una stima in base a correlazioni empiriche su indagini effettuate su litotipi simili; con le prove penetrometriche non è possibile fornire parametri geotecnici per strati presenti a profondità elevate (>15 m), il numero dei colpi di infissione delle aste graduate, infatti, risulta notevolmente influenzato dall'attrito e dalla coesione che il terreno esercita sul "pacco" di aste già infisso.

Per l'area della Stazione Elettrica TERNA e dell'Impianto di Accumulo, si può fondare utilizzando i parametri del secondo strato, previo uno sbancamento di almeno 1,3 m necessario per escludere la prima fascia di terreno che presenta caratteristiche geotecniche decisamente scadenti.

N.B. Altri parametri geotecnici derivanti dall'elaborazione delle varie prove effettuate in situ, sono reperibili all'interno del Report sulle indagini allegato alla presente relazione geologica.

### 3.1 Articolazione del progetto

Il progetto delle opere e degli interventi si articola nelle seguenti fasi:

1. Caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
2. Scelta del tipo di opera o di intervento e programmazione delle indagini geotecniche;
3. Caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce presenti nel volume significativo e definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo;
4. Definizione delle fasi e delle modalità costruttive;
5. Verifiche della sicurezza e delle prestazioni;
6. Programmazione delle attività di controllo e monitoraggio.

### 3.2 Verifica di sicurezza

Le verifiche di sicurezza sulle varie parti dell'opera devono essere effettuate sulla base dei criteri definiti dalle presenti norme tecniche. Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza secondo quanto definito nei criteri generali enunciati al Capitolo 2 delle **NTC (Norme Tecniche delle Costruzioni)** aggiornate con il D.M. del 17 gennaio **2018**.

Per la verifica di sicurezza si fa in particolare riferimento al metodo semiprobabilistico agli **Stati Limite** introdotto dall'**Eurocodice** e dalle **NTC**. In tali norme si definisce il concetto di *Stato Limite*, come “la condizione superata la quale l’opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata”.

Gli stati limite si distinguono in:

- ❖ **Stato limite ultimo SLU**: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali.
- ❖ **Stato limite di esercizio SLE**: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio.

In maniera cautelativa si introducono, nel calcolo e nelle verifiche di progetto, opportuni **coefficienti di sicurezza** tali per cui è possibile ridurre la probabilità di superamento dello stato limite.

#### **VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)**

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

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

Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (EQU), deve essere rispettata la seguente condizione:

$$E_{inst,d} \leq E_{stb,d} \quad \text{Eq.[1]}$$

dove  $E_{inst,d}$  è il valore di progetto dell’azione *instabilizzante* mentre  $E_{stb,d}$  è il valore di progetto dell’azione *stabilizzante*. La verifica della condizione espressa dalla Eq.[1] deve essere eseguita impiegando come *coefficienti parziali per le azioni* i valori riportati nella colonna **EQU** riportati in Tabella 2.

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), la sicurezza strutturale viene verificata utilizzando la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d \quad \text{Eq.[2]}$$

dove  $R_d$  è la resistenza di progetto mentre  $E_d$  rappresenta le azioni sollecitanti di progetto.

Il valore di progetto dell'azione, o dell'effetto dell'azione,  $E_d$ , viene valutato secondo una delle due seguenti relazioni (Eq.[3], o Eq.[4]):

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_K; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad \text{Eq.[3a]}$$

$$E_d = \gamma_E E \left[ F_K; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad \text{Eq.[3b]}$$

Dove:

- Il termine  $\gamma_F F_K$  rappresenta il *valore di progetto delle azioni* agenti sulla struttura (noto anche come  $F_d$ ). Questo è ottenuto dal *valore caratteristico*  $F_K$ , inteso come frattile 95% della distribuzione statistica o come valore caratteristico associato ad un certo periodo di ritorno, moltiplicato per  $\gamma_F$ , ossia il **fattore parziale associato alle azioni** aventi il periodo di ritorno assegnato. Nel caso di concomitanza di più azioni variabili di origine diversa si definisce un valore di combinazione  $\Psi_0 F_K$ , ove  $\Psi_0 \leq 1$  è un opportuno coefficiente di combinazione, che tiene conto della ridotta probabilità che più azioni di diversa origine si realizzino simultaneamente con il loro valore caratteristico.
- Il termine  $\frac{X_k}{\gamma_M}$  rappresenta il *valore di progetto della resistenza* di un dato materiale (noto anche come  $X_d$ ). Questo è ottenuto dal rapporto tra il *valore caratteristico della resistenza*  $X_k$  (definito come frattile 5% della distribuzione statistica della grandezza) e  $\gamma_M$  ossia il **fattore parziale associato alla resistenza del materiale**.
- Il parametro  $a_d$  è rappresentativo delle *caratteristiche geometriche* di progetto.

Il valore della **Resistenza di Progetto**,  $R_d$ , è invece definito dalla seguente relazione:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_R F_K; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad \text{Eq.[4]}$$



---

Dove il parametro  $\gamma_R$  rappresenta il *Coefficiente Parziale di Sicurezza alla Resistenza*.

La **Tabella 2.6.I delle NTU 2018** (riportata come Tabella 2 nella seguente relazione) riporta i valori dei coefficienti parziali  $\gamma_F$  da assumersi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi. Più in particolare:

- Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (**EQU**) si utilizzano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna EQU della Tabella 2.6.I delle NTU 2018.
- Per la progettazione di componenti strutturali che non coinvolgano azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (**STR**) si eseguono adottando i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1 della **Tabella 2.6.I delle NTU 2018**.
- **Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgano azioni di tipo geotecnico** le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (**STR**) e geotecnici (**GEO**) si eseguono adottando due possibili approcci progettuali, fra loro alternativi, esplicitati nel seguito. In tutti i casi, sia nei confronti del dimensionamento strutturale (STR), sia per quello geotecnico (GEO), si deve utilizzare la situazione più gravosa.
  - **Approccio 1:** le verifiche si conducono con due diverse *combinazioni* di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni ( $\gamma_F$ ), per la resistenza dei materiali ( $\gamma_M$ ) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema ( $\gamma_R$ ). Nella **Combinazione 1 dell'Approccio 1**, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna **A1** della Tabella 2.6.I. delle NTU 2018. Nella **Combinazione 2 dell'Approccio 1**, si impiegano invece i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna **A2**.
  - **Approccio 2:** si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni ( $\gamma_F$ ), per la resistenza dei materiali ( $\gamma_M$ ) e, eventualmente, per la resistenza globale ( $\gamma_R$ ). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna **A1**.

**Tabella 3 - Coefficienti Parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU (fonte: NTC 2018)**

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

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili $Q$	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Con:

- $\gamma_{G1}$  Coefficiente parziale dei carichi permanenti  $G_1$
- $\gamma_{G2}$  Coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali  $G_2$
- $\gamma_{Qi}$  Coefficiente parziale delle azioni variabili  $Q$

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse nelle espressioni Eq [3a] ed Eq [4] rispettivamente in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_K F_K$ , dei *parametri geotecnici* di progetto  $\frac{X_k}{\gamma_M}$  e dei *parametri geometrici* di progetto  $a_d$ . Il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_R$  opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere anche valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni come indicato dalla Eq.[3b] ponendo  $\gamma_E = \gamma_F$ .

Come sopra menzionato, la verifica della condizione Eq.[1] 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**). Con tale verifica, i diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi (i sopraccitati *Approccio 1* ed *Approccio 2*). Nel seguito si utilizza **l'Approccio 1** con le due combinazioni (**A1+M1+R1**) e (**A2+M2+R2**). I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, **devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.**

## 2.3 Azioni

### 3.3.1 Azioni Statiche

I coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni sono indicati nella **Tabella 6.2.I. delle NTC 2018** (indicata come Tabella 3 nella presente relazione):

**Tabella 4 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (fonte: NTC 2018)**

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

	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	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità. Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione  $\Psi_{ij}$  devono essere assunti come sopra specificato.

### 3.2.2 Azioni sismiche

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono in funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

La *pericolosità sismica* è definita in termini di **accelerazione orizzontale massima attesa** ( $a_g$ ) in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al paragrafo 3.2.2 delle NTC 2018), nonché di ordinate dello *spettro di risposta elastico in accelerazione* ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate *probabilità di eccedenza*  $P_{VR}$  come

definite nel paragrafo 3.2.1 delle NTC 2018, nel **periodo di riferimento**  $V_R$ , come definito nel paragrafo 2.4 delle NTC 2018. In alternativa, è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione.

Ai fini delle **NTC 2018**, le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  *accelerazione orizzontale massima al sito;*
- $F_0$  *valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;*
- $T_C^*$  *valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;*

Per i valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$ , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli *Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008*, ed eventuali successivi aggiornamenti.

Le verifiche agli *Stati Limite Ultimi* di opere e sistemi geotecnici si riferiscono al solo **Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)**; quelle agli *Stati Limite di Esercizio* si riferiscono al **Solo Stato Limite di Danno (SLD)** di cui al Capitolo 3 delle NTC 2018.

Le verifiche degli *Stati Limite Ultimi* in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a **1** i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali  $\gamma_R$  indicati nel Capitolo 7 delle NTC del 2018, oppure con i  $\gamma_R$  indicati nel Capitolo 6 delle stesse NTC laddove non espressamente specificato.

## 2.4 Resistenza

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  può essere determinato:

- a) In modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella successiva **Tabella 6.2.II delle NTU 2018** e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi a ciascun tipo di opera;
- b) In modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di **prove in sito**, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi a ciascun tipo di opera;

- c) Sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

*Tabella 5 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (fonte: NTC 2018)*

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	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	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.

Il valore di progetto della resistenza si ottiene, per il caso (a), applicando al valore caratteristico della resistenza unitaria al taglio  $\tau_R$  un coefficiente parziale:

$$\gamma_{\tau R} = 1,0 \text{ (M1)}$$

$$\gamma_{\tau R} = 1,25 \text{ (M2)}$$

oppure procedendo come previsto ai punti b) e c) di cui sopra.

### 3.5 Fondazioni superficiali

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali. Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua. In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese. In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni superficiali devono rispettare i criteri di verifica di cui al paragrafo 7.11.5.3.1 delle NTC 2018.

### 3.5.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di *meccanismi di collasso* determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al *raggiungimento della resistenza* degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa. Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni. Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione definita dalla Eq. [1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

❖ **SLU di tipo geotecnico (GEO)**

- Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- Collasso per scorrimento sul piano di posa;
- Stabilità globale.

❖ **SLU di tipo strutturale (STR)**

- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la sopracitata **Combinazione 2 (A2+M2+R2)** dell'**Approccio 1**, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle **Tabelle 6.2.I e 6.2.II** delle NTC 2018 (ossia le Tabelle 3 e 4 della presente relazione) per le azioni e i parametri geotecnici e nella **Tabella 6.8.I** delle NTC 2018 per le **resistenze globali** (Tabella 5 della presente relazione).

**Tabella 6 - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo (Fonte: NTC 2018)**

**Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo**

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

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** (ossia le Tabelle 3 e 4 della presente relazione) e la **Tabella 6.4.I** (Tabella 6 della presente relazione).



Tabella 7 - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati ultimi di fondazioni superficiali (Fonte: NTC 2018)

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

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

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (**STR**), il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere invece tenuto in conto.

### 3.5.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Al fine di assicurare che le fondazioni risultino compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, si deve verificare il rispetto della condizione calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni di carico per gli **SLE** tenendo conto anche dell'effetto della **durata delle azioni**. Forma, dimensioni e rigidità della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli Stati Limite di Esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli Stati Limite Ultimi.

### 3.6 Fondazioni profonde

Per la verifica a carico limite si adotta l'**Approccio 2** con una unica combinazione di carico **A1+M1+R3**, secondo le modalità esposte al capitolo 6 delle NTC 2018.

#### MODELLO DI CALCOLO DEL PALO

##### (1) CARICO LIMITE VERTICALE

La valutazione del **Carico Limite Verticale** del palo è effettuata attraverso le formule statiche. Ai fini del calcolo, il **carico limite di un palo**  $Q_{lim}$  viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la **resistenza alla punta**  $P$  e la **resistenza laterale**  $S$ :

$$Q_{lim} = P + S = \frac{\pi d^2}{4} p + \pi d \int_0^L s(z) dz - W \quad Eq.[5]$$

dove con  $p$  si indica la **resistenza unitaria alla punta**, con  $s$  la **resistenza allo scorrimento** all'interfaccia laterale palo-terreno, con  $d$  il **diametro** e con  $L$  la **lunghezza del palo**,  $z$  la **profondità** e  $W$  il peso proprio del palo. La suddivisione è convenzionale in quanto gli sforzi laterali ed alla punta vengono mobilitati con il cedimento secondo leggi alquanto diverse e non necessariamente monotonicamente crescenti; pertanto, non è detto che, a rottura, siano contemporaneamente agenti le resistenze massime  $P$  ed  $S$ . Nel calcolo di  $p$  e  $s$  si prescinde dunque dall'interazione dei due fenomeni di rottura.

#### **CALCOLO DELLA RESISTENZA UNITARIA ALLA PUNTA $p$** (o *capacità portante unitaria*)

La **resistenza unitaria alla punta  $p$**  si valuta tramite la seguente espressione:

$$p = N_q \sigma_{vl} + N_c C \quad \text{Eq.[6]}$$

dove:  $N_q$  rappresenta il **coefficiente di capacità portante**,  $\sigma_{vl}$  rappresenta la **tensione litostatica verticale alla profondità  $L$**  (cioè quella che agisce sul piano orizzontale passante per la punta del palo),  $N_c$  è il **fattore di capacità portante** e  $C$  è la **resistenza al taglio del terreno**.

Per ottenere il valore del **fattore di capacità portante  $N_c$**  viene utilizzata la seguente "**Formula Di Trasformazione**":

$$N_c = (N_q - 1) \cot(\varphi) \quad \text{Eq.[7]}$$

Dove  $\varphi$  è l'**angolo di resistenza al taglio del terreno**. Il valore del **coefficiente di capacità portante  $N_q$**  è ottenuto tramite l'**abaco di Berenzantzev**, (particolarmente adatto a pali di piccolo diametro) che mette in relazione i tre parametri caratteristici: l'**angolo di resistenza al taglio del terreno ( $\varphi$ )**, la **profondità del palo adimensionalizzata rispetto al diametro ( $L/D$ )** e il coefficiente stesso,  $N_q$ .

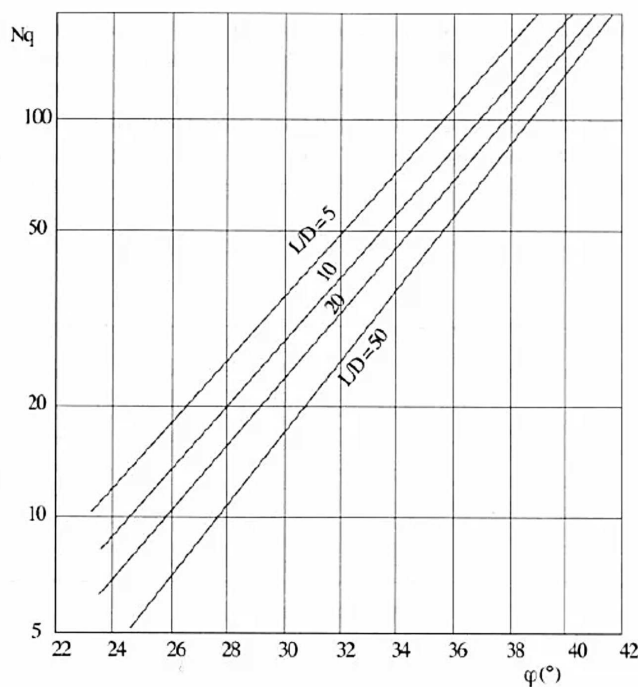


Figura 3 - Abaco di Berenzantzev (1961)

### CALCOLO DELLA RESISTENZA LATERALE UNITARIA ( $s$ )

In condizioni del terreno non drenate e drenate, la resistenza laterale unitaria viene valutata, rispettivamente con il “metodo  $\alpha$ ” e con il “metodo  $\beta$ ”.

- Metodo  $\alpha$  (condizioni non drenate)

La resistenza unitaria laterale è in tal caso determinata tramite la seguente espressione:

$$s = \alpha \cdot c_u \quad \text{Eq.}[8]$$

dove  $\alpha$  è il **coefficiente di aderenza** e  $c_u$  è il **coefficiente di coesione non drenata**. Per la stima del coefficiente di aderenza sono state proposte numerose espressioni analitiche. Si riportano nella seguente tabella i valori di tale coefficiente per pali in terreni coesivi saturi:

Tabella 8 Valori indicativi del coefficiente di aderenza  $\alpha$  per pali in terreni coesivi saturi

<i>Tipo di palo</i>	<i>Materiale</i>	$c_u$ (kPa)	$\alpha$	$\alpha c_{u,max}$ (kPa)
Infisso (senza asportazione di terreno)	Calcestruzzo	$\leq 25$	1	120
		25 - 50	0,85	
		50 - 75	0,65	
		$> 75$	0,50	
	Acciaio	$\leq 25$	1	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,65	
		$> 75$	0,50	
Trivellato (con asportazione di terreno)	Calcestruzzo	$\leq 25$	0,90	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,60	
		$> 75$	0,40	

- Metodo  $\beta$  (condizioni drenate)

Con il Metodo  $\beta$  si calcola la *resistenza laterale specifica*  $s$  utilizzando la seguente espressione:

$$s = \kappa \mu \sigma'_{vz} \quad \text{Eq. [9]}$$

Dove:

$\mu$  è un **coefficiente di attrito** tra palo e terreno,  $\kappa$  un **coefficiente di spinta** e  $\sigma'_{vz}$  la **tensione effettiva litostatica alla profondità  $z$** . Il coefficiente  $\mu$  dipende dalla scabrezza dell'interfaccia tra palo e terreno ed ha come limite superiore  $\tan(\phi)$ , dove  $\phi$  è l'**angolo di attrito interno del terreno** (in termini di tensioni efficaci). I valori di  $\kappa$  adottati per diverse tipologie di pali, sono individuati nella tabella seguente:

Tabella 9 - Valori del coefficiente di spinta  $k$  e del coefficiente di attrito  $\mu$  in funzione dello stato di addensamento del terreno

Tipo di palo	K		$\mu$
	(Dr = 25%)	(Dr = 75%)	
Batt. tubo acc. chiuso	1,0	2,0	0,36
Batt. Cls prefabbricato	1,0	2,0	$\tan(0,75 \phi')$
Batt. Cls gettato	1,0	3,0	$\tan(\phi')$
Trivellato	0,5	0,4	$\tan(\phi')$
Elica continua	0,7	0,9	$\tan(\phi')$

## (2) CARICO LIMITE DI PALI TRIVELLATI DI GRANDE DIAMETRO

La forte incertezza associata alla stima della capacità portante di punta per pali trivellati di grande diametro è condizionata dai cedimenti ammissibili piuttosto che dalla rottura del sistema palo-terreno, la quale si manifesta per cedimenti dell'ordine del 25% del diametro.

È pertanto opportuno riferirsi alla **condizione limite di esercizio**, ovvero ad un carico alla punta del palo cui corrisponde un cedimento dell'ordine del 6-10% del diametro del palo, utilizzando un coefficiente di capacità portante "ridotto", ossia un coefficiente inferiore a  $N_q$  e corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche alla punta.

Per ricavare il coefficiente di capacità portante nel caso di pali trivellati di grande diametro si adotta l'**Abaco Ridotto** introdotto nelle **Norme AGI (Associazione Geotecnica Italiana) del 1984**, presentato in Figura 2.

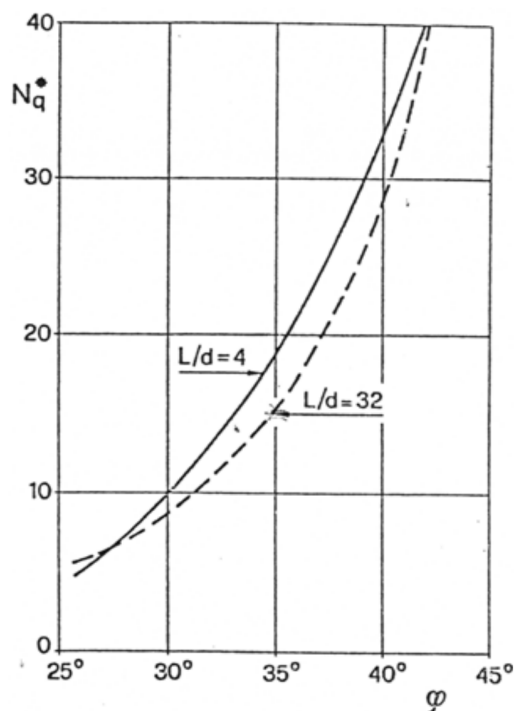


Figura 4 - Abaco Ridotto (Berezantzev, 1965)

Si è osservato che la resistenza laterale dei pali raggiunge il suo valore limite in corrispondenza di cedimenti del palo relativamente ridotti dell'ordine di **1-2 cm** ed indipendenti dal diametro del palo. La resistenza alla punta al contrario si mobilita per spostamenti proporzionali al diametro pari a circa il **10%** di questo per pali battuti ed al **25%** per i pali trivellati. Nel caso di pali trivellati di grande diametro, pertanto, la resistenza alla punta si mobilita per spostamenti dell'ordine di **15-20 cm**. In corrispondenza di spostamenti così elevati la resistenza laterale potrebbe addirittura assumere valori minori di quelli massimi, nel caso di andamento instabile. In ogni caso, applicando gli usuali valori dei coefficienti di sicurezza al carico limite calcolato come somma di **P + S** sotto i carichi di esercizio, il palo avrebbe dei cedimenti troppo elevati.

Per questi motivi il progetto dei **pali di grande diametro** è basato sulla considerazione di uno stato limite di servizio e non di rottura, pertanto, il carico limite del palo di grande diametro non è tanto quel carico che produrrebbe la rottura del terreno, ma quello che produrrebbe cedimenti troppo elevati incompatibili con la stabilità della struttura.

Analogamente ai **pali di piccolo diametro** (Eq.[6]) il valore di  $p$  è dato dalla relazione:



$$p = N_q^* \sigma_{vl} + N_c C \quad \text{Eq. [10]}$$

In entrambi i casi, in condizioni non drenate, si porrà  $c = c_u$  e  $\phi = 0$ . Per pali trivellati il valore dell'angolo  $\phi$  da introdurre nei calcoli sarà  $\phi = \phi' - 3$  dove  $\phi'$  rappresenta l'angolo di attrito interno del terreno.

### (3) CARICHI ORIZZONTALI

Il calcolo del carico limite orizzontale del palo è condotto attraverso la **Teoria Di Broms**. Essa assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico e che il valore della pressione mobilitata sia indipendente dalla forma della sezione e che dipenda dalla sola dimensione trasversale  $d$  (diametro del palo o lato di una sezione quadrata). Immaginando di imprimere una traslazione orizzontale al palo per effetto della resistenza mobilitata nel terreno, lungo il fusto del palo si destano momenti flettenti e la rottura del complesso terreno-palo può presentare diverse caratteristiche anche in funzione del vincolo che si ha in testa al palo.

Se il momento di plasticizzazione del palo è talmente grande che in nessun punto del fusto viene superato dal valore massimo del momento flettente, il comportamento è detto di **"Palo Corto"**. Se invece il palo è libero di ruotare in testa e se il momento massimo supera il momento di plasticizzazione della sezione del palo, lungo il fusto si forma una cerniera plastica ed il comportamento del palo è quello di **"Palo Lungo"**. Per i pali impediti di ruotare in testa, invece, se si forma una sola cerniera plastica in testa, il palo ha comportamento di **"Palo Intermedio"**, mentre se si formano due cerniere plastiche una in testa e l'altra lungo il fusto si ha il comportamento di **"Palo Lungo"**.

La valutazione della **pressione di contatto palo-terreno**  $p_r$  è valutata secondo la relazione:

$$p_r = 9cd + 3k_p \cdot zd \quad \text{Eq. [11]}$$

dove:  $c$  rappresenta il coefficiente di coesione del terreno,  $d$  il diametro del palo,  $k_p$  il **coefficiente di spinta passiva** e  $z$  la **profondità** del palo nel terreno. In tale espressione:

- il primo termine, costante, è esteso tra le profondità 1,5 d ed L;
- il secondo termine, variabile linearmente, è esteso tra le profondità 0 ed L.

---

Il valore del **coefficiente di spinta passiva**  $k_p$  è dato dalla relazione:

$$k_p = \tan\left(45 + \frac{\Phi}{2}\right) \quad \text{Eq. [12]}$$

In condizioni non drenate si pone:  $c = c_u$  e  $\Phi = 0$ . Per terreni incoerenti si pone invece:  $c = 0$ .

### 3.7 Verifiche di stabilità globale pendii

In riferimento alle verifiche di stabilità globale dei pendii si rimanda alla progettazione esecutiva delle opere, avendo preventivamente valutato già in questa fase il soddisfacimento della stabilità sia nello stato *ante-operam* che *post-operam* con l'introduzione degli scarichi teorici derivanti dalle strutture di elevazione e per come riportate nella relazione geologica allegata al presente progetto.

Nella fase di progettazione esecutiva, supportata dalla caratterizzazione geotecnica dei terreni risultante dalla futura campagna di più specifiche prove in sito (carotaggi puntuali), nonché a seguito della definizione delle forzanti e degli scarichi desumibili dalle analisi strutturali e conseguente dimensionamento definitivo delle opere di fondazioni (plinto e palificata), si procederà alla dettagliata verifica *post-operam*.

#### 3.7.1 Verifica di stabilità in condizioni sismiche

Le analisi di stabilità dei pendii in condizioni sismiche si rimandano alla progettazione esecutiva delle opere. Al fine di determinare le azioni sismiche di progetto si è effettuata una caratterizzazione sismica del sito che individua la pericolosità sismica locale, riportata nella **Relazione Geologica** allegata al presente progetto.

---

## Conclusioni

Alla luce di quanto esposto nella successiva fase di progettazione esecutiva, per il dimensionamento e le verifiche di sicurezza delle opere geotecniche necessarie al progetto per la realizzazione dell'esercizio del parco eolico "Poggio del Mulino", saranno utilizzati i metodi e le norme elencate nella presente relazione preliminare.


### I progettisti



(dott. ing. Giovanni Guzzo Follaro)



(dott. ing. Amedeo Costabile)



(dott. ing. Francesco Merigoldi)