

REGIONE BASILICATA

Provincia di Potenza

COMUNI DI FORENZA E MASCHITO

**PROGETTO**

**PARCO EOLICO FORENZA – MASCHITO  
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI FORENZA**



**PROGETTO DEFINITIVO**

**COMMITTENTE**

*ERG Wind 4*



**PROGETTISTA**



**OGGETTO DELL'ELABORATO**

A.11 – Relazione preliminare sulle strutture

**ERG Wind 4 srl**  
*Società con unico socio ERG Wind Holdings (Italy) srl, soggetta all'attività di direzione e coordinamento di ERG spa*

[www.erg.eu](http://www.erg.eu)

Torre WTC Via De Marini 1  
16149 Genova Italia  
ph +39 010 24011  
fax +39 010 2401490

Sede Legale: Torre WTC Via De Marini 1 16149 Genova Italia Cap. Soc. euro 6.632.737,00 I.V. R.E.A. Genova 477792 Reg. Impr. GE Cod. Fisc. e P. IVA 02269650640

Rev.  
Data di emissione

00  
18/04/2019

## RAPPORTO

USO RISERVATO APPROVATO B9010790

**Cliente** ERG Power Generation S.p.A.

**Oggetto** Parco Eolico di Forenza (PZ) e Maschito (PZ)  
Potenziamento impianto di Forenza  
Progetto definitivo  
Rapporto A.11  
**Relazione preliminare sulle strutture**

**Ordine** 4700026165 del 06/06/2018

**Note** Rev. 00  
WBS A1300001447X003  
Lettera di trasmissione prot B9007982

Progettista civile: Ing Rita Pellegrini, dipendente CESI, incarico interno B9012498 del 20/06/2019

La parziale riproduzione di questo documento è permessa solo con l'autorizzazione scritta del CESI.

PAD B9010790 (2668771) - USO RISERVATO

**N. pagine** 31

**N. pagine fuori testo**

**Data** 18/04/2019

**Elaborato** SCE - Gotti Marino  
B9010790 114999 ALT

**Verificato** SCE - Pellegrini Rita, SCE - Nardi Andrea  
B9010790 115018 VER B9010790 3011309 VER

**Approvato** SCE - Carnevale Francesco (Project Manager)  
B9010790 3194063 APP



### CESI S.p.A.

Via Rubattino 54  
I-20134 Milano - Italy  
Tel: +39 02 21251  
Fax: +39 02 21255440  
e-mail: info@cesi.it  
www.cesi.it

Capitale sociale € 8.550.000 interamente versato  
C.F. e numero iscrizione Reg. Imprese di Milano 00793580150  
P.I. IT00793580150  
N. R.E.A. 429222

© Copyright 2019 by CESI. All rights reserved

## Indice

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>RIFERIMENTI</b> .....	<b>4</b>
2.1	Elaborati tecnici .....	4
2.2	Normativa tecnica.....	4
<b>3</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA DI FONDAZIONE</b> .....	<b>5</b>
<b>4</b>	<b>MATERIALI UTILIZZATI</b> .....	<b>6</b>
4.1	Calcestruzzo .....	6
4.2	Acciaio.....	7
<b>5</b>	<b>COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI</b> .....	<b>7</b>
<b>6</b>	<b>CARICHI DI PROGETTO</b> .....	<b>8</b>
<b>7</b>	<b>TERRENI DI FONDAZIONE</b> .....	<b>10</b>
7.1	Assetto stratigrafico.....	10
7.2	Proprietà geotecniche dei terreni e delle rocce.....	10
<b>8</b>	<b>STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO E DEI RILEVATI</b> .....	<b>11</b>
<b>9</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI</b> .....	<b>11</b>
9.1	Suscettibilità dei terreni alla liquefazione .....	12
9.2	Capacità portante dei pali soggetti a carico assiale .....	13
9.2.1	Metodo di calcolo .....	13
9.2.2	Portata del palo singolo .....	17
9.2.3	Portata dei pali in gruppo .....	18
9.2.4	Verifica della palificata nei riguardi dei carichi assiali .....	19
9.2.5	Verifica di sfilamento dei pali .....	19
9.3	Capacità portante dei pali soggetti a carico trasversale .....	19
9.3.1	Portata del palo singolo .....	19
9.3.2	Portata dei pali in gruppo .....	22
9.3.3	Verifica della palificata nei riguardi dei carichi trasversali.....	22
9.4	Analisi degli spostamenti della fondazione.....	23
<b>10</b>	<b>BIBLIOGRAFIA</b> .....	<b>25</b>
<b>ALLEGATO – AZIONE SISMICA DI BASE</b> .....		<b>27</b>
<b>11</b>	<b>AZIONE SISMICA</b> .....	<b>28</b>
11.1	Riferimenti normativi NTC 2018.....	29
11.1.1	Vita nominale di progetto.....	29
11.1.2	Classe d'uso .....	29
11.1.3	Categorie di sottosuolo .....	30
11.1.4	Categorie topografiche .....	30
11.2	Spettri di risposta.....	31

## STORIA DELLE REVISIONI

Numero revisione	Data	Protocollo	Lista delle modifiche e/o dei paragrafi modificati
00	18/04/2019	B9010790	Prima emissione

## 1 PREMESSA

ERG Wind 4 s.r.l. (proponente), ha incaricato CESI di redigere il progetto definitivo relativo al potenziamento dell'esistente impianto eolico tuttora in esercizio (costituito da n. 60 aerogeneratori, ciascuno di potenza nominale pari a 0,66 MW, per una potenza complessiva di 39,6 MW), ubicato nei Comuni di Forenza (36 aerogeneratori) e Maschito (24 aerogeneratori), in Provincia di Potenza.

Il progetto di potenziamento consiste nella sostituzione dei 36 aerogeneratori ubicati nel Comune di Forenza, con 12 aerogeneratori di grande taglia (posizionati sempre nel Comune di Forenza), per una potenza massima installabile di 54 MW.

Gli aerogeneratori ubicati nel Comune di Maschito resteranno in esercizio nella attuale configurazione (24 aerogeneratori da 0,66 MW, per una potenza di 15,84 MW).

Dopo il potenziamento, l'intero impianto avrà quindi una potenza complessiva massima di 69,84 MW (54 MW di nuova installazione e 15,84 MW dell'impianto esistente).

La presente relazione preliminare delle strutture è finalizzata alla definizione degli elementi di fondazione delle nuove turbine eoliche.

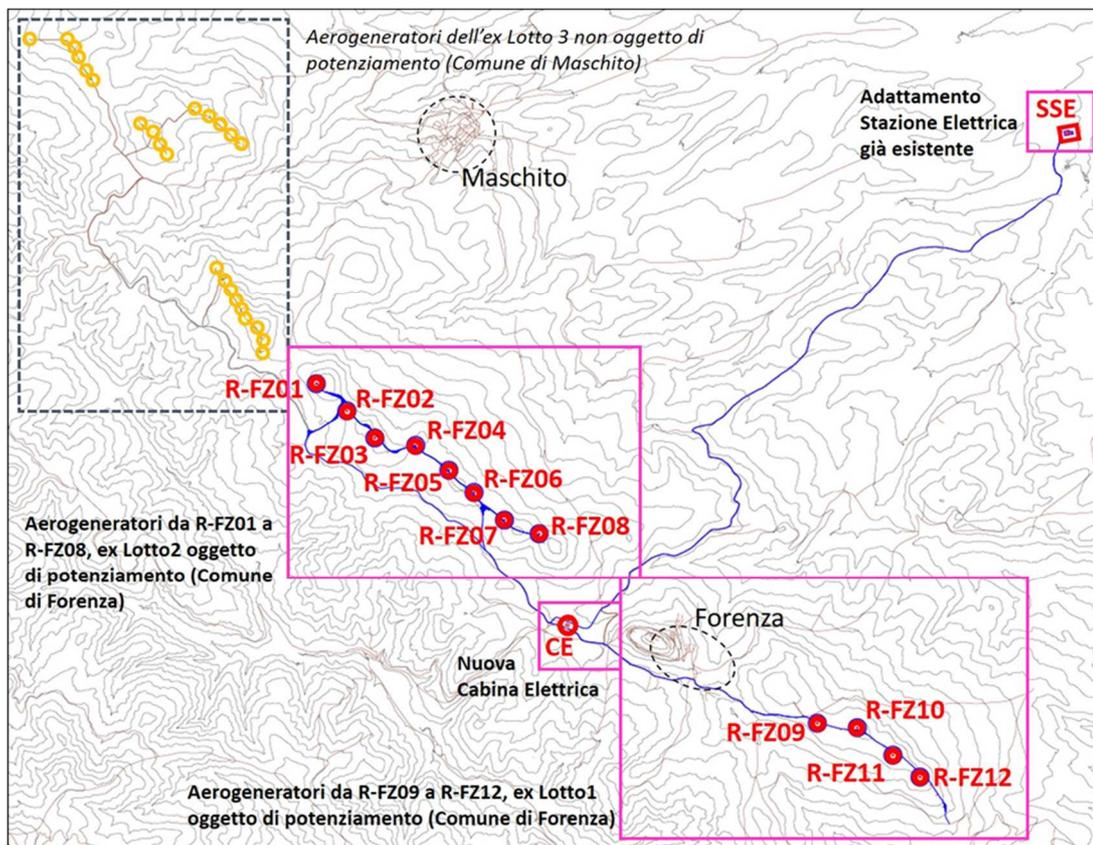


Figura 1- Composizione del nuovo impianto dato da 12 aerogeneratori con la relativa rete di cavidotti, servizi tecnici connessi, una cabina elettrica ed una stazione elettrica.

Le nuove torri eoliche occuperanno le stesse posizioni di torri appartenenti all'esistente impianto o, comunque, risulteranno poste a breve distanza da queste. Il pre-dimensionamento geotecnico delle opere di fondazione, di seguito riportato, si basa sulla caratterizzazione geotecnica dei terreni scaturita dall'esame dei risultati delle indagini svolte nel 2000 a supporto della progettazione del vecchio parco eolico.

Vista la tipologia e, soprattutto, le dimensioni delle opere da realizzare, la campagna geognostica progressiva risulta insufficiente per definire e caratterizzare il volume significativo di terreno interagente con le opere così come definito al paragrafo 6.2.2 delle NTC 2018.

Pertanto, risulta imperativo prevedere, a monte delle successive fasi di progettazione delle opere, una campagna geognostica integrativa tarata e definita sulla base delle effettive posizioni delle torri, delle dimensioni planimetriche delle piazzole, degli interventi di sagomatura o rinforzo dei fronti di scavo e della lunghezza dei pali di fondazione qui di seguito descritti.

A tal proposito le considerazioni fatte, e presentate nel seguito, per definire il dimensionamento preliminare delle opere sono da intendersi basate sul buon senso, che appaiono ragionevoli sulla base delle informazioni oggi disponibili, ma che andranno certamente supportate e confermate dalla futura indagine geognostica.

## 2 RIFERIMENTI

### 2.1 Elaborati tecnici

- [1] CESI – Parco Eolico di Forenza (PZ) e Maschito (PZ). Potenziamento impianto di Forenza – Progetto definitivo. Progetto definitivo. A.2-Relazione Geologica.

### 2.2 Normativa tecnica

- [2] Associazione Geotecnica Italiana, dicembre 1984, "Raccomandazioni sui pali di fondazione"
- [3] CEI EN 61400-1, 2007-04 terza edizione, "Turbine eoliche - Parte 1: Prescrizioni di progettazione"
- [4] Decreto Ministeriale 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni"
- [5] Circolare Ministeriale n. 7 C.S.LL.PP. del 21 Gennaio 2019: "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" » di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"

### 3 DESCRIZIONE DELL'OPERA DI FONDAZIONE

Il dimensionamento preliminare tiene conto di un modello tipologico di aerogeneratore, basato sui parametri progettuali (rotore massimo, altezza aerogeneratore e potenza massima), in attesa della scelta di turbina specifica da parte del committente. In questa fase si prevede la realizzazione di opere di fondazione del tipo indiretto in relazione alla stratigrafia locale del terreno ed ai carichi trasferiti dalla turbina (Rif.[1]). La fondazione indiretta sarà costituita da un plinto circolare, avente diametro pari a 21,40 m, posto su 16 pali di diametro  $\Phi 1200$  e lunghezza pari a 25,00 m.

La piastra di fondazione avrà pianta circolare e sezione composita con altezza al bordo pari a 1,60 m e in corrispondenza della parte centrale pari a 2,75 m, a cui si aggiunge 0,65 m di colletto:

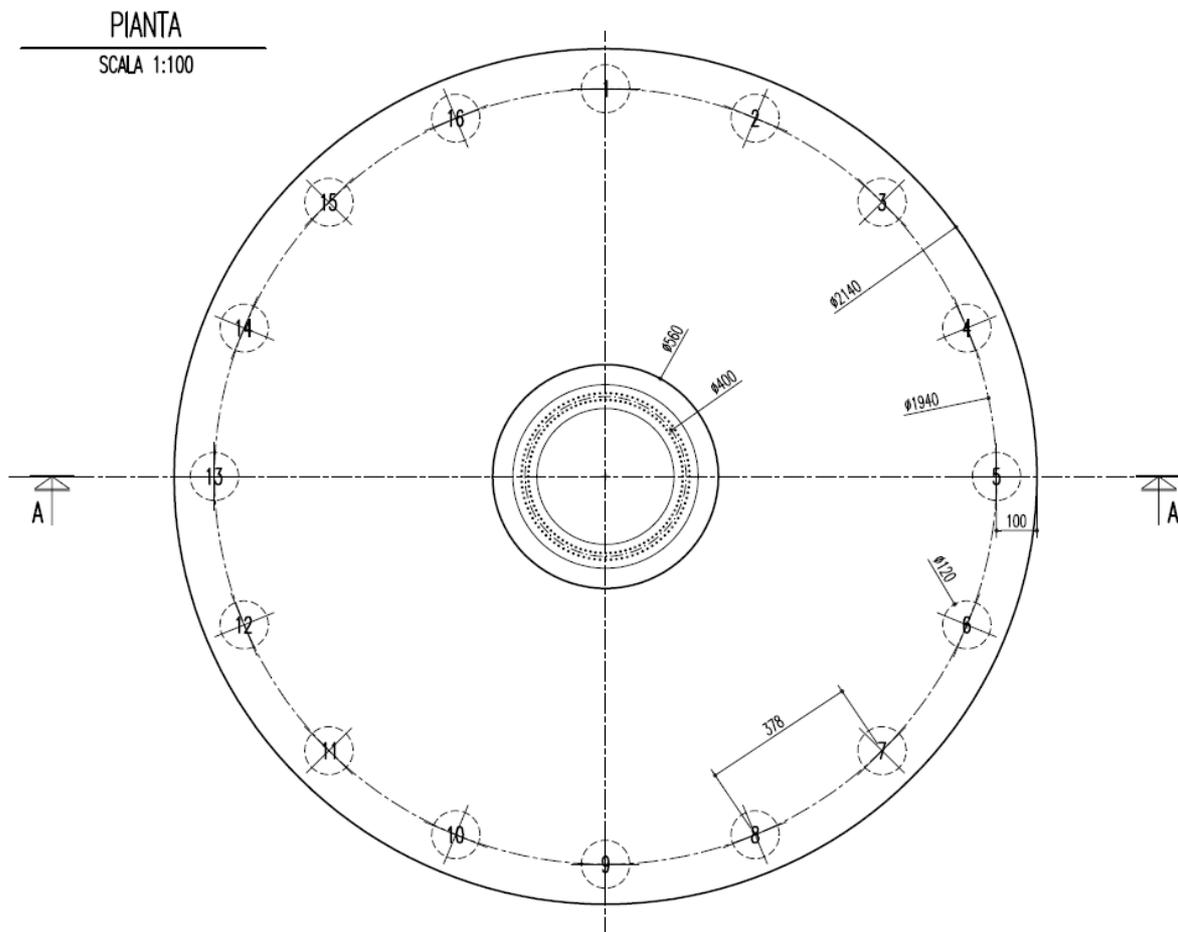


Figura 2- Plinto di fondazione: Pianta.

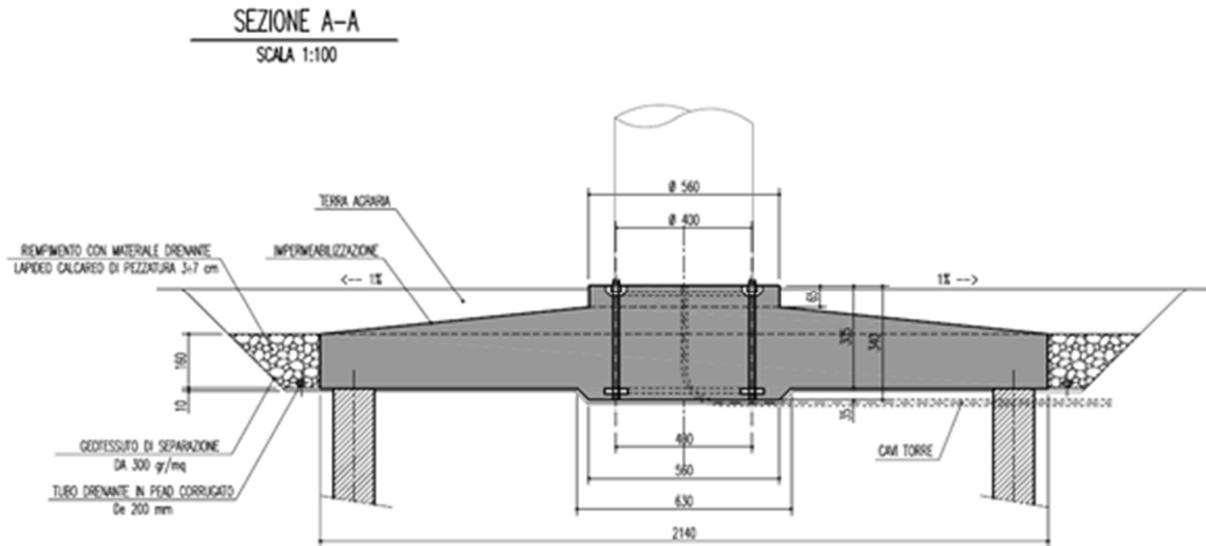


Figura 3- Plinto di fondazione: Sezione.

All'interno del plinto di fondazione sarà annegata una gabbia di ancoraggio metallica cilindrica dotata di una piastra superiore di ripartizione dei carichi ed una piastra inferiore di ancoraggio. Entrambe le piastre sono dotate di due serie concentriche di fori che consentiranno il passaggio di barre filettate ad alta resistenza, che, tramite dadi, garantiscono il corretto collegamento delle due piastre. A tergo dei lati del manufatto dovrà essere realizzato uno strato di drenaggio dello spessore di 160 cm, munito di tubazione di drenaggio forata per l'allontanamento delle acque dalla fondazione.

## 4 MATERIALI UTILIZZATI

Per la realizzazione dell'opera verranno utilizzati calcestruzzo Rck 37 per la parte inferiore tronco-conica del plinto di fondazione, Rck 50 per la parte superiore cilindrica del plinto di fondazione e Rck 25 per i pali di fondazione ed acciaio B450C. Sono di seguito riportate le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati.

### 4.1 Calcestruzzo

#### **Calcestruzzo classe C25/30**

Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente sicurezza per materiale $\gamma_c$	$\gamma_c = 1,5$
Resistenza caratteristica a compressione	$f_{ck} = 25,0 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 14,11 \text{ N/mm}^2$

#### **Calcestruzzo classe C30/37**

Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} = 37 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente sicurezza per materiale $\gamma_c$	$\gamma_c = 1,5$
Resistenza caratteristica a compressione	$f_{ck} = 30,0 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 17,40 \text{ N/mm}^2$

### Calcestruzzo classe C40/50

Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente sicurezza per materiale $\gamma_c$	$\gamma_c = 1,5$
Resistenza caratteristica a compressione	$f_{ck} = 40,0 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 23,52 \text{ N/mm}^2$

## 4.2 Acciaio

### Acciaio B450 C

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente sicurezza per materiale $\gamma_s$	$\gamma_s = 1,15$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391,3 \text{ N/mm}^2$

## 5 COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI

In accordo ai criteri definiti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 17/01/2018, nelle elaborazioni si farà riferimento ai seguenti coefficienti di sicurezza parziali:

	EFFETTO	COEFF. 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

(1) 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  $\gamma_{G1}$ .

Tabella 1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (tabella 6.2.I delle NTC).

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFF. 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	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.0	1.0

Tabella 2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (tabella 6.2.II delle NTC).

RESISTENZA	SIMBOLO	PALI INFISSI	PALI TRIVELLATI	PALI AD ELICA CONTINUA
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1.15	1.35	1.30
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1.15	1.15	1.15
Totale (*)	$\gamma$	1.15	1.30	1.25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1.25	1.25	1.25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 3 - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali (tabella 6.4.II delle NTC).

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Tabella 4 – Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate (tabella 6.4.IV delle NTC).

COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1.3$

Tabella 5 - Coefficienti parziali  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali (tabella 6.4.VI delle NTC).

COEFFICIENTE	(R2)
$\gamma_R$	1.1

Tabella 6 - Coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo (tabella 6.8.I delle NTC).

## 6 CARICHI DI PROGETTO

I carichi trasmessi alla base dalle torri sono forniti dal produttore delle macchine che li determina sulla base delle ipotesi di carico previste dalla norma IEC 61400-1. Essi includono il comportamento dinamico della struttura, corrispondono alle situazioni più sfavorevoli prevedibili e non devono essere combinati con altri carichi.

Per il predimensionamento della fondazione si è fatto riferimento ai carichi dell'aerogeneratore Siemens-Gamesa SG 145, riportati nella Tabella 7.

La condizione SLU di "carico estremo" risulta quella più severa e, perciò, dimensionante.

Casi di carico	Carico verticale (kN)	Carico orizzontale (kN)	Momento flettente (kNm)	Coeff. parziale applicato
Carico quasi-permanente (SLE)	5592	714	74934	1
Carico caratteristico (SLU)	5671	957	101753	1
Carico estremo (SLU)	5478	1289	124538	1

Tabella 7 – Sollecitazioni alla base della torre eolica SG 145 determinati dal produttore.

La condizione SLU di carico anormale risulta generalmente quella più severa e perciò dimensionante anche rispetto alle condizioni che includono il sisma. In Allegato si presentano informazioni sulla sismicità di base del sito.

## 7 TERRENI DI FONDAZIONE

Quanto di seguito riportato è tratto dalla Relazione Geologica [1] alla quale si rimanda per approfondimenti.

### 7.1 Assetto stratigrafico

I crinali ove saranno installati gli aerogeneratori e gran parte delle loro pendici corrispondono alla formazione geologica del FLYSCH di Faeto, costituita principalmente da alternanze di strati continui, generalmente di spessore metrico, di argille e calcari. Oltre a questi ultimi possono talora comparire livelli di altri materiali competenti, come calcareniti e arenarie. Fanno eccezione le posizioni delle torri R-FZ06, ove sono state unicamente rinvenute le argille scagliettate e marnose (sondaggio S01-L2), e R-FZ12 ove fino alla profondità di 6 m sono presenti conglomerati poligenici (sondaggio S06-L1).

Gli strati immergono verso Sud-Ovest con inclinazioni misurate in superficie attorno ai 40°. La giacitura risulta dunque a reggipoggio verso Nord-Est, generando scarpate che bordano superiormente versanti che superano anche i 30° di pendenza. In direzione Sud-Ovest, a franapoggio, le pendenze sono inferiori e difficilmente superiori a 20°.

I sondaggi geognostici non hanno evidenziato presenza di falda sino alla profondità investigata di 20 metri. Solo nel sondaggio S03-L2, prossimo all'aerogeneratore R-FZ05, è stata rinvenuta acqua in foro, probabilmente imputabile ad un acquifero costituito da livelli calcarei fratturati delimitato da soglie impermeabili argillose.

La copertura di terreno vegetale si spinge raramente oltre il metro di spessore dal piano campagna, comunque senza mai superare i 2 metri (S03-L2 e S07-L3).

L'esame della cartografia tecnica ed i sopralluoghi recenti non hanno evidenziato elementi di rischio per la stabilità dei versanti presso le posizioni degli aerogeneratori.

### 7.2 Proprietà geotecniche dei terreni e delle rocce

La consistenza delle argille è elevata, come deducibile dai valori prossimi a 1 dell'indice di consistenza e dalle resistenze penetrometriche SPT superiori a 30 e con determinazioni frequentemente a rifiuto. Vista l'assenza di falda, il basso grado di saturazione misurato e la presenza diffusa di livelli calcarei fratturati si ritiene adatto assumere per i terreni del sito un comportamento complessivamente di tipo drenato. Le proprietà geotecniche delle argille sono indicate in *Tabella 8*.

Litotipo	Peso di volume, $\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Coesione drenata, $c'$ (kPa)	Angolo di resistenza al taglio, $\phi'$ (°)	Modulo di deformabilità, $E_u$ (MPa)
Argilla scagliettata	19.4	15	21	122

*Tabella 8 – Proprietà geotecniche caratteristiche delle argille scagliettate.*

La caratterizzazione dei litotipi calcarei e conglomeratici è stata effettuata sulla base della classificazione GSI (Geological Strength Index) che consente di valutare la resistenza e la deformabilità dell'ammasso roccioso a partire dall'assetto strutturale ed dalle

caratteristiche delle discontinuità, assimilando l'ammasso ad un modello geotecnico "continuo-equivalente" ed isotropo. I parametri di resistenza dell'ammasso roccioso, riferiti al criterio empirico non lineare di Hoek-Brown (Hoek & Brown, 1988; Hoek et al., 2002), sono riportati in *Tabella 9*.

Litotipo	Peso di volume, $\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_{ci}$ (MPa)	mb	s	a
Calcari	24	15	0.549	0.0002	0.531
Conglomerati	21	2	0.844	4.5e-5	0.585

*Tabella 9 – Proprietà geotecniche dei calcari e dei conglomerati.*

## 8 STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO E DEI RILEVATI

Quanto chiarito nella premessa circa la necessità di una campagna geognostica integrativa atta a definire e caratterizzare il volume significativo di terreno interagente con le opere riveste particolare importanza per la definizione delle geometrie sia dei fronti di scavo che dei rilevati necessari alla formazione delle piazzole su cui sorgeranno le torri.

Questa constatazione ha portato ad analizzare con estrema cautela la problematica della stabilità dei fronti di scavo e più in generale del pendio a valle della esecuzione delle opere. Considerando che le torri, e le relative piazzole, sorgeranno in corrispondenza delle zone sommitali dei versanti, in linea di principio, si è preferito avere un maggiore volume di scavo piuttosto che di riporto.

Questo perché scaricare la parte sommitale del versante, nei confronti della stabilità globale dello stesso, aiuta ad incrementarne il fattore di sicurezza. Al contrario realizzare dei rilevati, che costituiscono un ulteriore carico esterno, porta, in linea di principio, a ridurre il fattore di sicurezza alla stabilità globale.

Si è quindi definito di non realizzare riporti aventi altezze superiori ai 5 metri, mentre in scavo di realizzare delle berme intermedie larghe 5 metri ogni 6 metri di altezza di scavo. Le pendenze di scavo intermedie tra le berme sono limitate ad un 3:2 (H:V).

Solamente nel caso della torre R-FZ01, al fine di limitare i volumi di scavo, e quindi limitarne l'impatto sull'ambiente circostante, si è previsto l'utilizzo di sistemi di consolidamento dei fronti di scavo mediante placcaggi, ovvero mediante la realizzazione di tiranti di ancoraggio attivi che, andando oltre le superfici di potenziale scorrimento, ne incrementino il fattore di sicurezza. Inoltre, al fine di controllare il regime delle eventuali acque di falda si realizzeranno dei drenaggi sub orizzontali al piede dello scavo.

Le pendenze dei fronti di scavo, la larghezza delle berme ed il loro intervallo altimetrico insieme alla definizione degli interventi di placcaggio per la stabilizzazione dei fronti di scavo più in pendenza, insieme ad una più generale ottimizzazione di scavi e riporti, andranno ulteriormente verificati e correttamente dimensionati in fase di Progetto Esecutivo a valle della successiva campagna geognostica di cui alle premesse di questo rapporto. Discorso analogo è da farsi anche per le pendenze dei rilevati anch'esse oggi assunte pari a 3:2 (H:V).

## 9 VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI

In relazione alle caratteristiche dei terreni, ai carichi previsti ed alla limitata rotazione solitamente tollerabile dagli aerogeneratori si prevede l'impiego di fondazioni indirette

costituite da un plinto a pianta circolare di diametro 21.40 m, con intradosso alla profondità di 2.95 m dal piano di campagna, collegato a 16 pali trivellati di diametro 1200 mm. Conservativamente, in questa fase preliminare della progettazione, per le analisi di portanza dei pali si assumerà che entro la profondità di interesse i terreni corrispondano alle argille, trascurando la presenza degli strati litoidi. Con questa ipotesi è necessario che i pali abbiano lunghezza di 25 m.

La verifica della fondazione su pali è stata effettuata in accordo alle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 applicando, come prescritto, l'Approccio 2 (A1+M1+R3). Sono presentate di seguito le verifiche di:

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali (SLU),
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali (SLU),
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione (SLU),
- cedimento della palificata nelle condizioni di esercizio (SLE).

Le sollecitazioni all'imposta del plinto di fondazione sono state determinate sommando alle azioni nominali alla base della torre (Tabella 7) i pesi della fondazione e del terreno di copertura ed il momento di trasporto del taglio. Il carico orizzontale ed il momento flettente provenienti dalla torre sono stati considerati come carichi variabili, fattorizzandoli con il coefficiente di sicurezza parziale  $\gamma_{Qi} = 1.5$  previsto dalla norma NTC 2018. Si è inoltre considerato che l'effetto delle forze verticali possa essere favorevole ( $\gamma_{G1} = 1.0$ ) oppure sfavorevole ( $\gamma_{G1} = 1.3$ ). Le sollecitazioni finali all'imposta della fondazione sono riportati in Tabella 10.

Casi di carico	Carico verticale (kN)	Carico orizzontale (kN)	Momento flettente (kNm)	Coeff. parziale applicato
Carico quasi-permanente (SLE)	30013	714	77112	1
Carico caratteristico (SLU)	30091	1436	157009	(A1) NTC 2018
	39119			
Carico estremo (SLU)	29898	1934	192706	(A1) NTC 2018
	38868			

Tabella 10 – Sollecitazioni all'imposta del plinto di fondazione comprensive dei coefficienti di sicurezza parziali.

E' buona regola limitare il valore massimo della tensione di compressione nel calcestruzzo dei pali trivellati, che va considerata con maggiore prudenza che non per il getto dei plinti o di strutture in elevazione. Una rassegna dei valori raccomandati da vari istituti internazionali è presentata nel rapporto della Federal Highway Administration, FHWA/RD-83/059. In generale, lo sforzo di compressione massimo ammissibile per calcestruzzo non gettato in tubo forma metallico a perdere è raccomandabile che non superi il 25% della resistenza cilindrica caratteristica a 28 giorni. Nell'ambito del presente progetto, considerato l'impiego di calcestruzzo C25/30, il valore ammissibile è fissato pari a 6.25 MPa.

## 9.1 Suscettibilità dei terreni alla liquefazione

Il fenomeno della liquefazione può verificarsi in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

La probabilità che il fenomeno si manifesti dipende, oltre che dalle caratteristiche del sisma (intensità e durata), dalle caratteristiche del deposito, quali stato di addensamento, composizione granulometrica, condizioni di drenaggio, storia delle sollecitazioni sismiche ed età del deposito. In generale si possono ritenere potenzialmente liquefacibili i terreni che presentano le seguenti caratteristiche:

- granulometricamente sono sabbie da fini a medie, generalmente con contenuto di frazioni fini compreso tra 0 e 25% e coefficiente di uniformità di  $2 \div 10$ . La presenza di frazioni fini rende il terreno più resistente alla liquefazione per la coesione che si sviluppa tra le particelle. Inoltre, il fenomeno è meno probabile che interessi depositi a granulometria più grossolana, dove l'elevata permeabilità facilita la dissipazione delle sovrappressioni neutre;
- sono da poco a mediamente addensati;
- si trovano sotto falda;
- si trovano a profondità relativamente basse, solitamente inferiori a 15 m. Con il crescere della profondità diminuisce infatti la probabilità di liquefazione, in quanto sono necessari valori sempre più elevati di sovrappressione interstiziale per annullare la pressione litostatica, ed anche perché con la profondità si riduce l'intensità delle sollecitazioni indotte dal sisma.

Per il sito di Forenza il fenomeno della liquefazione è da escludersi in quanto:

- la falda è assente entro la profondità investigata di 20 m da piano campagna;
- i terreni sono a grana fine e dotati di buona plasticità;
- la resistenza penetrometrica  $N_{SPT}$  è molto elevata.

## 9.2 Capacità portante dei pali soggetti a carico assiale

### 9.2.1 Metodo di calcolo

La portata totale limite del palo singolo soggetto a carico assiale di compressione ( $Q_{tot}^{lim}$ ) è valutata dalla somma due contributi di portanza di base ( $Q_{base}^{lim}$ ) e lungo il fusto ( $Q_{lat}^{lim}$ ), tenendo conto del peso del palo ( $W_p$ ):

$$Q_{tot}^{lim} + W_p = Q_{base}^{lim} + Q_{lat}^{lim}$$

essendo :

$$Q_{lat}^{lim} = \pi \cdot D \cdot \sum_i^n \tau_i \cdot h_i$$

$$Q_{base}^{lim} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} q_{base}^{lim}$$

dove :

D	= diametro del palo
$h_i$	= spessore dello strato i-esimo
$\tau_i$	= aderenza unitaria nello strato i-esimo
n	= numero di strati di terreno a contatto con il palo
$q_{base}^{lim}$	= portata unitaria di base

$W_p$  = peso proprio del palo, al netto della spinta idraulica

La capacità portante del palo singolo soggetto a trazione ( $T_{tot}^{lim}$ ) vale:

$$T_{tot}^{lim} = Q_{lat}^{lim} + W_p$$

La capacità portante di un palo dipende, come discusso nel seguito, dalla sua geometria e dalle caratteristiche del terreno.

### 9.2.1.1 Portata lungo il fusto

#### Sabbie e ghiaie

Nei terreni granulari costituiti da sabbie e ghiaie la portata unitaria per attrito laterale ( $\tau_i$ ) è ricavabile dalla seguente espressione :

$$\tau_i = k_i \cdot \sigma'_{vo i} \cdot \tan \delta'_i \leq \tau_i^{lim}$$

essendo :

$k_i$  = coefficiente di spinta orizzontale del terreno

$\sigma'_{vo i}$  = tensione verticale efficace geostatica

$\delta'_i$  = angolo di attrito palo-terreno

$\tau_i^{lim}$  = valore massimo possibile della tensione laterale limite

Per pali trivellati gettati in opera, l'interfaccia palo-terreno è ruvida e  $\delta$  può essere assunto pari all'angolo di resistenza al taglio efficace del terreno ( $\delta \approx \phi'$ ). In accordo a O'Neill & Reese (FHWA, 1999), il valore della tensione laterale limite può assumersi pari a 200 kPa.

Il valore operativo di  $k$  dipende dal coefficiente di spinta a riposo del terreno ( $k_0$ ) e da eventuali variazioni dello sforzo orizzontale che possono manifestarsi come conseguenza della costruzione del palo. Attraverso l'analisi a ritroso di prove di carico in sito, Chen & Kulhawy (2002) suggeriscono che, per pali opportunamente realizzati, possa ragionevolmente assumersi  $k = k_0$ . Solo qualora la qualità costruttiva non sia adeguatamente controllata il coefficiente  $k$  può ridursi fino a 2/3 del valore iniziale ( $k_0$ ), o inferiore in casi estremi. Per terreni non cementati, il valore  $k_0$  cresce con il grado di sovraconsolidazione (OCR) e può essere stimato dalla relazione (kulhawy & Mayne, 1990)

$$k_0 = (1 - \sin \phi) \cdot OCR^{\sin \phi} \quad \text{con} \quad OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v}$$

La tensione efficace di preconsolidazione ( $\sigma'_p$ ) può essere stimata dai valori di resistenza di misure SPT, mediante le correlazioni seguenti:

$$\frac{\sigma'_p}{P_a} \approx 0.47 \cdot (N_{60})^m \quad \text{nel caso di sabbie (Mayne, 2007)}$$

$$\frac{\sigma'_p}{P_a} = 0.15 \cdot N_{60} \quad \text{nel caso di terreni ghiaiosi (Kulhawy & Chen, 2007)}$$

$$N_{60} = N \cdot \frac{ER}{60}$$

dove:

$P_a$  = pressione atmosferica

- $N_{60}$  = valore di N corretto per un'efficienza del sistema di prova pari a 60%
- ER = rendimento energetico, pari al rapporto tra energia nominale ed energia effettivamente fornita alla punta (secondo la configurazione di prova applicata in Italia il rendimento dell'attrezzatura è di norma pari a 60%, cosicché  $(N)_{60} = N_{SPT}$ ; Lo Presti et al. 2007)
- m = coefficiente empirico pari a 0.6 per sabbie quarzitiche pulite e pari a 0.8 per sabbie limose o limi sabbiosi

### Argille

Nei terreni coesivi le condizioni iniziali risultano generalmente le più critiche per la sicurezza del palo ed il carico limite è calcolato in termini di tensioni totali, facendo riferimento alla resistenza del terreno in condizioni non drenate. La resistenza tangenziale ( $\tau_i$ ) può essere calcolata dalla relazione:

$$\tau_i = \alpha_i \cdot c_{ui}$$

dove per il coefficiente  $\alpha_i$  si possono assumere i seguenti valori (Viggiani, 1993):

Tipo di palo	Valori di $c_u$ (kPa)	Valori di $\alpha$
Trivellato	$c_u \leq 25$	0.7
	$25 < c_u < 70$	$0.7 - 0.008(c_u - 25)$
	$c_u \geq 70$	0.35

Sulla base di dati sperimentali, il limite superiore che il termine  $c_\alpha = \alpha c_u$  può assumere è pari a circa 100 kPa.

In presenza di terreni fortemente sovraconsolidati ( $OCR > 8$ ) può essere opportuno verificare la sicurezza del palo anche per le condizioni di lungo termine (drenate), in base ai parametri di resistenza in tensioni efficaci. Le analisi possono essere svolte nel modo descritto per i terreni incoerenti. Il termine di coesione ( $c'$ ) è generalmente assunto pari a zero per tenere conto degli effetti prodotti dalle operazioni di scavo e della discontinuità costituita dalla superficie di contatto. Analogamente ai terreni granulari, l'angolo di resistenza al taglio all'interfaccia palo-terreno ( $\delta$ ) può essere assunto pari all'angolo di resistenza al taglio efficace del terreno ( $\delta \approx \phi'$ ), ed il coefficiente k può assumersi pari al valore di  $k_0$  determinato tenendo conto del grado di sovraconsolidazione.

Quale valore massimo possibile per la resistenza laterale si assumerà ancora il valore di 100 kPa, adeguato per pali realizzati con cura e impiegando tecnologie che producano il minimo disturbo del terreno a contatto con il fusto.

### 9.2.1.2 Portata alla base

#### Sabbie e ghiaie

La resistenza alla base in terreni incoerenti si sviluppa con il progressivo cedimento del palo. L'analisi dei risultati di prove di carico mostrano che il cedimento della base del palo richiesto per mobilitare la resistenza ultima varia in modo ampio. Tale comportamento può essere attribuito all'influenza dell'installazione del palo sulle caratteristiche del terreno e agli sforzi al di sotto della base. Per pali trivellati di grande diametro (diametro > 0.70 m)

risulta che la portata limite di base è raggiunta per cedimenti fino al 30% del diametro del palo. Nella progettazione è pertanto opportuno riferirsi alla condizione limite di esercizio, valutando la portata alla punta sulla base di considerazioni relative ai cedimenti ammissibili piuttosto che alla rottura alla base del palo stesso. Inoltre, quando si considerano gli effetti dell'installazione sulle proprietà dei terreni, quali ad esempio l'allentamento tensionale e la pulizia del foro, le soluzioni teoriche basate sulla teoria della capacità portante divengono meno affidabili. Per questo motivo, la correlazione empirica diretta tra  $N_{SPT}$  e resistenza alla base mobilitata e valutata con prove di carico fornisce un approccio più pragmatico al problema. Nel seguito, la resistenza unitaria alla punta è stata valutata applicando la correlazione con la resistenza penetrometrica SPT sviluppata da Reese & O'Neill (1989):

$$q_{base}^{lim} = 57.5 \cdot N_{SPT} \leq 2.9 \text{ MPa}$$

Tale correlazione è basata su misure della resistenza alla base di pali trivellati soggetti a prove di compressione, per cedimenti della base del palo pari al 5% del diametro.

### Argille

In condizioni non drenate la portata unitaria di base per pali in argilla è ricavabile dalla seguente espressione :

$$q_{base}^{lim} = N_c \cdot c_{u\ base} + \sigma_{vo}$$

dove il coefficiente  $N_c$  è generalmente assunto pari a 9 quando la posizione della base del palo al di sotto del piano campagna supera 4 volte il diametro del palo, e dove  $c_{u\ base}$  e  $\sigma_{vo}$  sono rispettivamente la resistenza al taglio non drenata del terreno e la tensione verticale totale alla base del palo.

### Terreni stratificati

In accordo a quanto discusso in Meyerhof (1976), la portata di base in terreni stratificati è stimabile facendo riferimento allo schema grafico riportato nella Figura 4 seguente.

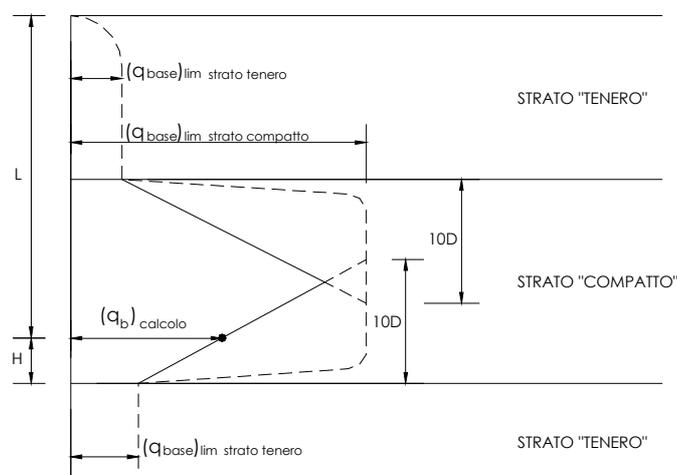


Figura 4 - Relazione tra  $(q_b)_{calcolo}$  e la profondità di infissione nello strato portante posto sopra e sotto uno strato più tenero (Meyerhof, 1976).

### 9.2.2 Portata del palo singolo

Il valore caratteristico della resistenza è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella tab. 6.4.IV delle NTC, in funzione del numero di verticali d'indagine:

$$R_k = \text{Min} \left( \frac{(R_{cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{cal})_{min}}{\xi_4} \right)$$

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti  $\xi$  deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine sia spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali. Di seguito sono stati assunti i fattori di correlazione indicati per il numero di verticali pari a 1 ( $\xi_3 = \xi_4 = 1.70$ ), ricavando i valori caratteristici indicati in Tabella 11.

$Q_{lat}^{lim}$ (kN)	$Q_{base}^{lim}$ (kN)	$Q_{lat,k}$ (kN)	$Q_{base,k}$ (kN)
6484	2650	3814	1559

Tabella 11 – Resistenza limite e resistenza caratteristica calcolata per pali trivellati di diametro 1200 mm e lunghezza 25 m.

La resistenza di progetto del palo soggetto a carico assiale di compressione ( $R_{d,C}$ ) e la resistenza di progetto del palo per carico di trazione ( $R_{d,T}$ ) sono calcolate risolvendo le equazioni:

$$R_{d,C} = \frac{Q_{lat,k}}{\gamma_{R,lat}} + \frac{Q_{base,k}}{\gamma_{R,base}} - \gamma_F \cdot W_p$$

$$R_{d,T} = \frac{Q_{lat,k}}{\gamma_{R,lat}} + \gamma_F \cdot W_p$$

essendo :

- $\gamma_R$  = coefficiente parziale da applicare alle resistenze
- $\gamma_F$  = coefficiente parziale da applicare alle forze

La resistenza di progetto ( $R_d$ ) del singolo palo è stata calcolata facendo riferimento all'Approccio 2 delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, che prevede la seguente combinazione dei coefficienti parziali: (A1+M1+R3). Le resistenze calcolate sono riportate in Tabella 12.

Diametro palo (mm)	Lunghezza palo (m)	Compressione $R_{d,C}$ (kN)	Trazione $R_{d,T}$ (kN)
1200	25	3553	3758

Tabella 12 - Resistenze di progetto del palo singolo per carichi di compressione e di trazione.

### 9.2.3 Portata dei pali in gruppo

Il comportamento del palo in gruppo può essere più o meno diverso da quello del palo isolato, a seconda della natura del terreno ed anche delle modalità costruttive. Ciò viene posto in evidenza esprimendo la resistenza di una palificata ( $R_d^{\text{gruppo}}$ ) con una formula del tipo:

$$R_d^{\text{gruppo}} = \varepsilon \cdot n \cdot R_d$$

essendo  $\varepsilon$  il coefficiente di efficienza della palificata,  $n$  il numero dei pali del gruppo e  $R_d$  la resistenza del singolo palo.

Nel caso di pali trivellati in terreni incoerenti e interassi usuali, i pochi casi disponibili in letteratura dimostrano che il coefficiente d'efficienza è di norma maggiore dell'unità, a meno di esecuzione del palo non sufficientemente curata con sensibile allentamento del terreno tra i pali (riduzione dello sforzo laterale e/o riduzione della densità relativa).

Nel caso di terreni argillosi teneri con struttura di fondazione interagente con il terreno, il carico limite del gruppo di pali è di norma assunto pari al valore minore fra la somma dei carichi dei singoli pali che compongono il gruppo, e la capacità portante di un blocco avente altezza pari alla lunghezza dei pali e base delimitata dal perimetro del gruppo. La capacità portante ultima del blocco è data dalla relazione:

$$R_{\text{blocco}} = B \cdot Z \cdot c_{\text{ub}} \cdot N_c + 2 \cdot (B + Z) \cdot D \cdot f_{\text{max}}$$

$$N_c = 5.14 \cdot \left(1 + 0.2 \cdot \frac{B}{Z}\right) \cdot \left(1 + \frac{D}{12 \cdot B}\right)$$

con la limitazione  $\left(1 + \frac{D}{12 \cdot B}\right) \leq 1.5$

essendo  $B$  e  $Z$  le dimensioni in pianta del blocco rettangolare equivalente,  $D$  l'altezza del blocco pari alla lunghezza dei pali (Figura 5) e  $c_{\text{ub}}$  la resistenza al taglio non drenata alla profondità della base dei pali. La resistenza laterale unitaria del blocco,  $f_{\text{max}}$ , può essere conservativamente calcolata come se la superficie periferica del blocco fosse un palo trivellato.

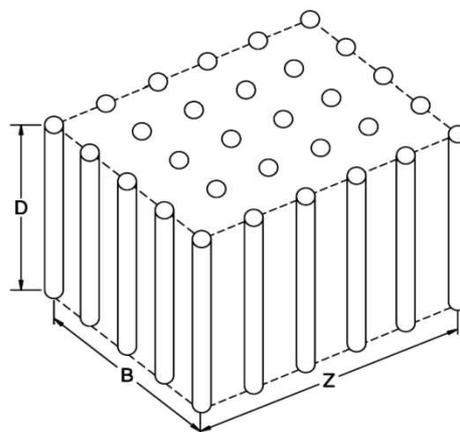


Figura 5 – Rottura a blocco del gruppo di pali secondo Tomlinson (1994).

Per la fondazione in oggetto la capacità portante del blocco risulta superiore alla somma dei carichi dei singoli pali che compongono il gruppo. Si assumerà pertanto un coefficiente di efficienza della palificata  $\varepsilon = 1$ .

### 9.2.4 Verifica della palificata nei riguardi dei carichi assiali

Per lo schema fondazionale previsto, la verifica di sicurezza nei confronti del collasso per carico limite assiale della palificata risulta soddisfatta, essendo il carico verticale massimo agente (P) inferiore alla resistenza dei pali in gruppo (Tabella 13).

Numero pali alla base del plinto	$R_{d,C}$ (kN)	$R_d^{\text{gruppo}}$ (kN)	P (kN)
16	3553	56848	38868

Tabella 13 – Resistenza di progetto della palificata ( $R_d^{\text{gruppo}}$ ) e carico assiale applicato (P).

### 9.2.5 Verifica di sfilamento dei pali

Seguendo i criteri della geometria delle masse, talvolta detta “ripartizione strutturale”, è stata calcolata la distribuzione delle azioni nella palificata, identificando il valore massimo del carico di trazione in testa ai singoli pali. Allo scopo è stato utilizzato il software di libera distribuzione VcaSlu ver. 7.7, sviluppato dal Prof. Piero Gelfi del Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio e Ambiente della Facoltà di Ingegneria dell’Università degli Studi di Brescia.

Per lo schema fondazionale previsto, la verifica di sicurezza nei confronti del collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione risulta soddisfatta, essendo il carico di trazione massimo ( $T = 615$  kN, relativa all’ipotesi di carico estremo) inferiore alla resistenza del palo ( $R_{d,T} = 3758$  kN; Tabella 12).

## 9.3 Capacità portante dei pali soggetti a carico trasversale

### 9.3.1 Portata del palo singolo

La valutazione del massimo carico orizzontale tollerabile dal sistema palo-terreno è stata effettuata secondo la teoria di Broms (1965) che assume che il comportamento del terreno sia di tipo rigido-perfettamente plastico, che la forma della sezione trasversale del palo sia ininfluyente e che il valore della pressione limite del terreno dipenda solo dal diametro del palo.

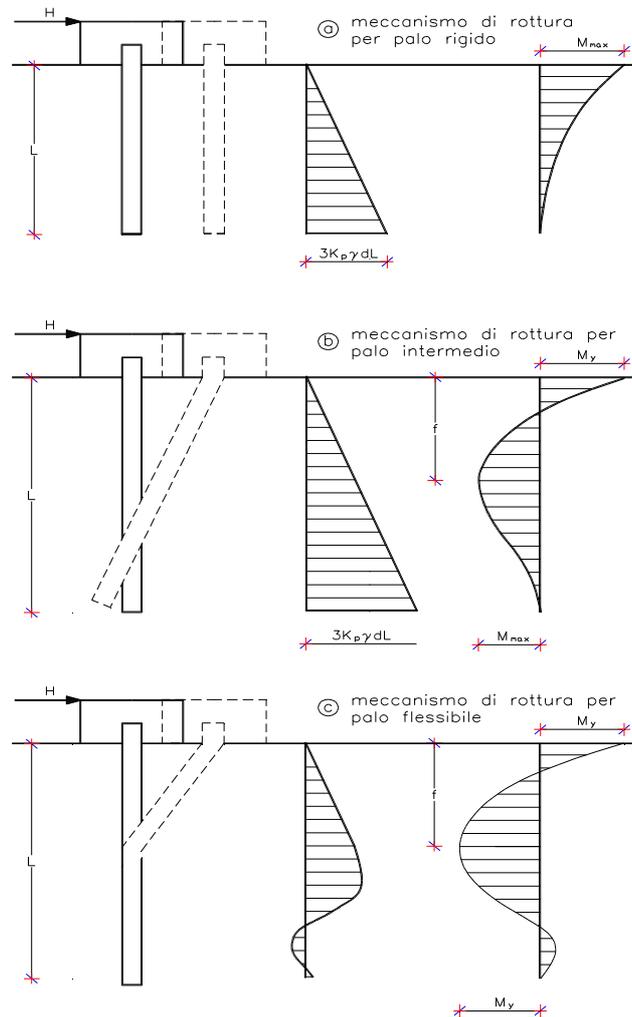


Figura 6 - Palo impedito di ruotare in testa e terreno incoerente: a) palo corto, b) palo intermedio, c) palo lungo.

Nel caso di pali con rotazione in testa impedita, i possibili meccanismi di rottura sono rappresentati in Figura 6 e possono essere indicati come rottura a "palo corto", "intermedio" e "lungo". Per pali relativamente corti (o rigidi) il valore di  $H_{lim}$  dipende solo dalle caratteristiche geometriche del palo (lunghezza, diametro, braccio della forza orizzontale rispetto al piano campagna) e dalla resistenza del terreno. Per pali lunghi (o flessibili), il valore di  $H_{lim}$  dipende invece anche dalle caratteristiche di resistenza del palo, in quanto la rottura avviene con formazione di una cerniera plastica nel palo stesso.

Il verificarsi dell'uno o dell'altro dei meccanismi di rottura dipende dai valori dei parametri in gioco. Per determinare il meccanismo di rottura è sufficiente confrontare i valori del massimo carico orizzontale che si ottengono facendo le tre ipotesi dette: il meccanismo di rottura che si instaurerà sarà quello relativo al valore minore calcolato del carico orizzontale.

Le equazioni per il calcolo del carico limite orizzontale nel caso di terreno coesivo e palo con rotazione in testa impedita sono le seguenti:

$$\frac{H_{lim}}{c_u \cdot d^2} = 9 \cdot \left( \frac{L}{d} - 1.5 \right) \quad \text{per "palo corto"}$$

$$\frac{H_{lim}}{c_u \cdot d^2} = -9 \cdot \left( 1.5 + \frac{L}{d} \right) + 9 \cdot \sqrt{2 \cdot \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4 \cdot M_y}{9 \cdot c_u \cdot d^3} + 4.5} \quad \text{per "palo intermedio"}$$

$$\frac{H_{lim}}{c_u \cdot d^2} = -13.5 + \sqrt{182.25 + \frac{36 \cdot M_y}{c_u \cdot d^3}} \quad \text{per "palo lungo"}$$

mentre nel caso di terreno incoerente e palo con rotazione in testa impedita:

$$\frac{H_{lim}}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = 1.5 \cdot \left( \frac{L}{d} \right)^2 \quad \text{per "palo corto"}$$

$$\frac{H_{lim}}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = 0.5 \cdot \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4} \cdot \frac{d}{L} \quad \text{per "palo intermedio"}$$

$$\frac{H_{lim}}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = \sqrt[3]{\left( 3.676 \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4} \right)^2} \quad \text{per "palo lungo"}$$

dove:

$H_{lim}$  = carico limite orizzontale

$k_p$  = coefficiente di spinta passiva del terreno,  $k_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$

$M_y$  = momento di plasticizzazione del palo

$\gamma$  = peso dell'unità di volume del terreno (in terreni incoerenti sotto falda è necessario assumere il peso di volume immerso)

$d$  = diametro del palo

$L$  = lunghezza del palo (vedi Figura 6)

Il calcolo di  $H_{lim}$  è stato svolto facendo riferimento alle equazioni valide per terreno incoerente utilizzando  $\phi' = 21^\circ$ . Nel caso analizzato, l'utilizzo di pali di lunghezza 25 m consente di assumere la condizione di "palo lungo". In tal caso, la profondità dal piano di fondazione alla quale si forma la cerniera plastica vale:

$$f = \frac{H}{9 \cdot c_u \cdot d} + 1.5 \cdot d \quad \text{per terreni coesivi}$$

$$f = \sqrt{\frac{2 \cdot H_{lim}}{3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot d}} \quad \text{per terreni incoerenti}$$

La resistenza di progetto ( $R_{tr,d}$ ) del singolo palo è stata calcolata facendo riferimento all'Approccio 2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni, che prevede la seguente combinazione dei coefficienti parziali: (A1+M1+R3).

La resistenza ( $R_{tr,d}$ ) è calcolata risolvendo l'equazione:

$$R_{tr,d} = \frac{H_{lim}}{\xi_3 \cdot \gamma_T}$$

essendo :

- $\xi_3$  = fattore di correlazione, funzione del numero di verticali indagate
- $\gamma_T$  = coefficiente parziale per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali (tabella 6.4.VI delle NTC)

Il fattore di correlazione  $\xi_3$  è stato preso pari a 1.70, indicato dalle NTC nel caso di n. 1 verticale indagata nell'ambito di un dato sistema di fondazione.

La resistenza di progetto calcolata per il palo singolo è indicata nella tabella seguente.

Diametro del palo (mm)	Lunghezza del palo (m)	Tipo di armatura	$M_y$ (kNm)	f (m)	$H_{lim}$ (kN)	$R_{tr,d}$ (kN)
1200	25	22Ø20*	1284	3.74	1032	467

\* Ipotesi preliminare di armatura.

Tabella 14 - Resistenze di progetto del palo singolo soggetto a carico trasversale.

### 9.3.2 Portata dei pali in gruppo

Il carico limite orizzontale di un gruppo di pali può essere sensibilmente inferiore alla somma dei valori relativi ai singoli pali, per effetto di fenomeni di interazione reciproca palo – terreno – palo. In generale, a parità di carico medio per palo, lo spostamento in testa del gruppo di pali è maggiore dello spostamento di un palo isolato; allo stesso modo, a parità di spostamento in testa, il carico sopportato dal palo isolato è superiore al carico medio sopportato dal palo del gruppo. I pali della fila di testa portano carichi significativamente più elevati dei pali delle file retrostanti, i quali esibiscono una resistenza laterale inferiore per effetto dell'interazione con i cunei di spinta dei pali posti di fronte (effetto ombra). Le evidenze sperimentali indicano una notevole attenuazione degli effetti di interazione per interassi di 5 diametri, effetti che possono ritenersi praticamente nulli per interassi superiori a 6. L'efficienza del gruppo di pali rispetto ai carichi orizzontali può ridursi anche fino a 0.5 per interassi minori di cinque volte il diametro.

Considerata la particolare disposizione planimetrica, l'interazione tra i pali può ragionevolmente ritenersi trascurabile. In ogni caso, per prudenza, di seguito si assumerà un coefficiente di efficienza pari a 0.8.

### 9.3.3 Verifica della palificata nei riguardi dei carichi trasversali

Per lo schema fondazionale previsto, la verifica di sicurezza nei confronti del collasso per carico limite trasversale della palificata risulta soddisfatta, essendo il carico orizzontale massimo agente (H) inferiore alla resistenza dei pali in gruppo (Tabella 15).

Numero pali alla base del plinto	$R_{tr,d}$ (kN)	$R_{tr,d}$ gruppo (kN)	H (kN)
16	467	5978	1934

Tabella 15 - Resistenza di progetto della palificata ( $R_{r,d \text{ gruppo}}$ ) e carico trasversale applicato ( $H$ ).

#### 9.4 Analisi degli spostamenti della fondazione

L'analisi è stata eseguita con l'impiego del codice di calcolo ad elementi finiti per applicazioni geotecniche Plaxis-3D Foundation v.2.2. L'utilizzo di un codice di calcolo ad elementi finiti consente di rappresentare in modo più realistico le condizioni di carico, il comportamento del terreno e quello strutturale, l'interazione terreno-struttura.

Plaxis contiene vari modelli costitutivi per simulare il comportamento del terreno e di altri continui. Nel caso specifico sono stati utilizzati:

- Modello Elastico Lineare - Questo modello rappresenta la legge di Hooke dell'elasticità isotropa lineare. Il modello richiede due parametri di rigidità elastici, che sono il modulo di Young  $E$ , ed il coefficiente di Poisson  $\nu$ . Il modello elastico lineare è molto limitato nei riguardi della simulazione del comportamento del terreno ed è utilizzato principalmente per simulare strutture rigide nel terreno. Nel caso specifico il modello elastico lineare è stato applicato al plinto ed ai pali di fondazione.
- Modello Mohr-Coulomb - Questo modello, ben conosciuto, può essere considerato come un'approssimazione di primo ordine del comportamento reale dei terreni. Questo modello elastico perfettamente plastico richiede cinque parametri fondamentali, e cioè il modulo di Young  $E$ , il coefficiente di Poisson  $\nu$ , la coesione  $c$ , l'angolo di attrito  $\phi$ , e l'angolo di dilatanza  $\psi$ .

In linea di principio, tutti i parametri del modello in Plaxis sono intesi a rappresentare la risposta del terreno in termini di tensioni efficaci, e cioè la relazione tra le tensioni e le deformazioni associate allo scheletro solido del terreno.

Per simulare l'influenza di setti, piastre, pali di fondazione, strutture o rivestimenti Plaxis si avvale di oggetti strutturali con una significativa rigidità flessionale e normale. A questi elementi ed al terreno è possibile applicare carichi distribuiti, lineari o concentrati. Per simulare l'interazione terreno-struttura il programma prevede la possibilità d'utilizzo di elementi interfaccia. Una tipica applicazione degli elementi interfaccia è la modellazione dell'interazione tra una fondazione ed il terreno nel caso in cui questa dia luogo ad un comportamento intermedio tra un contatto perfettamente liscio ed un contatto perfettamente scabro. Gli elementi interfaccia sono stati applicati al contorno del plinto e dei pali, assumendo un fattore di riduzione della resistenza all'interfaccia terreno-struttura pari a 0.67.

Per ottenere una soluzione numerica accurata è necessario che le dimensioni del modello superino quelle dell'area direttamente interessata dalla fondazione, al fine di poter disporre i vincoli esterni sufficientemente lontani da non influire sulla risposta del terreno ai carichi, e che gli elementi finiti che formano il modello abbiano dimensioni quanto più piccole possibili. Nella realtà la discretizzazione spaziale risulta essere un compromesso tra due opposte esigenze: quella, appunto, di una soluzione accurata, e quella di tempi di calcolo accettabili se non anche di numerosità degli elementi finiti compatibile con le capacità del codice di calcolo. Nel caso specifico il modello geometrico adottato ha dimensioni di 100x100 m in pianta e 50 m in altezza (spessore del terreno), formato da circa 38000 elementi cuneiformi a 15 nodi. Le condizioni al contorno del modello vedono la base con vincolo totale ( $u_x = u_y = 0$ ), i lati esterni con solo vincolo orizzontale ( $u_x = 0$ ; possibilità

di spostamento verticale) e spostamento libero sul contorno superiore. Il modello predisposto per l'analisi è mostrato in Figura 7.

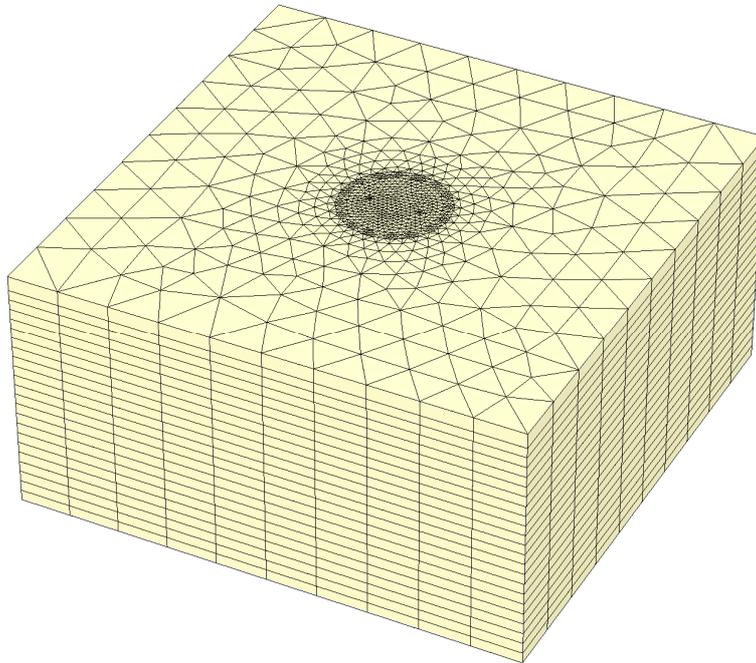


Figura 7 – Modello ad elementi finiti predisposto per le analisi di spostamento.

Le fasi del calcolo sono state le seguenti:

- generazione dello stato tensionale iniziale nel terreno;
- scavo del terreno;
- realizzazione dei pali di fondazione
- realizzazione del plinto;
- applicazione dei carichi strutturali.

A favore di sicurezza si è assunto che i terreni corrispondano alle argille scagliettate le cui proprietà geotecniche sono riportate in *Tabella 8*. Il modulo di Young  $E$  è stato assunto mediamente pari a  $0.5 E_u$  considerando che in presenza di argille sovraconsolidate i dati di letteratura indicano un rapporto tra cedimento immediato e cedimento totale compreso tra  $1/3$  e  $2/3$  (Lancellotta, 1991). Nella generazione dello stato di sforzo iniziale nei terreni si è tenuto conto della sovraconsolidazione attribuendo i valori di coefficiente di spinta a riposo ricavato dalla relazione (Kulhawy & Mayne, 1990)

$$k_0 = (1 - \sin \phi) \cdot \text{OCR}^{\sin \phi}$$

Il cedimento uniforme della fondazione non controlla di norma il progetto strutturale di questo tipo di opere, che invece hanno limitata tolleranza alla rotazione. La rotazione della fondazione può prodursi per effetto di eterogeneità locali dei terreni e per effetto della redistribuzione dei carichi sotto l'azione del momento nelle condizioni di operatività. Il primo contributo può ritenersi certamente trascurabile per la presenza dei pali. La rotazione indotta nella condizione di carico quasi-permanente, calcolato con il modello f.e.m., risulta trascurabile e pari a circa  $0.27 \text{ mm/m}$  (circa  $0.02^\circ$ ).

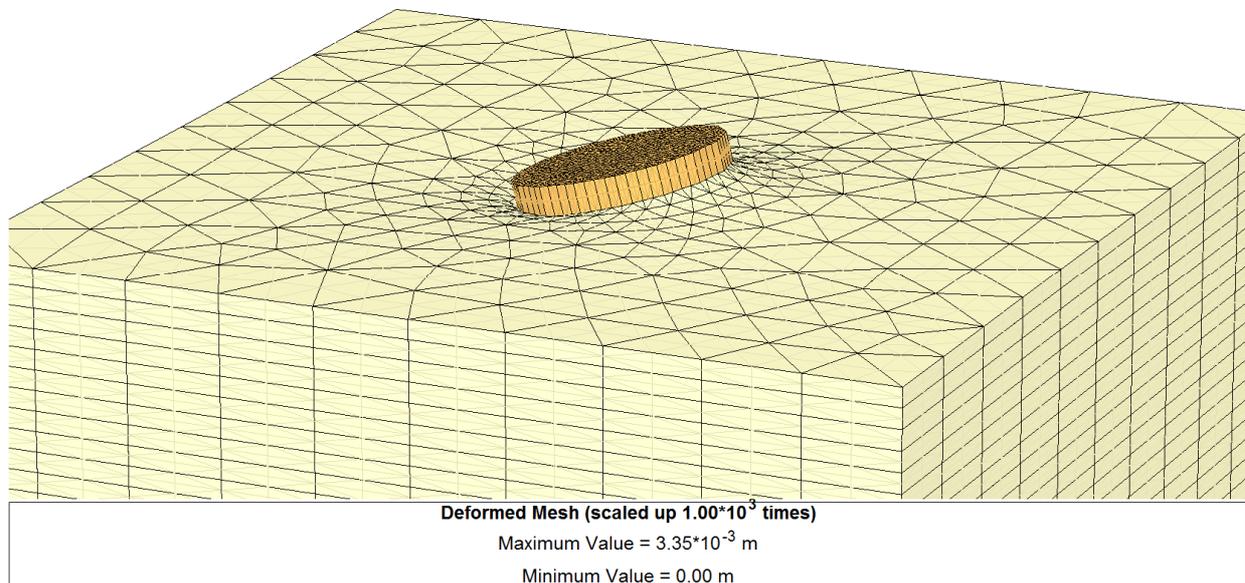


Figura 8 – Spostamenti del plinto di fondazione soggetto ai carichi quasi-permanenti. Reticolo deformato con scalatura di 1000 volte.

## 10 BIBLIOGRAFIA

- Bowles, J.E., (1982). *Foundation analysis and design*. McGraw-Hill Book Company, N.Y.
- Broms, B.B. (1965). *Design of laterally loaded piles*. Proc. ASCE, Journ. Soil Mech. Found. Div., Vol. 91, SMM, pp. 79-99.
- Chen, Y-J, Kulhawy, F.H. (2002). *Evaluation of Drained Axial Capacity for Drilled Shafts*. Geotechnical Special Publication No. 116, Deep Foundations 2002, M.W. O'Neill and F.C. Townsend, Editors, ASCE, Reston, VA, pp. 1200-1214.
- FHWA-IF-99-025 (1999). *Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods*. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.
- FHWA/RD-83/059 (1983). Allowable Stresses in Piles. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.
- Glick, G.W. (1948). *Influence of soft ground in the design of long piles*, 2d ICSMFE, vol. 4, pp. 84-88
- Kulhawy, F.H., Mayne, P.W. (1990). *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*. Report No. EPRI EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA.
- Kulhawy, F.H., Chen, J.-R. (2007). *Discussion of 'Drilled Shaft Side Resistance in Gravelly Soils'* by Kyle M. Rollins, Robert J. Clayton, Rodney C. Mikesell, and Bradford C. Blaise. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 133, No. 10, pp. 1325-1328.
- Lancellotta, R. (1991). *Geotecnica*, Zanichelli editore S.p.A.
- Lo Presti, D.C.F., Squeglia, N., Pallara, O., Mensi, E., Ferrini, M. (2007). *Indagini geotecniche ai sensi dell'OPCM 3274 (e successive modificazioni) e EC8: un'analisi critica*, Italian Journal of Engineering Geology and Environment, 1 (2007), Casa Editrice Università La Sapienza

Mayne, P.W. (2007). *In-Situ Test Calibrations for Evaluating Soil Parameters*. In Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils II, (Proceedings, Singapore Workshop), Tan, Phoon, Hight & Leroueil (eds), Taylor & Francis Group, London, pp. 1601-1652.

Meyerhof, G.G. (1976). *Bearing capacity and settlement of pile foundation*. Journal of Geot. Eng. Div., ASCE, vol. 102, March.

Plaxis bv P.O.Box 572, 2600 AN DELFT, Netherlands

Reese, L.C., O'Neill, M.W. (1989). *New Design Method for Drilled Shafts from Common Soil and Rock Tests*. Foundation Engineering: Current Principles and Practices, Vol. 2, F.H. Kulhawy, Editor, ASCE, New York, pp. 1026-1039.

Reese, L.C., Van Impe, W.F. (2001). *Single piles and pile groups under lateral loading*. A.A. Balkema, Rotterdam, 463 pp.

Slide v.6.0 2012, Rocscience Inc., Toronto, Canada

Tomlinson, M.J. (1994). *Pile Design and Construction Practices*. Fourth Edition, Taylor & Francis.

Viggiani, C. (1993). *Fondazioni*. CUEN, Napoli

VcaSLU v. 7.7. Codice di calcolo di libera distribuzione sviluppato dal Prof. Piero Gelfi del Dipartimento di Ingegneria Civile, Architettura, Territorio e Ambiente della Facoltà di Ingegneria dell'Università degli Studi di Brescia.

## ALLEGATO – AZIONE SISMICA DI BASE

## 11 AZIONE SISMICA

In base al D.M. 17/01/2018, l'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A nelle NTC).

La pericolosità sismica in un generico sito è valutata:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima  $a_g$  e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno  $T_R$  ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale. Le azioni di progetto si ricavano dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima del terreno;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_{C^*}$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento  $V_R$  della costruzione, ottenuto dal prodotto della vita nominale dell'opera  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$  il quale dipende dalla classe d'uso secondo la tabella 2.4.II,
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento  $P_{VR}$  associate a ciascuno degli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

Data le tipologie d'opere, l'azione sismica per il dimensionamento strutturale delle opere è stata valutata tenendo conto dei seguenti parametri:

- coordinate del reticolo di riferimento;
- classe d'uso: Seconda (Punto 2.4.2 del D.M. 17/01/2018);
- categoria di suolo: C (Punto 3.2.2 del D.M. 17/01/2018);
- vita nominale  $\geq 50$  anni (Punto 2.4.1 del D.M. 17/01/2018);
- categoria topografica: T2 (Tabella 3.2.IV del D.M. 17/01/2018);
- coefficiente di amplificazione topografica: 1,2 (Tabella 3.2.VI del D.M. 17/01/2018).

Per il sito in esame, per la condizione SLU – Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), per la quale la probabilità di superamento nel periodo di riferimento vale  $P_{VR} = 10\%$ , si calcolano:

- periodo di riferimento per l'azione sismica:  $V_R = 50$  anni

- periodo di ritorno:  $T_R = 475$  anni

In accordo alla CEI EN 61400-1 (Rif.[3], par.11.6) si è tenuto conto, quindi, che l'accelerazione del suolo deve essere valutata per un intervallo di ricorrenza di 475 anni.

I valori dei parametri sismici di base sono mostrati nella seguente tabella:

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)
SLO	Default (81)	30	Default (0.0451)	Default (2.439)	Default (0.28)
SLD	Default (63)	50	Default (0.0567)	Default (2.513)	Default (0.32)
SLV	Default (10)	475	Default (0.1511)	Default (2.578)	Default (0.44)
SLC	Default (5)	975	Default (0.1994)	Default (2.575)	Default (0.473)

Considerando la Classe d'uso IV, a parità di periodo di riferimento per l'azione sismica il tempo di ritorno per lo stato limite sismico SLV è di 979 anni e l'accelerazione di base aumenta del 32% .

## 11.1 Riferimenti normativi NTC 2018

### 11.1.1 Vita nominale di progetto

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

### 11.1.2 Classe d'uso

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

### 11.1.3 Categorie di sottosuolo

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>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.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente 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 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

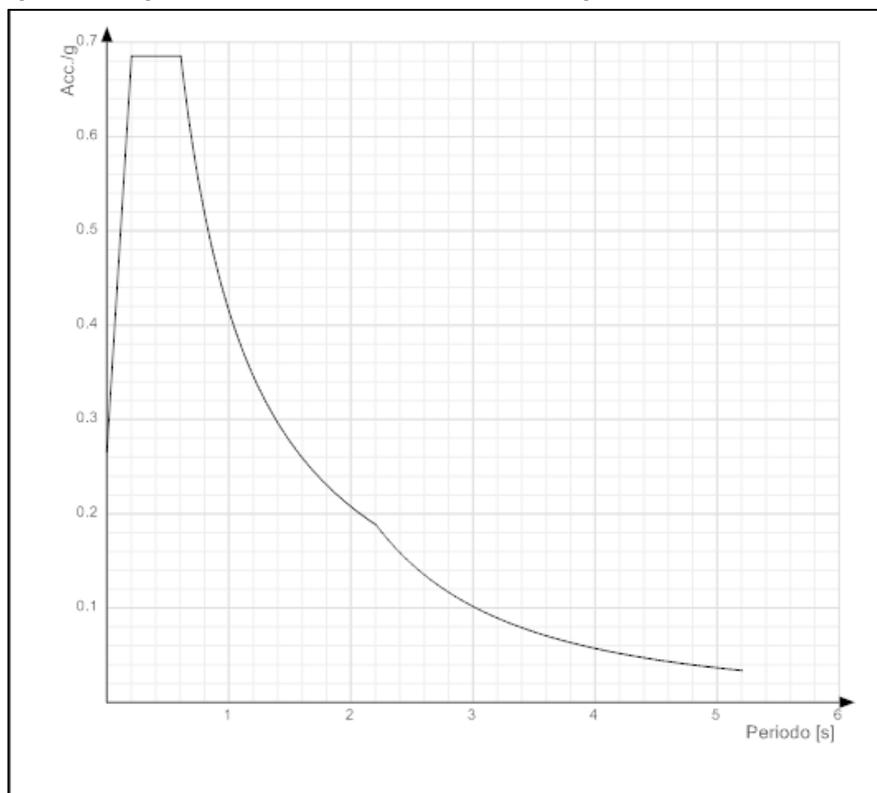
### 11.1.4 Categorie topografiche

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

## 11.2 Spettri di risposta

**Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLV**



**Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale SLV**

