



PROGETTO DEFINITIVO

Impianto di produzione di energia elettrica da fonte eolica "Monteruga" di potenza nominale pari a 33 MW e relative opere connesse

Titolo elaborato

Relazione geotecnica

Codice elaborato

F0478AR03A

Scala

-

Riproduzione o consegna a terzi solo dietro specifica autorizzazione.

Progettazione



F4 ingegneria srl

Via Di Giura - Centro direzionale, 85100 Potenza
Tel: +39 0971 1944797 - Fax: +39 0971 55452
www.f4ingegneria.it - f4ingegneria@pec.it

Il Direttore Tecnico
(ing. Giovanni Di Santo)



Gruppo di lavoro

Dott. For. Luigi ZUCCARO
Ing. Giorgio ZUCCARO
Ing. Giuseppe MANZI
Ing. Mariagrazia PIETRAFESA
Ing. Gerardo SCAVONE
Ing. Flavio Gerardo TRIANI
Arch. Gaia TELESCA
Dott.ssa Floriana GRUOSSO
Dott. Francesco NIGRO
Vito PIERRI



Società certificata secondo le norme UNI-EN ISO 9001:2015 e UNI-EN ISO 14001:2015 per l'erogazione di servizi di ingegneria nei settori: civile, idraulica, acustica, energia, ambiente (settore IAF: 34).

Consulenze specialistiche

Committente



wpd Salentina S.r.l.

Corso d'Italia 83, 00198 Roma
Tel.: +39 06 960 353 01
<https://www.wpd-italia.it/>
wpdsalentin@srl@legalmail.it

Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato
Marzo 2023	Prima emissione	BDE	LZU	GDS

Sommario

Relazione geotecnica	4
1 Premessa	5
2 Introduzione	6
3 Rischio idrogeologico e inquadramento geologico	7
3.1 Geologia dell'area oggetto di studio	7
4 Idrogeologia e idrologia	8
5 Indagini geognostiche	9
5.1 Prospezioni sismiche a Rifrazione	9
5.1.1 Stendimento Sismico ST01	9
5.1.2 Stendimento Sismico ST02	10
5.1.3 Stendimento Sismico ST03	10
5.1.4 Stendimento Sismico ST04	10
5.1.5 Stendimento Sismico ST05	10
5.2 Prospezioni sismiche MASW	11
5.2.1 MASW 01	11
5.2.2 MASW 02	11
5.2.3 MASW 03	11
5.2.4 MASW 04	12
5.2.5 MASW 05	12
6 Modellazione geotecnica	13

6.1	Scelta tipologica delle opere di fondazione	13
6.2	Caratterizzazione geotecnica	13
7	Verifiche di sicurezza	15
7.1	Carico limite pali di fondazione	16

Relazione geotecnica

1 Premessa

Il presente elaborato è stato redatto in riferimento al progetto di un nuovo parco eolico, denominato "Monteruga", localizzato nei territori comunali di Salice Salentino, Veglie e Nardò, in provincia di Lecce, presentato dalla società wpd Salentina s.r.l., con sede legale in Corso d'Italia n. 83 00198 Roma, in qualità di proponente.

Il progetto è in linea con gli obiettivi nazionali ed europei per la riduzione delle emissioni di CO₂, associate a processi di produzione di energia elettrica.

Il presente documento costituisce la relazione geotecnica relativamente al progetto su descritto.

2 Introduzione

Oggetto della presente relazione è lo studio dei terreni interessati dall'installazione degli aerogeneratori ubicati come riportato in figura 1.

Tale studio verrà condotto sia dal punto di vista della situazione stratigrafica locale, sia dal punto di vista del comportamento geomeccanico, mediante l'analisi dei risultati ottenuti dalle indagini indirette eseguite nell'area.

Sulla base delle informazioni sui terreni così raccolte e su quelle riguardanti geometria e carichi delle diverse strutture in progetto all'interno della sottostazione e in riferimento agli aerogeneratori, sono qui valutate le tipologie di fondazione più adatte, sia in termini di capacità portante che di cedimenti attesi.

Il dimensionamento geotecnico delle opere è condotto in accordo all'Aggiornamento delle

“Norme tecniche per le costruzioni (DM 17 Gennaio 2018) ed alla successiva Circolare Esplicativa del 21 gennaio 2019”.



Figura 1: Ubicazione aerogeneratori su ortofoto

3 Rischio idrogeologico e inquadramento geologico

L'area interessata dall'installazione dei n. 5 nuovi aerogeneratori ricade nell'agro dei comuni di Salice Salentino, Nardò e Veglie, e precisamente in località "Monteruga".

Essa ricade nell'ambito dell'Unità di management della Puglia (ex Autorità di Bacino della Puglia) appartenente all'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale, che ha adottato i vari PAI delle ex Autorità di Bacino Regionali, apportando modifiche ed integrazioni.

Dalla verifica degli elaborati del PAI dell'Unità di Management della Puglia, è emerso che il territorio interessato dalla realizzazione delle nuove torri eoliche, le opere connesse e l'intero percorso del cavidotto, non sono presenti aree vincolate per la presenza di fenomeni di instabilità da frana. Nelle vicinanze, invece, ma a distanza di sicurezza, come riportato PGRA del Distretto Idrografico dell'Appennino Meridionale (direttiva 2007/60/CE, D. L.vo 49/2010, vi sono perimetrate delle aree vincolate per Rischio di alluvioni.

Dal punto di vista geologico la formazione predominante è il Calcarea di Altamura comprendente i Calcari di Melissano e le Dolomie di Galatina ed affiora estesamente costituendo i rilievi più elevati, denominati "Serre" che caratterizzano il territorio salentino.

L'intervallo stratigrafico affiorante è costituito da un'alternanza tra calcari e calcari dolomitici, micritici, compatti e tenaci di colore biancastro, grigio chiaro o nocciola, in strati di spessore variabile da qualche centimetro a circa un metro.

3.1 Geologia dell'area oggetto di studio

Nell'area di studio è stata riconosciuta, sulla base del rilevamento geologico effettuato e delle indagini consultate, le seguenti formazioni geologiche:

- *Sabbie calcaree e sabbie limose argillose* costituite da sabbie fini e limi argillosi giallastre e verdastre con noduli calcarei biancastri e sottili livelli calcarenitici a grana fine di forma lenticolare poggiate in trasgressione direttamente sulle calcareniti di Gravina; questa formazione presenta uno spessore massimo di 25/30 mt;
- *Calcareniti Argilloso limose*, composti da calcareniti organogene di norma poco diagenizzate, porose e friabili di colore bianco-giallastro talvolta rossastro per alterazione. La grana della roccia varia da zona a zona e varia anche dal basso verso l'alto, poiché l'intera formazione abbraccia rocce calcarenitiche di età diverse;
- *Calcari, calcari dolomitici e Dolomie*: I calcarei cretacei affioranti nell'area di stretto interesse sono distinti in due principali litostratigrafie, quali: Dolomie di Galatina e Calcari di Melissano (Martinis, 1967), (Ricchetti, 1971 e 1972).

4 Idrogeologia e idrologia

L'area del parco in progetto come l'intero entroterra salentino risulta essere completamente pianeggiante privo di strutture morfologiche rilevanti, escludendo le caratteristiche forme carsiche di superficie.

Dal punto di vista idrogeologico, sulla base delle caratteristiche litologiche osservate ed in precedenza descritte, è possibile valutare la permeabilità media delle formazioni presenti nel territorio studiato, quali: Formazioni permeabili per porosità e formazioni permeabili per fratturazione e carsismo.

Le Formazioni permeabili per porosità sono le formazioni sabbiose limose calcaree e le Formazione calcarenitica e calcarenitica argillosa; mentre, le formazioni permeabili per fratturazione e carsismo solo le formazioni calcaree e calcareo dolomitiche di base.

Dal punto di vista idrologico superficiale, nel territorio studiato non esiste una rete idrografica superficiale sviluppata. I solchi erosivi rilevati corrispondono a linee temporanee di deflusso delle acque piovane che dopo percorsi spesso limitati terminano in corrispondenza di inghiottitoi carsici. Spesso tali solchi sono stati canalizzati artificialmente e modificati per l'allontanamento delle acque piovane.

In profondità, però si riscontrano falde idriche distinte, di queste la più superficiale è contenuta nelle sabbie limose argillose pleistoceniche, presentano poca profondità e risultano cospicue solo in zone in cui alla base si trovano terreni più argillosi.

Quella profonda, invece, interessa i calcari cretacei dove la fitta rete di fessure, fratture e cavità che interessa l'ammasso roccioso fa sì che al suo interno possa circolare l'acqua di falda. Tale falda viene alimentata tramite le infiltrazioni dalla superficie di acque piovane e trova il suo naturale equilibrio attraverso gli sversamenti che avvengono in corrispondenza della linea di costa, dove le acque arrivano in virtù del gradiente idraulico diretto dalle zone interne verso la costa.

Il livello di base su cui tale scorrimento si esplica è rappresentato dalla superficie della acqua marine di invasione continentale sulla quale l'acqua di falda dolce galleggia grazie alla minore densità.

5 Indagini geognostiche

La campagna di indagini geognostiche è stata strutturata in relazione alla natura dei litotipi affioranti ed ha visto l'esecuzione di prove indirette che hanno interessato le aree di sedime degli aerogeneratori in progetto.

Le indagini indirette sono consistite in:

- N° 5 Prospezioni Sismiche a Rifrazione in onde P per la ricostruzione del modello sismostratigrafico e la determinazione delle principali grandezze elasto-meccaniche dei terreni investigati;
- N° 5 Prospezioni Sismiche MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) in onde di Rayleigh per la caratterizzazione sismica e la definizione della categoria di sottosuolo come da normativa in materia antisismica vigente.

Di seguito, si riporta una breve descrizione dei risultati ottenuti dalle indagini indirette eseguite nelle aree di sedime delle torri eoliche in progetto.

5.1 Prospezioni sismiche a Rifrazione

Le indagini di sismica a rifrazione (P e/o S), consentono di interpretare la stratigrafia del sottosuolo attraverso il principio fisico del fenomeno della rifrazione totale di un'onda sismica che incide su una discontinuità, individuata fra due corpi aventi proprietà meccaniche diverse (orizzonte rifrattorio). Altro scopo è quello di tarare e vincolare l'altro metodo di indagine (MASW) per tutto lo spessore investigato dall'indagine sismica, contribuendo a diminuire l'incertezza sulla determinazione delle velocità delle onde sismiche Vs.

Le prospezioni sismiche a rifrazione sono tra le indagini geofisiche più diffuse ed utilizzate grazie all'elevato contenuto di informazioni che possono fornire sul sottosuolo, in alternativa o ad integrazione dei classici metodi di indagine diretta (perforazioni di sondaggio).

Il metodo consiste nel generare onde elastiche longitudinali in un punto del terreno e di rilevarne il loro arrivo in alti punti per poter ricostruire, attraverso lo studio dei percorsi e delle velocità, la disposizione geometrica dei litotipi presenti al di sotto della sezione indagata.

Di seguito sono descritti sinteticamente i risultati delle prove eseguite.

5.1.1 Stendimento Sismico ST01

Nel profilo sismico ST01 sono stati riconosciuti tre orizzonti significativi con differenti caratteristiche elasto-meccaniche:

1. *Sismostrato A*: terreno vegetale e deposito di natura sabbiosa debolmente limosa inglobante relitti e blocchi di natura calcarea, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 904 m/sec per una profondità media di circa -1,60 mt da pc;
2. *Sismostrato B*: deposito di natura calcarea debolmente fratturato e compatto, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 2603 m/sec per una profondità media di circa -6,70 mt da pc;
3. *Sismostrato C*: deposito di natura calcarea compatto e tenace, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 3704 m/sec sino a fine indagine (\approx -13 mt da pc).

5.1.2 Stendimento Sismico ST02

Nel profilo sismico ST02 sono stati riconosciuti tre orizzonti significativi con differenti caratteristiche elasto-meccanici:

1. *Sismostrato A*: terreno vegetale e deposito di natura sabbiosa debolmente limosa inglobante relitti e blocchi di natura calcarea, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 867 m/sec per una profondità media di circa -1,50 mt da pc;
2. *Sismostrato B*: deposito di natura calcarea debolmente fratturato e compatto, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 2499 m/sec per una profondità media di circa -5,30 mt da pc;
3. *Sismostrato C*: deposito di natura calcarea compatto e tenace, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 3173 m/sec sino a fine indagine (\approx -13 mt da pc).

5.1.3 Stendimento Sismico ST03

Nel profilo sismico ST03 sono stati riconosciuti tre orizzonti significativi con differenti caratteristiche elasto-meccanici:

1. *Sismostrato A*: terreno vegetale e deposito di natura sabbiosa debolmente limosa inglobante relitti e blocchi di natura calcarea, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 918 m/sec per una profondità media di circa -1,50 mt da pc;
2. *Sismostrato B*: deposito di natura calcarea debolmente fratturato e compatto, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 2959 m/sec per una profondità media di circa -4,90 mt da pc;
3. *Sismostrato C*: deposito di natura calcarea compatto e tenace, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 3546 m/sec sino a fine indagine (\approx -13 mt da pc).

5.1.4 Stendimento Sismico ST04

Nel profilo sismico ST04 sono stati riconosciuti tre orizzonti significativi con differenti caratteristiche elasto-meccanici:

1. *Sismostrato A*: terreno vegetale e deposito di natura sabbiosa debolmente limosa poco consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 407 m/sec per una profondità media di circa -2,20 mt da pc;
2. *Sismostrato B*: deposito di natura sabbioso-limosa, ben consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 1315 m/sec per una profondità media di circa -7,30 mt da pc;
3. *Sismostrato C*: deposito di natura calcarea debolmente fratturato e compatto, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 2309 m/sec sino a fine indagine (\approx -13 mt da pc).

5.1.5 Stendimento Sismico ST05

Nel profilo sismico ST05 sono stati riconosciuti tre orizzonti significativi con differenti caratteristiche elasto-meccanici:

1. *Sismostrato A*: terreno vegetale e deposito di natura sabbiosa debolmente limosa inglobante relitti e blocchi di natura calcarea, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 825 m/sec per una profondità media di circa -1,40 mt da pc;
2. *Sismostrato B*: deposito di natura calcarea debolmente fratturato e compatto, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 2453 m/sec per una profondità media di circa -4,70 mt da pc;
3. *Sismostrato C*: deposito di natura calcarea compatto e tenace, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 3070 m/sec sino a fine indagine (\approx -13 mt da pc).

5.2 Prospezioni sismiche MASW

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva che permette di individuare il profilo di velocità delle onde di taglio V_s , sulla base della misura delle onde superficiali eseguita in corrispondenza di diversi sensori (geofoni nel caso specifico) posti sulla superficie del terreno.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde.

Tale indagine si è resa necessaria in ottemperanza all'Ordinanza P.C.M. n.3274 del 20 marzo 2003 e del D.M. 17 Gennaio 2018, che attribuisce alle diverse località del Territorio Nazionale un valore di scuotimento sismico di riferimento espresso in termini di incremento dell'accelerazione al suolo e propone l'adozione di un sistema di caratterizzazione geofisica e geotecnica del profilo stratigrafico del suolo mediante cinque (A – B – C – D – E) categorie di suolo sulla base della velocità delle onde di taglio nei primi 30 metri di terreno (V_{seq}).

Di seguito sono descritti sinteticamente i risultati delle prove eseguite.

5.2.1 MASW 01

Per lo stendimento MASW01, il valore equivalente di V_S calcolato pari a 1067 m/sec, colloca i litotipi presenti nella **Categoria di sottosuolo "A"**: *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.*

5.2.2 MASW 02

Per lo stendimento MASW02, il valore equivalente di V_S calcolato pari a 1085 m/sec, colloca i litotipi presenti nella **Categoria di sottosuolo "A"**: *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.*

5.2.3 MASW 03

Per lo stendimento MASW03, il valore equivalente di V_S calcolato pari a 1027 m/sec, colloca i litotipi presenti nella **Categoria di sottosuolo "A"**: *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.

5.2.4 MASW 04

Per lo stendimento MASW03, il valore equivalente di VS calcolato pari a 198 m/sec, colloca i litotipi presenti nella **Categoria di sottosuolo "A"**: *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.*

5.2.5 MASW 05

Per lo stendimento MASW03, il valore equivalente di VS calcolato pari a 1190 m/sec, colloca i litotipi presenti nella **Categoria di sottosuolo "A"**: *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.*

6 Modellazione geotecnica

Ai fini del calcolo strutturale, il terreno sottostante l'opera viene modellato secondo lo schema di Winkler, cioè un sistema costituito da un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. Ciò consente di ricavare le rigidità offerte dai manufatti di fondazione, siano queste profonde o superficiali, che sono state introdotte direttamente nel modello strutturale per tener conto dell'interazione opera/terreno.

6.1 Scelta tipologica delle opere di fondazione

La tipologia delle opere di fondazione è consona alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche.

Nel caso degli aerogeneratori, la struttura di fondazione è costituita da **fondazioni indirette di tipo su pali**.

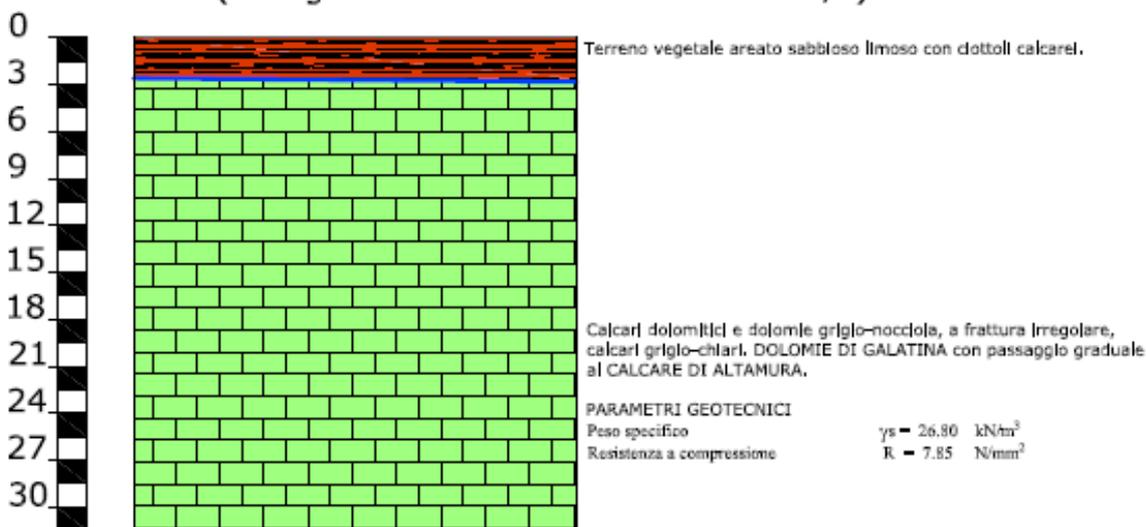
6.2 Caratterizzazione geotecnica

Al fine della determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti nel “volume significativo” dell'opera in esame, sono state condotte le indagini su descritte, riassunte nella relazione geologica.

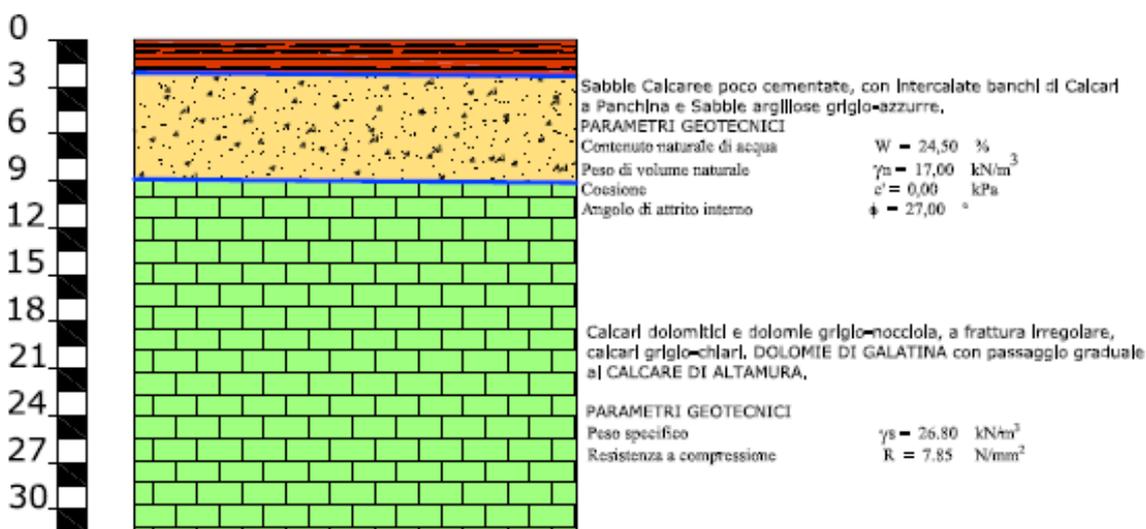
Le indagini realizzate hanno permesso di ricostruire le seguenti stratigrafie per ognuna delle quali sono state definite le proprietà geotecniche dei singoli terreni coinvolti.

Di seguito si riportano gli schemi geotecnici in corrispondenza dell'area di sedime degli aerogeneratori di progetto.

SCHEMA GEOTECNICO DELLE AREE DI SEDIME DEGLI AEROGENERATORI WT1, WT2, WT3 e WT5 (Categoria di Suolo "A" - $V_s > 800$ m/s)



SCHEMA GEOTECNICO DELL'AREA DI SEDIME DELL' AEROGENERATORE WT4 (Categoria di suolo "C" - $180 < V_s < 360$ m/s)



7 Verifiche di sicurezza

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

dove:

Ed è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

Rd è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'Approccio 2 come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione A1+M1+R3. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 2018.

Tabella 1: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [cfr. D.M. 2018]

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Ql}	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella tabella 6.2.II del D.M. 2018.

Tabella 2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [cfr. D.M. 2018]

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan\phi_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ_s	γ_s	1,00	1,00

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

Tabella 3: Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

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

Di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

7.1 Carico limite pali di fondazione

Calcolo del carico limite verticale

Per il calcolo del carico limite verticale viene adottato il metodo dell'equilibrio limite in base al quale il carico limite verticale q_{lim} è dato dalla somma della resistenza laterale PI e della resistenza alla punta P_p :

$$q_{lim} = P_p + PI$$

Stimando il carico limite sia in condizione drenate che non drenate è fondamentale nella stratigrafia il comportamento del singolo strato (coerente/incoerente). particolare se uno strato è stato dichiarato incoerente il suo contributo al carico limite viene sempre valutato in condizioni drenate a prescindere dal metodo di calcolo richiesto (drenato/non drenato).

La resistenza alla punta (P_p) si calcola con la seguente formula:

$$P_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot (c \cdot N_c + q \cdot N_q)$$

dove:

- per la determinazione dei valori di N_q vengono usati i grafici di Berezantzev $N_q = N_q(L/D; \phi)$ in cui L è la lunghezza del palo, D è il diametro e ϕ è l'angolo di attrito;
- $N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$;
- c è la coesione;

q è la pressione litostatica alla punta del palo.

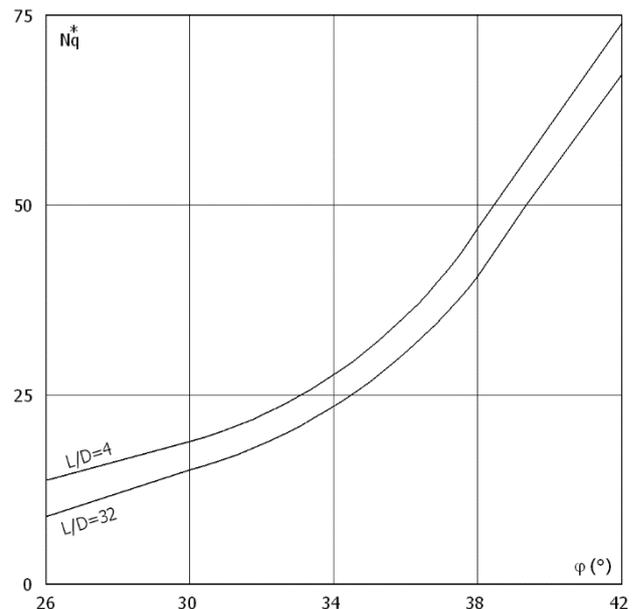
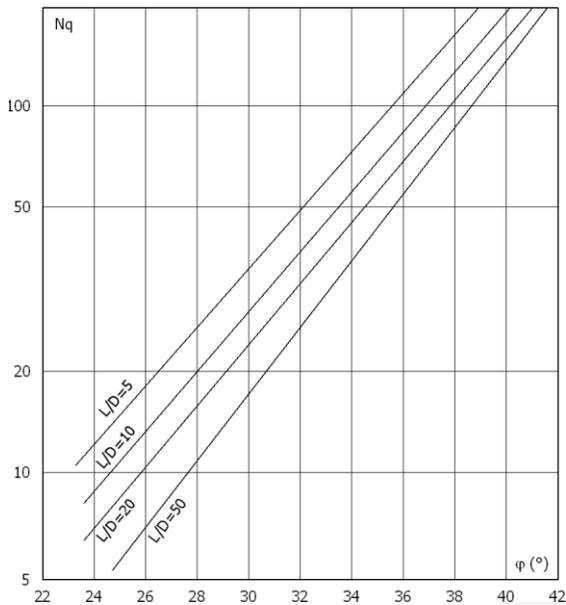
Nel calcolo della resistenza alla punta si fa distinzione tra condizioni drenate e non drenate.

In caso di condizioni:

- drenate si assume $c = c'$ (coesione efficace) e q calcolata per pressioni effettive.
- non drenate si assume $q = q_{tot}$ (pressione totale), $c = c_u$ (coesione non drenata), $\phi = 0$ e $N_c = 9$.

Se lo strato in cui arriva il palo è stato dichiarato coerente la stima della resistenza alla punta viene fatta in condizioni drenate o non drenate a seconda del metodo di calcolo richiesto. Viceversa, se lo strato in cui arriva il palo è stato dichiarato incoerente la stima della resistenza alla punta viene fatta sempre in condizioni drenate indipendentemente dal tipo di calcolo richiesto (drenato o non drenato).

Vengono distinti i casi di pali di medio diametro e di grande diametro (> 80 cm). Per questi ultimi, visto che la resistenza alla punta viene mobilitata dopo un cedimento che può essere anche significativo, si utilizza un valore di N_q^* ridotto rispetto a N_q .



Per il calcolo della resistenza laterale (PI) si usa invece la formula:

$$PI = \pi \cdot D \cdot L \cdot s,$$

in cui s è la somma di un termine di adesione a indipendente dalla tensione normale (orizzontale σ_h) e da un termine attritivo dipendente da quest'ultima e dalla tecnologia con cui viene realizzato il palo (battuto, trivellato, ...):

$$s = a + \sigma_h \cdot \mu,$$

con μ dipendente dalla scabrezza dell'interfaccia palo/terreno.

Anche per il calcolo della resistenza laterale si distingue tra condizioni drenate e non drenate. In condizioni drenate si assume $a = 0$, pertanto, $s = \sigma_h \cdot \mu$ [con $\mu = \tan(\phi \cdot A)$, dove A è il coefficiente riduttivo relativo all'attrito palo-terreno]. In condizioni non drenate si assume che l'adesione sia un'aliquota della coesione non drenata, per cui $a = \alpha \cdot c_u$ con α dipendente dalla tecnologia esecutiva del palo stesso.

In caso di terreni stratificati la resistenza laterale è la somma delle resistenze offerte dai singoli strati, calcolate a seconda della tipologia del terreno (coerente/incoerente).

Pertanto, il calcolo del palo in condizioni non drenate, per gli strati coerenti il contributo alla portanza laterale del singolo strato viene stimato in funzione della coesione non drenata, mentre per gli strati incoerenti in funzione dell'attrito.

Invece, richiesto un calcolo del palo in condizioni drenate, sia per gli strati coerenti che per quelli incoerenti il contributo alla portanza laterale del singolo strato viene stimato in funzione dell'attrito.

Calcolo del Carico Limite Orizzontale per terreni monostrato

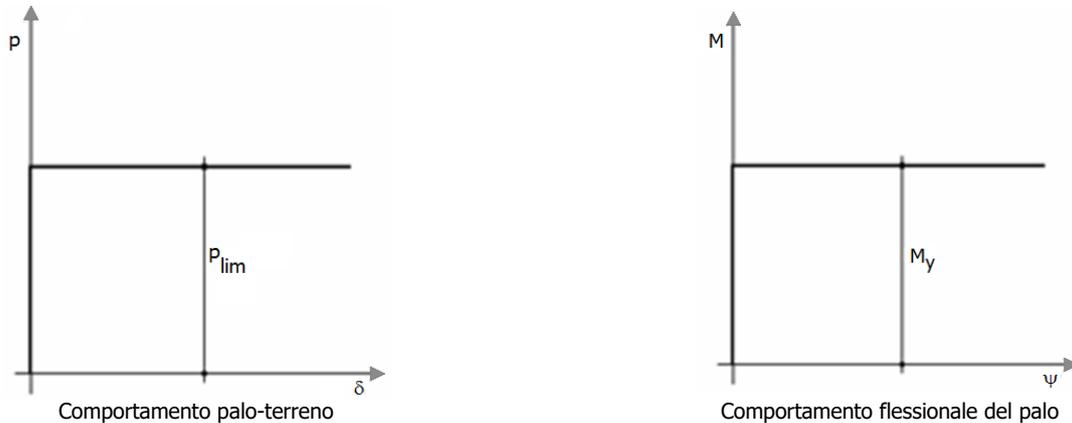
Per la valutazione del carico limite orizzontale si è fatto riferimento alla teoria di Broms e al caso di pali supposti vincolati in testa (rotazione impedita).

Le ipotesi assunte da Broms sono le seguenti:

- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e resta poi costante al crescere dello spostamento;
- forma del palo influente rispetto al carico limite orizzontale il quale risulta influenzato solo dal diametro del palo stesso;
- in presenza di forze orizzontali la resistenza della sezione strutturale del palo può essere chiamata in causa poiché il regime di sollecitazione di flessione e taglio che consegue

all'applicazione di forze orizzontali è molto più gravoso dello sforzo normale che consegue all'applicazione di carichi verticali;

- anche il comportamento flessionale del palo è assunto di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè le rotazioni plastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non attinge al valore M_{plast} ovvero Momento di plasticizzazione. A questo punto nella sezione si forma una cerniera plastica ovvero la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.



La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra:

- il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo;
- il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo.

Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto).

Mentre, il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidità non eccessive rispetto al terreno d'infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio, con la formazione rispettivamente di due ed una cerniera plastica).

La resistenza limite del terreno rappresenta il valore limite di resistenza che esso può esplicare quando il palo è soggetto ad un carico orizzontale e dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria del palo.

Per quanto riguarda la resistenza del terreno, secondo la teoria di Broms, si considerano separatamente i casi di:

1. terreni coesivi o coerenti (rottura non drenata);
2. terreni non coesivi o incoerenti (rottura drenata).

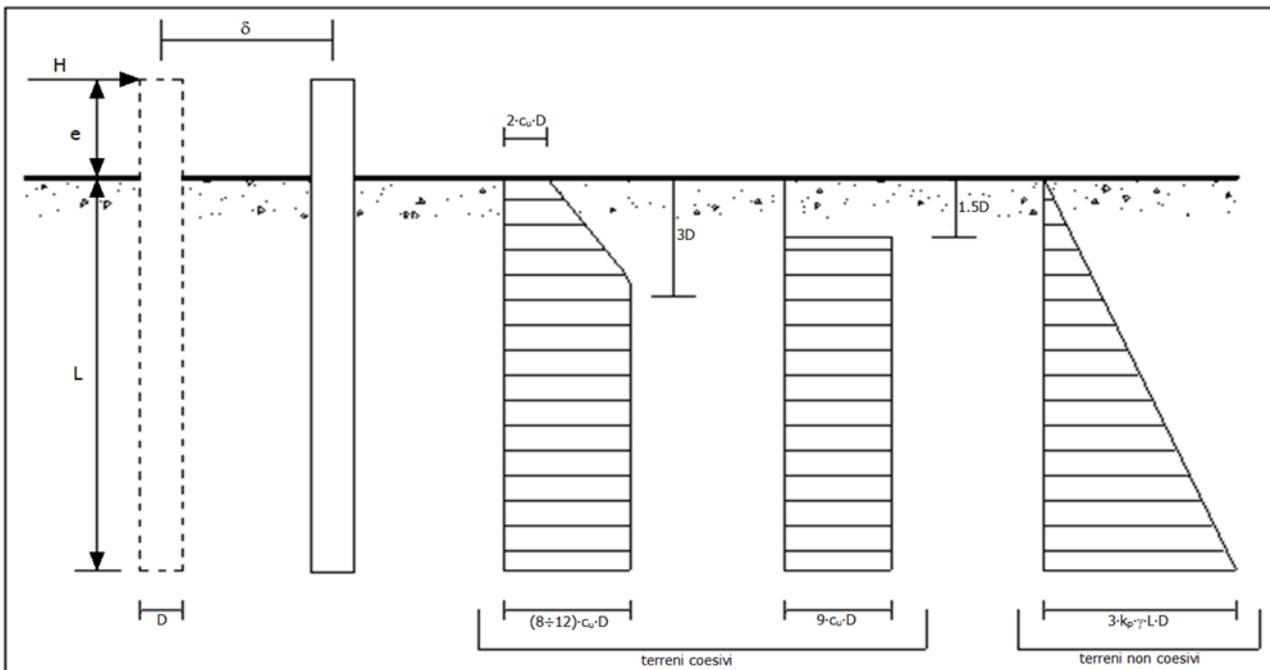


Figura 2: Andamento della resistenza del terreno, secondo la teoria di Broms

Quindi, nella fase di calcolo, occorre verificare se il meccanismo di rottura del palo è per:

- Palo corto (plasticizzazione terreno)
- Palo intermedio (plasticizzazione palo)
- Palo lungo

Nel caso di terreni non coesivi ($c=0$), la teoria di Broms assume che la resistenza laterale sia variabile linearmente con la profondità dal valore $p = 0$ (in testa) fino al valore $p = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot L \cdot D$ (alla base), essendo k_p il coefficiente di resistenza passiva. Nel calcolo della resistenza laterale si tiene conto dell'eventuale interrimento della testa del palo rispetto al piano campagna, il che comporta che la pressione litostatica in testa al palo sia non nulla. Inoltre, un ulteriore settaggio, presente nelle preferenze del software, consente di trascurare o meno la presenza della falda nella valutazione della pressione litostatica.

Per quanto riguarda i terreni coesivi la resistenza laterale parte in testa al palo con un valore di $p = 2 \cdot c_u \cdot D$, cresce linearmente fino alla profondità $3D$ per poi rimanere costante e pari a $p = (8 \div 12) \cdot c_u \cdot D$ per tutta la lunghezza del palo. In alternativa, è possibile utilizzare un diagramma semplificato, di valore $p = 0$ fino alla profondità $1,5 \cdot D$ e con valore costante e pari a $9 \cdot c_u \cdot D$ per tutta la lunghezza del palo.

Oltre ai parametri meccanici del terreno viene considerato anche il Momento Ultimo M_p del palo che è funzione oltre che dell'armatura anche dello sforzo assiale agente. Se il comportamento è a palo lungo viene calcolata anche la profondità di formazione della seconda cerniera plastica.

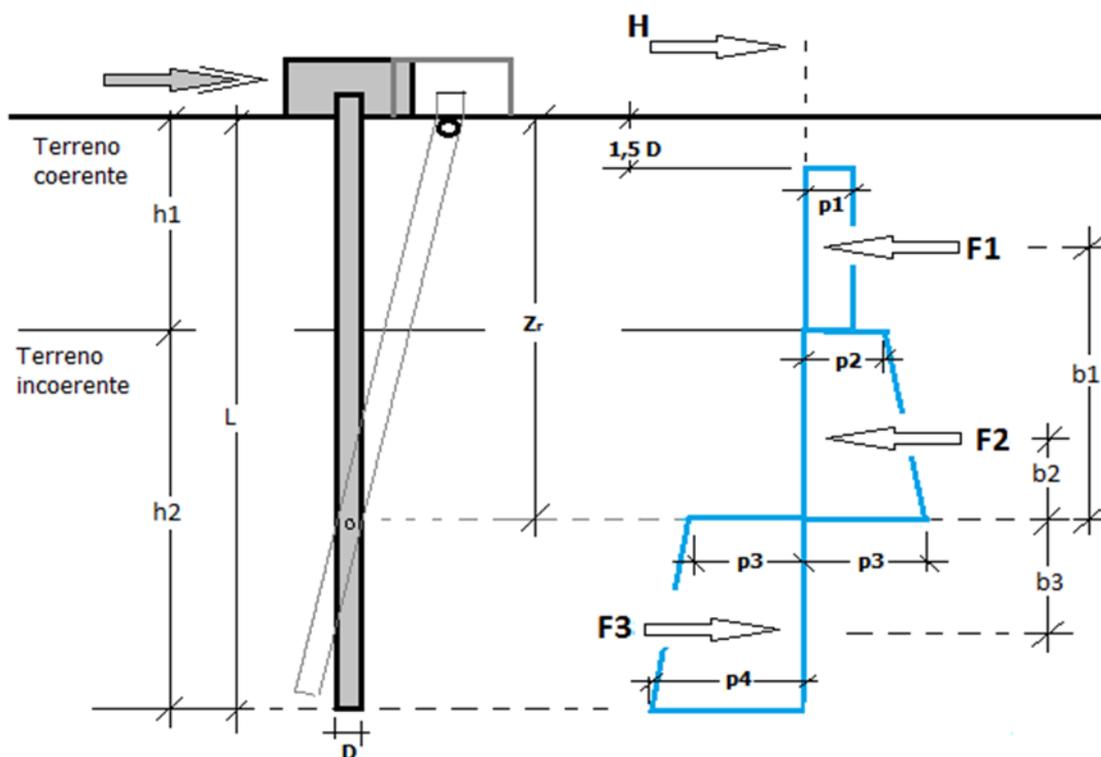
Calcolo del Carico Limite Orizzontale per terreni stratificati

La teoria di Broms è formulata per terreni omogenei, di tipo coerente o incoerente; in caso di terreni stratificati, la teoria di Broms viene generalizzata formulando le seguenti ipotesi aggiuntive, rispetto al caso del terreno monostrato:

- terreno coerente: la resistenza laterale per unità di superficie p_i viene considerata costante, secondo l'ipotesi di Broms, a partire da una profondità pari ad $1,5 \cdot D$, ritenendo nulla la reazione per strati di altezza inferiore a $1,5 \cdot D$. La resistenza p_i è indipendente dalla pressione litostatica.

- terreno incoerente: la resistenza laterale per unità di superficie p_i varia con legge lineare lungo l'altezza, secondo l'ipotesi di Broms. La resistenza p_i è dipendente dalla pressione litostatica $\gamma \cdot z$, per cui nel calcolo di tali resistenze si tiene conto del peso degli eventuali strati sovrastanti. Un ulteriore settaggio, presente nelle preferenze del software, consente di trascurare o meno la presenza della falda nella valutazione della pressione litostatica.

Per un terreno di due strati lo schema considerato è il seguente:



Nella fase di calcolo, si verifica se il meccanismo di rottura del palo, ipotizzato vincolato in testa (rotazione alla testa impedita) sia di:

Palo CORTO

Si valuta il diagramma dei momenti, ipotizzando che il palo non subisca plasticizzazioni. Sotto l'azione della forza H il palo subisce una traslazione rigida.

Nell'ipotesi di cui in figura seguente, le resistenze laterali valgono:

$$p_1 = 9 \cdot c_u \cdot D;$$

$$p_2 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1;$$

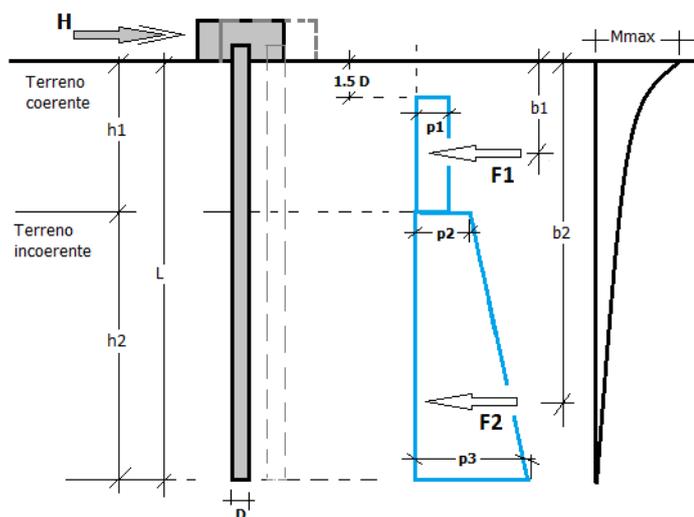
$$p_3 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2).$$

Da cui:

$$F_1 = p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D);$$

$$F_2 = (p_1 + p_2) \cdot h_2 / 2.$$

Indicando con M_p il momento resistente del palo, se risulta $M_{max} = F_1 \cdot b_1 + F_2 \cdot b_2 < M_p$ l'ipotesi di palo corto è soddisfatta, altrimenti



occorre procedere con l'ipotesi di palo intermedio.

Palo INTERMEDIO

Si valuta il diagramma dei momenti, ipotizzando che il palo subisca una plasticizzazione all'attacco con la fondazione e che al piede sia presente un vincolo alla traslazione orizzontale. Sotto l'azione della forza H il palo subisce una traslazione ed una rotazione rigida.

Nell'ipotesi di cui in figura seguente, le resistenze laterali valgono:

$$p_1 = 9 \cdot c_u \cdot D;$$

$$p_2 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1;$$

$$p_3 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2).$$

Da cui:

$$F_1 = p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D);$$

$$F_2 = (p_1 + p_2) \cdot h_2 / 2.$$

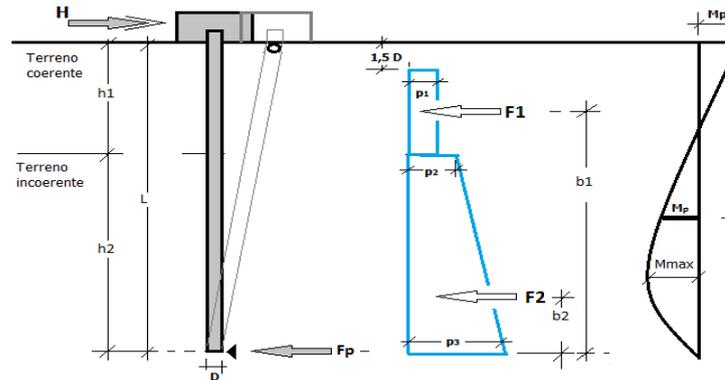
Applicando l'equilibrio alla rotazione intorno al piede del palo:

$$M_p + F_1 \cdot b_1 + F_2 \cdot b_2 - H \cdot L = 0$$

si determina il valore dell'azione H che sollecita il palo.

Una volta note tutte le forze in gioco, si determina il diagramma del momento lungo il fusto del palo.

Indicando con M_p il momento resistente del palo, se risulta $M_{max} < M_p$ l'ipotesi di palo intermedio è soddisfatta, altrimenti occorre procedere con l'ipotesi di palo lungo.



Palo LUNGO

Si valuta il diagramma dei momenti, ipotizzando che il palo subisca una plasticizzazione all'attacco con la fondazione e lungo il fusto. Sotto l'azione della forza H il palo subisce una traslazione ed una rotazione rigida.

Nell'ipotesi di cui in figura seguente, le resistenze laterali valgono:

$$p_1 = 9 \cdot c_u \cdot D;$$

$$p_2 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1;$$

$$p_3 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2).$$

Da cui:

$$F_1 = p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D);$$

$$F_2 = (p_1 + p_2) \cdot h_2 / 2.$$

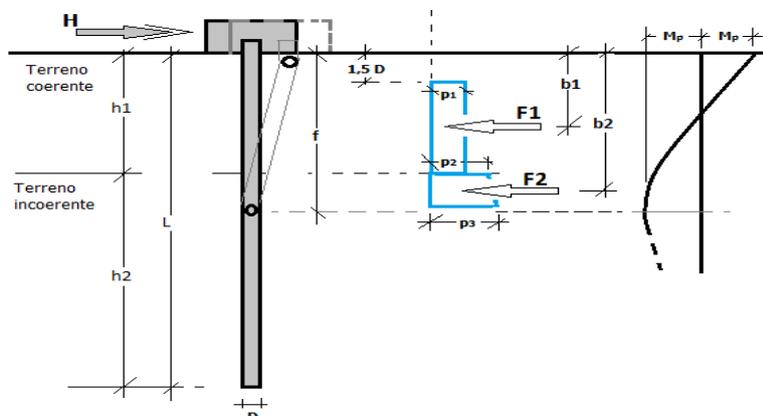
Applicando l'equilibrio alla traslazione si ha:

$$H = F_1 + F_2$$

Imponendo

l'equilibrio alla rotazione intorno alla seconda cerniera plastica:

$$H \cdot f - F_1 \cdot (f - b_1) - F_2 \cdot (f - b_2)$$



$$- 2M_p = 0$$

si determina la profondità f della seconda cerniera plastica.

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alle verifiche delle fondazioni su pali eseguite per i seguenti stati limite:

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali.

Si precisa che i valori relativi alle colonne QRd, di cui nella tabella relativa alle verifiche, sono da intendersi come il valore di progetto della resistenza Rd ossia il rapporto fra il carico limite qlim (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R , relativo all'approccio utilizzato.

Tabella 4: Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali (cfr. D.M. 2018)

Resistenza	Simbolo	infissi	trivellati	ad elica continua
	γ_R	R3	R3	R3
Base	γ_b	1,15	1,35	1,30
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ^(*)	γ_t	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,25	1,25

Il coefficiente γ_R da applicare alla resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali è assunto pari a 1,30 (cfr. tabella 6.4.VI D.M. 2018).

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedono l'utilizzo dei parametri geotecnici, il valore caratteristico della resistenza R_k è dato dal valore ottenuto applicando alle resistenze calcolate R_{cal} i fattori di correlazione ξ riportati nella tabella 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_k = R_{cal}/\xi_3.$$

Tabella 5: Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate (cfr. D.M. 2018).

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40

Si precisa che, nella sottostante tabella, la coppia QEd,V - QRd,V e QEd,O - QRd,O è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che dà luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS).

N.B: il valore del QEd,V rappresenta l'azione agente sulla testa del palo a cui si sottrae la differenza fra il peso del palo ed quello del volume di terreno occupato dal palo.

PALI - VERIFICHE A CARICO LIMITE VERTICALE E ORIZZONTALE ALLO SLU

Id _{PI/Pnt} PI	Id _{Nd,sup}	Pali - Verifiche a carico limite verticale e orizzontale allo SLU													
		carichi verticali: compressione					carichi verticali: trazione			carichi orizzontali					
		Q _{Ed,Max,V,c}	Q _{Rd,V,c}	Q _{Rd,V,Pt}	Q _{Rd,V,Lt}	CS _{V,c}	Q _{Ed,Max,V,t}	Q _{Rd,V,t}	CS _{V,t}	Q _{Ed,O}	Q _{Rd,O}	M _{max,O}	T.R.	Z _{c,pls}	CS _O
		[N]	[N]	[N]	[N]		[N]	[N]		[N]	[N]	[N-m]		[m]	
PALO12	00014	336 982	1 460 348	1 049 507	410 841	4,33	0	576 957	-	189 784	279 133	565901	Palo Lungo	2,92	1,47
PALO11	00013	218 029	1 460 348	1 049 507	410 841	6,70	0	576 957	-	188 873	279 133	565901	Palo Lungo	2,92	1,48
PALO9	00012	217 104	1 460 348	1 049 507	410 841	6,73	-144 623	576 957	3,99	186 459	279 133	565901	Palo Lungo	2,92	1,50
PALO7	00011	216 727	1 460 348	1 049 507	410 841	6,74	-233 713	576 957	2,47	182 882	279 133	565901	Palo Lungo	2,92	1,53

Id _{PI/Pnt} PI	Id _{Nd,sup}	carichi verticali: compressione					carichi verticali: trazione			carichi orizzontali					
		Q _{Ed,Max,V,c}	Q _{Rd,V,c}	Q _{Rd,V,Pt}	Q _{Rd,V,Lt}	CS _{V,c}	Q _{Ed,Max,V,t}	Q _{Rd,V,t}	CS _{V,t}	Q _{Ed,O}	Q _{Rd,O}	M _{max,O}	T.R.	Z _{c,pls}	CS _O
		[N]	[N]	[N]	[N]		[N]	[N]		[N]	[N]	[N-m]		[m]	
PAL05	00010	217 092	1 460 348	1 049 507	410 841	6,73	-167 465	576 957	3,45	178 915	279 133	565901	Palo Lungo	2,92	1,56
PAL03	00009	217 991	1 460 348	1 049 507	410 841	6,70	0	576 957	-	175 812	279 133	565901	Palo Lungo	2,92	1,59
PAL01	00008	293 159	1 460 348	1 049 507	410 841	4,98	0	576 957	-	174 671	279 133	565901	Palo Lungo	2,92	1,60
PAL02	00007	547 095	1 460 348	1 049 507	410 841	2,67	0	576 957	-	175 977	279 133	565901	Palo Lungo	2,92	1,59
PAL04	00006	728 326	1 460 348	1 049 507	410 841	2,01	0	576 957	-	179 159	279 133	565901	Palo Lungo	2,92	1,56
PAL06	00005	800 217	1 460 348	1 049 507	410 841	1,82	0	576 957	-	183 121	279 133	565901	Palo Lungo	2,92	1,52
PAL08	00004	749 555	1 460 348	1 049 507	410 841	1,95	0	576 957	-	186 668	279 133	565901	Palo Lungo	2,92	1,50
PAL010	00003	584 076	1 460 348	1 049 507	410 841	2,50	0	576 957	-	189 005	279 133	565901	Palo Lungo	2,92	1,48

LEGENDA:

Id_{PI/Pnt} PI	Identificativo del palo o del plinto su pali.
Id_{Nd,sup}	Identificativo del nodo all'estremo superiore del palo o della pilastrata cui il plinto è collegato.
Q_{Rd,V,Pt}	Aliquota della resistenza di progetto verticale dovuto alla resistenza alla punta.
Q_{Rd,V,Lt}	Aliquota della resistenza di progetto verticale dovuto alla resistenza laterale.
Q_{Ed,O}	Carico orizzontale di progetto.
Q_{Rd,O}	Resistenza di progetto orizzontale.
M_{max,O}	Momento massimo lungo il palo per carichi orizzontali.
T.R.	Modalità di rottura per carico limite orizzontale (Palo Corto, Palo Medio, Palo Lungo).
Z_{c,pls}	Profondità della seconda cerniera plastica.
CS_O	Coefficiente di sicurezza per azioni orizzontali ([NS] = Non Significativo per valori di CS >= 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta).
Q_{Ed,Max,V,c}	Carico verticale di progetto massimo a compressione (c) ed a trazione (t).
/	
Q_{Ed,Max,V,t}	
Q_{Rd,V,c/}	Resistenza di progetto verticale a compressione (c) ed a trazione (t).
Q_{Rd,V,t}	
CS_{V,c/}	
CS_{V,t}	Coefficiente di sicurezza per azioni verticali a compressione (c) ed a trazione (t). ([NS] = Non Significativo per valori di CS >= 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta).