

REGIONE PUGLIA  
CITTA' METROPOLITANA DI BARI  
COMUNI DI GRAVINA IN PUGLIA E ALTAMURA



# AUTORIZZAZIONE UNICA EX D.LGS. 387/2003

## Progetto Definitivo Parco eolico "Silvium" e opere connesse

TITOLO ELABORATO

### Relazione geotecnica

CODICE ELABORATO

COMMESSA	FASE	ELABORATO	REV.
F0477	A	R04	A

Riproduzione o consegna a terzi solo dietro specifica autorizzazione

SCALA

—

DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
febbraio 2022	prima emissione	SCO	GMA	GDS

PROPONENTE



### wpd Silvium s.r.l.

Corso d'Italia 83  
00198 Roma (RM)  
Tel: +39 06 960 353 01  
wpdsilviumsril@legalmail.it  
P.IVA. 16496431004

PROGETTAZIONE



### F4 ingegneria srl

via Di Giura - Centro Direzionale, 85100 Potenza  
Tel: +39 0971 1 944 797 - Fax: +39 0971 5 54 52  
www.f4ingegneria.it - f4ingegneria@pec.it

Il Direttore Tecnico  
(ing. Giovanni Di Santo)



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





## Sommario

<b>1 Premessa</b>	<b>3</b>
<b>2 Introduzione</b>	<b>4</b>
<b>3 Rischio idrogeologico e inquadramento geologico</b>	<b>5</b>
<b>3.1 Geologia dell'area oggetto di studio</b>	<b>5</b>
<b>4 Idrogeologia ed idrologia</b>	<b>7</b>
<b>5 Indagini geognostiche</b>	<b>8</b>
<b>5.1 Indagine sismica - MASW</b>	<b>8</b>
5.1.1 MASW 01	9
5.1.2 MASW 02	9
5.1.3 MASW 03	9
5.1.4 MASW 04	9
5.1.5 MASW 05	9
5.1.6 MASW 06	10
<b>5.2 Indagine sismica - SISMICA A RIFRAZIONE IN ONDE P E SH</b>	<b>10</b>
5.2.1 Sism ST01	10
5.2.2 Sism ST02	10
5.2.3 Sism ST03	11
5.2.4 Sism ST04	11
5.2.5 Sism ST05	11
5.2.6 Sism ST06	12
<b>5.3 Sondaggi meccanici consultati</b>	<b>12</b>
<b>6 Modellazione geotecnica</b>	<b>13</b>



---

<b>6.1 Scelta tipologica delle opere di fondazione</b>	<b>13</b>
<b>6.2 Caratterizzazione geotecnica</b>	<b>13</b>
6.2.1 Aerogeneratori	13
<b>7 Verifiche di sicurezza</b>	<b>15</b>
7.1 Carico limite per i pali	16



# 1 Premessa

Il presente progetto, presentato dalla società WPD Silvium s.r.l., con sede legale in Corso d'Italia n. 83 00198 Roma, in qualità di proponente, è stato redatto in riferimento al progetto di un nuovo parco eolico di proprietà, denominato "Silvium", localizzato nei territori comunali di Gravina in Puglia e di Altamura, in provincia di Bari.

WPD Italia ha come mission lo sviluppo delle energie sostenibili, attraverso know-how avanzato, innovazione tecnologica e integrazione con il territorio e le comunità locali. Questi sono i quattro fattori chiave grazie ai quali il marchio WPD, presente in Italia dal 2006, è diventato anche nel nostro Paese uno dei punti di riferimento nel settore chiave delle energie rinnovabili, in particolare dell'eolico.

Forte dell'esperienza e della competenza internazionale del Gruppo WPD, WPD Italia opera con un doppio approccio: da un lato con lo sviluppo di progetti "green field", dall'altro con l'acquisizione di progetti già autorizzati per portarli a realizzazione. In particolare, lo sviluppo di progetti in proprio rappresenta una delle attività specifiche di WPD Italia, che si avvale, a seconda dei casi, anche del supporto di collaboratori esterni ben inseriti nel territorio che hanno il compito di contribuire a integrare le esigenze peculiari delle varie realtà locali con quelle del progetto specifico. Unendo da un lato le capacità finanziarie, gestionali e tecnologiche, dall'altro l'attività di acquisizione di progetti in via di sviluppo o autorizzati, WPD Italia si pone come il partner industriale ideale per affrontare la sfida dell'energia rinnovabile. Nell'interesse di tutti gli attori coinvolti, a partire da quelli del territorio.

Il Gruppo WPD nasce in Germania, a Brema, nel 1996. Da oltre 20 anni opera nel settore delle energie rinnovabili, in particolare da fonte eolica. Il Gruppo, in continuo sviluppo, è presente con le sue società controllate in 28 Paesi (Europa, Asia, America del nord), dove lavorano oltre 3200 persone. Ad oggi il Gruppo WPD ha installato oltre 2400 torri eoliche – con una capacità totale di circa 5150 MW – ed è direttamente responsabile del funzionamento e della gestione di 513 parchi eolici, equivalenti a 5.3 GW di potenza installata.

Il Gruppo ha ottenuto il riconoscimento "A" dall'agenzia di rating Euler Hermes del gruppo Allianz, a testimonianza dell'alta affidabilità finanziaria dell'impresa.

Nel 2006 WPD fa il suo ingresso nel mercato italiano delle energie rinnovabili con la progettazione di 3 impianti solari fotovoltaici – 2 in Calabria nel Comune di Lamezia Terme (CZ) ed 1 nel Lazio nel Comune di Minturno (LT), ognuno della potenza di 1 MW – che, in esercizio dal 2008, sono stati tra i primi impianti di grande taglia autorizzati ad aver goduto della tariffa incentivante del Primo Conto Energia. WPD Italia ha in corso di Autorizzazione oltre 900 MW di progetti eolici in Puglia, Lazio, Calabria, Campania e Sardegna.

Il futuro parco eolico sarà costituito da 6 aerogeneratori di potenza unitaria massima pari a 6.6 MW, per una potenza complessiva di 39.6 MW. Il comune di Altamura sarà interessato dalla realizzazione dell'elettrodotto in AT di connessione del nuovo impianto alla Stazione Elettrica (SE) della Rete di Trasmissione Nazionale (RTN).

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".

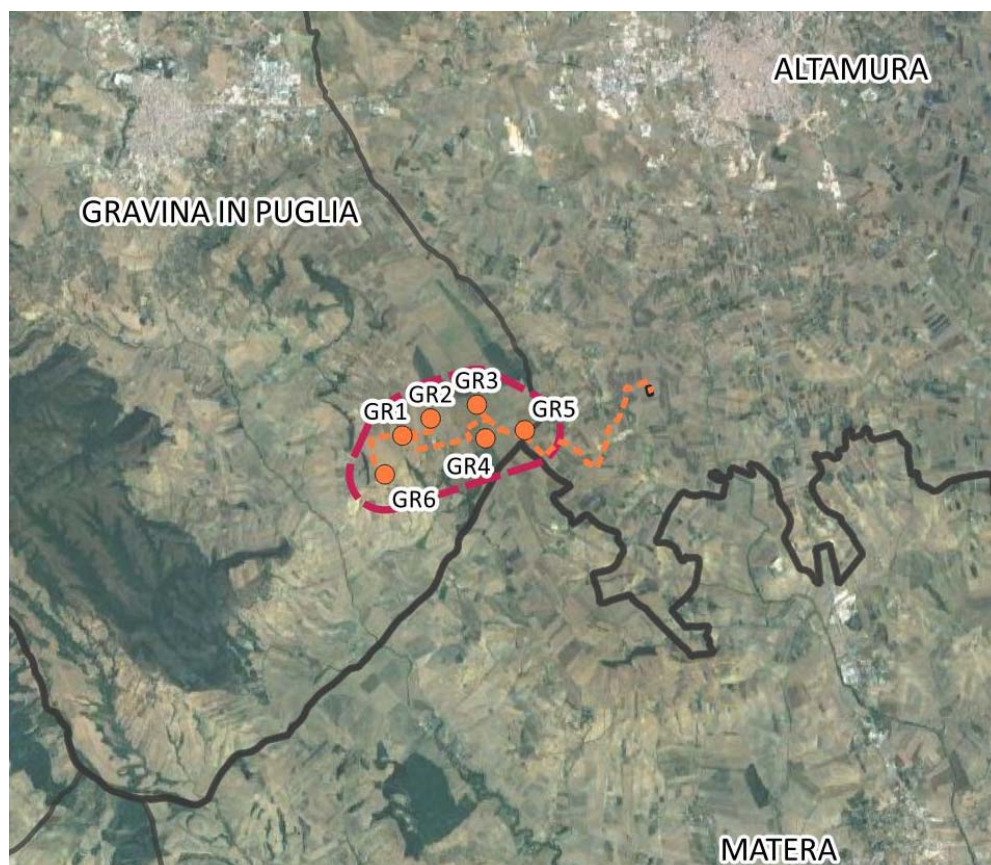


Figura 1: Ubicazione aerogeneratori su Ortofoto



## 3 Rischio idrogeologico e inquadramento geologico

Il piano stralcio per la difesa dal rischio idrogeologico vigente, redatto ed adottato dall'ex Autorità di Bacino della Basilicata (oggi Autorità Distrettuale dell'Appennino meridionale), riporta nella zona di stretto interesse varie aree a rischio idrogeologico di natura Geomorfologica (frane, erosione accelerata, smottamenti ecc.).

Le aree vincolate per Rischio Idrogeologico per presenza di movimenti franosi non interessano direttamente le aree di sedime degli aerogeneratori in progetto, anzi sono ubicate a distanza da essi tanto da non interferire nemmeno con le aree di ubicazione delle piste e delle piazzole di stoccaggio.

A grande scala la regione può essere inquadrata, dal punto di vista geologico-strutturale, nell'ambito del sistema orogenico appenninico, riconoscibile nel settore dell'Italia meridionale che si estende dal margine tirrenico a quello adriatico.

I tre domini del sistema orogenico sono: la Catena rappresentata dall'Appennino Campano-Lucano, l'Avanfossa rappresentata dall'Avanfossa Adriatica e l'Avanpaese rappresentata dalla regione Apulo-Garganica.

Le caratteristiche geologiche, morfologiche e tettoniche attuali della regione, possono essere quindi interpretate come il risultato complessivo degli sconvolgimenti tettonici, che a più riprese, ma soprattutto nella fase miocenica/pleistocenica dell'orogenesi appenninica, hanno interessato le unità geologiche preesistenti, e della continua evoluzione paleogeografia che i tre domini del sistema orogenico appenninico, risultanti da tali sconvolgimenti, hanno subito nel tempo.

I modelli evolutivi proposti dai diversi autori, si presentano diversi tra loro nel fornire una spiegazione delle diverse fasi della genesi appenninica, è comunque ormai comunemente accettato che il sistema orogenico appenninico si sia formato a partire dall'Oligocene Superiore-Miocene inferiore, dal progressivo accavallamento da ovest verso est, dovuto a compressione, di unità stratigrafico-strutturali mesozoico-paleogeniche e di unità sinorogeniche di Avanfossa.

### 3.1 Geologia dell'area oggetto di studio

Nell'area oggetto di studio e nelle zone limitrofe affiorano, dal basso verso l'alto in ordine stratigrafico i seguenti litotipi:

- *Sabbie di Monte Marano*: Sabbia limosa debolmente argillosa di colore giallastro a luoghi rossastra a granulometria medio fine, intercalati ad essa ci sono: livelli sparsi di arenaria con spessori da centimetraci a decimetrici di colore dal grigiastro al giallastro; lenti ciottolose e conglomeratiche con spessori da decimetrici a metrici, i cui ciottoli si presentano di medie e grandi dimensioni, eterogenici, da sub-arrotondati ad appiattiti; livelli limoso-sabbiosi e infine, frequenti straterelli di calcare polverulento e concrezioni calcaree che si presentano nel complesso nodulari. Possiamo ascrivere questi sedimenti alla Formazione Geologica nota in lettura come Sabbie di Monte Marano;
- *Argille Calcigne*: argille e marne siltose con intercalazioni calcaree;





- *Sabbie dello Staturo*: Sabbie fini quarzoso –micacee con lenti conglomeratiche a stratificazione incrociata. Mancano le concrezioni calcaree caratteristiche delle sabbie di monte marano di cui sono coese, ma presentano abbondanti miche che fanno pensare ad una deposizione alluvionale. Il loro spessore nella zona varia da una 15 di metri a qualche decimetro e sono sovrapposta a luoghi da conglomerati di sedimentazione continentale;
- *Conglomerati poligenici o puddinghe poligeniche* eneralmente cementate con ciottoli anche di rocce cristalline;

Nei pressi delle valli dei torrenti "Gravina" e "Gravina di Matera" affiorano i depositi alluvionali attuali e recenti composti da limi sabbiosi e sabbioso-argillosi rivenienti dall'erosione dei deposi-ti plio-pleistocenici circostanti.



## 4 Idrogeologia ed idrologia

Le acque di precipitazione che raggiungono il suolo sono ripartite in aliquota di scorrimento superficiale, e d'infiltrazione nel sottosuolo, secondo il grado di permeabilità dei terreni affioranti.

Nel caso specifico della zona del Parco Eolico "Silvium" le caratteristiche granulometriche e litologiche degli strati superficiali permettono l'infiltrazione di acqua di precipitazione meteorica favorendo una circolazione di acqua nel sottosuolo, consentendo in tal modo l'accumulo di acqua di falda.

Tali accumuli si rinvergono solo dove affiorano terreni granulari dei depositi alluvionali i quali poggiano direttamente sulle argille grigio-azzurre impermeabili che fanno da letto alle falde.

Dai rilievi di superficie e dai dati di bibliografia è emerso che la falda acquifera che interessa i pianori di stretto interesse, si trova ad una profondità di circa 25.0 m ed è trattenuta alla base dalla formazione argillosa impermeabile.

L'installazione dei nuovi aerogeneratori non interferirà con il reticolo idrografico esistente.

In merito alla circolazione idrica sotterranea, nell'area oggetto di studio non sono presenti falde che possono interagire con le opere in progetto.

La falda idrogeologicamente importante nell'areale è rappresentata dall'acquifero carsico, che si sviluppa esclusivamente nelle fratture o in cavità carsiche del complesso calcareo-dolomitico, defluisce verso il mare in direzione N-NE secondo direttrici preferenziali caratterizzate da parametri idrodinamici complessi.

L'acquifero qui descritto si rinviene a profondità di oltre 300.0 metri dal piano campagna. Dalla conoscenza dell'assetto geologico-stratigrafico dell'area e dalle prove geognostiche, si è misurato il livello piezometrico della falda locale che si attesta ad una profondità tale da non interferire con le opere in progetto.





## 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 aero-generatori in progetto.

Le indagini indirette sono consistite in n. 6 Stendimenti sismici a Rifrazione eseguiti con tecnica MASW e altrettanti stendimenti eseguiti in Onde P e SH per la verifica stratigrafica dei primi metri di sottosuolo, inoltre, sono state consultate due campagne di indagini geognostiche eseguite nelle immediate vicinanze dell'area di stretto interesse, quale: quella eseguita per l'adeguamento della SS n. 99 Matera-Altamura e quella eseguita per la realizzazione di un parco eolico in località "Lama di Nebbia"

Di tale campagna geognostica sono consultati n. 2 Sondaggi Meccanici a Carotaggio Continuo con prelievo di campioni indisturbati sottoposti ad analisi geotecniche di laboratorio i cui dati sono riportati in coda alla presente relazione nella sezione Report di Fine Campagna Geognostica.

Di seguito, invece, si riporta una breve descrizione dei risultati ottenuti dalle indagini indirette eseguite nelle n.6 aree di sedime delle torri eoliche in progetto.

### 5.1 Indagine sismica - MASW

Tenendo conto delle caratteristiche geolitologiche dell'area indagata, l'indagine geognostica mediante sismica MASW si rileva particolarmente utile poiché consente di indagare in dettaglio i primi 30 metri dal piano campagna e fornisce utili informazioni sullo spessore e sulla consistenza dei litotipi presenti.

La correlazione con le altre indagini, eseguite nell'ambito della stessa campagna, consente inoltre di definire i rapporti di giacitura, ed i caratteri geotecnica di massima, degli stessi.

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 ( $V_{seq}$ ).

Per tale ragione è stato applicato il metodo di prospezione sismica del tipo M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves) che attraverso lo studio delle Onde Superficiali registrate in campagna, permette di determinare la  $V_s$  nei primi 30 metri di profondità.

L'intero processo comprende tre passi successivi: L'acquisizione delle onde superficiali (ground roll), la costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza) e l'inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle  $V_s$ .

Per ottenere un profilo  $V_s$  bisogna produrre un treno d'onde superficiali a banda larga e registrarlo minimizzando il rumore. Una molteplicità di tecniche diverse sono state utilizzate nel tempo per ricavare la curva di dispersione, ciascuna con i suoi vantaggi e svantaggi.

L'inversione della curva di dispersione viene realizzata iterativamente, utilizzando la curva di dispersione misurata come riferimento sia per la modellizzazione diretta che per la procedura ai minimi quadrati.



### 5.1.1 MASW 01

---

Per lo stendimento MASW01, il valore equivalente di VS calcolato pari a 364 m/sec, colloca i litotipi presenti nella **Categoria di sottosuolo B: 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.**

In esso, fino alla profondità di 30,0 mt dal p.c. non è stato intercettato il badrock sismico.

### 5.1.2 MASW 02

---

Per lo stendimento MASW02, il valore equivalente di VS calcolato pari a 493 m/sec, colloca i litotipi presenti nella **Categoria di sottosuolo B: 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.**

In esso, fino alla profondità di 30,0 mt dal p.c. non è stato intercettato il badrock sismico.

### 5.1.3 MASW 03

---

Per lo stendimento MASW03, il valore equivalente di VS calcolato pari a 383 m/sec, colloca i litotipi presenti nella **Categoria di sottosuolo B: 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.**

In esso, fino alla profondità di 30,0 mt dal p.c. non è stato intercettato il badrock sismico.

### 5.1.4 MASW 04

---

Per lo stendimento MASW04, il valore equivalente di VS calcolato pari a 474 m/sec, colloca i litotipi presenti nella **Categoria di sottosuolo B: 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.**

In esso, fino alla profondità di 30,0 mt dal p.c. non è stato intercettato il badrock sismico.

### 5.1.5 MASW 05

---

Per lo stendimento MASW05, il valore equivalente di VS calcolato pari a 395 m/sec, colloca i litotipi presenti nella **Categoria di sottosuolo B: 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.**

In esso, fino alla profondità di 30,0 mt dal p.c. non è stato intercettato il badrock sismico.



## 5.1.6 MASW 06

Per lo stendimento MASW06, il valore equivalente di VS calcolato pari a 365 m/sec, colloca i litotipi presenti nella **Categoria di sottosuolo B: 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.**

In esso, fino alla profondità di 30,0 mt dal p.c. non è stato intercettato il badrock sismico.

## 5.2 Indagine sismica - SISMICA A RIFRAZIONE IN ONDE P E SH

Tenendo conto delle caratteristiche geolitologiche dell'area indagata, l'indagine geognostica mediante sismica a rifrazione, utilizzando i parametri su indicati, si rileva particolarmente utile poiché consente di indagare in dettaglio i primi 15 metri dal piano campagna e fornisce utili informazioni a carattere areale sullo spessore e sulla consistenza dei litotipi presenti.

La correlazione con le altre indagini, eseguite nell'ambito della stessa campagna, consente inoltre di definire i rapporti di giacitura, ed i caratteri geotecnica di massima, degli stessi.

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.

### 5.2.1 Sism ST01

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

1. Sismostrato A: terreno vegetale e deposito di natura sabbiosa limo-ciottolosa, mediamente consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 374 m/sec per una profondità media di circa -2,10 mt da pc;
2. Sismostrato B: deposito di natura sabbioso-limosa, consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 611 m/sec per una profondità media di circa - 9,10 mt da pc;
3. Sismostrato C: deposito di natura limosa sabbioso-argillosa, ben consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 1169 m/sec sino a fine indagine (≈-15 mt da pc).

### 5.2.2 Sism ST02

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



1. Sismostrato A: terreno vegetale e deposito di natura sabbiosa limo-ciottolosa, mediamente consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 332 m/sec per una profondità media di circa -1,80 mt da pc;
2. Sismostrato B: deposito di natura sabbioso-limosa, consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 891 m/sec per una profondità media di circa - 5,90 mt da pc;
3. Sismostrato C: deposito di natura limosa sabbioso-argillosa, ben consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 1184 m/sec sino a fine indagine ( $\approx$ -15 mt da pc).

### 5.2.3 Sism ST03

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

1. Sismostrato A: terreno vegetale e deposito di natura sabbiosa limo-ciottolosa, mediamente consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 546 m/sec per una profondità media di circa -1,20 mt da pc;
2. Sismostrato B: deposito di natura sabbioso-limosa, consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 972 m/sec per una profondità media di circa - 7,40 mt da pc;
3. Sismostrato C: deposito di natura limosa sabbioso-argillosa, molto consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 1484 m/sec sino a fine indagine ( $\approx$ -15 mt da pc).

### 5.2.4 Sism ST04

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

1. Sismostrato A: terreno vegetale e deposito di natura sabbiosa limo-ciottolosa, mediamente consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 452 m/sec per una profondità media di circa -1,70 mt da pc;
2. Sismostrato B: deposito di natura sabbioso-limosa, consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 970 m/sec per una profondità media di circa - 7,60 mt da pc;
3. Sismostrato C: deposito di natura limosa sabbioso-argillosa, molto consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 1614 m/sec sino a fine indagine ( $\approx$ -15 mt da pc).

### 5.2.5 Sism ST05

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



1. Sismostrato A: terreno vegetale e deposito di natura sabbiosa limo-ciottolosa, mediamente consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 441 m/sec per una profondità media di circa -2,10 mt da pc;
2. Sismostrato B: deposito di natura sabbioso-limosa, consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 996 m/sec per una profondità media di circa - 6,20 mt da pc;
3. Sismostrato C: deposito di natura limosa sabbioso-argillosa, molto consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 1278 m/sec sino a fine indagine ( $\approx$ -15 mt da pc).

### 5.2.6 Sism ST06

Nel profilo sismico Sism ST06 sono stati riconosciuti tre orizzonti significativi con differenti caratteristiche elasto-meccaniche:

1. Sismostrato A: terreno vegetale e deposito di natura sabbiosa limo-ciottolosa, mediamente consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 507 m/sec per una profondità media di circa -1,80 mt da pc;
2. Sismostrato B: deposito di natura sabbioso-limosa, consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 923 m/sec per una profondità media di circa - 8,90 mt da pc;
3. Sismostrato C: deposito di natura limosa sabbioso-argillosa, molto consistente, caratterizzato da valori medi di velocità delle onde P pari a circa 1416 m/sec sino a fine indagine ( $\approx$ -15 mt da pc).

## 5.3 Sondaggi meccanici consultati

La caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni è stata determinata sia da prove di laboratorio sui campioni prelevati in corrispondenza dei sondaggi consultati appartenenti a n. 2 campagne geognostiche eseguite nelle vicinanze dell'area di interesse, le cui stratigrafie sono riportate nell'allegato Report di fine Campagna Geognostica dello studio geologico, sia da dati di letteratura che contemplano gli stessi litotipi.

Le n. 2 campagne geognostiche sono: quella eseguita per l'ammodernamento del tratto della SS n. 99 Matera-Altamura, strada che attraversa il parco eolico ubicato in agro di Altamura e costeggia l'area di stretto interesse, e quella eseguita per la riqualificazione del Borgo Venusio, borgo presente a sud dell'area di stretto interesse

A ciascuna delle unità litostratigrafiche sono stati attribuiti i valori delle proprietà fisico-meccaniche che meglio ne descrivono il comportamento globale.



## 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 a 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 delle prove geotecniche, 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.

#### 6.2.1 Aerogeneratori

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati di seguito. Per ulteriori dettagli si rimanda alla Relazione geologica.

#### TERRENI

N <sub>TRN</sub>	γ <sub>T</sub> [N/m <sup>3</sup> ]	K <sub>1</sub>			φ [°]	c <sub>u</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	c' [N/mm <sup>2</sup> ]	E <sub>d</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	E <sub>cu</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	Terreni		
		K <sub>1X</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	K <sub>1Y</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	K <sub>1Z</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]						A <sub>S-B</sub>	ST_P	
<b>CONGLOMERATICI SABBIOSI</b>												
T001	19 920	60	60	30	34	0,000	0,000	2	0	0,000	NO	
<b>ARGILLE CALCIGNE</b>												
T002	19 750	60	60	30	23	0,000	0,006	12	0	0,000	NO	
<b>SABBIE MONTEMARANO</b>												
T003	18 000	60	60	30	31	0,000	0,002	27	0	0,000	NO	

#### LEGENDA:

N <sub>TRN</sub>	Numero identificativo del terreno.
γ <sub>T</sub>	Peso specifico del terreno.
K <sub>1</sub>	Valori della costante di Winkler riferita alla piastra Standard di lato b = 30 cm nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K <sub>1X</sub> ), Y (K <sub>1Y</sub> ), e Z (K <sub>1Z</sub> ).
φ	Angolo di attrito del terreno.
c <sub>u</sub>	Coesione non drenata.
c'	Coesione efficace.
E <sub>d</sub>	Modulo edometrico.
E <sub>cu</sub>	Modulo elastico in condizione non drenate.
A <sub>S-B</sub>	Parametro "A" di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.
ST_P	[SI]: Il terreno è usato nella valutazione delle spinte a tergo delle pareti/muri controterra; [NO]: Il terreno NON è usato nella valutazione delle spinte a tergo delle pareti/muri controterra.



## STRATIGRAFIE

N <sub>TRN</sub>	Stratigrafie				
	Q <sub>i</sub> [m]	Q <sub>f</sub> [m]	Cmp. S.	Add	ΔEd
<b>[S001]-STRATIGRAFIA GRAVINA</b>					
T001	0,00	-5,00	incoerente	sciolto	nulla
T002	-5,00	-15,00	incoerente	sciolto	nulla
T003	-15,00	INF	incoerente	sciolto	nulla

### LEGENDA:

- N<sub>TRN</sub>** Numero identificativo della stratigrafia.  
**Q<sub>i</sub>** Quota iniziale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia).  
**Q<sub>f</sub>** Quota finale dello strato (riferito alla quota iniziale della stratigrafia). INF = infinito (profondità dello strato finale).  
**Cmp. S.** Comportamento dello strato.  
**Add** Addensamento dello strato.  
**ΔEd** Variazione con la profondità del modulo edometrico.



## 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 $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	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 $\gamma_M$	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan\phi_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coazione efficace	$C'_k$	$\gamma_C$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	$C_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	$\gamma_r$	$\gamma_r$	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  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.**

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

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 per i pali

### 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  $Pp$ :

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

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 ( $Pp$ ) 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  $\phi$  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.

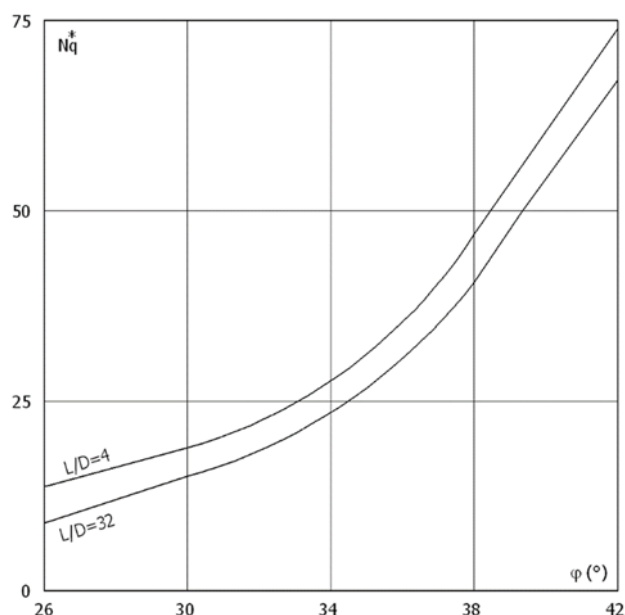
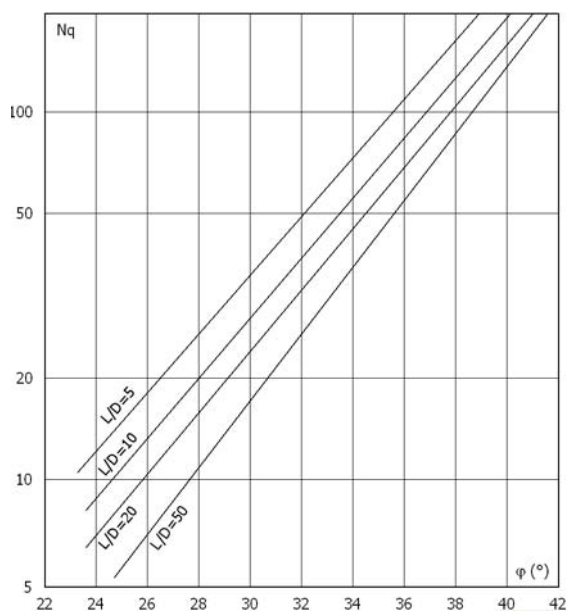
Nel calcolo della resistenza alla punta si fa distinzione tra condizioni drenate e non drenate.

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  $\sigma_h$ ) 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  $\mu$  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  $\alpha$  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.

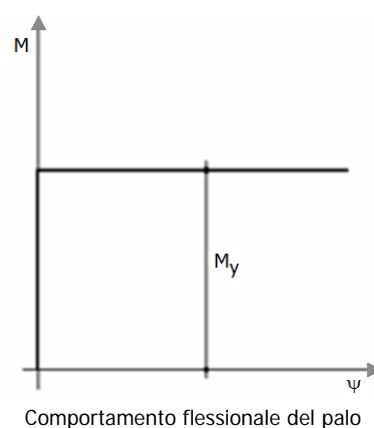
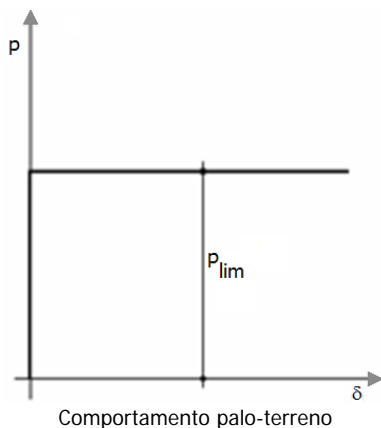
Invece, richiesto un calcolo del palo in condizioni drenate, sia per gli strati coerenti che per quelli incoerenti il contributo alla portanza laterale del singolo strato viene stimato in funzione dell'attrito.

### 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 supporti 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 rigidezze 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).

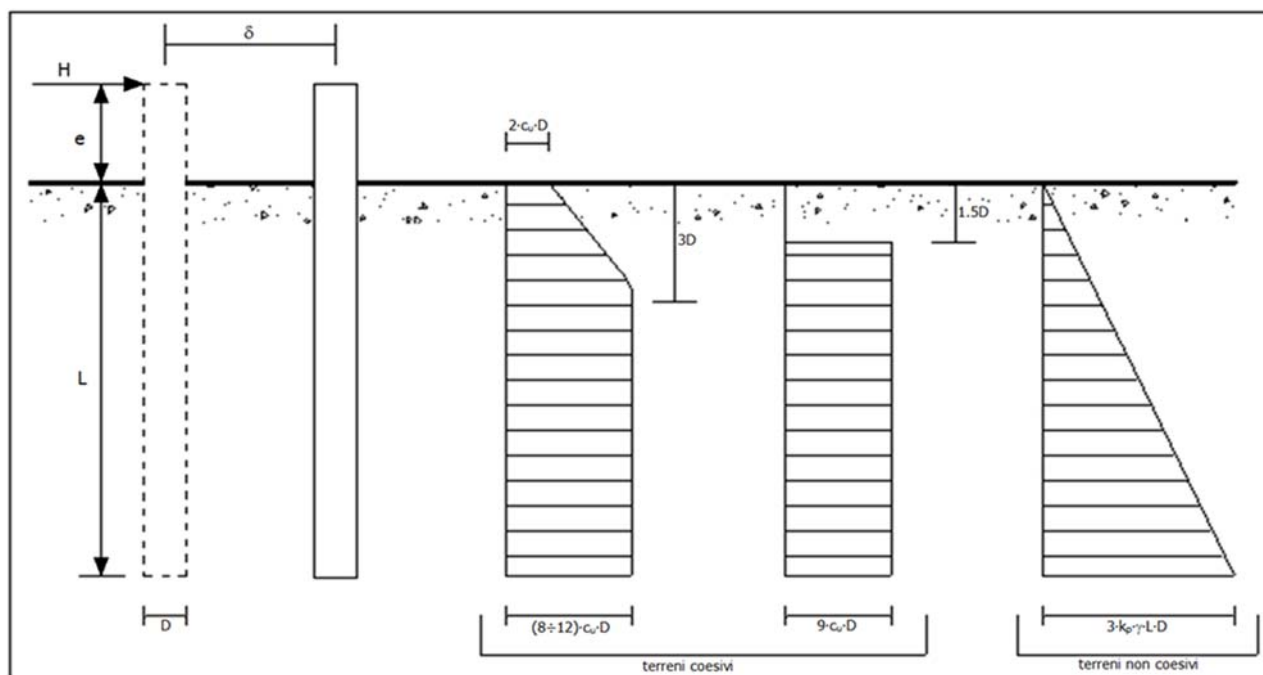


Figura 2: Andamento della resistenza del terreno, secondo la teoria di Broms

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.

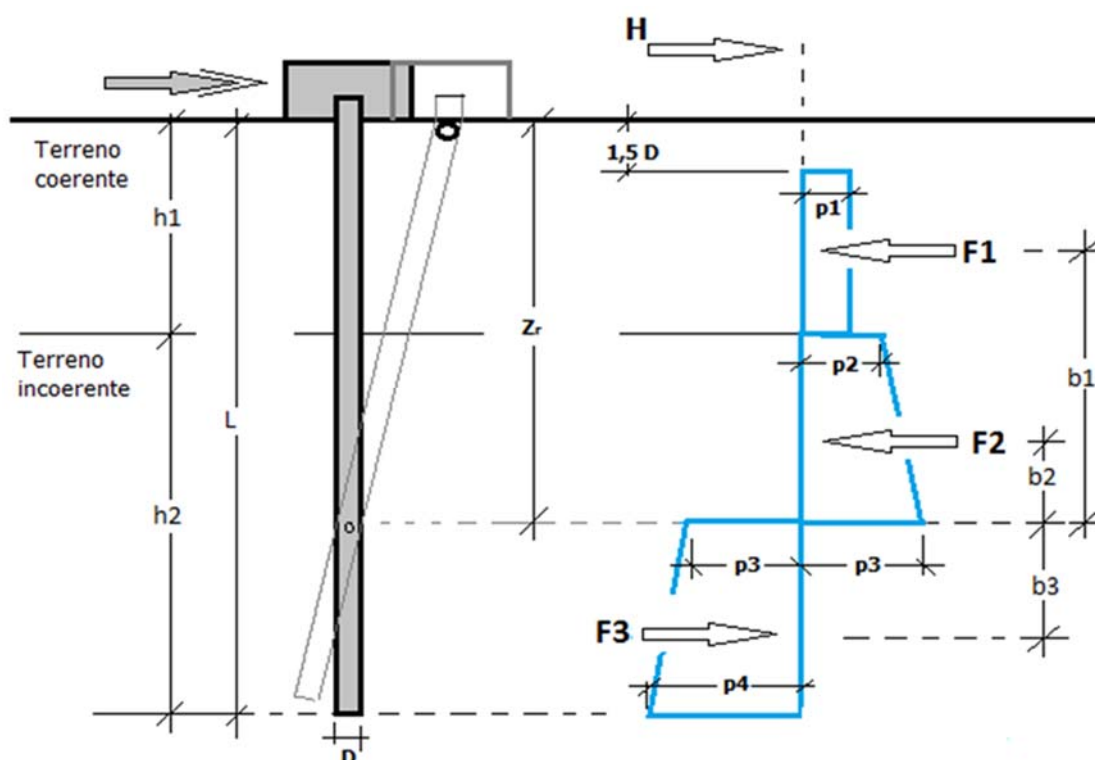
Oltre ai parametri meccanici del terreno viene considerato anche il Momento Ultimo  $M_p$  del palo che è funzione oltre che dell'armatura anche dello sforzo assiale agente. Se il comportamento è a palo lungo viene calcolata anche la profondità di formazione della seconda cerniera plastica.

### 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.

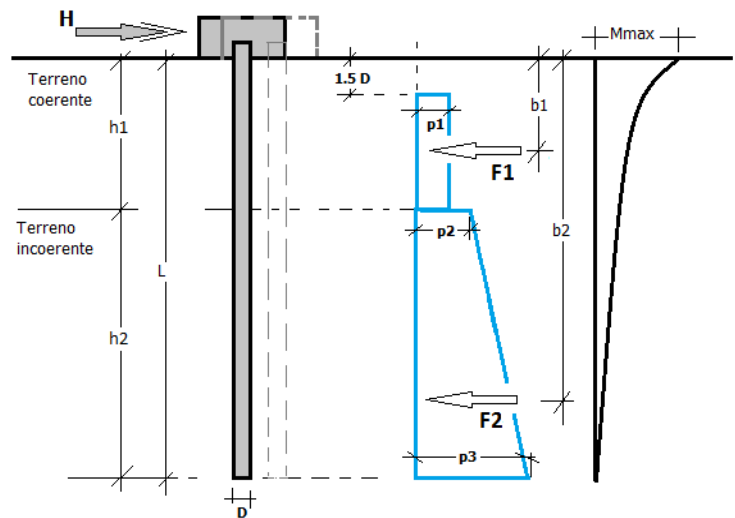
Nell'ipotesi di cui in figura seguente, le resistenze laterali valgono:

$$\begin{aligned} p_1 &= 9 \cdot c_u \cdot D; \\ p_2 &= 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1; \\ p_3 &= \\ &= 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2). \end{aligned}$$

Da cui:

$$\begin{aligned} F_1 &= p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D); \\ F_2 &= (p_1 + p_2) \cdot h_2 / 2. \end{aligned}$$

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:

$$\begin{aligned} p_1 &= 9 \cdot c_u \cdot D; \\ p_2 &= 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1; \\ p_3 &= \\ &= 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2). \end{aligned}$$

Da cui:

$$\begin{aligned} F_1 &= p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D); \\ F_2 &= (p_1 + p_2) \cdot h_2 / 2. \end{aligned}$$

Applicando

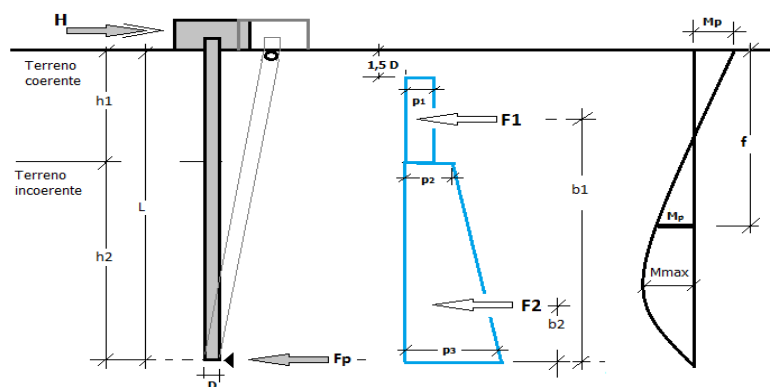
l'equilibrio alla rotazione intorno al piede del palo:

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

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:

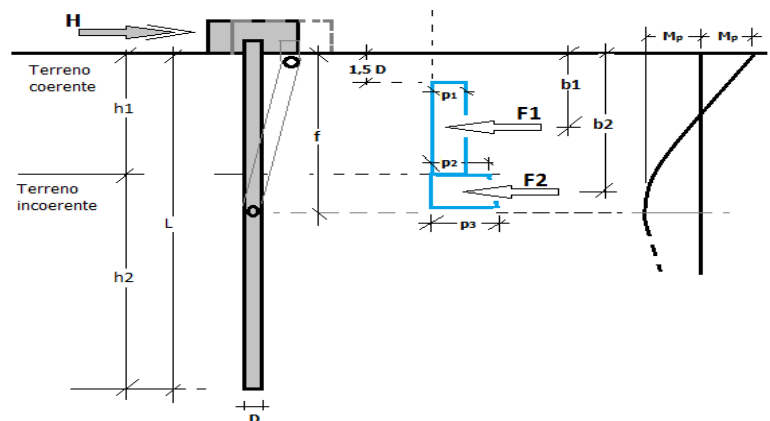
$$H = F_1 + F_2$$

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  $\gamma_R$ , relativo all'approccio utilizzato.

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

Resistenza	Simbolo	infissi	trivellati	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 <sup>(*)</sup>	$\gamma_t$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,25	1,25



Il coefficiente  $\gamma_R$  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  $\xi$  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
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40

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

N.B: il valore del  $Q_{Ed,V}$  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 <sub>PI</sub> /Pnt PI	Id <sub>Nd,sup</sub>	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	591 549	3 325 788	2 405 076	920 712	5,62	0	1 067 684	-	189 860	323 486	565901	Palo Lungo	2,52	1,70
PALO11	00013	370 272	3 325 788	2 405 076	920 712	8,98	0	1 067 684	-	188 913	323 486	565901	Palo Lungo	2,52	1,71
PALO9	00012	366 756	3 325 788	2 405 076	920 712	9,07	-335 887	1 067 684	3,18	186 422	323 486	565901	Palo Lungo	2,52	1,74
PALO7	00011	365 318	3 325 788	2 405 076	920 712	9,10	-506 282	1 067 684	2,11	182 803	323 486	565901	Palo Lungo	2,52	1,77
PALO5	00010	366 710	3 325 788	2 405 076	920 712	9,07	-379 598	1 067 684	2,81	178 879	323 486	565901	Palo Lungo	2,52	1,81
PALO3	00009	370 116	3 325 788	2 405 076	920 712	8,99	-955	1 067 684	NS	175 855	323 486	565901	Palo Lungo	2,52	1,84
PALO1	00008	507 325	3 325 788	2 405 076	920 712	6,56	0	1 067 684	-	174 750	323 486	565901	Palo Lungo	2,52	1,85
PALO2	00007	1 000 730	3 325 788	2 405 076	920 712	3,32	0	1 067 684	-	176 009	323 486	565901	Palo Lungo	2,52	1,84
PALO4	00006	1 354 486	3 325 788	2 405 076	920 712	2,46	0	1 067 684	-	179 115	323 486	565901	Palo Lungo	2,52	1,81
PALO6	00005	1 494 784	3 325 788	2 405 076	920 712	2,22	0	1 067 684	-	183 042	323 486	565901	Palo Lungo	2,52	1,77
PALO8	00004	1 395 436	3 325 788	2 405 076	920 712	2,38	0	1 067 684	-	186 632	323 486	565901	Palo Lungo	2,52	1,73
PALO10	00003	1 072 082	3 325 788	2 405 076	920 712	3,10	0	1 067 684	-	189 043	323 486	565901	Palo Lungo	2,52	1,71

**LEGENDA:**

- Id<sub>PI</sub>/Pnt PI** Identificativo del palo o del plinto su pali.
- Id<sub>Nd,sup</sub>** Identificativo del nodo all'estremo superiore del palo o della pilastata 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  $CS \geq 100$ ; [VNR]= Verifica Non Richiesta).
- $Q_{Ed,Max,V,c}$**  Carico verticale di progetto massimo a compressione (c) ed a trazione (t).
- $Q_{Ed,Max,V,t}$**  Resistenza di progetto verticale a compressione (c) ed a trazione (t).
- $Q_{Rd,V,c}/Q_{Rd,V,t}$**



Pali - Verifiche a carico limite verticale e orizzontale allo SLU

Id <sub>PI</sub> /Pnt PI	Id <sub>Nd,sup</sub>	carichi verticali: compressione					carichi verticali: trazione			carichi orizzontali					
		Q <sub>Ed,Max,V,c</sub>	Q <sub>Rd,V,c</sub>	Q <sub>Rd,V,Pt</sub>	Q <sub>Rd,V,Lt</sub>	CS <sub>V,c</sub>	Q <sub>Ed,Max, V,t</sub>	Q <sub>Rd,V,t</sub>	CS <sub>V,t</sub>	Q <sub>Ed,O</sub>	Q <sub>Rd,O</sub>	M <sub>max,O</sub>	T.R.	Z <sub>c,pls</sub>	CS <sub>O</sub>
		[N]	[N]	[N]	[N]		[N]	[N]		[N]	[N]	[N·m]		[m]	
CS <sub>V,c</sub> / CS <sub>V,t</sub>	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).														