

# IMPIANTO AGRI-NATURALISTICO-VOLTAICO (ANaV) CERIGNOLA SAN GIOVANNI IN FONTE

REGIONE PUGLIA  
PROVINCIA DI FOGGIA  
COMUNE di CERIGNOLA

Progetto per la realizzazione dell'impianto (ANaV)  
per la produzione di energia elettrica da fonte solare della  
potenza complessiva di 99,42 MW, sito nel comune di Cerignola,  
località "San Giovanni in Fonte" e relative opere di connessione  
nei comuni di Stornarella, Orta Nova e Stornara (FG)

## PROGETTO DEFINITIVO

Elaborato:	Titolo:
Rel. 12a	<b>Relazione Geotecnica, Sismica - Aree di impianto</b>

Scala:	Formato Stampa:	Codice Identificatore Elaborato
n.a.	A4	Y1CRT40_RelazioneGeotecnica_12a

Progettazione:

Committente:



Università degli Studi di Firenze  
Dr. Enrico Palchetti  
Piazzale delle Cascine, 18 - 50121 Firenze  
Centralino +39 055 2755800  
enrico.palchetti@unifi.it - dagri@pec.unifi.it



**TOZZIgreen**

TOZZI GREEN S.p.a.  
Via Brigata Ebraica, 50 - 48123 Mezzano (RA)  
Tel 0544 525311 Fax 0544 525319  
info@tozzigreen.com - tozzi.re@legalmail.it  
www.tozzigreen.com

**ALIA**

ALIA SOCIETA' SEMPLICE  
Prof. Arch. Giovanni Campeol  
Piazza delle Istituzioni, 22 - 31100 Treviso  
Tel. 0422 235343  
alia@aliavalutazioni.it - aliasocieta@pec.it

Industrial service S.r.l.  
Via Aliano, 25 - 71042 Bolzano (BZ) - Italia  
Tel. 0885 542 07 74  
info@industrial-service.it



Studio Tecnico Calcarella  
Dott. ing. Fabio Calcarella  
Via Bartolomeo Ravenna, 14 - 73100 Lecce  
Mob. 340 9243575  
fabio.calcarella@gmail.com - fabio.calcarella@ingpec.eu

Consulenza Scientifica:

Politecnico di Bari  
Dip. Meccanica Matematica e Management  
Prof. Ing. Riccardo Amirante  
via Orabona 4 - 70126 Bari  
amirante@poliba.it



SE.ARCH. S.p.A.

SE.ARCH - S.r.l.  
Dott. Stefano Di Stefano  
Via del Vigneto, 21 - 39100 Bolzano (BZ) - Italia  
serviziarcheologia@pec.it

Data	Motivo della revisione:	Redatto:	Controllato:	Approvato:
Marzo 2021	Prima emissione	STC	FC	Tozzi Green

1. PREMESSA.....	2
2. INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE .....	5
3. COMPATIBILITÀ DEL CAVIDOTTO ESTERNO MT CON IL PAI .....	7
4. NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	8
5. DETERMINAZIONE DELLA PORTANZA VERTICALE DI FONDAZIONI PROFONDE .....	8
6. CARICO LIMITE VERTICALE ALLA PUNTA DEL PALO .....	9
7. CARICO LIMITE VERTICALE LUNGO LA SUPERFICIE LATERALE DEL PALO .....	12
8. DETERMINAZIONE DEI CEDIMENTI DI FONDAZIONI PROFONDE .....	13
9. SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO .....	15
10. PARAMETRI DI CALCOLO .....	17
11. ARCHIVIO STRATIGRAFIE .....	18
12. ARCHIVIO TERRENI .....	18
13. VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI PROFONDE .....	19
14. VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI PROFONDE .....	20

## 1. PREMESSA

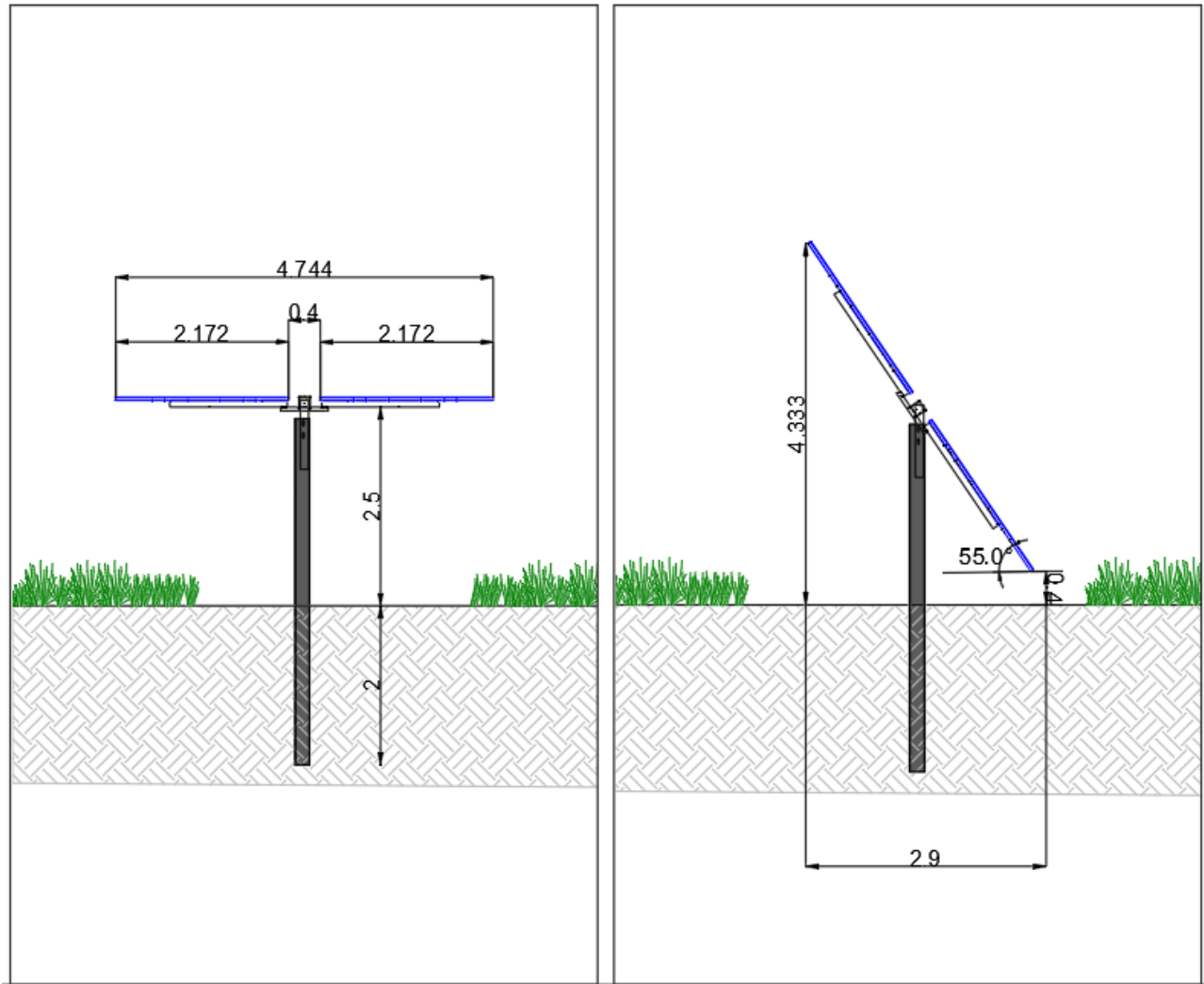
La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno e gli aspetti geotecnici relativi alle strutture di fondazione utili per la progettazione definitiva di un impianto Agro-Naturalistico-Voltaico (A.Na.V.) nel territorio di Cerignola (FG), in località San Giovanni in Fonte.

In particolare, in questa relazione, saranno indagate le strutture di fondazione relative alle aree di impianto con particolare riferimento alle fondazioni profonde costituite da paletti in acciaio infissi nel terreno ed utili per sorreggere le strutture di sostegno dei moduli (tracker).



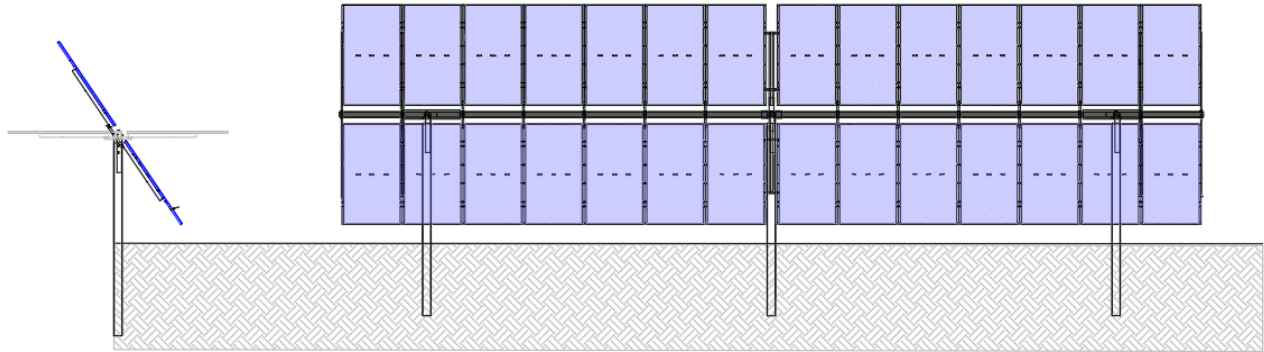
*Inquadramento su ortofoto*

Le strutture di supporto dei moduli fotovoltaici saranno costituite da inseguitori (tracker) monoassiali, ovvero strutture di sostegno mobili che nell'arco della giornata "inseguono" il movimento del sole orientando i moduli fotovoltaici su di essi installati da est a ovest, con range di rotazione completo del tracker da est a ovest è pari a  $110^\circ$  ( $-55^\circ/+55^\circ$ ), come indicato in figura.



I moduli fotovoltaici, di dimensioni pari a 2.172 mm x 1.303 mm e peso pari a 30,9 kg, saranno installati sull'inseguitore su due file con configurazione *portrait* (verticale rispetto l'asse di rotazione del tracker). Nell'impianto in progetto avremo inseguitori da 28 moduli.

Vista in prospettiva



Da un punto di vista strutturale il tracker è realizzato in acciaio da costruzione in conformità agli Eurocodici, con maggior parte dei componenti zincati a caldo. I tracker possono resistere fino a velocità del vento di 55 km/h, ed avviano la procedura di sicurezza (ruotando fin all'angolo di sicurezza) quando le raffiche di vento hanno velocità superiore a 50 km/h. L'angolo di sicurezza non è zero (posizione orizzontale) ma un angolo diverso da zero, per evitare instabilità dinamica ovvero particolari oscillazioni che potrebbero danneggiare i moduli ed il tracker stesso. Per quanto attiene le fondazioni i tracker saranno fissati al terreno tramite pali infissi direttamente "battuti" nel terreno. La profondità standard di infissione è di 1,5 m, tuttavia in fase esecutiva in base alle caratteristiche del terreno ed ai calcoli strutturali tale valore potrebbe subire modifiche che tuttavia si prevede siano non eccessive. La scelta di questo tipo di inseguitore evita l'utilizzo di cemento e minimizza i movimenti terra per la loro installazione.

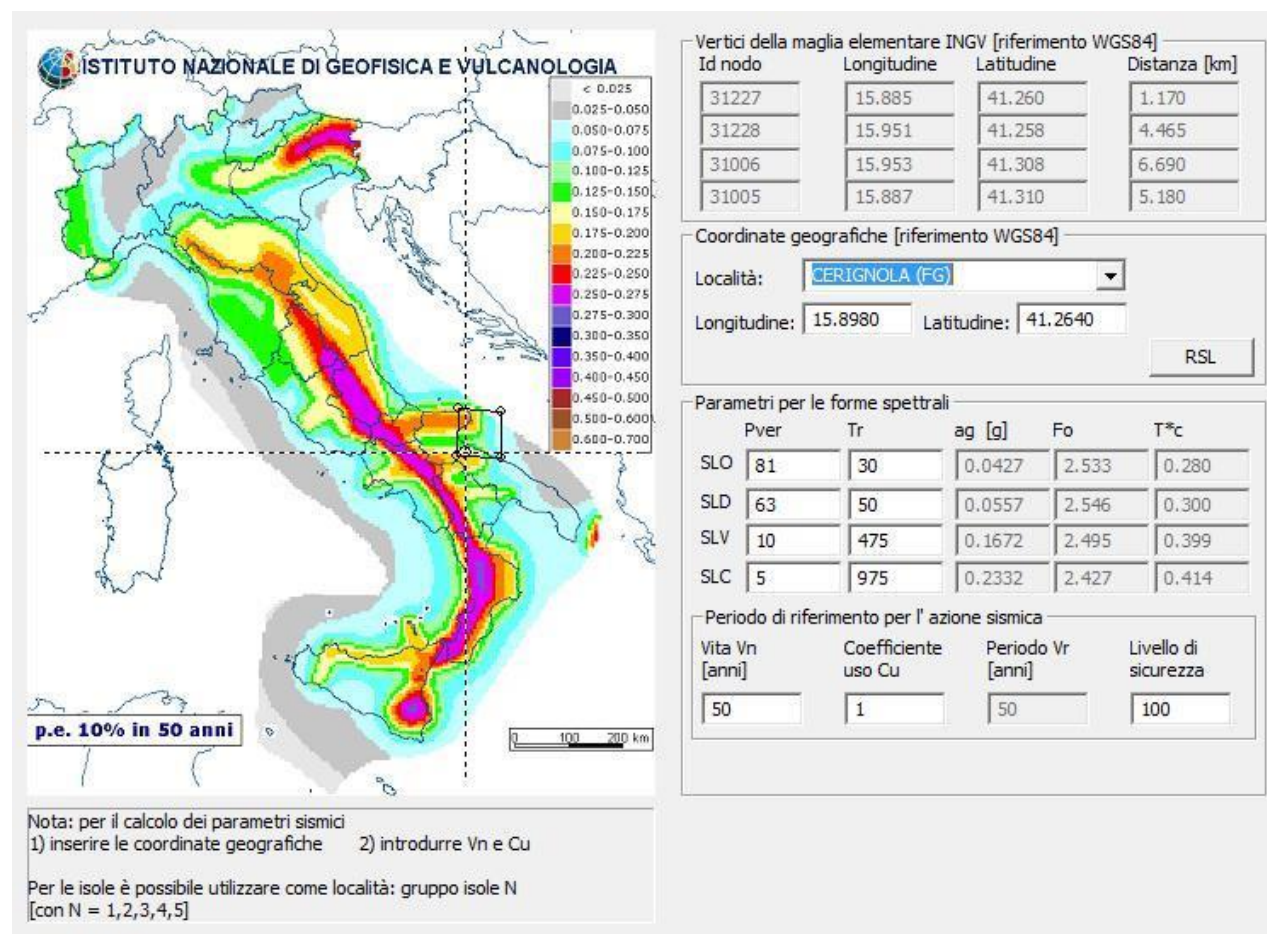


***Palo del tracker infisso nel terreno***

## 2. INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

### Pericolosità sismica

La definizione della pericolosità sismica di base secondo le NTC 2018 si determina attraverso un griglia regolare che copre tutto il territorio nazionale. Nei nodi della griglia l'INGV ha calcolato l'accelerazione sismica massima attesa e in conformità a quest'ultima sono calcolati i parametri di pericolosità sismica.



### Inquadramento geologico, geomorfologico e idrogeomorfologico

L'area interessata dal progetto è posizionata ad una quota topografica compresa tra 155 e 160 metri s.l.m. L'area oggetto di studio ricade nella Piana del Tavoliere di Capitanata, che presenta una morfologia sub-pianeggiante. L'intera area del Tavoliere è ricoperta da depositi quaternari, in prevalenza di facies alluvionale.

Si tratta di depositi clastici sabbioso-ghiaioso, a luoghi alternati a strati di materiale fino.

La formazione sabbiosa con intercalazioni ghiaiose è mascherata da una copertura di terreno vegetale della potenza di circa un metro.

I rilievi di superficie eseguiti e i sondaggi geognostici hanno portato ad escludere la presenza di falde superficiali nei primi 5.0-6.0 metri di profondità, che possano quindi interferire con le opere fondali dell'impianto.

La successione stratigrafica ricostruita nelle due aree di indagini attraverso i sondaggi nell'area di impianto e la Masw con il suo profilo sismo stratigrafico hanno portato ad osservare che strati graficamente e simicamente le due aree sono confrontabili.

Nei primi 6.0-10.0 metri si hanno limi argillosi e sabbiosi, seguono ghiaie sabbiose; ad una profondità di 17.0-20.0 metri si hanno delle sabbie limose fini.

L'analisi di laboratorio eseguita su un campione indisturbato prelevato a 2.0 metri ha permesso di caratterizzare il terreno fondale dell'impianto; sono risultati i seguenti parametri meccanici utili ai fini di eventuali calcoli:

Angolo di attrito	28.8 °
Peso di volume	1.68 gr/cm <sup>3</sup>
Coesione	0.09 kg/cm <sup>2</sup>

Le nuove norme tecniche ordinano che, nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, per tener conto di eventuali indeterminazione, si devono dividere i valori dei parametri geotecnici, per i coefficienti parziali, risultando i seguenti parametri caratteristici di progetto:

Parametro al quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_m$ <i>limi sabbiosi</i>	
	M1	M2
Tan $\phi'$	28.8	23.74
Cu	0.09	0.072
$\gamma$	1.68	1.68

Tan  $\phi'$  = tangente dell'angolo di resistenza al taglio (°);  
 $\gamma$  = peso dell'unità di volume (g/cm<sup>3</sup>);  $c'$  = coesione non drenata (kg/cm<sup>2</sup>)

Con l'indagine Masw è stato ricavato l'andamento delle Vs e da qui calcolato il valore della Vs,eq risultato di 342 m/s.

Il suolo di fondazione rientra, pertanto, nella categoria C, di Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m.

La categoria topografica è la T1.

### 3. COMPATIBILITÀ DEL CAVIDOTTO ESTERNO MT CON IL PAI

Il Piano di Assetto Idrogeologico della Regione Puglia (PAI) è stato approvato dall'Autorità di Bacino della Regione Puglia il 30 novembre 2005.

Il PAI definisce i concetti di rischio idrogeologico, di pericolosità di frana e di pericolosità idrogeologica. Il rischio (R) è definito come l'entità del danno atteso in seguito al verificarsi di un particolare evento calamitoso, in un intervallo di tempo definito, in una data area; esso è correlato alla pericolosità (P) ovvero la probabilità di accadimento dell'evento calamitoso entro un definito arco temporale (frequenza), con determinate caratteristiche di magnitudo (intensità).

In riferimento **all'assetto idraulico**, le Norme Tecniche di Attuazione del PAI definiscono aree ad alta pericolosità idraulica (AP), a media pericolosità idraulica (MP), ed a bassa pericolosità idraulica (BP). Le aree in cui saranno installati i moduli fotovoltaici ed in cui verranno realizzate le opere accessorie (cabine elettriche, strade di collegamento, cavidotti, adeguamenti stradali, etc.) non ricadono in aree di AP, MP o BP.

In riferimento **all'assetto geomorfologico** le Norme Tecniche di Attuazione del PAI definiscono aree a pericolosità geomorfologica molto elevata (PG3), a pericolosità geomorfologica elevata (PG2) ed a pericolosità geomorfologica media e moderata (PG1).

Per quanto concerne la **classificazione del rischio**, il PAI definisce quattro classi di rischio:

- moderato (R1), per il quale i danni sociali, economici ed al patrimonio ambientale sono marginali;
- medio (R2), per i quali sono possibili danni minori agli edifici, alle infrastrutture ed al patrimonio ambientale che non pregiudicano l'incolumità del personale, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività economiche;
- elevato (R3), per il quale sono possibili problemi per l'incolumità delle persone, danni funzionali agli edifici ed alle infrastrutture, con conseguente inagibilità degli stessi, l'interruzione di funzionalità delle attività socioeconomiche e danni rilevanti al patrimonio ambientale;
- molto elevato (R4), per il quali sono possibili la perdita di vite umane e lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edifici, alle infrastrutture ed al patrimonio ambientale e la distruzione delle attività socioeconomiche.

Nel nostro caso, il cavidotto esterno MT di collegamento alla SSE attraversa per alcuni brevi tratti aree a pericolosità geomorfologica media e moderata (P.G.1) ed a rischio moderato (R1).

Si riporta quanto espresso nel comma 1 dell'art.15 delle NTA del PAI:

*“Nelle aree a pericolosità geomorfologica media e moderata (P.G.1) sono consentiti tutti gli interventi previsti dagli strumenti di governo del territorio purché l'intervento garantisca la sicurezza, non determini condizioni di instabilità e non modifichi negativamente le condizioni ed i processi geomorfologici nell'area e nella zona potenzialmente interessata dall'opera e dalle sue pertinenze.”*

Il cavidotto in questione risulta essere compatibile con le prescrizioni sopraindicate in quanto sarà interrato e



passerà su strade esistenti non determinando condizioni di instabilità e non modificando la geomorfologia dell'area interessata. Infatti, le aree oggetto di intervento non subiranno modifiche in quanto saranno ripristinate le condizioni ante operam e sarà fatto utilizzando gli stessi materiali rinvenuti dallo scavo.

#### 4. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- **LEGGE n° 64 del 02/02/1974.** "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.";
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988.** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.";
- **D.M. LL.PP. del 16/01/1996.** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.";
- **Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997.** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996.";
- **Eurocodice 1 - Parte 1 - "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -";**
- **Eurocodice 7 - Parte 1 - "Progettazione geotecnica - Regole generali -";**
- **Eurocodice 8 - Parte 5 - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -";**
- **D.M. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**

#### 5. DETERMINAZIONE DELLA PORTANZA VERTICALE DI FONDAZIONI PROFONDE

Per la determinazione della portanza verticale di fondazioni profonde si fa riferimento a due contributi: la "portanza di punta" e la "portanza per attrito laterale". Queste due componenti in genere sono calcolate in maniera autonoma dato che risulta molto difficoltoso, tranne che in poche situazioni, stabilire quanta parte del carico è assorbita dall'attrito laterale e quanta dalla resistenza alla punta. Nel seguito, ai fini del calcolo della portanza verticale, si assumeranno le seguenti espressioni generali valide per il caso di palo soggetto a compressione e per il caso di palo soggetto a trazione (nel calcolo della portanza verticale è possibile tenere in conto tutti o solo uno dei contributi su definiti):

$$Q_C = \frac{Q_P}{\eta_P} + \frac{Q_L}{\eta_L} - W_{ATT.NEG.} - W_P \quad (\text{caso di palo in compressione}) \quad Q_T$$
$$= \frac{Q_L}{\eta_L} + W_P \quad (\text{caso di palo in trazione})$$

dove i simboli su riportati hanno il seguente significato:

- $Q_C$  resistenza a compressione del palo
- $Q_T$  resistenza a trazione del palo
- $Q_P$  carico limite verticale alla punta del palo
- $Q_L$  carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo
- $W_{ATT.NEG.}$  attrito negativo agente sul palo
- $W_P$  peso totale del palo
- $\eta_P$  coefficiente di sicurezza per carico limite verticale alla punta del palo
- $\eta_L$  coefficiente di sicurezza per carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo

I valori del carico limite verticale alla punta del palo " $Q_P$ " e del carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo " $Q_L$ " sono determinati con le note "formule statiche". Queste esprimono i valori di cui sopra in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche geotecniche del terreno in cui è immerso, della modalità esecutiva e

dell'interfaccia palo-terreno.

Di seguito si illustrano le metodologie con le quali saranno determinati i valori prima citati; è necessario tenere presente che tali metodi sono riferiti al calcolo del "singolo palo" e per estendere tale modalità computazione al caso di "pali in gruppo" si farà ricorso ai "coefficienti d'efficienza", in questo modo si potrà tenere in debito conto l'interferenza reciproca che i pali esercitano.

## 6. CARICO LIMITE VERTICALE ALLA PUNTA DEL PALO

Il valore del carico limite verticale alla punta del palo, indipendentemente dal metodo utilizzato per la sua determinazione, è condizionato dalla modalità esecutiva. Esso varia notevolmente a seconda che il palo sia del tipo "infisso" o "trivellato" poiché le caratteristiche fisico-meccaniche del terreno circostante il palo variano in seguito alle operazioni d'installazione. Di conseguenza, per tenere conto della modalità esecutiva nel calcolo dei coefficienti di portanza, si propone di modificare il valore dell'angolo di resistenza a taglio secondo quanto suggerito da Kishida (1967):

$$\phi_{cor} = \frac{\phi + 40}{2} \quad (\text{per pali infissi}) \quad \phi_{cor} = \phi - 3^\circ \quad (\text{per pali trivellati})$$

Con la correzione di cui sopra si determineranno i fattori adimensionali di portanza che sono presenti nella relazione per la determinazione del carico limite verticale alla punta che assume la seguente espressione:

$$Q_p = A_p \cdot (q_p \cdot N_q^* + c \cdot N_c^*)$$

dove i simboli su riportati hanno il seguente significato:

- $A_p$  superficie portante efficace della punta del palo
- $q_p$  pressione del terreno presente alla punta del palo
- $c$  coesione del terreno alla punta del palo (nel caso di condizione non drenata  $c = c_u$ )
- $N_q^*, N_c^*$  fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno  $\phi_{cor}$  del terreno già corretti

In letteratura esistono diverse formulazioni per il calcolo dei fattori adimensionali di portanza, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

### Formulazione di Meyerhof per base poggiate su terreni sciolti (1951)

- se  $\phi \neq 0$  (condizione drenata) si ha:

$$\begin{aligned} N_q &= \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\phi)} & N_c &= (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi) \\ s_q &= 1 + 0.1 \cdot \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) & s_c &= 1 + 0.2 \cdot \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) && (\text{fattori di forma}) \\ d_q &= 1 + 0.1 \cdot \frac{L}{D} \cdot \sqrt{\text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)} & d_c &= 1 + 0.2 \cdot \frac{L}{D} \cdot \sqrt{\text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)} && (\text{fattori d'approfondimento}) \\ N_q^* &= N_q \cdot s_q \cdot d_q & N_c^* &= N_c \cdot s_c \cdot d_c \end{aligned}$$

- se  $\phi = 0$  (condizione non drenata) si ha:

$$\begin{aligned} N_q &= 1.00 & N_c &= \pi + 2 \\ s_q &= 1.00 & s_c &= 1.20 && (\text{fattori di forma}) \\ d_q &= 1.00 & d_c &= 1 + 0.2 \cdot \frac{L}{D} && (\text{fattori d'approfondimento}) \\ N_q^* &= N_q \cdot s_q \cdot d_q & N_c^* &= N_c \cdot s_c \cdot d_c \end{aligned}$$

### Formulazione di Hansen per base poggiate su terreni sciolti (1970)

- se  $\phi \neq 0$  (condizione drenata) si ha:

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\phi)} \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\phi)$$

$$s_q = 1 + \operatorname{tg}(\phi) \quad s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \quad (\text{fattori di forma})$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\phi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\phi))^2 \cdot \theta \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \theta \quad (\text{fattori d'approfondimento})$$

dove: se  $\frac{L}{D} \leq 1 \Rightarrow \theta = \frac{L}{D}$ , se  $\frac{L}{D} > 1 \Rightarrow \theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{L}{D}\right)$

$$N_q^* = N_q \cdot s_q \cdot d_q \quad N_c^* = N_c \cdot s_c \cdot d_c$$

se  $\phi = 0$  (condizione non drenata) si ha:

$$N_q = 1.00 \quad N_c = \pi + 2$$

$$s_q = 1.00 \quad s_c = 1.20 \quad (\text{fattori di forma})$$

$$d_q = 1.00 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \theta \quad (\text{fattori d'approfondimento})$$

$$N_q^* = N_q \cdot s_q \cdot d_q \quad N_c^* = N_c \cdot s_c \cdot d_c$$

#### Formulazione di Zeevaert per base poggiate su terreni sciolti (1972)

se  $\phi \neq 0$  (condizione drenata) si ha:

$$N_q^* = \frac{\cos^2(\phi)}{2 \cdot \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \cdot e^{\left(\frac{\pi}{2} + \phi\right) \cdot \operatorname{tg}(\phi)} \quad N_c^* = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\phi)$$

se  $\phi = 0$  (condizione non drenata) si ha:

$$N_q^* = 1.00 \quad N_c^* = 9.00$$

#### Formulazione di Berezantzev per base poggiate su terreni sciolti (1970)

Berezantzev fa riferimento ad una superficie di scorrimento "alla Terzaghi" che si arresta sul piano della punta del palo. Inoltre considera il cilindro di terreno coassiale al palo (avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento) in parte sostenuto da tensioni tangenziali dal rimanente terreno presente lungo la superficie laterale del cilindro. Conseguentemente il valore della pressione presente alla punta del palo è inferiore alla corrispondente pressione litostatica ed è influenzata dal rapporto tra la profondità alla quale è posta la punta "L" del palo e il diametro "D" dello stesso. Quindi il valore di  $N_q$  è influenzato da questo effetto "Silo". I valori che l'autore propone sono:

se  $\phi = 0$  (condizione drenata) si ha:

Valori di  $N_q^*$  per pali di diametro fino a 80.0 cm.

$L/\Delta$	8°	16°	18°	20°	22°	24°	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°	44°	46°	48°	50°
4	1.07	2.18	3.15	4.72	7.15	10.73	15.85	22.95	32.62	45.56	62.69	85.18	114.53	152.71	202.32	266.82	350.86	460.79	605.36
12	1.04	1.77	2.46	3.64	5.52	8.42	12.71	18.85	27.44	39.21	55.07	76.20	104.13	140.81	188.86	251.72	334.05	442.17	584.82
20	1.03	1.63	2.20	3.20	4.82	7.38	11.22	16.82	24.76	35.79	50.83	71.06	98.01	133.65	180.59	242.29	323.39	430.21	571.48
28	1.03	1.54	2.05	2.93	4.40	6.72	10.26	15.48	22.96	33.43	47.84	67.37	93.54	128.35	174.39	235.13	315.21	420.95	561.08
36	1.02	1.49	1.94	2.75	4.10	6.26	9.57	14.49	21.60	31.64	45.53	64.48	90.00	124.10	169.36	229.27	308.46	413.26	552.38
50	1.02	1.42	1.82	2.53	3.74	5.68	8.70	13.23	19.84	29.27	42.45	60.56	85.14	118.18	162.30	220.95	298.80	402.16	539.74
75	1.02	1.35	1.69	2.30	3.33	5.02	7.69	11.74	17.73	26.37	38.58	55.55	78.82	110.38	152.84	209.67	285.53	386.74	522.01
100	1.01	1.31	1.61	2.14	3.07	4.60	7.02	10.74	16.28	24.34	35.84	51.95	74.19	104.56	145.68	201.02	275.23	374.64	507.95
200	1.01	1.22	1.44	1.84	2.54	3.71	5.60	8.56	13.05	19.73	29.43	43.30	62.82	89.95	127.29	178.30	247.63	341.59	468.90
500	1.01	1.14	1.29	1.55	2.02	2.82	4.14	6.24	9.50	14.45	21.83	32.64	48.25	70.49	101.85	145.69	206.57	290.75	406.87

Valori di  $N_q^*$  per pali di diametro maggiore a 80.0 cm.

$L/\Delta$	8°	16°	18°	20°	22°	24°	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°	44°	46°	48°	50°
4	1.16	3.09	3.95	5.04	6.44	8.22	10.50	13.41	17.12	21.87	27.92	35.65	45.53	58.14	74.24	94.80	121.05	154.57	197.38
12	1.21	3.14	3.98	5.05	6.42	8.14	10.34	13.13	16.68	21.18	26.90	34.17	43.41	55.15	70.07	89.03	113.13	143.77	182.72
20	1.26	3.18	4.01	5.06	6.39	8.06	10.18	12.85	16.23	20.49	25.88	32.69	41.29	52.16	65.89	83.26	105.21	132.97	168.06
28	1.30	3.22	4.04	5.07	6.36	7.99	10.02	12.57	15.78	19.81	24.86	31.20	39.17	49.16	61.72	77.49	97.29	122.16	153.40
36	1.35	3.27	4.07	5.08	6.34	7.91	9.86	12.30	15.33	19.12	23.84	29.72	37.04	46.17	57.55	71.72	89.38	111.36	138.75
44	1.39	3.31	4.10	5.09	6.31	7.83	9.70	12.02	14.88	18.43	22.81	28.23	34.92	43.18	53.38	65.95	81.46	100.56	124.09
52	1.44	3.35	4.14	5.10	6.29	7.75	9.54	11.74	14.44	17.74	21.79	26.75	32.80	40.19	49.21	60.18	73.54	89.76	109.43

56	1.46	3.37	4.15	5.10	6.27	7.71	9.46	11.60	14.21	17.40	21.28	26.00	31.74	38.70	47.12	57.30	69.58	84.36	102.10
60	1.49	3.39	4.17	5.11	6.26	7.67	9.38	11.46	13.99	17.06	20.77	25.26	30.68	37.20	45.03	54.42	65.62	78.96	94.77
65	1.51	3.42	4.19	5.12	6.25	7.62	9.28	11.29	13.71	16.63	20.13	24.33	29.35	35.33	42.43	50.81	60.67	72.21	85.61

$$N_c^* = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi)$$

se  $\phi = 0$  (condizione non drenata) si ha:

$$N_q^* = 1.00 \qquad N_c^* = 9.00$$

### Formulazione di Vesic per base poggiate su terreni sciolti (1975)

se  $\phi \neq 0$  (condizione drenata) si ha:

$$N_q^* = \frac{3}{3 - \text{sen}(\phi)} \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot I_{rr}^{\frac{4 + \text{sen}(\phi)}{3 \cdot (1 + \text{sen}(\phi))}} \cdot e^{\left(\frac{\pi}{2} - \phi\right) \cdot \text{tg}(\phi)} \qquad N_c^* = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi)$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + \varepsilon_v \cdot I_r} \qquad \varepsilon_v = \frac{q_p \cdot \alpha}{E_t} \cdot \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}{(1 - \nu)} \qquad I_r = \frac{E_t}{2 \cdot (1 + \nu) \cdot (c + q_p \cdot \alpha \cdot \text{tg}(\phi))}$$

se  $\phi = 0$  (condizione non drenata) si ha:

$$N_q^* = 1.00 \qquad N_c^* = \frac{4}{3} \cdot (\log_n(I_{rr}) + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

dove i simboli su riportati hanno il seguente significato:

- $E_t$  modulo elastico del terreno alla profondità della punta del palo
- $\nu$  coefficiente di Poisson del terreno alla profondità della punta del palo
- $\alpha$  coefficiente di riduzione della pressione del terreno presente alla profondità della punta del palo

Nel caso in cui si scelga di effettuare la riduzione della pressione del terreno presente alla profondità della punta del palo (cioè  $\alpha \neq 1$ ) il coefficiente di riduzione " $\alpha$ " assume la seguente espressione:

$$\alpha = \frac{1 + 2 \cdot K_0}{3} \qquad \text{dove: se } \phi \neq 0 \Rightarrow K_0 = 1 - \text{sen}(\phi); \qquad \text{se } \phi = 0 \Rightarrow K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

### Formulazione di Janbu per base poggiate su terreni sciolti (1976)

se  $\phi \neq 0$  (condizione drenata) si ha:

$$N_q^* = (\text{tg}(\phi) + \sqrt{1 + \text{tg}^2(\phi)})^2 \cdot e^{2 \cdot \vartheta \cdot \text{tg}(\phi)} \qquad N_c^* = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi)$$

$$\vartheta = 60 + 0.45 \cdot Dr \qquad \text{dove "Dr" è la densità relativa del terreno.}$$

se  $\phi = 0$  (condizione non drenata) si ha:

$$N_q^* = 1.00 \qquad N_c^* = 5.74$$

### Formulazione di Terzaghi per base poggiate su roccia (1943)

Per la determinazione del carico limite nel caso di presenza di ammasso roccioso bisogna valutare molto attentamente il grado di solidità della roccia stessa. Tale valutazione viene in genere eseguita stimando l'indice RQD (Rock Quality Designation) che rappresenta una misura della qualità di un ammasso roccioso. Tale indice può variare da un minimo di 0 (caso in cui la lunghezza dei pezzi di roccia estratti dal carotiere è inferiore a 100 mm) ad un massimo di 1 (caso in cui la carota risulta integra) ed è calcolato nel seguente modo:

$$RQD = \frac{\sum \text{lunghezze dei pezzi di roccia intatta} > 100\text{mm}}{\text{lunghezza del carotiere}}$$

Se il valore di RQD è molto basso la roccia è molto fratturata ed il calcolo della capacità portante dell'ammasso roccioso va condotto alla stregua di un terreno sciolto utilizzando tutte le formulazioni sopra descritte.

$$N_q = \frac{e^{2 \cdot \left(\frac{3 \cdot \pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \cdot \text{tg}(\phi)}}{2 \cdot \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \qquad N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi) \qquad \text{se } \phi = 0 \Rightarrow N_c = \frac{3}{2} \cdot \pi + 1$$

$$s_q = 1.00 \qquad s_c = 1.30 \qquad \text{(fattori di forma)}$$

$$N_q^* = RQD^2 \cdot N_q \cdot s_q$$

$$N_c^* = RQD^2 \cdot N_c \cdot s_c$$

**Formulazione di Stagg-Zienkiewicz per base poggiate su roccia (1968)**

$$N_q = \text{tg}^6 \left( \frac{90^\circ + \phi}{2} \right)$$

$$N_c = 5 \cdot \text{tg}^4 \left( \frac{90^\circ + \phi}{2} \right)$$

$$s_q = 1.00$$

$$s_c = 1.30$$

(fattori di forma)

$$N_q^* = RQD^2 \cdot N_q \cdot s_q$$

$$N_c^* = RQD^2 \cdot N_c \cdot s_c$$

## 7. CARICO LIMITE VERTICALE LUNGO LA SUPERFICIE LATERALE DEL PALO

Il valore del carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo è dato dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali che si sviluppano all'interfaccia palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_L = \int_{\Gamma} \tau_{\text{lim}} \cdot d\Gamma = \int_0^L (c_a + \sigma_h \cdot \text{tg}(\delta)) \cdot P_{\text{lat}} \cdot dz$$

dove i simboli sopra riportati hanno il seguente significato:

- $\chi_a$  adesione all'interfaccia terreno-palo alla generica profondità "z"
- $\sigma_h$  tensione orizzontale alla generica profondità "z"
- $\delta$  angolo di resistenza a taglio all'interfaccia terreno-palo alla generica profondità "z"
- $P_{\text{lat}}$  perimetro della sezione trasversale del palo alla generica profondità "z"
- $L$  sviluppo longitudinale del palo

Analogamente al carico limite alla punta, anche il valore del carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo varia notevolmente a seconda che esso sia del tipo "infisso" o "trivellato" a causa del diverso comportamento del terreno circostante in palo. Conseguentemente i parametri sopra riportati possono essere correlati da leggi diverse in funzione delle modalità di esecuzione del palo. Di seguito si descrivono quelle che sono state implementate.

L'adesione " $c_a$ " è correlata alla coesione " $c$ " nel caso di condizioni drenate; oppure alla coesione non drenata " $c_u$ " nel caso di condizioni non drenate, per mezzo del coefficiente d'adesione " $\psi$ " secondo la seguente relazione:

$$c_a = c_* \cdot \psi \quad \text{dove: } c_* = c \text{ (in condizione drenata);}$$

$$c_* = c_u \text{ (in condizione non drenata).}$$

Esprimendo il valore di " $c_*$ " in N/cm<sup>2</sup>, il coefficiente d'adesione " $\psi$ " può assumere i seguenti valori:

**Caquot-Kerisel (consigliato per pali trivellati)**

$$\psi = \frac{100 + c_*^2}{100 + 7 \cdot c_*^2}$$

**Meyerhof-Murdock (consigliato per pali trivellati)**

$$\text{se } c_* \leq 5.00 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 1.000 - 0.100 \cdot c_*$$

$$\text{se } c_* > 5.00 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 0.525 - 0.005 \cdot c_*$$

**Whitaker-Cooke (consigliato per pali trivellati)**

$$\text{se } c_* \leq 2.50 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 0.90$$

$$\text{se } 2.50 < c_* \leq 5.00 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 0.80$$

$$\text{se } 5.00 < c_* \leq 7.50 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 0.60$$

$$\text{se } c_* > 7.50 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 0.40$$

**Woodward (consigliato per pali trivellati)**

se $c_* \leq 4.00 \text{ N/cm}^2$	$\Rightarrow$	$\psi = 0.90$
se $4.00 < c_* \leq 8.00 \text{ N/cm}^2$	$\Rightarrow$	$\psi = 0.60$
se $8.00 < c_* \leq 12.00 \text{ N/cm}^2$	$\Rightarrow$	$\psi = 0.50$
se $12.00 < c_* \leq 20.00 \text{ N/cm}^2$	$\Rightarrow$	$\psi = 0.40$
se $c_* > 20.00 \text{ N/cm}^2$	$\Rightarrow$	$\psi = 0.30$

**Viggiani e altri (consigliato per pali infissi)**

se $c_* \leq 5.00 \text{ N/cm}^2$	$\Rightarrow$	$\psi = 1.00$
se $5.00 < c_* \leq 10.00 \text{ N/cm}^2$	$\Rightarrow$	$\psi = 0.70$
se $10.00 < c_* \leq 15.00 \text{ N/cm}^2$	$\Rightarrow$	$\psi = 0.50$
se $15.00 < c_* \leq 20.00 \text{ N/cm}^2$	$\Rightarrow$	$\psi = 0.40$
se $c_* > 20.00 \text{ N/cm}^2$	$\Rightarrow$	$\psi = 0.30$

Il valore della tensione orizzontale " $\sigma_h$ " è correlato al valore della pressione verticale " $\sigma_v$ " per mezzo del coefficiente di spinta orizzontale " $K_s$ " secondo la seguente relazione:

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot K_s$$

Il valore di " $K_s$ " dipende essenzialmente dal tipo di terreno e dal suo stato d'addensamento nonché dalla tecnologia utilizzata per l'installazione.

Il programma permette di scegliere tra differenti teorie per il calcolo di  $K_s$ .

Opzione 1:

Metodo "Tomlinson (1971)"

$K_s$  può variare da un limite inferiore pari al coefficiente di spinta a riposo " $K_0$ " fino a valori prossimi al coefficiente di spinta passiva " $K_p$ "; i valori proposti sono:

pali trivellati:  $K_s = K_0 = 1 - \text{sen}(\phi)$

pali infissi:  $K_s =$  variabile da:  $K_p = 1 + \text{tg}^2(\phi)$  in sommità fino a  $K_0 = 1 - \text{sen}(\phi)$  alla punta

Opzione 2:

Metodo di "Kulhavy (1983)"

pali trivellati:  $K_s = \alpha K_0$  con  $\alpha$  variabile tra 2/3 e 1

pali infissi:  $K_s = \alpha K_0$  con  $\alpha$  variabile da 3/4, per compattazione del terreno trascurabile, fino a 2, nel caso di compattazione significativa.

Il valore dell'angolo di resistenza al taglio all'interfaccia terreno-palo " $\delta$ " è funzione della scabrezza della superficie del palo e quindi della modalità esecutiva; i valori proposti sono:

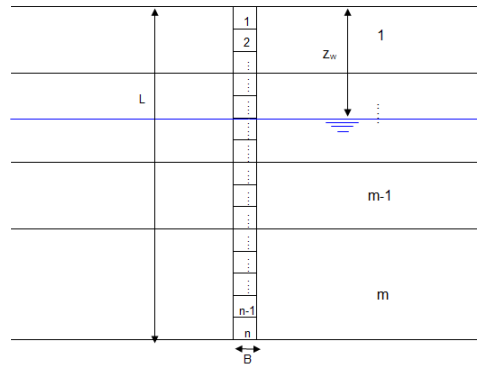
$$\delta = \text{arctg}(\text{tg}(\phi)) \quad (\text{per pali trivellati}) \quad \delta = \text{arctg}\left(\frac{3}{4} \cdot \text{tg}(\phi)\right) \quad (\text{per pali infissi})$$

## 8. DETERMINAZIONE DEI CEDIMENTI DI FONDAZIONI PROFONDE

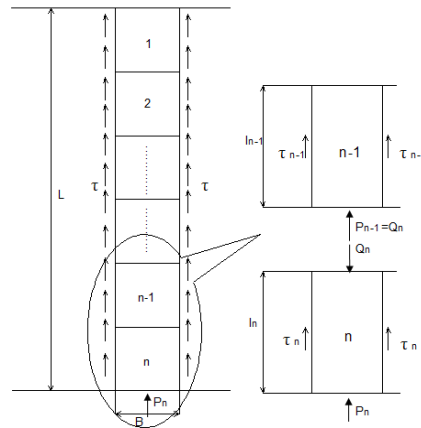
Per la determinazione del comportamento del palo singolo sottoposto a carichi applicati alla sommità, si fa riferimento all'approccio semiempirico delle curve di trasferimento (Coyle e Reese (1966)). Il metodo delle curve di trasferimento è basato su dati provenienti da prove di carico su pali strumentati; elaborando tali dati è possibile costruire le curve di trasferimento che legano la tensione tangenziale mobilizzata all'interfaccia palo-terreno lungo un concio del palo con lo spostamento relativo.

La curva di trasferimento si ottiene con una procedura che prevede i seguenti passi:

1. Suddivisione del palo in n conci



2. Definizione della resistenza limite del palo sulla base delle caratteristiche geometriche e delle caratteristiche del terreno. In presenza di terreno stratificato la resistenza sarà uguale alla sommatoria delle resistenze limite di ogni strato di terreno attraversato dal palo.
3. Si assegna all'estremità inferiore del palo (concio  $n$ ) un cedimento  $Wp$ .
4. Si considera la curva di trasferimento appropriata (carico alla punta-cedimento) in base alla tecnologia costruttiva e al tipo di terreno presente e, noto il cedimento  $Wp$ , si ricava il carico alla punta  $Pn$ .



5. Si ipotizza che il cedimento alla base del concio  $Wp$  sia uguale al cedimento  $Wn$  che si verifica a metà del concio ( $Wp = Wn$ ).
6. Con il valore di  $Wn$  si entra nell'appropriata curva di trasferimento (carico laterale-cedimento) e, nota la resistenza tangenziale limite, si ricava la tensione tangenziale mobilizzata.
7. Il carico  $Qn$  agente sulla sommità del concio  $n$ -esimo è dato da:

$$Q_n = P_n + \tau_n \pi B l$$

Dove:

$$l = \frac{L}{n}$$

8. Si calcola l'abbassamento elastico in corrispondenza della metà del concio n

$$V_n = \frac{Q_n + P_n}{2} \frac{2l}{\pi B^2 E_p}$$

9. Si somma il valore calcolato di  $V_n$  con il valore di cedimento  $W_p$  ipotizzato inizialmente:

$$W_n' = V_n + W_p$$

10. Se il valore  $W_n'$  differisce in maniera significativa dal valore di  $W_n$  si riparte da passo 3 entrando nella curva di trasferimento con il valore di  $W_n'$ .
11. Quando si ottiene la giusta convergenza si passa a considerare il concio (n-1) e così via fino ad arrivare alla testa del palo.

Il risultato di questa procedura è una curva carico-cedimento con la quale è possibile ricavare i cedimenti sulla base del carico applicato.

## 9. SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO

Per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

### ***Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni profonde***

- X elem.                    ascissa nel riferimento globale dell'elemento
- Y elem.                    ordinata nel riferimento globale dell'elemento



- Profon. profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- Lungh. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- Altez. altezza della sezione trasversale dell'elemento
- Rotaz. rotazione dell'elemento rispetto al suo baricentro
- Grup. ap. nel caso cui l'elemento faccia parte di una palificata, rappresenta il numero identificativo della stessa
- Ind. Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Tip. iniez. tipologia d'iniezione dei micropali ai fini del calcolo della portanza secondo le raccomandazioni di Bustamante e Doix (No iniez. = assenza d'iniezione, Iniez.uni. = iniezione unica, Iniez.rip. = iniezione ripetuta)
- Tip. ter. tipologia di terreno ai fini del calcolo della portanza secondo le raccomandazioni di Bustamante e Doix (Coes. = coesivo, Inc. = incoerente)
- Dia. P. diametro fusto del palo
- Lun. P. lunghezza totale del palo
- Lun. L. lunghezza tratto del palo senza contributo di terreno
- Dis. P. distanza del baricentro del palo dal bordo del plinto
- In. Px interasse principale del palo
- In. Py interasse secondario del palo
- Dia. B. diametro bulbo del palo
- Lun. B. lunghezza della sbulbatura del palo
- E.C.V. coefficiente d'efficienza per carico limite verticale del singolo palo
- E.C.C. coefficiente d'efficienza per carico critico verticale del singolo palo
- E.C.T. coefficiente d'efficienza per carico limite trasversale del singolo palo
- Svin. testa codice di svincolo alla rotazione in testa al palo (0 = non attivo, 1 = attivo)
- Vin. piede codici di vincolo rispettivamente alla rotazione orizzontale, traslazione orizzontale e traslazione verticale applicabili al piede del palo (0 = non attivo, 1 = attivo)
- Asc. X' ascissa del baricentro del singolo palo dell'elemento nel riferimento locale con origine nel baricentro del plinto
- Asc. Y' ordinata del baricentro del singolo palo dell'elemento nel riferimento locale con origine nel baricentro del plinto
- Peso spec. peso specifico del palo
- Mod. El. Pa. modulo elastico normale del palo

#### ***Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni profonde***

- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- S. Normale sollecitazione normale agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)
- S. Tagliante X' sollecitazione tagliante lungo l'asse X' agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)
- S. Tagliante Y' sollecitazione tagliante lungo l'asse Y' agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)
- S. Flessionale X' sollecitazione flessionale lungo l'asse X' agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)
- S. Flessionale Y' sollecitazione flessionale lungo l'asse Y' agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)
- S. Torsionale sollecitazione torsionale agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)

### **Valori di calcolo per le fondazioni profonde**

- Port. punta carico limite verticale alla punta del palo (valore su singolo palo corretto dal relativo coefficiente d'efficienza)
- Port. lat. carico limite verticale lungo la superficie laterale del fusto del palo (valore su singolo palo corretto dal relativo coefficiente d'efficienza)
- Port. bulbo carico limite verticale lungo la superficie laterale del bulbo del palo (valore su singolo palo corretto dal relativo coefficiente d'efficienza)
- C. Critico carico critico per l'instabilità del palo (valore su singolo palo corretto dal relativo coefficiente d'efficienza)
- Attr. Neg. attrito negativo agente sul palo (valore su singolo palo)
- Peso Palo peso totale del singolo palo
- Cmb numero e tipologia della combinazione di carico
- S. Norm. sollecitazione normale agente alla testa del palo in esame
- V. V. Com. resistenza a compressione del palo in esame (corretto dal relativo coefficiente di sicurezza)
- V. V. Tra. resistenza a trazione del palo in esame (corretto dal relativo coefficiente di sicurezza)
- Ver. Com. rapporto tra la sollecitazione normale agente alla testa del palo e la sua resistenza a compressione (verifica positiva se il rapporto è  $< 1.0$ )
- Ver. Tra. rapporto tra la sollecitazione normale agente alla testa del palo e la sua resistenza a trazione (verifica positiva se il rapporto è  $< 1.0$ )
- S. Tagl. sollecitazione tagliente agente alla testa del palo
- S. Fles. sollecitazione flessionale agente alla testa del palo
- V. V. Trs. resistenza trasversale del palo in esame (corretto dal relativo coefficiente di sicurezza)
- Ver. Tra. rapporto tra la sollecitazione tagliente agente alla testa del palo e la sua resistenza trasversale (verifica positiva se il rapporto è  $< 1.0$ )
- Ced. V. cedimento verticale in corrispondenza della testa del palo
- Ced. H. cedimento orizzontale in corrispondenza della testa del palo

## **10. PARAMETRI DI CALCOLO**

### **Modalità di calcolo della portanza verticale per fondazioni profonde:**

Per elementi con pali: Portanza di punta e laterale

Per elementi con micropali: Portanza di punta e laterale

### **Metodi di calcolo della portanza di punta per fondazioni profonde:**

Per terreni sciolti: Vesic

Riduzione della tensione litostatica: No

Per terreni lapidei: Terzaghi

Riduzione di Kishida per pali battuti o trivellati: Si

Metodo di calcolo del coefficiente di spinta orizzontale  $K_s$ : Tomlinson

### **Coefficienti parziali e totali di sicurezza per Tensioni Ammissibili e S.L.E. nel calcolo della portanza per fondazioni profonde:**

Coeff. di sicurezza alla punta: 2,50

Coeff. di sicurezza lungo il fusto: 2,50

Coeff. di sicurezza lungo il bulbo: 2,50

Coeff. di sicurezza per palo in trazione: 2,50

### **Combinazioni di carico:**

#### **APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)**

Coefficienti parziali e totali di sicurezza per S.L.U. nel calcolo della portanza per pali trivellati:

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per Tan  $\phi$  (statico): 1
- Coeff. M1 per c' (statico): 1
- Coeff. M1 per Cu (statico): 1
- Coeff. M1 per Tan  $\phi$  (sismico): 1
- Coeff. M1 per c' (sismico): 1
- Coeff. M1 per Cu sismico): 1
  
- Coeff. R3 base: 1,35
- Coeff. R3 laterale in compressione: 1,15
- Coeff. R3 laterale in trazione: 1,25

Fattore di correlazione: 1,70

## 11. ARCHIVIO STRATIGRAFIE

Indice / Descrizione: 001 / Nuova stratigrafia n. 1  
Numero strati: 5  
Profondità falda: assente

Strato n.	Quota di riferimento	Spessore	Indice / Descrizione terreno	Attrito Neg.
1	da 0,0 a -100,0 cm	100,0 cm	003 / Limo	Assente
2	da -100,0 a -400,0 cm	300,0 cm	001 / Sabbia limosa compatta	Assente
3	da -400,0 a -610,0 cm	210,0 cm	004 / Limo argilloso	Assente
4	da -610,0 a -2270,0 cm	1660,0 cm	002 / Ghiaia e sabbia sciolta	Assente
5	da -2270,0 a -3000,0 cm	730,0 cm	001 / Sabbia limosa compatta	Assente

## 12. ARCHIVIO TERRENI

Indice / Descrizione terreno: **003 / Limo**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	Gradi°	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	%	%	
1,600 E-3	1,900 E-3	22,000	0,000	77,695	150,000	60,0	0,385	1,00

Indice / Descrizione terreno: **001 / Sabbia limosa compatta**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	Gradi°	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	%	%	
1,600 E-3	2,000 E-3	26,000	0,050	89,250	150,000	60,0	0,360	0,95

Indice / Descrizione terreno: **004 / Limo argilloso**

Comportamento del terreno: condizione non drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Coes.non dren.	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	%	%	
1,800 E-3	2,000 E-3	0,500	100,000	100,000	60,0	0,500	0,50

Indice / Descrizione terreno: **002 / Ghiaia e sabbia sciolta**

Comportamento del terreno: condizione drenata

Peso Spec.	P. Spec. Sat.	Angolo Res.	Coesione	Mod.Elast.	Mod.Edom.	Dens.Rel.	Poisson	C. Ades.
daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	Gradi°	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	%	%	
1,800 E-3	2,000 E-3	30,000	0,000	133,500	200,000	60,0	0,333	1,00

## DATI GEOMETRICI DEGLI ELEMENTI COSTITUENTI LE FONDAZIONI PROFONDE

**Elemento: 1 - Palo singolo - Tipologia pali: trivellati**

X elem.	Y elem.	Prof.	Base	Lungh.	Altez.	Rot.	Grup.ap.	Ind.strat.						Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	Gradi°	n.	n.						codice	codice
190,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	1	001						0	0; 0; 1
Dia. P.	Lun. P.	Lun. L.	Dist.P.	In. Px	In. Py	Dia. B.	Lun. B.	E.C.V.	E.C.C.	E.C.T.			Svin.testa	Vin.piede	
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm						codice	codice	
20,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	1,00	1,00			0	0; 0; 1	
Palo	Asc. X'	Ord. Y'													
n.	cm	cm													
1	0,0	0,0													

**Elemento: 3 - Palo singolo - Tipologia pali: trivellati**

X elem.	Y elem.	Prof.	Base	Lungh.	Altez.	Rot.	Grup.ap.	Ind.strat.						Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	Gradi°	n.	n.						codice	codice
940,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	3	001						0	0; 0; 1
Dia. P.	Lun. P.	Lun. L.	Dist.P.	In. Px	In. Py	Dia. B.	Lun. B.	E.C.V.	E.C.C.	E.C.T.			Svin.testa	Vin.piede	
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm						codice	codice	
20,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	1,00	1,00			0	0; 0; 1	
Palo	Asc. X'	Ord. Y'													
n.	cm	cm													
1	0,0	0,0													

**Elemento: 5 - Palo singolo - Tipologia pali: trivellati**

X elem.	Y elem.	Prof.	Base	Lungh.	Altez.	Rot.	Grup.ap.	Ind.strat.						Svin.testa	Vin.piede
cm	cm	cm	cm	cm	cm	Gradi°	n.	n.						codice	codice
1690,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	5	001						0	0; 0; 1
Dia. P.	Lun. P.	Lun. L.	Dist.P.	In. Px	In. Py	Dia. B.	Lun. B.	E.C.V.	E.C.C.	E.C.T.			Svin.testa	Vin.piede	
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm						codice	codice	
20,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	1,00	1,00			0	0; 0; 1	
Palo	Asc. X'	Ord. Y'													
n.	cm	cm													
1	0,0	0,0													

### 13. VALORI DI CALCOLO DELLA PORTANZA PER FONDAZIONI PROFONDE

**Elemento: 1 - Palo singolo**

$N_q = 26.565$ ,  $\sigma_{punta} = 0.320$ ,  $\phi = 23.0$ ,  $N_c = 60.227$ ,  $c_{punta} = 0.050$

Port. lat. = 838.5 daN, Port. punta = 3616.6 daN, P.P.Palo = 493.2 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
001	SLU STR	1	0.000	0.000	-656.8	-1511.6	0,434	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
001	SLU STR	No	-656.8	-93.5	18890.0	-4898000.0	-2460.1

**Elemento: 3 - Palo singolo**

$N_q = 26.565$ ,  $\sigma_{punta} = 0.320$ ,  $\phi = 23.0$ ,  $N_c = 60.227$ ,  $c_{punta} = 0.050$

Port. lat. = 838.5 daN, Port. punta = 3616.6 daN, P.P.Palo = 493.2 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
001	SLU STR	1	0.000	0.000	-914.0	-1511.6	0,605	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
001	SLU STR	No	-914.0	0.0	27070.0	-6418000.0	0.0

**Elemento: 5 - Palo singolo**

$N_q = 26.565$ ,  $\sigma_{\text{punta}} = 0.320$ ,  $\phi = 23.0$ ,  $N_c = 60.227$ ,  $c_{\text{punta}} = 0.050$   
 Port. lat. = 838.5 daN, Port. punta = 3616.6 daN, P.P.Palo = 493.2 daN

Cmb.	Tipo	Palo	coord.X	coord.Y	N	N lim	Ver.N	Stato
n.		n.	cm	cm	daN	daN		
001	SLU STR	1	0.000	0.000	-656.8	-1511.6	0,434	Ok

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
001	SLU STR	No	-656.8	93.5	18890.0	-4898000.0	2460.1

## 14. VALORI DI CALCOLO DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONI PROFONDE

### Elemento: 1 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert
n.	n.	cm	cm	daN	cm
068 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-505.2	0.000

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
068	SLE rare	No	-505.2	-71.9	12600.0	-3266000.0	-1892.4

### Elemento: 3 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert
n.	n.	cm	cm	daN	cm
068 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-703.1	0.000

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
068	SLE rare	No	-703.1	0.0	18050.0	-4279000.0	0.0

### Elemento: 5 - Palo singolo

Cmb. (Tipo)	Palo	coord.X	coord.Y	N	Ced.Vert
n.	n.	cm	cm	daN	cm
068 (SLE rare)	1	0.000	0.000	-505.2	0.000

Sollecitazioni:

Cmb	Tipo	Sism.	N	Tx	Ty	Mx	My
n.			daN	daN	daN	daN cm	daN cm
068	SLE rare	No	-505.2	71.9	12600.0	-3266000.0	1892.4