

## RELAZIONE SULLE FONDAZIONI

Cliente/Customer  <b>PAN ANEMOS MAGNA GRECIA S.R.L.</b>	Commessa/Job  10139.1	Emesso da  <b>STUDIO MASTRANGELO ASSOCIATI</b>
---	-----------------------------	--

00	23/11/2009	EMISSIONE			
			Ing. M.MELE	Ing. M. MELE	Ing. V. Mastrangelo
<b>Rev</b>	<b>Data</b>	<b>Descrizione</b>	<b>Preparato</b>	<b>Verificato</b>	<b>Approvato</b>
<b>Autorizzazione Emissione</b>					

## INDICE

1. GENERALITA'
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO
3. INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE :
4. CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI
5. CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU ROCCIA
6. VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI
7. DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO
8. CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE
9. DETERMINAZIONE DELLA PORTANZA VERTICALE DI FONDAZIONI PROFONDE
10. CARICO LIMITE VERTICALE ALLA PUNTA DEL PALO
11. CARICO LIMITE VERTICALE LUNGO LA SUPERFICIE LATERALE DEL PALO
12. MATERIALI
13. NATURA E CARATTERI GEOLOGICI TECNICI DEI TERRENI AFFIORANTI
14. CRITERI DI CALCOLO
15. ANALISI DEI CARICHI
16. CONCLUSIONI

## **GENERALITA'**

La società Pan Anemos Magna Grecia s.r.l., -Termomeccanica ecologia S.p.A., dovendo realizzare un parco eolico nel territorio di Mottola (TA) ha conferito incarico al sottoscritto ing. MELE Mario, iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Taranto al n°1516, per la redazione della presente relazione sulle fondazioni.

Lo studio eseguito è riferito e riguarda la costruzione delle fondazioni per i pali eolici e per la cabina di sottostazione di trasformazione/consegna da realizzare nel Comune di Mottola (TA), classificato in zona sismica di fascia 3, in base alla O.P.C.M. n°3274/03 sulla classificazione sismica del territorio nazionale.

La scelta del sistema o tipologia di fondazione sarà subordinata alla condizione e natura del terreno affiorante e alla loro potenza, nonché dall'entità dei carichi verticali ed orizzontali trasmessi dalla struttura in elevazione accettabili dal piano di sedime.

## **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Le fasi di analisi e verifica delle strutture previste in progetto saranno condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo :

**Decreto Ministero Infrastrutture** 14.01.2008 "Norme tecniche per le costruzioni",

**Decreto Ministero Infrastrutture** 06.05.2008 Integrazioni al D.M. 14.01.2008 di approvazione delle nuove "Norme tecniche per le costruzioni" emesse ai sensi delle leggi 05.11.1971, n. 1086, e 02.02.1974, n. 64, così come riunite nel Testo Unico per l'Edilizia di cui al D.P.R. 06.06.2001, n. 380, e dell'art. 5 del decreto legge 28.05.2004, n. 136, convertito in legge, con modificazioni, dall'art. 1 della legge 27.07.2004, n. 186 e ss. mm. ii..

**Circolare C.S. LL. PP** 02.02.2009 n°617 "Istruzioni per l'applicazione delle nuove "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.01.2008. Norme tecniche per le costruzioni.

**Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

**Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

**C.N.R. n. 10024/1986**

"Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e Redazione delle relazioni di calcolo"

**D. M. LL.PP. 11 marzo 1988** (G.U. 1 giugno 1988 n.127 - Suppl. Ord.)

"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."

**Decreto Ministero LL. PP. 9 gennaio 1996** (G. U. 5 febbraio 1996, n. 29 - Suppl.Ord.)

"Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precomprese per le strutture metalliche"

**Decreto Ministero LL. PP. 16 gennaio 1996** (G. U. 5 febbraio 1996, n. 29 - Suppl. Ord.)

"Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

**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 -.";

**Norme CNR-UNI varie.**

**Ordinanza P.C.M. n° 3274 del 20/03/2003.**

- "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.";
- "Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici.";
- "Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni."

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

La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno (volume significativo) influenzato, direttamente o indirettamente, dalla costruzione di un manufatto e che a sua volta, influenza il comportamento strutturale del manufatto stesso.

Dai risultati delle indagini geologiche eseguite, nonché dall'interpretazione dei risultati ottenuti, si definiscono le caratteristiche della fondazione da adottare e il modello da utilizzare per le elaborazioni relative alla interazione sovrastruttura-fondazione e, quindi, fondazione-terreno.

Per quanto concerne il calcolo e la verifica, infine, delle strutture di fondazione, sarà redatta apposita relazione geologico-tecnica a firma di tecnico specialistico che ha individuerà, sul piano di imposta delle fondazioni il terreno nella sua unità tipica caratterizzata dai parametri fisco-meccanici, a cui si rimanda per gli approfondimenti.

Di seguito si riportano alcuni cenni teorici relativi alle modalità di calcolo implementate e la descrizione della simbologia che si adotterà nei tabulati.

### CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione, inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento, si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punzonamento". Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento, il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, in modo che la superficie del terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo, è caratterizzato dalla assenza di una superficie di scorrimento ben definita; il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Questo ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite, in quanto la curva dei cedimenti in funzione del carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente.

Il VESIC ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica.

In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidità "I<sub>r</sub>" così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}$$

Per la determinazione del modulo di rigidità a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - \operatorname{sen}(\varphi)$$

Indice di rigidità viene confrontato con l'indice di rigidità critico "I<sub>r,crit</sub>", avente la seguente espressione:

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[ \left( 3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \operatorname{ctg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidità si mantiene minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "Coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidità, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se  $I_r < I_{r,crit}$  si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[ \left( 0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \operatorname{tg}(\varphi) + \frac{3.07 \cdot \operatorname{sen}(\varphi) \log_{10}(2I_r)}{1 + \operatorname{sen}(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se  $I_r > I_{r,crit}$  si ha che  $\psi_\gamma = \psi_q = \psi_c = 1$ .

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- $E_{ed}$  è il modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione;
- $\nu$  è il coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione;
- $k_0$  è il coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione;
- $\varphi$  è l'angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa;
- $c'$  è la coesione in termini di tensioni efficaci;
- $\sigma'$  è la tensione litostatica effettiva a profondità  $D+B/2$ ;
- $L$  è la luce delle singole travi di fondazione;
- $D$  è la profondità del piano di posa della fondazione dal piano campagna;
- $B$  è la larghezza della trave di fondazione.

Definito il meccanismo di rottura si passa al calcolo del carico limite modellando il terreno come mezzo rigido perfettamente plastico. L'espressione del carico limite è la seguente:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- $N_q, N_c, N_\gamma$  sono i fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno  $\varphi$  del terreno;
- $s_q, s_c, s_\gamma$  sono i coefficienti che rappresentano il fattore di forma;
- $d_q, d_c, d_\gamma$  sono i coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento;
- $i_q, i_c, i_\gamma$  sono i coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico;
- $\gamma_1$  è il peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa;
- $\gamma_2$  è il peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa.

Si dimostra, per fondazioni aventi larghezza modesta, che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", secondo sia VESIC che DE BEER il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. BOWLES per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left( \frac{B}{2} \right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico, il Meyerhof, consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto ( $A_f$ ) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \quad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \quad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

### **Formulazione di Hansen (1970) :**

$$N_q = tg^2 \left( \frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot tg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se  $\varphi \neq 0$  si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove : se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \text{arctg} \left( \frac{D}{B} \right)$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^{\alpha_1} \quad i_\gamma = \left[ 1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^{\alpha_2} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

- se  $\varphi = 0$  si ha:

$$s_q = 1.0$$

$$d_q = 1.0$$

$$i_q = 1.0$$

$$s_\gamma = 1.0$$

$$d_\gamma = 1.0$$

$$i_\gamma = 1.0$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_c = 0.5 \cdot \left( 1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right)$$

**Formulazione di Vesic (1975) :**

$$N_q = \text{tg}^2 \left( \frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\varphi)}$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\varphi)$$

- se  $\varphi \neq 0$  si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{tg}(\varphi)$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}(\varphi) \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta$$

$$d_\gamma = 1.0$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \text{arctg} \left( \frac{D}{B} \right)$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\varphi)} \right]^m$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\varphi)} \right]^{m+1}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

$$m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se  $\varphi = 0$  si ha:

$$s_q = 1.0$$

$$d_q = 1.0$$

$$i_q = 1.0$$

$$s_\gamma = 1.0$$

$$d_\gamma = 1.0$$

$$i_\gamma = 1.0$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

**Formulazione di Brinch-Hansen :**

$$N_q = \text{tg}^2 \left( \frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\varphi)}$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\varphi)$$

- se  $\varphi \neq 0$  si ha:

$$s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \text{sen}(\varphi))}{L \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))}$$

$$s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \text{sen}(\varphi))}{L \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))}$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B \cdot (1 + \text{sen}(\varphi))}{L \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}(\varphi) \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta$$

$$d_\gamma = 1.0$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \text{tg}(\varphi)}$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \text{arctg} \left( \frac{D}{B} \right)$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\varphi)} \right]^m$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\varphi)} \right]^{m+1}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

$$m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se  $\varphi = 0$  si ha:

$$\begin{array}{lll}
s_q = 1.0 & s_\gamma = 1.0 & s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L} \\
d_q = 1.0 & d_\gamma = 1.0 & d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta \\
i_q = 1.0 & i_\gamma = 1.0 & i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}
\end{array}$$

### Formulazione Eurocodice 7 :

$$N_q = tg^2 \left( \frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot tg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se  $\varphi \neq 0$  si ha:

$$\begin{array}{lll}
s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot sen(\varphi) & s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B}{L} & s_c = \frac{s_q \cdot (N_q - 1)}{N_q - 1} \\
d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - sen(\varphi))^2 \cdot \Theta & d_\gamma = 1.0 & d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta
\end{array}$$

$$\text{dove : se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

- se H è parallela al lato B si ha:

$$i_q = \left[ 1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^3 \quad i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^3 \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se H è parallela al lato L si ha:

$$i_q = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \quad i_\gamma = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se  $\varphi = 0$  si ha:

$$\begin{array}{lll}
s_q = 1.0 & s_\gamma = 1.0 & s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L} \\
d_q = 1.0 & d_\gamma = 1.0 & d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta \\
i_q = 1.0 & i_\gamma = 1.0 & i_c = 0.5 \cdot \left( 1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right)
\end{array}$$

Si ricorda che, per le relazioni sopra riportate, nel caso in cui  $\varphi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0, N_\gamma = 1.0$  e  $N_c = 2 + n$ . Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione;
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L);
- $c_a$  adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione);
- $\alpha_1, \alpha_2$  esponenti di potenza che variano tra 2 e 5.

Nel caso in cui il cuneo di fondazione è interessato da falda idrica, il valore di  $\gamma_2$  nella formula trinomia assume la seguente espressione:

$$\gamma_2 = \frac{\gamma \cdot z + \gamma_{sat} \cdot (h_c - z)}{h_c} \quad h_c = \frac{B}{2} \cdot tg\left(\frac{90 + \varphi}{2}\right)$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- $\gamma$  è il peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa;
- $\gamma_{sat}$  è il peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa;
- $z$  è la profondità della falda dal piano di posa;
- $h_c$  è l'altezza del cuneo di rottura della fondazione.

Tutto ciò descritto è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti o comunque riconducibili a formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni l'algoritmo implementato è il seguente:

- viene determinata l'altezza del cuneo di rottura in funzione delle caratteristiche geotecniche degli strati attraversati, quindi si determinano il numero degli strati interessati da esso;
- in corrispondenza di ogni superficie di separazione, partendo da quella immediatamente



sottostante il piano di posa della fondazione e fino a raggiungere l'altezza del cuneo di rottura, viene determinata la capacità portante di ogni singolo strato come somma di due valori. Il primo valore scaturisce dall'applicazione della formula trinomia alla quota iesima dello strato, il secondo deriva dalla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato in esame;

- il minimo dei valori come sopra determinati sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata.

In forma analitica il procedimento su esposto può essere formulato nel seguente modo:

$$q'_{ult} = [q''_{ult} + q_{resT}]_{\min} = \left[ q''_{ult} + \frac{p}{A_f} (P_V \cdot K_s \cdot tg(\varphi) + d \cdot c) \right]_{\min}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- $q''_{ult}$  è il carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato;
- $p$  è il perimetro della fondazione;
- $P_V$  è la spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato;
- $K_s$  è il coefficiente di spinta laterale del terreno;
- $d$  è la distanza dal piano di posa allo strato interessato.

### CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU ROCCIA :

Per la determinazione del carico limite, nel caso di presenza di ammasso roccioso fra i vari strati interessati dal cuneo di rottura, 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 che può variare da un valore minimo di 0 (caso in cui la lunghezza dei pezzi di roccia estratti dal carotiere è inferiore a 100 mm) ad un valore massimo di 1 (caso in cui la carota risulta integra) è calcolato nel seguente modo:

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

E' chiaro che se il valore di RQD è molto basso, quindi ci troviamo nel caso di roccia molto fratturata, il calcolo della capacità portante dell'ammasso roccioso va condotto alla stregua di un terreno sciolto, utilizzando tutte le formulazioni sopra descritte.

Per ricavare la capacità portante di rocce non assimilabili ad ammassi di terreno sciolto sono state implementate due formulazioni, quella del Terzaghi (1943) e quella di Stagg-Zienkiewicz (1968) e correlate all'indice RQD. In definitiva il valore della capacità portante sarà espresso dalla seguente relazione:

$$q'_{ult} = q''_{ult} \cdot RQD^2$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- $q'_{ult}$  è il carico limite calcolato dell'ammasso roccioso;
- $q''_{ult}$  è il carico limite calcolato alla Terzaghi o alla Stagg-Zienkiewicz.

L'equazione trinomia del carico limite nel caso in esame assume la seguente formulazione:

$$q''_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

I termini presenti nell'equazione hanno lo stesso significato di quelli già descritti in precedenza. I coefficienti di forma assumeranno i seguenti valori:

$s_c = 1.0$  per fondazioni di tipo nastriforme                       $s_c = 1.3$  per fondazioni di tipo quadrato;

$s_\gamma = 1.0$  per fondazioni di tipo nastriforme                       $s_\gamma = 0.8$  per fondazioni di tipo quadrato.

I fattori adimensionali di portanza a seconda della formulazione adottata saranno:

#### Formulazione di Terzaghi (1943) :

$$N_q = \frac{e^{2 \cdot \left(0.75 \cdot \pi - \frac{\varphi}{2}\right) \cdot tg(\varphi)}}{2 \cdot \cos^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right)}$$

$$N_\gamma = \frac{tg(\varphi)}{2} \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2(\varphi)} - 1 \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

$$\text{se } \varphi = 0 \Rightarrow N_c = 1.5 \cdot \pi + 1$$

$\varphi$	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
$K_{py}$	10.8	12.2	14.7	18.6	25.0	35.0	52.0	82.0	141.0	298.0	800.0

### Formulazione di Stagg-Zienkiewicz (1968) :

$$N_q = tg^6 \left( \frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \quad N_\gamma = N_q + 1 \quad N_c = 5 \cdot tg^4 \left( \frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)$$

## VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Se il carico applicato alla base della fondazione non è normale alla stessa, bisogna effettuare anche una verifica per rottura a scorrimento. Rispetto al collasso per scorrimento la resistenza offerta dal sistema fondale viene valutata come somma di due componenti, la prima derivante dall'attrito fondazione-terreno, la seconda derivante dall'adesione. In generale oltre alle due componenti ora citate può essere tenuto in conto anche l'effetto della spinta passiva del terreno di ricoprimento esercita sulla fondazione, questa però fino ad un massimo del 30%. In forma analitica il procedimento su esposto può essere formulato nel seguente modo:

$$T_{sd} \leq T_{Rd} = N_{sd} \cdot tg(\delta) + A_f \cdot c_a + S_p \cdot f_{sp}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- $T_{sd}$  componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L);
- $N_{sd}$  componente verticale del carico agente sulla fondazione;
- $c_a$  adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione);
- $\delta$  angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione);
- $S_p$  spinta passiva del terreno di ricoprimento della fondazione;
- $f_{sp}$  percentuale di partecipazione della spinta passiva;
- $A_f$  superficie di contatto del piano di posa della fondazione.

Va da se che tale tipo di verifica deve essere effettuata sia per componenti taglianti parallele al lato della base che per quelle ortogonali.

## DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO

Ai fini del calcolo dei cedimenti è essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie profondità da un carico applicato in superficie. Tale determinazione viene eseguita ipotizzando che il terreno si comporti come un mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo e isotopo. Tale assunzione, utilizzata per la determinazione della variazione delle tensioni verticali dovuta all'applicazione di un carico in superficie, è confortata dalla letteratura (Morgenstern e Phukan) perché la non linearità del materiale poco influenza la distribuzione delle tensioni verticali. Per ottenere un profilo verticale di pressioni si possono utilizzare tre metodi di calcolo; il primo è il **metodo di Boussinesq**, il secondo è il **metodo di Westergaard** e infine il terzo è il **metodo di Mindlin**, tutti basati sulla teoria del continuo elastico. Il secondo metodo differisce dal primo per la presenza del coefficiente di Poisson "u", quindi meglio si adatta ai terreni stratificati. Il terzo metodo differisce dai primi due per la possibilità di posizionare il carico all'interno del continuo elastico (i primi due pongono il carico esclusivamente sulla frontiera), quindi meglio si presta al caso di fondazioni poste a una profondità di una certa importanza (il metodo risulta equivalente a quello di Boussinesq nel caso di fondazioni poste sulla frontiera del continuo elastico). L'algoritmo implementato, basandosi sulle ben note equazioni ricavate per un carico puntiforme, cioè:

$$\text{Boussinesq} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad \text{Westergaard} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot \frac{\sqrt{\frac{1-2 \cdot \nu}{2-2 \cdot \nu}}}{\left( \frac{1-2 \cdot \nu}{2-2 \cdot \nu} + \frac{r^2}{z^2} \right)^{\frac{3}{2}}}$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $Q$  carico puntiforme applicato sulla frontiera del mezzo;
- $r$  proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame;
- $z$  proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame.

$$\text{Mindlin} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{8 \cdot \pi \cdot (1-\nu) \cdot D^2} \left( -\frac{(1-2\nu) \cdot (m-1)}{A^3} + \frac{(1-2\nu) \cdot (m-1)}{B^3} - \frac{3 \cdot (m-1)^3}{A^5} - \frac{30 \cdot m \cdot (m+1)^3}{B^7} - \frac{3 \cdot (3-4\nu) \cdot m \cdot (m+1)^2 - 3 \cdot (m+1) \cdot (5 \cdot m - 1)}{B^5} \right)$$

$$n = \frac{r}{D}; \quad m = \frac{z}{D}; \quad A^2 = n^2 + (m-1)^2; \quad B^2 = n^2 + (m+1)^2$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $Q$  carico puntiforme applicato sulla frontiera o all'interno del mezzo;
- $D$  proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dalla frontiera del mezzo;
- $r$  proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame;
- $z$  proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame.

esegue un'integrazione, delle equazioni di cui sopra, lungo la verticale di ogni punto notevole degli elementi fondali, estesa a tutte le aree di carico presenti sulla superficie del terreno; il tutto al fine della determinazione della variazione dello stato tensionale verticale " $\Delta\sigma_v$ ". Una nota esplicativa va fatta sul valore da assegnare a " $Q$ ", esso va definito, nel caso di pressione, come "pressione netta" ossia la pressione in eccesso rispetto a quella geostatica esistente, che può essere sopportata con sicurezza alla profondità " $D$ " del piano di posa delle fondazioni, questo perché i cedimenti sono causati solo da incrementi netti di pressione che si aggiungono all'esistente pressione geostatica.

## CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni, assume, in special modo nella fase di esercizio, una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi. Nell'evolversi della fase di cedimento, il terreno passa da uno stato di sforzo corrente (dovuto al peso proprio) a uno nuovo, per effetto del carico addizionale applicato. La variazione dello stato tensionale di cui sopra, produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i granuli del terreno nonché deformazioni elastiche e rotture delle particelle costituenti il mezzo, localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento, che nel caso in esame è quello verticale. Nonostante che la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che modellare il terreno (ai fini del calcolo dei cedimenti) come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. Diversi sono i metodi esistenti in letteratura per il calcolo dei cedimenti (si ricorda che qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione dei carichi) quelli implementati vengono di seguito descritti.

**Il metodo edometrico**, che si basa sulla nota relazione:

$$w_{ed} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_{ed,i}} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $\Delta\sigma_{v,i}$  variazione stato tensionale verticale alla profondità " $z_i$ " dello strato  $i$ -esimo per l'applicazione del carico;
- $E_{ed,i}$  modulo edometrico del terreno relativo allo strato  $i$ -esimo;
- $\Delta z_i$  spessore dello strato  $i$ -esimo.

Si ricorda che tale metodo si basa sull'ipotesi edometrica, quindi l'approssimazione del risultato è tanto migliore quanto più ridotto è il rapporto tra lo spessore dello strato deformabile e la dimensione in pianta delle fondazioni. Tuttavia lo stesso è dotato di ottima approssimazione anche nel caso di strati deformabili di spessore notevole.

**Il metodo dell'elasticità**, che si basa sulle note relazioni:

$$w_{\text{Imp.}} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \Delta z_i \qquad w_{\text{Lib.}} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \frac{1-2 \cdot \nu^2}{1-\nu} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{\text{Imp.}}$  cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita;
- $w_{\text{Lib.}}$  cedimento in condizioni di deformazione laterale libera;
- $\Delta\sigma_{v,i}$  variazione stato tensionale verticale alla profondità "z<sub>i</sub>" dello strato i-esimo per l'applicazione del carico;
- $E_i$  modulo elastico del terreno relativo allo strato i-esimo;
- $\Delta z_i$  spessore dello strato i-esimo.

La doppia formulazione adottata consente di ottenere un intervallo di valori (valore minimo per  $w_{\text{Imp.}}$  e valore massimo per  $w_{\text{Lib.}}$ ) del cedimento elastico per la fondazione in esame.

## **SIMBOLOGIA DA ADOTTARE NEI TABULATI DI CALCOLO**

Di seguito, per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo, verrà riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi.

### ***Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni superficiali :***

*per tipologie travi e plinti superficiali:*

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento;
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna;
- Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento;
- Altezza altezza della sezione trasversale dell'elemento;
- Lung. Elem. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento;
- Lung. Travata nel caso in cui l'elemento è un sottoinsieme di elementi costituenti lo stesso allineamento, rappresenta la dimensione dello sviluppo longitudinale dell'insieme.

*per tipologia platea:*

- Indice Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento;
- Prof. Fon. profondità del piano di posa dell'elemento dal piano campagna;
- Dia. Eq. diametro del cerchio equivalente alla superficie dell'elemento;
- Spessore spessore dell'elemento;
- Superficie superficie dell'elemento;
- Vert. Elem. Numero dei vertici che costituiscono l'elemento;
- Macro nel caso in cui l'elemento è un sottoinsieme di elementi costituenti un'unica macrostruttura, rappresenta il numero identificativo della stessa.

Nel caso in cui si è scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea viene riportata un ulteriore elemento nel quale sono riportate le caratteristiche geometriche del plinto equivalente alla Macro in esame.

### ***Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni superficiali :***

*per tipologie travi e plinti superficiali:*

- Cmb numero della combinazione di carico (nel caso che essa sia di S.L.U. è riportata la tipologia);
- 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;
- Ecc. B valore dell'eccentricità del carico Normale agente sul piano di fondazione nella direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento;
- Ecc. L valore dell'eccentricità del carico Normale agente sul piano di fondazione nella direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento;
- S.Taglio B valore dello sforzo di taglio agente sul piano di fondazione nella direzione parallela

- S.Taglio L alla sezione trasversale dell'elemento;  
valore dello sforzo di taglio agente sul piano di fondazione nella direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento;
- S.Normale valore del carico Normale agente sul piano di fondazione;
- T.T.min minimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale;
- T.T.max massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale.

*per tipologia platea:*

- Cmb numero della combinazione di carico (nel caso che essa sia di S.L.U. è riportata la tipologia);
- 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;
- Press. N1 valore della tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 1 dell'elemento;
- Press. N2 valore della tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 2 dell'elemento;
- Press. N3 valore della tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 3 dell'elemento;
- Press. N4 valore della tensione di contatto tra terreno e fondazione nel vertice n° 4 dell'elemento;
- S.Taglio X valore dello sforzo di taglio agente sul piano di fondazione nella direzione parallela all'asse X del riferimento globale;
- S.Taglio Y valore dello sforzo di taglio agente sul piano di fondazione nella direzione parallela all'asse Y del riferimento globale.

Nel caso in cui si è scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea viene riportata un ulteriore elemento nel quale sono riportate le Macro Azioni (integrale delle azioni applicate sui singoli elementi platea) del plinto equivalente alla Macro in esame.

### ***Valori di calcolo della portanza per fondazioni superficiali :***

- Cmb numero della combinazione di carico (nel caso che essa sia di S.L.U. è riportata la tipologia);
- Strato Rot. strato nel quale si attinge il minor valore di portanza rispetto al numero di strati interessati dal cuneo di rottura;
- Ver.TB valore limite della resistenza a scorrimento nella direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento;
- S.T.B / TB rapporto tra lo sforzo di taglio agente e il valore limite della resistenza a scorrimento nella direzione parallela alla sezione trasversale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0);
- Ver.TL valore limite della resistenza a scorrimento nella direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento;
- S.T.L / TL rapporto tra lo sforzo di taglio agente e il valore limite della resistenza a scorrimento nella direzione parallela allo sviluppo longitudinale dell'elemento (verifica positiva se il rapporto è < 1.0);
- Sgm. Lt. tensione litostatica agente alla quota del piano di posa dell'elemento fondale;
- Qlim q valore del termine relativo al sovraccarico nella formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile);
- Qlim g valore del termine relativo alla larghezza della base di fondazione nella formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile);
- Qlim c valore del termine relativo alla coesione nella formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile);
- Qres T valore della capacità portante relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Tale valore risulta non nullo nel caso di terreni

- stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile);
- QLIM valore della capacità portante totale quale somma di Qlim q, Qlim g, Qlim c e di Qres T (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla portanza ammissibile);
- T.T. / QLIM rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale e il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).

Nel caso in cui si è scelto di determinare la portanza anche per gli elementi platea viene riportata un ulteriore elemento nel quale sono riportate le verifiche di portanza del plinto equivalente alla Macro in esame.

### **Valori di calcolo dei cedimenti per fondazioni superficiali :**

- Cmb numero della combinazione di carico e tipologia;
- Nodo vertice dell'elemento in cui viene calcolato il cedimento;
- Car. Netto valore del carico netto applicato sulla superficie del terreno;
- Cedimento/i valore del cedimento (nel caso di calcolo di cedimenti elastici i valori riportati sono due, il primo corrisponde al cedimento  $w_{imp,r}$  mentre il secondo al cedimento  $w_{lib.}$ ).

### **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 (nel calcolo della portanza verticale è possibile tenere in conto tutti o solo uno dei contributi su definiti), valide per il caso di palo soggetto a compressione e per il caso di palo soggetto a trazione:

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

dove i simboli su riportati hanno il seguente significato:

- $Q_C$  valore di verifica a compressione del palo;
- $Q_T$  valore di verifica a trazione del palo;
- $Q_P$  valore del carico limite verticale alla punta del palo;
- $Q_L$  valore del carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo;
- $W_{ATT.NEG.}$  valore dell'attrito negativo agente sul palo;
- $W_P$  valore del 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, modalità esecutiva e dell'interfaccia palo-terreno.

Di seguito si illustrano le metodologie con le quali saranno determinati i valori prima citati; tenendo presente che tali metodi sono riferiti al calcolo del "singolo palo" e che 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.

### **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. In conseguenza di ciò, per tenere in conto la modalità esecutiva, si propone di modificare il valore dell'angolo di resistenza a taglio, nel

calcolo dei coefficienti di portanza, secondo quanto suggerito da Kishida (1967):

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

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  $\varphi_{cor}$  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  $\varphi \neq 0$  (condizione drenata) si ha:

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

$$s_q = 1 + 0.1 \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{fattori di forma})$$

$$d_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{L}{D} \cdot \sqrt{\text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} \quad d_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{L}{D} \cdot \sqrt{\text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (\text{fattori d'approfondimento})$$

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

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

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

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

$$d_q = 1.00 \quad d_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{L}{D} \quad (\text{fattori d'approfondimento})$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$d_q = 1.00$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

(fattori

d'approfondimento)

$$N_q^* = N_q \cdot s_q \cdot d_q$$

$$N_c^* = N_c \cdot s_c \cdot d_c$$

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

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

$$N_q^* = \frac{\cos^2(\varphi)}{2 \cdot \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} \cdot e^{\left(\frac{3\pi}{2} + \varphi\right) \cdot \text{tg}(\varphi)} \quad N_c^* = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\varphi)$$

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

$$N_q^* = 1.00$$

$$N_c^* = 9.00$$

**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  $\varphi \neq 0$  (condizione drenata) si ha:

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

L/D	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/D	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

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

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

$$N_q^* = 1.00$$

$$N_c^* = 9.00$$

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

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

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

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

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

$$N_q^* = 1.00$$

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

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 "α" assume la seguente espressione:

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

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

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

$$N_q^* = \left( \text{tg}(\varphi) + \sqrt{1 + \text{tg}^2(\varphi)} \right)^2 \cdot e^{2 \cdot \vartheta \cdot \text{tg}(\varphi)} \quad N_c^* = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\varphi)$$

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

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

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

### **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 che può variare da un valore minimo di 0 (caso in cui la lunghezza dei pezzi di roccia estratti dal carotiere è inferiore a 100 mm) ad un valore massimo di 1 (caso in cui la carota risulta integra) è calcolato nel seguente modo:

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

E' chiaro che se il valore di *RQD* è molto basso, quindi ci troviamo nel caso di roccia molto fratturata, il calcolo della capacità portante dell'ammasso roccioso va condotto alla stregua di un terreno sciolto, utilizzando tutte le formulazioni sopra descritte.

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

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

$$N_q^* = RQD^2 \cdot N_q \cdot s_q \quad N_c^* = RQD^2 \cdot N_c \cdot s_c$$

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

$$N_q = \text{tg}^6 \left( \frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \quad N_c = 5 \cdot \text{tg}^4 \left( \frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)$$

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

$$N_q^* = RQD^2 \cdot N_q \cdot s_q \quad N_c^* = RQD^2 \cdot N_c \cdot s_c$$

## **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, cioè:

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

dove i simboli su riportati hanno il seguente significato:

- $c_a$  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";
- $P_{lat}$  perimetro della sezione trasversale del palo alla generica profondità "z";
- $L$  sviluppo longitudinale del palo.

Come nel caso del calcolo del carico limite alla punta del palo, anche in questo caso, la determinazione del valore del carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo varia notevolmente a seconda che il palo sia del tipo "infisso" o "trivellato", questo in considerazione del diverso comportamento del terreno circostante in palo. Conseguentemente i parametri sopra riportati possono assumere correlazioni diverse in funzione delle modalità di esecuzione dello stesso. Di seguito si descrivono quelle che sono state implementate.

Il valore dell'adesione " $c_a$ " è correlato, nel caso di condizione drenate alla coesione " $c$ ", mentre nel caso di condizione non drenata alla coesione non drenata " $c_u$ ", dal 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)**

$$\text{se } c_* \leq 4.00 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 0.90$$

$$\text{se } 4.00 < c_* \leq 8.00 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 0.60$$

$$\text{se } 8.00 < c_* \leq 12.00 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 0.50$$

$$\text{se } 12.00 < c_* \leq 20.00 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 0.40$$

$$\text{se } c_* > 20.00 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 0.30$$

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

$$\text{se } c_* \leq 5.00 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 1.00$$

$$\text{se } 5.00 < c_* \leq 10.00 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 0.70$$

$$\text{se } 10.00 < c_* \leq 15.00 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 0.50$$

$$\text{se } 15.00 < c_* \leq 20.00 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 0.40$$

$$\text{se } c_* > 20.00 \text{ N/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \psi = 0.30$$

Il valore della tensione orizzontale " $\sigma_h$ " è correlato al valore della pressione verticale " $\sigma_v$ " dal 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. Esso 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:

$$K_s = K_0 = 1 - \text{sen}(\varphi) \quad (\text{per pali trivellati}) \quad K_s = 1 - \text{tg}^2(\varphi) \quad (\text{per pali infissi})$$

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:

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

## **SIMBOLOGIA DA ADOTTARE NEI TABULATI DI CALCOLO**

Di seguito, 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 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;
- Gr. Ap.            nel caso in cui l'elemento è un sottoinsieme di elementi costituenti un'unica palificata, rappresenta il numero identificativo della stessa;
- Ind. Strat.        indice della stratigrafia associata all'elemento;
- Tip. Pal.            tipologia esecutiva dei pali appartenenti all'elemento (1 = Battuto, 2 = Trivellato, 3 = Micropalo);
- Tip. Mic.            tipologia esecutiva dei micropali appartenenti all'elemento (1 = Radice, 2 = Tubifix);
- Tip. Inz.            tipologia d'iniezione dei micropali appartenenti all'elemento ai fini del calcolo della portanza secondo le raccomandazioni di Bustamante e Doix (1 = Assenza d'iniezione, 2 = Iniezione unica, 3 = Iniezione ripetuta);
- Tip. Ter.            tipologia di terreno ai fini del calcolo della portanza secondo le raccomandazioni di Bustamante e Doix (1 = Coesivo, 2 = Incoerente);
- Dia. P.             diametro fusto del singolo palo appartenente all'elemento;
- Lun. P.             lunghezza totale del singolo palo appartenente all'elemento;
- Lun. L.             lunghezza tratto del singolo palo appartenente all'elemento senza contributo di terreno;
- Dis. P.             distanza del baricentro del singolo palo appartenente all'elemento dal bordo del plinto;
- In. Px              interasse principale del singolo palo appartenente all'elemento;
- In. Py              interasse secondario del singolo palo appartenente all'elemento;
- Dia. B.             diametro bulbo del singolo palo appartenente all'elemento;
- Lun. B.             lunghezza della sbulbatura del singolo palo appartenente all'elemento;
- E.C.V.              coefficiente d'efficienza per carico limite verticale del singolo palo appartenente all'elemento;
- E.C.C.              coefficiente d'efficienza per carico critico verticale del singolo palo appartenente all'elemento;
- E.C.T.              coefficiente d'efficienza per carico limite trasversale del singolo palo appartenente all'elemento;
- Svin. Tes.        codice di svincolo alla rotazione in testa al singolo palo appartenente all'elemento (0 = non attivo, 1 = attivo);
- Vin. Piede        terna di codici di vincolo rispettivamente alla rotazione orizzontale, traslazione orizzontale e traslazione verticale applicabili al piede del singolo palo appartenente all'elemento (0 = non attivo, 1 = attivo);
- Asc. X'             ascissa del baricentro del singolo palo appartenente all'elemento nel riferimento locale con origine nel baricentro del plinto;
- Asc. Y'             ordinata del baricentro del singolo palo appartenente all'elemento nel riferimento locale con origine nel baricentro del plinto;
- Peso Spec.        peso specifico del singolo palo appartenente all'elemento;

- Mod. El. Pa. modulo elastico normale del singolo palo appartenente all'elemento;
- Tipol. Arm. tipologia d'armatura del singolo palo appartenente all'elemento (armatura con barre o con profilo tubolare);

*nel caso in cui la tipologia d'armatura è con tubo si hanno i seguenti dati:*

- Diam. Est. Tubodiametro nominale esterno del profilo tubolare;
- Spes. Tubo spessore nominale del profilo tubolare;
- Ind. Mat. Tubo indice materiale del profilo tubolare costituente l'armatura del palo;

*nel caso in cui la tipologia d'armatura è con barre si hanno i seguenti dati:*

- Ind. Mat. Cls indice materiale del conglomerato cementizio costituente il palo;
- Ind. Mat. Acc. indice materiale delle armature longitudinali e trasversali costituenti il palo;
- Cop. Staffe distanza del lato esterno delle armature trasversali dal bordo del palo;
- Tratto lunghezza del palo in cui le armature rimangono costanti e pari al valore a fianco riportato (l'origine del riferimento è la testa del palo);
- Diam. Fil. diametro nominale delle barre longitudinali;
- Barre numero di barre longitudinali presenti nella sezione trasversale del palo;
- Diam. Staffe diametro nominale delle armature trasversali;
- Passo interasse delle armature trasversali.

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

- Cmb numero della combinazione di carico (nel caso che essa sia di S.L.U. è riportata la tipologia);
- 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 valore della sollecitazione normale agente a quota piano di fondazione per l'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto);
- S. Tagliante X' valore della sollecitazione tagliante lungo l'asse X' agente a quota piano di fondazione per l'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto);
- S. Tagliante Y' valore della sollecitazione tagliante lungo l'asse Y' agente a quota piano di fondazione per l'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto);
- S. Flessionale X' valore della sollecitazione flessionale lungo l'asse X' agente a quota piano di fondazione per l'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto);
- S. Flessionale Y' valore della sollecitazione flessionale lungo l'asse Y' agente a quota piano di fondazione per l'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto);
- S. Torsionale valore della sollecitazione torsionale agente a quota piano di fondazione per l'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto);

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

- C. Lim. Base valore del carico limite verticale alla punta del palo (valore su singolo palo corretto dal relativo coefficiente d'efficienza);
- C. Lim. fusto valore del carico limite verticale lungo la superficie laterale del fusto del palo (valore su singolo palo corretto dal relativo coefficiente d'efficienza);
- C. Lim. bulbo valore del carico limite verticale lungo la superficie laterale del bulbo del palo (valore su singolo palo corretto dal relativo coefficiente d'efficienza);
- C. Critico valore del carico critico per l'instabilità del palo (valore su singolo palo corretto dal relativo coefficiente d'efficienza);
- Attr. Neg. valore dell'attrito negativo agente sul palo (valore su singolo palo);
- Peso Palo valore del peso totale del palo (valore su singolo palo);
- Cmb numero della combinazione di carico e tipologia;
- S. Norm. valore della sollecitazione normale agente alla testa del palo in esame;
- V. V. Com. valore di verifica a compressione del palo in esame (corretto dal relativo coefficiente di sicurezza);
- V. V. Tra. valore di verifica a trazione del palo in esame (corretto dal relativo coefficiente di sicurezza);
- Ver. Com. rapporto tra la sollecitazione normale agente alla testa del palo in esame e il valore di verifica a compressione del palo in esame (verifica positiva se il rapporto è <

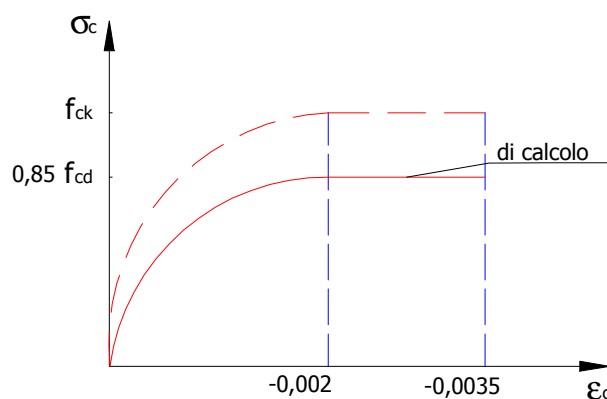
- Ver. Tra. 1.0); rapporto tra la sollecitazione normale agente alla testa del palo in esame e il valore di verifica a trazione del palo in esame (verifica positiva se il rapporto è < 1.0);
- S. Tagl. valore della sollecitazione tagliante agente alla testa del palo in esame;
- S. Fles. valore della sollecitazione flessionale agente alla testa del palo in esame;
- V. V. Trs. valore di verifica trasversale del palo in esame (corretto dal relativo coefficiente di sicurezza);
- Ver. Tra. rapporto tra la sollecitazione tagliante agente alla testa del palo in esame e il valore di verifica trasversale del palo in esame (verifica positiva se il rapporto è < 1.0);
- Ced. V. valore del cedimento verticale in corrispondenza della testa del palo in esame;
- Ced. H. valore del cedimento orizzontale in corrispondenza della testa del palo in esame.

## MATERIALI

Per la esecuzione delle opere strutturali di cui il progetto in esame si utilizzeranno i seguenti materiali:

1. Calcestruzzo di classe  $R_{ck}=300 \text{ Kg/cm}^2$  (Resistenza caratteristica  $R_{ck} = 30.0 \text{ N/mm}^2$ ) per la esecuzione delle strutture di fondazione e per ciascuna classe di calcestruzzo impiegata sono riportati i valori di:

Resistenza di calcolo a trazione ( $f_{ctd}$ )  
 Resistenza a rottura per flessione ( $f_{cfm}$ )  
 Resistenza tangenziale di calcolo ( $\tau_{Rd}$ )  
 Modulo elastico normale (E)  
 Modulo elastico tangenziale (G)  
 Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale ( $\gamma_c$ )  
 Resistenza cubica caratteristica del materiale ( $R_{ck}$ )  
 Coefficiente di Omogeneizzazione  
 Peso Specifico  
 Coefficiente di dilatazione termica



La resistenza di calcolo  $f_{cd}$  è data da  $f_{ck} / \gamma_c = 0.83 * R_{ck} / \gamma_c$  (0.83 è il fattore di trasformazione da resistenza cubica a cilindrica). La resistenza cilindrica viene ridotta ulteriormente di un fattore 0.85 per tenere conto delle modalità di applicazione del carico.

La deformazione massima  $\epsilon_{c \max}$  è assunta pari a 0.0035.

2. Barre di acciaio per le armature, ad aderenza migliorata del tipo FeB44K controllato in

stabilimento con resistenza caratteristica allo snervamento  $F_{yk}$  440,00N/mm<sup>2</sup> (tensione ammissibile di 2600 kg/cm<sup>2</sup>);

Per l'acciaio sono riportati i valori di:

Tensione caratteristica di snervamento trazione ( $f_{yk}$ )

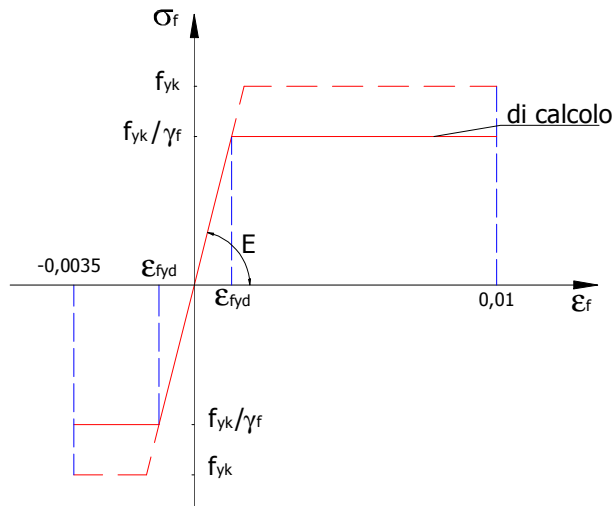
Modulo elastico normale (E)

Modulo elastico tangenziale (G)

Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale ( $\gamma_f$ )

Peso Specifico

Coefficiente di dilatazione termica



La resistenza di calcolo è data da  $f_{yk} / \gamma_f$ . Il coefficiente di sicurezza  $\gamma_f$  si assume pari a 1.15. La deformazione massima  $\epsilon_{s \max}$  è assunta pari a 0.01.

cemento: tipo 425;

inerti:

- b) sabbia lavata con acqua dolce, a granuli con diametri compresi tra 0 ed 7 mm;
- c) ghiaia vagliata, priva di sostanze estranee, particelle friabili o terrose ed elementi gelivi i suoi grani non devono superare mm 15-30;
- d) pietrisco proveniente da rocce compatte non gessose, non gelive, privo di impurità e materie polverulente, gli elementi devono avere grossezza pari a mm. 7-15;

acqua d'impasto: potabile o comunque limpida e priva di sali (solfuri o cloruri);

I conglomerati cementizi che verranno utilizzati nelle strutture saranno realizzati con le seguenti dosi, calcolate per metro cubo:

sabbia lavata	mc. 0,30	x	mc di impasto;
ghiaia vagliata	mc. 0,30	x	mc di impasto ;
ghiaietto vagliato o pietrisco	mc. 0,30	x	mc di impasto ;
cemento	mc. 0,30	x	mc di impasto
acqua	mc. 0,30	x	mc di impasto;

acciaio come risulta dai calcoli e dai disegni esecutivi.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

Riguardo ad ulteriori prescrizioni in fase di esecuzione dei lavori si richiamano le disposizioni delle norme tecniche vigenti emanate dal Ministero dei LL.PP.

## **NATURA E CARATTERI GEOLOGICI TECNICI DEI TERRENI AFFIORANTI**

Per quanto riguarda l'area in questione è stato redatto un apposito studio geologico, a cui si rimanda per gli approfondimenti, che ha caratterizzato i terreni di fondazione in unità geotecniche caratterizzate da parametri fisico meccanici differenti e riservandosi di approfondire lo studio, in fase esecutiva con indagini più dettagliate.

## **CRITERI DI CALCOLO**

Per il dimensionamento preliminare degli elementi strutturali si è fatto uso delle formule e metodi della Scienza e Tecnica delle Costruzioni, con particolare riferimento a:

- a. metodo semiprobabilistico degli stati ultimi per la verifica e dimensionamento dei singoli elementi strutturali.
- b. formule ricorrenti della letteratura tecnica.
- c. la distribuzione della azione sismica nelle due direzioni principali.

La struttura verrà esaminata sotto l'applicazione dei carichi esterni verticali gravitazionali e quelli orizzontali derivanti dalla azione sismica, sommando e sovrapponendo poi gli effetti.

## **ANALISI DEI CARICHI**

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica.

Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi sarà effettuata in accordo con le disposizioni del D.M. 14.05.2008 vigente, mentre la valutazione dei carichi permanenti sarà effettuata sulle dimensioni definitive delle opere da realizzare.

## **CONCLUSIONI**

Sulla base di quanto relazionato le opere in c.a. previste per il presente progetto potranno avere caratteristiche diverse a seconda della categoria del suolo di fondazione e dopo le specifiche indagini atte a caratterizzare i terreni di fondazione sulla base del parametro sperimentale della velocità medie delle onde sismiche di taglio entro i 30 metri di profondità per le aree previste per l'ubicazione dei pali e della sottostazione di trasformazione/consegna dell'energia elettrica.

Si adotteranno fondazioni di tipo indirette o profonde - platea su pali gettati in opera con diametro opportunamente dimensionati in funzione delle caratteristiche fisico-meccaniche del suolo.

Considerando le caratteristiche del terreno e i pesi agenti sull'aerogeneratore compresi i pesi propri si è proceduto al dimensionamento preliminare delle fondazioni; previsti per ogni aerogeneratore fondazioni a platea con sezione tronco conica di diametro 21,00 metri e spessore minimo 1,00 metri e

spessore massimo 3,00 metri e fondazioni su pali con platea a base quadrata di lato 17,00 m e spessore 2,50 metri. La palificata è costituita da 16 pali gettati in opera di diametro 100 cm e lunghezza 20 metri, per uno schema delle fondazioni si rimanda alla tavola TMCD002 e alla tavola MMCD004.

Tutte le opere strutturali da realizzate, secondo le dimensioni e le caratteristiche dei disegni esecutivi, saranno calcolate i metodi stabiliti dalle Nuove Norme sulle costruzioni attualmente in vigore.

Il Tecnico