

4. Teoria e Normativa.

Vengono distinte due tipologie di pali, sia per la diversa procedura di messa in opera, sia per gli effetti che producono sulle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione: i pali infissi ed i pali trivellati. A parte vengono presi in considerazione i micropali tipo tubfix, che pur potendo essere inseriti nella categoria generale dei pali trivellati, se ne differenziano per alcune importanti caratteristiche, ed ovviamente i tiranti.

4.1 Portanza verticale del palo attraverso formule statiche.

4.1.1 Pali infissi.

Sono pali che vengono messi in opera senza l'asportazione del terreno. Sono utilizzabili in terreni incoerenti da poco a mediamente addensati, dove la procedura d'infissione conduce generalmente ad un miglioramento delle caratteristiche geotecniche. Sconsigliabile invece il loro utilizzo in terreni coesivi, nei quali l'infissione porta ad un rimaneggiamento degli strati con conseguente scadimento delle caratteristiche geotecniche degli stessi. Non sono impiegabili in terreni molto addensati, o con trovanti o livelli cementati.

Il calcolo della portata di un palo infisso viene effettuata sommando i contributi di portata della punta del palo con quello dovuto alla resistenza laterale del fusto.

Vengono distinti 3 casi.

4.1.1.1 Terreni incoerenti.

PORTATA LATERALE

- Metodo di Burland

La relazione di Burland(1973) può essere espressa come segue:

$$(1) Q_{lat} = A_{lat} \times P_{ef} \times K \times f_w \times \operatorname{tg} \delta;$$

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

con

A_{lat} = area laterale del palo;

P_{ef} = pressione efficace del terreno data da:

$P_{ef} = L_{palo} \gamma$ se $L_{palo} < 15 \times D_{palo}$;

$P_{ef} = 15 D_{palo} \gamma$ se $L_{palo} > 15 \times D_{palo}$;

$15 \times D_{palo}$ = profondità critica per il calcolo della pressione efficace;

L_{palo} = lunghezza del palo;

D_{palo} = diametro o lato medio del palo;

γ = peso di volume del terreno;

$K = 1 - \sin \phi'$;

ϕ' = angolo d'attrito terreno dopo l'infissione, spesso posto uguale a $(3/4)\phi + 10$;

ϕ = angolo d'attrito del terreno prima dell'infissione.

δ = angolo d'attrito terra-palo, posto generalmente uguale a 20° per pali in acciaio e a $(2/3)\phi'$ per pali in calcestruzzo;

f_w = fattore correttivo legato alla tronco-conicità percentuale del palo (t_r) del palo;

N.B.: Per tronco-conicità del palo s'intende la diminuzione percentuale del diametro del palo con la profondità nel caso di pali prefabbricati tronco-conicità (per es. una tronco-conicità del 5% vuol dire che il diametro del palo diminuisce di 5 cm per ogni metro di lunghezza del palo stesso).

ponendo $\alpha(^{\circ}) = \arctg(t_r/100)$

per $\alpha=0$ (palo cilindrico) $f_w=1$;

per $\alpha>0$ (palo tronco-conico) i valori di f_w sono forniti dalla seguente tabella:

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

| φ' | α° | f_w |
|-------------------------|-------------------------------|---------------------------|
| $\varphi' < 30$ | $\alpha^\circ \leq 0.8$ | $1 + 1.5 \alpha^\circ$ |
| $\varphi' < 30$ | $0.8 < \alpha^\circ \leq 1.6$ | $2.75 \alpha^\circ$ |
| $\varphi' < 30$ | $\alpha^\circ > 1.6$ | $2.8 + \alpha^\circ$ |
| $30 \leq \varphi' < 35$ | $\alpha^\circ \leq 1.1$ | $1 + 2.45 \alpha^\circ$ |
| $30 \leq \varphi' < 35$ | $1.1 < \alpha^\circ \leq 1.6$ | $2.16 + 1.4 \alpha^\circ$ |
| $30 \leq \varphi' < 35$ | $\alpha^\circ > 1.6$ | $4 + 0.25 \alpha^\circ$ |
| $35 \leq \varphi' < 40$ | $\alpha^\circ \leq 1$ | $1 + 3.3 \alpha^\circ$ |
| $35 \leq \varphi' < 40$ | $\alpha^\circ > 1$ | 4.3 |
| $\varphi' \leq 40$ | $\alpha^\circ > 0.5$ | 4 |
| $\varphi' \leq 40$ | $\alpha^\circ \leq 0.5$ | $1 + 6 \alpha^\circ$ |

- Metodo di Nordlund;

Si procede come nel metodo di BURLAND, utilizzando i seguenti valori di K:

| | |
|------------------------|---------------------------------------------|
| per $\varphi' < 30$ | $K = 0.6 + 0.0041 \times d$; |
| per $\varphi' = 30-35$ | $K = -0.115 + 0.78 \times \text{Log}(d)$; |
| per $\varphi' = 36-40$ | $K = -0.056 + 1.025 \times \text{Log}(d)$; |
| per $\varphi' > 40$ | $K = -1.02 + 2.21 \times \text{Log}(d)$. |

con

d=diametro palo;

φ' = angolo d'attrito terreno dopo l'infissione, spesso posto uguale a $(3/4)\varphi + 10$;

φ =angolo d'attrito del terreno prima dell'infissione.

La portata laterale è data quindi dalla relazione (1).

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

- Metodo di Meyerhof.

Si procede come nel metodo di NORDLUND, utilizzando per il parametro K la seguente relazione:

$$(2) K = -8.32 + 1.56 \times \sqrt{(\varphi')};$$

con

d=diametro palo;

φ' = angolo d'attrito terreno dopo l'infissione, spesso posto uguale a $(3/4) \varphi + 10$;

φ =angolo d'attrito del terreno prima dell'infissione.

Il metodo non è applicabile per $\varphi' \leq 28^\circ$.

- Metodo di Brinch Hansen.

La portata laterale viene calcolata secondo il procedimento di NORDLUND, utilizzando per il parametro K le seguenti relazioni:

$$(3) K = (1 / 7) \times K_p / (1 - K_0 \times \tan \delta)$$

con

$$K_p = (1 + \tan \varphi') / K_0$$

$$K_0 = 1 - \tan \varphi';$$

φ' = angolo d'attrito terreno dopo l'infissione, spesso posto uguale a $(3/4) \varphi + 10$;

φ =angolo d'attrito del terreno prima dell'infissione.

δ =angolo d'attrito terra-palo, posto generalmetne uguale a 20° per pali in acciaio e a $(2/3) \varphi'$ per pali in calcestruzzo;

PORTATA DI BASE.

La portanza della punta viene invece valutata utilizzando la relazione:

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

$$(4)Q_{base} = (A_{base} P_{ef} N_q);$$

con

A_{base} = area della base del palo;

N_q =fattore adimensionale di portata.

Per quanto riguarda il calcolo di N_q vengono proposte tre relazioni.

- Metodo di Berezantev.

$$N_q = 10^m;$$

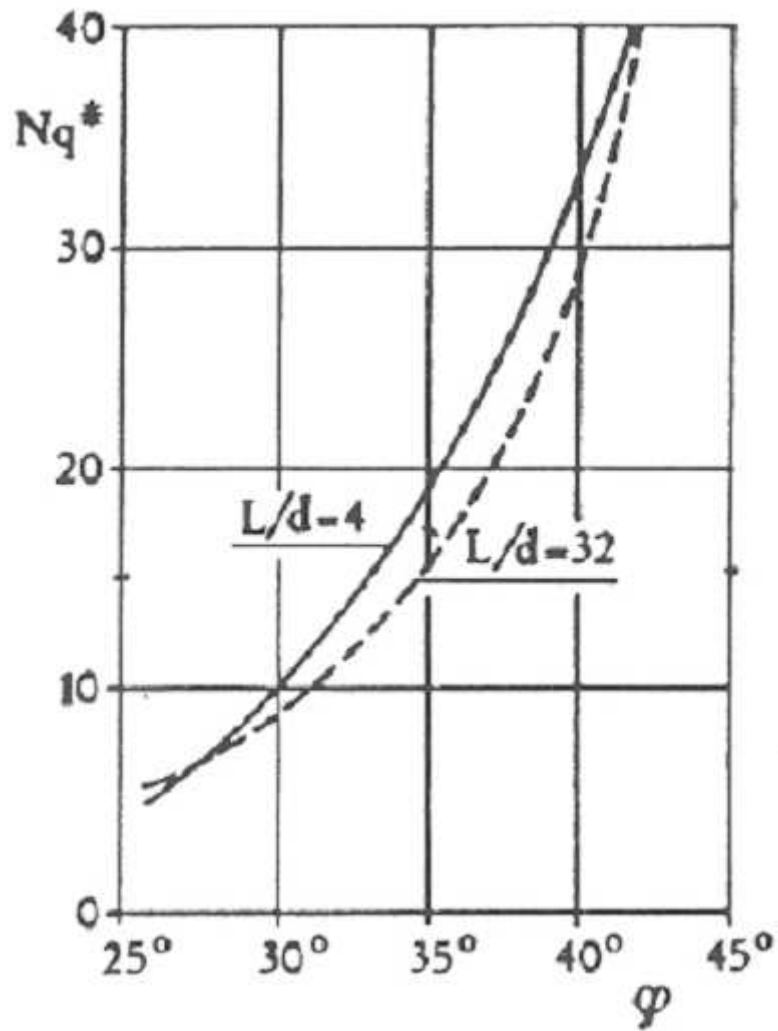
dove:

$$m = -0.764 + 0.076 \varphi'(^{\circ});$$

φ' = angolo d'attrito terreno dopo l'infissione, spesso posto uguale a $(3/4) \varphi + 10$;

φ =angolo d'attrito del terreno prima dell'infissione.

Nell'ipotesi di pali di grande diametro, per il calcolo di N_q si può fare riferimento al seguente schema, dove il fattore di portanza è diagrammato in funzione del rapporto lunghezza/diametro del palo:



- Metodo di Vesic.

$$Nq = M1 \times M2 \times M3 \times M4 \times Ku;$$

dove:

$$M1 = 3 / (3 - \text{sen } \varphi');$$

$$M2 = \text{Exp}(\pi / 2 - \varphi'(\text{rad})) \times \text{tg } \varphi';$$

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

$$M3 = \text{tg}^2(45 + \varphi' / 2);$$

$$M4 = I_r^u$$

$$U = (4 \times \text{sen } \varphi') / [3 \times (1 + \text{sen } \varphi')];$$

$$I_r = 1.7 \times \text{Dr}\%;$$

Dr% = densità relativa dello strato di base;

$$K_u = [1 + 2 \times (1 - \text{sen } \varphi')] / 3;$$

φ' = angolo d'attrito terreno dopo l'infissione, spesso posto uguale a $(3/4) \varphi + 10$;

φ = angolo d'attrito del terreno prima dell'infissione.

- Metodo di Janbu.

$$N_q = M1 \times M2;$$

dove:

$$M1 = [\text{tg } \varphi' + \sqrt{(1 + \text{tg}^2 \varphi')}]^2$$

$$M2 = \text{Exp}(2 \times (\text{Mu} \times \pi / 180) \times \text{tg } \varphi' ;$$

$$\text{Mu} = 60 + 0.45 \times \text{Dr}\%$$

4.1.1.2 Terreni coesivi normalmente consolidati o leggermente sovraconsolidati (rapporto di sovraconsolidazione OCR < 4).

Si procede come nel caso precedente, sommando i contributi della portanza laterale e di punta.

PORTANZA LATERALE.

- Metodo di Tomlison.

La portanza laterale è data da:

$$(5) Q_{lat} = C_a \times A_{lat};$$

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

con C_a =adesione palo-terreno;

Per il parametro C_a vengono utilizzati generalmente i valori suggeriti da Tomlison.

| Litologia | $P_{infissione}/D_{palo}$ | C_a/C |
|---------------------------------------------|---------------------------|---------|
| Sabbia giacente su terreni coesivi compatti | <20 | 1.25 |
| Sabbia giacente su terreni coesivi compatti | ≥20 | 0.80 |
| Argille molli su terreni coesivi compatti | <20 | 0.40 |
| Argille molli su terreni coesivi compatti | ≥20 | 0.70 |
| Terreni coesivi compatti | <20 | 0.40 |
| Terreni coesivi compatti | ≥20 | 0.60 |

$P_{infissione}/D_{palo}$ = rapporto di penetrazione = rapporto profondità di penetrazione del palo in argilla compatta/diametro palo;
 C_a/C =rapporto adesione palo-terreno/coesione del terreno.

- Metodo di Focht et alii.

$$(6) Q_{lat} = A_{lat} \times \lambda \times (P_{eff} + 2 \times C)$$

dove:

$$\lambda = 0.49 - 4.456 \times 10^{-2} \times H_{pa} + 2.23 \times 10^{-3} \times H_{pa}^2 - 4.75 \times 10^{-5} \times H_{pa}^3 + 3.49 \times 10^{-7} \times H_{pa}^4$$

C = coesione del terreno;

P_{eff} = pressione efficace alla profondità critica.

PORTATA DI BASE.

La portata di base del palo viene calcolata con la seguente relazione:

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

$$(7) Q_{base} = A_{base} \times (C \times N_c + P_{eff})$$

con

N_c = fattore adimensionale di portata.

Per il calcolo del fattore adimensionale N_c vengono qui proposti tre metodi.

- Metodo di Skempton.

Nella pratica Skempton propone di utilizzare sempre un valore di $N_c = 9$.

- Metodo di Vesic.

N_c secondo Vesic va posto uguale a:

$$(8) N_c = (4/3) \times [\ln(I_r) + 1] + \pi/2 + 1;$$

dove:

$I_r = 12.5 \times C$;

C (t/mq) = coesione non drenata dello strato di base.

- Metodo di Meyerhof.

N_c secondo Meyerhof va posto uguale a:

$$(9) N_c = (4/3) \times [\ln(I_r) + 1] + 1;$$

dove:

$I_r = 12.5 \times C$;

C (t/mq) = coesione non drenata dello strato di base.

4.1.1.3 Terreni fortemente sovraconsolidati ($OCR \geq 4$).

PORTANZA LATERALE.

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

Si procede come nel caso di terreni incoerenti, modificando il fattore k della formula della portanza laterale come segue:

$$k=(1-\text{sen } \varphi)\sqrt{\text{OCR}};$$

φ =angolo d'attrito del terreno in condizioni drenate.

PORTANZA DI BASE.

Si utilizzano le stesse procedure viste per i terreni incoerenti.

4.1.2 Pali trivellati.

Sono pali messi in opera con asportazione di terreno. Vengono impiegati in terreni incoerenti da mediamente a molto addensati e in terreni coesivi, dove provocano un minor rimaneggiamento rispetto ai pali infissi.

Il calcolo della portanza di un palo trivellato viene eseguito come nel caso di un palo infisso, sommando i contributi di portata della punta del palo e del fusto.

Sono valide in generale le relazioni viste in precedenza per i pali infissi. Nell'applicare tali relazioni va tenuto presente però che, a causa del disturbo indotto nei livelli incoerenti dall'asportazione del terreno, l'angolo d'attrito palo-terreno da utilizzare andrebbe corretto come segue:

$$\varphi'^{\circ}=\varphi^{\circ} - 3^{\circ}.$$

con

φ =angolo d'attrito del terreno prima della messa in opera del palo.

- Metodo di Mayer.

La portata laterale è data da:

$$(10) Q_{lat}= A_{lat} \times P_{ef} \times \text{tg } \varphi';$$

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

con

φ' = angolo d'attrito del terreno;

A_{lat} = area laterale del palo;

$P_{ef} = P_{cls} \times Z$;

P_{cls} = peso di volume del cls;

Z = profondità critica = altezza della colonna di calcestruzzo, da porre uguale alla lunghezza del palo se questa è inferiore agli 8 metri o uguale a 8 se è superiore.

4.1.3 Micropali tipo tubfix.

Si procede come nel caso dei pali trivellati, introducendo nel calcolo al posto della lunghezza totale del palo e del suo diametro medio la lunghezza ed il diametro presunto del bulbo iniettato. Si consiglia però di non utilizzare la correzione per il rimaneggiamento del terreno ($\varphi'^{\circ} = \varphi^{\circ} - 3^{\circ}$) vista per i pali trivellati, e di introdurre come profondità critica la profondità media del bulbo iniettato.

Per il calcolo della portata laterale al posto della formula di Mayer classica si può adottare una versione modificata della stessa, che tenga conto della pressione residua d'iniezione.

- Metodo di Mayer modificato.

La portata laterale è data da:

$$(11) Q_{lat} = A_{lat} \times P_{ef} \times \operatorname{tg} \varphi' ;$$

con

φ' = angolo d'attrito del terreno;

A_{lat} = area laterale del palo;

P_{ef} = pressione d'iniezione, data da $P_{in} + H \times P_{cls}$,

P_{in} = pressione residua d'iniezione;

H = altezza della colonna di calcestruzzo nel foro;

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

P_{cls}=peso di volume del cls;

occorre tener presente che la P_{ef} non dovrà mai superare un valore massimo fornito dalla relazione $P_{\max} = \gamma \times Z \times \text{tg} (45 + \varphi / 2)$ (pressione massima d'iniezione), dove γ = peso di volume del terreno, per impedire il verificarsi di fenomeni di rottura del terreno.

Z = profondità critica = profondità media del bulbo iniettato.

Le formule di Mayer e di Nordlund si usano per pali in terreni omogenei; in questi casi normalmente si trascura la portata di base. La formula di Meyerhof modificata va utilizzata per micropali incastrati in strati con buone caratteristiche sottostanti a strati soffici; in questo caso la lunghezza del bulbo va posta uguale all'incastro.

4.1.4 Tiranti.

La resistenza allo sfilamento di un tirante può essere calcolata con le relazioni di Schneebeli o di Bustamante Doix.

Schneebeli

Per terreni granulari ($\varphi > 0$) la formula è la seguente:

$$T_l = \pi D_p L \text{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \text{sen} \varphi \frac{1 + e^{2\pi\gamma\varphi}}{2} \gamma Z ;$$

dove:

D_p = diametro di perforazione;

L = lunghezza della zona ancorata;

Z = profondità del punto medio del tratto ancorato;

γ = peso di volume del terreno soprastante il tratto ancorato.

In terreno coesivi ($\varphi = 0$) e per analisi a breve termine si può invece utilizzare la relazione:

$$T_l = \pi D_p L c$$

c = coesione non drenata del terreno nella zona di ancoraggio.

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

La resistenza allo sfilamento si ottiene quindi dividendo T_l per un coefficiente di sicurezza, solitamente posto uguale a 2,5.

$$T = \frac{T_l}{2,5}$$

Bustamante Doix

La relazione è la seguente:

$$T_l = \pi \alpha D_p L q_s ;$$

dove:

D_p = diametro di perforazione;

L = lunghezza della zona ancorata;

α = fattore che misura l'incremento di diametro del bulbo del tirante nella zona di ancoraggio;

q_s = attrito e adesione laterale unitaria nella zona di ancoraggio.

IL coefficiente α è funzione della litologia dominante nel tratto di ancoraggio e delle modalità di iniezione. Può essere stimato dalla seguente tabella:

| Litologia | Coefficiente α | |
|------------------------------------------|-----------------------|--------------------|
| | Iniezione ripetuta | Iniezione semplice |
| Ghiaia | 1,8 | 1,3-1,4 |
| Ghiaia sabbiosa | 1,6-1,8 | 1,2-1,4 |
| Sabbia ghiaiosa | 1,5-1,6 | 1,2-1,3 |
| Sabbia pulita | 1,4-1,5 | 1,1-1,2 |
| Sabbia limosa | 1,4-1,5 | 1,1-1,2 |
| Limo | 1,4-1,6 | 1,1-1,2 |
| Argilla | 1,8-2,0 | 1,2 |
| Marne e arenarie alterate e/o fratturate | 1,8 | 1,1-1,2 |

Il fattore q_s può essere ricavato attraverso le seguenti due relazioni:

iniezione semplice:

$$q_s (MPa) = 0,01(Dr - 50) + 0,05 \text{ per terreni granulari (Dr=densità relativa)}$$

$$q_s (MPa) = 0,006(c - 10) + 0,1 \text{ per terreni coesivi (c=coesione)}$$

iniezione ripetuta:

$$q_s (MPa) = 0,01(Dr - 50) + 0,1 \text{ per terreni granulari (Dr=densità relativa)}$$

$$q_s (MPa) = 0,008(c - 10) + 0,18 \text{ per terreni coesivi (c=coesione)}$$

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

La resistenza allo sfilamento si ottiene quindi dividendo T_l per un coefficiente di sicurezza F_s , solitamente posto uguale a 2,5 (metodo delle tensioni ammissibili) o a 1,6 (metodo dello stato limite ultimo). In questo ultimo caso, ovviamente, i parametri da introdurre nel calcolo dovranno essere quelli caratteristici (vedi paragrafo 4.1.6).

$$T = \frac{T_l}{F_s}$$

Nel caso di opere definitive si deve tener conto del fatto che la forza applicata ai tiranti inseriti tenderà a diminuire nel tempo e quindi la T_{es} andrà divisa per un ulteriore coefficiente di sicurezza (coefficiente β), solitamente posto uguale a 1,5.

4.1.5 Resistenza allo sfilamento di pali soggetti a trazione.

Nel caso di pali soggetti a sforzi di trazione, il calcolo della resistenza allo sfilamento può essere valutata con il metodo proposto da Das e Seeley (1982).

La relazione generale da utilizzare è la seguente:

$$T_u = T_l + T_b + W$$

dove:

- T_u = resistenza ultima allo sfilamento del palo;
- T_l = resistenza allo sfilamento lungo il fusto;
- T_b = resistenza allo sfilamento dovuto all'eventuale svasamento della base;
- W = peso del palo.

La componente della resistenza allo sfilamento dovuta all'attrito e all'adesione lungo il fusto si può calcolare con le seguenti relazioni:

terreni coesivi

$$T_l = A_l \alpha C_u$$

dove:

- A_l = area laterale del fusto;
- α = fattore di adesione, uguale a $\alpha = 0,9 - 0,0625 C_u$, se $C_u < 0,8$ kg/cmq, e

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

a $\alpha=0,4$ se $C_u \geq 0,8$ kg/cmq;

C_u = coesione non drenata del terreno.

terreni incoerenti:

$$T_1 = 0,5 p \gamma L_{cr}^2 k_u \operatorname{tg} \delta + p \gamma L_{cr} k_u \operatorname{tg} \delta (L - L_{cr})$$

dove:

p = perimetro della sezione del fusto;

γ = peso di volume del terreno;

L_{cr} = lunghezza critica, di solita posta uguale a 15 volte il diametro del palo

k_u = coefficiente di sollevamento, ricavabile, in funzione dell'angolo di attrito del terreno, attraverso le seguenti relazioni:

$$\varphi < 20^\circ \quad k_u = 0,9;$$

$$20 < \varphi \leq 30 \quad k_u = 0,9 + 0,04(\varphi - 20);$$

$$30 < \varphi \leq 40 \quad k_u = 1,3 + 0,12(\varphi - 30);$$

δ = angolo di attrito terra-palo;

L = lunghezza del palo.

La componente della resistenza allo sfilamento dovuta all'eventuale svasamento della base si può calcolare con le seguenti relazioni:

terreni coesivi:

$$T_b = A_s N_c + \gamma L$$

dove:

A_s = differenza fra l'area della base e del fusto;

N_c = fattore di portanza, solitamente posto uguale a 6;

terreni granulari:

$$T_b = A_s \gamma L N_q$$

dove:

N_q = fattore di portanza, stimabile con la relazione $N_q = 10^m$, in cui $m = -0,764 + 0,076 \varphi$ ($^\circ$).

4.1.6 Pali soggetti ad attrito negativo.

La presenza in superficie di strati molto compressibili soggetti a cedimenti nel tempo, perché sottoconsolidati o sollecitati da carichi esterni, produce lungo il fusto del palo un attrito negativo che ne riduce la portanza complessiva. In pratica si genera una forza addizionale che si aggiunge ai carichi agenti sulla testa del palo. Ovviamente, perché ciò avvenga, lo spostamento del terreno deve superare quello dovuto al cedimento del palo. Una procedura semplificata, per tener conto di questo effetto, consiste nel calcolare per lo strato compressibile superficiale il contributo dovuto alla resistenza laterale del fusto del palo con le formule viste in precedenza, applicando quindi ad esso un coefficiente correttivo variabile da 0 a 1. In pratica si ha:

$$P_n = -\omega P_l$$

dove :

P_n = carico dovuto all'attrito negativo;

ω =coefficiente di attrito negativo (0-1);

P_l =portata laterale del tratto di palo all'interno dello strato compressibile.

4.1.7 Determinazione del carico d'esercizio o di progetto.

4.1.7.1 Metodo deterministico (tensioni ammissibili)

Nel calcolo della portanza ammissibile di un palo con il criterio delle tensioni ammissibili si procede, com'è noto, secondo il seguente schema:

1. si effettua una stima *ragionata* dei valori medi dei parametri geotecnici del terreno che influenzano la resistenza al taglio del materiale terra, e cioè dell'angolo di attrito interno e della coesione, se presente;
2. s'inseriscono le grandezze c e ϕ così determinate in una delle formule di calcolo della portanza disponibili in letteratura, ricavando la portanza limite del palo;

3. si divide la portanza calcolata per un coefficiente di sicurezza, che per Legge e per consuetudine viene posto almeno uguale a **3**, ottenendo la portanza ammissibile.

Le incertezze insite nella misura dei parametri di resistenza al taglio e nella semplificazione del modello del terreno adottato per il calcolo vengono assorbite dall'elevato valore del coefficiente di sicurezza utilizzato.

Il vantaggio di questa procedura è nella sua semplicità di applicazione, il suo svantaggio più evidente consiste nel fatto che spesso conduce alla sottostima della reale portanza del palo, ammesso che questo sia stato eseguito correttamente, e di conseguenza si ha un sovradimensionamento della struttura fondazionale.

4.1.7.2 Metodo probabilistico

La verifica di un palo al collasso consiste, com'è noto, nel confronto fra il carico con il quale la struttura sollecita il terreno e la resistenza che quest'ultimo oppone al collasso. Si è riconosciuto che sia l'azione della struttura sia la resistenza del terreno sono grandezze aleatorie, cioè grandezze dotate di variabilità il cui comportamento può essere descritto attraverso una legge di probabilità. In altre parole, sia le sollecitazioni trasmesse sul terreno di fondazione sia le proprietà meccaniche di quest'ultimo sono affette da un certo grado di incertezza, incertezza che può essere trattata in termini matematici con gli strumenti della teoria della probabilità.

Per quanto riguarda il carico esercitato sul terreno di fondazione va ricordato che oltre ai carichi permanenti, come al peso proprio della struttura, il progettista dovrà tenere conto anche di quelli ciclici, intermittenti e accidentali di determinazione meno sicura. Una progettazione eseguita secondo un criterio probabilistico conduce alla individuazione quindi di un intervallo continuo di sollecitazioni possibili ognuna con un grado di probabilità differente.

Un ancora più elevato grado di indeterminazione è insito nei parametri di resistenza al taglio del terreno di fondazione. La naturale disomogeneità dei depositi sciolti, l'errore insito nelle procedure e nelle tecniche di misura delle proprietà geotecniche in sito o in laboratorio, l'approssimazione

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

collegata alle metodologie di calcolo e la schematizzazione del modello del terreno utilizzato per l'elaborazione, portano anche in questo caso ad una dispersione dei valori di resistenza possibili.

Scegliendo una distribuzione della probabilità, per esempio di tipo gaussiano, è possibile farsi un'idea il grado di sicurezza dell'opera valutando la distanza che separa la curva di probabilità dei carichi (C) da quella della resistenza del terreno (R): maggiore è la separazione, maggiore è il grado sicurezza dell'opera. Tranne casi eccezionali, cioè in presenza di terreni con elevate caratteristiche meccaniche e carichi indotti dall'opera molto bassi, le due curve tendono a sovrapporsi. Questo significa che esistono dei valori di carico con probabilità non nulla superiori ad alcuni valori possibili di portanza del palo. Quindi vi è una probabilità maggiore di zero che si abbia il collasso.

In un approccio strettamente probabilistico il progettista dovrà di conseguenza:

1. determinare la distribuzione di probabilità che meglio approssima la dispersione individuata dei carichi e della resistenza del terreno (normale, lognormale, triangolare, ecc.);
2. calcolare la probabilità di rottura, cioè la probabilità che l'azione esercitata dal palo superi la resistenza a rottura del terreno;
3. valutare, in base alle caratteristiche, agli scopi e alla durata prevista per l'opera in progetto, se tale probabilità sia accettabile o meno.

Scompare di conseguenza il concetto di coefficiente di sicurezza, visto come rapporto fra la resistenza a rottura del terreno di fondazione e il carico applicato.

Tale procedura, nota in letteratura come metodo di livello 3 (o di livello 2, nel caso si prescindano dalla legge di distribuzione), ha come vantaggio una trattazione rigorosa del problema del grado di sicurezza dell'opera, ma come evidente svantaggio l'eccessivo onere che tale trattazione comporterebbe per il progettista e per il geotecnico nell'ambito della progettazione corrente.

4.1.7.3 Metodo semiprobabilistico (stato limite ultimo)

L'Eurocodice 7 prevede, per la definizione del grado di sicurezza di una struttura relativamente alla possibilità di rottura del terreno di fondazione,

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

un approccio di tipo semiprobabilistico, o di livello 1, adottando il concetto di stato limite ultimo.

Per stato limite s'intende una particolare condizione raggiunta la quale l'opera non è più in grado di svolgere la funzione per la quale è stata progettata. Si parla di **stato limite ultimo** nel caso si prenda in considerazione il verificarsi di una situazione di collasso, per esempio quando il carico applicato supera la portanza del palo. Il termine **stato limite di esercizio** viene invece usato nel caso si esamini una situazione in cui, pur non avendosi il collasso, l'opera subisca lesioni tali da renderla inutilizzabile. Nel caso di una palificata ciò può verificarsi, quando i cedimenti del terreno superano una soglia critica, provocando delle distorsioni angolari non accettabili negli elementi della sovrastruttura.

Si parla di criterio semiprobabilistico in quanto, a differenza dell'approccio rigorosamente probabilistico, compare il concetto di coefficiente sicurezza, anche se di tipo differenziato a seconda del parametro preso in esame.

La procedura da adottare per calcolare la portanza del palo dovrà essere la seguente:

1. ipotizzando che sollecitazioni applicate e portanza siano fra loro indipendenti, si determinano i valori caratteristici dei parametri della resistenza al taglio del terreno, coesione e angolo di attrito interno; per **valore caratteristico** s'intende quel valore al quale è associata una prefissata probabilità di non superamento; assumere, per esempio, un valore caratteristico di 30° dell'angolo di attrito del terreno con una probabilità di non superamento del 5%, vuol dire ipotizzare che ci sia una probabilità del cinque per cento che il valore *reale* dell'angolo di attrito sia inferiore a 30° ;
2. per tenere conto di eventuali altre cause d'indeterminazione, si applicano ai valori caratteristici dei coefficienti di sicurezza parziali in funzione dello stato limite considerato;
3. s'introducono i valori così ridotti di c e φ in una delle formula di calcolo della portanza disponibili in letteratura, ricavando la portanza laterale e di punta del palo; ai valori ottenuti si applica un ulteriore coefficiente di sicurezza, da porre, per la portanza di punta, uguale a 1,3 nei pali infissi e a 1,6 per pali trivellati, per la portanza laterale, uguale a 1,3, sia per pali infissi che trivellati;

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

4. si confronta il valore del carico di progetto con il valore di portanza ottenuto, controllando che, ovviamente, non sia superiore.

I valori caratteristici di c e φ sono determinabili con la seguenti relazioni:

$$(1) \varphi_k = \varphi_m (1 + \chi V_\varphi)$$

$$(2) c_k = c_m (1 + \chi V_c)$$

dove:

φ_k = valore caratteristico dell'angolo di attrito interno;

c_k = valore caratteristico della coesione;

φ_m = valore medio dell'angolo di attrito;

c_m = valore medio della coesione;

V_φ = coefficiente di variazione di φ , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di φ ;

V_c = coefficiente di variazione di c , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di c ;

χ = parametro dipendente dalla legge di distribuzione della probabilità e dalla probabilità di non superamento adottata.

L'Eurocodice 7 fissa, per i parametri della resistenza al taglio, una probabilità di non superamento del 5%, alla quale corrisponde, per una distribuzione di tipo gaussiana, un valore di χ uguale a $-1,645$. Di conseguenza le relazioni (1) e (2) diventano:

$$(3) \varphi_k = \varphi_m (1 - 1,645 V_\varphi)$$

$$(4) c_k = c_m (1 - 1,645 V_c)$$

I valori di progetto di c e φ da adottare nel calcolo si ottengono dividendo i valori caratteristici per un coefficiente riduttivo parziale secondo quanto indicato nell'Eurocodice 7. In pratica, in problemi connessi al raggiungimento dello stato limite ultimo del terreno, si ottengono come segue:

$$(5) \operatorname{tg} \varphi_p = \frac{\operatorname{tg} \varphi_k}{1,25}$$

$$(6) c_p = \frac{c_k}{1,60}$$

$$(7) c_{up} = \frac{c_{uk}}{1,40}$$

dove:

φ_p = angolo di attrito di progetto;

c_p = coesione drenata di progetto;

c_{up} = coesione non drenata di progetto.

4.1.7 Portanza attraverso metodi probabilistici.

4.1.7.1 Introduzione.

Nel calcolo della portanza di un palo la maggior fonte d'indeterminazione è costituita dalla caratterizzazione meccanica del terreno, in particolare dalla stima dei parametri coesione e angolo di resistenza al taglio (o angolo d'attrito).

Nei metodi dell'equilibrio limite spesso i parametri geotecnici utilizzati nel calcolo sono ricavati facendo una media ponderata fra i dati ottenuti dalle misure eseguite in situ o in laboratorio. La dispersione dei valori che si osserva in molti casi non è trascurabile, per cui la scelta delle grandezze da inserire nel calcolo può diventare problematica. In queste situazioni è preferibile far seguire la verifica condotta con un metodo deterministico, cioè con uno dei metodi analitici già visti, da un'analisi di tipo probabilistico, che fornisca un'idea dell'influenza della dispersione dei dati geotecnici sul valore della portanza.

4.1.7.2 Metodi di Montecarlo applicati al calcolo della portanza.

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

I metodi di Montecarlo si basano sulla generazione di numeri casuali, scelti in determinati intervalli, che godano nel complesso di proprietà statistiche. Fra le varie applicazioni possibili di tali metodi, vi è quella detta 'del campionamento' che consiste nel dedurre proprietà generali di un insieme grande, studiandone solo un sottoinsieme casuale, giudicato rappresentativo dell' insieme stesso. È evidente che maggiori saranno le dimensioni del campione random, più rappresentative saranno le proprietà dedotte. Nel caso di applicazione del metodo al calcolo della portanza di pali, la procedura da seguire potrebbe essere la seguente:

- si genera la distribuzione delle variabili aleatorie **coesione** e **angolo d'attrito** misurate in situ o in laboratorio, supponendo che sia di tipo gaussiano (cioè rappresentate da una curva a campana, con il valore centrale corrispondente al valore medio);
- attraverso un generatore di numeri casuali, si crea una serie, estesa quanto si vuole, di valori numerici compresi fra 0 e 1;
- si associa ad ogni valore numerico casuale della serie un valore della coesione e dell'angolo d'attrito, rispettando la curva di distribuzione delle probabilità di queste due grandezze (facendo cioè in modo che la frequenza con cui un certo parametro viene chiamato nel calcolo sia uguale alla sua probabilità ricavata dalla curva gaussiana di probabilità del parametro stesso); in questo modo si trasforma la serie di numeri casuali generati nel punto precedente in una serie di coppie di valori di c e φ ;
- scelto un metodo deterministico di calcolo, si esegue il calcolo della portanza con tale metodo per ogni coppia di valori di c e φ , ricavando il rispettivo valore di Q_{lim} ;
- si crea la curva di distribuzione della frequenza dei valori di Q_{lim} ottenuti, per esempio sottoforma di istogramma, visualizzando l'andamento di tali grandezze.

L'aspetto del grafico della distribuzione di Q_{lim} consente di valutare se la dispersione dei valori di c e φ misurata influisce in maniera significativa sul calcolo della portanza del palo. Il metodo di Montecarlo può essere impiegato anche per retro-analisi di portanza. Costruendo infatti a tentativi

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

delle curve di distribuzione ipotetiche di c e φ , si può stimare per quale intervallo di questi valori la portanza rientra negli intervalli previsti.

Il metodo di Montecarlo richiede, per consentire di ottenere delle distribuzioni di Q_{lim} valide, che venga generato un numero sufficientemente elevato di coppie di parametri c e φ , dalle quali ricavare il corrispondente valore di Q_{lim} . Normalmente per ottenere distribuzioni stabili del coefficiente di sicurezza sono necessarie alcune centinaia di verifiche. Il raggiungimento della stabilità delle curve di distribuzione può essere valutato, applicando il metodo di Montecarlo su due insiemi di verifiche e confrontando quindi le relative distribuzioni con il test del χ^2 .

4.1.7.3 Metodo di Rosemblueth applicato al calcolo della portanza.

Il metodo di Rosemblueth, applicato al calcolo della portanza di un palo, consente di ricavare il valore più probabile della portanza (valore medio) ed un'indicazione della sua dispersione (scarto quadratico medio).

Si possono utilizzare anche in questo caso come variabili casuali i parametri c e φ , supponendo una loro distribuzione gaussiana simmetrica (cioè a curva a campana con i tratti di sinistra e di destra simmetrici rispetto al valore centrale).

Il procedimento da seguire è il seguente:

- dai dati misurati in situ o in laboratorio, si calcoli il valore medio di c e φ (c_m e φ_m) e i rispettivi scarti quadratici medii (s_c e s_φ);
- utilizzando uno dei metodi dell'equilibrio limite, si calcoli la Q_{lim} relativa alle seguenti combinazioni di parametri:

1. ($c = c_m + s_c$ $\varphi = \varphi_m + s_\varphi$) \Rightarrow Q_{lim1}
2. ($c = c_m + s_c$ $\varphi = \varphi_m - s_\varphi$) \Rightarrow Q_{lim2}
3. ($c = c_m - s_c$ $\varphi = \varphi_m + s_\varphi$) \Rightarrow Q_{lim3}
4. ($c = c_m - s_c$ $\varphi = \varphi_m - s_\varphi$) \Rightarrow Q_{lim4}

- si calcoli quindi il valore medio di Q_{lim} attraverso la relazione:

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

$$(113) Q_{lim_m} = (Q_{lim_1} + Q_{lim_2} + Q_{lim_3} + Q_{lim_4}) / 4;$$

e lo scarto quadratico medio con la formula:

$$(114) S_F = 0.5 \times \sqrt{ (Q_{lim_1}^2 + Q_{lim_2}^2 + Q_{lim_3}^2 + Q_{lim_4}^2)}.$$

Anche in questo caso il risultato può essere visto come un'indicazione dell'influenza della dispersione dei parametri geotecnici sulla portanza: un elevato valore di S_F può indicare una non sufficiente caratterizzazione geotecnica del terreno.

La Q_{lim} potrà quindi essere espressa come segue:

$$(115) Q_{lim_s} = Q_{lim_m} \pm S_F;$$

indicando che la portanza può variare nell'intervallo compreso fra $Q_{lim} = Q_{lim_m} - S_F$ e $Q_{lim_s} = Q_{lim_m} + S_F$.

4.2 Portanza verticale del palo attraverso formule dinamiche.

4.2.1 Formule classiche.

Esistono in letteratura più di 450 formule dinamiche per il calcolo della portata di un palo infisso. La maggior parte di queste si riferiscono a situazioni geologiche locali e non sono utilizzabili fuori dal contesto per il quale sono state ideate. Questo limite dipende dalla mancanza nelle formule in questione di parametri che siano legati direttamente alla litologia del terreno e/o alle sue caratteristiche geotecniche.

Fra le più attendibili si segnalano le relazioni di Janbu, Gates e la formula danese.

- Formula di JANBU.

$$(14) Q(t) = (1 / K_u) \times (W \times H / S);$$

con

$Q(t)$ = portata verticale del palo in tonnellate;

$K_u = C_d \times [1 + \sqrt{(1 + 1/C_d)}]$;

$C_d = 0.75 + 0.15 \times W_p / W$;

$l = W \times H \times L / (A \times E \times S^2)$;

$W(t)$ = peso del maglio;

$W_p(t)$ = peso del palo;

$H(m)$ = altezza di caduta del maglio;

$S(m)$ = affondamento del palo per colpo;

$L(m)$ = lunghezza del palo;

$E(t/mq)$ = modulo di elasticità del palo;

$A(mq)$ = area trasversale media del palo;

Coefficiente di sicurezza da applicare alla (14) = 3.

- Formula di GATES.

$$(15) Q(t) = 4 \times (e_f \times W \times H) \times \ln(25 / S);$$

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

con

ef = efficienza del maglio, variabile nell'intervallo 0.75-1.0 e dipendente dalla modalità di sganciamento del maglio;

H(cm)= altezza di caduta del maglio;

W(t) = peso del maglio;

S(cm)= affondamento del palo per colpo;

Coefficiente di sicurezza da applicare alla (15) = 3.

- Formula DANESE.

$$(16) Q(t) = (ef \times W \times H) / [S + \sqrt{(2 \times ef \times W \times H \times L / A \times Ep)}];$$

con

ef= efficienza del maglio (0.75-1.0);

W(t) = peso del maglio;

H(m) = volata del maglio;

S(m) = affondamento del palo per colpo;

L(m) = lunghezza del palo;

A(mq)= area trasversale media del palo;

Ep(t/mq)= modulo di elasticità del palo;

Coefficiente di sicurezza =3

Queste tre relazioni vengono considerate, sulla base di prove di carico su pali, le meno imprecise (coefficiente di sicurezza utilizzato = 3).

Va ricordato che questi risultati vanno utilizzati con cautela ed in assenza di dati che permettano l'utilizzo delle formule statiche (caratteristiche meccaniche del terreno e stratigrafia). Inoltre i carichi ammissibili determinati faranno riferimento alla situazione immediatamente successiva all'infissione e non tengono conto delle variazioni delle caratteristiche meccaniche del terreno con il tempo. Lowery suggerisce in questi casi che il carico finale si possa ottenere moltiplicando il carico ottenuto dalle relazioni dinamiche per i seguenti coefficienti d'infissione:

| Litologia | Coef. correttivo |
|--------------------|------------------|
| Argille molli | 3 |
| Argille compatte | 2 |
| Terreni incoerenti | 1 |

4.2.2 Metodo dell'equazione d'onda.

Le formule dinamiche classiche partono dal presupposto che la sollecitazione indotta dall'impatto del maglio sul palo si trasmetta istantaneamente alla punta, producendo una deformazione plastica del terreno sottostante (affondamento o rifiuto del palo).

In realtà l'urto produce un treno d'onde elastiche che si propagano a velocità finita lungo il palo. Quest'impulso, raggiunta la punta, viene parzialmente riflesso e torna verso la testa, dove subisce un'ulteriore riflessione parziale verso la punta e così di seguito, finché l'energia elastica non viene completamente dissipata. In seguito al passaggio del treno d'onde, il terreno subisce una deformazione che può essere di tipo elastico (e quindi reversibile) o di tipo plastico (e quindi permanente).

Il metodo dell'analisi dell'equazione d'onda simula il passaggio dell'impulso elastico nel palo e le deformazioni che questo induce nel terreno.

Il programma utilizza la schematizzazione di Smith per la soluzione del problema.

Si tratta di un metodo alle differenze finite nel quale il palo viene rappresentato come un insieme di masse collegate fra loro da molle interne (simulanti l'interazione fra le varie parti del palo) ed interagenti con l'esterno attraverso un insieme di molle esterne e smorzatori.

A differenza dei metodi dinamici classici è possibile far intervenire nel calcolo le caratteristiche geologiche e geotecniche del sito, attraverso i parametri K_e (costante elastica delle molle esterne) e J (coefficiente di smorzamento).

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

Per quanto riguarda l'attendibilità del metodo, Lowery fornisce per i principali tipi di terreno i seguenti intervalli d'errore (con il doppio segno):

| | |
|---------------|-----|
| Sabbia | 25% |
| Argilla | 40% |
| Terreni misti | 15% |

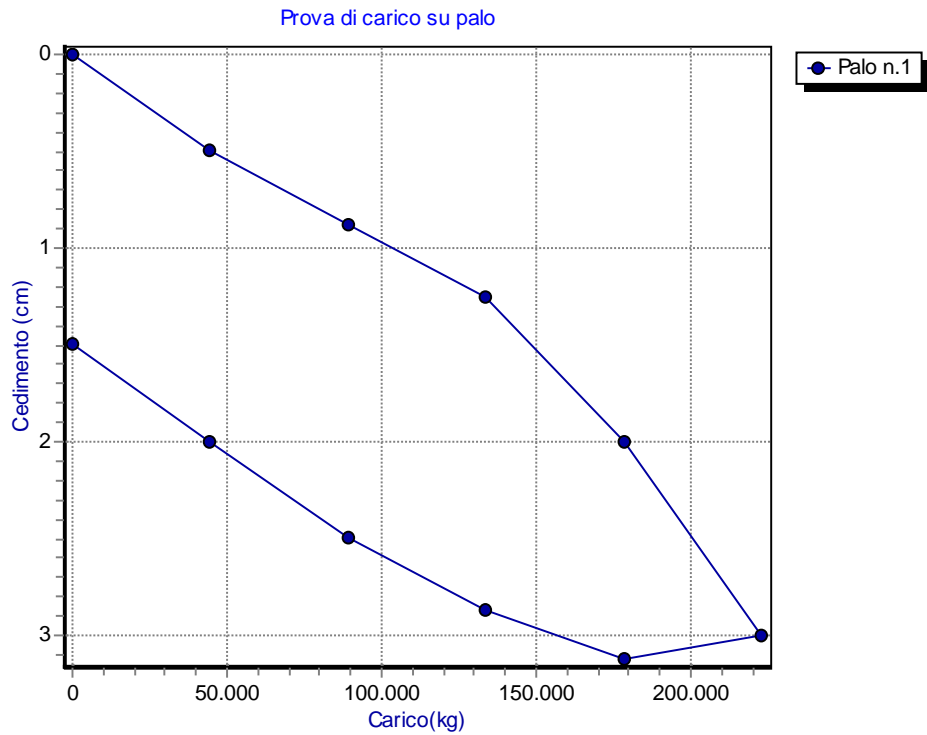
Anche in questo caso comunque va tenuto conto che i valori di carico fanno riferimento alle condizioni immediatamente successive all'infissione. Il metodo, pur fornendo valori in generale meno attendibili di quelli ottenuti da metodi statici, ha il vantaggio di permettere un più razionale dimensionamento del sistema palo attrezzatura d'infissione, consentendone l'analisi dell'efficienza a tavolino.

4.2.3 Prove di carico su palo.

Una prova di carico consiste nell'infiggere un palo fino alla profondità prevista dal progetto e nel sottoporlo ad una sequenza di carichi, misurando il cedimento della testa del palo. Generalmente si procede partendo con un carico iniziale dell'ordine del 50% del carico di progetto e, con incrementi successivi pari al 25% di tale carico, ci si arresta al raggiungimento di un carico di prova doppio rispetto a quello di progetto. Alla fase di carico si può fare seguire una fase di scarico, con una riduzione progressiva del carico di prova.

L'esecuzione della prova deve permettere l'elaborazione di un grafico carico-cedimento, documento fondamentale per la valutazione del carico ultimo del palo.

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows



In letteratura vengono descritte varie procedure per la stima della portanza limite. Quella più semplice definisce come carico ultimo del palo quello al quale corrisponde un dato cedimento di riferimento, di solito 25 mm.

4.3 Svergolamento di pali snelli.

4.3.1 Calcolo del modulo di reazione orizzontale (Kh).

Nella progettazione di pali sottoposti a sforzi orizzontali e nella verifica allo svergolamento è indispensabile valutare il coefficiente di reazione orizzontale del terreno (Kh). Questo parametro serve ad introdurre nel calcolo l'effetto di contenimento operato dal terreno in cui si trova immerso il palo.

Il valore di Kh può essere ottenuto rapidamente attraverso le diverse correlazioni empiriche esistenti in letteratura. In particolare nel programma vengono adottate le seguenti relazioni:

- **In terreni coesivi sovraconsolidati ($C_u > 0.5$ kg/cmq).**

$$(17) Kh(\text{kg/cm}^2) = C_f \times C_u / d \quad (\text{Skempton, 1951});$$

con

C_u (kg/cmq) = coesione non drenata:

d (cm) = diametro o larghezza del palo

C_f = coefficiente variabile da 80 a 320 (valore consigliato 120) secondo Skempton, assunto invece uguale a 67 da Davisson (1970);

In questi terreni si ammette che Kh sia costante per tutto lo spessore dello strato.

- **In terreni incoerenti sovraconsolidati (es. terreni glaciali).**

$$(18) Kh (\text{kg/cm}^2) = 3.00 \times E_s / d \quad (\text{Chen, 1978});$$

con

d (cm) = diametro o larghezza del palo.

E_s (kg/cmq) = modulo di deformazione del terreno (E_{50}):

Anche in questo caso si ammette che il valore di Kh rimanga costante con la profondità.

- **In terreni coesivi normalmente consolidati ($Cu \leq 0.5$ kg/cmq).**

In questo caso K_h tende a variare con la profondità. Si adotta generalmente una variazione di tipo lineare, espressa dalla relazione:

$$(19) K_h \text{ (kg/cm)} = n_h \times Z / d;$$

con

n_h (kg/cm) = costante dipendente dalla litologia;

Z (cm) = profondità;

d (cm) = diametro o larghezza del palo.

Per n_h si propongono i seguenti valori (Reese e Matlock, 1956):

| | |
|----------------------------------------------|---------------------|
| Argilla con $Cu \leq 0.25$ kg/cmq | $n_h = 0.022$ kg/cm |
| Argilla con $Cu > 0.25$ e ≤ 0.50 kg/cmq | $n_h = 3.51$ kg/cm |

- **In terreni incoerenti non sovraconsolidati.**

Anche in questo caso si ammette una variazione con la profondità di K_h e si adotta una relazione di tipo lineare (vedi eq.19).

In questo caso per n_h si propongono i seguenti valori, espressi in kg/cm:

| | | |
|---------------------------------------------|------------------------------|------------------------|
| Sabbia sciolta ($Dr < 30\%$) | secca-umida $n_h = 0.224$ | saturo $n_h = 0.128$; |
| Sabbia media ($Dr > 30$ $e \leq 70\%$) | secca-umida $n_h = 0.672$ | saturo $n_h = 0.448$; |
| Sabbia grossa ($Dr > 70$) | secca-umida $n_h = 1.792$ | saturo $n_h = 1.088$; |

Per la ghiaia si consiglia di adottare gli stessi valori utilizzati per la sabbia grossa in via cautelativa, mancando dati sperimentali diretti per questo materiale.

4.3.2 Metodi per la verifica allo svergolamento.

Le procedure di calcolo variano a seconda del tipo di terreno e del fatto che le teste dei pali emergano dal terreno o meno.

- **Pali immersi.**

Si tratta di pali la cui testa emerge dal terreno per una lunghezza non superiore ai 50 cm.

I) Metodo di Timoshenko.

Nel caso di terreno sovraconsolidato monostrato si può utilizzare il metodo di Timoshenko (1936).

Il carico critico (carico oltre il quale si ha lo svergolamento del palo) è dato da:

$$(20) P_{cr} (Kg) = (m^2 + b / m^2) \times P_e;$$

con

m = numero di semionde di svergolamento;

$P_e(Kg)$ = carico Euleriano per palo libero lateralmente, dato da:

$$(21) P_e (Kg) = \pi^2 \times E_p \times J_p / L^2;$$

con

$E_p(Kg/cm^2)$ =modulo elastico del palo

$J_p(cm^4)$ =momento d'inerzia del palo

$L(cm)$ = lunghezza del palo;

b = coefficiente adimensionale dato da:

$$(22) b = K_h \times d \times L^4 / (\pi^4 \times E_p \times J_p);$$

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

Per determinare Pcr occorre procedere per tentativi, facendo variare il parametro <m> entro un intervallo ragionevole (per es. da 1 a 10) fino ad ottenere un valore minimo per Pcr.

II) Metodo di Davisson (1963).

Nel caso più frequente di terreno stratificato o di terreno monostrato non sovraconsolidato si può utilizzare il metodo di Davisson.

Secondo tale procedura il carico critico può essere espresso da:

$$(23) P_{cr} (Kg) = V_{cr} \times E_p \times J_p / T;$$

con

T = parametro funzione di nh dato da:

$$(24) T (cm) = (E_p \times J_p / nh)^{(1/5)};$$

V_{cr} = fattore di carico adimensionale dipendente dalle condizioni di testa e di base del palo; in particolare:

per pali incastrati in testa e alla base:

per $Z_{max} > 1.8$ e < 3.7

$$V_{cr} = -0.15 \times Z_{max}^3 + 1.96 \times Z_{max}^2 - 7.13 \times Z_{max} + 10.42$$

per $Z_{max} \leq 1.8$ o ≥ 3.7 $V_{cr} = 3$;

per pali incastrati in testa e liberi di traslare e ruotare alla base:

per $Z_{max} < 2$

$$V_{cr} = e^{1.85 \times Z_{max}} \times 0.048;$$

per $Z_{max} \geq 2$ $V_{cr} = 1.75$;

per pali liberi in testa e incastrati alla base:

per $Z_{max} < 2.4$

$$V_{cr} = e^{1.95 \times Z_{max}} \times 0.015;$$

per $Z_{max} \geq 2.4$ $V_{cr} = 0.8$;

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

per pali liberi in testa e alla base:

$$V_{cr} = \begin{cases} \text{per } Z_{max} < 3.2 \\ e^{1.31 \times Z_{max}} \times 0.015; \\ \text{per } Z_{max} \geq 3.2 \quad V_{cr} = 0.7; \end{cases}$$

con $Z_{max} = L / T$ con L (cm)=lunghezza del palo.

- **Pali parzialmente emersi.**

Nel caso di pali con sommità che emerge dal terreno per una lunghezza superiore a 50 cm, le procedure di calcolo viste non sono più adeguate.

In queste situazioni possono essere utilizzate le relazioni di Davisson e Robinson (1965), valide sia per terreni con K_h costante (terreni monostrato SC) che per terreni a K_h variabile (terreni stratificati o NC).

D) K_h costante con la profondità.

In questo caso il carico critico viene determinato attraverso la seguente relazione:

$$(25) P_{cr} \text{ (kg)} = \pi^2 \times E_p \times J_p / 4 \times (S_r + J_r)^2 \times R^2;$$

con

$$S_r = L_s / R;$$

$$L_s \text{ (cm)} = [1.442 / (\pi \times (L / l'))] \times l';$$

$$\text{con } l' \text{ (cm)} = \pi \times R;$$

$$R \text{ (cm)} = [E_p \times J_p / (K_h \times d)]^{(1/4)};$$

L (cm) = lunghezza del palo;

d (cm) = diametro o larghezza del palo;

$$J_r = L_u / R;$$

con L_u (cm) = lunghezza del palo fuori terra.

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

N.B. Questa procedura di calcolo è valida solo per $l_{max} > 4$, con $l_{max} = R/L$.

II) K_h variabile con la profondità.

Le relazioni sono simili a quelle viste nel caso precedente:

$$(26) P_{cr} \text{ (kg)} = \pi^2 \times E_p \times J_p / 4 \times (St+Jt)^2 \times T^2;$$

con

$$St = L_s / T;$$

$$Jt = L_u / T;$$

$$T \text{ (cm)} = (E_p \times J_p / nh)^{(1/5)}.$$

N.B. Questa procedura di calcolo è valida solo per $Z_{max} > 4$, con $Z_{max} = L/T$.

• **Stima del momento d'inerzia di un palo.**

Il momento d'inerzia di un palo cilindrico rispetto ad una direzione perpendicolare al suo asse è dato da:

$$(27) J = (\pi \times D^4) / 64;$$

D = diametro del palo in cm

Nel caso di un palo non armato D sarà uguale al diametro del palo; nel caso di palo armato con tondini d'acciaio, la (27) andrà così modificata:

$$(28) J = [\pi \times (De^4 - Di^4)] / 64;$$

con De = diametro esterno dell'anello di tondini;

Di = diametro interno dell'anello di tondini.

Nel caso infine di micropali con anima tubolare si utilizzerà ancora la (28), prendendo per De il diametro esterno dell'armatura e per Di quello interno.

4.4 Analisi di pali soggetti a carichi orizzontali.

I pali di fondazione possono essere soggetti a forze orizzontali e momenti. E' necessario quindi in tali casi eseguire un'analisi del comportamento del palo sottoposto a queste sollecitazioni.

Si può eseguire l'analisi attraverso due metodologie differenti: il metodo delle tensioni ammissibili e quello dello stato limite ultimo.

4.4.1 Metodo delle tensioni ammissibili.

Si parte in questo caso dall'ipotesi che il palo si comporti come una trave infinita appoggiata su un suolo perfettamente elastico reagente in entrambi i versi.

S'introduce nel calcolo il carico orizzontale d'esercizio e l'eventuale momento applicato sulla testa del palo e si determinano il momento flettente massimo agente sul palo e la reazione orizzontale massima del terreno.

Gli spostamenti del palo (linea elastica), l'andamento dei momenti e del taglio sono in funzione delle condizioni di vincolo in testa (palo incastrato o non) e del parametro 'lunghezza caratteristica (o elastica) del palo' definito come segue (Zimmermann):

$$(29) \lambda \text{ (cm)} = [(4 \times E \times J) / (k \times D)]^{(1/4)}$$

dove

E (kg/cm²) = modulo elastico del palo;

J (cm⁴) = momento d'inerzia del palo;

D (cm) = diametro o larghezza media del palo;

k (kg/cm) = modulo di reazione orizzontale del palo.

Un palo viene definito rigido (corto) nel caso in cui λ sia minore o uguale a 500 cm, flessibile (lungo) nel caso in cui λ sia maggiore di 500 cm.

Nel caso più comune di palo con testa incastrata impedita a ruotare, ma non a spostarsi, si utilizzano le seguenti relazioni.

I) Andamento degli spostamenti.

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

$$(30) X(z) = [H / (k \times D \times \lambda)] \times e^{-(z/\lambda)} \times [\cos (z/\lambda) + \text{sen} (z/\lambda)];$$

con

H = carico orizzontale applicato alla testa del palo;

z = profondità di calcolo.

II) Andamento dei momenti flettenti.

$$(31) M(z) = [(H \times \lambda) / 2] \times e^{-(z/\lambda)} \times [\cos (z/\lambda) - \text{sen} (z/\lambda)].$$

III) Andamento del taglio.

$$(32) T(z) = -H \times e^{-(z/\lambda)} \times \cos (z/\lambda).$$

Lo spostamento massimo si ha alla testa del palo con il seguente valore:

$$(33) X_{\max} = H / (k \times D \times \lambda).$$

Il momento e la reazione massima del terreno hanno invece la seguente espressione:

$$(34) M_{\max} = 0.322 \times H \times \lambda / 2;$$

$$(35) \sigma_{\max} = H / (D \times \lambda).$$

4.4.2 Metodo dello stato limite ultimo.

La teoria di Broms(1964) permette di valutare il valore del massimo momento flettente e del massimo carico orizzontale (carico di rottura) tollerabile dal palo o dal terreno.

Vengono distinti più casi a seconda della litologia dominante del terreno (coesivo o incoerente), di come avviene la rottura (nel palo nel caso di pali lunghi, nel terreno nel caso di pali corti) e del vincolo in testa (palo incastrato o libero).

4.4.2.1 Terreni coesivi.

Pali corti.

Nel caso di pali incastrati la resistenza laterale è data da:

$$(36)H_{\max}=9 \times C_u \times D_{\text{palo}} \times (L_{\text{palo}} - 1.5 \times D_{\text{palo}});$$

con

C_u =coesione non drenata del terreno;

D_{palo} =diametro o lato medio del palo;

L_{palo} =lunghezza del palo.

La reazione del terreno ha quindi un andamento di tipo rettangolare, cioè costante con la profondità:

$$(37)H_z=9 \times C_u \times D_{\text{palo}}.$$

Il momento flettente massimo è fornito dall'espressione:

$$(38)M_{\max}=H_{\max} \times (0.5 \times L_{\text{palo}} + 0.75 \times D_{\text{palo}});$$

Nel caso di pali a testa libera la reazione massima del terreno è data dalla:

$$(39)H_{\max}=M_{\max} / (Z_{\text{palo}} + 1.5 \times D_{\text{palo}} + 0.5 \times f);$$

dove:

Z_{palo} = sporgenza del palo dal terreno;

D_{palo} = diametro del palo;

f = punto d'applicazione del momento flettente massimo;

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

Il momento flettente massimo viene fornito dall'espressione:

$$(40) M_{\max} = 2.25 \times D_{\text{palo}} \times C_u \times g_0^2;$$

con

$$g_0 = L_{\text{palo}} - 1.5 \times D_{\text{palo}} - f$$

L_{palo} = lunghezza del palo;

$$f = H_{\max} / (9 \times C_u \times D_{\text{palo}})$$

Pali lunghi.

Nel caso di pali lunghi è il palo che si rompe, per cui il momento flettente massimo va posto uguale al momento di plasticizzazione del palo.

$$(41) M_{\max} = M_{\text{plast}};$$

La reazione massima del terreno, per pali vincolati, è fornita dall'espressione:

$$(42) H_{\max} = 2 \times M_{\max} / (1.5 \times D_{\text{palo}} + 0.5 \times f);$$

Nel caso di pali a testa libera la (42) diventa:

$$(43) H_{\max} = M_{\max} / (1.5 \times D_{\text{palo}} + 0.5 \times f);$$

4.4.2.2 Terreni incoerenti.

Pali corti.

Nel caso di un palo a testa libera la reazione massima del terreno è data da:

$$(44) H_{\max} = (0.5 \times \gamma \times D_{\text{palo}} \times L_{\text{palo}}^3 \times K_p) / (Z_{\text{palo}} + L_{\text{palo}});$$

con

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

γ = peso di volume del terreno;

$K_p = (1 + \text{sen } \varphi) / (1 - \text{sen } \varphi)$.

φ = angolo d'attrito del terreno;

Z_{palo} = sporgenza del palo dal terreno;

D_{palo} = diametro del palo;

Il momento flettente massimo vale:

$$(45) M_{\text{max}} = H_{\text{max}} \times (Z_{\text{palo}} + 2/3 \times f);$$

con $f = 0.82 \times \sqrt{(H_{\text{max}} / D_{\text{palo}} \times \gamma \times K_p)}$.

Nei pali a testa vincolata la (44) va riscritta come segue:

$$(47) H_{\text{max}} = 1.5 \times \gamma \times L_{\text{palo}}^2 \times D_{\text{palo}} \times K_p;$$

con

γ = peso di volume del terreno di fondazione;

$K_p = (1 + \text{sen } \varphi) / (1 - \text{sen } \varphi)$.

Il momento flettente massimo è dato dall'espressione:

$$(48) M_{\text{max}} = 2/3 \times H_{\text{max}} \times L_{\text{palo}};$$

La reazione del terreno ha qui un andamento di tipo triangolare, cioè crescente linearmente con la profondità:

$$(49) H_z = 3 \times \gamma \times L_{\text{palo}} \times D_{\text{palo}} \times K_p.$$

$$(50) H_{\text{max}} = 1.5 \times \gamma \times L_{\text{palo}}^2 \times D_{\text{palo}} \times K_p;$$

Pali lunghi.

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

Come già visto per il caso di terreni coesivi, è il palo che si rompe, per cui il momento flettente massimo va posto uguale al momento di plasticizzazione del palo.

$$(51) M_{\max} = M_{\text{plast}} ;$$

La reazione massima del terreno , per pali vincolati, è fornita dall'espressione:

$$(52) H_{\max} = 2 \times M_{\max} / (0.5 \times Z_{\text{palo}} + 2/3 \times f);$$

Nel caso di pali a testa libera la (52) diventa:

$$(53) H_{\max} = M_{\max} / (0.5 \times Z_{\text{palo}} + 2/3 \times f).$$

4.5 Portanza di pali soggetti a carichi inclinati.

Nel caso di pali di fondazione soggetti a carichi inclinati, cioè alla combinazione di carichi verticali e orizzontali, occorrerà verificare che siano soddisfatte le due condizioni:

- a) $P_{vert} < Q_{palificata}$ (verifica al collasso assiale);
- b) $P_{oriz} < R_{palificata}$ (verifica al collasso laterale).

in cui

P_{vert} =componente verticale del carico;

$Q_{palificata}$ =portanza d'esercizio verticale della palificata;

P_{oriz} =componente orizzontale del carico;

$R_{palificata}$ =portanza d'esercizio orizzontale della palificata.

4.6 Portanza complessiva di una palificata

Si definisce efficienza della palificata il rapporto fra la portanza del gruppo di pali e la somma della portanza dei singoli pali:

$$(54) E_{\text{palificata}} = Q_{\text{palificata}} / \sum Q_{\text{palo}};$$

Va notato che, mentre in terreni incoerenti l'efficienza è di solito prossima all'unità, o in alcuni casi addirittura superiore, a causa dell'addensamento del terreno prodotto dall'infissione dei pali, nei terreni coesivi è spesso inferiore a 1. La causa principale è il sovrapporsi dei bulbi di pressione dei singoli pali, con la conseguente riduzione del contributo alla capacità portante totale degli stessi.

Vengono qui proposti due metodi semplificati per la stima dell'efficienza del gruppo di pali.

4.6.1 Metodo di Terzaghi e Peck.

Un criterio semplice per determinare la portanza di una palificata in terreni coesivi è quello proposto da Terzaghi e Peck (1948): la portanza verticale del gruppo di pali va posta uguale alla minore delle due seguenti grandezze:

- a) la portanza data dalla somma delle portanze dei singoli pali;
- b) la portanza di un blocco di terreno di larghezza uguale a $B_{\text{palificata}}$ (larghezza della palificata), lunghezza uguale a $L_{\text{palificata}}$ (lunghezza della palificata) e profondità corrispondente alla lunghezza dei pali, data da:

$$(55) Q_{\text{palificata}} = B_{\text{palificata}} \times L_{\text{palificata}} \times C_{\text{base}} \times N_c + 2 \times (B_{\text{palificata}} + L_{\text{palificata}}) \times L_{\text{palo}} \times C_{\text{lat}};$$

con

C_{base} =coesione del terreno alla base del blocco;

C_{lat} =coesione del terreno agente lateralmente al blocco;

N_c =coefficiente di portanza, in genere posto uguale a 9 (Skempton);

L_{palo} =lunghezza del palo.

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

Nei terreni incoerenti invece, per interassi compresi fra 2.5 e 6 D_{palo} (D_{palo} =diametro o lato medio del palo), si può assumere che la portanza complessiva della palificata sia data semplicemente dalla somma delle portanze dei singoli pali.

Poulos e Davis, facendo riferimento all'eq.55, propongono di esprimere l'efficienza del gruppo con la seguente relazione:

$$(56) \eta = 1 + (n_{\text{pali}} \times Q_{\text{palo}}) / Q_{\text{palificata}}$$

dove

η = efficienza del gruppo;

n_{pali} = numero pali del gruppo;

Q_{palo} = portata del palo singolo;

$Q_{\text{palificata}}$ = portata del blocco di fondazione, definito dalla (55).

4.6.2 Metodo di Converse e Labarre.

La formula di Converse-Labarre permette di stimare l'efficienza di un gruppo di pali in funzione del loro numero, del numero delle file e della spaziatura fra i pali.

$$(57) \eta = 1 - (\Phi/90) \times [(n-1) \times m + (m - 1) \times n] / (m \times n);$$

dove

η = efficienza del gruppo;

n = numero di pali per fila;

m = numero di file;

$\Phi = \text{arctg} (D / i);$

D = diametro del palo;

i = spaziatura dei pali.

Pur essendo una formula molto usata nella pratica, non tenendo in considerazione le caratteristiche meccaniche del terreno, va utilizzata con estrema prudenza.

4.6.3 Interasse dei pali.

L'interasse, o spaziatura, dei pali è un parametro fondamentale, in quanto influenza direttamente l'efficienza di una palificata. Interassi troppo piccoli o troppo grandi infatti possono far diminuire drasticamente la portanza complessiva della palificata. In alcuni casi inoltre, per es. per pali infissi in terreni incoerenti mediamente o molto addensati, una spaziatura troppo stretta può condurre ad un danneggiamento reciproco dei pali.

Il D.M. 21.1.81 consiglia un interasse minimo di $3D_{\text{palo}}$ in qualunque situazione (D_{palo} =diametro o lato medio del palo), anche se in realtà occorrerebbe tener conto della modalità di messa in opera del palo (infisso o trivellato) e del tipo di terreno di fondazione (coesivo o incoerente).

In generale si consiglia un interasse maggiore di $3D_{\text{palo}}$ in argilla, per tener conto del disturbo prodotto dalla messa in opera del palo, mentre in sabbia, l'interasse proposto dal D.M.21.1.81 può anche essere ridotto a $2.5D_{\text{palo}}$ per pali infissi in sabbie sciolte.

Per una stima di massima, alcuni Autori propongono di utilizzare la seguente relazione:

$$(58) s = \sqrt{(0.025 \times Q)}$$

dove:

s (m) = spaziatura dei pali;

Q (t) = carico applicato sul singolo palo.

4.6.4 Portanza complessiva di una palificata soggetta a carichi orizzontali.

Come nel caso di una palificata soggetta a carichi verticali, anche per gruppi di pali sottoposti a sollecitazioni orizzontali va definito il concetto di efficienza del gruppo.

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

Viene definita efficienza di una palificata soggetta a carichi orizzontali il rapporto fra la portanza laterale complessiva del gruppo e la somma delle portanze laterali dei singoli pali (vedi espressione (54)).

Valgono in complesso le considerazioni già fatte per i pali caricati verticalmente: in pali fondati in terreni incoerenti l'efficienza spesso è prossima all'unità, in pali in terreni coesivi generalmente è inferiore.

Si consiglia in generale di utilizzare come portanza laterale del gruppo di pali il minore fra questi due valori:

1. la somma delle portanze laterali dei singoli pali;
2. la portanza laterale di un blocco di fondazione di larghezza uguale alla larghezza della palificata (lato della palificata perpendicolare alla direzione di carico) e di spessore corrispondente alla lunghezza dei pali, cioè:

$$(59) R_{\text{palificata}} = 9 \times C_u \times L_{\text{palo}} \times (L_{\text{palificata}} - C_r);$$

con

$L_{\text{palificata}}$ = larghezza della palificata;

C_r = il minore fra i valori $(1.5D_{\text{palo}})$ e $(0.1L_{\text{palo}})$.

per terreni coesivi e

$$(60) R_{\text{palificata}} = 1.5 \times \gamma \times L_{\text{palo}}^2 \times L_{\text{palificata}} \times K_p.$$

per terreni incoerenti.

4.7 Distribuzione dei carichi esterni sui pali.

Si supponga di avere un carico agente sulla palificata con la risultante posizionata nelle coordinate generiche X,Y e inclinata lungo l'asse X di un angolo α_r , misurato rispetto alla verticale; si vuole determinare come questo carico si ripartisce fra i singoli pali del gruppo.

Il problema può essere risolto utilizzando il procedimento di Nokkentved.

Lo sforzo assiale complessivo applicato al singolo palo del gruppo è dato dalla relazione:

$$(61) P = \cos \alpha \times (M1 \times M2 + M3 \times M4 + M5);$$

dove:

$$M1 = Q / \sum \cos^2 \alpha$$

$$M2 = (\operatorname{tg} \alpha_h - \operatorname{tg} \alpha) / (\operatorname{tg} \alpha_h - \operatorname{tg} \alpha_v)$$

$$M3 = H / (\sum \cos^2 \alpha \times \operatorname{tg} \alpha)$$

$$M4 = (\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \alpha_v) / (\operatorname{tg} \alpha_h - \operatorname{tg} \alpha_v)$$

$$M5 = M \times X' / I_0$$

Q = componente verticale della risultante del carico esterno;

H = componente orizzontale della risultante del carico esterno;

α = inclinazione rispetto alla verticale del palo;

$$\alpha_h = \operatorname{arctg} (\sum \cos \alpha \times \sin \alpha / \sum \cos^2 \alpha);$$

$$\alpha_v = \operatorname{arctg} (\sum \sin^2 \alpha / \sum \cos \alpha \times \sin \alpha);$$

M = momento esterno applicato sulla palificata;

$$I_0 = \sum X'^2 \times \cos^2 \alpha$$

X' = ascissa della testa del palo singolo relativa al centro elastico del gruppo di pali, data da: $X' = X - X_0 + Y_0 \times \operatorname{tg} \alpha$;

X = ascissa della testa del palo rispetto all'origine delle coordinate;

X₀ = ascissa del centro elastico della palificata, che vale:

$$(62) X_0 = (\operatorname{tg} \alpha_h \times M1 - \operatorname{tg} \alpha_v \times M2) / (\operatorname{tg} \alpha_h - \operatorname{tg} \alpha_v);$$

con

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

$$M1 = (\Sigma \cos^2 \alpha \times X_i) / \Sigma \cos^2 \alpha;$$

$$M2 = (\Sigma \cos^2 \alpha \times \text{tg } \alpha \times X_i) / (\Sigma \cos^2 \alpha \times \text{tg } \alpha);$$

Y0 = ordinata del centro elastico della palificata;

$$(63) Y_0 = (M1 - M2) / (\text{tg } \alpha_h - \text{tg } \alpha_v);$$

$$M1 = (\Sigma \cos^2 \alpha \times X) / \Sigma \cos^2 \alpha;$$

$$M2 = (\Sigma \cos^2 \alpha \times \text{tg } \alpha \times X) / (\Sigma \cos^2 \alpha \times \text{tg } \alpha);$$

Ovviamente nel caso di carichi inclinati lungo l'asse Y è sufficiente eseguire una rotazione degli assi.

Il valore del carico assiale di ogni palo va poi scomposto nella sua componente verticale ed orizzontale:

$$(64) P_{\text{vert}} = P \times \cos \alpha;$$

$$(65) P_{\text{oriz}} = P \times \text{sen } \alpha.$$

I valori ottenuti sono da confrontare con i carichi limite di rottura verticali ed orizzontali del terreno e del palo.

4.8 Cedimento assoluto della palificata.

4.8.1 Distribuzione dei carichi esterni in profondità.

Il calcolo dei cedimenti parte dalla conoscenza della distribuzione dei sovraccarichi indotti nel terreno dalla palificata.

Il programma utilizza per la valutazione di quest'ultima la soluzione delle equazioni di Mindlin proposta da Geddes.

Viene ipotizzato che il terreno si comporti approssimativamente come un semispazio elastico, isotropo ed omogeneo.

Per la determinazione dello sforzo verticale e di taglio agente alla quota z dal piano campagna Geddes prende in considerazione tre situazioni:

- caso in cui i pali portino quasi esclusivamente di punta;
- caso in cui la portanza laterale del palo si mantenga costante con la profondità;
- caso in cui la portanza laterale del palo aumenti con la profondità.

Nel primo caso lo sforzo verticale alla quota generica z può essere espresso con la relazione:

$$(66) \sigma_z = P / [8\pi \times (1 - \mu)] \times (-M1 + M2 - M3 - M4 - M5);$$

dove:

$$M1 = (1 - 2 \times \mu) \times (z - D) / R_1^3 ;$$

$$M2 = (1 - 2 \times \mu) \times (z - D) / R_2^3 ;$$

$$M3 = 3 \times (z - D)^3 / R_1^5 ;$$

$$M4 = [3 \times (3 - 4 \times \mu) \times z \times (z + D)^2 - 3 \times D \times (z + D) \times (5 \times z - D)] / R_2^5 ;$$

$$M5 = 30 \times z \times D \times (z + D)^3 / R_2^7$$

$$R_1 = r^2 + (z - D)^2 ;$$

$$R_2 = r^2 + (z + D)^2 .$$

r = distanza radiale dall'asse del palo;

D = lunghezza del palo.

Lo sforzo di taglio è invece esprimibile come:

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

$$(67) \tau_z = P / [8\pi \times (1 - \mu)] \times (-M1 + M2 - M3 - M4 - M5);$$

dove:

$$M1 = (1 - 2 \times \mu) / R_1^3;$$

$$M2 = (1 - 2 \times \mu) / R_2^3;$$

$$M3 = 3 \times (z - D)^3 / R_1^5;$$

$$M4 = [3 \times (3 - 4 \times \mu) \times z \times (z + D) - 3 \times D \times (3 \times z + D)] / R_2^5;$$

$$M5 = 30 \times z \times D \times (z + D)^3 / R_2^7$$

4.8.2 Valutazione del cedimento.

Il calcolo del cedimento assoluto del terreno di fondazione della palificata può essere eseguito in prima approssimazione, utilizzando la procedura semplificata proposta da Bowles. Si considera il cedimento totale come somma di due componenti:

$$(68) S_{tot} = S_{terreno} + S_{palo};$$

dovute rispettivamente alla deformazione elastica e plastica del terreno e all'accorciamento elastico dei pali.

La grandezza relativa al cedimento del terreno può essere espressa come:

$$(69) S_{terreno} = \sigma \times H / E;$$

σ =sovraccarico sul terreno di fondazione alla quota relativa a metà dello spessore dello strato;

H=spessore dello strato;

E=modulo di deformazione o edometrico dello strato.

Nel caso di terreno pluristrato la (68) va applicata ad ogni singolo strato ed i risultati sommati.

Poichè il metodo richiede che sia verificata la disequaglianza:

$$H < B_{fond};$$

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

strati di spessore superiore a questo limite vanno divisi in due o più sottostrati, con spessore uguale e uguale modulo di deformazione o modulo edometrico.

Il cedimento legato all'accorciamento elastico del palo può essere stimato invece con la seguente relazione:

$$(70) S_{\text{palo}} = 0.75 \times Q_{\text{palo}} \times L_{\text{palo}} / (A_{\text{palo}} \times E_y);$$

con

Q_{palo} =portanza del singolo palo;

A_{palo} =area trasversale media del palo;

E_y =modulo di elasticità del palo.

4.9 Correzioni da applicare in condizioni sismiche.

Effetti cinematici sui pali.

Nelle verifiche in condizioni sismiche è opportuno considerare anche gli effetti cinematici sul palo di fondazione, effetti che conducono all'applicazione di momenti flettenti aggiuntivi lungo il fusto in corrispondenza di passaggi stratigrafici a elevato contrasto di rigidezza.

Il calcolo dei momenti indotti dal sisma può essere condotto attraverso l'utilizzo di relazioni empiriche, come quella proposta da Dobry e O'Rourke (1983):

$$M = 1,86(EI)^{3/4} G_1^{1/4} \gamma_1 F$$

dove:

E = modulo elastico del palo;

I = momento d'inerzia del palo;

G_1 = modulo di taglio dello strato superiore;

γ_1 = $a_g \rho_1 h_1 / G_1$, in cui a_g è l'accelerazione max orizzontale in superficie, ρ_1 è la densità di massa dello strato superiore (peso di volume /g) e h_1 lo spessore dello strato superiore;

F = $\frac{(1-c^{-4})(1+c^3)}{(1+c)(c^{-1}+1+c+c^2)}$, in cui $c = \left(\frac{G_2}{G_1}\right)^{1/4}$;

G_2 = modulo di taglio dello strato inferiore;

Il valore a_g (accelerazione massima orizzontale del sito), si ricava dalla seguente relazione:

$$a_g = S_s S_t a_{bedrock}$$

dove $a_{bedrock}$ è l'accelerazione sismica orizzontale al bedrock che, nel caso si applichi il D.M. 14/01/2008, va ricavato direttamente dall'allegato relativo alla pericolosità sismica del decreto.

Questi valori devono essere moltiplicati per un fattore correttivo S_s (amplificazione stratigrafica) e per un fattore S_t (amplificazione topografica).

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

Per il calcolo del fattore S_s vengono identificate 5 classi, A, B, C, D e E. Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito, secondo il D.M.14/01/2008, è il seguente:

| Classe | Descrizione | S_s |
|--------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------|
| A | Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 3 m. | 1.00 |
| B | Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} , compresi fra 360 m/s e 800 m/s ($N_{spt,30} > 50$ nei terreni a grana grossa o $c_{u30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina). | $1.00 \leq 1.40 - 0.40 F_0 a_{bedrock} \leq 1.20$ |
| C | Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi fra 180 e 360 m/s ($15 < N_{spt,30} < 50$ nei terreni a grana grossa, $70 < c_{u30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina). | $1.00 \leq 1.70 - 0.60 F_0 a_{bedrock} \leq 1.50$ |
| D | Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati oppure di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30} < 180$ m/s ($N_{spt,30} < 15$ nei terreni a grana grossa, $c_{u30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina). | $0.90 \leq 2.40 - 1.50 F_0 a_{bedrock} \leq 1.80$ |
| E | Terreni di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, giacenti su un substrato di riferimento ($V_{s30} > 800$ m/s). | $1.00 \leq 2.00 - 1.10 F_0 a_{bedrock} \leq 1.60$ |

F_0 è l'amplificazione spettrale massima, su bedrock orizzontale, e ha un valore minimo di 2.2; si ricava, come $a_{bedrock}$, dalla tabella allegata al D.M.. Per V_{s30} s'intende la media pesata delle velocità delle onde S negli strati fino a 30 metri di profondità dal piano di posa della fondazione, calcolata secondo la relazione:

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{si}}}$$

Analogamente per N_{spt30} e cu_{30} :

$$N_{spt,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{N_{spt,i}}}$$

$$cu_{30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{cu_i}}$$

Nel caso non siano disponibili le misure di V_s per i primi 30 metri e i terreni siano costituiti da alternanze di terreni a grana grossa e fina, si procede calcolando le classi corrispondenti per $N_{spt,30}$ e cu_{30} , assumendo quindi la classe peggiore fra le due calcolate.

In generale il fenomeno dell'amplificazione sismica diventa più accentuato passando dalla classe A alla classe E.

Il fattore di amplificazione topografica, con il D.M.14/09/2008, S_t si ottiene dal seguente schema:

- $S_t \geq 1.2$ per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati;
- $S_t \geq 1.4$ per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in cresta molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media $> 30^\circ$;
- $S_t \geq 1.2$ per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in cresta molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media $\leq 30^\circ$.

Con il D.M.14/01/2008 S_t si ricava dalla seguente tabella:

| Categoria topografica | Caratteristiche della superficie topografica | Ubicazione dell'opera | S_t |
|-----------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------|-------|
| T1 | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$. | - | 1.00 |

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows

| | | | |
|----|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------|------|
| T2 | Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$. | Sommità del pendio | 1.20 |
| T3 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$. | Cresta del rilievo | 1.20 |
| T4 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$. | Cresta del rilievo | 1.40 |

Effetti inerziali sulle sovrastrutture (inclinazione dei carichi).

La componente orizzontale della sollecitazione sismica conduce ad una risultante del carico inclinata rispetto alla verticale.

L'inclinazione della risultante da inserire nel calcolo della portanza, nell'ipotesi che in condizioni statiche il carico sia perfettamente verticale, può essere valutata in modo conservativo con la relazione:

$$\theta = \arctg(a_g)$$

dove:

a_g = accelerazione sismica orizzontale massima al piano di posa delle fondazioni;

Un modo più corretto di valutare l'inclinazione del carico dovuta al sisma è quello che passa per la stima dello spettro di progetto dell'opera. Inizialmente si calcola il periodo di vibrazione fondamentale della struttura con la relazione:

$$T_1(s) = C_1 H^{\frac{3}{4}}$$

in cui C_1 è un fattore che dipende dalla tipologia costruttiva e H l'altezza dell'edificio rispetto al piano di posa delle fondazioni.

| Tipologia | C_1 |
|-----------------------------------------------------------|-------|
| Costruzioni con struttura a telaio in acciaio | 0,085 |
| Costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato | 0,075 |
| Costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura | 0,050 |

La relazione è valida per edifici con H non superiore ai 40 metri e massa distribuita, approssimativamente, in maniera uniforme lungo l'altezza.

Quindi si entra nello spettro di progetto orizzontale, leggendo sull'asse delle ordinate il valore di k_{hi} che corrisponde al periodo T_1 lungo l'asse delle ascisse. L'inclinazione del carico dovuto al sisma è dato, in questo caso, dalla relazione:

$$\theta = \arctg(k_{hi})$$

PROGRAM GEO - Prof ver.2.2 per Windows