

## **4. Teoria e Normativa**

In questa sezione del Manuale Utente vengono presentate in breve le nozioni teoriche sulle quali si basa il programma.

Gli argomenti trattati sono i seguenti:

1. calcolo del coefficiente di spinta attiva e passiva del terreno;
2. calcolo della spinta attiva e passiva totale delle terre;
3. calcolo del carico d'esercizio di un tirante;
4. verifiche di stabilità del diaframma;
5. verifica di stabilità dell'insieme diaframma-terreno.

### **4.1 Coefficienti di spinta del terreno.**

#### **COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA.**

Il coefficiente di spinta attiva può essere visto in prima approssimazione come il rapporto minimo fra gli sforzi agenti sul piano orizzontale (contenimento ad opera del terreno circostante) e quelli agenti sul piano verticale (peso del terreno sovrastante ed eventuali sovraccarichi agenti sul piano campagna) applicati ad un elemento di terreno in condizioni di equilibrio plastico limite:

$$K_a = P_{hmin} / P_v.$$

La spinta attiva si mobilita quando il terreno subisce una decompressione (una diminuzione della pressione orizzontale alla quale non corrisponda un uguale variazione della pressione verticale, come può verificarsi per esempio in seguito ad uno sbancamento) con deformazioni dell'ordine dello 0,2-0,3%.

E' possibile individuare un piano lungo il quale  $K_a$  assume il suo valore minimo. Questo piano rappresenta una superficie potenziale di rottura lungo la quale potrà muoversi il prisma di terreno isolato dalla superficie di rottura stessa, che andrà a sollecitare l'eventuale opera di contenimento posta a valle.

## COEFFICIENTE DI SPINTA PASSIVA.

Comprimendo orizzontalmente il terreno e mantenendo inalterata la pressione verticale, il valore di  $P_h$  aumenta fino a raggiungere un valore massimo. Questa condizione viene chiamata stato di equilibrio plastico limite superiore o stato passivo e raggiungibile solo in seguito a notevoli deformazioni del terreno (2% - 4%). Lo stato passivo si genera normalmente nel terreno a valle di un'opera di sostegno in seguito a spostamenti che questa subisce per le spinte del terreno a monte e ha come effetto di contrastare il movimento dell'opera stessa.

I quattro modelli più in uso per la stima del valore di  $K_a$  e  $K_p$  sono:

- il modello di Rankine;
- il modello di Muller-Breslau;
- il modello di Mononobe e Okabe;
- il modello di Caquot Kerisel.

### **4.1.1 Modello di Rankine.**

E' il modello in assoluto più semplice, ma che pone per la sua utilizzazione una serie di condizioni che lo rendono in alcuni casi non applicabile a situazioni reali.

Posto con  $\varphi(^{\circ})$  il valore dell'angolo di resistenza al taglio( o d'attrito) del terreno, il coefficiente di spinta attiva assume, secondo questo modello, il seguente valore:

$$K_a = \operatorname{tg}^2(45^{\circ} - \varphi/2);$$

La superficie potenziale di rottura del terreno è piana e parte dal piede dello scavo con un'inclinazione di  $45^{\circ} + \varphi/2$ .

Il coefficiente di spinta passiva invece può essere valutato con la relazione:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^{\circ} + \varphi/2).$$

## PROGRAM GEO - DB ver.2 per Windows

Tale metodo richiede, per poter essere utilizzato, che sia il piano orizzontale che quello verticale siano piani principali di sforzo. Nella pratica ciò si verifica quando:

- il paramento interno dell'opera di sostegno sia verticale;
- non vi sia attrito al contatto fra superficie del diaframma e del terreno (angolo d'attrito terra-diaframma=0).

Per quanto riguarda quest'ultimo punto va tenuto presente che la presenza di sforzi di taglio agenti lungo il paramento interno conducono ad una riduzione significativa della spinta attiva. Ignorare tali sforzi porta quindi a valori di  $K_a$  e della spinta totale della terra a favore della sicurezza.

### 4.1.2 Modello di Muller-Breslau.

Nel modello di Muller-Breslau non viene posta la condizione che gli sforzi agenti sul piano orizzontale e su quello verticale siano sforzi principali. La spinta totale del terreno risulterà quindi inclinata di un certo angolo uguale all'angolo d'attrito terra-diaframma.

Posto:

- $\beta$  = inclinazione del paramento interno dell'opera rispetto alla verticale;
- $\rho$  = inclinazione della superficie di rottura del terreno;
- $\delta$  = angolo d'attrito terra-diaframma, di solito posto uguale a  $\arctg[2/3 \times \tan(\varphi)]$ ;
- $\epsilon$  = inclinazione del versante a monte dell'opera di sostegno;
- $\varphi$  = angolo di resistenza al taglio del terreno;

il coefficiente di spinta attiva assume la seguente forma:

$$K_a = \cos^2(\varphi - \beta) / [\cos^2 \beta \cos(\delta + \beta) (1 + \sqrt{R_p})^2]$$

con

$$R_p = \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \epsilon)}{\cos(\delta + \beta) \cos(\epsilon - \beta)}$$

Il coefficiente di spinta passiva è invece dato dalla

$$K_p = \cos^2(\varphi + \beta - \theta) / [\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta) (1 - \sqrt{R_p})^2]$$

con

$$R_p = \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \varepsilon - \theta)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(\varepsilon - \beta)}$$

Il metodo è applicabile alla maggioranza dei casi pratici, con un'errore contenuto entro il 5% rispetto a procedimenti più elaborati, purchè sia verificata la condizione  $\delta \leq \varphi/3$ .

#### 4.1.3 Modello di Mononobe e Okabe.

Il modello di Mononobe e Okabe è molto simile nella formulazione a quello di Muller-Breslau. Si differenzia per l'introduzione dell'effetto del sisma.

Posto:

- $\beta$  = inclinazione del paramento interno dell'opera rispetto alla verticale;
- $\rho$  = inclinazione della superficie di rottura del terreno;
- $\delta$  = angolo d'attrito terra-diaframma, di solito posto uguale a  $\arctg[2/3 \times \tan(\varphi)]$ ;
- $\varepsilon$  = inclinazione del versante a monte dell'opera di sostegno;
- $\varphi$  = angolo di resistenza al taglio del terreno;
- $\theta$  = angolo legato alla sollecitazione sismica, posto uguale a 0 in condizioni statiche (vedi paragrafo 4.2.4.4);

il coefficiente di spinta attiva assume la seguente forma:

$$K_a = \cos^2(\varphi - \beta - \theta) / [\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) (1 + \sqrt{R_p})^2]$$

con

$$R_p = \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \varepsilon - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(\varepsilon - \beta)}$$

**PROGRAM GEO** - DB ver.2 per Windows

Il coefficiente di spinta passiva è invece dato dalla

$$K_p = \cos^2(\varphi + \beta - \theta) / [\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta) (1 - \sqrt{R_p})^2]$$

con

$$R_p = \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \varepsilon - \theta)}{[\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(\varepsilon - \beta)]};$$

Questo metodo è consigliato dalle Normative Tecniche vigenti per le opere di sostegno in zona sismica.

#### 4.1.4 Modello di Caquot-Kerisel.

Nel caso in cui sia  $\delta > \varphi/3$  gli errori che si commettono applicando il metodo di Muller-Breslau non sono più trascurabili.

La superficie potenziale di scorrimento del terreno è assimilabile in questo caso ad un arco di spirale logaritmica e non più ad una superficie piana.

Il coefficiente di spinta attiva secondo Caquot-Kerisel è valutabile attraverso la seguente relazione:

$$K_C = p \times K_0;$$

con

$$p = a \cdot b;$$

$$K_0 = 10^{(w \cdot f)};$$

in cui:

$$a = [\cos(\beta' - \varphi)^2 / \cos(\beta' + \delta)];$$

$$b = \{1 / [1 + \sqrt{(\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \epsilon) / \cos(\beta' + \delta) \cos(\beta' - \epsilon))}]\}^2;$$

$$w = -\text{Log}[(1 - 0.9I^2 - 0.1I^4)(1 - 0.3I^3)];$$

$$f = \sqrt{(\sin \varphi) [2 - (\text{tg}^2 \epsilon + \text{tg}^2 \delta) / (2 \text{tg}^2 \varphi)]};$$

$$I = (\beta' - \beta) / (\beta' + \beta + \pi - 2\varphi);$$

$$b_0 = (m + \epsilon - r) / 2;$$

$$r = \arcsin(\sin \epsilon / \sin \varphi)$$

$$m = 2 \arctg\{[\cotg \delta - \sqrt{(\cotg^2 \delta - \cotg^2 \varphi)}] / (1 + \text{cosec} \varphi)\};$$

$$\beta' = 90^\circ - \beta;$$

Per la stima del coefficiente di spinta passiva si adotta invece la formula già vista per il modello di Muller-Breslau.

Il modello di Caquot-Kerisel è il più preciso e completo fra quelli proposti ed è applicabile a quasi tutte le situazioni che si presentano nella pratica.

Unica eccezione è rappresentata dalle situazioni in cui si abbia un'inclinazione del pendio a monte superiore all'angolo d'attrito del terreno.

Nel caso in cui delta sia minore o uguale a  $\varphi/3$  i metodi di Muller-Breslau e di Caquot-Kerisel conducono a risultati praticamente equivalenti.

#### 4.2 Calcolo della spinta attiva e passiva del terreno.

E' possibile in prima approssimazione valutare, noto  $K_a$ , la spinta attiva orizzontale del terreno con la relazione:

$$P_h = P_v K_a.$$

Nel caso di un terreno omogeneo, privo di coesione ed in assenza di falda, sul quale agisca solo la forza di gravità, si potrà essere scrivere:

$$P_h = \gamma z K_a;$$

con  $\gamma$  = peso di volume del terreno;  
 $z$  = profondità dal piano campagna.

Il prodotto  $\gamma z$  corrisponde in pratica al peso della colonna litostatica alla profondità  $z$ .

Integrando su tutta l'altezza del diaframma si ottiene:

$$(a) S_a = 0.5 H^2 \gamma K_a;$$

con  $S_a$  = spinta attiva del terreno.

La spinta è applicata ad una altezza dal piano di posa del diaframma uguale a:

$$l = H/3.$$

Alla relazione per la stima di  $S_a$  andranno aggiunte altre componenti di spinta, se presenti, dovute alla presenza di:

- terreni multistrato;
- falda;
- terreni coesivi;
- sovraccarichi esterni;

## PROGRAM GEO - DB ver.2 per Windows

- azioni sismiche;
- pendii a monte con profilo spezzato;

### 4.2.1 Terreni multistrato.

Si prenda in considerazione, come esempio, un terreno a tre strati con litologia e/o parametri geotecnici differenti. Il calcolo della spinta attiva dovrà procedere nel seguente modo:

- si applica la relazione (a) ad ogni strato, sostituendo ad H il valore dello spessore dello strato e a  $\gamma$  il peso di volume dello strato e a  $K_a$  il valore corrispondente al  $\phi$  dello strato; il punto di applicazione sarà dato da:

$$l_s = H_s/3 + \Sigma(\text{da } H_1 \text{ a } H_{s-1}) H;$$

quindi nel caso di un terreno a tre strati, il punto d'applicazione per lo strato n.3 (il più superficiale) sarà dato da:

$$l_3 = H_3/3 + H_2 + H_1.$$

- si calcola il contributo come sovraccarico di ogni strato rispetto a quelli sottostanti; quindi il contributo totale alla spinta attiva dato dallo strato n.1 (il più profondo) sarà:

$$Sa_1' = 0.5 H_1^2 K_{a3} \gamma_3 (\text{contributo dello strato 1})$$

$$Sa_1'' = (\gamma_2 H_2 + \gamma_3 H_3) H_3 K_{a3} (\text{contributo strati 2 e 3 come sovraccarico sullo strato 1});$$

con un punto d'applicazione dato da:

$$l_1 = [(H_1/3)Sa_1' + (H_1/2)Sa_1''] / (Sa_1' + Sa_1'').$$

Analogamente per lo strato 2 e 3:

$$Sa_2' = 0.5 H_2^2 K_{a2} \gamma_2 (\text{contributo dello strato 2})$$



**PROGRAM GEO** - DB ver.2 per Windows

$S_{a2}'' = (\gamma_3 \times H_3) H_2 K_{a2}$  (contributo strato 3 come sovraccarico sullo strato 2);

$$S_{a3}' = 0.5 H_3^2 K_{a3} \gamma_3 \text{ (contributo dello strato 3)}$$
$$S_{a3}'' = 0;$$

$$l_2 = \{ [(H_2/3) + H_1] S_{a2}' + [(H_2/2) + H_1] S_{a2}'' \} / (S_{a2}' + S_{a2}'');$$

$$l_3 = \{ [(H_3/3) + H_2 + H_1] S_{a1}' + [(H_1/2) + H_2 + H_1] S_{a1}'' \} / (S_{a1}' + S_{a1}'').$$

La spinta attiva totale sarà data quindi da:

$$S_a = (S_{a1}' + S_{a1}'') l_1 + (S_{a2}' + S_{a2}'') l_2 + (S_{a3}' + S_{a3}'') l_3 / (S_{a1}' + S_{a1}'' + S_{a2}' + S_{a2}'' + S_{a3}' + S_{a3}'').$$

#### **4.2.2 Presenza della falda.**

In presenza di falda la relazione (a), per gli strati immersi, si modifica come segue:

$$S_{aw} = 0.5 \gamma' K_a H_w^2;$$

con  $\gamma'$  = peso di volume immerso del terreno;

$H_w$  = altezza della falda rispetto al piano di posa del diaframma.

con un punto di applicazione della spinta dato da

$$l_{aw} = H_w / 3.$$

Per gli strati sopra falda al posto di  $H$  va introdotto  $H - H_w$ , cioè l'altezza fuori falda del terreno.

Il punto d'applicazione della spinta per il terreno non immerso è dato da:

$$l = H_w + (H - H_w) / 3.$$

**PROGRAM GEO** - DB ver.2 per Windows

Vanno inoltre considerati il contributo alla spinta attiva totale dato dalla spinta idraulica:

$$S_w = 0.5 H_w^2 \gamma_w,$$

con punto di applicazione:

$$l_w = H_w/3,$$

e quello costituito dal sovraccarico indotto dalla porzione di terreno non immersa su quella immersa:

$$S_a' = (H-H_w)\gamma H_w K_a,$$

con  $\gamma$  = peso di volume del terreno sopra falda,

e punto d'applicazione dato da:

$$l_a' = H_w/2.$$

#### **4.2.3 Terreni coesivi.**

La presenza di coesione nel terreno conduce, com'è ovvio, ad una riduzione della spinta attiva.

Ad una profondità  $z$  dal piano campagna, supponendo per semplicità un terreno omogeneo e privo di falda e sovraccarichi, lo sforzo attivo totale sarà dato da:

$$(b)P_h = \gamma z K_a - 2 c \sqrt{K_a},$$

con  $c$  = coesione del terreno.

Il primo termine ( $\gamma z K_a$ ) rappresenta la variazione della spinta attiva con la profondità in un terreno privo di coesione; il secondo termine è la componente costante dovuta alla coesione.

**PROGRAM GEO** - DB ver.2 per Windows

Integrando su tutta la lunghezza del diaframma si ha:

$$S_a = 0.5 \gamma H^2 K_a - 2c H \sqrt{K_a},$$

con un punto d'applicazione:

$$l_a = H/3.$$

In prossimità della superficie del pendio a monte del diaframma (z prossimo a zero), il secondo termine della (b) diventa maggiore, in valore assoluto, al primo e la spinta attiva assume un valore negativo. Quindi il livello più superficiale del terreno a tergo del diaframma viene sottoposto a trazione e si fessura. La profondità di questo livello si ottiene ponendo  $P_h=0$  nella (19) e risolvendo rispetto a z:

$$Z_c = 2c / (\gamma \sqrt{K_a}).$$

Da questa quota, in cui la spinta attiva si annulla, fino al piano campagna il terreno è quindi sottoposto a trazione, si fessura e si distacca dal paramento interno del diaframma. Ai fini del calcolo della spinta attiva che agisce sull'opera il contributo di questo livello superficiale va quindi posto uguale a zero. Considerando un diagramma di spinta triangolare si ottiene:

$$S_{c'} = 0.5(Z_c 2 c \sqrt{K_a}).$$

Sostituendo a  $Z_c$  la sua espressione si ha quindi:

$$S_{c'} = 2c^2/\gamma.$$

Questa relazione rappresenta un termine compensativo della spinta attiva negativa che si ha nel livello più superficiale, sottoposto a trazione.

La (a) andrà modificata di conseguenza come segue:

$$S_a = 0.5 \gamma H^2 K_a - 2c H \sqrt{K_a} + S_{c'},$$

## **PROGRAM GEO** - DB ver.2 per Windows

con un punto d'applicazione:

$$l_a = (H - Z_c)/3.$$

Inoltre, in assenza di un drenaggio efficiente delle acque superficiali a monte del diaframma, le fessure di trazione potrebbero riempirsi d'acqua, dando luogo ad un incremento della spinta attiva, valutabile come segue:

$$S_{cw} = 0.5 Z_c^2,$$

con un punto d'applicazione della spinta uguale a:

$$l_{cw} = (H - Z_c) + Z_c/3.$$

### **4.2.4 Sovraccarichi esterni.**

Vengono qua presi in considerazione tre tipi possibili di sovraccarichi esterni agenti sulla superficie del pendio a monte del diaframma:

- sovraccarichi uniformemente ripartiti;
- sovraccarichi concentrati;
- sovraccarichi nastriformi.

#### **4.2.4.1 Sovraccarichi uniformemente ripartiti.**

Si tratta di carichi esterni di notevole estensione areale, che giunge fino al paramento interno del diaframma, e di intensità uguale in ogni punto dell'area sovraccaricata.

Ponendo  $q$ =modulo del sovraccarico, il contributo dato alla spinta attiva totale è:

$$S_u = q H K_a [\text{sen } \beta / \text{sen } (\beta + \epsilon)],$$

con un punto d'applicazione:

**PROGRAM GEO** - DB ver.2 per Windows

$$l_u = 0.5 H.$$

Non è corretto, come proposto da alcuni Autori, trasformare, in alternativa, il sovraccarico uniforme in altezza di terra equivalente, riscrivendo la (a) nel seguente modo:

$$S_a = 0.5 \gamma K_a (H + H_{eq}),$$

con  $H_{eq} = q [\text{sen } \beta / \text{sen } (\beta + \epsilon)] / \gamma$ .

#### **4.2.4.2 Sovraccarichi concentrati.**

Un sovraccarico concentrato è un sovraccarico con un'estensione areale molto ridotta. Il problema di valutare il contributo alla spinta attiva totale di questo tipo di sovraccarico può essere risolto attraverso la teoria dell'elasticità, utilizzando l'equazione di Boussinesq:

$$(32) \sigma_r = (Q/2\pi) \{ (3r^2 z / R^5) - [(1-2\mu)/(R^2 + zR)] \}.$$

in cui:

$\sigma_r$  = componente radiale della spinta alla quota  $z$  sotto il piano campagna in un punto di coordinate  $x, y$  rispetto al punto di applicazione del sovraccarico;

$Q$  = modulo del sovraccarico;

$$r = \sqrt{(x^2 + y^2)};$$

$$R = \sqrt{(r^2 + z^2)};$$

$\mu$  = coefficiente di Poisson (che vale mediamente 0.35 nei terreni sciolti).

Attraverso  $\sigma_r$  si ricava il valore della spinta orizzontale alla quota  $z$ :

$$(30) \sigma_h = \sigma_r(x/r).$$

Integrando numericamente con un passo fissato in maniera appropriata ( per es. 0.1 m), si ottiene il contributo alla spinta attiva totale del sovraccarico con un punto d'applicazione dato da:

$$(31) I_{SC} = \Sigma P_i H_i / \Sigma P_i;$$

con

$H_i$ =altezza rispetto al piano di posa del diaframma;

$P_i$ =pressione indotta dal sovraccarico all'altezza  $H_i$ .

#### **4.2.4.3 Sovraccarichi nastriformi.**

Si tratta di sovraccarichi di estensione areale significativa, che si sviluppano parallelamente alla lunghezza del diaframma, coprendo solo una porzione del pendio a monte dell'opera. L'intensità del sovraccarico viene considerata uguale in ogni punto dell'area caricata.

Il problema della stima del contributo alla spinta attiva totale di questo tipo di sovraccarico viene ricondotto al caso dei sovraccarichi concentrati. In pratica, si suddivide l'area caricata in un numero maggiore di aree rettangolari di estensione sufficientemente piccola (nel programma si utilizzano superfici di 0.2x0.3 metri) ad ognuna delle quali si attribuisce una frazione del sovraccarico, trattato come se fosse di tipo concentrato.

Calcolati i contributi delle singole aree, la spinta totale verrà data dalla somma di questi.

Analogamente si procede per la determinazione del punto d'applicazione della spinta.

#### **4.2.4.4 Sollecitazioni sismiche.**

Per la stima del contributo alla spinta attiva totale dovuta alle eventuali sollecitazioni sismiche, si fa riferimento a quanto proposto dal Legislatore.

Eseguito il calcolo della spinta attiva totale del terreno in condizioni statiche ( $S_a$ ), si procede al calcolo della spinta in condizioni dinamiche con gli stessi criteri adottati in precedenza (Muller Breslau o Mononobe e Okabe), ponendo:

$$\theta = \arctang (kh/(1-kv)).$$

**PROGRAM GEO** - DB ver.2 per Windows

dove  $k_h$  e  $k_v$  sono rispettivamente i coefficienti sismici orizzontali e verticali, correlabili all'accelerazione sismica orizzontale di progetto dalle relazioni:

$$k_h = \alpha\beta a_g \text{ e } k_v = 0 \text{ (nelle paratie)}$$

Il parametro  $a_g$  rappresenta l'accelerazione sismica massima in superficie ed è fornita dal prodotto:

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

dove  $a_{bedrock}$  è l'accelerazione di base ricavabile dall'Appendice B del d.m. 14.01.2008 e  $S_s$  e  $S_t$  i fattori di amplificazione legati alla categoria del sottosuolo e topografica.

Le grandezze  $\alpha$  e  $\beta$  sono funzione rispettivamente della deformabilità del terreno e degli spostamenti ammissibili dall'opera. Normalmente  $\alpha=1$  nelle opere dove si mobilita la spinta passiva del terreno a valle. Il fattore  $\beta$  può essere ricavato, in funzione degli spostamenti massimi tollerabili dall'opera ( $u$ ), dalla seguente tabella:

$u$ (m)	$\beta$
0,30	0,3
0,10	0,4
0,06	0,5
0,03	0,6
0,00	1,0

In ogni caso deve risultare:

$$u(m) \leq 0,005H$$

in cui  $H$  è l'altezza totale dell'opera, compresa anche la parte infissa, misurata in metri.

L'incremento di spinta sismica si ottiene dalla differenza fra la spinta in condizioni dinamiche e quella in condizioni statiche:

$$\Delta S = S_a' - S_a.$$

Il suo punto d'applicazione è uguale a:

$$l_{\Delta S} = (2/3)H.$$

#### 4.2.4.5 Pendii a monte con profilo non orizzontale.

Nel caso il pendio a monte del diaframma possieda un profilo non orizzontale e con andamento irregolare qualsiasi è possibile procedere assimilando il pendio ad un piano orizzontale ( $\varepsilon = 0$ ) e trattando il terreno al di sopra di questo piano come una serie di sovraccarichi nastriformi di larghezza ridotta (per es. 0,1 m). Il modulo del sovraccarico viene calcolato con la relazione:

$$Q \text{ (t/m)} = \Delta l \times h \times \gamma;$$

dove:

$\Delta l$  = larghezza dell'area caricata (per es. 0,1 metri);

$h$  = altezza media della colonna di terreno;

$\gamma$  = peso di volume del terreno.

Il contributo di questi sovraccarichi alla spinta attiva totale va calcolato come già visto per i sovraccarichi nastriformi.

#### 4.2.5 Spinta passiva.

Per il calcolo della spinta passiva totale valgono le stesse considerazioni e le medesime procedure di calcolo viste per quella attiva. In questo caso al posto del coefficiente di spinta attiva  $K_a$  andrà utilizzato ovviamente quello di spinta passiva  $K_p$ . Inoltre il fattore  $2c H \sqrt{K_p}$ , legato alla presenza della coesione andrà preso con il segno + e quindi sommato alle altre componenti di spinta.



### 4.3 Dimensionamento di un tirante.

#### 4.3.1 Resistenza allo sfilamento

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:

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

dove:

$D_p$  = diametro di perforazione;

$L$  = lunghezza della zona ancorata;

$Z$  = profondità del punto medio del tratto ancorato;

$\gamma$  = 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.

La resistenza allo sfilamento si ottiene quindi dividendo  $T_l$  per un coefficiente di sicurezza  $F_s$ , che può essere posto uguale a 2,5 (D.M.11.03.1988) o a 1,1 e 1,2 (D.M. 14.01.2008) a seconda che il tirante sia temporaneo o permanente.

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

**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;

$\alpha$  =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  $\alpha$  è funzione della litologia dominante nel tratto di ancoraggio e delle modalità di iniezione. Può essere stimato dalla seguente tabella:

Litologia	Coefficiente $\alpha$	
	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:*

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

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

*iniezione ripetuta:*

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

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

## PROGRAM GEO - DB ver.2 per Windows

La resistenza allo sfilamento si ottiene quindi dividendo  $T_l$  per un coefficiente di sicurezza  $F_s$ , che può essere posto uguale a 2,5 (D.M.11.03.1988) o a 1,1 e 1,2 (D.M. 14.01.2008) a seconda che il tirante sia temporaneo o permanente.

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

Nel caso di opere definitive, usando il criterio delle tensioni ammissibili, 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  $\beta$ ), solitamente posto uguale a 1,5.

### 4.3.2 Verifiche dell'aderenza del tirante.

La lunghezza minima del bulbo iniettato (ancoraggio) deve essere tale da soddisfare le tre seguenti verifiche.

#### ADERENZA ACCIAIO-MALTA DI INIEZIONE

Deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$L(cm) \geq 0.01 \frac{T}{\pi d \tau \gamma_s}$$

dove:

$L(cm)$  = lunghezza dell'ancoraggio;

$T(N)$  = sforzo massimo di trazione del tirante;

$d(cm)$  = somma dei diametri dei trefoli o delle barre;

$\tau(Mpa) = 0,4 + (R_{bk} - 15)/75$ , con  $R_{bk}$  = resistenza caratteristica della malta d'iniezione (MPa);

$\gamma$  = coefficiente correttivo fornito dalla seguente tabella:

Fili lisci, barre lisce, trefoli compatti allo stato naturale	1,3
Trefolo normale o barre corrugate pulite allo stato naturale	2
Fili lisci, barre lisce, trefoli compatti verniciati o unti	0,75-0,85
Fili lisci con ringrossi o compression grips all'estremità profonda, barre lisce con dado e rondella all'estremità profonda	1,7

**PROGRAM GEO** - DB ver.2 per Windows

Trefoli normali con compression grips all'estremità profonda	2,5
--	-----

S = coefficiente correttivo ricavabile dalle seguenti tabelle

- per elementi di tensione contenuti in una stessa guaina o perforazione, separati da distanziatori che costringono ad allargamenti e strozzature alternate nel fascio (n=numero di barre, trefoli, fili contenuti nella stessa guaina o perforazione):

n	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
s	1	0,89	0,81	0,72	0,63	0,55	0,48	0,42	0,36	0,32	0,28	0,24

- per elementi di tensione paralleli contenuti nella stessa guaina o perforazione (nel caso di più di 4 elementi introdurre il diametro minimo circoscritto a tutti gli elementi invece della somma dei singoli diametri):

n	1	2	3	4
S	1	0,8	0,6	0,5

**ADERENZA MALTA – GUAINA CORRUGATA**

Deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$L(cm) \geq 0.01 \frac{T}{\pi d \tau}$$

dove:

L(cm)= lunghezza dell'ancoraggio;

T(N) = sforzo massimo di trazione del tirante;

d(cm)=diametro interno della guaina grecata;

$\tau$ (Mpa)= $0,4+(Rbk-15)/75$ , con Rbk=resistenza caratteristica della malta d'iniezione (MPa);

**ADERENZA DELLA MALTA AL FORO**

Deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$L(cm) \geq 0.01 \frac{3,5T}{\pi d \tau}$$

dove:

**PROGRAM GEO** - DB ver.2 per Windows

L(cm)= lunghezza dell'ancoraggio;

T(N) = sforzo massimo di trazione del tirante;

d(cm)=diametro della perforazione;

$\tau$ (Mpa)= tensione di aderenza unitaria malta-terreno, funzione delle caratteristiche meccaniche della roccia o del terreno sciolto; non deve superare il valore di  $\tau_{max}=0,8+(R_{bk}-10)/25$ , con  $R_{bk}$ =resistenza caratteristica della malta d'iniezione (MPa);  $\tau$  può, in prima approssimazione, essere ricavata come segue (in MPa):

- roccia

si può utilizzare la seguente tabella:

Basalto	6
Calcare	2,8-4,8
Arenaria	1,6
Dolomite	1,8
Scisti	0,6
Scisti alterati	0,4
Gesso	0,7
Ardesia	1,8

- terreni sciolti

si può utilizzare direttamente la relazione di Coulomb:

$$\tau(MPa) = \sigma g \varphi + c$$

dove:

$\sigma$ (Mpa)=resistenza alla compressione del terreno;

$\varphi$ (°)=angolo di attrito del terreno;

c(Mpa)=coesione del terreno;

in alternativa i valori possono essere dedotti, in prima approssimazione, dalla tabella seguente:

Limi argillosi	0,06-0,09
Argilla satura	0,05-0,08
Argilla sabbiosa compatta	0,2-0,4

**PROGRAM GEO** - DB ver.2 per Windows

Sabbia medio fine compatta	0,2-0,6
Argilla medio plastica dura	0,2-0,5
Argilla medio plastica media	0,16-0,3
Sabbia grossa e ghiaia compatta	0,3-0,6

**4.3.3 Dimensionamento di massima della piastra di ancoraggio.**

Il lato o il diametro di una piastra di ancoraggio può essere ricavato in prima approssimazione con la seguente relazione empirica:

$$L = \sqrt{\frac{T}{\sigma_c} + 0,785d^2}$$

L(mm)=lato o diametro della piastra;

T(N) = sforzo massimo di trazione del tirante;

$\sigma_c$ (MPa)=resistenza alla compressione ammissibile del materiale su cui poggia la piastra;

d(mm)=diametro del foro retrostante la piastra.

Determinato il lato o il diametro della piastra, è possibile stimarne lo spessore con la relazione empirica:

$$s = 0,06\sqrt{T(L+d)}$$

dove:

s(mm)=spessore della piastra;

T(kN) = sforzo massimo di trazione del tirante;

L(mm)=lato o diametro della piastra;

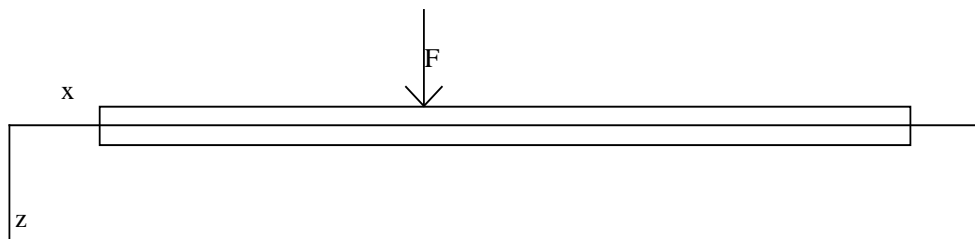
d(mm)=diametro del foro retrostante la piastra.

#### 4.4 Verifiche di stabilità del diaframma.

##### 4.4.1 Stabilità dell'opera

Nel calcolo delle sollecitazioni indotte su un diaframma, si assume normalmente che a monte dell'opera agisca la spinta attiva del terreno, contrastata a valle dalla spinta passiva generata dallo spostamento del diaframma, agente sul tratto interrato dell'opera, e da eventuali tiranti.

Tralasciando le procedure di calcolo classiche (Blum, Tschebotarioff, ecc...), utilizzabili solo in situazioni semplici, il problema della verifica di un diaframma viene qui affrontato, assimilando il diaframma ad una trave appoggiata su un terreno a comportamento elasto-plastico.



##### Schema di una trave.

Si assume l'asse x parallelo al lato lungo della trave (vedi figura 35) e si indica con F la forza per unità di lunghezza agente sulla trave (trave di larghezza unitaria). L'equilibrio lungo l'asse z, perpendicolare all'asse x, richiede che siano soddisfatte le relazioni:

$$\begin{aligned}dQ / dx &= -F; \\dM / dx &= Q;\end{aligned}$$

dove Q è la forza di taglio e M il momento flettente. Combinando le due relazioni si ottiene:

$$d^2M / dx^2 = -F.$$

**PROGRAM GEO** - DB ver.2 per Windows

Ipotizzando inoltre che la rotazione  $dw/dx$ , con  $w$  uguale allo spostamento laterale, sia minore di 1, si può scrivere:

$$EI \, d^2w / dx^2 = -M;$$

in cui  $EI$  è la rigidità della trave data dal prodotto del modulo elastico del materiale costituente la trave per il momento d'inerzia della stessa.

Combinando le equazioni si ottiene:

$$EI \, d^4w / dx^4 = F.$$

Nel caso di trave appoggiata su terreno, la due ultime relazioni possono essere riscritte come segue:

$$\begin{aligned} d^2M / dx^2 &= -F + kw; \\ EI \, d^4w / dx^4 &= F - kw; \end{aligned}$$

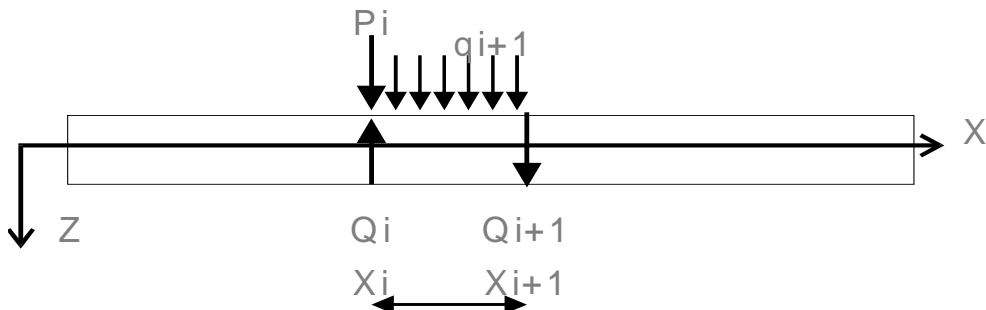
dove il prodotto  $kw$  rappresenta la reazione del terreno e  $k$  è il coefficiente di reazione del terreno.

L'andamento dei momenti flettenti e del taglio agenti in ogni punto del diaframma viene fornito quindi dalla risoluzione analitica o numerica delle equazioni differenziali.

Nel programma si adotta una soluzione numerica basata sul metodo delle differenze finite, che comporta l'approssimazione dei quozienti differenziali con differenze finite. In pratica il diaframma viene suddiviso in  $n$  tratti di lunghezza uguale  $d$  ( $d=x_{i+1} - x_i$ ) e ogni sezione viene immaginata sottoposta ad un carico uniformemente distribuito  $q$  e ad un carico concentrato  $P$  nel punto  $x_i$ .



**PROGRAM GEO** - DB ver.2 per Windows



**Schema per il calcolo con le differenze finite.**

La procedura di calcolo viene ripetuta sia per il lato a monte, dove agisce la spinta attiva, che per il lato a valle, dove invece agisce la spinta passiva. In pratica la reazione del terreno viene scomposta in due parti: una proporzionale allo spostamento laterale ed una costante. In funzione dell'entità dello spostamento la spinta del terreno aumenta o diminuisce all'interno dei due valori limite corrispondenti alla spinta attiva (limite inferiore) e alla spinta passiva (limite superiore). Se lo spostamento del diaframma è piccolo la reazione del suolo rientra nel campo elastico, nel caso però superi un certo valore si entra nel campo plastico. All'interno del campo elastico le deformazioni del terreno sono reversibili, togliendo il carico cioè si annullano. Nel campo plastico invece le deformazioni diventano permanenti. In una serie di cicli di carico e scarico quindi la deformazione plastica si accumula e la reazione elastica si attiva per spostamenti ogni volta superiori. In un terreno a comportamento elastoplastico la reazione del suolo all'interno della sezione i-esima può essere rappresentata quindi dalla relazione:

$$R_i = k_i ( \bar{w}_i - w_i ) + D_i;$$

dove

$k$  = coefficiente di reazione del terreno;

$\bar{w}$  = spostamento medio della sezione;

$w$  = spostamento medio plastico cumulato della sezione;

$D$  = reazione del terreno nel campo plastico.

Il valore di  $k$  viene ricavato dalla formula:

**PROGRAM GEO** - DB ver.2 per Windows

$$k = (s_p - s_a) / \Delta v;$$

dove

$s_p$  = spinta passiva del terreno;

$s_a$  = spinta attiva del terreno;

$\Delta v$  = differenza fra lo spostamento del terreno fra lo stato attivo e passivo (in inglese *stroke*);

Il valore di  $\Delta v$  tende a diminuire con l'aumentare dello stato di addensamento o la consistenza del terreno. Qui di seguito vengono riportati alcuni valori indicativi.

Litologia	$\Delta v$
Argilla molle	0,04 - 0,05
Argilla dura	0,01 - 0,02
Sabbia sciolta	0,08 - 0,15
Sabbia densa	0,02 - 0,05

#### 4.4.2 Verifica al sifonamento

In presenza di filtrazione di acqua sul fondo scavo è consigliabile effettuare una verifica al sifonamento. Un metodo semplificato che consente di quantificare la sicurezza dell'opera relativamente a questo problema è quello di Terzaghi. Il procedimento si basa sulla relazione:

$$F_s = \frac{D\gamma'}{h_a\gamma_a}$$

dove:

- D = profondità d'infissione del diaframma;
- $\gamma'$  = peso di volume immerso del terreno all'interno del quale è impostato il diaframma;
- $h_a$  = eccesso di pressione interstiziale alla profondità D, che può essere posta, a favore della sicurezza uguale 0.5H, con H=altezza dell'acqua a monte calcolata rispetto al fondo scavo;
- $\gamma_a$  = peso di volume dell'acqua;

L'opera si considera generalmente verificata se il coefficiente di sicurezza è superiore a 1.

Nota la permeabilità è possibile anche effettuare una stima di massima della quantità d'acqua che entra nello scavo per metro di fronte:

$$Q(mc/s/m) = ki_{\max}$$

dove k è la permeabilità media dell'acquifero e  $i_{\max}$  il gradiente idraulico stimabile con la relazione:

$$i_{\max} = \frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_w} - 1\right)}{\eta}$$

in cui  $\gamma$  è il peso di volume del terreno,  $\gamma_w$  è il peso di volume dell'acqua e  $\eta$  è il coefficiente di sicurezza al sifonamento.

#### 4.4 Portanza e cedimenti del terreno di fondazione.

La portanza è una grandezza che fornisce un'indicazione della pressione o del carico massimo ammissibile dal terreno di fondazione, senza che questo subisca rottura per taglio o cedimenti non tollerabili dall'opera.

Occorre distinguere fra fondazioni superficiali e fondazioni su pali (profonde).

##### 4.4.1 Fondazioni superficiali.

###### 4.4.1.1 Portanza del terreno di fondazione.

Sono considerate tali quelle in cui sia verificata la disuguaglianza:

$$D_{\text{fond}} \leq B_{\text{fond}};$$

con

$D_{\text{fond}}$  = profondità di posa della fondazione;

$B_{\text{fond}}$  = larghezza della fondazione (lato più corto).

Nella determinazione della portanza influiscono sia la geometria della fondazione (principalmente la larghezza, la lunghezza e la profondità di posa), sia, ovviamente, le caratteristiche geotecniche del terreno.

Fra le numerose relazioni empiriche e semi-empiriche per il calcolo della portanza note in letteratura, una delle più attendibili e verificate è quella proposta da Brinch Hansen (1970).

###### 4.4.1.1.1 Terreni con angolo d'attrito maggiore di 0.

Nel caso in cui sia  $\phi > 0$  (terreni incoerenti o coesivi in condizioni drenate), la relazione di Brinch Hansen assume la seguente forma:

$$Q_{\text{lim}} = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + \gamma_1 D_{\text{fond}} N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B_{\text{fond}} N_{\gamma} \gamma_2 s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} g_{\gamma} b_{\gamma};$$

in cui

**PROGRAM GEO** - DB ver.2 per Windows

C=coesione del terreno;

$\gamma_1$ =peso di volume del terreno sopra il piano di posa della fondazione;

$\gamma_2$ =peso di volume del terreno sotto il piano di posa della fondazione;

con  $N_q, N_c, N_\gamma$  = fattori di portanza;

$$N_q = e^{k \cdot \tan^2(45^\circ + \phi/2)} \quad (k = \pi \tan \phi);$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi;$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi.$$

$s_q, s_c, s_\gamma$  = fattori di forma;

$$s_q = 1 + (B_{\text{fond}}/L_{\text{fond}}) \tan \phi \quad (L_{\text{fond}} = \text{lunghezza della fondazione});$$

$$s_c = 1 + (N_q/N_c)(B_{\text{fond}}/L_{\text{fond}});$$

$$s_c = 1 \text{ per fondazioni nastriformi } (L_{\text{fond}} > 5B_{\text{fond}});$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4(B_{\text{fond}}/L_{\text{fond}}).$$

$d_q, d_c, d_\gamma$  = fattori di approfondimento;

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k;$$

$$k = D_{\text{fond}}/B_{\text{fond}} \text{ per } D_{\text{fond}}/B_{\text{fond}} \leq 1;$$

$$k = \arctg(D_{\text{fond}}/B_{\text{fond}}) \text{ (in rad) per } D_{\text{fond}}/B_{\text{fond}} > 1;$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_\gamma = 1$$

$i_q, i_c, i_\gamma$  = fattori per l'inclinazione del carico;

$$i_q = [1 - 0.5Q_{\text{oriz}}/(Q_{\text{vert}} + L_{\text{fond}} B_{\text{fond}} C_a \cot \phi)]^5;$$

$Q_{\text{oriz}}$ =componente orizzontale del carico;

$Q_{\text{vert}}$ =componente verticale del carico;

$C_a$ =coesione agente sulla base della fondazione=(2/3)C

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_\gamma = [1 - 0.7Q_{\text{oriz}}/(Q_{\text{vert}} + L_{\text{fond}} B_{\text{fond}} C_a \cot \phi)]^5 \text{ con base della fondazione non inclinata;}$$

$$i_\gamma = [1 - (0.7 - \eta/450)Q_{\text{oriz}}/(Q_{\text{vert}} + L_{\text{fond}} B_{\text{fond}} C_a \cot \phi)]^5 \text{ con base della fondazione inclinata;}$$

**PROGRAM GEO** - DB ver.2 per Windows

$\eta$  (°)=inclinazione della base;

Nel caso della fondazione di un diaframma di contenimento le grandezze  $Q_{oriz}$  e  $Q_{vert}$  si ottengono come segue:

$$Q_{oriz} = S_{oriz} + C_{oriz};$$

$$Q_{vert} = W_{diaframma} + W_{terra} + S_{vert} + C_{vert};$$

in cui  $Q_{oriz} \leq Q_{vert} \tan \delta + L_{fond} B_{fond} C_a$ ;

$\delta$ =angolo d'attrito terra-fondazione.

$g_q, g_c, g_\gamma$  = fattori per fondazioni su pendio;

$$g_q = (1 - 0.5 \tan \beta)^5;$$

$\beta$ =inclinazione del pendio;

$$g_c = 1 - (\beta^\circ / 147);$$

$$g_\gamma = g_q.$$

$b_q, b_c, b_\gamma$  = fattori per fondazioni con base inclinata;

$$b_q = \exp(-2\eta \tan \varphi)$$

$\eta$ =inclinazione della base;

$$b_c = 1 - \eta^\circ / 147;$$

$$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \varphi);$$

#### 4.4.1.1.2 Terreni con angolo d'attrito uguale a 0.

In terreni coesivi in condizioni non drenate ( $\varphi=0$ ) si utilizza la seguente relazione:

$$Q_{lim} = 5.14C(1 + s_c + d_c - i_c - g_c - b_c) + \gamma_l D_{fond};$$

con i parametri  $s_c, d_c, i_c, g_c, b_c$  modificati come segue:

$$s_c = 0.2B_{fond}/L_{fond};$$

$$d_c = 0.4k;$$

$$i_c = 0.5 - 0.5\sqrt{[1 - Q_{oriz}/(L_{fond} B_{fond} C_a)]};$$

$$g_c = \beta^\circ / 147;$$

**PROGRAM GEO** - DB ver.2 per Windows

$$b_c = \eta^{\circ} / 147.$$

In presenza di carichi eccentrici, come nel caso della fondazione di un diaframma di contenimento, nel calcolo della portanza va introdotta una larghezza ed una lunghezza della fondazione corretta come segue:

$$\begin{aligned} L'_{fond} &= L_{fond} - 2e_{cl}; \\ B'_{fond} &= B_{fond} - 2e_{cb}. \end{aligned}$$

con

$e_{cl}$  = eccentricità del carico rispetto al lato lungo della fondazione;

$e_{cb}$  = eccentricità del carico rispetto al lato corto della fondazione;

I due parametri  $e_{cl}$ ,  $e_{cb}$  verranno valutati in un successivo paragrafo.

#### 4.4.1.2 *Cedimenti assoluti del terreno.*

Anche se la pressione esercitata sul terreno di fondazione non supera il valore calcolato, si possono, in alcuni casi, manifestare delle deformazioni nel terreno non tollerabili dall'opera.

I cedimenti sono dovuti alla deformazione elastica e plastica del terreno e, nel caso di terreni poco permeabili (argille e limi), al processo di lenta espulsione dell'acqua contenuta al loro interno (consolidazione).

Poichè le caratteristiche geotecniche del terreno variano da punto a punto, così come spesso variano da punto a punto anche le condizioni di carico, i cedimenti possono assumere localmente valori differenti.

Il cedimento calcolato in un punto prende il nome di cedimento assoluto; la differenza fra i cedimenti assoluti misurati in due o più punti prende il nome di cedimento differenziale.

Il cedimento assoluto totale è dato dalla somma di tre componenti:

$$S_{tot} = S_{imm} + S_{con} + S_{sec};$$

in cui:

## PROGRAM GEO - DB ver.2 per Windows

$S_{imm}$ =cedimento immediato, dovuto alla deformazione iniziale, senza variazione di volume, del terreno caricato; è prevalente nei terreni incoerenti (coesione=0), trascurabile in quelli coesivi (coesione>0);

$S_{con}$ =cedimento di consolidazione, legato alla variazione di volume del terreno saturo, in seguito alla lenta espulsione dell'acqua contenuta al suo interno; è dominante nei terreni coesivi, poco permeabili, e trascurabile in quelli incoerenti (da mediamente a molto permeabili);

$S_{sec}$ =cedimento secondario, dovuto alla deformazione viscosa dello scheletro solido del terreno; normalmente trascurabile in tutti i tipi di terreno.

### 4.4.1.2.1 Cedimenti in terreni incoerenti.

Un metodo semplificato per stimare il cedimento immediato di un terreno di fondazione prevalentemente incoerente è fornito dalla relazione di Schleicher:

$$S_{imm} = Q_{vert} I (1 - \mu^2) / E;$$

con

$Q_{vert}$ =carico verticale applicato alla fondazione;

$E$ =modulo elastico (o di deformazione) del terreno;

$\mu$ =coefficiente di Poisson=0.5 (terreni saturi, in condizioni non drenate);

$I$ =fattore di influenza, ottenibile attraverso le relazioni di Schmertmann:

$I=0.6 z$ ; per  $z \leq 1$ ;

$I=0.6 - 0.2(z-1)$ ; per  $1 < z \leq 4$ ;

con  $z$ =profondità dal piano di posa della fondazione in metri.

Nel caso di un terreno pluristrato la relazione va applicata ad ogni singolo strato ed i risultati sommati.

### 4.4.1.2.2 Cedimenti in terreni coesivi.



**PROGRAM GEO** - DB ver.2 per Windows

In prima approssimazione, i cedimenti per consolidazione di un terreno prevalentemente coesivo possono essere ottenuti attraverso la relazione:

$$S_{con}=H \Delta\sigma/E_d;$$

con

H=spessore dello strato;

$\Delta\sigma$ =sovraccarico indotto dal diaframma alla quota dal piano di posa della fondazione equivalente a metà dello spessore dello strato;

$E_d$ =modulo edometrico dello strato;

Il sovraccarico  $\Delta\sigma$  può essere stimato approssimativamente con la relazione:

$$\Delta\sigma=(Q_{vert}-\gamma_1 D_{fond})/[(B_{fond}+z \operatorname{tg} 27^\circ)(L_{fond}+z \operatorname{tg} 27^\circ)];$$

Nel caso di un terreno pluristrato la relazione va applicata ad ogni singolo strato ed i risultati sommati.

Poichè il metodo richiede che sia verificata la disequaglianza:

$$H < B_{fond};$$

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.

Elevati cedimenti differenziali (dell'ordine di alcuni centimetri in genere, ma a volte anche meno) possono indurre lesioni nell'opera. Partendo dal presupposto che a elevati cedimenti assoluti generalmente corrispondono elevati cedimenti differenziali, Terzaghi e Peck proposero di considerare come valori limite tollerabili cedimenti assoluti di 2,5 cm in terreni incoerenti (sabbie e ghiaie) e 4 cm in terreni coesivi (limi e argille).

Un sistema meno empirico di procedere consiste nello stimare la distorsione angolare fra due o più punti della struttura di cui sia noto il cedimento assoluto del terreno di fondazione:

**PROGRAM GEO** - DB ver.2 per Windows

$$\chi_{ang} = (S_2 - S_1) / L_{12};$$

con

$\chi_{ang}$ =distorsione angolare;

$S_2$ =cedimento assoluto nel punto 2;

$S_1$ =cedimento assoluto nel punto 1;

$L_{12}$ =distanza fra i punti 1 e 2.

In prima approssimazione, sono da considerare tollerabili distorsioni angolari inferiori a 1/600 per strutture in muratura e a 1/1000 per strutture in calcestruzzo.

#### **4.5 Analisi della stabilità globale del diaframma.**

##### **4.5.1 Definizione del problema.**

Non è sufficiente che il diaframma risulti verificato per lo slittamento, il ribaltamento e lo schiacciamento: occorre infatti valutare anche la stabilità globale del pendio sul quale è fondato il diaframma.

Le procedure di analisi di stabilità di un pendio in terra, attraverso la valutazione dell'equilibrio limite, consistono nella stima di un coefficiente di sicurezza alla traslazione e/o alla rotazione del volume di terra compreso fra la superficie del versante ed una superficie di taglio potenziale imposta.

La procedura di calcolo prende in considerazione tutte le forze e/o i momenti agenti lungo il piano di taglio, fornendo una valutazione della stabilità globale attraverso le equazioni d'equilibrio fornite dalla statica.

Il coefficiente di sicurezza globale del pendio viene calcolato attraverso il rapporto fra la resistenza di taglio massima disponibile lungo la superficie di rottura e gli sforzi tangenziali mobilitati lungo tale piano:

$$F_{sic} = T_{max} / T_{mob};$$

con

$F_{sic}$ = coefficiente di sicurezza;

**PROGRAM GEO** - DB ver.2 per Windows

$T_{max}$  = resistenza di taglio massima;  
 $T_{mob}$  = sforzo tangenziale mobilitato.

All'equilibrio ( $T_{max} = T_{mob}$ )  $F_{sic}$  deve essere ovviamente uguale a 1.  
Vanno quindi distinti tre casi:

- a) Coefficiente di sicurezza inferiore a 1: il pendio si trova in condizioni di instabilità globale.
- b) Coefficiente di sicurezza uguale a 1: il pendio si trova in condizioni prossime all'equilibrio limite; anche un piccolo incremento degli sforzi tangenziali sulla superficie potenziale di rottura può innescare il fenomeno franoso.
- c) Coefficiente di sicurezza superiore a 1: il pendio si trova in condizioni di stabilità globale.

#### 4.5.2 Impostazione della procedura di calcolo.

Nell'applicare le equazioni della statica al problema dell'analisi di stabilita' di un pendio in terra occorre ipotizzare che siano verificate le seguenti condizioni:

a) la verifica va eseguita prendendo in esame una striscia di versante di larghezza unitaria (solitamente di 1 metro), trascurando l'interazione laterale fra tale striscia ed il terreno contiguo;

b) la resistenza al taglio lungo la superficie potenziale di rottura deve essere esprimibile attraverso la legge di Coulomb:

$$T_{\max} = c + \gamma h \operatorname{tg} \varphi;$$

con

$T_{\max}$  = resistenza di taglio massima del terreno;

$c$  = coesione del terreno;

$\gamma$  = peso di volume del terreno;

$h$  = profondita' della superficie di rottura;

$\varphi$  = angolo di resistenza al taglio del terreno.

c) la precisione con cui vengono stimati in sito o in laboratorio i parametri geotecnici coesione e angolo di resistenza al taglio deve essere la stessa: in caso contrario la resistenza al taglio mobilitata dovrebbe essere espressa nel seguente modo:

$$T_{\text{mob}} = (c/F_{\text{sic}c}) + (\gamma h \operatorname{tg} \varphi/F_{\text{sic}\varphi});$$

con

$F_{\text{sic}c}$  = coefficiente di sicurezza legato a  $c$ ;

$F_{\text{sic}\varphi}$  = coefficiente di sicurezza legato a  $\varphi$ ;

introducendo nel calcolo due coefficienti di sicurezza invece di uno, con ovvie complicazioni nella risoluzione analitica del problema;

**PROGRAM GEO** - DB ver.2 per Windows

d) deve aversi una distribuzione omogenea degli sforzi tangenziali mobilitati ( $T_{mob}$ ) lungo la superficie potenziale di rottura. Questo significa che in ogni punto del piano ipotetico di scivolamento i parametri dell'equazione di Coulomb  $c$ ,  $\phi$ ,  $\gamma$  ed  $h$  devono avere lo stesso valore.

Per limitare l'errore introdotto nel calcolo da quest'ultima ipotesi, la superficie di scivolamento viene, nella maggior parte delle procedure di calcolo note in letteratura, suddivisa in più settori (conci), all'interno dei quali si considera realizzata la condizione di omogeneità di  $T_{mob}$ . Nella pratica i limiti dei conci vengono fatti cadere dove vi sia una variazione significativa di  $\phi$ ,  $c$  e  $\gamma$  del terreno o in corrispondenza di variazioni significative nel profilo topografico del versante.

Questo modo d'impostare il problema conduce però all'introduzione nella risoluzione analitica di nuove incognite che esprimono il modo in cui interagiscono fra loro, lungo le superfici divisorie, i vari conci.

In definitiva nel calcolo del valore di  $F_{sic}$  intervengono le seguenti incognite ( $n$ =numero dei conci preso in considerazione):

- a) le forze normali ( $N$ ) agenti sulla base del concio ( $n$  incognite);
- b) le forze tangenziali ( $T$ ) agenti sulla base dei conci ( $n$  incognite);
- c) i punti, sulla base del concio, di applicazione delle forze normali e tangenziali ( $n$  incognite);
- d) le forze orizzontali agenti lungo le superfici di separazione dei conci ( $n-1$  incognite);
- e) le forze verticali agenti lungo le superfici di separazione dei conci ( $n-1$  incognite);
- f) i punti di applicazione, sulle superfici di separazione dei conci, delle forze d) ed e) ( $n-1$  incognite);
- g) il coefficiente di sicurezza  $F_{sic}$  (1 incognita).

In totale il problema comporta l'introduzione di  $6n-2$  incognite.

Per la sua risoluzione sono disponibili:

- a)  $3n$  equazioni d'equilibrio;
- b)  $n$  equazioni del tipo:

$$T = (c l + N \operatorname{tg} \phi) / F_{sic};$$

con

## PROGRAM GEO - DB ver.2 per Windows

$l$  = lunghezza del concio;

che collegano fra loro, per ogni concio, le incognite  $N$ ,  $T$  ed  $F_{sic}$ .

c)  $n$  equazioni ottenute ponendo che il punto di applicazione di  $N$  e  $T$  cada a meta' della base del concio.

In totale quindi sono disponibili  $5n$  equazioni per la soluzione analitica del problema.

Perche' si possa arrivare alla determinazione di  $F_{sic}$  occorrerebbero ovviamente tante equazioni quante sono le incognite.

In realta' perche' il problema sia staticamente determinato, e quindi risolvibile, mancano ancora  $n-2$  equazioni (la differenza fra il numero delle incognite,  $6n-2$ , ed il numero delle equazioni disponibili,  $5n$ ).

Le equazioni mancanti possono essere ottenute introducendo nell'analisi ulteriori ipotesi semplificatrici. Tali ipotesi riguardano generalmente la distribuzione delle forze lungo le superfici di separazione dei conci. Le varie procedure di risoluzione del problema differiscono essenzialmente per la schematizzazione che viene fatta di questa distribuzione.

### 4.5.3 Metodo di risoluzione di Bishop.

Con il metodo di Bishop semplificato si pone la condizione che le forze verticali agenti sulle superfici di separazione dei conci siano trascurabili. Di conseguenza ai singoli conci interagiscono fra di loro solo attraverso forze orientate lungo l'orizzontale.

Viene inoltre supposto che la superficie potenziale di scivolamento sia circolare.

La resistenza al taglio massima disponibile lungo la superficie potenziale di rottura e' data, per ogni concio da:

$$T_i \max = X_i / (1 + Y_i / F_s);$$

con  $X_i = (c + (g \times h - g_w \times h_w) \times \operatorname{tg} \varphi) \times dx / \cos \alpha$

con  $g_w$  = peso di volume dell'acqua;

$h_w$  = altezza dell'acqua sulla base del concio;

**PROGRAM GEO** - DB ver.2 per Windows

$dx$  = lunghezza del concio lungo l'orizzontale;

$\alpha$  = inclinazione del concio sull'orizzontale.

$$Y_i = \operatorname{tg} \alpha \times \operatorname{tg} \varphi$$

La resistenza al taglio mobilitabile lungo il piano di taglio e' per ogni concio data da:

$$T_i \text{ mob} = Z_i$$

con  $Z_i = g \times h \times dx \times \operatorname{sen} \alpha$

Il coefficiente di sicurezza del pendio viene espresso come segue:

$$(a) F_s = \frac{\sum_{i=1-n} T_i \text{ max}}{\sum_{i=1-n} T_i \text{ mob}}$$

Si noti che il coefficiente di sicurezza  $F_s$ , che e' la grandezza da determinare, viene a comparire anche al numeratore attraverso l'espressione della  $T \text{ max}$ . Di conseguenza non sara' possibile la risoluzione diretta.

La procedura da adottare in questo caso dovra' essere di tipo iterativo, fino all'ottenimento della convergenza su un valore praticamente costante di  $F_s$ .

Questi sono i passi da seguire:

1. si introduce un valore iniziale di  $F_s$  (per es. 1) e si risolve la (a);
2. il nuovo valore di  $F_s$  ( $F_s'$ ) ottenuto viene confrontato col valore di partenza;
3. se la differenza supera un limite prefissato ( es.  $F_s' - F_s > 0.001$ ), si ritorna al passo a), inserendo nella (a), al posto del valore di partenza di  $F_s$ , il nuovo valore calcolato;
4. se la differenza rimane contenuta nel limite indicato, l'elaborazione va interrotta: il coefficiente di sicurezza cercato e'  $F_s'$ .

### PROGRAM GEO - DB ver.2 per Windows

Generalmente il procedimento richiede dalle quattro alle otto iterazioni per convergere.

Il metodo di Bishop richiede che siano, per tutti i conci, rispettate le due seguenti condizioni:

- $s' = (g \times h - g_w \times h_w - c \times \text{tg } \alpha / F_s) / (1 + Y / F_s) > 0$

con  $s'$  = pressione normale agente sulla base del concio;

- $\cos \alpha \times (1 + Y / F_s) > 0.2.$

In caso contrario il metodo puo' condurre a valori del coefficiente di sicurezza non realistici.

Il metodo va applicato preferibilmente su versanti costituiti da terreni omogenei, dal punto di vista litologico e delle caratteristiche geotecniche, o, al limite, su terreni in cui la stratificazione non porti a contatto litologie a comportamento meccanico significativamente diverso (per esempio sabbia su argilla); se ne sconsiglia l'uso anche in presenza di terreni fortemente sovraconsolidati.

Confrontando il metodo di Bishop semplificato con la sua versione completa, si ottengono differenze massime nei valori dei coefficienti di sicurezza non superiori all'uno per cento. Rispetto ad altri metodi piu' rigorosi, come il Morgenstern-Price, lo scarto non supera il 5%, tranne nel caso, di scarso interesse pratico, in cui sia  $F_s < 1$ .

#### **4.6 Stima dell'interasse dei micropali di una berlinese.**

Generalmente nelle berlinesi i micropali vengono messi in opera con un interasse superiore al loro diametro, lasciando cioè uno spazio vuoto fra palo e palo. L'effetto arco che si genera impedisce infatti al terreno di rifluire attraverso le fenditure. La quantificazione di questo fenomeno, e di conseguenza la stima dell'interasse massimo fra palo e palo in funzione delle caratteristiche geotecniche del terreno, non è però semplice. Utilizzando alcune semplificazioni è comunque possibile avere almeno un' indicazione di massima dell'entità del fenomeno.



**PROGRAM GEO** - DB ver.2 per Windows

Dato uno scavo di larghezza  $L$ , la stima della spinta delle terre che agisce lungo la parete dello scavo ad una quota  $z$  dal piano campagna, ridotta per l'effetto arco, può essere ottenuta attraverso la formula proposta da Schneebeli:

$$\sigma_z = \gamma L K_a [1 - e^{-\text{sen}(2\varphi) (z/L)}] / \text{sen}(2\varphi);$$

dove:

- $K_a$  = coefficiente di spinta attiva;
- $\gamma$  = peso di volume del terreno;
- $\varphi$  = angolo d'attrito del terreno;
- $z$  = quota di calcolo della spinta.

con  $L \rightarrow \infty$  il valore di  $\sigma_z$  tende a quello calcolabile con la classica relazione:

$$\sigma_z = \gamma z K_a;$$

valida per fronti di scavo larghi, in assenza dell'effetto arco.

Nel caso di una berlinese con  $z$  uguale ad alcuni metri e  $L$  generalmente inferiore a 1 metro, il termine  $[1 - e^{-\text{sen}(2\varphi) (z/L)}]$  tende ad essere molto prossimo all'unità e quindi può essere trascurato. La (49) allora si riduce alla:

$$\sigma_z = \gamma L K_a / \text{sen}(2\varphi).$$

In assenza di sostegno la spinta  $\sigma_z$  espressa nella (51) può essere contrastata solo dalla coesione del terreno. Ad una generica quota  $z$  dal piano campagna l'azione di contenimento della coesione viene espressa dalla formula:

$$\sigma_z = 2 c \sqrt{K_a};$$

dove  $c$  è la coesione del terreno. Eguagliando le due ultime relazioni si può ottenere quindi una stima della distanza massima fra i pali per evitare fenomeni di scavamento:

**PROGRAM GEO** - DB ver.2 per Windows

$$L = 2 c \operatorname{sen}(2\varphi) / \gamma \sqrt{K_a}$$

A titolo d'esempio si fornisce una tabella con i valori di L in funzione di c per un terreno con  $\varphi=30^\circ$  e  $\gamma=1.8$  t/mc. Il coefficiente di spinta attiva  $K_a$ , calcolato con la relazione di Rankine, ha un valore uguale a 0.333.

c (t/mq)	L (m)
0.1	0.17
0.2	0.33
0.3	0.50
0.4	0.67
0.5	0.83
0.6	1.00
0.7	1.17
0.8	1.33
0.9	1.50
1.0	1.67