

Mécanique du Solide et des Matériaux - Promo 126 - Préceptorat 3  
**Capacité portante d'un sol**

**Corrigé**

**Rupture d'un sol**

**Coefficient de pression du sol**

1°) De part la symétrie du problème les contraintes  $\sigma_{xx} = \sigma_H$  et  $\sigma_{zz} = \sigma_V$  sont principales et  $\sigma_{xy} = 0$ . L'équation de l'équilibre  $\text{Div} \bar{\sigma} - \gamma = 0$ , le signe "-" provenant de la convention de signe des contraintes normales, conduit à :

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_H}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial \sigma_V}{\partial z} = \gamma \end{aligned} \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma} = \begin{vmatrix} \sigma_H & 0 \\ 0 & \sigma_V \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} f(z) & 0 \\ 0 & \gamma z \end{vmatrix}$$

La composante  $\sigma_H$  ne peut être déterminée sans la connaissance de la loi de comportement du sol.

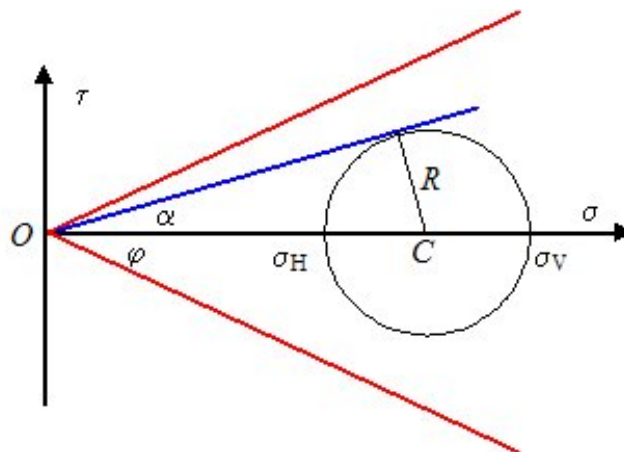
2°) La géométrie impose l'absence de déformation horizontale, soit  $\varepsilon_H = 0$ . L'essai oedométrique correspondant exactement à cette condition conduit à la loi de comportement  $\sigma_H = K_0 \sigma_V$ , avec  $K_0 < 1$ , soit  $\sigma_H < \sigma_V$ . Il en résulte que  $\sigma_V$  est la contrainte principale majeure.

3°) En ajoutant la charge uniformément répartie  $q$  le tenseur des contraintes représentant l'état mécanique du sol pesant sous chargement s'écrit donc :

$$\bar{\sigma} = \begin{vmatrix} \sigma_H & 0 \\ 0 & \sigma_V \end{vmatrix} = (q + \gamma z) \begin{vmatrix} K_0 & 0 \\ 0 & 1 \end{vmatrix} = \sigma_V \begin{vmatrix} K_0 & 0 \\ 0 & 1 \end{vmatrix}$$

**Coefficient de poussée et de butée du sol**

4°) Dans le plan de Mohr ( $\sigma, \tau$ ), le critère de coulomb est constitué des deux droites inclinées de  $\pm \varphi$  sur l'axe  $\sigma$ .

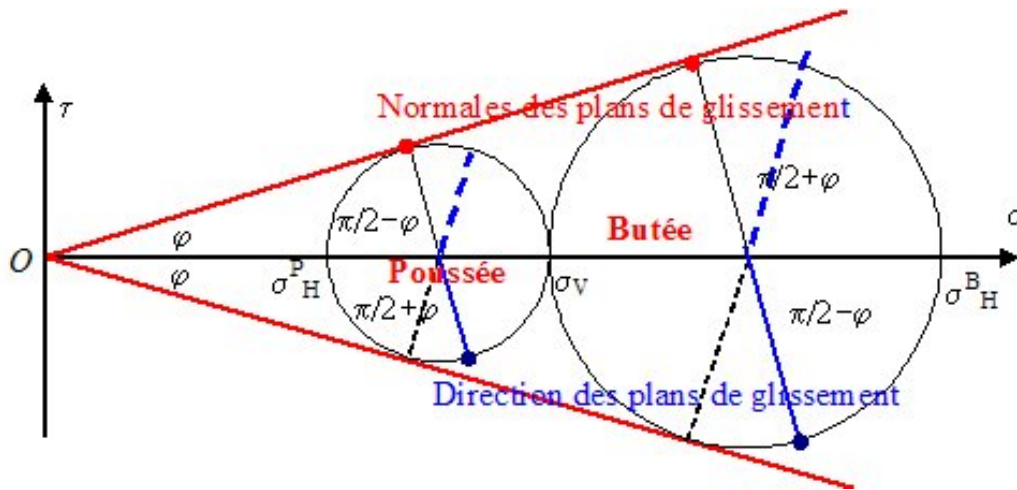


5°) Le cercle de Mohr représentatif de l'état de contrainte est centré en  $OC = \frac{1}{2}(\sigma_V + \sigma_H) = \frac{1}{2}(1 + K_0)\sigma_V$  et à pour rayon  $R = \frac{1}{2}(\sigma_V - \sigma_H) = \frac{1}{2}(1 - K_0)\sigma_V$ . Son centre  $OC$  et son rayon  $R$  variant de manière proportionnelle, l'enveloppe de ces cercles sera constituée des deux droites inclinées de  $\pm \alpha$  sur l'axe  $\sigma$ . En effet :

$$\sin \alpha = \frac{R}{OC} = \frac{1 - K_0}{1 + K_0} \quad \cos \alpha = \frac{2\sqrt{K_0}}{1 + K_0} \quad \text{tg} \alpha = \frac{1 - K_0}{2\sqrt{K_0}}$$

Tant que  $\alpha$  sera inférieur à  $\varphi$ , l'ensemble des points du sol sera en état d'équilibre mécanique. La condition de stabilité (non rupture) s'écrit :

$$\text{tg} \alpha < \text{tg} \varphi \quad \alpha = \text{arctg} \frac{1 - K_0}{2\sqrt{K_0}} < \varphi$$



Notons que lorsque  $\alpha = \varphi$  la rupture est obtenue simultanément en tout point du sol.  
Pour  $K^0=0,48$ ,  $\alpha=20,6^\circ$  inférieur à  $\varphi=30^\circ$ . Le sol sableux considéré est stable.

6°) Si l'on autorise une *expansion latérale*  $\varepsilon_H > 0$  du sol, la contrainte  $\sigma_H$  qui interdisait cette déformation va diminuer tandis que  $\sigma_V$  n'est pas modifiée et reste contrainte majeure. Le coefficient de pression  $K$  va diminuer et le rayon du cercle de Mohr va croître jusqu'à ce qu'il tangente le critère de rupture. Sur le cercle de Mohr, les normales aux plans de glissement correspondent aux deux points de tangence, c'est à dire à l'angle au centre  $\pm(\frac{\pi}{2} - \varphi)$  avec  $\sigma_H$  et les plans de glissement, qui leur sont diamétralement opposés forment l'angle  $\pm(\frac{\pi}{2} + \varphi)$  avec  $\sigma_H$ .  
Dans le sol,  $\sigma_H$  étant parallèle à la surface, l'angle entre les plans de glissement et la surface sera donc :

$$\alpha^P = \pm \frac{1}{2}(\frac{\pi}{2} + \varphi) = \pm(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$$

Avec  $\sigma_H^P = K^P \sigma_V$ ,  $OC = \frac{1}{2}\sigma_V(1 + K^P)$ ,  $R = \frac{1}{2}\sigma_V(1 - K^P)$  et  $\sin \varphi = \frac{R}{OC} = \frac{1-K^P}{1+K^P}$  on obtient :

$$K^P = \frac{1-\sin \varphi}{1+\sin \varphi} = \frac{1-\cos(\frac{\pi}{2}-\varphi)}{1+\cos(\frac{\pi}{2}-\varphi)} = \frac{1-\cos^2(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2})+\sin^2(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2})}{1+\cos^2(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2})-\sin^2(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2})} = \frac{\sin^2(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2})}{\cos^2(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2})} = \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$K^P = \frac{1-\sin \varphi}{1+\sin \varphi} = \frac{1+\cos(\frac{\pi}{2}+\varphi)}{1-\cos(\frac{\pi}{2}+\varphi)} = \frac{1+\cos^2(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2})-\sin^2(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2})}{1-\cos^2(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2})+\sin^2(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2})} = \frac{\cos^2(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2})}{\sin^2(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2})} = \frac{1}{\text{tg}^2(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2})}$$

$$K^P = \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) = \frac{1}{\text{tg}^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})} = \frac{1}{\text{tg}^2(\alpha^P)}$$

Il existe donc un minimum  $K^P = \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$  du coefficient de pression  $K$  correspondant à la *rupture en poussée*. Le sol rompt en tout point et les lignes de glissement font un angle  $\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$  avec la surface du sol. "Poussée" car le sol exerce une poussée qui tend à écarter les "murs fictifs" qui interdisent la déformation  $\varepsilon_H$ .

7°) Si l'on force une *contraction latérale*  $\varepsilon_H < 0$  du sol, la contrainte  $\sigma_H$  qui interdisait cette déformation va augmenter tandis que  $\sigma_V$  n'est pas modifiée. Au cours de cette augmentation de  $\sigma_H$  on passe par un état de compression hydrostatique (cercle point de centre  $OC = \sigma_V$  et de rayon  $R=0$  correspondant à  $K=1$ ), puis le coefficient de pression  $K$  va continuer à augmenter  $K > 1$ , la contrainte  $\sigma_H$  va devenir la contrainte majeure et le rayon du cercle de Mohr va croître jusqu'à ce qu'il tangente le critère de rupture. Sur le cercle de Mohr, les normales aux plans de glissement correspondent aux deux points de tangence, c'est à dire à l'angle au centre  $\pm(\frac{\pi}{2} + \varphi)$  avec  $\sigma_H$  et les plans de glissement, qui leur sont diamétralement opposés forment l'angle  $\pm(\frac{\pi}{2} - \varphi)$  avec  $\sigma_H$ .  
Dans le sol,  $\sigma_H$  étant parallèle à la surface, l'angle entre les plans de glissement et la surface sera donc :

$$\alpha^B = \pm \frac{1}{2}(\frac{\pi}{2} - \varphi) = \pm(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

Avec  $\sigma_H^B = K^B \sigma_V$ ,  $OC = \frac{1}{2} \sigma_V (K^B + 1)$ ,  $R = \frac{1}{2} \sigma_V (K^B - 1)$  et  $\sin \varphi = \frac{R}{OC} = \frac{K^B - 1}{K^B + 1}$  on obtient :

$$K^B = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{1 - \cos(\frac{\pi}{2} + \varphi)}{1 + \cos(\frac{\pi}{2} + \varphi)} = \frac{1 - \cos^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}) + \sin^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})}{1 + \cos^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}) - \sin^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})} = \frac{\sin^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})}{\cos^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})} = \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$$

$$K^B = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{1 + \cos(\frac{\pi}{2} - \varphi)}{1 - \cos(\frac{\pi}{2} - \varphi)} = \frac{1 + \cos^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - \sin^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})}{1 - \cos^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) + \sin^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})} = \frac{\cos^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})}{\sin^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})} = \frac{1}{\operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})}$$

$$K^B = \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}) = \frac{1}{\operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})} = \frac{1}{\operatorname{tg}^2(\alpha^B)}$$

Il existe donc un maximum  $K^B = \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})$  du coefficient de pression  $K$  correspondant à la *rupture en butée*. Le sol rompt en tout point et les lignes de glissement font un angle  $\alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$  avec la surface du sol. "Butée" car le sol vient buter sur les "murs fictifs" qui se rapprochent.

8°) Des résultats précédents on tire facilement :

$$\alpha^P = \pm(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}) \quad \alpha^B = \pm(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$K^P = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2(\alpha^B) = \frac{1}{\operatorname{tg}^2(\alpha^P)} \quad K^B = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2(\alpha^P) = \frac{1}{\operatorname{tg}^2(\alpha^B)} \quad K^P K^B = 1$$

Pour un sable de Fontainebleau de coefficient de frottement effectif  $\varphi = 35^\circ$  :

$$\varphi = 35^\circ \quad \alpha^P = 63,5^\circ \quad K^P = 0,27 \quad \alpha^B = 27,5^\circ \quad K^B = 3,69$$

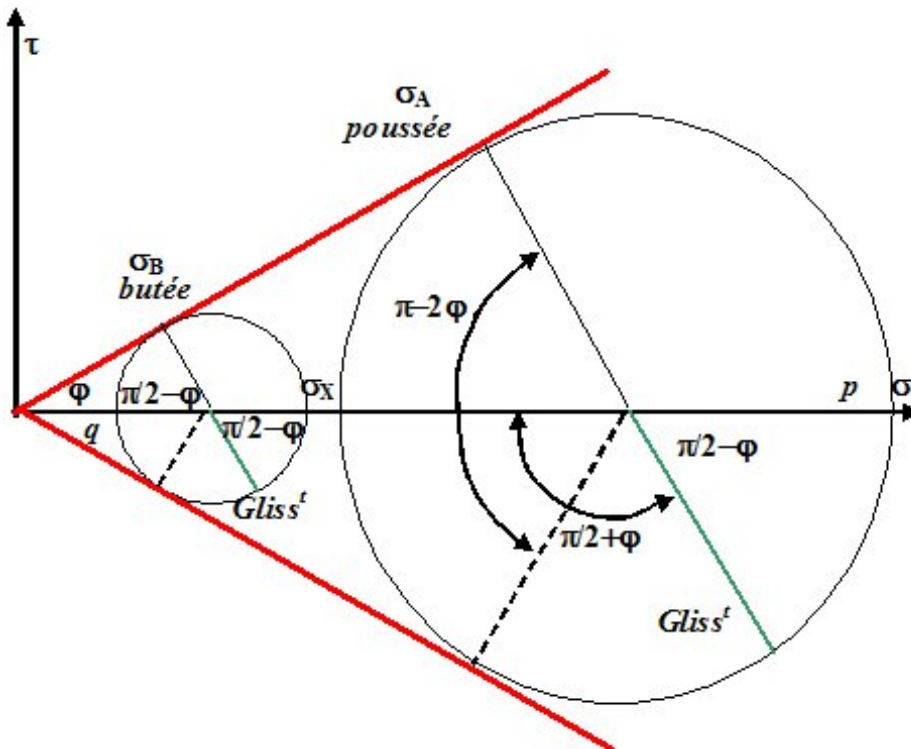
Pour une argile verte de coefficient de frottement effectif  $\varphi = 20^\circ$  :

$$\varphi = 20^\circ \quad \alpha^P = 55^\circ \quad K^P = 0,49 \quad \alpha^B = 35^\circ \quad K^B = 2,04$$

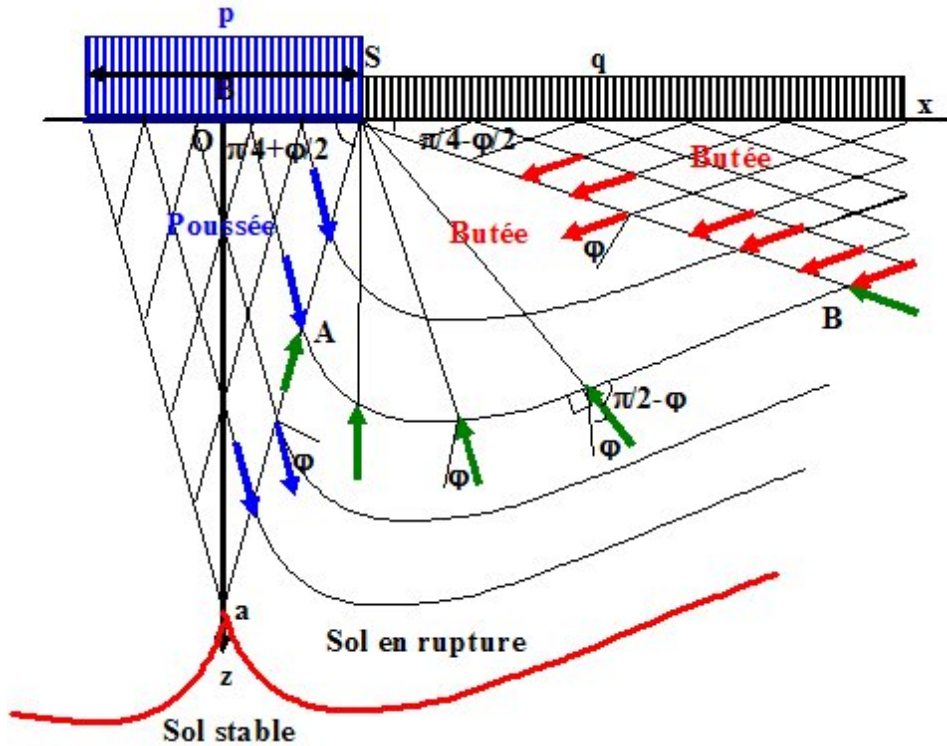
Dans tous les cas l'angle entre les points représentatifs des plans de rupture vaut  $\pi - 2\varphi$  sur le cercle de Mohr. Les plans de rupture font donc toujours entre eux l'angle  $\frac{\pi}{2} - \varphi$ .

## Capacité portante d'une fondation

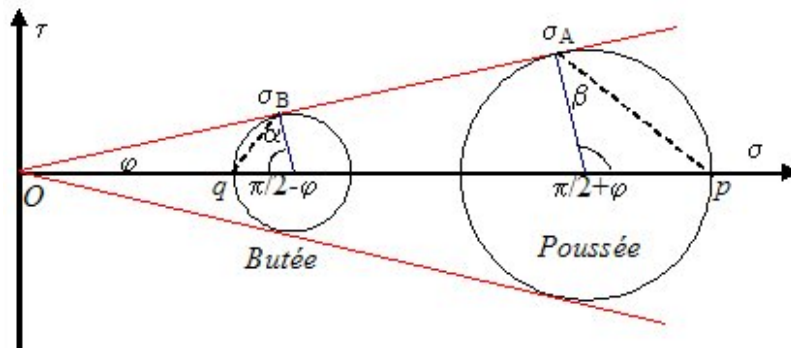
### Capacité portante $P_q$



9°) Le triangle  $SaS'$  étant en poussée, la contrainte principale majeure est  $p$  et le cercle de Mohr limite est le plus grand des deux cercles. La surface du sol correspondant à la direction de la contrainte  $\sigma_X$ , les normales aux lignes de glissement font l'angle  $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$  avec la surface du sol, tandis que les lignes de glissement font l'angle  $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$  conformément au résultat obtenu à la question 6°). Le dièdre  $xSB$  étant en butée, la contrainte principale mineure est  $q$  et le cercle de Mohr limite est le plus petit des deux cercles. La surface du sol correspondant à la direction de la contrainte  $\sigma_X$ , les normales aux lignes de glissement font l'angle  $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$  avec la surface du sol, tandis que les lignes de glissement font l'angle  $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$  conformément au résultat obtenu à la question 7°). En conséquence, les lignes de glissement  $SA$  et  $SB$  sont perpendiculaires entre elles.



10°) Les vecteurs contrainte  $\vec{\sigma}_A$  et  $\vec{\sigma}_B$  supportés par les facettes de glissement forment un angle  $\varphi$  avec les normales aux lignes de glissement. Comme ces dernières sont perpendiculaires, les vecteurs contrainte le sont également. Par rapport à la surface du sol  $\vec{\sigma}_A$  fait l'angle  $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} + \varphi = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$  tandis que  $\vec{\sigma}_B$  fait l'angle  $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} - \varphi = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ .



Sur le cercle de poussée l'angle  $\beta$  vaut  $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ . Dans le triangle  $O\sigma_A p$  la relation entre angles et cotés conduit à :

$$\frac{\sigma_A}{\sin(\beta)} = \frac{p}{\sin(\frac{\pi}{2} + \beta)} = \frac{p}{\cos(\beta)} \quad \Rightarrow \quad \sigma_A = p \operatorname{tg} \beta = p \operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

Sur le cercle de butée l'angle  $\alpha$  vaut  $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ . Dans le triangle  $O\sigma_B q$  la relation entre angles et cotés

conduit à :

$$\frac{\sigma_B}{\sin(\pi - \alpha)} = \frac{\sigma_B}{\sin(\alpha)} = \frac{q}{\sin(\frac{\pi}{2} - \alpha)} = \frac{q}{\cos(\alpha)} \quad \Rightarrow \quad \sigma_B = q \operatorname{tg} \alpha = q \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Il en résulte :

$$\frac{p}{q} = \frac{\sigma_A \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)}{\sigma_B \operatorname{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} = \frac{\sigma_A}{\sigma_B} \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

11°) Entre ces deux zones, un éventail de Prandtl dont les lignes de glissement sont toutes des droites passant par le point  $S$ . Sous ces hypothèses, l'autre famille de lignes de glissement est constituée de courbes qui font un angle constant  $(\frac{\pi}{2} - \varphi)$  avec le faisceau précédent. En effet, dans toute région où le critère de rupture est atteint, l'angle entre les deux réseaux est donné, sur le cercle de Mohr, par  $\pi - 2\varphi$  et l'angle entre la normale à la facette et le vecteur contrainte est égal à  $\varphi$ .

Soit  $r = f(\theta)$  l'équation de l'autre famille de lignes de glissement dans le repère polaire  $S, r, \theta$ . Sa tangente au point courant  $r, \theta$  a pour composantes  $(dr, r d\theta)$  et sa normale  $(-r d\theta, dr)$ . Cette dernière faisant, d'après le résultat ci-dessus, l'angle  $\varphi$  avec la direction  $r$ , l'équation s'écrit :

$$\frac{dr}{r d\theta} = \operatorname{tg} \varphi \quad \Rightarrow \quad r = r_0 \exp(\theta \operatorname{tg} \varphi)$$

Il s'agit donc de segments de spirales logarithmiques.

Les spirales faisant en tout point l'angle  $(\frac{\pi}{2} - \varphi)$  avec les droites de la famille radiale, le vecteur contrainte sur les facettes de rupture le long des spirales faisant l'angle  $\varphi$  avec leur normale, ce vecteur est donc radial dirigé vers  $S$  en tout point de l'éventail  $AB$ .

12°) En écrivant qu'à l'équilibre le moment résultant (calculé au point  $S$ ) des contraintes appliquées à l'éventail  $SAB$  doit être nul, le long des spirales le vecteur contrainte étant radial, sa contribution au moment est nulle. Le long de  $SA$  la résultante des contraintes  $\sigma_A \cdot SA$ , d'angle  $\varphi$  avec la normale à  $SA$  s'applique à la distance  $\frac{SA}{2}$  de  $S$ . Il en est de même pour la contrainte  $\sigma_B$  le long de  $SB$  de sorte que l'équilibre des moments se réduit à :

$$\sigma_A \cdot SA \cdot \frac{SA}{2} \cdot \cos \varphi = \sigma_B \cdot SB \cdot \frac{SB}{2} \cdot \cos \varphi \quad \Rightarrow \quad \sigma_A SA^2 = \sigma_B SB^2$$

Compte tenu du profil spiral et du fait que  $SA$  est perpendiculaire à  $SB$  :

$$SB = SA \exp\left(\frac{\pi}{2} \operatorname{tg} \varphi\right) \text{ et } \sigma_A SA^2 = \sigma_B SB^2 \quad \Rightarrow \quad \frac{\sigma_A}{\sigma_B} = \exp(\pi \operatorname{tg} \varphi)$$

On obtient finalement la relation entre  $p$  et  $q$  :

$$\frac{p}{q} = \frac{\sigma_A}{\sigma_B} \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = \exp(\pi \operatorname{tg} \varphi) \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

On a obtenu une solution statiquement admissible, mais aucune certitude qu'elle soit également cinématiquement admissible.

13°) La capacité portante  $P_q$  par unité de longueur d'une semelle de largeur  $B$  est alors donnée par :

$$P_q = qB \exp(\pi \operatorname{tg} \varphi) \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = \gamma HB \exp(\pi \operatorname{tg} \varphi) \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad \Rightarrow \quad N_q = \exp(\pi \operatorname{tg} \varphi) \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Pour une fondation de largeur  $B=1$  m à la profondeur  $H=0,3$  m :

Sur un sable de Fontainebleau de poids volumique  $\gamma=17$  kN.m<sup>-3</sup> et d'angle de frottement effectif  $\varphi=35^\circ$  on obtient :

$$N_q = 33,3 \quad P_q = 169,8 \text{ kN} \quad m_q = 17,3 \text{ tonne}$$

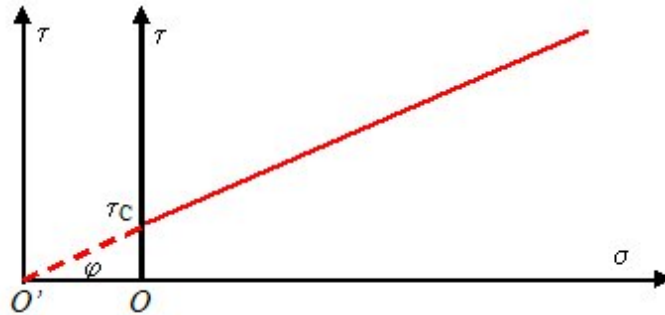
Pour une fondation de largeur  $B=1$  m à la profondeur  $H=0,3$  m :

Sur une argile verte de poids volumique  $\gamma=17$  kN.m<sup>-3</sup> et d'angle de frottement effectif  $\varphi=20^\circ$  on obtient :

$$N_q = 6,4 \quad P_q = 34,6 \text{ kN} \quad m_q = 3,5 \text{ tonne}$$

### Capacité portante $P_{\tau_C}$

Si le sol présente une cohésion  $\tau_C$  non nulle, le critère de rupture de Mohr-Coulomb devient :



14°) A la rupture, le comportement du sol cohérent peut être assimilé à celui d'un sol non cohérent ( $\tau_C=0$ ) à condition d'ajouter à son état de contrainte l'action de la contrainte isotrope :

$$p_0 = \frac{\tau_C}{\text{tg}\varphi}$$

Il suffit d'effectuer la translation des axes  $OO' = -p_0$  dans le plan de Mohr. Cette analogie est connue sous le nom de *théorème des états correspondants*.

15°) D'après ce théorème le sol cohérent non pesant peut être assimilé à un sol non cohérent non pesant à condition d'appliquer sur sa semelle une contrainte à rupture  $p_{\tau_C} + p_0$  et sur le reste de sa surface une contrainte  $q = p_0$ . Par application du résultat précédent, à la rupture on obtient donc :

$$p_{\tau_C} + p_0 = N_q p_0 \quad \Rightarrow \quad p_{\tau_C} = (N_q - 1)p_0 = \tau_C \frac{N_q - 1}{\text{tg}\varphi} = N_{\tau_C} \tau_C \quad \Rightarrow \quad N_{\tau_C} = \frac{N_q - 1}{\text{tg}\varphi}$$

La capacité portante  $P_{\tau_C}$  par unité de longueur d'une semelle de largeur  $B$  est alors donnée par :

$$P_{\tau_C} = B p_{\tau_C} = \tau_C B N_{\tau_C} \quad N_{\tau_C} = \frac{N_q - 1}{\text{tg}\varphi} = \frac{\exp(\pi \text{tg}\varphi) \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}) - 1}{\text{tg}\varphi}$$

Pour une argile verte de cohésion  $\tau_C=19$  kPa et d'angle de frottement effectif  $\varphi=20^\circ$  et pour la même fondation que précédemment on obtient :

$$N_{\tau_C} = 14,8 \quad P_{\tau_C} = 28,2 \text{ kN} \quad m_{\tau_C} = 28,7 \text{ tonne}$$

### Capacité portante $P_\gamma$

16°) Pour un sol pesant frottant non cohérent, l'abaque de Terzaghi conduit à  $N_\gamma=4$  pour  $\varphi=20^\circ$  (argile verte) et à  $N_\gamma=40$  pour  $\varphi=35^\circ$  (sable de Fontainebleau). La capacité portante étant donnée par  $N_\gamma = \frac{1}{2} \gamma B^2 N_\gamma$ , pour une semelle de largeur  $B=1$  m :

Pour le sable de Fontainebleau  $\gamma=17$  kN.m<sup>-3</sup>,  $P_\gamma=340$  kN et  $M_\gamma=34,6$  tonne.

Pour l'argile verte  $\gamma=18$  kN.m<sup>-3</sup>,  $P_\gamma=36$  kN et  $M_\gamma=3,7$  tonne.

17°) Le tableau ci-dessous regroupe les résultats en terme de masse limite à rupture.

	Sable de Fontainebleau	Argile verte
$\varphi$ (°)	35	20
$\gamma$ (kN.m <sup>-3</sup> )	17	18
$\tau_C$ (kPa)	0	19
$N_q$	33,3	6,4
$N_{\tau_C}$	46,1	14,8
$N_\gamma$	40,0	4,0
$M_q$ (tonne)	17,3	3,5
$M_{\tau_C}$ (tonne)	0	28,7
$M_\gamma$ (tonne)	34,6	3,7
$M_{Total}$ (tonne)	51,9	35,9

Pour le sable de Fontainebleau à fort angle de frottement effectif, les facteurs de portance croissant rapidement avec  $\varphi$ . les capacités portantes  $P_q$  et  $P_\gamma$  sont fortes, par contre étant non cohérent  $\tau_C = 0$ , sa capacité de portance  $P_{\tau_C}$  est nulle, alors même que  $N_{\tau_C}=46,1$  est élevé.

Pour l'argile verte à faible angle de frottement effectif, les facteurs de portance décroissant rapidement avec  $\varphi$ . les capacités portantes  $P_q$  et  $P_\gamma$  sont faibles, par contre étant cohérente à fort  $\tau_C$ , sa capacité de portance  $P_{\tau_C}$  est importante, alors même que  $N_{\tau_C}=14,8$  est plus faible.

La capacité portante du sable de Fontainebleau est due principalement à la forte friction sol-sol, tandis que celle de l'argile verte est due principalement à sa forte cohésion.