

CHEBAP 2016 / 2017

TD Mécanique des sols

Fondations superficielles / Corrections

Exercice 1 : Capacités portantes fondations superficielles

⇒ Calculer la capacité portante d'une semelle filante dans les deux cas suivants :

Cas 1

- Le sable est sec : $\gamma_d = 15 \text{ kN/m}^3$;
- Le sable est saturé : $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$.

Les caractéristiques du sable sont : $c' = 0 \text{ kPa}$ et $\varphi' = 35^\circ$, la nappe est en surface.

Cas 2

- Calcul à long terme ;
- Calcul à court terme.

Les caractéristiques du sable lâche sont : $\gamma = 14 \text{ kN/m}^3$ $c' = 0 \text{ kPa}$ et $\varphi' = 30^\circ$;

Les caractéristiques de l'argile raide sont : $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$, $c_u = 20 \text{ kPa}$, $c' = 10 \text{ kPa}$, $\varphi' = 30^\circ$.

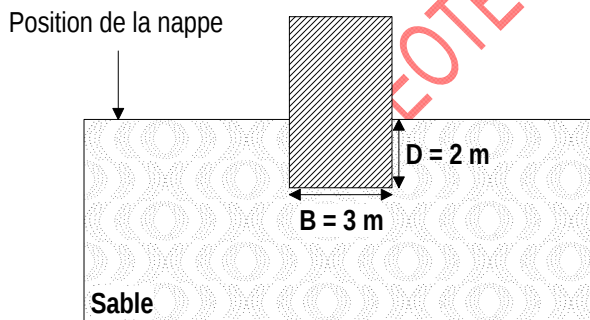


Figure 1.1 : Géométrie de la semelle et conditions géotechniques, cas 1

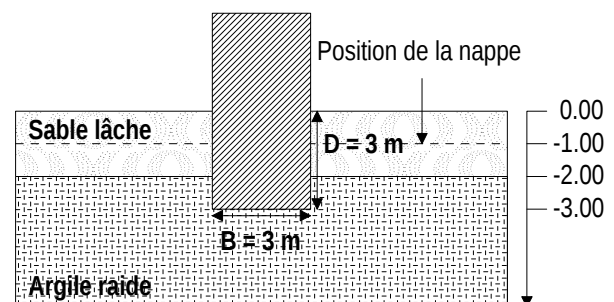


Figure 1.2 : Géométrie de la semelle et conditions géotechniques, cas 2

Cas 1 : Sable sec

La capacité portante est donnée par la relation : $q_{lim} = \frac{1}{2} \times \gamma \times B \times N_\gamma + q \times N_q + c \times N_c$

Pour $\varphi' = 35^\circ$, on a : $\begin{cases} N_\gamma = 41.10 \\ N_q = 33.30, \gamma = 15 \text{ kN/m}^3 \text{ et } q = 2 \times 15 = 30 \text{ kPa} \\ N_c = 46 \end{cases}$

D'où $q_{lim} = 0.5 \times 15 \times 3 \times 41.10 + 30 \times 33.30 = 1923.75 \text{ kPa}$

Cas 1 : Sable saturé

La capacité portante est donnée par la relation : $q_{lim} = \frac{1}{2} \times \gamma' \times B \times N_\gamma + q' \times N_q + c \times N_c$

Pour $\varphi' = 35^\circ$, on a :
$$\begin{cases} N_\gamma = 41.10 \\ N_q = 33.30, \gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 9 \text{ kN/m}^3 \text{ et } q = 2 \times 9 = 18 \text{ kPa} \\ N_c = 46 \end{cases}$$

D'où $q_{lim} = 0.5 \times 9 \times 3 \times 41.10 + 18 \times 33.30 = 1154.75 \text{ kPa}$

Nota : La présence d'une nappe divise sensiblement par 2 la capacité portante d'une fondation superficielle.

Cas 2 : calcul à long terme

Pour $\varphi' = 30^\circ$, on a :
$$\begin{cases} N_\gamma = 18.10 \\ N_q = 18.40, q = 14 + 4 + 11 = 29 \text{ kPa} \\ N_c = 30 \end{cases}$$

D'où $q_{lim} = 0.5 \times 11 \times 3 \times 18.10 + 29 \times 18.40 + 10 \times 30 = 1132.25 \text{ kPa}$

Cas 3 : calcul à court terme

Pour $\varphi_u = 0^\circ$, on a :
$$\begin{cases} N_\gamma = 0 \\ N_q = 1, q = 2 \times 14 + 21 = 49 \text{ kPa} \\ N_c = \pi + 2 \end{cases}$$

D'où $q_{lim} = (\pi + 2) \times 20 + 49 = 151.80 \text{ kPa}$

Nota : on vérifie toujours au préalable la stabilité à court terme qui constitue a priori une condition défavorable.

Exercice 2 : Capacités portantes fondations superficielles

On veut fonder une semelle filante de 6 m de largeur à 2 m de profondeur dans une argile saturée, la nappe étant à 2 m de profondeur.

⇒ A partir du profil pressiométrique ci-dessous, figure 2.1, déterminer la contrainte admissible sous la fondation.

On donne $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $k_0 = 0.5$, $k_p = 1$

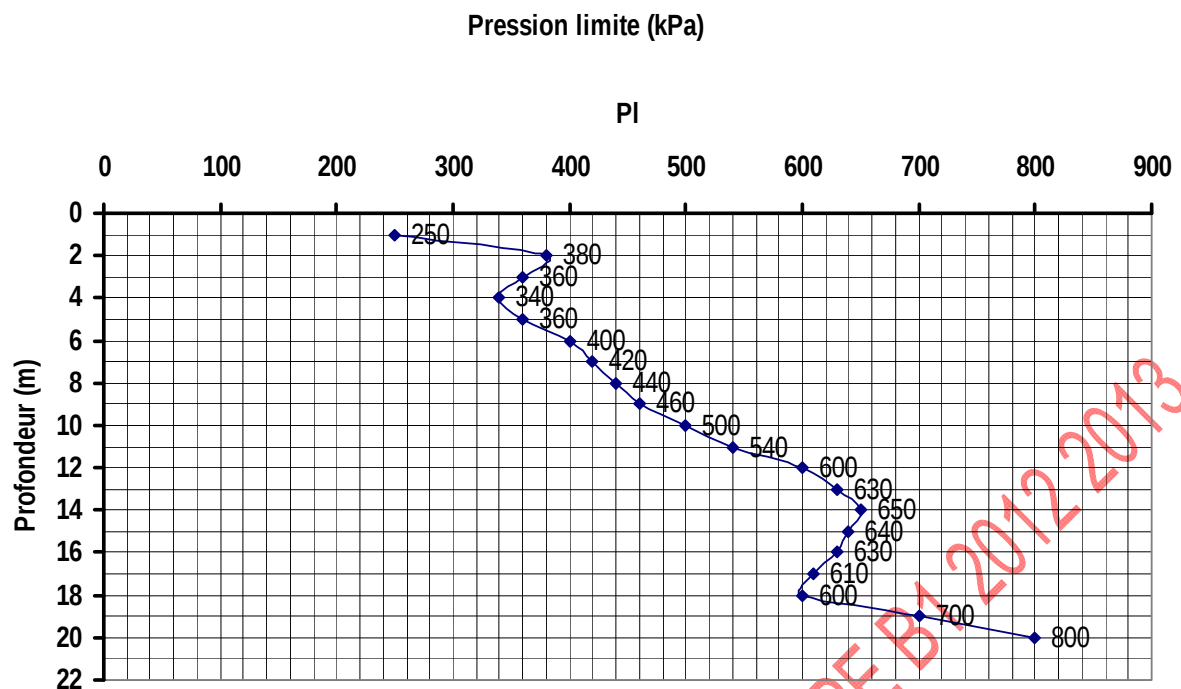


Figure 2.1 : Profil de pression limite

On détermine la pression limite nette équivalente sur une profondeur égale à $1.5 \times B = 9 \text{ m}$

On rappelle que la pression limite nette équivalente est égale à : $p_{le}^* = p_\ell - p_0$

z (m)	p_ℓ (kPa)	p_0 (kPa)	p_{le}^* (kPa)
2	380	18	362
3	360	32	328
4	340	46	294
5	360	60	300
6	400	74	326
7	420	88	332
8	440	102	338
9	460	116	344
10	500	130	370
11	540	144	396

Tableau 2.1 : Détermination de la pression limite avec la profondeur

On rappelle que $\sigma_h = k_0 \times \sigma'_v + u$

On en déduit : $p_{le}^* = \sqrt[1/8]{p_{le1}^* \times \dots \times p_{le9}^*} \approx 337 \text{ kPa}$

Ainsi que :

La capacité portante limite de la semelle : $q_{lim} - q_0 = k \times p_{le}^* = 1 \times 337 = 337 \text{ kPa}$

La capacité portante à l'ELU sous charge centrée :

$$q_{ELU} = q_0 + \frac{q_{lim} - q_0}{2} \times i_{\delta\beta} = 2 \times 18 + \frac{337}{2} \times 1 = 204 \text{ kPa}$$

La capacité portante à l'ELS sous charge centrée : $q_{ELS} = q_0 + \frac{q_{lim} - q_0}{3} \times i_{\delta\beta} = 2 \times 18 + \frac{337}{3} \times 1 = 148 \text{ kPa}$

Exercice 3 : Stabilité d'un mur de soutènement

On se propose de vérifier la stabilité du mur de soutènement présenté figure 3.1 vis-à-vis des états limites suivants :

- Renversement ;
- Glissement ;
- Poinçonnement.

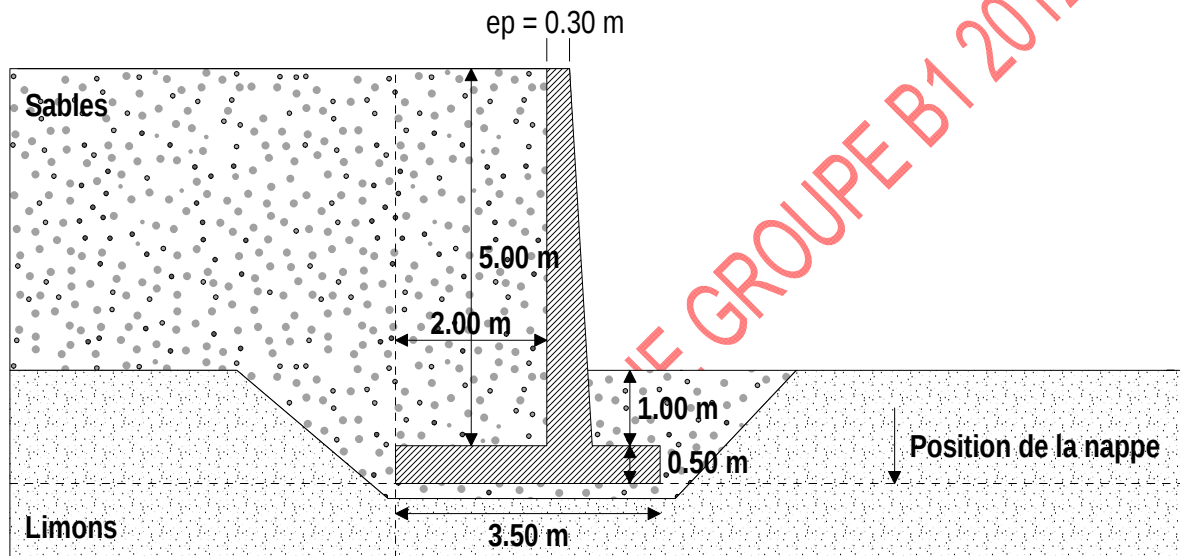


Figure 3.1 : Géométrie et conditions géotechniques du mur

Les caractéristiques du sable sont : $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $\varphi' = 35^\circ$.

Les caractéristiques du limon sont : $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $c_u = 80 \text{ kPa}$, $c' = 5 \text{ kPa}$, $\varphi' = 28^\circ$.

L'épaisseur du voile à sa base est de 60 cm. Le poids volumique du béton est de $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$.

⇒ En calculant la poussée par la méthode de Rankine, on demande :

- De déterminer s'il n'y a pas de risque de renversement, en vérifiant que la résultante des forces appliquées au sol de fondation passe par le tiers central de la semelle ;
- De vérifier la stabilité au glissement du mur sur sa base (coefficient de sécurité supérieur à 1.5) dans les deux hypothèses suivantes :
 - Un glissement du mur sur le sable avec un angle de frottement égal à l'angle de frottement interne du sable ;
 - Un glissement du sable sur le limon (vérification à court terme avec $\tau = c_u$ et long terme avec $\tau = c' + \sigma_n \cdot \tan \varphi'$).
- De vérifier la stabilité au poinçonnement.

⇒ Stabilité au renversement

On commence par déterminer l'ensemble des forces en jeu

- Poids du patin amont : $P_{PAM} = 5 \times 2 \times 20 = 200 \text{ kN/ml}$;
- Poids du patin aval : $P_{PAV} = 1 \times 0.90 \times 20 = 18 \text{ kN/ml}$;
- Poids du mur en BA : $P_M = 25 \times (3.50 \times 0.5 + 5 \times 0.45) = 100 \text{ kN/ml}$;
- Poids total vertical : $P_T = P_{PAM} + P_{PAV} + P_M = 318 \text{ kN/ml}$;
- Poussée totale des terres : $P_\gamma = \frac{1}{2} \times k_a \times \gamma \times h^2 = 0.5 \times 0.271 \times 20 \times 5.5^2 = 81.98 \text{ kN/ml}$.

Calcul des différents moments / centre de la semelle (O) :

- $M(P_\gamma/O) = \frac{k_a \times \gamma \times h^3}{6} = \frac{0.271 \times 20 \times 5.5^3}{6} = 150.30 \text{ kNm/ml}$;
- $M(P_{PAM}/O) = 200 \times (1 - 1.75) = -150 \text{ kNm/ml}$;
- $M(P_{PAV}/O) = 18 \times (1.75 - 0.45) = 23.40 \text{ kNm/ml}$;
- $M(\text{semelle}/O) = 0 \text{ kNm/ml}$;
- $M(\text{voile}/O) = 5 \times 25 \times (0.30 \times (2.15 - 1.75) + 0.15 \times (2.40 - 1.75)) = 27.19 \text{ kNm/ml}$
- $\sum M_i = 50.89 \text{ kNm/ml}$

On en déduit l'excentricité de la semelle : $e = \frac{\sum M_i}{P_T} = \frac{50.89}{318} = 0.16 \text{ m} < \frac{B}{6} = \frac{3.5}{6} \approx 0.59 \text{ m}$. La semelle est donc entièrement comprimée.

⇒ Le mur est stable vis-à-vis du renversement.

⇒ Stabilité au glissement

Vérification au glissement dans les sables : $\frac{P_T \times \tan \phi'}{1.2} > P_\gamma$, soit $\frac{318 \times 0.7}{1.2} = 185.5 \text{ kN/ml} > 81.98 \text{ kN/ml}$.

⇒ La stabilité vis-à-vis du glissement est assurée.

Vérification au glissement dans les limons à court terme : $\frac{B \times c_u}{1.5} > P_\gamma$,

soit $\frac{3.5 \times 80}{1.5} = 186.6 \text{ kN/ml} > 81.98 \text{ kN/ml}$.

⇒ La stabilité vis-à-vis du glissement est assurée à court terme dans les limons.

Vérification au glissement dans les limons à long terme : $\frac{P_T \times \tan \phi'}{1.2} + \frac{B \times c'}{1.5} > P_\gamma$,

soit $\frac{318 \times 0.531}{1.2} + \frac{3.5 \times 5}{1.5} = 152.38 \text{ kN/ml} > 81.98 \text{ kN/ml}$.

⇒ La stabilité vis-à-vis du glissement est assurée à long terme dans les limons.

⇒ Stabilité vis-à-vis du poinçonnement

On doit vérifier : $q'_{ref} \leq \frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_0) \times i_{\delta\beta} + q'_0$

On détermine la capacité portante de la couche limoneuse à court terme :

$$q_u = (\pi + 2) \times c_u + q_0 \Leftrightarrow q_u - q_0 = q'_u - q'_0 = (\pi + 2) \times c_u$$

$$q'_0 = q_0 = 1.5 \times 20 = 30 \text{ kPa} :$$

$$i_{\delta\beta} = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2 = 0.7045 \text{ pour les matériaux purement cohérents} :$$

$$\delta = \arctg\left(\frac{P_\gamma}{P_T}\right) = 0.2523 \text{ rad} = 14.45^\circ$$

On doit donc vérifier que :

$$q'^{ELS}_{ref} \leq \frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_0) \times i_{\delta\beta} + q'_0 = \left[\frac{(\pi + 2) \times 80 - 30}{3} \right] \times 0.7045 + 30 = 119.6 \text{ kPa}$$

La contrainte de référence est donnée par la formule de Meyerhof :

$$q'^{ELS}_{ref} = \frac{P_T}{B - 2e} = \frac{318}{3.5 - 2 \times 0.16} = 100 \text{ kPa}$$

$\Rightarrow$ La stabilité vis-à-vis du poinçonnement est assurée à court terme dans les limons !

Exercice 4 : Fondation et tassements

Le poids volumique de l'argile est de $\gamma_h = 16 \text{ kN/m}^3$ au dessus de la nappe et de $\gamma_{sat} = 18 \text{ kN/m}^3$.

Ses caractéristiques mécaniques à la rupture sont : $c_u = 100 \text{ kPa}$, $\phi' = 30^\circ$, $c' = 30 \text{ kPa}$.

La fondation doit supporter, y compris son poids propre et le poids des terres qui la recouvre, une charge verticale Q de 2270 kN.

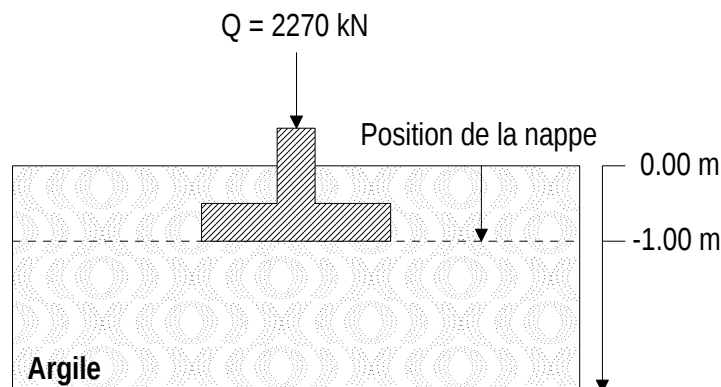


Figure 4.1 : Géométrie de la semelle et hypothèses géotechniques

⇒ La semelle de fondation est carrée. Déterminer la longueur de son côté b , pour que l'on ait, par rapport à la rupture à court terme, un coefficient de sécurité égal à 3. On prendra pour $\varphi' = 30^\circ$, les paramètres suivants : $N_\gamma = 20$, $N_c = 37$, $N_q = 22$.

On doit vérifier : $q'_{ref} \leq \frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_0) \times i_{\delta\beta} + q'_0$

La charge est verticale et centrée donc $i_{\delta\beta} = 1$

$$q_u = (\pi + 2) \times c_u + q_0 \Leftrightarrow q_u - q_0 = q'_u - q'_0 = (\pi + 2) \times c_u = (\pi + 2) \times 100 = 514.16 \text{ kPa}$$

$$q'_0 = q_0 = 1 \times 16 = 16 \text{ kPa} :$$

On a donc à court terme : $q_u = 530.16 \text{ kPa}$

On doit donc vérifier : $q'_{ref} = \frac{Q}{b^2} \leq \frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_0) \times i_{\delta\beta} + q'_0 = \frac{514.16}{3} + 16 \text{ kPa} = 187.54 \text{ kPa}$

On en déduit b : $b = \sqrt{\frac{2270}{187.38}} \approx 3.50 \text{ m}$

⇒ Calculer la pression limite sous la fondation (b ayant la valeur déterminée à la question précédente) dans un comportement à long terme de l'argile et montrer ainsi que le comportement à court terme est plus défavorable.

La capacité portante est donnée par la relation : $q_u = \frac{1}{2} \times \gamma' \times B \times N_\gamma \times s_\gamma + q' \times N_q \times s_q + c \times N_c \times s_c$

Avec : $\begin{cases} s_\gamma = 0.8 \\ s_q = 1 \\ s_c = 1.2 \end{cases}$ pour une semelle carrée

On en déduit la capacité portante de la semelle carrée à long terme :

$$q_u = 0.5 \times 8 \times 3.5 \times 20 + 16 \times 22 + 30 \times 37 = 1742 \text{ kPa} \gg 530.16 \text{ kPa}$$

Nota : Les paramètres N_γ , N_q , N_c donnés intègrent déjà les coefficients de forme. La capacité portante à court terme est bien plus défavorable qu'à long terme.

⇒ Calculer, en supposant que le sol ait un comportement élastique, le supplément de contrainte verticale totale transmis au sol de fondation à une profondeur de 4 m sous le centre de la semelle. On utilisera l'abaque ci-jointe, abaque 4.1.

A 4 m de profondeur le supplément de contrainte est $\Delta q \approx 0.3 \times \frac{Q}{b^2} = 55.6 \text{ kPa}$

⇒ On suppose qu'à partir de cette profondeur de 4 m, la cohésion non drainée de l'argile diminue brusquement. Quelle devra être la valeur minimale de la cohésion non drainée au-dessous de 4 m pour que les conditions de stabilité à court terme de la fondation ne soient pas modifiées ?

A 5 m de profondeur la contrainte verticale totale liée au poids des terres est : $\sigma_v = 16 + 4 \times 18 = 88 \text{ kPa}$.

La contrainte verticale totale à 5 m de profondeur est donc égale à : $\sigma_v^{\text{total}} = \sigma_v + \Delta q = 143.6 \text{ kPa}$

$$\Delta q = q_u - q_0 = q'_u - q'_0 = (\pi + 2) \times c_u \Leftrightarrow c_u = \frac{\Delta q}{(\pi + 2)} = 10.81 \text{ kPa}$$

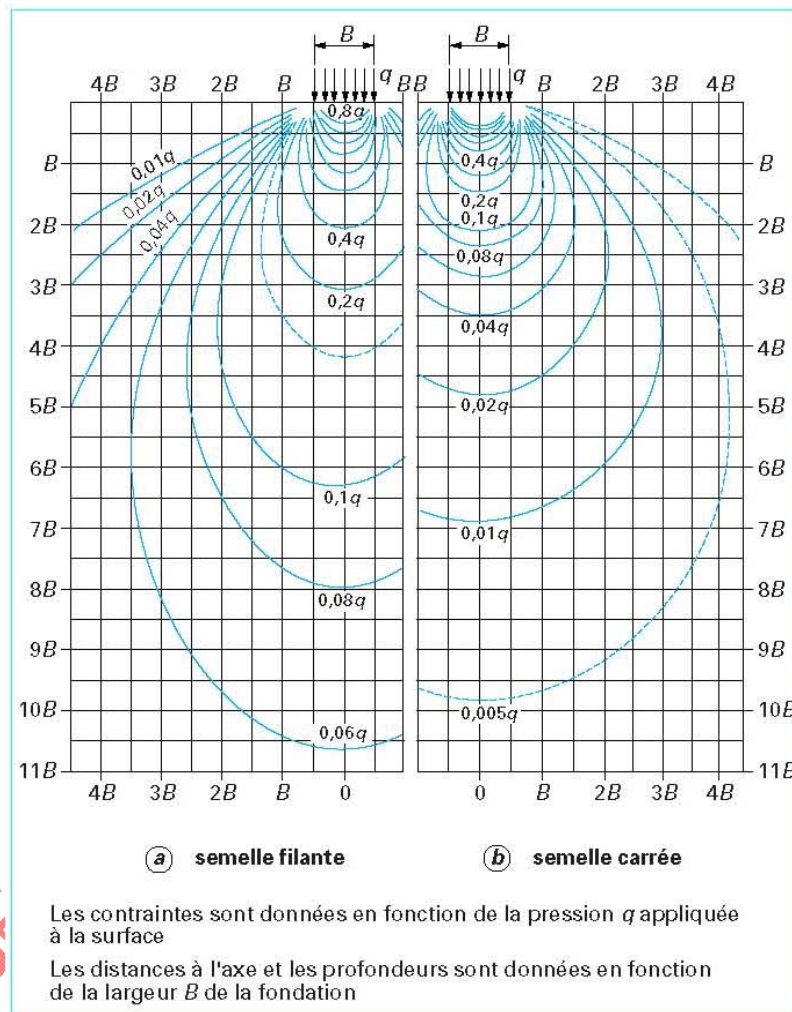


Figure 23 – Courbes d'égales contraintes verticales $\Delta\sigma_v$ sous une fondation, dans un massif homogène, isotrope, semi-infini (d'après [37])

Abaque 4.1 : Courbes d'égales contraintes $\Delta\sigma_v$ sous une fondation, dans un massif homogène, isotrope et semi infini

Exercice 5 : Utilisation du pressiomètre pour le calcul de la capacité portante

Un sable limoneux peu compact a les caractéristiques suivantes :

- $c' = 15 \text{ kPa}$, $\phi' = 30^\circ$, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$;

- Une pression limite nette mesurée au pressiomètre de $p_{\ell}^* = 0.7 \text{ MPa}$ et $E_M/p_{\ell}^* = 10$;
- Un encastrement relatif $D_e/B = 0.5$, l'encastrement réel est $D = 0.8 \text{ m}$.

⇒ Calculer le contrainte de référence à ne pas dépasser sous E.L.S. pour une semelle carrée et une semelle filante ($L \gg B$) supportant une charge verticale centrée ;

⇒ Même question pour une semelle filante supportant une charge centrée inclinée de 10° .

Nota : Pour les deux questions précédentes, il faut vérifier l'inéquation suivante :

$$q'_{\text{ref}} \leq \frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_0) \times i_{\delta\beta} + q'_0$$

Cas de la semelle carrée avec force verticale centrée :

Le sol de fondation est un sable de type A donc $k_p = \left[1 + 0.35 \times \left[0.60 + 0.40 \times \frac{B}{L} \right] \times \frac{D_e}{B} \right]$.

Dans le cas d'une semelle carrée $B = L$ et $D_e/B = 0.50$, ce qui conduit à $k_p = 1.175$.

Le sol étant considéré comme homogène, il vient que $p_{\ell}^* = 700 \text{ kPa}$.

La charge est verticale donc $i_{\delta\beta} = 1$

On en déduit donc : $q'_{\text{ref}} \leq \frac{1.175 \times 700}{3} \times 1 + 0.80 \times 18 = 288.50 \text{ kPa}$

Cas de la semelle filante avec force verticale centrée :

Par rapport au cas précédent, la valeur de k_p change puisque pour une semelle filante $L \gg B$ et $B/L \approx 0$.

On trouve dans ce cas $k_p = 1.105$.

On en déduit donc : $q'_{\text{ref}} \leq \frac{1.105 \times 700}{3} \times 1 + 0.80 \times 18 = 272 \text{ kPa}$

Nota : contrairement à une idée reçue, la capacité portance d'une semelle filante est inférieure à celle d'une

semelle carrée de même dimension transversale. Une semelle carrée mobilise un effet tridimensionnel alors qu'une semelle filante uniquement un effet bidimensionnel.

Cas de la semelle filante avec force verticale inclinée :

Par rapport au cas précédent, seul change la valeur du coefficient minorateur $i_{\delta\beta}$:

$$i_{\delta\beta} = \left[1 - \frac{\delta}{90}\right]^2 \times \left[1 - e^{-\frac{D_e}{B}}\right] + \left[\max\left\{\left(1 - \frac{\delta}{45}\right) 0\right\}\right]^2 \times e^{-\frac{D_e}{B}} = 0.67$$

On en déduit donc : $q'_{\text{ref}} \leq \frac{1.105 \times 700}{3} \times 0.67 + 0.80 \times 18 = 184 \text{ kPa}$

Nota : cet exemple met très clairement en évidence l'influence de l'inclinaison de la force appliquée à la Semelle sur la capacité portante.

CORRIGES TD GEOTECHNIQUE GROUPE B1 2012 2013