Pour toute étude de fondation, deux aspects de stabilité ②, devront se traiter.

* Sécurité vis-à-vis de la rupture ⇒ déterminer q_L
* Tassement sous la contrainte de service . $q \leq q_a$
  ⇒ déformation élastique.

III - Charge limite des Semelles superficielles.

III-1- Analyse qualitative de la rupture ?

Les études sur modèles réduits ont permis de mettre en évidence plusieurs zones de sols dans lesquelles le comportement est différent pendant la rupture.
- Trois zones principales peuvent être distinguées au moment de la rupture.

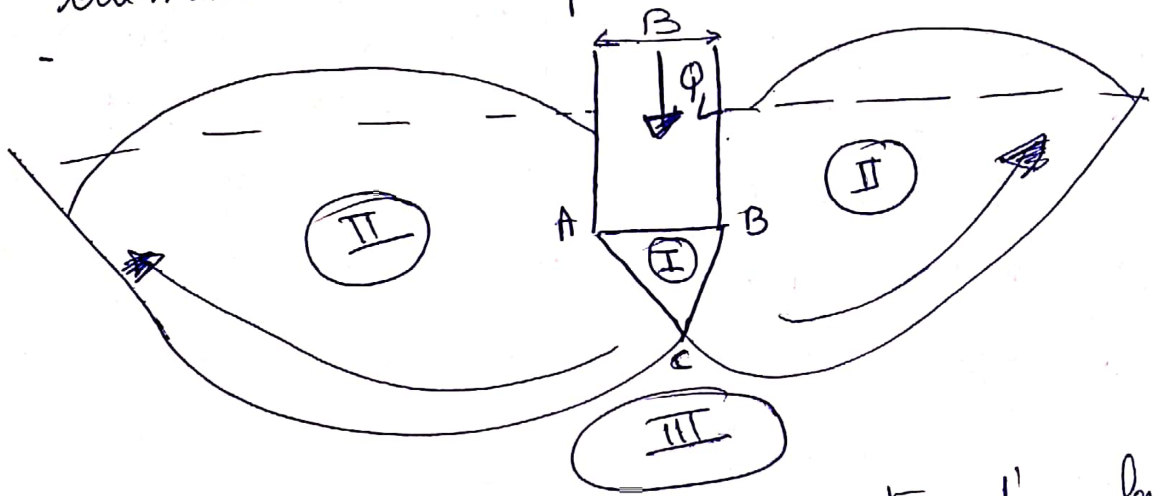
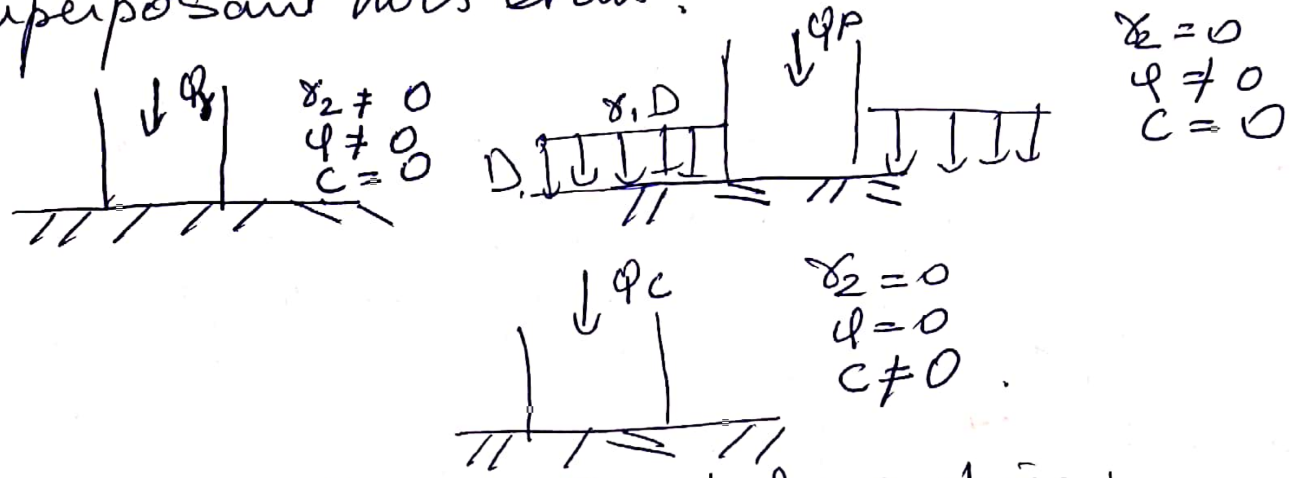


Schéma de rupture d'une fondation

- La zone I : limitée par les points A, B et C, forme un coin, elle est située directement sous la fondation. Le sol dans cette zone se déplace avec la fondation et fait corps avec elle.
- La zone II : est refoulée vers la surface, les déplacements et cisaillements sont très importants. et il se produit une rupture généralisée
- La zone III : Le sol est peu ou pas perturbé par la rupture.

Formule générale de la charge limite :

La charge limite de la fondation est déterminée en superposant trois états :



Décomposition de la rupture :

- Résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle d'où Q_γ et γ_2 poids spécifique des terres sous fondation
- Action des terres au dessus du N.F, qui agissent comme surcharge. γD. d'où Résistance Q_p.
- Action de la cohésion ⇒ charge Q_c.

Enfin $Q_L = Q_\gamma + Q_p + Q_c$

En contrainte $q_L = q_\gamma + q_p + q_c$ avec $\boxed{q_L = \frac{Q_L}{B}}$

~~plusieurs~~ La forme générale pour une semelle continue

$$q_L = \underbrace{0{,}5\ \gamma_2 B N_\gamma}_{\text{Terme de surface}} + \underbrace{\gamma_1 D N_q}_{\text{Terme de profondeur}} + \underbrace{c N_c}_{\text{terme de cohésion}}$$

N_c, N_q et N_γ : Coefficient numérique qui dépendent de l'angle de frottement

Détermination N_γ, N_q et N_c selon A. Caquot et J. Kerisel. Eurocode 7 :

$$N_\gamma = \frac{1}{2}\left[K_p \frac{\cos(\pi/4 - \varphi/2)}{\cos^2(\pi/4 + \varphi/2)} - tg\left(\pi/4 + \frac{\varphi}{2}\right)\right]$$

$$N_q = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi tg\varphi}$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{tg\,\varphi} \quad \text{si } \varphi \neq 0$$

si $\varphi = 0 \Rightarrow N_c = \pi + 2$

Pour une semelle rectangulaire

$$q_L = \rho\,\gamma_2 N_\gamma + \gamma_1 D N_q + \left(1 + 0{,}3\frac{B}{L}\right) c N_c$$

$$\rho = \frac{B}{2\left(1 + \frac{B}{L}\right)}$$

Contrainte admissible :

$$q_a = \frac{q_L}{F_s}$$

on peut trouver aussi : En France, le calcul des fondation superficielle est réglementé par le document technique.

$$q_a = \gamma_1 D + \frac{\rho\,\gamma_2 N_\gamma + \gamma_1 D(N_q - 1) + c N_c}{F_s}$$

$$\rho = \frac{B}{2(1 + B/L)}$$

si L > on a bien $\rho = 0{,}5\,B$.

B Cas des semelles isolées :

Terzaghi a proposé les formules suivants

- Semelle circulaire de diamètre B :

$$q_L = 0{,}3\,\gamma_2 B N_\gamma + \gamma_1 D N_q + 1{,}3\, c N_c$$

semelle carré

$$q_L = 0{,}4\,\gamma_2 B N_\gamma + \gamma_1 D N_q + 1{,}3\, c N_c$$

Equation de Meyerhof (1963) ③

Les équations de la capacité portante vues sont pour des fondations continues, carrées ou circulaires soumises à des charges verticales.

Pour tenir compte de tous les cas qui peuvent se presenter (Semelle rectangulaire, inclinaison de la charge, Fondation inclinée, ---) une forme generale pour l'equation de la capacite portante ultime est suggerée par Meyerhof.

$$q_L = c N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}.$$

F_{cs}, F_{qs}, $F_{\gamma s}$: coefficient de forme.

F_{cd}, F_{qd}, $F_{\gamma d}$: coefficient de profondeur.

F_{ci}, F_{qi}, $F_{\gamma i}$: coefficient d'inclinaison.

Pour φ	Forme.	Profondeur	Inclinaison.
Tout φ.	$F_{cs} = 1+0{,}2 K_p \frac{B}{L}$	$F_{cd} = 1+0{,}2\sqrt{K_p}\frac{D_f}{B}$	$F_{ci} = F_{qi} = \left(1-\frac{\beta}{90}\right)^2$
Pour $\varphi = 10°$	$F_{qs} = F_{\gamma s} = 1$	$F_{qd} = F_{\gamma d} = 1$	$F_{\gamma i} = 1$
Pour $\varphi \geq 10$	$F_{qs} = F_{\gamma s} = 1+0{,}1 K_p \cdot \frac{B}{L}$	$F_{cd} = 1+0{,}4 \tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$	$F_{\gamma i} = \left(1-\frac{\beta°}{\varphi°}\right)^2$

Coefficients de capacité portante :

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot \varphi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan \varphi$$

Coefficients de la forme géométrique de fondation :

Ces coefficients sont empiriques basés sur des essais intensifs aux laboratoires.

Fondation	F_{cs}	F_{qs}	$F_{\gamma s}$
Filante	1	1	1
Rectangulaire	$1+\frac{B}{L}\cdot\frac{N_q}{N_c}$	$1+\frac{B}{L}\tan\varphi$	$1+\frac{0{,}4B}{L}$
Carrée / circulaire	$1+\frac{N_q}{N_c}$	$1+\tan\varphi$	$0{,}6$

Coefficients de profondeur :

Hansen (1970) propose les equations suivantes.

→ pour $(D/B) \leq 1$.

$$F_{cd} = 1 + 0{,}4\, D_f/B$$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\varphi_2 (1-\sin\varphi_2)^2 \frac{D_f}{B}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

→ pour $(D/B) > 1$

$$F_{cd} = 1 + 0{,}4 \tan^{-1}(D_f/B)$$

$$F_{qd} = 1 + 2\tan\varphi_2 (1-\sin\varphi_2)^2 \tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

• **Coefficients d'inclinaison:**

Meyer Hof (1963) suggère les coefficients d'inclinaison suivants:

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta°}{90°}\right)^2$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\varphi}\right)^2$$

} β ~~coefficient~~ inclinaison de la charge sur la fondation par rapport à la verticale)

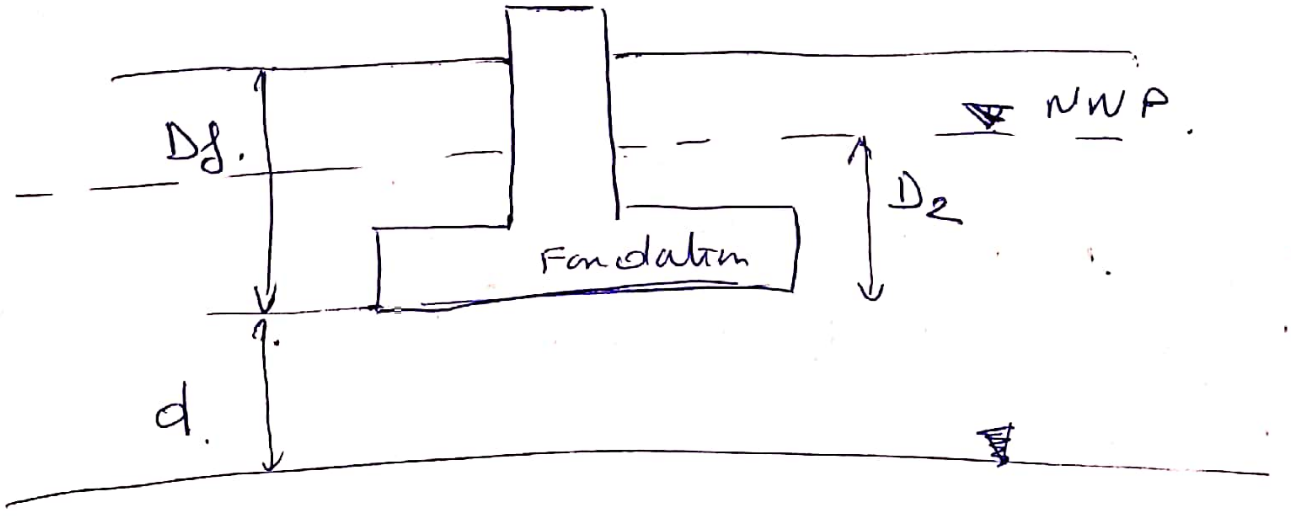
Influence de la nappe phréatique sur la capacité portante

Les équations de la capacité portante ultime exposées par la théorie de Terzaghi sont basées sur l'hypothèse que le niveau de la (N.N.P) est bien au dessous du niveau de la base de la fondation.

Cependant si le N.N.P est proche de la fondation quelques modification de l'équation sont alors necessaire, et cela en fonction de sa position dans le sol.

1 Cas: si la N.N.P est localisé tel que $0 \leq D_1 < D_f$.

alors $q = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{sat} - \gamma_w)$.



2ème cas : si Le N.N.P est localisé tel que $0 \leq d < B$.

$q = \gamma . D . f$.

Le facteur γ dans le dernier terme des équations doit être substitué par le facteur :

$\gamma_e = \gamma' + \frac{d}{B} (\gamma - \gamma')$.

3ème cas : si Le N.N.P est situé dans le sol tel que $d \geq B$.

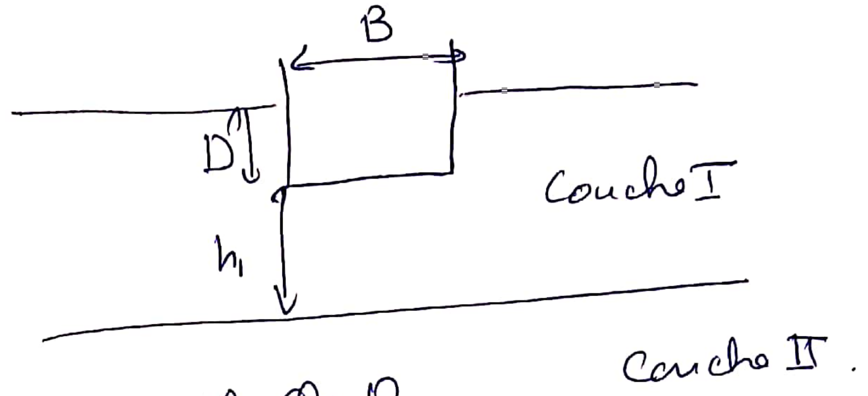
La N.N.P n'aura aucune effet sur la capacité portante.

2ème cas :

$q_u = cN_c + qN_q + 0{,}4 \gamma . B . N\gamma$.

$= cN_c + qN_q + 0{,}4 \gamma_e B N \gamma$.

*Semelle superficielle ancrées dans un bicouche,



Argile $\varphi_u = 0$
$C_u \neq 0$.

Définition du bicouche,

Certains accidents ont conclus de près le problème à partir d'essais sur modèle réduit et de considérations théoriques, Tcheng est parvenu aux résultats suivant.

1) $\frac{h_1}{B} < 1,5$ La semelle poinçonne la couche I tout se passe comme si celle-ci reposait directement sur l'argile de la couche II.

$$q_L = \gamma_1 D + \left(\frac{(2+\pi) \cdot C_u}{1 - 0,3 \frac{h_1}{B}} \right).$$

2) si $\frac{h_1}{B} > 3,5$

L'influence de la couche II est negligeable.

3. Si $1,5 < \frac{h_1}{B} < 3,5$

Les contraintes se répartissent comme indiqués sur la figure ci dessus

Rupture à court terme et à long terme ;

Le comportement d'un sol fin saturé différent suivant ~~que les~~ (la presence de la Nappe phre) que les excès de pressions interstitielle provoqué par l'application des charges ont eu ou non le temps de se dissiper :

- Le calcul à court terme : fait intervenir les contraintes totals et les caractéristique non drainé du sol ($C = C_u$ et $\varphi = \varphi_u$).
- Le calcul à long terme : fait intervenir les contraints effectives et les caractéristique drainé ($C = C'$ et $\varphi = \varphi'$)

à court terme $q_L = \gamma_{sat} D + (\pi + 2) C_u$

puisque $N_\gamma = 0$ et $N_q = 1$ pour $\varphi = 0$

A Long terme :

$$q_L = \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma \varphi' + \gamma' D N_q + C' N_c$$

Le dimensionnement à court terme et genalement plus défavorable que celui à Long terme.

Fondations combinées rectangulaires :

Souvent les fondations de deux poteaux voisins sont très proches et leurs bulbes de contraintes chevauchent ce qui entraîne une répartition non uniforme dans le sol. Afin d'éviter ce genre de situation, les poteaux sont construits sur une même semelle dont les dimensions sont (B×L).

Les dimensions de la semelle jumelée peuvent être déterminées comme suit :

1- Déterminer la surface de fondation.

$$A = \frac{Q_1 + Q_2}{Q_{adm}}$$

2) - Déterminer la position de la résultante des charges des poteaux

$$X = \frac{Q_2 L_2}{Q_1 + Q_2}$$

3) pour une distribution uniforme des pressions dans le sol, la résultante doit passer par le centre de gravité de la fondation donc.

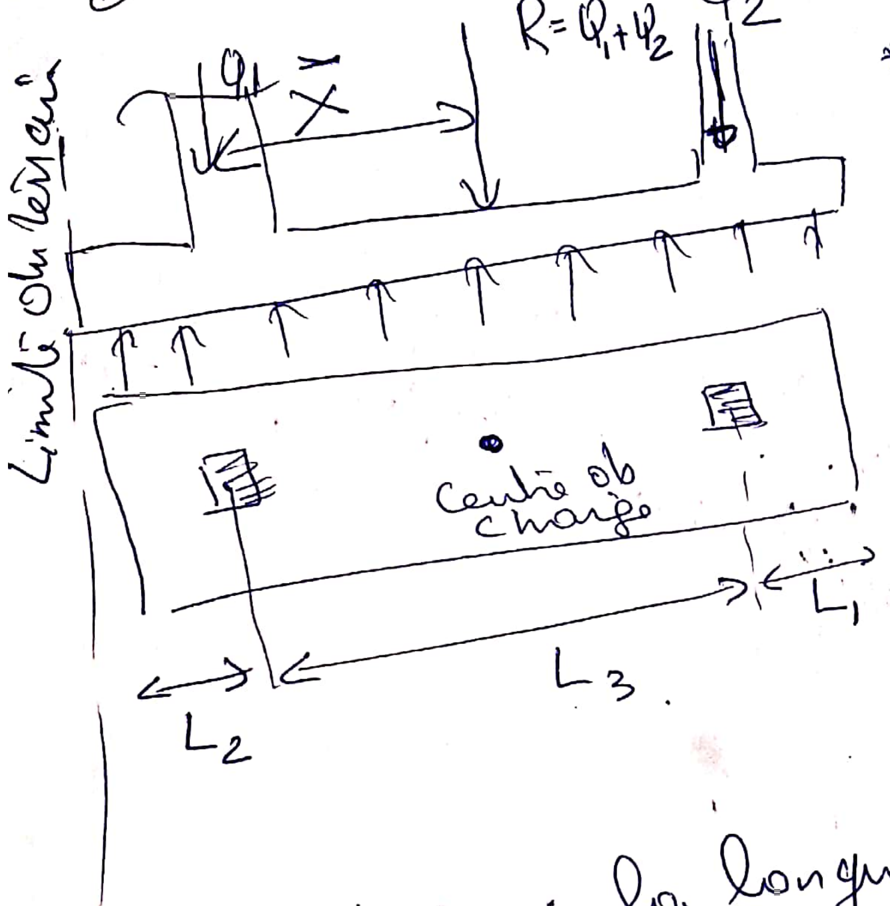
$$L = 2(L_2 + X)$$

L : Longueur de la fondation.

4) Déterminer $L_1 = L - L_2 - L_3$

Semelle Combinées - Rectangulaire :

On utilise parfois une seule semelle pour reprendre les charges de deux colonnes. Ceci peut être le cas lorsque deux colonnes sont très rapprochés ou losque une colonne est située à la limite du terrain.



Procedure :

* Trouver le point d'application de la Resultante R.

$$\bar{X} = \frac{Q_2 L_3}{Q_1 + Q_2}$$

* La Resultante de forces doit passer par le centre de fondation.

$$L = 2(L_2 + \bar{X}).$$

* Determiner la longueur L_1 :

$$L_1 = L_2 + 2\bar{X} - L_3$$

* Faire la Conception de la fondation B et L

$$q_{app} = \frac{Q_1 + Q_2}{L \cdot B} = \frac{q_{ul}}{F.S} = q_{adm}$$