

Chapitre 6

POUSSÉE ET BUTÉE - MURS DE SOUTÈNEMENT

6.1 - ÉTAT DES SOLS AU REPOS

A la profondeur z sous un remblai indéfini :

. la contrainte effective verticale (sur une facette horizontale) est

$$\sigma'_v = \gamma' z$$

. la contrainte horizontale (sur une facette verticale) est :

$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$ s'il n'y a pas de déplacement latéral, K_0 étant, par définition, le coefficient de poussée du sol au repos (figure 32).

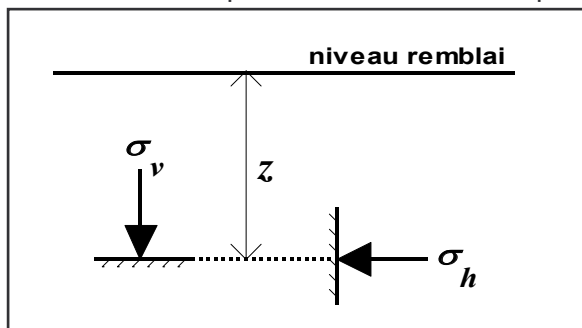


Figure 32 - contrainte au repos

Pour un sable, JAKY a montré expérimentalement que $K_0 = 1 - \sin\varphi$.
Pour les argiles molles et les vases, $K_0 = 1$. Pour les argiles normalement consolidées, $K_0 \approx 0,5$.

6.2 - NOTION DE POUSSÉE ET DE BUTÉE

Imaginons un écran mince vertical lisse dans un massif de sable. Il est soumis par définition à la poussée au repos. En supprimant le demi massif de gauche, et en déplaçant l'écran parallèlement à lui même vers la droite, il se produit un équilibre dit de butée (ou passif). En le déplaçant vers la gauche, il se produit un équilibre de poussée (ou actif). La figure 33 représente la force horizontale F à appliquer à cet écran pour le déplacer d'une longueur ε .

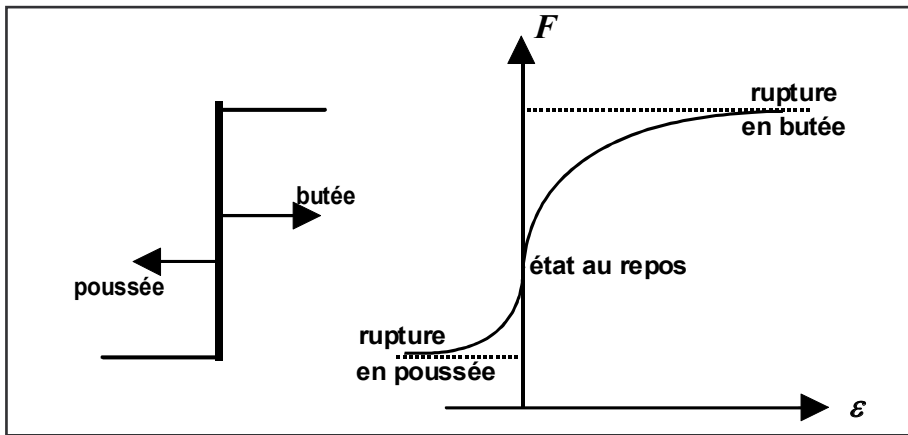


Figure 33 : principe de la poussée et de la butée

6.3 - THÉORIE DE COULOMB (1773)

Cette théorie, déjà ancienne, permet la détermination de la force de poussée s'exerçant sur un écran d'orientation verticale ou inclinée (voir la figure 34).

Hypothèses : - le sol est homogène et isotrope ;

- le mur est rigide ;

- la surface de rupture est plane ;

- l'angle de frottement δ entre le mur et le sol est connu

(δ est l'angle entre la résultante des forces de poussée et la perpendiculaire au mur) ;

- la cohésion n'est pas prise en compte.

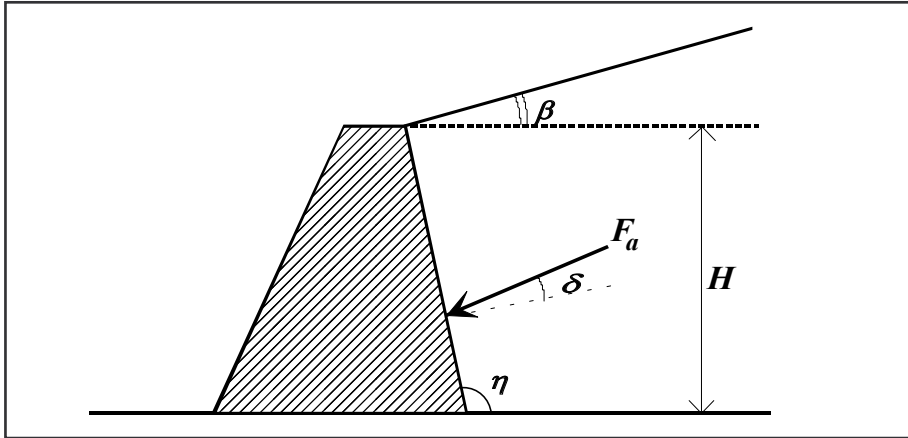


Figure 34 - poussée sur un mur selon Coulomb

$F_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$ où K_a coefficient de poussée, est donné par la formule de Poncelet : $K_a = \frac{\sin^2 (\eta - \varphi)}{\sin^2 \eta \cdot \sin (\eta - \delta)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + \delta)}{\sin(\eta + \delta) \cdot \sin(\eta - \beta)}} \right]^{-2}$

Pour $\beta = 0$, $\eta = \pi/2$ et $\delta = 0$ (mur lisse), on obtient :

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

6.4 - THÉORIE DE RANKINE (1860)

Hypothèses :

- le sol est isotrope ;
- le mur ne modifie pas la répartition des contraintes verticales :

$$\sigma_v = \gamma \cdot h \text{ pour un sol à surface horizontale ;}$$

$\sigma_v = \gamma \cdot h \cdot \cos \beta$ pour un sol à surface inclinée d'un angle β sur l'horizontale.

Nous considérerons seulement le cas d'un écran vertical.

Pour les sols pulvérulents ($c = 0$) et à surface horizontale.

La contrainte de poussée (active) est $\sigma_a = K_a \gamma.h$ avec :

$K_a = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ valeur identique à celle donnée par la théorie de Coulomb avec les mêmes hypothèses. Cette formule se vérifie simplement sur le graphique de Mohr de la figure 35 où $IA = OA.\sin\varphi$.

De même, la contrainte de butée (passive) est $\sigma_p = K_p \gamma.h$ avec :

$$K_p = 1/K_a = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Pour les sols purement cohérents ($\varphi = 0$).

$$K_a = 1 - 2 \frac{c}{\gamma.h} \quad K_p = 1 + 2 \frac{c}{\gamma.h}$$

Pour les sols cohérents et frottants.

Un changement d'origine sur l'axe des σ tel que $OO' = H.\cot \text{an}\varphi$ ramène au cas d'un sol sans cohésion.

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \frac{c}{\gamma.h} \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) + 2 \frac{c}{\gamma.h} \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

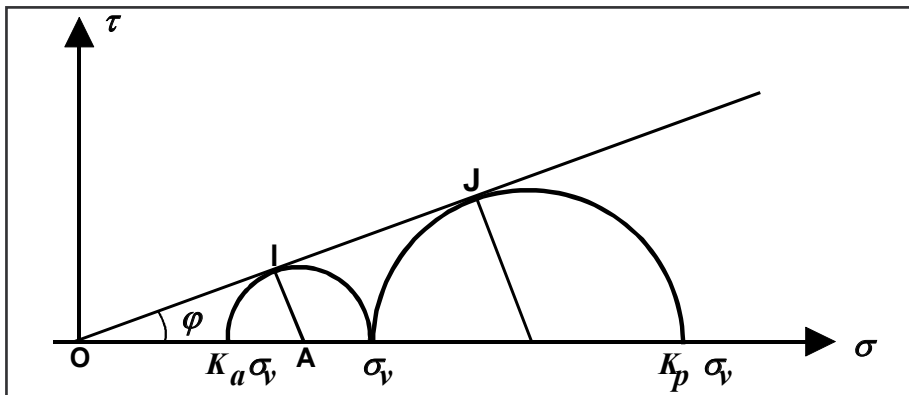


Figure 35 - représentation des états de poussée et de butée dans le plan de Mohr

6.5 - CALCUL DES EFFORTS SUR UN MUR VERTICAL

Les forces de poussée et de butée sont obtenues par intégration :

$$F_a = \int_0^H K_a \cdot \gamma \cdot h \cdot dh = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (\text{La dernière égalité n'est valable que pour un sol pulvérulent car } K_a \text{ est alors indépendant de } h).$$

De même, $F_p = \frac{1}{2} K_p \cdot \gamma \cdot H^2$, si le sol est pulvérulent.

Plans de rupture

Le diagramme de Mohr (voir figure 36) montre que les surfaces de rupture, qui se développent dans le massif en terre, font avec la direction de la contrainte principale majeure un angle de :

$$\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \text{ pour la poussée (point } I \text{) ;}$$

$$\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \text{ pour la butée (point } J \text{).}$$

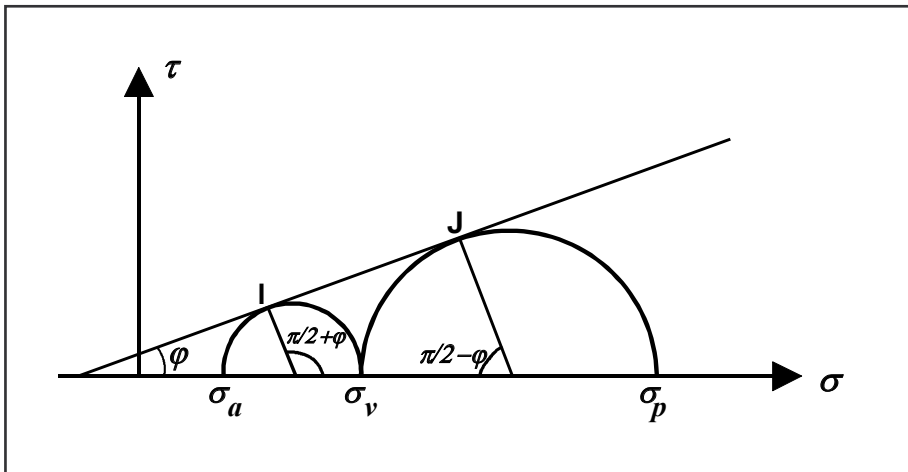


Figure 36 - surfaces de rupture en poussée et en butée

6.6 - ÉTAPES DU CALCUL MODERNE D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT

La démarche est identique à celle qui est plus complètement détaillée au paragraphe 7.2, concernant le calcul des fondations superficielles. Elle s'appuie sur les « règles Techniques de Conception et de Calcul des Fondations des Ouvrages de génie civil », C.C.T.G.¹ applicable aux marchés publics de travaux - fascicule 62 - titre V. Il est fait appel aux notions récentes de calculs aux états limites : état limite de service (ELS) et état limite ultime (ELU). Ces deux états marquent le passage d'un ouvrage sûr et efficace à un ouvrage ne remplissant plus correctement sa fonction (ELS), puis à un ouvrage avec risque de rupture (ELU).

La démarche comporte les étapes suivantes :

- 1) analyse des zones où s'exercent poussée et butée ;
- 2) calcul des contraintes et des actions ;
- 3) calcul des combinaisons d'actions en ELS et en ELU ;
- 4) calcul de l'excentricité $e=M/N$;
- 5) vérification de la stabilité au glissement (ELU) ;
- 6) vérification de la stabilité au poinçonnement (ELS et ELU) ;
- 7) stabilité au renversement : vérifier pour ELU $e < 0,45.B$
(B = largeur de la base de la fondation) ;
- 8) non-décompression du sol : vérifier pour ELS $e < B/6$;
- 9) stabilité vis-à-vis d'un glissement général ;
- 10) calcul des tassements prévisibles (cf. chapitre 5).

Le lecteur se reportera au paragraphe 7.2 pour les calculs détaillés liés à chacune des étapes décrites ci-dessus.

¹ CCTG : cahier des clauses techniques générales

Chapitre 7

FONDATIONS SUPERFICIELLES

On appelle ainsi des fondations telles que la profondeur d'encastrement (D) reste inférieure à 5 ou 6 fois la largeur de la fondation (B).

7.1 - CALCUL D'UNE FONDATION PAR LA THÉORIE DE LA PLASTICITÉ

Sauf spécification contraire dans le texte, on étudie dans ce paragraphe le cas d'une semelle filante de longueur infinie, de largeur B et supportant une charge P par mètre de longueur.

Prandtl a étudié la rupture sous une fondation rugueuse, à partir de la théorie de Rankine en considérant un schéma de rupture (figure 37), avec un coin de sol sous la fondation en état de poussée et un coin en état de butée. q_u' est la contrainte qui provoque la rupture (u pour ultime).

Nota : le calcul des fondations par la théorie de Prandtl est de moins en moins utilisé en France. Les recommandations du fascicule 62 - titre V traitées au paragraphe 7.2 n'en font d'ailleurs pas état.

7.1.1- Sol pulvérulent non pesant et semelle enterrée

Le sol environnant applique une surcharge uniforme $\gamma.D$ au plan passant par la base de la semelle (figure 37). Selon Prandtl, le sol sous la fondation est en rupture de poussée, les lignes de rupture étant des droites inclinées de $\pi/4+\varphi/2$ sur l'horizontale.

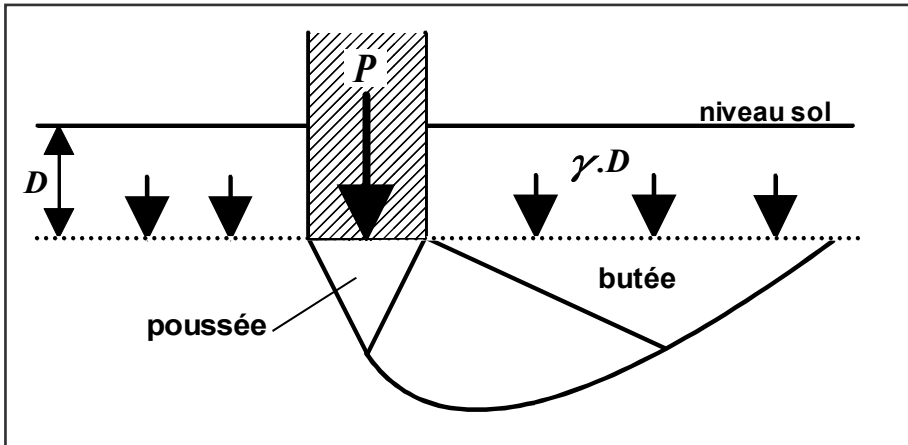


Figure 37 - coins de poussée et de butée lors d'une rupture plastique

De part et d'autre de la fondation, le sol est en rupture de butée, les lignes de rupture étant inclinées de $\pi/4-\pi/2$ sur l'horizontale, c'est à dire perpendiculaires aux précédentes. Toujours selon la théorie de Prandtl, la contrainte qui provoque la rupture est :

$$q'_u = \gamma.D.N_q \text{ avec } N_q = \tan^2 \left[\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right] . e^{\pi \tan \varphi}$$

7.1.2 - Sol pulvérulent, pesant

Ajouter au terme précédent : $q'_u = \gamma \frac{B}{2} N_\gamma$. Les valeurs du coefficient N_γ figurent au tableau 7 ci-après en fonction de φ .

7.1.3 - Sol non pesant, cohérent et frottant

Selon le principe déjà vu au 6.4, on se ramène au cas sans cohésion du 7.1.1 en appliquant une surcharge $H = c \cdot \cotan \varphi$ à la fois au sol environnant et à la semelle elle même.

$$\text{D'où: } q'_u + H = H \cdot N_q \text{ soit } q'_u = c \cdot N_c \text{ avec } N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi} .$$

7.1.4 - Sol à la fois pesant, cohérent et frottant

Finalement, la formule générale donnant la pression limite est :

$$q'_u = \frac{P}{B} = \gamma \cdot D \cdot N_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + c \cdot N_c$$

N_q , N_γ et N_c sont donnés en fonction de φ , dans le tableau 7 ci-après, pour des fondations rugueuses.

φ	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
N_q	1,0	1,6	2,7	4,4	7	13	22	41	81	173
N_γ	0,0	0,5	1,2	2,5	5,0	10	20	43	100	300
N_c	5,1	6,9	9,1	13	18	25	37	58	96	172

Tableau 7 - Valeurs des coefficients N_q , N_γ , N_c

7.1.5 - Cas particuliers

Rupture à court terme dans un sol argileux

Le sol est caractérisé par son poids volumique γ , sa cohésion non drainée c_u , et l'angle de frottement interne $\varphi_u = 0$.

$$N_q(0) = 1 \quad N_\gamma(0) = 0 \quad N_c(0) = 5,14$$

$$\text{D'où : } q'_u = \gamma \cdot D + 5,14 \cdot c_u$$

Fondation carrée

$$q_u' = \gamma \cdot D \cdot N_q + 0,8 \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + 1,3 \cdot c \cdot N_c$$

Fondation circulaire

$$q_u' = \gamma \cdot D \cdot N_q + 0,6 \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + 1,3 \cdot c \cdot N_c$$

Chargement vertical excentré

Si e est l'excentrement de la charge, respectant $e < B/6$ (pas de tractions), la formule du 7.1.4 devient :

$$q_u' = \left[1 - 2 \frac{e}{B} \right] (\gamma \cdot D \cdot N_q + c \cdot N_c) + \left[1 - 2 \frac{e}{B} \right]^2 \gamma \frac{B}{2} N_\gamma$$

Chargement incliné et centré

Si α désigne l'angle d'inclinaison du chargement, en degrés, la formule du 7.1.4 devient :

$$q_u' = \left[1 - 2 \frac{\alpha}{90^\circ} \right] (\gamma \cdot D \cdot N_q + c \cdot N_c) + \left[1 - 2 \frac{\alpha}{\varphi} \right]^2 \gamma \frac{B}{2} N_\gamma$$

7.1.6 - Calcul de la contrainte admissible

Il est appliqué un coefficient de sécurité sur q_u' , généralement pris égal à 3 :

$$\sigma'_{adm} = \gamma \cdot D + \frac{q_u' - \gamma \cdot D}{3}$$

Il suffit alors de vérifier que la charge P par mètre de longueur est telle que : $P \leq B \cdot \sigma'_{adm}$.

7.2 - CALCUL MODERNE D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE

La méthode est celle détaillée dans les « Règles Techniques de Conception et de Calcul des Fondations des Ouvrages de génie civil ». C.C.T.G. applicable aux marchés publics de travaux - Fascicule 62 - Titre V. Ces règles ont déjà été évoquées en 6.6 pour le calcul d'un mur de soutènement. Contrairement au paragraphe 7.1, nous considérons une semelle de longueur L quelconque.

7.2.1 - Démarche générale du calcul de la fondation

7.2.1.1 - Les calculs justificatifs sont conduits suivant la théorie des états limites. Un «état limite» est celui pour lequel une condition requise est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

Sont distingués :

- les états limites ultimes (ELU) au-delà desquels il y a risque de rupture ;
- les états limites de service (ELS) au-delà desquels l'ouvrage ne serait plus susceptible de remplir sa fonction (par exemple déformations excessives).

La justification de la structure doit être envisagée pour différentes situations parmi lesquelles :

- les situations en cours de construction ;
- les situations en cours d'exploitation ;
- les situations accidentelles, telles que les séismes.



7.2.1.2 - Pour former les combinaisons et évaluer les sollicitations de calcul, les actions sont classées en :

- actions permanentes, notées G :

G_{max} actions permanentes défavorables ;

G_{min} actions permanentes favorables ;

- actions variables, notées Q parmi lesquelles les charges d'exploitation ;

- actions accidentelles, notées F_A , parmi lesquelles les séismes.

Pour chaque combinaison d'actions, il y a lieu de considérer les situations pouvant s'avérer les plus défavorables vis-à-vis de l'effet recherché.

7.2.1.3 - Les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

A/ Vis-à-vis des états limites ultimes (rupture)

- Combinaisons fondamentales (expression simplifiée)

$$1,125. S \{ 1,2. G_{max} + 0,9. G_{min} + 1,0. G_w + 1,33. Q_k \}$$

$S \{ a + b \}$ symbolise la sollicitation résultant de la combinaison des actions a et b .

G_{max} actions permanentes défavorables

G_{min} actions permanentes favorables

G_w actions des pressions hydrostatiques ¹

Q_k valeur caractéristique des actions variables

¹ L'eau peut se traduire par des pressions statiques, notées G_w et par des actions hydrodynamiques notées Q_w . Le fascicule 62 ne s'appliquant qu'aux cas où l'eau dans le sol est en équilibre ou quasi-équilibre hydrostatique (c'est-à-dire que l'effet des gradients est négligeable), les actions dues à l'eau sont en général permanentes, G_w .

- Combinaisons accidentelles (expression simplifiée)

$$S \{ G_{max} + G_{min} + G_w + F_A + Q_k \}$$

B/ Vis-à-vis des états limites de service

- Combinaisons fréquentes (expression simplifiée)

$$S \{ G_{max} + G_{min} + G_w + Q_k \}$$

7.2.1.4 - Pour chaque combinaison d'actions, le calcul des composantes M , N et T de la sollicitation résultante conduit à la valeur de l'excentricité $e = M/N$ du point d'application de la sollicitation résultante par rapport au centre de la fondation. (M moment par rapport au centre de la fondation, N et T composantes normale et tangentielle de la résultante).

7.2.1.5 - On calcule ensuite une contrainte de référence (appliquée par la structure sur le sol) selon un modèle d'interaction sol-structure (voir figure 39) :

- modèle de Navier : répartition triangulaire ou trapézoïdale de la contrainte ;
- modèle de Meyerhof : contrainte homogène appliquée sur une partie seulement de la surface.

7.2.1.6 - Il reste enfin à justifier la fondation par rapport aux différents mécanismes de rupture envisageables :

- a) état limite ultime de mobilisation de la capacité portante du sol ;
- b) état limite de service pour la mobilisation du sol ;
- c) état limite ultime de renversement ;
- d) état limite de service de décompression du sol ;
- e) état limite ultime de glissement ;

f) état limite ultime de stabilité d'ensemble ;

g) états limites concernant le matériau de construction (pour mémoire ; voir le BAEL règlement de calcul de Béton Armé aux Etats Limites).

7.2.2 - Classification des sols

Les sols sont reconnus de préférence par des essais in-situ : pénétromètre statique et/ou pressiomètre Ménard (cf. § 2.9). La classification présentée ci-après au tableau 8 sera ensuite utilisée pour estimer la résistance des sols, comme nous allons le voir au § 7.2.3.

Nature des terrains		Pressiomètre P_l (MPa)	Pénétromètre q_c (MPa)
ARGILES - LIMONS	A argiles et limons mous	< 0,7	< 3,0
	B argiles et limons fermes	1,2- 2,0	3,0- 6,0
	C argiles très fermes à dures	> 2,5	> 6,0
SABLES - GRAVES	A lâches	< 0,5	< 5
	B moyennement compacts	1,0- 2,0	8,0- 15
	C compacts	> 2,5	> 20
CRAIES	A molles	< 0,7	< 5
	B altérées	1,0- 2,5	> 5
	C compactes	> 3,0	-

P_l est la pression limite et q_c est la résistance de pointe.

Tableau 8 - critères de classification des sols (d'après fascicule 62)

7.2.3 - Etapes de calcul d'une fondation superficielle

Tout d'abord, les dimensions (D , B , L) de la fondation sont fixées a priori. Il s'agit de vérifier si cette fondation convient.

7.2.3.1 - Le sol en place est étudié à partir des résultats d'essais in situ cités au § 7.2.2 ou, faute de mieux, à partir d'essais de laboratoire (triaxiaux sur échantillons intacts). Puis est calculée la contrainte de rupture du sol q'_u sous charge verticale centrée par les formules du

§ 7.1 à partir des essais de laboratoire ou à partir des essais in situ comme indiqué ci-après.

a) A partir de l'essai pressiométrique (cf. paragraphe 2.9.3)

$$q'_u - q'_0 = k_p \cdot P^*_{le}$$

q'_0 est la contrainte effective due au poids des terres au niveau de la fondation.

P^*_{le} est la pression limite nette équivalente, obtenue en lissant les pressions limites P_l sur une épaisseur de $1,5 \cdot B$ sous la fondation.

k_p est le facteur de portance lié à l'essai pressiométrique, donné par le tableau 9 ci-après.

Nature des terrains	k_p
ARGILES et LIMONS A, CRAIES A	$0,8 \left[1 + 0,25 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D}{B} \right]$
ARGILES et LIMONS B	$0,8 \left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D}{B} \right]$
ARGILES C	$0,8 \left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D}{B} \right]$
SABLES A	$\left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D}{B} \right]$
SABLES et GRAVES B	$\left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D}{B} \right]$
SABLES et GRAVES C	$\left[1 + 0,80 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D}{B} \right]$
CRAIES B et C	$1,3 \left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D}{B} \right]$
MARNES, MARNO CALCAIRES, ROCHES ALTÉRÉES	$\left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D}{B} \right]$

B, L, D sont les largeur, longueur et profondeur de la fondation.

Tableau 9 - valeurs du facteur de portance k_p (d'après fascicule 62, titre V)

b) A partir de l'essai au pénétromètre statique (cf. paragraphe 2.9.2)

$$q'_u - q'_0 = k_c \cdot q_{le}$$

q_{ce} est la résistance de pointe lissée équivalente (résistances de pointe q_c lissées sur une épaisseur d'environ $2.B$ autour du niveau de la fondation).

k_c est le facteur de portance lié à l'essai pénétrométrique ; il dépend de la nature du sol de fondation (tableau 10 ci-après).

Nature des terrains	k_c
ARGILES et LIMONS	$0,32 \left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D}{B} \right]$
SABLES A	$0,14 \left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D}{B} \right]$
SABLES et GRAVES B	$0,11 \left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D}{B} \right]$
SABLES et GRAVES C	$0,08 \left[1 + 0,80 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D}{B} \right]$
CRAIES B	$0,17 \left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D}{B} \right]$

B, L, D sont les largeur, longueur et profondeur de la fondation.

Tableau 10 - valeurs du facteur de portance k_c (d'après fascicule 62, titre V)

7.2.3.2 - Calculer les actions en distinguant entre actions permanentes, variables (et accidentelles).

7.2.3.3 - Calculer les sollicitations résultant des combinaisons de ces actions (§ 7.2.1.3).

7.2.3.4 - Pour chaque combinaison d'action, calculer les composantes M, N et T de la sollicitation résultante.

M : moment par rapport au centre de la fondation ;

N : composante normale à la surface de la fondation ;

T : composante tangentielle à la surface de la fondation.

D'où la valeur de l'excentricité $e = M/N$ (cf. figure 38).

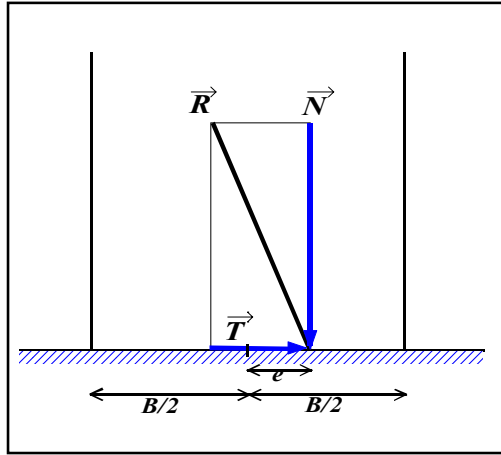
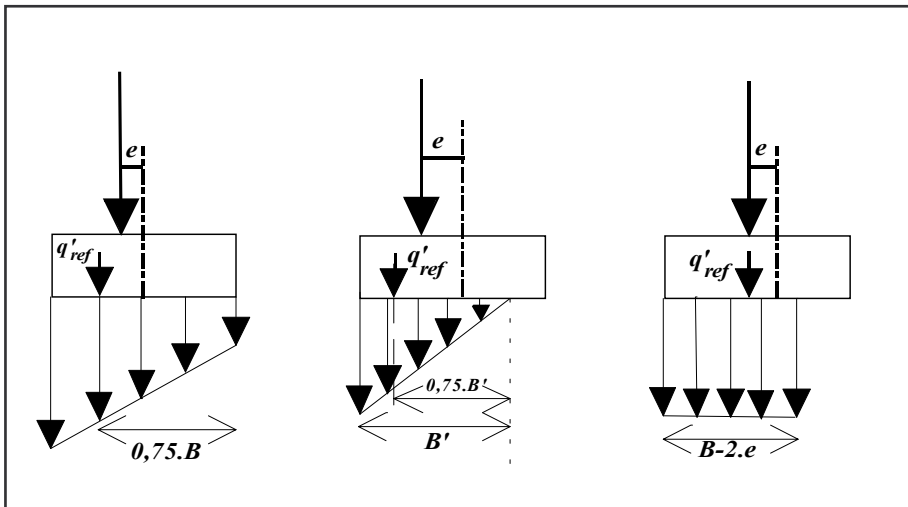


Figure 38 - représentation de la sollicitation résultante pour une fondation de largeur B

7.2.3.5 - Calculer q'_{ref} contrainte de référence selon l'un des modèles de la figure 39 :



Modèle de Navier

Modèle de Meyerhof

Figure 39

calcul de la contrainte de référence pour une fondation de largeur B

Pour le modèle trapézoïdal, si $e < B/6$ (semelle entièrement comprimée) : $q'_{ref} = N.(1+3.e/B)/B$.

Pour le modèle de Meyerhof : $q'_{ref} = N / (B - 2.e)$.

7.2.3.6 - Connaissant la contrainte de rupture q'_u , vérifier que la contrainte de référence q'_{ref} est admissible selon les différents mécanismes de rupture envisageables.

a) Etat limite ultime de mobilisation de la capacité portante du sol.

Pour chaque combinaison (fondamentale ou accidentelle) d'actions :

$$q'_{ref} \leq (q'_u - q'_o) \cdot i_{\delta\beta} / 2 + q'_o$$

q'_o est la contrainte verticale effective préexistant dans le sol au niveau de la fondation.

$i_{\delta\beta}$ est un coefficient minorateur tenant compte de l'inclinaison δ de la charge et de la géométrie du sol (fondation sur pente d'angle β avec l'horizontale).

b) Etat limite de service pour la mobilisation du sol

$$q'_{ref} \leq (q'_u - q'_o) \cdot i_{\delta\beta} / 3 + q'_o$$

c) Etat limite ultime de renversement

Le sol doit rester comprimé sous au moins 10 % de la surface totale de la fondation. Cela revient à la condition $e < 0,45.B$ déjà vue pour les soutènements (§ 6.6). Cet état limite n'est pas à prendre en compte dans le cas des fondations sur terrain meuble.

d) Etat limite de service de décompression du sol

Le sol doit être entièrement comprimé sous combinaisons fréquentes, ce qui se traduit par la condition $e < B/6$ (règle du tiers central).

e) *Etat limite ultime de glissement*

Pour chaque combinaison d'actions, vérifier que : $T \leq \frac{N \cdot \tan \varphi'}{1,2} + \frac{c' \cdot A'}{1,5}$

N et T désignent les composantes normale et tangentielle de la résultante des actions appliquées à la fondation. φ' et c' désignent l'angle de frottement et la cohésion du sol de fondation ou de l'interface sol/ouvrage. A' est la surface comprimée de la fondation :

$$A' = (B - 2 \cdot e) \cdot L$$

f) Dans le cas d'une fondation en tête de talus ou sur pente, il faut envisager le *mécanisme de rupture d'ensemble du massif*. La justification se fait par un calcul des efforts résistants et des efforts moteurs le long d'une ligne de rupture supposée en général circulaire (méthodes de Fellenius ou de Bishop). Pour la ligne de rupture la plus défavorable, le massif doit rester stable ($F \geq 1$ au sens du paragraphe 4.3.) en considérant les paramètres de calcul φ_d et c_d tels que :

$$\tan \varphi_d = \frac{\tan \varphi'}{1,2} \text{ et } c_d = \frac{c'}{1,5} .$$

7.2.3.7 - Si, avec les dimensions de fondation initialement adoptées, la fondation n'est pas justifiée vis-à-vis de tous les mécanismes de rupture, il faut augmenter les dimensions de la fondation (largeur B et/ou profondeur D) et retourner à l'étape 7.2.3.1. Si la sécurité est trop largement vérifiée, on peut diminuer les dimensions de la fondation et retourner aussi à l'étape 7.2.3.1.

Chapitre 8

FONDATIONS PROFONDES

8.1 - INTRODUCTION

On appelle ainsi des fondations telles que la profondeur d'encastrement (D) est supérieure à 5 ou 6 fois la largeur de la fondation (B). En fonction de leur mode de réalisation, sont distingués plusieurs types de pieux, qui sont différents également dans leur comportement :

- les pieux battus ou vibro-foncés sont des pieux préfabriqués en béton armé ou en acier ; ils sont mis en place par battage avec un mouton ou par vibrofonçage, ce qui remanie profondément le sol environnant ;
- les pieux moulés sont réalisés par forage préalable d'un trou dans lequel on coule du béton ; le sol environnant est donc très peu remanié ;
- entre ces deux types extrêmes, il existe toute une série de réalisations intermédiaires.

Le comportement d'un pieu isolé est complexe dans la mesure où il peut être soumis à différents modes de sollicitations :

- chargement axial ;
- traction ;
- sollicitations transversales.