

LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

- 7.1 Introduction
- 7.2 Etats d'équilibre dans un sol
- 7.3 Etude de la poussée et de la butée
- 7.4 Calcul des murs de soutènement et modalités constructives
- 7.5 Dimensionnement des palplanches et des parois moulées
- 7.6 Prise en compte des surcharges
- 7.7 Application

7.1 Introduction

Les ouvrages de soutènement sont destinés à retenir les massifs de terre qui, dans des conditions géométriques données, ne présentent pas une stabilité satisfaisante vis à vis du glissement. Par exemple, en vue de réaliser une fouille de grande profondeur, il est nécessaire de prévoir un blindage des parois pour éviter l'effondrement des terres sous l'action de leur poids propre.

Le but de ce chapitre est de déterminer les pressions exercées par le sol sur les soutènements et réciproquement avec l'hypothèse de déformation plane. On traite aussi le calcul et le dimensionnement des ouvrages suivants : les murs de soutènement, les rideaux de palplanches, et les parois moulées.

7.2 Etats d'équilibre dans un sol

7.2.1 Pression latérale des terres au repos

Soit un massif semi-infini à surface horizontale, constitué par un sol de poids spécifique γ (figure 1). En un point M, situé à la profondeur z, la contrainte agissant sur un plan horizontal est principale, elle est dirigée suivant la verticale ; d'après le chapitre 3 cette contrainte s'écrit :

$$\sigma_v = \gamma z \tag{1}$$

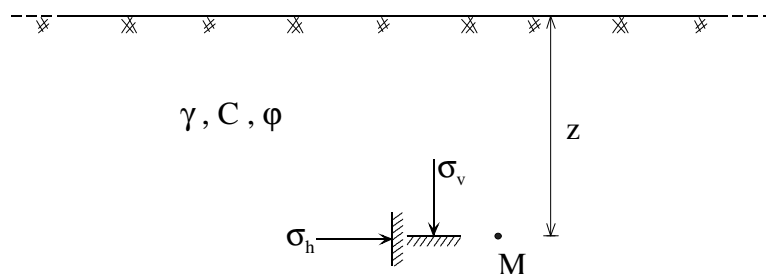


Figure 1 : Etat de contrainte dans un massif semi-infini à surface horizontale.

Au point M, la contrainte agissant sur un plan vertical, notée σ_h , est aussi principale. Elle est horizontale, et elle est proportionnelle à σ_v . Pour calculer σ_h il faut se donner la loi de comportement du sol. Cependant, on peut la déterminer expérimentalement en réalisant un essai triaxial drainé (pression interstitielle nulle) où la déformation latérale est empêchée ;

cette condition simule le fait que dans un massif de sol infini et pesant, pouvant être chargé uniformément à sa surface, le déplacement latéral est nul en tout point. La contrainte horizontale déterminée de cette façon s'écrit :

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v \quad (2)$$

où K_0 représente le coefficient de pression latérale des terres au repos.

Remarques

- Le coefficient K_0 ne s'applique qu'en terme des contraintes effectives, on écrit alors :

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (2a)$$

- K_0 dépend du type de sol et de la profondeur, d'après {9} il prend les valeurs :

$K_0 = 0,45/0,5$: sable lâche ;
$K_0 = 0,40/0,45$: sable compact ;
$K_0 = 0,5$: argile normalement consolidé ;
$K_0 = 1,0$: argile très molle ;
$K_0 > 1$: roche à grande profondeur.

Pour les sables, on peut estimer K_0 , moyennant la formule empirique de Jacky qui s'écrit d'après {2} :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi'$$

On peut utiliser aussi la formule :

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi'}{\cos \varphi'}$$

7.2.2 Equilibre limite de butée

Si on remplace (dans le massif de sol de la figure 1) la partie située à gauche du point M par un écran rigide (figure 2), l'équilibre au repos est réalisé lorsqu'en tout point la contrainte horizontale appliquée sur l'écran vaut σ_h qui est donnée par (2a). Supposons qu'on applique une compression latérale en déplaçant l'écran vers le massif, la contrainte horizontale va croître jusqu'à provoquer la rupture du sol. La résistance maximale avant la rupture correspond à un état d'équilibre limite dit de butée, il est qualifié de passif (ou supérieur) pour lequel on écrit :

$$(\sigma_h)_B = K_B \sigma_v \quad (3)$$

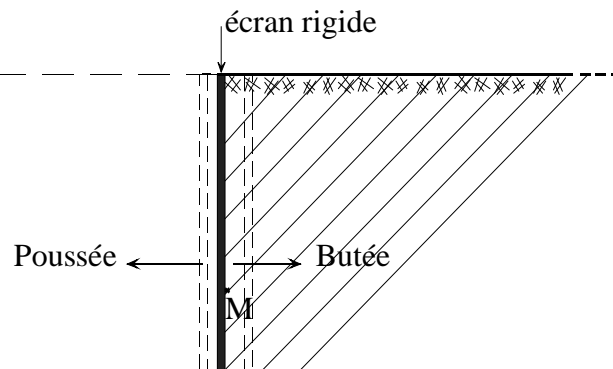


Figure 2 : Mobilisation des équilibres limites de poussée et de butée dans un sol.

$(\sigma_h)_B$ est la contrainte horizontale correspondant à cet état ;
 K_B est le coefficient de butée.

7.2.3 Equilibre limite de poussée

Si on laisse l'écran se déplacer vers la gauche, le sol a tendance à le suivre et subit une expansion latérale. Dans ce cas la contrainte σ_h diminue jusqu'à une valeur limite qui provoque l'effondrement du massif de sol (figure 2). Juste avant la rupture un nouvel état d'équilibre limite, dit de poussée, est atteint où la résistance maximale du sol est mobilisée, il est qualifié comme actif ou inférieur pour lequel on écrit :

$$(\sigma_h)_P = K_P \sigma_v \quad (4)$$

$(\sigma_h)_P$ est la contrainte horizontale correspondant à cet état ;
 K_P est le coefficient de poussée.

Les trois états d'équilibre, ci-dessus introduits, sont représentés sur la figure 3 par leur cercle de Mohr en un point M où la contrainte verticale est donnée par (1). On a :

- Le cercle (C_0) correspond à l'équilibre du sol au repos ;
- Le cercle (C_B) correspond à l'équilibre limite de butée ;
- Le cercle (C_P) correspond à l'équilibre limite de poussée.

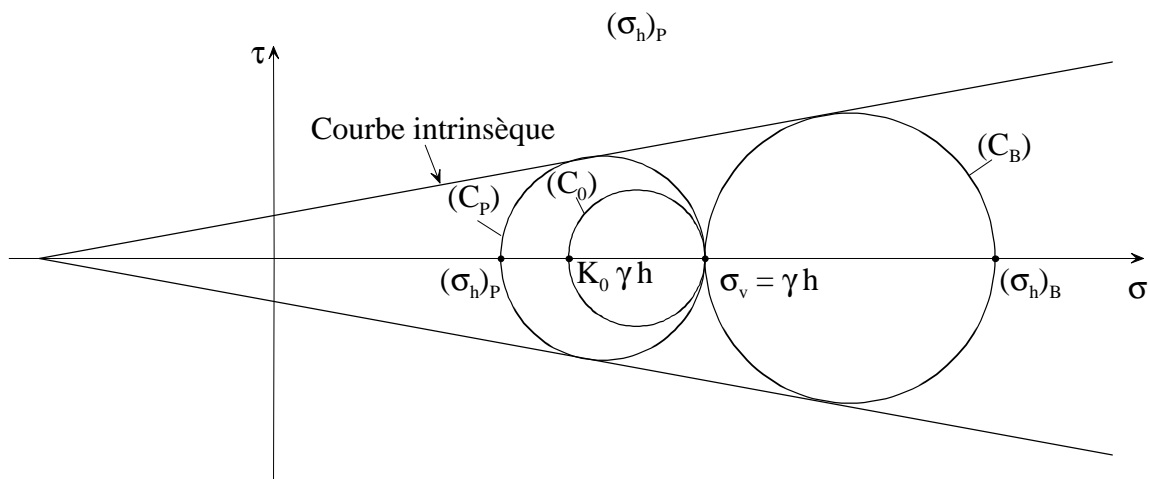


Figure 3 : Etats de contraintes relatifs à différents états d'équilibre dans le sol.

Remarque :

Les équations (3) et (4) sont écrites pour introduire, uniquement, les concepts de poussée et de butée. Le calcul des coefficients K_P et K_B est présenté dans le paragraphe suivant.

7.3 Etude de la poussée et de la butée

On étudie la répartition des contraintes dans un sol en équilibre limite (de poussée ou de butée).

Trois buts sont recherchés : la détermination de la contrainte en tout point de l'ouvrage de soutènement, les forces qui s'y exercent, et la forme des courbes de glissement dans le sol.

7.3.1 Déplacement de l'ouvrage de soutènement

Lorsqu'on étudie les équilibres de poussée et de butée on doit bien analyser si le déplacement de l'ouvrage de soutènement peut réellement avoir lieu ou non.

Le déplacement (essentiellement la composante horizontale) peut être empêché, c'est le cas de culées de ponts avec appui fixe, ou celui de tranchées blindées par des butons (voir Philipponat {7}). Dans de telles situations l'action du sol sur l'ouvrage de soutènement correspond à l'équilibre des terres au repos.

Lorsque le déplacement de l'ouvrage (dont la hauteur est notée H) n'est pas empêché, la résistance du sol est mobilisée comme suit :

- En poussée : une rotation autour de la base de l'ouvrage de l'ordre 1/1000 est suffisante, ceci correspond approximativement à un déplacement $x = H/1000$;

- En butée : il faut des déplacements plus importants variant de (H/300) à (H/100) {7}, ces valeurs sont confirmées à partir d'essais sur modèles.

Parfois on peut admettre un déplacement plus faible qui vaut x %, on déterminera alors des coefficients de butée admissibles du type :

$$K_{Ba} = K_0 + (K_B - K_0) \frac{x}{3} \quad : \text{pour les sables lâches ;}$$

$$K_{Ba} = K_0 + (K_B - K_0) \frac{x}{1,5} \quad : \text{pour les sables compacts.}$$

La figure 4 illustre l'évolution du coefficient à considérer en fonction du déplacement du mur.

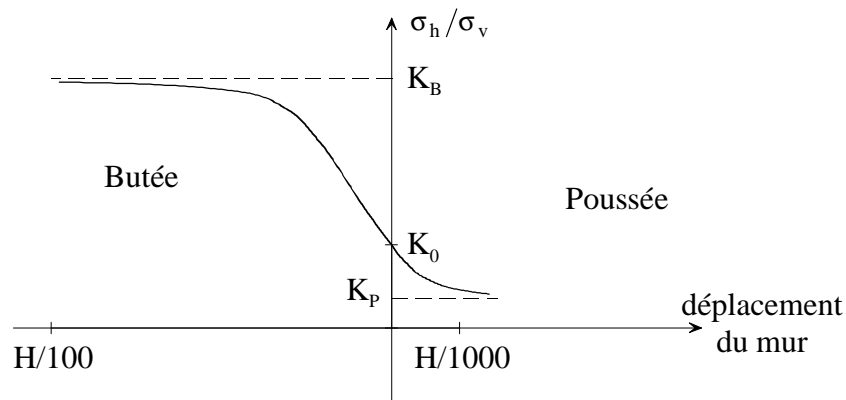


Figure 4 : Etats d'équilibre du sol en fonction du déplacement de l'ouvrage

7.3.2 Théorie de Rankine (1806)

Hypothèse de base : La présence de l'ouvrage de soutènement ne modifie pas la répartition initiale des contraintes dans le sol comme le montre la figure 5.

L'inconvénient de cette hypothèse est de ne pas tenir compte du frottement qui se produit entre l'ouvrage de soutènement et le sol. Dans le cas de la figure 5, la contrainte appliquée sur le mur de soutènement est supposée horizontale.

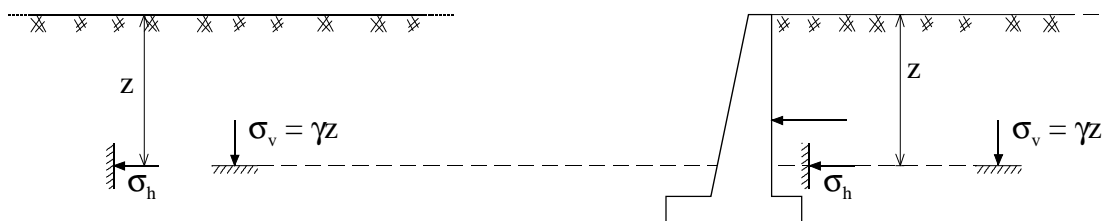


Figure 5 : Etat de contrainte dans le sol d'après la théorie de Rankine.

7.3.2.1 Calcul des coefficients de poussée et de butée (Cas d'un massif à surface horizontale)

Dans le cas d'un sol cohérent et frottant, sont représentés sur la figure 6 les cercles de Mohr relatifs aux états d'équilibre de poussée et de butée.

Cas de la poussée :

En considérant le triangle $(O'N_P I)$ on a :

$$O'N_P = IO' \sin \varphi$$

ou encore :

$$\frac{(\sigma_v - (\sigma_h)_P)}{2} = \left[C \cotg \varphi + \frac{(\sigma_v + (\sigma_h)_P)}{2} \right] \sin \varphi$$

d'où on détermine :

$$(\sigma_h)_P = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \sigma_v - \frac{2C \cos \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (5)$$

en substituant dans (5) la valeur de σ_v d'après (1), on obtient l'expression du coefficient de poussée :

$$K_P = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} - \frac{2C}{\gamma z} \cdot \frac{\cos \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

ou autrement :

$$K_P = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2C}{\gamma z} \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (6)$$

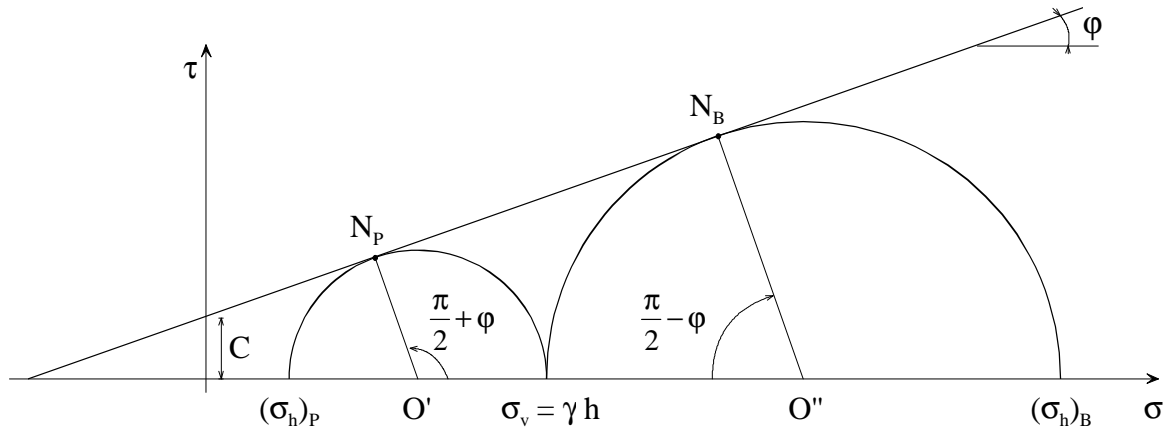


Figure 6: Cercles de Mohr relatifs à la poussée et à la butée

Cas de la butée :

En considère le triangle $(IN_B O'')$, on a :

$$O''N_B = IO'' \sin \varphi$$

l'expression du coefficient de butée est alors :

$$K_B = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} + \frac{2C}{\gamma z} \cdot \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

ou autrement :

$$K_B = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{2C}{\gamma z} \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (7)$$

Cas d'un sol pulvérulent : en posant $C=0$ dans (6) et (7), on obtient les expressions suivantes :

$$K_P = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (7a)$$

$$K_B = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1}{K_P} \quad (7b)$$

Cas d'un sol cohérent : en posant $\varphi=0$ dans (6) et (7), les coefficients de poussée et de butée auront pour expressions :

$$K_P = 1 - \frac{2C}{\gamma z}$$

$$K_B = 1 + \frac{2C}{\gamma z}$$

Dans ce cas, comme l'indique la figure 7, les contraintes de poussée et de butée auront respectivement pour expressions :

$$(\sigma_h)_P = \sigma_v - 2C$$

$$(\sigma_h)_B = \sigma_v + 2C$$

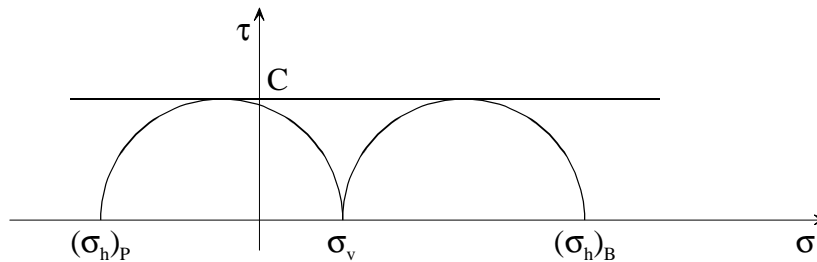
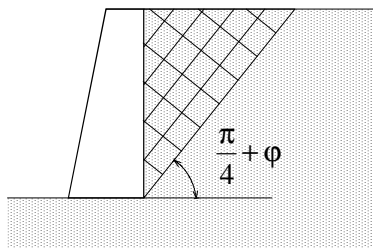


Figure 7 : Contraintes de poussée et de butée dans un sol purement cohérent.

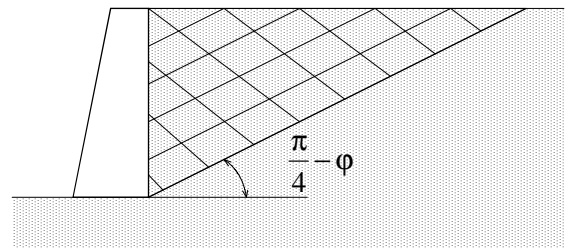
7.3.2.2 Directions du plan de rupture

D'après la figure 6, la rupture se produit aux points N_P et N_B représentatifs des états de contrainte agissant sur des facettes situées par rapport à la facette horizontale d'un angle :

- $\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ dans le cas de la poussée (figure 8a) ;
- $\beta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ dans le cas de la butée (figure 8b).



(a) Poussée



(b) Butée

Figure 8 : Direction du plan de rupture.

7.3.2.3 Cas d'un massif à surface inclinée constitué d'un sol pulvérulent

D'après la figure 9, on sait que les vecteurs contrainte f et p sont conjugués (voir chapitre 3).

Dans ce cas le cercle de Mohr au point M passe par le point A tel que : $f = |OA| = \gamma z \cos \beta$. En outre, le cercle de Mohr est tangent à la courbe intrinsèque qui est définie par l'angle de frottement du sol φ . Par la méthode du pôle on détermine le vecteur contrainte s'exerçant sur une facette verticale, soit : $p = OM$ (figure 9).

On peut provoquer la rupture du sol par déformations latérales en variant la contrainte p tout en maintenant la contrainte f constante.

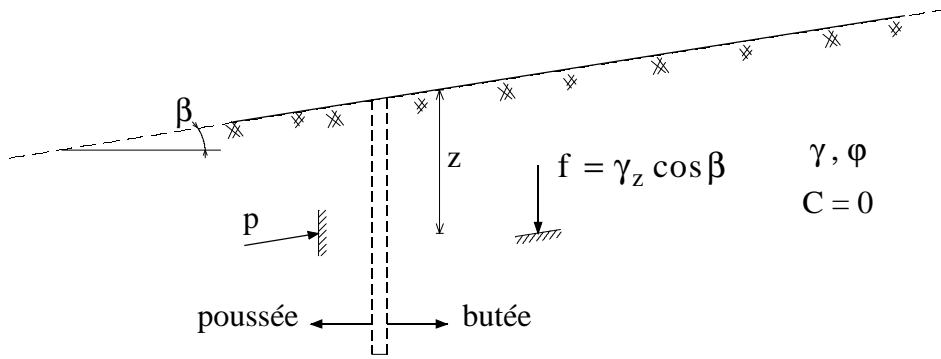


Figure 9 : Etat de contrainte dans un massif à surface inclinée.

Les valeurs extrémales de p sont retrouvées sur les cercles (C_P) et (C_B) qui passent par le point A et sont tangents à la courbe intrinsèque (figure 10).

(C_P) correspond à la poussée, la contrainte de poussée $(\sigma_h)_P$ est donnée par le point M ;

(C_B) correspond à la butée, la contrainte de butée $(\sigma_h)_B$ est donnée par le point N .

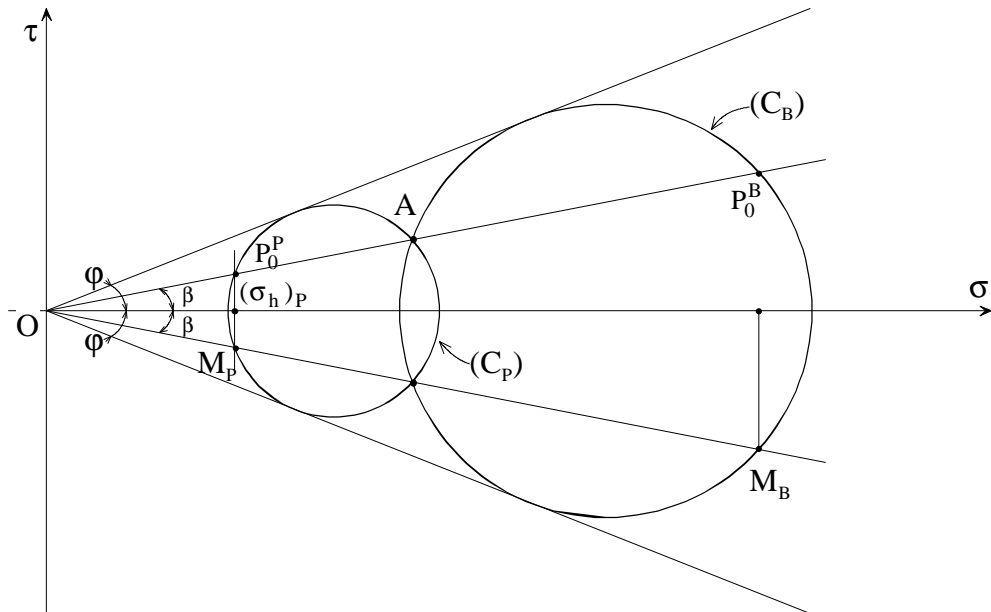


Figure 10 : Cercles de Mohr relatifs à la poussée et à la butée pour un massif à surface inclinée

On montre, après un long calcul, que les coefficients de poussée et de butée sont donnés en fonction des angles et par :

$$K_P(\beta) = \frac{\cos \beta - (\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)^{1/2}}{\cos \beta + (\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)^{1/2}} \quad (8)$$

avec :

$$K_P(\beta) = \frac{(\sigma_h)_P}{\gamma z \cdot \cos \beta} \quad P_P = OM_P$$

et

$$K_B = \frac{1}{K_P(\beta)} \quad P_B = OM_B$$

Pour un massif à surface horizontale ($\beta = 0$), on retrouve les expressions données par (7a) et (7b).

7.3.2.4 Calcul des forces de poussée et de butée

A partir de l'expression de la contrainte horizontale, en cas de poussée ou de butée, on calcule la force s'exerçant sur l'ouvrage de soutènement. La contrainte s'exerçant sur un élément de la paroi à une profondeur z a pour valeur (cas d'un massif à surface horizontale) :

- En cas de poussée : $(\sigma_h)_P = K_P \gamma z$

- En cas de butée : $(\sigma_h)_B = K_B \gamma z$

Soit H la hauteur de l'ouvrage (figure 11), la valeur de la force par mètre linéaire est obtenue par les expressions suivantes :

- En cas de poussée : $P_P = \int_0^H K_P \gamma z \, dz$

- En cas de butée : $P_B = \int_0^H K_B \gamma z \, dz$

Pour un massif de sol cohérent et frottant à surface horizontale, les forces de poussée et de butée sont données respectivement par les équations :

$$P_P = 0,5 \cdot \gamma H^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \cdot CH \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (9)$$

$$P_B = 0,5 \cdot \gamma H^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) + 2 \cdot CH \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (10)$$

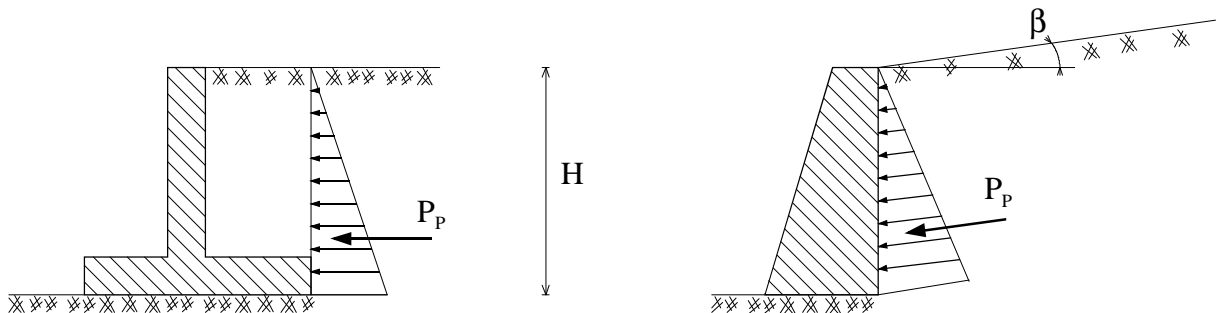


Figure 11 : Force de poussée s'exerçant sur un mur de soutènement.

Remarques :

- Les valeurs de γ , C et ϕ dépendent des couches du sol traversé, et des conditions de la nappe ;
- Pour les sols fins saturés on doit considérer deux cas : le comportement à court terme où les calculs sont faits en contraintes totales, et le comportement à long terme où les calculs sont faits en contraintes effectives ;
- Si la paroi n'est plus verticale, il faut utiliser le cercle de Mohr pour déterminer les contraintes qui s'y exercent.

7.3.3 Théorie de Coulomb

Elle permet de déterminer les forces de poussée et de butée, indépendamment de l'état de contrainte existant dans le sol derrière l'ouvrage de soutènement. Elle repose sur les hypothèses suivantes :

- La rupture du sol a lieu suivant une surface plane ;
- La force agissant sur l'ouvrage de soutènement fait un angle par rapport à la normale du parement : c'est l'angle de frottement entre le sol et l'ouvrage, il est donné.

7.3.3.1 Calcul de la force exercée sur un mur dans le cas d'un sol pulvérulent

Soit un remblai soutenu par un mur de soutènement comme l'indique la figure 12. lorsque l'équilibre limite du sol est atteint, le coin de sol (OAN) situé derrière le mur glisse suivant le plan (AN) qui fait un angle θ par rapport à l'horizontale. La résistance au cisaillement du sol est mobilisée sur (AN), on a alors : $\tau = \sigma \operatorname{tg} \phi$. En un point M de (AN) s'exerce une contrainte faisant l'angle ϕ par rapport à sa normale, elle est dirigée à gauche ou à droite de la normale à (AN) suivant que le massif est en état d'équilibre limite de poussée ou de butée (figure 12). Donc la réaction R du massif de sol s'exerçant sur le plan (AN) fait un angle ϕ par rapport à sa normale : on la notera R^+ ou R^- suivant le cas, de poussée ou de butée.

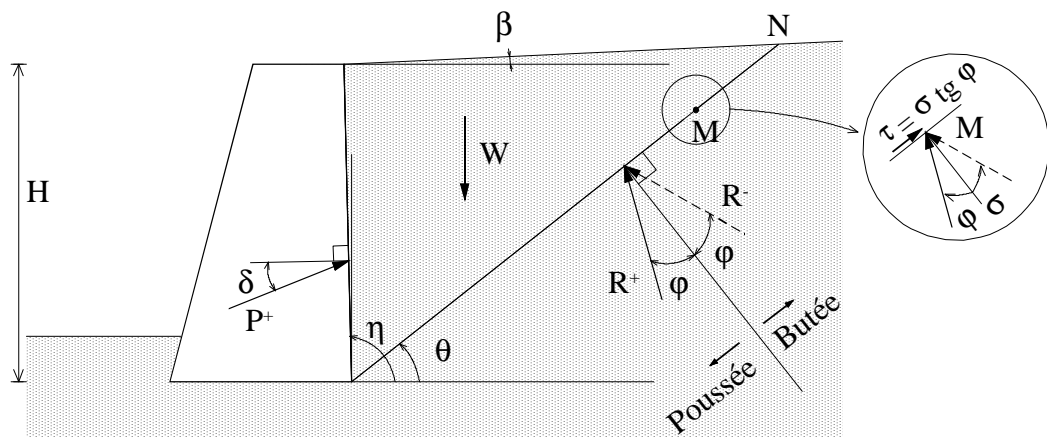


Figure 12 : Equilibre limite d'un sol d'après la théorie de Coulomb.

Ecrivons l'équilibre du coin (OAN) qui est soumis à :

- Son poids W ;
- La force P exercée par le mur (P^+ ou P^-) ;
- La réaction R exercée par le sol sur le plan de rupture (AN).

On peut ainsi déterminer P , notamment en fonction de θ , en écrivant l'équilibre du coin de sol (OAN) à partir du triangle des forces construit à l'aide de W , R et P (figure 13). Dans le cas de poussée on obtient :

$$P = W \sin(\theta - \varphi)(\delta_f + \eta + \varphi - \theta) \quad (11)$$

Où :

δ_f est l'angle de frottement entre le sol et le mur ;

β est l'inclinaison de la surface du massif de sol par rapport à l'horizontale ;

η est l'inclinaison de parement (OA) par rapport à l'horizontale ;

φ est l'angle de frottement interne du sol.

La solution de l'équation (11) est recherchée en écrivant la condition :

$$\frac{\partial P}{\partial \theta} = 0 \quad (11a)$$

La valeur de θ qui vérifie (11a) permet de déterminer la force P à partir de (11) ; cette force est maximisée ou minimisée suivant le cas de poussée ou de butée. On écrit alors :

- La force de poussée correspond à : $\max P^+(\theta)$;

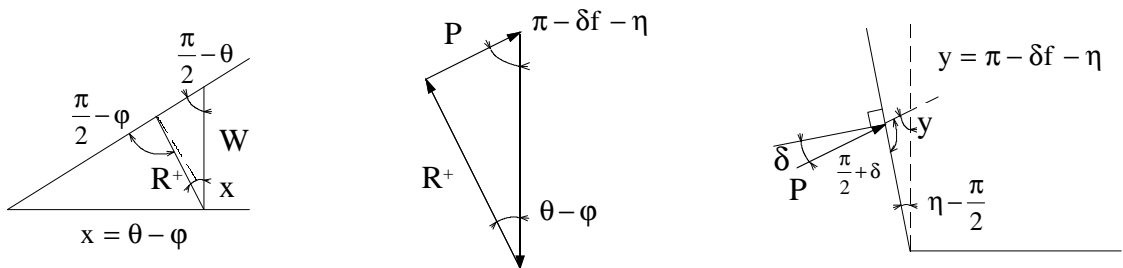


Figure 13 : Le triangle des forces relatif à l'équilibre du coin OAN (cas de poussée).

- La force de butée correspond à : $\min P^-(\theta)$

Cette résolution, établie par Muller-Breslau (1906) d'après {9}, permet d'écrire dans le cas de la poussée :

$$P_p = 0.5 \gamma H^2 K \quad (12)$$

K est un facteur qui est obtenu à partir d'abaques, en fonction des angles β, η, φ et δ_f . Son expression est :

$$K = \frac{\sin^2(\eta - \varphi)}{\sin^2 \eta \sin(\eta - \delta_f)} \left[1 + \left(\frac{\sin(\varphi + \delta_f) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\eta - \delta_f) \sin(\eta + \beta)} \right) \right]^{-2}$$

Cas d'un mur vertical un massif à surface horizontale

a) Le frottement entre le sol et le mur est nul, donc : $\delta_f = 0$ (figure 14a), dans ce cas on a :

$$P = W \operatorname{tg}(\theta - \varphi)$$

avec :

$$W = 0,5 \gamma H^2 \cot g \theta$$

Compte tenu de ces valeurs la solution de (11a) conduit à :

$$\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$$

d'où :

$$P_P = 0,5 \gamma H^2 \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

C'est le même résultat que celui obtenu par la théorie de Rankine en posant $C = 0$ dans (9).

b) Le frottement entre le sol et le mur est maximum : $\delta_f = \varphi$.

Cette hypothèse correspond au cas d'une paroi rugueuse en présence d'un sol à angle de frottement élevé (figure 14b). Dans ce cas on obtient l'expression suivante de la force de poussée :

$$P_P = \frac{(0,5 \gamma H^2 \cos \varphi)}{(1 + \sqrt{2} \sin \varphi)^2}$$

$$\eta = \frac{\pi}{2}$$

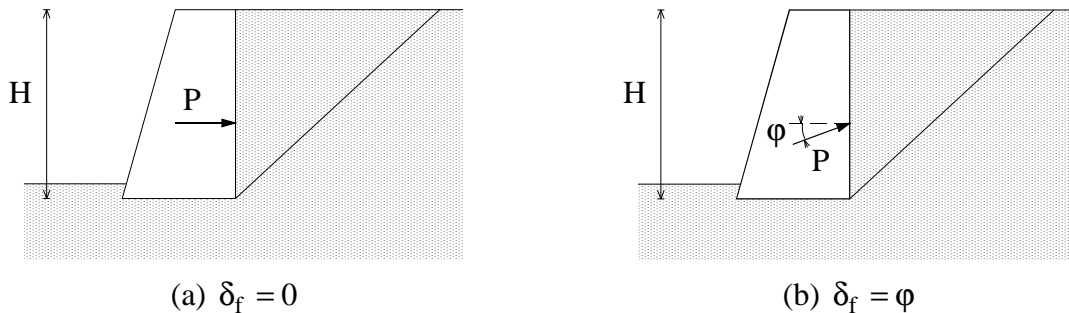


Figure 14 : Poussée sur un mur à paroi verticale : cas du massif à surface horizontale.

7.3.3.2 Valeurs de l'angle de frottement entre le sol et le mur

Généralement on a :

$$-\varphi < \delta_f < \varphi$$

δ_f est en général positif car le remblai a toujours tendance à tasser plus que le mur. Dans le cas où δ_f est négatif, on prend :

$$\frac{\varphi}{3} < -\delta_f = \delta' < \frac{\varphi}{2}$$

7.3.3.3 Cas d'un sol cohérent

Le diagramme des forces est modifié, car sur le plan de rupture (AN) la contrainte de cisaillement est : $\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \varphi$. La réaction du massif est la somme d'une composante R_1 inclinée d'un angle φ par rapport à la normale de (AN), et d'une composante R_2 tangente à (AN) due à la cohésion du sol ; on a : $R_2 = Cl$, avec $l = |AN|$ (figure 15).

Pour un mur à paroi verticale ($\eta = \frac{\pi}{2}$), retenant un massif à surface horizontale ($\beta = 0$), avec un frottement nul entre le sol et le mur ($\delta_f = 0$), on retrouve pour le cas de poussée l'expression (9) de la force obtenue par la théorie de Rankine.

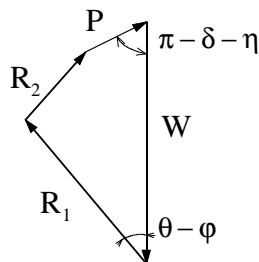


Figure 15 : Diagramme des forces en tenant compte de la cohésion du sol.

7.3.3.4 Validité de l'hypothèse d'une surface de rupture plane

L'hypothèse faite par la théorie de Coulomb, qui suppose que la surface de rupture est plane, a été comparée avec l'expérience.

Dans le cas de la poussée cette hypothèse est valable, elle est bien vérifiée pour les sols pulvérulents (figure 16).

Dans le cas de la butée cette surface n'est pas plane, elle présente une courbure près du mur, ceci est dû au frottement important ayant lieu entre le sol et le mur.

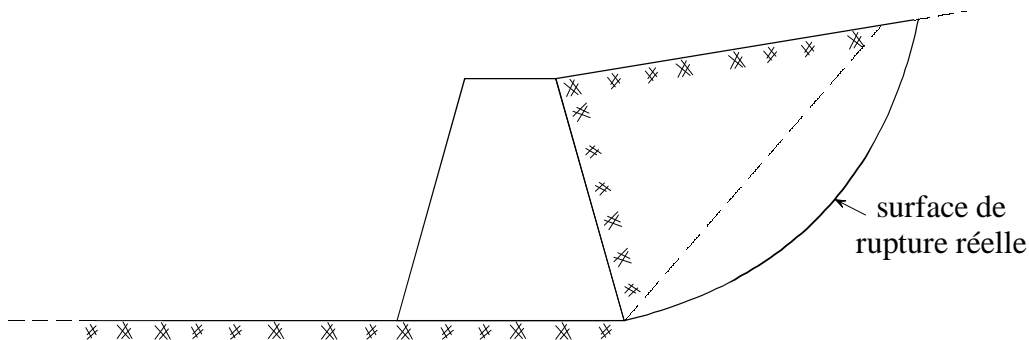


Figure 16 : Forme de la surface de rupture réelle.

7.4 Calcul des murs de soutènement et modalités constructives

7.4.1 Calcul d'un mur de soutènement

Le calcul de ce type d'ouvrage comprend les étapes suivantes :

- Examiner s'il y a possibilité du déplacement latéral du mur ;
- Lorsque ce déplacement est suffisamment mobilisé, calculer les forces de poussée et (ou) de butée en tenant compte des conditions des pressions interstitielles dans le sol ;
- Vérifier la sécurité vis à vis du glissement du mur sur sa base ;
- Vérifier la sécurité vis à vis du renversement ;
- Calculer la stabilité du mur en tant que fondation : la contrainte transmise au sol ne doit pas dépasser sa contrainte admissible ;
- Vérifier que le tassement du mur est admissible ;
- Dans le cas de talus très grands, on vérifie aussi la stabilité vis à vis des grands glissements pour l'ensemble mur et remblai.

7.4.1.2 Drainage du sol derrière le mur

La force de poussée exercée sur un mur par un remblai saturé d'eau, est supérieure à celle exercée par un remblai sec. L'action de poussée due à la présence de l'eau peut provoquer des accidents sur les murs de soutènement. Il est alors nécessaire de prévoir un drainage des eaux par l'intermédiaire d'un matériau filtrant (constitué le plus souvent par un sable propre) et de drains appelés barbacanes dont l'emplacement doit être étudié avec soin (figure 17).

En traçant le réseau d'écoulement, on détermine la force P_u due aux pressions interstitielles qui s'exercent sur le plan de rupture. On choisit le plan pour lequel la force de poussée est maximale : c'est le plan qui intercepte le plus grand nombre de lignes de courant.

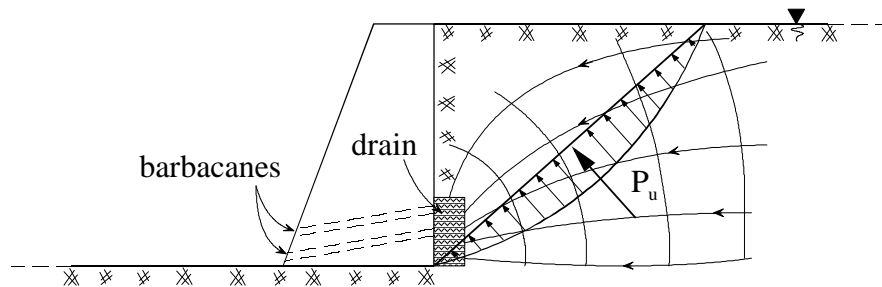


Figure 17 : Prise en compte de la force due aux pressions d'eau.

7.4.1.2 Sécurité vis à vis du glissement et du renversement

Soit le mur de soutènement représenté sur la figure 18, il est soumis aux forces suivantes :

- Son poids W ;

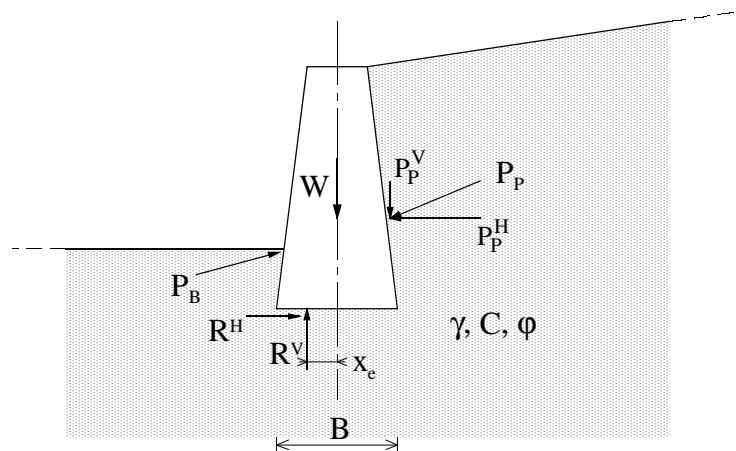


Figure 18 : Forces agissant sur un mur de soutènement.

- La force de poussée : $P_P = P_P^H + P_P^V$
- La force de butée : $P_B = P_B^H + P_B^V$
- La réaction du sol sous la base du mur : $R = R^H + R^V$

L'équilibre du mur permet d'écrire les équations suivantes :

$$R^V = W + P_P^V - P_B^V$$

$$R^H = P_P^H - P_B^H$$

La stabilité vis à vis du glissement doit être vérifiée par la condition :

$$\frac{\sum F_{\text{rés}}}{\sum F_{\text{mot}}} \geq F_g$$

Avec : $\sum F_{\text{rés}} - CB + R^V \text{tg } \delta_f$

et $\sum F_{\text{mot}} = R^H$

δ_f est l'angle de frottement entre le sol et le mur ;

B est la largeur de la base du mur ;

F_g est le coefficient de sécurité vis à vis du glissement, sa valeur minimale souvent requise est :

$$F_g = 1,2$$

La stabilité vis à vis du renversement doit être vérifiée par la condition :

$$\frac{\sum M_{\text{rés}}(O)}{\sum M_{\text{mot}}(O)} \geq F_r$$

$M_{\text{rés}}(O)$ désigne un moment résistant par rapport au point O ;

$M_{\text{mot}}(O)$ désigne un moment moteur par rapport au point O ;

Comme exemples, les forces P_p^H et R^V induisent des moments moteurs, tandis que les forces P_B^H et W induisent des moments résistants ;

F_r est le coefficient de sécurité vis à vis du renversement, sa valeur minimale souvent requise est : $F_r = 1,5$

7.4.2 Dimensionnement d'un mur de soutènement

Le dimensionnement du mur peut être fait avec la condition $x_e = 0$, qui correspond à un excentrement nul de la réaction R par rapport à l'axe du mur.

On peut aussi vérifier que la réaction R du massif passe par le tiers central (ou noyau central) de la base du mur. Cette condition élimine les contraintes de traction dans le béton de la semelle.

En pratique, plusieurs méthodes sont proposées pour le calcul des murs de soutènement dans différentes situations (surcharges, inclinaison du massif, inclinaison du parement, etc...), on peut en avoir un aperçu en consultant Costet {2}.

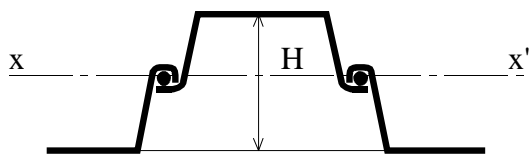
7.5 Dimensionnement des palplanches et des parois moulées

7.5.1 Les rideaux de palplanches

Ils sont destinés essentiellement pour retenir les parois de fouilles excavées à grande profondeur. Ils consistent en des profilés métalliques mis en place dans le sol par battage. On montre sur la figure 19 un exemple de profilé du type Larssen qui est couramment utilisé en pratique {2}.

Selon leur mode de fonctionnement, on distingue deux catégories de rideaux, Philipponat {7} :

- Les rideaux sans ancrages (ou tirants) ;
- Les rideaux avec ancrages simples ou multiples.



H : hauteur

I : moment quadratique par rapport à xx'

$\frac{2I}{H}$: module de résistance

Figure 19 : Caractéristiques du profilé Larssen {2}.

Plusieurs méthodes peuvent être considérées pour dimensionner les rideaux de palplanches : la méthode de Blum, la méthode du module de réaction, etc... {2}. On expose ci-dessous une méthode classique qui est suffisante pour les avant-projets, et qui permet d'évaluer grossièrement les efforts dans palplanches {7}.

Le dimensionnement d'un rideau de palplanches consiste à déterminer la hauteur de sa fiche H_f (figures 20 et 21), puis de choisir le type de profilé adéquat.

7.5.1.1 Principe de calcul d'un rideau encastré (buté) en pied

On étudie la répartition des efforts en supposant que le rideau pivote autour d'un axe de rotation passant par le point inconnu O (figure 20a) ; les efforts appliqués sont de trois types :

- La poussée P_P s'exerçant dans la partie supérieure ;
- La butée P_B , appliquée juste au-dessus de O, qui est la différence entre la pression passive des terres mobilisable au côté aval et la pression active des terres qui s'exerce sur le côté amont ;
- La contre-butée P_{CB} , appliquée au-delà du point O, qui est la différence entre la pression passive des terres mobilisable au côté amont et la pression active qui s'exerce sur le côté aval.

On fait aussi l'hypothèse simplificatrice suivante : la contre-butée P_{CB} s'exerce en O. Le système considéré est alors isostatique, on le calcule comme suit (figure 20b) :

- Détermination du diagramme de pression des terres, qui fait apparaître un point de pression nulle x_1 tel que $x_1 = A_1 I$.
- Détermination de la position de l'axe de rotation : on pose $x_2 = OI$, et on écrit que la somme des moments dus aux forces P_1 , P_2 et P_B est nulle en O. On obtient une équation du 3^{ème} degré en x_2 à partir de laquelle on détermine la position du point O, et ensuite la valeur de la force de butée P_B ;
- Détermination de la contre-butée P_{CB} : elle est égale à l'effort tranchant en O, soit :

$$P_{CB} = P_B - P_1 - P_2$$

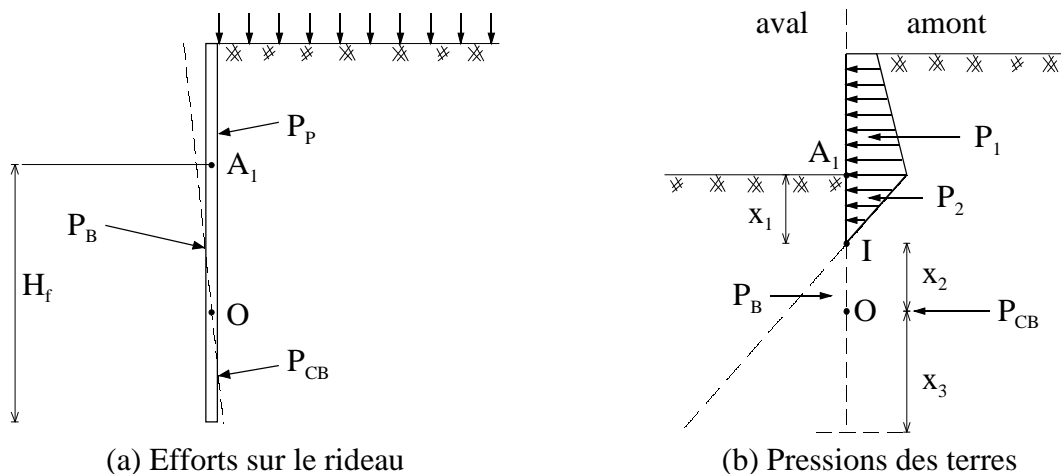


Figure 20 : Rideau de palplanches encastré en pied.

- Détermination de la contre-fiche au-delà du point O : Soit x_3 la distance à partir de O jusqu'à l'extrémité inférieure du rideau. Pour la calculer, on écrit que la différence entre la pression passive des terres côté amont et la pression active des terres côté aval mobilise la contre-butée P_{CB} . En pratique on peut adopter une contre-fiche estimée à : $x_3 = 0.2 x_2$.

La hauteur de la fiche totale est :

$$H_f = + x_1 + x_2 + x_3$$

7.5.1.2 Rideau ancré en tête et encastré (buté) en pied

L'ancrage du rideau est assuré par l'intermédiaire d'un tirant horizontal terminé par une plaque d'ancrage (figure 21a).

Les étapes de calcul sont les suivantes :

- Déterminer le diagramme de pression des terres (dont l'allure est la même que celle du cas précédent) sans s'occuper du tirant ;
- Le système étudié est hyperstatique, pour le rendre isostatique on fait l'hypothèse supplémentaire suivant : le point I de pression nulle est aussi un point de moment des forces T, P_1 , et P_2 par rapport au point I est nulle ;
- On calcule l'effort tranchant au point I : $T_I = P_1 + P_2 - T$
- On considère la partie du rideau inférieure au point I en remplaçant l'action de la partie supérieure par l'effort T_I (figure 22). Le calcul est maintenant ramené au cas d'un rideau encastré en pied sans tirant, il est effectué comme suit :

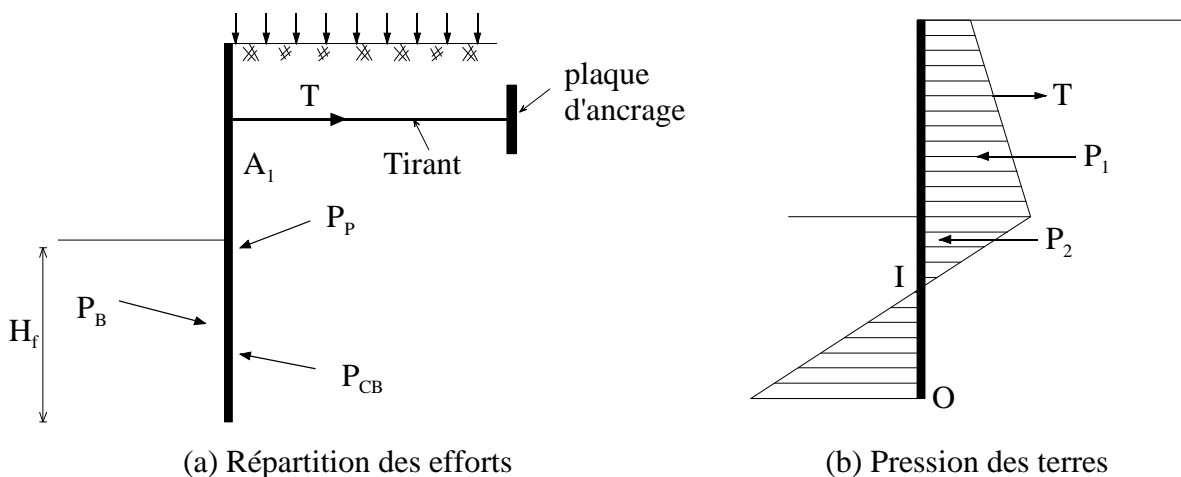


Figure 21 : Rideau de palplanches ancré en tête et encastré en pied.

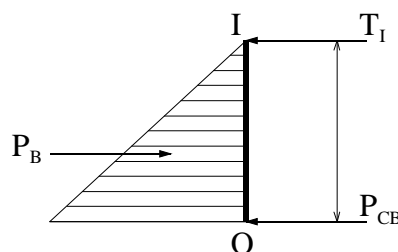


Figure 22 : Efforts appliqués sur la partie inférieure du rideau

- Détermination de la position de l'axe de rotation (calcul de x) ;
- Détermination de la contre-butée P_{CB} ;
- Calcul de la longueur de la fiche au-delà du point O.

7.5.1.3 Dimensionnement du rideau

On trace les diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant. On s'intéresse au moment fléchissant maximum M_{\max} (point où l'effort tranchant est nul). Le rideau est caractérisé par le module de résistance défini par :

$$w = \frac{I}{x_v}$$

où :

I est le moment d'inertie du profilé ;

x_v est la distance maximale à la fibre neutre.

Le module w est donné en fonction de la contrainte admissible σ_a de l'acier ; on a :

$$w = \frac{M_{\max}}{\sigma_a}$$

On se donne σ_a , M_{\max} étant connu, on détermine w qui nous permet de choisir le type de palplanches dont les caractéristiques sont données à partir de fiches de fabrication : hauteur (cm), poids par mètre carré de paroi (kg), module de résistance par mètre carré de paroi (cm³) ; des exemples sont données dans {2} et {7}.

Cas des rideaux ancrés : Pour cette catégorie de rideaux, on doit en plus procéder au dimensionnement de l'ancrage qui est réalisé comme suit :

- La longueur du tirant doit correspondre à un emplacement de la plaque d'ancrage dans la zone de sol située au delà de la courbe de glissement (figure 23) ;
- La hauteur de la plaque est déterminée de manière que la butée mobilisée le long de MN (devant la plaque) puisse absorber l'effort T dans le tirant avec un coefficient de sécurité correct.

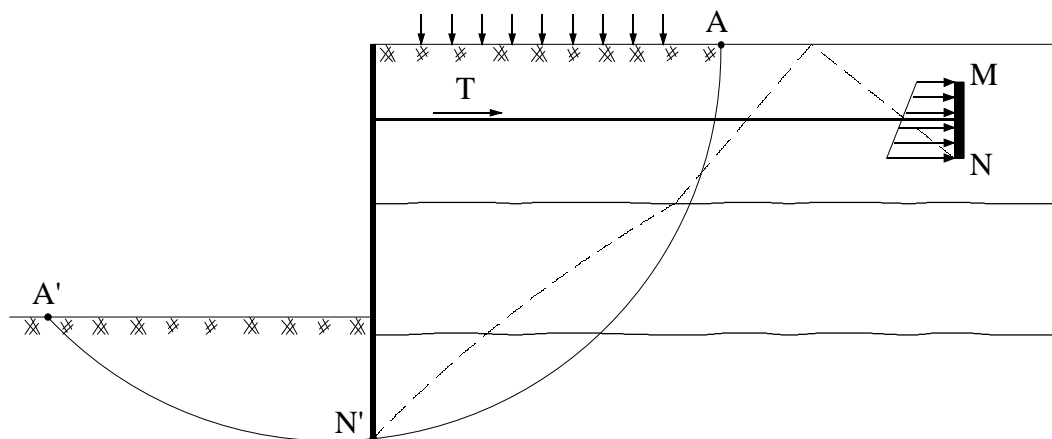


Figure 23 : Stabilité d'un rideau de palplanches ancré.

7.5.2 Les parois moulées

7.5.2.1 Généralités

Une paroi moulée est un écran vertical en béton armé ou non, construit par excavation (sans blindage) à l'aide de machines appropriées. On peut exécuter les écrans avant d'exécuter le terrassement des fouilles en pleine masse. Ce système est intéressant surtout lors de la présence de la nappe phréatique.

L'épaisseur des parois varie de 0.5 m à 1.5 m, la profondeur est comprise entre 10 m et 20 m (limitée par les moyens mis en œuvre pour leur réalisation). Des parois très profondes ont été réalisées au Mexique : 90 m pour le cas d'un barrage. Les premiers brevets des parois moulées ont été déposés en Italie par Veder et Marconi en 1952 et 1953, {2}.

* Les écrans d'étanchéité dont le rôle est d'assurer l'étanchéité d'une enceinte et rester indéfiniment enfouis dans le sol (construction de barrages, batardeaux, voiles d'étanchéité d'un barrage). Les parois moulées peuvent être utilisées aussi pour empêcher la contamination de la nappe phréatique (déchets liquides) : écrans non armés avec adjonction d'argile pour réduire la perméabilité du sol.

** Les écrans de soutènement dont le rôle est d'assurer le soutènement dans les cas suivants :

- Cuvelages des caves d'immeubles ;
- Parking souterrain ;
- Reprises en cours œuvres des murs mitoyens ;
- Soutènement en entrée de tunnels.

7.5.2.2 Excavation des parois moulées

Pour les terrains tendres on utilise les bennes preneuses. Pour les terrains compacts on utilise les outils percutants tels que les trépan. Les tranchées réalisées sont toujours remplies d'une boue spéciale thixotropie (eau chargée de bentonite). La présence de la boue constitue l'originalité de ce procédé et son intérêt du point de vue pratique : la tranchée est stable grâce à une boue. La bentonite est une argile du type montmorillonite dont la limite de liquidité est supérieure à 500 (cinq cent), elle peut absorber l'eau en très grande quantité.

Concernant les points suivants : excavation de la tranchée, contrôle et thixotropie de la boue, pertes de boue, on peut avoir recours à Costet [2].

7.5.2.3 Stabilité d'une tranchée remplie de boue à la bentonite

Soit une tranchée remplie de bentonite (figure 24), dont on veut étudier la stabilité. A l'équilibre on détermine la répartition des contraintes en tout point de la tranchée en écrivant la condition :

$$\sigma \leq \sigma_b - u \quad (13)$$

où σ_b est la contrainte horizontale due à la boue.

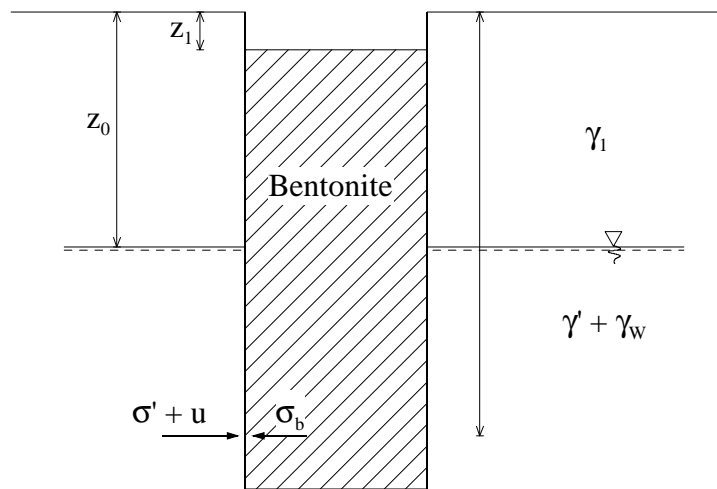


Figure 24 : Stabilité d'une tranchée remplie de bentonite

Le sol est dans un état d'équilibre limite de poussée. Compte tenu des données de la figure 24, la contrainte horizontale effective à la profondeur z , est donnée par l'expression :

$$\sigma' = K_p \gamma (z - z_0) + K_p \gamma_1 z_0 \quad (14)$$

Pour $z \geq z_0$, et en tenant compte de (14), la condition d'équilibre (13) s'écrit :

$$K_p \gamma (z - z_0) + K_p \gamma_1 z_0 \leq \gamma_b (z - z_1) - \gamma_w (z - z_0) \quad (15)$$

où γ_b représente le poids spécifique de la boue.

En réarrangeant (15) sous la forme suivante :

$$z \left(K_P \gamma' + \gamma_w - \gamma_b \right) \leq \gamma_w z_0 - \gamma_b z_1 - K_P \left(\gamma_1 - \gamma' \right) z_0 \quad (16)$$

L'équation (16) met en évidence une profondeur critique z_0 à partir de laquelle on ne peut plus approfondir la tranchée ; on a donc :

$$z \leq z_c = \frac{\left[\gamma_w - K_P \left(\gamma - \gamma_1' \right) \right] z_0 - \gamma_b z_1}{K_P \gamma' + \gamma_b} \quad (17)$$

Exemple d'application. Déterminer la profondeur critique de la paroi moulée dans le cas suivant :

On suppose que le sol est sableux d'angle de frottement $\varphi = 30^\circ$, et dont les poids volumiques total et déjaugé sont : $\gamma_1 = 18 \text{ KN/m}^3$, $\gamma' = 11 \text{ KN/m}^3$. Le poids spécifique de la boue est $\gamma = 11 \text{ KN/m}^3$. La nappe phréatique est à 2 m de la surface du sol.

Application numérique

On a : $z_1 = 0$, $z_0 = 2 \text{ m}$; $\varphi = 30^\circ$ d'où $K_P = 0,33$, d'où on trouve : $z_c = 5,9 \text{ m}$.

Or l'expérience sur les chantiers montre qu'il n'en est pas ainsi. Dans des conditions pareilles à celles de l'exemple d'application traité, même pour un matériau d'angle de frottement $\varphi < 30^\circ$, on peut réaliser des tranchées plus profondes et stables.

L'explication de la stabilité, due à la présence de la boue de forage, a été analysée de différentes façons :

- Adopter un poids spécifique de la boue supérieur à 11 KN/m^3 , l'expression (17) montre que si γ augmente z_c augmente aussi, surtout lorsque $z_1 = 0$;
- Diminuer le coefficient de poussée K_P du sol en considérant qu'un effet de voûte prend naissance, si K_P diminue donc z_c augmente ;
- Admettre que le sol en place a une cohésion due à l'injection de la boue, d'où un coefficient K_P plus petit.

7.6 Prise en compte des surcharges

Les massifs de sols retenus par des ouvrages de soutènement sont le plus souvent soumis, à leur surface, à l'action de surcharges. Le dimensionnement de l'ouvrage nécessite la prise en compte de ces actions ; on peut en avoir un aperçu satisfaisant en consultant {7}. On se restreint ici à l'étude d'un cas très courant en pratique.

Cas d'une surcharge semi-infinie

L'action d'une surcharge semi-infinie uniformément répartie à partir d'une distance OA de l'arête de l'ouvrage (figure 25) est déterminée en faisant les hypothèses suivantes :

- Au-dessus de la ligne d'action AA₁, inclinée de l'angle φ par rapport à l'horizontale, la surcharge n'a pas d'influence sur l'ouvrage ;

- En dessous de la ligne d'action AB, inclinée de l'angle $\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$ par rapport à l'horizontale,

la surcharge agit comme si elle était parfaitement uniforme, son intensité est : $q_1 = K_P q$;

- Sur la profondeur située entre A₁ et B, on suppose que l'action de la surcharge varie linéairement.

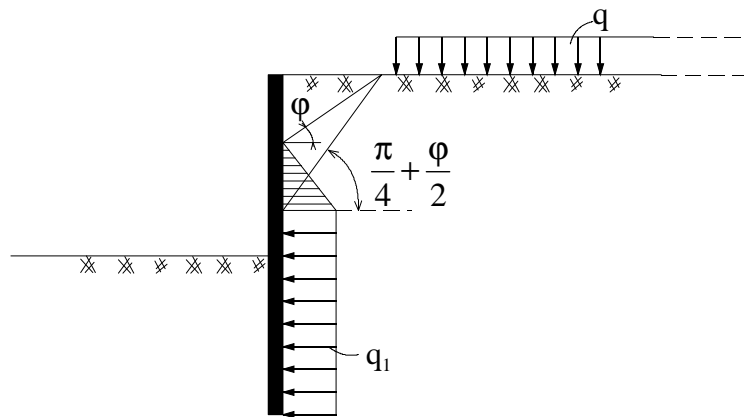


Figure 25 : Action d'une surcharge semi-infinie.

7.7 Application

Un mur de soutènement retient une couche d'argile dont les caractéristiques sont données sur la figure 26. déterminer, par la théorie de Rankine, les forces de poussée s'exerçant sur le mur à court terme et à long terme.

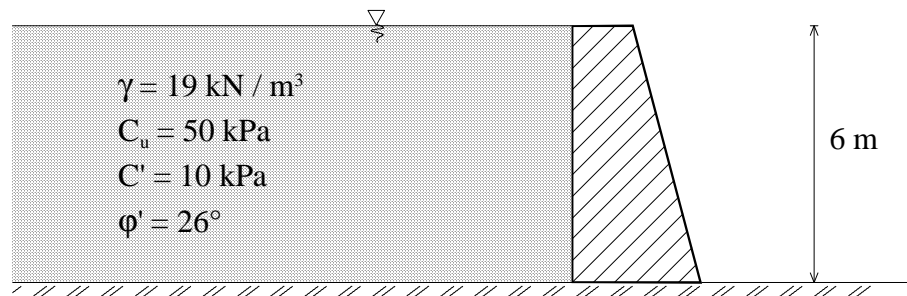


Figure 26

Réponses

Dans chaque cas on cherche la profondeur z_0 où la contrainte horizontale est nulle ; pour une profondeur $z \leq z_0$ il n'y a pas de poussée sur le mur.

1) Court terme : Le calcul est fait en contraintes totales. La contrainte horizontale de poussée s'écrit :

$$\sigma_h = \sigma_v - 2C_u = \gamma z - 2C_u$$

Le diagramme des contraintes horizontales commence à partir de $z_0 = 5.26 \text{ m}$. Pour $z = 6 \text{ m}$, on a : $\sigma_h = 14 \text{ Kpa}$; la force de poussée engendrée par cette répartition est : $P_p = 5.18 \text{ KN/ml}$.

2) Long terme : Le calcul est fait en contraintes effectives. La contrainte horizontale de poussée s'écrit :

$$\sigma'_h = (\gamma'z) \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) - 2C' \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right)$$

avec les valeurs données sur la figure on obtient :

$$\sigma'_h = 3,514 z - 12,497$$

où z est exprimée en m, σ'_h est exprimée en Kpa ; d'où on trouve : $z_0 = 3.55$ m. Pour $z = 6$ m, on trouve : $\sigma'_h = 8.587$ Kpa ; la force de poussée engendrée par cette répartition est : $P_p = 10,52$ KN/ml.

Remarques : On note que le comportement à court terme est plus favorable que celui à long terme. C'est souvent le cas dans les problèmes de stabilité pour les argiles surconsolidées.

