

CHAPITRE XV

| | | |
|----------|---------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 15.1 | CALCULS DES MURS DE SOUTÈNEMENT | 1 |
| 15.2 | JUSTIFICATIONS VIS-A-VIS DE LA STABILITE EXTERNE | 2 |
| 15.2.1 | <i>Principes</i> | 2 |
| 15.2.2 | <i>Application des poussées et butées</i> | 3 |
| 15.2.3 | <i>Justification vis-à-vis du glissement sur la base du mur</i> | 3 |
| 15.2.4 | <i>Justification vis-à-vis du poinçonnement</i> | 5 |
| 15.3 | JUSTIFICATIONS VIS-A-VIS DE LA STABILITE GLOBALE..... | 6 |
| 15.4 | PRISE EN COMPTE DE L'EAU | 6 |
| 15.4.1 | <i>Poussées exercées par le squelette d'un sol à matrice grossière et l'eau</i> | 7 |
| 15.4.1.1 | Poussée hydrostatique | 7 |
| 15.4.1.2 | Poussée hydrodynamique | 7 |
| | • Drain horizontal | 7 |
| | • Drain vertical..... | 8 |
| 15.4.2 | <i>Poussées exercées par le squelette d'un sol à matrice fine et l'eau</i> | 10 |
| 15.4.2.1 | Comportement à court terme | 10 |
| 15.4.2.2 | Comportement à long terme | 10 |

15.1 CALCULS DES MURS DE SOUTÈNEMENT

On distingue deux grands types de murs de soutènement :

- Les **murs poids** en maçonnerie ou en béton (Fig. 15.1)
- Les **murs cantilevers** en béton armé dont la semelle arrière est chargée par une partie de remblai (Fig.15.2)

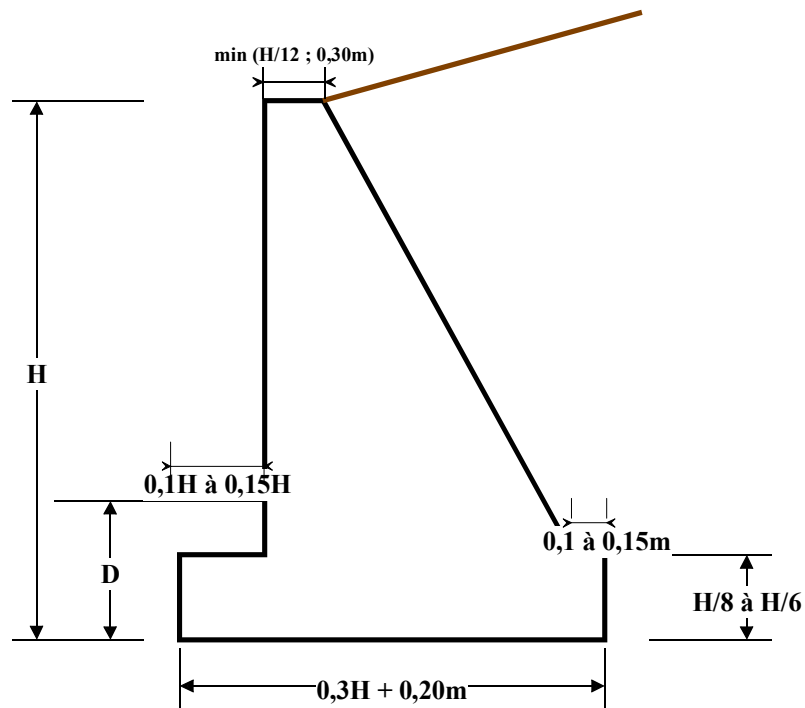


Fig.15.1 Mur poids (maçonnerie ou gros béton)

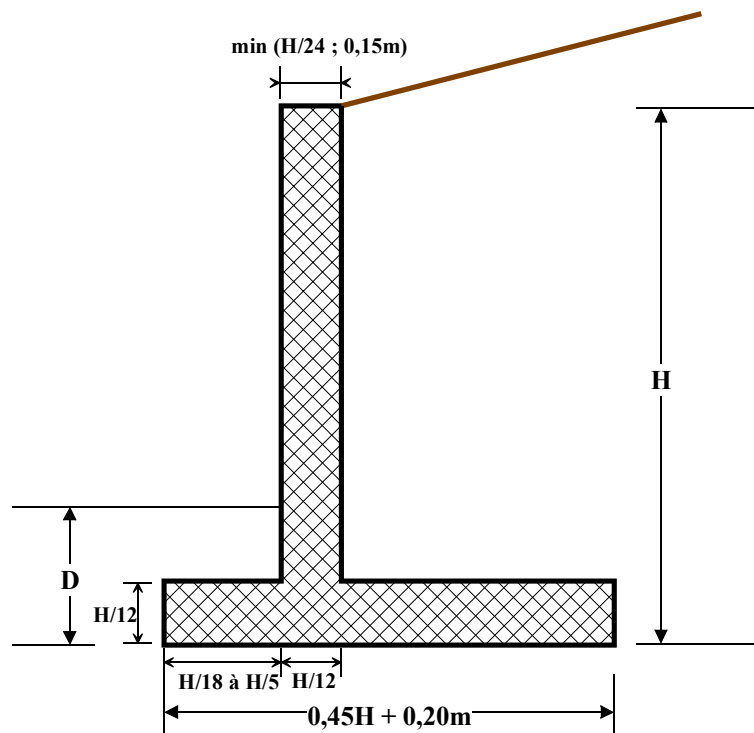


Fig. 15.2 Mur cantilever (B.A., préfabriqué...)

15.2 JUSTIFICATIONS VIS-A-VIS DE LA STABILITE EXTERNE

15.2.1 Principes

Le mur de soutènement subit des actions volumiques (poids du mur, du terrain sur les semelles du mur cantilever...) et des actions surfaciques (poussée et butée des terres, actions directes sur le mur...).

Les éléments de réduction (moment, effort normal, effort tranchant) sont rapportés à la base du mur et servent à vérifier le glissement sur la base et le poinçonnement du sol de fondation.

Actuellement, il n'existe pas de réglementation des justifications des stabilités des murs de soutènement. En attendant la mise en place des normes spécifiques en application de l'EC7, on propose une procédure transitoire qui ne s'applique qu'aux Etats Limites de Service (ELS).

On se placera en déformation plane, c'est-à-dire pour une tranche de terrain de 1m.

15.2.2 Application des poussées et butées

Pour les murs poids, la poussée s'applique sur toute la hauteur du parement amont.

Pour les murs cantilever, la poussée s'applique sur un plan vertical fictif passant par l'arête amont du mur et sur toute la hauteur (Fig.15.3)

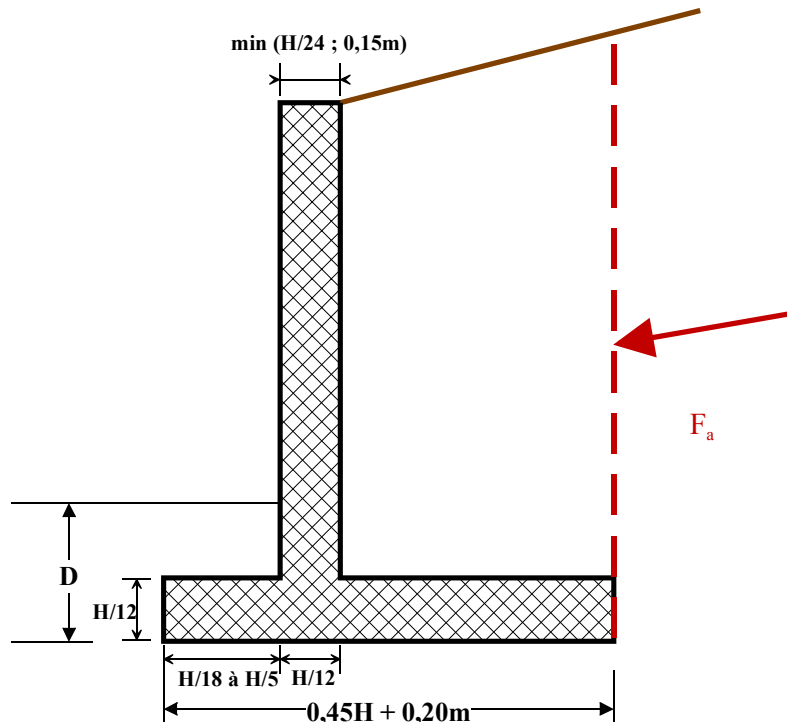


Fig. 15.3 Application de la poussée sur un mur cantilever

Généralement, on ne prend pas en compte la butée des terres devant les murs. La première raison est qu'elle peut disparaître si l'on excave le sol, la seconde raison est qu'il faut un déplacement important pour la mobiliser complètement.

Toutefois, pour des situations provisoires, on peut prendre en compte une partie de la butée limite en fonction du déplacement toléré. En première approximation, on prend souvent une "butée hydraulique" avec $K_p = 1$.

Les actions ne seront pas pondérées, les poussées et les butées seront calculées sans pondération des poids volumiques des sols. De même, les coefficients de poussée et de butée ne seront pas affectés de coefficients de sécurité partiels.

15.2.3 Justification vis-à-vis du glissement sur la base du mur

On vérifie que

$$H \leq \frac{V \times \text{tg}\varphi'}{\gamma_{g_1}} + \frac{C' A'}{\gamma_{g_2}} \quad (15.1)$$

H : résultante des forces horizontales (non pondérées)

V : résultante des forces verticales (non pondérées)

- φ' : angle de frottement du sol de fondation (sans coefficient de sécurité)
- C' : cohésion du sol de fondation (sans coefficient de sécurité)
- A' : surface du sol de fondation comprimé
- $\gamma_{g_1} = \gamma_{g_2}$: coefficients de sécurité sur $\tan \varphi'$ et C' pris égaux à 1,5.

On définit la surface du sol de fondation comprimé en calculant la répartition des contraintes normales sous la base du mur.

On fait l'hypothèse forte que le sol de fondation est en élasticité linéaire et on applique les résultats du calcul des contraintes en flexion composée.

$$\sigma = \frac{V}{A} \left(1 \pm \frac{6 \times e_G}{B} \right) \quad (15.2)$$

- A : surface de la fondation
- B : largeur de la fondation
- e_G : excentricité de la résultante des forces par rapport au centre d'inertie de la semelle

Pour une semelle rectangulaire, si $e_G \leq B/6$, le sol de fondation est entièrement comprimé et $A = A'$.

Si $e_G > B/6$, une partie du sol est décomprimé $A' < A$, l'équation (2) permet de déterminer A' .

La figure 4 donne un exemple de force horizontale $H = F_a$, de force verticale $V = W$.

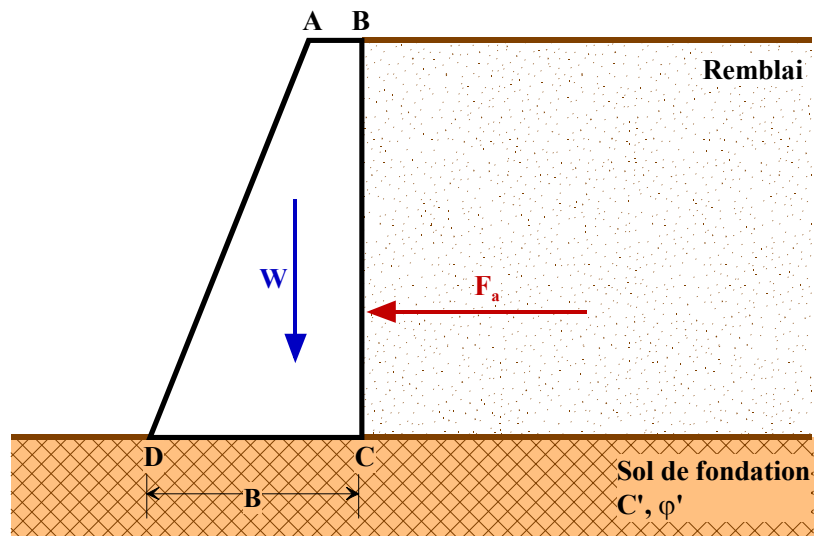


Fig. 15.4 Application des forces horizontale et verticale sur la base du mur

La figure 5, elle, donne la répartition des contraintes normales sous la base de la fondation qui indique un sol entièrement comprimé.

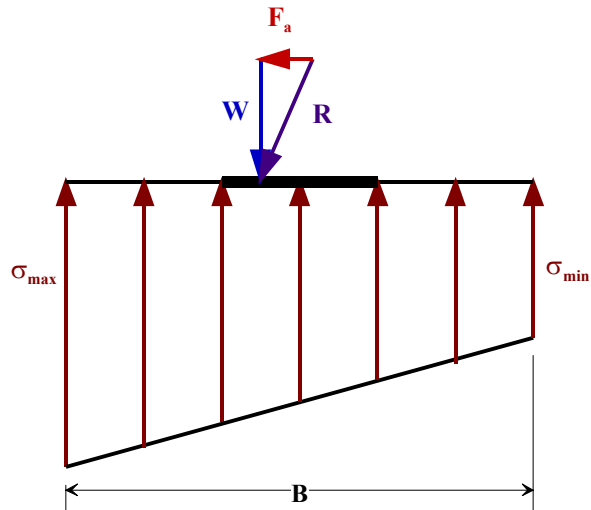


Fig. 15.5 Répartition des contraintes normales sous la base de la fondation

On vérifiera pour cet exemple (Fig. 15.4 et 15.5) que

$$F_a \leq \frac{W \times \text{tg}\varphi'}{1,5} + \frac{C' \times B \times 1}{1,5}$$

15.2.4 Justification vis-à-vis du poinçonnement

On détermine le diagramme des contraintes normales appliquées sous la base du mur au sol de fondation (Fig. 5)

Comme pour le calcul des fondations superficielles, on détermine la contrainte de référence et la contrainte ultime (cf. fondations superficielles)

- Contrainte de référence q'_{ref}

→ On la détermine soit aux $\frac{3}{4}$ de la largeur comprimée (Fig. 15.6)

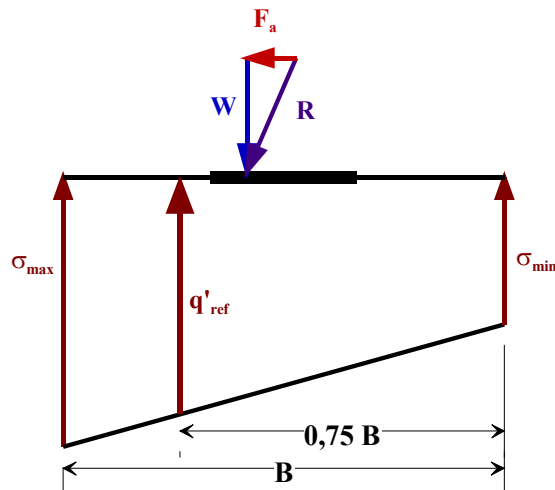


Fig. 15.6 Détermination de q'_{ref} à partir du diagramme de contrainte

$$q'_{ref} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

→ Ou par la méthode de Meyerhof en **recentrant la résultante des forces** sur une semelle fictive réduite de largeur $B' = B - 2e_G$ (Fig. 15.7)

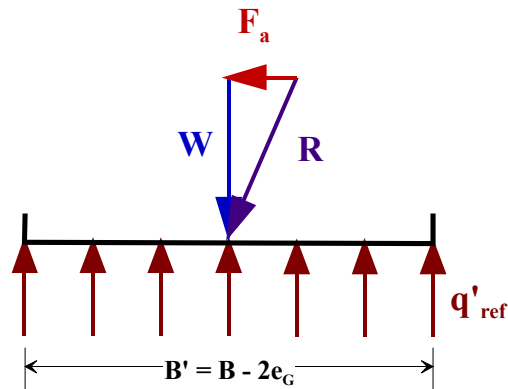


Fig. 15.7 Détermination de q'_{ref} à partir de la méthode de Meyerhof

$$q'_{ref} = \frac{V}{B - 2e_G}$$

avec $V = W$, poids du mur sur la figure 4.

La contrainte ultime q'_{ult} sera déterminée dans le cours de fondations superficielles. On adoptera actuellement un coefficient de sécurité partiel

$$\gamma_q = 2 + (i_\delta)^2 \quad \text{sur } q'_{ult}$$

i_δ étant le coefficient de réduction de la contrainte ultime du sol qui est fonction de l'inclinaison δ de la résultante des forces et de l'encastrement du mur (cf. fondations superficielles).

On vérifiera que

$$q'_{ref} \leq \frac{q_{ult}}{\gamma_q}$$

15.3 JUSTIFICATIONS VIS-A-VIS DE LA STABILITE GLOBALE

Cette vérification n'est pas spécifique aux murs de soutènement. Elle sera effectuée dans le cadre du calcul de stabilité des pentes.

Généralement, cette justification est importante dans le cadre des travaux en montagne (Fig.15.8).

On prendra, actuellement, un coefficient de sécurité de 1,5 sur $\text{tg}\phi'$ et C' sans pondérer le poids des terrains.

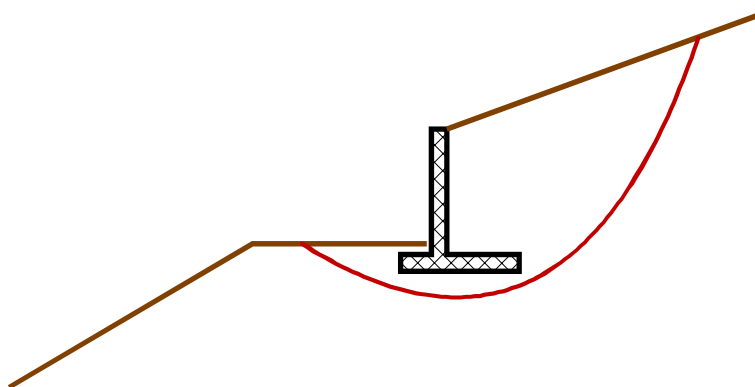


Fig. 15.8 Exemple de vérification de la stabilité globale d'un mur dans une pente

15.4 PRISE EN COMPTE DE L'EAU

Un mur de soutènement n'étant pas conçu comme un barrage, il ne peut pas reprendre de poussée hydrostatique sans subir de graves désordres qui mèneront généralement jusqu'à la rupture.

15.4.1 Poussées exercées par le squelette d'un sol à matrice grossière et l'eau

15.4.1.1 Poussée hydrostatique

L'eau a deux actions

Puisque $\sigma' = \sigma - u$, l'eau déjauge les grains qui auront donc une poussée plus faible que le cas sans eau $P_a = K_a \times \gamma' \times z$

Par contre, la poussée hydrostatique ($K_a, K_p = 1!$) s'ajoute à la poussée des grains $P_w = 1 \times \gamma_w \times z$

Généralement, la poussée totale grains et eau sera plus du double de la poussée des grains dans le cas où il n'y a pas de nappe. Ceci explique les sinistres qui surviennent en cas d'inondations, de fuites d'eau accidentelles de fontes des neiges importantes qui saturant en eau le massif de sol.

15.4.1.2 Poussée hydrodynamique

Pour éviter une action trop déstabilisatrice de l'eau, on draine le terrain pour abaisser la valeur de la pression interstitielle.

Quelle que soit la méthode de drainage, on se rappellera que la contrainte totale est une constante

$$\sigma = \sigma' + u = c^{te}.$$

On peut illustrer l'action du drainage sur deux exemples classiques, en supposant une alimentation continue.

- **Drain horizontal**

Cela peut être le cas pour un remblai avec un drain horizontal à sa base.

On peut considérer que les lignes d'écoulement sont verticales (les équipotentiels horizontales).

Le gradient est égal à 1 puisque $h_B = h$ et $h_c = 0$

$$i = \frac{\Delta h}{h} = 1 \quad (\text{Fig. 15.9})$$

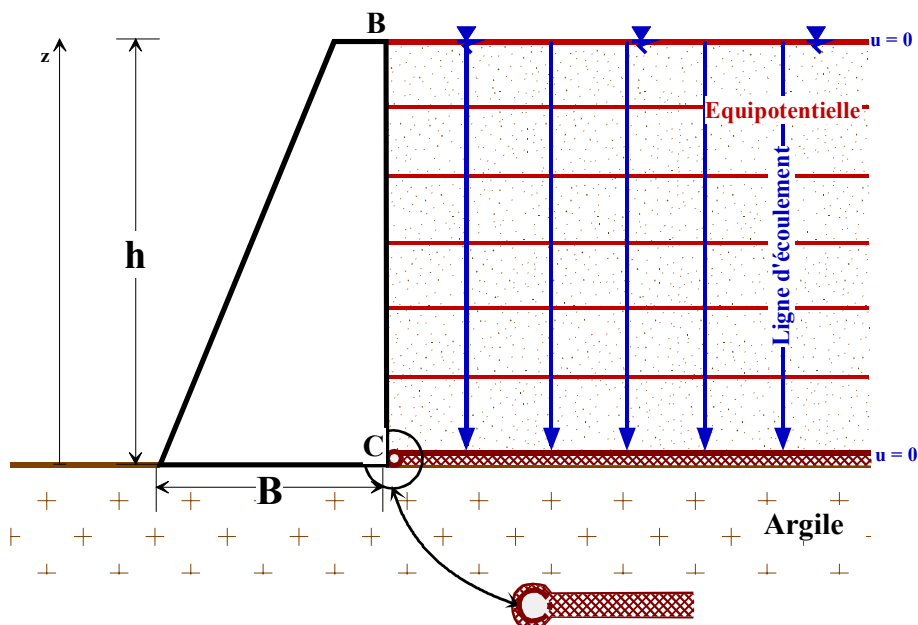


Fig. 15.9 Ecoulement vertical dans le massif de sol

En tout point du sol $h = z$, la pression interstitielle u est nulle.

Le squelette du sol est soumis à trois forces volumiques (Fig. 15.10)

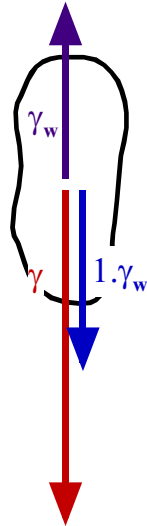


Fig. 15.10 Forces volumiques appliquées au squelette du sol sous un gradient hydraulique vertical descendant

- force de pesanteur (verticale descendante γ)
- force d'Archimède (verticale ascendante γ_w)
- force hydrostatique (verticale descendante $1 \cdot \gamma_w$)

Donc la force volumique résultante descendante qui s'applique au squelette du sol est égale dans ce cas à

$$\gamma - \gamma_w + \gamma_w = \gamma$$

Le sol est donc soumis à une contrainte verticale effective $\sigma = \sigma'$, qui transmet une poussée au mur avec le coefficient K_a .

La poussée des grains est, donc, égale à

$$P_a = K_a \times \gamma \times z \quad \text{avec } \gamma : \text{ poids volumique du sol saturé}$$

La poussée de l'eau est nulle

$$P_w = 0$$

Dans ce cas de drainage, la poussée des grains n'augmente que d'environ 10% par rapport au cas où il n'y a pas de nappe. Si le drainage est entretenu, le mur restera stable.

- **Drain vertical**

C'est généralement le cas pour un déblai, où le drain (géotextile) est continu ou discontinu.

Si l'on considère un drain continu, on peut tracer les lignes de courant et les équipotentielles qui permettent de connaître la pression interstitielle en tout point du sol (Fig.15.11).

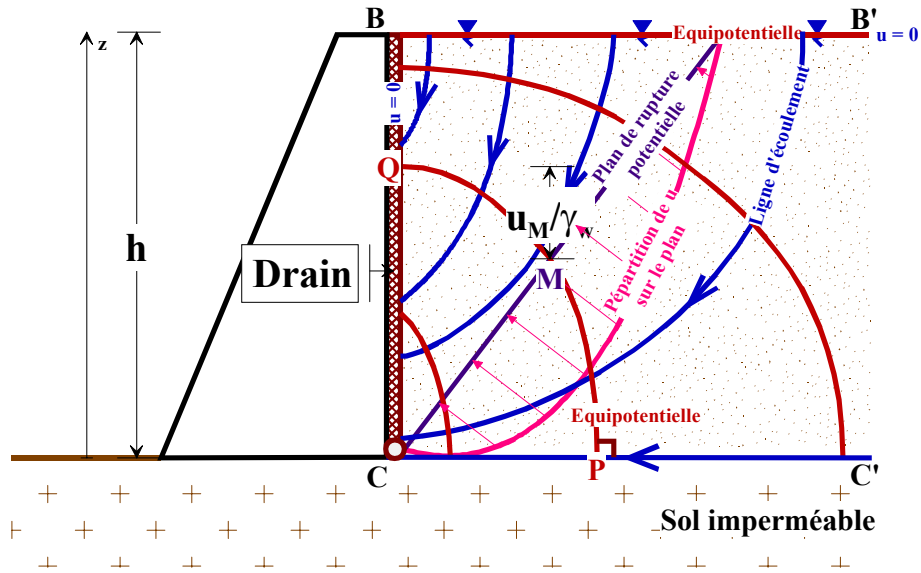


Fig. 15.11 *Massif de sol muni d'un drain vertical. Réseau d'écoulement Répartition des pressions interstitielles sur un plan de rupture potentielle*

La pression interstitielle est évidemment nulle dans le drain vertical.

Le massif de sol soumis à ce type d'écoulement n'est plus homogène, puisque le gradient est variable en direction et en valeur. On ne peut donc plus appliquer la méthode de Boussinesq avec les coefficients de poussée de Caquot-Kérisel-Absi et on est ramené à la méthode de Coulomb.

On faisait passer une série de plans de rupture potentielle par la base du mur O qui recoupe l'ensemble des équipotentiels.

Pour connaître la pression interstitielle au point M, par exemple, il suffit d'écrire l'équation de la charge

$$h_M = \frac{u_M}{\gamma_w} + z_M$$

Les points Q et M étant sur la même équipotentielle, $h_Q = h_M$. Le drain étant à la pression atmosphérique $u_Q = 0$ et $h_Q = z_Q$, d'où on déduit que

$$u_M = (z_Q - z_M) \times \gamma_w$$

On peut donc tracer la répartition des pressions interstitielles le long du plan de rupture potentielle, calculer la résultante de ces pressions et fermer le dynamique des forces (Fig.15.12)

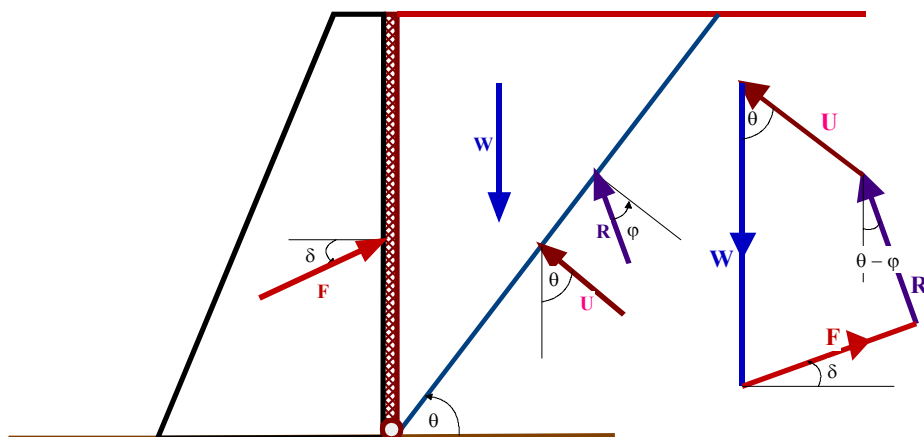


Fig. 15.12 *Dynamique des forces dans le cas du mur muni d'un drain vertical*

On fait varier θ pour déterminer le plan de rupture potentielle qui donne la force F maximum qui sera la force de poussée F_a .

15.4.2 Poussées exercées par le squelette d'un sol à matrice fine et l'eau

On doit distinguer le comportement à court terme du comportement à long terme.

15.4.2.1 Comportement à court terme

Si le massif de sol est saturé, les caractéristiques à court terme sont $\phi_u = 0$ et $C_u \neq 0$

Des fissures de traction dans le massif de sol pouvant se développer à l'arrière du mur, on ne tient pas compte dans le diagramme de poussée des contraintes de traction (Fig.15.13).

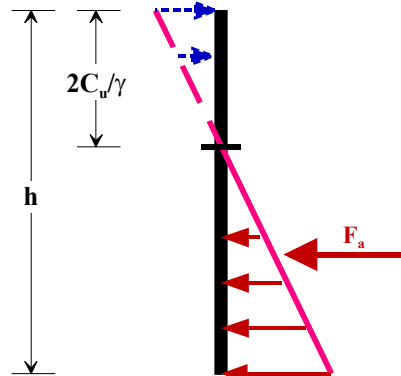


Fig. 15.13 Diagramme de poussée d'un sol purement cohérent

On calcule la poussée du terrain en contraintes totales

$$P_a = \gamma \times z - 2C_u \quad (\text{avec } \gamma : \text{le poids volumique total})$$

Le terrain commence à pousser à partir d'une distance égale à $\frac{2C_u}{\gamma}$ à compter du haut du mur. La poussée

sera calculée sur une distance $\left(h - \frac{2C_u}{\gamma} \right)$

15.4.2.2 Comportement à long terme

A long terme, un écoulement s'établit. On est ramené au cas (15.4.1.2) en considérant les caractéristiques effectives du sol à matrice fine ϕ' et C' . Généralement C' est faible à nulle.