

## II.1- Introduction

Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre. Ils sont conçus pour créer une dénivellée entre les terres situées à l'amont de l'ouvrage, c'est-à-dire soutenues par celui-ci, et les terres en aval. Cette dénivellée peut être réalisée en procédant à la mise en place de remblais derrière l'ouvrage ou par extraction des terres devant celui-ci.

En pratique il est souvent de réaliser les deux opérations, un apport de remblai derrière l'ouvrage et une extraction de terre devant celui-ci. Il existe de nombreux types d'ouvrages de soutènement, qui ont été conçus pour répondre aux situations les plus diverses. Ils se distinguent principalement par :

- leur morphologie ;
- leur mode de fonctionnement ;
- les matériaux qui les constituent ;
- leur mode d'exécution ;
- leur domaine d'emploi privilégié (urbain, montagneux, aquatique,...).

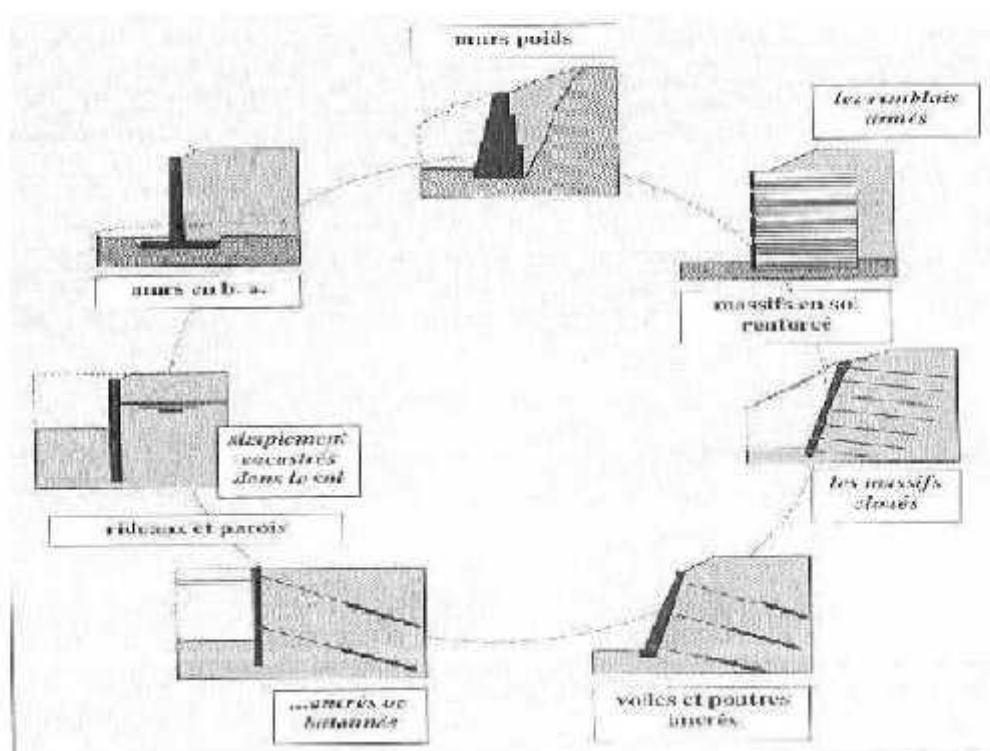


Figure (1) : Différents types d'Ouvrages de soutènement

## II.2- Pression Latérale des Terres

L'analyse de la pression latérale des terres est d'un aspect très important en mécanique des sols. Les applications sont très diverses et s'étendent du dimensionnement des ouvrages de soutènement jusqu'à l'étude de la stabilité des pentes et des talus.

L'étude des ouvrages de soutènements est basée sur l'état limite du sol (rupture). Les hypothèses généralement admises, qui le sol est dans un état de déformation plane et possède un comportement rigide-parfaitement plastique car l'écoulement par cisaillement se produit à contrainte constante.

### II.2.1- Pression des terres au repos

L'état des contraintes dans le sol n'est pas hydrostatique: la contrainte horizontale (latérale) n'est pas égale à la contrainte verticale.

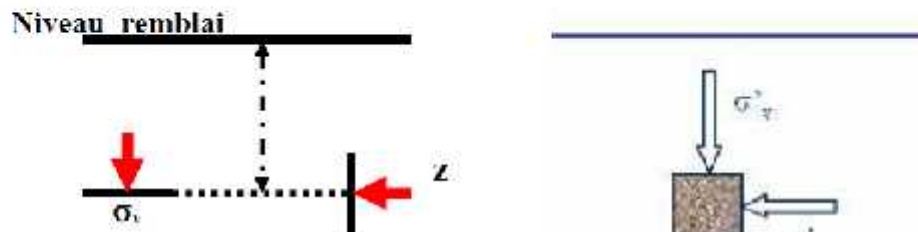


Figure (2) : Pression des terres au repos

En mécanique des sols, la relation entre contrainte latérale totale et la contrainte verticale totale est exprimée par un coefficient:

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

Pour le cas statique (pas de mouvement du sol)  $K = K_0$ , coefficient des terres au repos. Il est indépendant de l'état de saturation du massif. Pour une même couche de sol et une même masse volumique, il est constant. De ce fait, ce coefficient est très important pour l'analyse de stabilité et la conception des différents ouvrages. D'autres parts, on peut trouver des relations analytiques donnant  $K_0$  en fonction des propriétés du sol. A titre d'exemple, Jaky propose la relation suivante:

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

Mayne et Kulhawy proposent l'expression suivante pour les sols surconsolidés en phase d'expansion seulement:

$$K_0 = (1 - \sin \phi)(OCR)^{\sin \phi}$$

Où **OCR** est le taux de surconsolidation. Dans la littérature on trouvera des études sur la corrélation entre  $K_0$  et divers autres paramètres tels que indice de plasticité, degré de surconsolidation ...etc.

### II.2.2- Notion de Poussé et de Buté (Équilibre de Rankine)

Imaginons un écran mince vertical lisse dans un massif de sable. Il est soumis par définition à la poussée des terres au repos. En supprimant le demi massif de gauche, et en déplaçant l'écran parallèlement à lui-même loin du massif, il se produit un équilibre limite de poussée (ou état actif). Si en le déplaçant contre le massif, il se produit un autre équilibre limite dit de butée (ou état passif). La figure (3) présente la variation de la force latérale  $F$  appliquée à cet écran en fonction de son déplacement  $\Delta$  loin ou contre le massif.

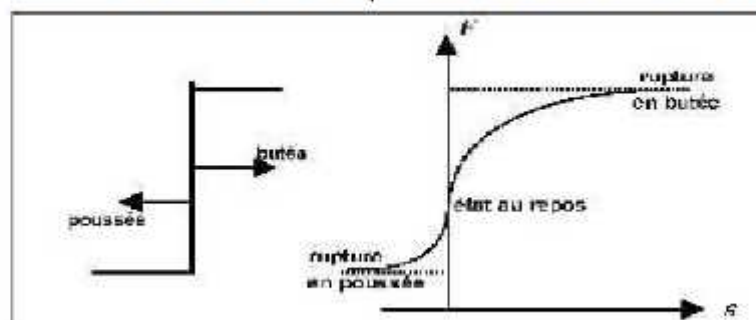


Figure (3) : Notion de Poussé et de Buté

### ➤ Poussé des terres - État Actif

Soit un massif de sol semi infini avec une surface horizontale et un écran vertical lisse. Le sol est supposé homogène et isotrope. Dans ces conditions, les contraintes  $\sigma_v$  et  $\sigma_h$  sont des contraintes principales (Figure - 4). Supposons que l'on effectue un déplacement de l'écran loin du massif ce qui induit une diminution de  $\sigma_h$ . Si le déplacement de l'écran est suffisant,  $\sigma_h$  atteint une valeur minimale correspondant à un état d'équilibre plastique.(Figure - 6).

### ➤ Buté des terres - État passif

Supposons que l'on déplace l'écran vers le massif de sol (Figure - 5). La contrainte  $\sigma_h$  croît jusqu'à ce qu'un état d'équilibre plastique soit atteint. Dans ces conditions,  $\sigma_h$  devient la contrainte principale majeure  $\sigma_1$  et  $\sigma_v$  sera la contrainte principale mineure  $\sigma_3$ . La contrainte latérale  $\sigma_h$  atteint son maximum lorsque le cercle de Mohr devient tangent à l'enveloppe de rupture (Figure - 6). La contrainte horizontale est dite pression passive.

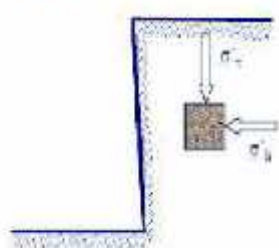


Figure (4) : Poussé des terre - État Active

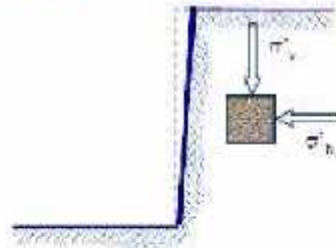


Figure (5) : Buté des terra -État Passive

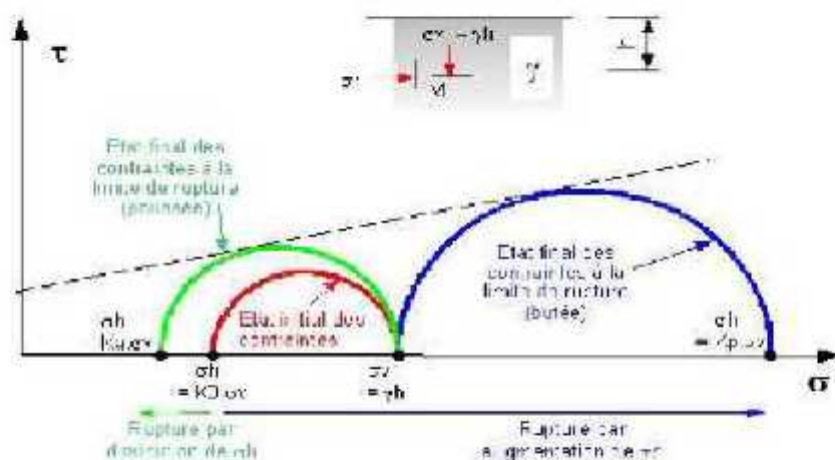


Figure (6) : Représentation de critère de Mohr-Coulomb pour les deux états d'équilibre de Rankine (Actif et Passif)

Le critère de rupture **Mohr – Coulomb** (Figure 5), est exprimé par la relation :

$$\sigma_1 = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \cdot \sigma_3 + \frac{2c \cdot \cos\phi}{1 - \sin\phi}$$

$$\sigma_1 = K \cdot \sigma_3 + 2c\sqrt{K}$$

Pour  $c = 0$  on aura  $\sigma_1 = K \cdot \sigma_3$

❖ Cas de poussé

$\sigma_h$  Et  $\sigma_v$  sont des contraintes principales.

$\sigma_h < \sigma_v$  donc  $\sigma_v = \sigma_1$  et  $\sigma_h = \sigma_3$  :

Remplaçant dans l'équation de critère de Mohr-Coulomb avec  $c = 0$  on obtient :

$$\sigma_v = K \cdot \sigma_h \quad \text{ce qui donne :}$$

$$\sigma_h = \frac{1}{K} \cdot \sigma_v = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \cdot \sigma_v = K_a \cdot \sigma_v$$

Donc le coefficient de la pression latérale dans le cas de **poussé** (Équilibre Inférieur)

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

❖ Cas de buté

$\sigma_h$  et  $\sigma_v$  sont des contraintes principales.

$\sigma_h > \sigma_v$  donc  $\sigma_v = \sigma_3$  et  $\sigma_h = \sigma_1$  :

Remplaçant dans l'équation de critère de Mohr-Coulomb avec  $C = 0$  on obtient :

$$\sigma_h = K_p \cdot \sigma_v = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot \sigma_v = K_p \cdot \sigma_v$$

Donc le coefficient de la pression latérale dans le cas de **buté** (Équilibre Supérieur)

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

Nous avons donc :

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) < K_0 = 1 - \sin \varphi < K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

La contrainte verticale du sol est évaluée comme suit :

$$\sigma_v = q + \sum_{i=1}^{i=n} \gamma_i \cdot h_i$$

## II.2.3- Méthode de Coulomb

La théorie de Coulomb est basée sur l'équilibre d'un coin de sol situé entre l'écran et une surface quelconque de glissement. Dans ce schéma le sol peut être limité par une surface libre faisant un angle  $\beta$  avec l'horizontal, et l'écran peut être incliné d'un angle  $\lambda$  par rapport au vertical. On considère aussi le frottement entre l'écran et le sol exprimé par un angle  $\delta$ , la théorie de Coulomb suppose que la surface de rupture (de glissement) est plane 'coin de glissement'.

Dans la *méthode de Coulomb*, la force latérale est déterminée, en étudiant l'équilibre du coin de glissement limité par la surface libre AC, l'écran AB et la ligne de glissement BC. On suppose que le milieu pulvérulent ( $c = 0$ ), la surface libre est non chargée et la ligne de glissement est rectiligne.

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda)}{\cos(\delta + \lambda)} \cdot \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \lambda) \cdot \cos(\beta - \lambda)}}\right]^2}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda)}{\cos(\delta + \lambda)} \cdot \frac{1}{\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \lambda) \cdot \cos(\beta - \lambda)}}\right]^2}$$

Si la surface libre est horizontale ( $\beta = 0$ ), l'écran est verticale ( $\lambda = 0$ ) et on néglige le frottement entre l'écran et le sol ( $\delta = 0$ ), les expressions de  $K_a$  et  $K_p$  se réduisent à :

$$K_a = \frac{1 - \sin(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)} = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) ; \quad K_p = \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

### II.3- Dimensionnement des ouvrages de soutènement

Dimensionner un ouvrage de soutènement consiste à déterminer sa forme géométrique et ses éléments structuraux, pour qu'il soit stable sous l'action des forces appliquées et notamment de la poussée des terres qu'il retient. La plupart des méthodes de dimensionnement reposent sur des calculs à la rupture (état limite), avec la prise en compte de coefficients de sécurité.

#### II.3.1- Modes de rupture des ouvrages de soutènement

Cinq modes de rupture, illustrés à la figure ci-dessous peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement :

- le glissement de l'ouvrage sur sa base (Fig. **a**) ;
- le renversement de l'ouvrage (Fig. **b**) ;
- le poinçonnement du sol de fondation (Fig. **c**) ;
- le grand glissement englobant l'ouvrage (Fig. **d**) ;
- la rupture des éléments structuraux de l'ouvrage (Fig. **e**).

#### II.3.2- Résistance au cisaillement du sol et frottement sol-mur

##### II.3.2.1- Paramètres de résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement du sol est l'un des paramètres les plus importants dans l'étude de la stabilité d'un ouvrage de soutènement. En dehors des sols pulvérulents où seul intervient l'angle de frottement interne  $\varphi$ , les sols comportant une partie notable de fines ont une résistance au cisaillement dépendant à la fois de leur état de saturation et de la rapidité de la sollicitation en cisaillement. Pour un sol fin saturé, la résistance à court terme est caractérisée par la seule cohésion non drainée  $c_u$ , l'angle de frottement étant alors nul ( $\varphi_u = 0$ ). Par contre, la résistance effective ou à long terme est caractérisée par deux paramètres :  $c$  la cohésion effective et  $\varphi'$  l'angle de frottement interne effectif.

Il convient d'être prudent sur la prise en compte de la cohésion effective  $c'$  dans le cas des sols saturés. On néglige souvent la cohésion ( $c = 0$ ) dans le calcul de la poussée considérant qu'elle peut être facilement détruite sous l'effet, notamment, des déplacements de l'ouvrage.

### II.3.2.2- Frottement sol- mur

L'angle de frottement  $\delta$  entre le sol et le parement arrière du mur dépend des facteurs suivants :

- la rugosité du parement ;
- l'angle de frottement interne du sol  $\varphi$  ;
- le tassement relatif entre le mur et le sol ;
- l'inclinaison de la surface.

En première approximation on peut déterminer cet angle de frottement en fonction de l'état de surface du parement. Lorsque l'ouvrage de soutènement a tendance de tasser plus que le sol retenu, ce qui est le cas, par exemple, d'un mur plaqué contre un talus de déblai, l'angle  $\delta$  est alors négatif. Le tassement relatif entre le sol et le mur joue ainsi un rôle important. Dans tous les cas courants de murs rugueux en béton ou en maçonnerie, la valeur de  $2/3 \varphi$  est souvent retenu.

### II.3.3- Calcul des efforts de poussée ou de butée

Le calcul des efforts de poussée ou de butée dans les ouvrages de soutènement doit tenir compte des paramètres et des facteurs suivants :

- le poids volumique du sol ;
- la résistance au cisaillement du sol ;
- le frottement entre le sol et l'ouvrage ;
- l'inclinaison de la surface du sol à l'amont et à l'aval de l'ouvrage ;
- les déformations et déplacements relatifs de l'ouvrage par rapport au sol ;
- la présence d'une nappe d'eau ;
- les surcharges à la surface du sol.

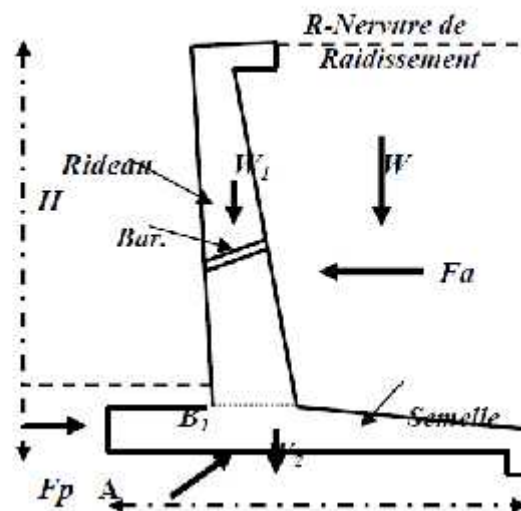
D'une façon générale, le calcul de la force de poussée ou de butée doit tenir compte de l'amplitude et de la direction du mouvement relatif de l'ouvrage par rapport au sol. Les mouvements plus faibles sont suffisants pour mobiliser la poussée, cependant pour mobiliser la butée, des déplacements plus importants sont nécessaires.

## II.4- Murs Cantilevers en Béton Armé (B.A)

### II.4.1- Définitions

Un mur de soutènement en B.A. est généralement constitué par les éléments suivants :

- **Un Rideau  $R_r$**  : qui soutienne le massif et reçoit la poussée de terre, il est généralement mené d'une nervure  $R$  dans son extrémité supérieure, pour raidissement. Des ouvertures, nommées Barbacanes  $Ba$ , sont prévu à travers le rideau pour assurer le drainage de l'eau en dehors du massif derrière le mur ;
- **Une semelle  $S$**  : qui sert comme fondation de l'ouvrage et débordé en avant pour assurer une bonne répartition de contraintes sur le sol, de côté de massif la semelle est généralement terminée par une nervure appelée Bêche, pour augmenter l'adhérence entre le sol et la base de mur.



**Figure (7) :** Murs de soutènement cantilevers en Béton Armé sous l'action de différentes forces

En premier lieu, il est convient de vérifier que les déplacements du mur sont suffisants pour mobiliser la poussée ou la butée. La force de poussée doit, par ailleurs, être calculée en fonction des conditions hydrauliques probables les plus défavorables derrière le mur.

**Il faut mettre dans l'esprit qu'un remblai horizontal totalement saturé d'eau pousse environ 2,5 fois plus que le même remblai sec.**

Il est donc nécessaire d'éviter toute saturation du remblai ou stagnation des eaux derrière le mur, et d'assurer toujours un bon drainage de sol, pour diminuer, autant que possible, l'effet de l'eau sur la force de poussée exercée. Parmi les dispositifs de drainage couramment adoptés, on distingue :

- **les barbacanes** qui sont des tubes légèrement inclinés vers l'aval et traversant le mur, ce qui permet à l'eau située derrière le mur d'être évacuée ;
- le filtre placé à l'arrière du mur** soit directement contre le parement vertical, soit sur le terrain naturel en pente.

Les murs de soutènement cantilevers à grande hauteur sont souvent menés par des éléments appelés les **contreforts** pour augmenter leurs rigidités.

#### II.4.2- Étude de la stabilité de mur de soutènement cantilever en B. A

L'étude de la stabilité de mur de soutènement comporte l'évaluation des forces, qui agissent sur l'ouvrage, qui sont :

- Le poids propre de mur  $G = W_1 + W_2$  ( $W_1$  poids de rideau et  $W_2$  poids de la semelle) ;
- Le poids de terres sur la semelle  $W$  ;
- La force latérale due au poussé des terres  $F_a$  ;
- La force due au buté des terres  $F_p$  (souvent négligée) ;
- La réaction du sol de fondation  $R$ .

On va considérer trois types de stabilité.

- ❖ Stabilité vis à vis le renversement autour de l'axe de rotation l'arrêt (A),
- ❖ Stabilité vis à vis le glissement sur la base,
- ❖ Stabilité de sol de fondation au-dessous de la semelle.

#### II.4.2.1- Stabilité vis à vis le renversement

La stabilité vis à vis le renversement est étudié à travers l'évaluation d'un coefficient de sécurité  $F_s$  égale au rapport de moment des forces stabilisatrices  $M_{sta}$  et moment des forces renversantes  $M_{rev}$  par rapport à l'axe de rotation l'arrêt (A).

Avec :  $\delta \neq 0$

$$M_{sta} = W_1.y_1 + W_2.y_2 + W.y + Fa_v.Sin(\delta).y'$$

$$M_{rev} = Fa_h.z_0$$

$$F_s = \frac{M_{sta}}{M_{rev}} \geq 1.5 \text{ a } 3$$

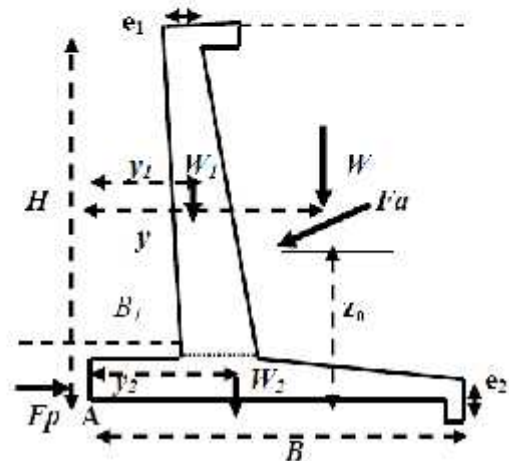


Figure (8) : Stabilité vis-à-vis renversement

#### II.4.2.2- Stabilité vis à vis au glissement

Sous l'action de la poussée de terre le mur peut subir de déplacement horizontal sur sa base, les forces de frottement et d'adhésion vont opposer ce déplacement.

Pour assurer la sécurité vis à vis le glissement on doit déterminer un coefficient de sécurité :

$$F_s = \frac{Fr}{\sum F_h} \geq (1.5 \dots 2.5)$$

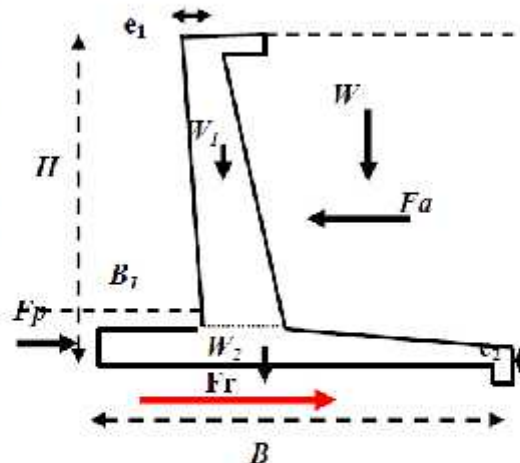


Figure (9) : Stabilité vis-à-vis le glissement

La force due aux frottements au niveau de la base du mur donc :

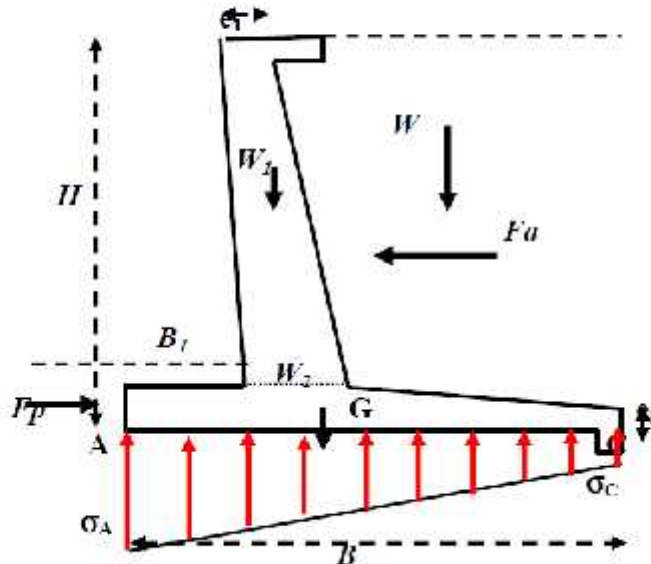
$$Fr = \tau.S = a.S + \sigma.S.tg\delta_b$$

$$= a.B + \sum F_v.tg\delta_b$$

$$F_s = \frac{a.B + \sum F_v.tg\delta_b}{F_a - F_p}$$

### II.4.2.3- Stabilité de sol de fondation (Poinçonnement)

Sous différentes sollicitations la base de mur transmet ces forces sous forme d'une distribution de contraintes sous la semelle (**Figure - 10**). La condition de stabilité de sol de fondation est satisfaite par les deux conditions suivantes.



**Figure (10) :** Stabilité de sol de fondation sous la semelle

$$(1) \quad \sigma_{\max} = \sigma_A \leq \sigma_{\text{sol}} \quad \text{et} \quad (2) \quad \sigma_{\min} = \sigma_C \geq 0$$

$$\sigma_A = \frac{F}{S} + \frac{M_G \cdot y}{I} \quad \text{avec}$$

$$\sigma_C = \frac{F}{S} - \frac{M_G \cdot y}{I}$$

$$\sigma_A = \frac{\sum_{i=1}^n F_{vi}}{B} + \frac{6 \cdot M_G}{B^2} \quad ; \quad \sigma_C = \frac{\sum_{i=1}^n F_{vi}}{B} - \frac{6 \cdot M_G}{B^2}$$

La deuxième condition est aussi satisfaite si l'excentricité

$$e = \frac{M_G}{\sum F_v} \leq \frac{B}{6}$$

*C'est à dire que la résultante des forces passe à l'intérieur de tiers médiane de la semelle.*