

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie civil et d'Hydraulique  
Référence : 2021 /2022



جامعة محمد خيضر بسكرة  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
قسم الهندسة المدنية والري  
المرجع. 2022/2021

## Mémoire de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Intitule:

**Etude numérique de l'effet d'une surcharge filante sur le  
comportement d'un mur de soutènement**

**Etudiante :**

BECHA Chaima

**Encadreur:** Prof. MABROUKI Abdelhak

**Co-Encadreur:** Dr. BOUMÉKIK Nour elislam

Année universitaire : 2021 – 2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## *Remerciements*

*Je remercie, en premier lieu, notre Dieu le plus Puissant qui a bien*

*voulu*

*nous donner la force et le courage Pour effectuer le présent travail.*

*En second lieu, je tiens à remercier mon encadrant **MABROUKI***

***Abdelhak** pour son sérieux, sa compétence et ses orientations.*

*Et je remercie chaleureusement **BOUMEKIK Nour elislam** de*

*m'avoir aidé.*

*J'adresse également ma profonde gratitude au personnel*

*pédagogique de*

*département des Génie Civil et Hydraulique, et surtout ceux qui ont*

*m'enseigné pendant la période de ma formation.*

*Je remercie tous les enseignants de la Géotechnique.*

*Je remercie aussi tous ceux qui ont contribué de près ou loin à la*

*réalisation de ce travail..*

# *Dédicaces*

*Ce travail témoigne de mon profond respect*

*Je dédie ce travail à ma mère **ISMAHANE***

*Pour sa gentillesse, sa douceur, son affection, son amour, ses sacrifices,  
sa patience, et son encouragement durant toute ma vie.*

*A mon cher papa **NABIL***

*pour sa confiance, ses encouragements, son soutien, son aide, sa  
compréhension, et ses sacrifices durant toute ma vie et particulièrement  
durant mon parcours d'étude.*

*Aucune dédicace ne pourrait exprimer mon respect, ma considération et  
mes profonds sentiments envers eux.*

*A ma chère sœur **MERIAME***

*A Mon grand-père **TOUALBIA ELMOULDI***

*Pour sa encouragements durant mon parcours d'étude.*

*Et à tous les membres de ma famille sans aucune exception.*

*À mes chères amies ‘ **YOUSRA, DJIHEN , RAYEN ,KHOULOU &  
SAMIHA** ‘*

*A tous mes amis et mes collègues de promotion.*

**BECHA CHAIMA**

## Résumé :

Les Murs de soutènement sont des ouvrages importants au vu de leur coût et de leur fonction. Leur protection est très recommandée car les dégâts qu'ils peuvent occasionner sont énormes en cas de renversement ou de glissement.

Ce mémoire vise à étudier l'influence de la surcharge sur la répartition de la pression active le long d'un écran rigide, cette surcharge filante est de largeur  $b$  et qui est situé à une distance  $d$  par rapport à l'écran rigide, la présente étude a été effectuée en utilisant une analyse élastoplastique à l'aide du code de calcul Flac 2D.

Les résultats montrent l'influence significative de la surcharge sur la distribution de la pression active.

**Mots clé :** Ouvrage de soutènement, pressions de terres, surcharge, poussée, analyse élastoplastique, Flac.

## **Abstract :**

Retaining walls are important structures in view of their cost and their function. Their protection is highly recommended because the damage they can cause is enormous in the event of overturning or slipping.

This thesis aims to study the influence of the overload on the distribution of the active pressure along a rigid screen, this shooting overload is of width  $b$  and which is located at a given distance with respect to the rigid screen, the present study was carried out using an elastoplastic analysis using the Flac 2D computer code.

The results show the significant influence of the overload on the distribution of the active pressure.

**Key words:** Retaining structure, earth pressures, overload, thrust, elastoplastic analysis, Flac.

## ملخص :

الجدران الاستنادية هي هياكل مهمة بالنظر إلى تكلفتها ووظيفتها. يوصى بشدة بحمايتها لأن الضرر الذي يمكن أن تسببه يكون هائلاً في حالة الانقلاب أو الانزلاق. تهدف هذه الأطروحة إلى دراسة تأثير الحمل الزائد على توزيع الضغط النشط على طول شاشة صلبة ، وهذا الحمل الزائد للتصوير يكون بعرض  $b$  والذي يقع على مسافة معينة فيما يتعلق بالشاشة الصلبة ، وقد أجريت الدراسة الحالية باستخدام تحليل مرن باستخدام كود الكمبيوتر Flac 2D. تظهر النتائج التأثير الكبير للحمل الزائد على توزيع الضغط النشط.

**الكلمات المفتاحية:** جدار استنادي ، ضغوط الأرض ، الحمل الزائد ، الدفع ، تحليل اللدائن المرنة ، Flac

# Table de matière

Résumé : .....	v
Abstract : .....	vi
: ملخص .....	vii
Liste des figures : .....	i
Liste des tableaux : .....	iv
LISTE DES NOTATIONS PRINCIPALES : .....	v
Introduction général.....	vii

## Chapitre 01

### Pressions active des terres et classification des ouvrages de soutènement

1.1 Introduction .....	3
1.2 Définition.....	3
1.3 Classification des ouvrages de soutènement : .....	4
1.3.1 Classification selon l’Eurocode7 (2005) : .....	4
1.3.1.2 Les écrans de soutènement : .....	4
1.3.1.3 Les ouvrages de soutènement composites : .....	5
1.3.2 Classification selon les manières de reprises des efforts : .....	5
1.3.2.1 Fonctionnement par le poids : .....	5
1.3.2.2 Fonctionnement par encastrement : .....	6
1.3.2.3 Fonctionnement par ancrage : .....	8
1.3.3 Classification selon la rigidité du système : .....	9
1.3.3.1 Mur rigide: .....	9
1.3.3.2 Mur flexible ( les ouvrages souples) : .....	9
1.4 Action des terres en état de rupture .....	9
1.4.1 Action des terres en état de rupture sur l’écran due au poids propre du milieu : .....	9
1.4.2 Action des terres en état de rupture sur l’écran due aux surcharges : .....	10
1.4.3 Action des terres en état de rupture sur l’écran due à la cohésion du sol : .....	11
1.5 Vérifications à l’état limite ultime des ouvrages de soutènement : .....	12
1.6 Notions de poussée et butée : .....	13
1.6.1 Poussée : .....	13
1.6.2 Butée : .....	13
1.7 Etat d’équilibre limite : .....	14
1.7.1 Etat de repos K0 (état du sol) : .....	14
1.7.2 Equilibre limite inférieur ou équilibre de poussée : .....	16



1.7.3	Equilibre limite inférieur ou équilibre de butée :.....	16
1.8	Modes de rupture des ouvrages de soutènement : .....	17
1.9	Conclusion :.....	18

## **Chapitre 02**

### **Méthode de détermination des pressions due aux surcharges**

2.1	Introduction .....	19
2.2	Calcul de la pression latérale de la terre : .....	19
2.2.1	Pression de la terre au repos :.....	19
2.3	Théorie de l'équilibre limite :.....	21
2.3.1	Méthode de Coulomb (1776) :.....	21
2.3.2	Détermination des forces de poussée et de butée par la méthode de Coulomb(1776) : 23	
2.3.2.1	Cas de pression active des terres (la poussée) :.....	23
2.3.2.2	Cas de pression passive des terres (butée) :.....	25
2.4	Théorie des lignes de glissement .....	26
2.4.1	Méthode de Rankine (1857) :.....	26
2.4.2	Détermination des forces de poussée et de butée par la méthode Rankine : .....	29
2.4.2.1	Pression active des terres : .....	29
2.4.2.2	Pression passive des terres : .....	30
2.4.3	Théorie de BOUSSINESQ (1882) :.....	30
2.4.4	Méthode de SOKOLOVSKI (1961) :.....	33
2.4.4.1	Cas d'une surcharge uniforme : .....	34
2.4.5	Méthodes de Caquot et KERISEL :.....	35
2.4.6	Méthodes d'analyse limite :.....	37
2.5	Méthode graphique .....	38
2.5.1	Méthodes graphique de Cullman :.....	38
2.6	Méthodes numériques :.....	39
2.7	Conclusion :.....	40

## **Chapitre 03**

### **Synthèse bibliographique sur les études de pression due aux surcharges**

3.1	Introduction .....	41
3.2	Présentation de quelques études sur l'influence de la surcharge.....	41
3.2.1	Motta(1994) :.....	41
3.2.2	Venanzio R. Greco(2006) .....	44
3.2.3	Farzanehet al(2013).....	48
3.2.4	Salman et al (2011) .....	52

<b>3.3</b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>55</b>
------------	------------------------	-----------

## **CHAPITRE 4**

### **Analyse numérique de l'effet de surcharge sur la répartition des pressions des terres active**

<b>4.1</b>	<b>Introduction .....</b>	<b>56</b>
<b>4.2</b>	<b>Présentation du logiciel FLAC 2D.....</b>	<b>56</b>
<b>4.3</b>	<b>Problème étudié .....</b>	<b>57</b>
<b>4.4</b>	<b>Modélisation numérique .....</b>	<b>57</b>
<b>4.5</b>	<b>Paramètres adopté dans la modélisation numérique .....</b>	<b>59</b>
<b>4.6</b>	<b>Résultats et discussion.....</b>	<b>59</b>
<b>4.7</b>	<b>Mécanisme et surface de rupture .....</b>	<b>61</b>
<b>4.8</b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>63</b>
	<b>Conclusion générale.....</b>	<b>64</b>
	<b>Références bibliographiques .....</b>	<b>65</b>

## Liste des figures :

### Chapitre 01 : Pressions active des terres et classification des ouvrages de soutènement

<b>Figure1.1:</b> Mur en remblai et mur en déblai. ....	3
<b>Figure1.2 :</b> Les murs poids.....	4
<b>Figure1.3 :</b> Ecrans de soutènement.....	5
<b>Figure1.4 :</b> Ouvrages de soutènements composites.....	5
<b>Figure1.5 :</b> Mur cantilever en béton armé.(Schlosser, C 244).....	6
<b>Figure 1.6 :</b> Diagramme des contraintes sur un écran, due à la cohésion d'un terrain en rupture généralisé.(Benmeddour, 2022).....	10
<b>Figure 1.7 :</b> Diagramme des contraintes sur un écran, due à la cohésion d'un terrain en rupture généralisée. (Benmeddour, 2022).....	10
<b>Figure 1.8 :</b> Diagramme des contraintes sur un écran, due au poids propre du terrain en rupture généralisée. (Benmeddour, 2022).....	11
<b>Figure1.9:</b> États limites de rupture de l'ensemble de l'ouvrage d'après l'Eurocode7. ....	12
<b>Figure1.10:</b> Contrainte au repos. ....	15
<b>Figure1.11 :</b> Modes de rupture des ouvrages de soutènement. (Schlosser, C 244).....	18

### Chapitre 02 :Méthode de détermination des pressions due aux surcharges

<b>Figure 2.1 :</b> Etat de contrainte dans un massif semi-infini à surface horizontale. (Benmeddour, 2022).....	20
<b>Figure 2.2 :</b> Équilibre du coin coulomb.....	22
<b>Figure 2.3 :</b> Géométrie pour l'analyse de Coulomb.....	23

<b>Figure 2.4:</b> Coin de Coulomb passif pour un sol frottant soutenu par un mur à surface lisse. (Benmeddour, 2022).....	25
<b>Figure 2.5 :</b> Equilibre d'un coin coulomb (butée). (Benmeddour, 2022).....	26
<b>Figure 2.6 :</b> Triangle de contraintes pour l'analyse de Rankine.....	27
<b>Figure 2.7 :</b> Contraintes et dimensions de l'élément pour l'analyse de Rankine.....	28
<b>Figure 2.8 :</b> Etats d'équilibre plastique de Rankine (poussée-butée), pour un sol cohérent. ....	28
<b>Figure 2.9 :</b> Équilibres de Boussinesq et de Rankine.....	31
<b>Figure 2.10 :</b> Lignes caractéristiques des zones de rupture.....	34
<b>Figure 2.11 :</b> Schéma du mécanisme de rupture en cas d'une surface horizontale ( $\beta=0$ ). ....	34
<b>Figure 2.12 :</b> Poussée Passive de Cullman.....	38

### **Chapitre 03 :Synthétique bibliographique sur les études des pressions due aux surcharges.**

<b>Figure 3.1:</b> Mécanisme de rupture adopté par Motta(1994). (Motta, E 1072-1079).....	42
<b>Figure3.2 :</b> Valeurs du coefficient de pression active de terre $K_a, \gamma q$ par en fonction du paramètre adimensionnel(Motta, 1994).(Motta, E 1072-1079).....	44
<b>Figure3.3 :</b> Coin soumis à une bande de surcharge verticale. (Venanzio, 2006).....	45
<b>Figure 3.4 :</b> Fonctions $[Af + qb]g, Afg, [Bf - qd]g$ en fonction de l'angle $\alpha$ .(Venanzio, 2006).....	46
<b>Figure 3.5 :</b> Pour $\alpha q < \chi_1$ la pression maximale est atteinte à l'intersection entre les fonctions $[Af + qb]g$ et $[Bf - qd]g$ (a et c) ou de la fonction $Afg$ (c). (Venanzio, 2006).....	47

**Figure 3.6 :** Mécanisme de rupture: (a) coupe transversale; (b) hodographe de vitesse; (c) relations trigonométriques entre vecteurs de vitesse (O. Farzaneh, F. Askari, J. Fatemi / Vol. 12, No. 4 ).....49

**Figure 3.7:** Comparaison des résultats de Farzaneh et al (2013) avec l'approche de distribution à 45°, la méthode Beton Kalendar et la solution élastique pour ( $\varphi=30^\circ$ ,  $b/H=0,3$ ,  $\delta/\varphi=2/3$ ,  $q/\gamma h=1,5$ ). (O. Farzaneh, F. Askari, J. Fatemi, 2014).....50

**Figure 3.8:** Comparaison des résultats de Farzaneh et al (2013) avec l'approche de Coulomb généralisée ( $a/H=0$ ,  $b/H=0,3$  et  $\delta/\varphi=1/2$ ). (O. Farzaneh, F. Askari, J. Fatemi, 2014).....51

**Figure 3.9:** Comparaison des résultats de Farzaneh et al (2013) avec l'approche de Coulomb généralisée ( $\varphi=35^\circ$ ,  $b/H=0,2$ ,  $\delta/\varphi=1/2$ ). (O. Farzaneh, F. Askari, J. Fatemi, 2014)..... 51

**Figure 3.10 :** Répartition horizontale de la pression des terres derrière un modèle de mur de soutènement rigide (F. A. Salman, et all, 2011) (F. A. Salman, M. Y. Fattah, S. M. Shirazi and A. Mahrez, 2011).....53

**Figure 3.11 :** Effet combiné du remblai et de la charge linéaire sur la répartition des contraintes derrière le mur de soutènement, (F. A. Salman, et all, 2011) (F. A. Salman, M. Y. Fattah, S. M. Shirazi and A. Mahrez, 2011) .....54

**Figure 3.12 :** Effet combiné du remblai et de la charge linéaire sur la répartition des contraintes derrière le mur de soutènement (F. A. Salman, et all, 2011) (F. A. Salman, M. Y. Fattah, S. M. Shirazi and A. Mahrez, 2011) .....54

## **Chapitre 04 : Analyse numérique de l'effet de surcharge sur la répartition des pressions des terres active**

**Figure 4.1:** Présentation du problème étudié.....57

**Figure 4.2:** Présentation du model numérique adopté.....58

**Figure 4.3:** Distribution de pression active de terre le long de l'écran rigide sans surcharges et pour différents emplacements ( $d=0$ ,  $0.2$  et  $0.4m$ ) de la surcharge  $q$ .....60

**Figure 4.4** : Distribution de pression active de terre le long de l'écran rigide sans surcharges et pour différents emplacements ( $d=0.8, 1.2$  et  $1.6m$ ) de la surcharge  $q$ .....61

**Figure 4.5** : Mécanisme de rupture avec et sans surcharge .....62

## Liste des tableaux :

### Chapitre 01 : Pressions active des terres et classification des ouvrages de soutènement.

<b>Tableau 1.1</b> : Avantages et inconvénients des parois. .....	7
<b>Tableau 1.2</b> : Les Avantages et inconvénients des rideaux palplanches .....	8
<b>Tableau 1.3</b> : Les divers types d'ouvrages de soutènement classés d'après la distinction précédente. (Schlosser, C244).....	8
<b>Tableau 1.4</b> : Déplacement du mur nécessaire pour une poussée. .....	13
<b>Tableau 1.5</b> : Déplacement du mur nécessaire pour une pression passive.....	14
<b>Tableau 1.6</b> : Relation empiriques pour le coefficient de pression des terres au repos. .....	16

### Chapitre 02 : Méthode de détermination des pressions due aux surcharges

<b>Tableau 2.1</b> : Les expressions du coefficient de pression des terres au repos .(Benmeddour, 2022).....	21
<b>Tableau 2.2</b> : Les tables de Caquot et KERISEL. .....	36
<b>Tableau 2.3</b> : coefficient de réduction $\psi$ pour $ \delta  < \varphi$ . .....	37

### Chapitre 04 : Analyse numérique de l'effet de surcharge sur la répartition des pressions des terres active

<b>Tableau 4.1</b> : Valeurs et propriétés mécaniques et physiques du model utilisé.....	59
---	----

## LISTE DES NOTATIONS PRINCIPALES :

**K**: coefficient de pression des terres.

**$K_0$**  :le coefficient de pression des terres au repos

**$K_p$**  : est un coefficient de butée.

**$K_a$**  : est un coefficient de poussée.

**$K_{aq}$**  : considère le signe supérieur pour la poussée.

**$K_{pq}$**  : considère le signe inférieur pour la butée.

**kh** : le coefficient sismiques dans le sens horizontal respectivement.

**Kv** : le coefficient sismiques dans le sens vertical respectivement.

**Kq** : Le coefficient dû à une surcharge.

**$K_{q,q}$**  :la contrainte sur l'écran a une intensité.

**$K_\gamma$**  : Le coefficient dû au poids des terres.

**$K_{a\gamma}$**  : Le coefficient dû au poids des terres en cas de poussée.

**$K_{p\gamma}$**  : Le coefficient dû au poids des terres en cas de butée.

**W** : poids du sol.

**F** : des efforts de frottement et de cohésion.

**P** : réaction de l'écran ab sur le massif.

**$P_{max}$**  : valeur maximale de poussée.

**$P_p$**  : la force minimale de butée.

**$P_q$**  : La pression ultime sur le mur provenant.

**$\sigma$**  : la contrainte.

**$\sigma_{hmax}$**  : la pression passive des terres pour une profondeur.

**$\sigma_v$** : Contrainte normale radiale.



$\sigma_{\theta}$  : Contrainte normale orthoradiale.

$\sigma_z$  : contrainte géostatique verticale.

$\sigma'_p$  : la contrainte de butée.

$\sigma'_a$  : la contrainte de poussée.

$\sigma'_{v0}$  : la contrainte effective verticale.

$\sigma_z$  : contrainte géostatique verticale.

$\tau$  : Contrainte de cisaillement.

$\lambda$  : fonction de l'inclinaison du mur.

$\varphi$  : l'angle de frottement.

$\varphi'$  : angle de frottement interne du sol.

$\beta$  : l'inclinaison de la surface de remblai.

$\delta$  : l'angle de frottement entre le mur et le sol.

$\Psi$  : coefficient de réduction.

$C$  : cohésion du sol.

$\delta$  : angle de frottement entre le sol et la structure.

$\theta$  : l'angle d'inclinaison de la surface de rupture par rapport à l'horizontale.

$\gamma$  : Le poids volumique du sol.

$\alpha$  : inclinaison de la face arrière de la structure par rapport à la verticale.

$k_h$  : le coefficient sismiques dans le sens horizontal respectivement.

$K_v$  : le coefficient sismiques dans le sens vertical respectivement.

$q$  : surcharge verticale .

$H$  : hauteur du mur.

## Introduction général

Les murs de soutènements ont souvent comme objectif la création d'une plateforme destinée à accueillir un carrefour d'aménagement qui régulariserait le trafic à destination des viaducs ou comme notre cas ici le mur est destiné à soutenir les terres et empêcher leur déploiement désorganisé. La spécificité de ces murs de soutènements réside non seulement dans leurs grandeurs, mais aussi dans le contexte particulier qui caractérise la nature du sol de la fondation du site.

En effet, construire sur un sol de mauvaises caractéristiques mécaniques représente toujours des défis majeurs à relever, ce qui se répercute directement sur les dimensions, et par conséquent, sur le coût global du projet. La construction des murs de soutènements est une opération assez complexe pour l'ingénieur commençant par le choix de type de conception de l'ouvrage et s'adaptant avec les caractéristiques naturelles ainsi que les terres à soutenir, tout en répondant aux exigences du maître d'ouvrage assurant la sécurité, la stabilité, qualité et cela avec un coût optimal. (Delhem et Bella, 2019).

La stabilisation des massifs de sol se fait généralement, soit par la construction d'un ouvrage de soutènement, ce procédé rentre dans le domaine de la structure, soit par l'ajout d'éléments de renforcement au sol en place, ce procédé appartient au domaine de la géotechnique.

Toutefois, il existe des méthodes qui utilisent ces deux domaines simultanément, c'est le cas des massifs en sol renforcé. Ce sont des ouvrages de soutènement construits par renforcement d'un sol de remblai. Le mur de soutènement renforcé est l'un des types d'ouvrages inventés dans cette catégorie.

L'objet de ce mémoire master est l'étude numérique de l'effet d'une surcharge filante sur le comportement d'un mur de soutènement. Pour bien orienter ce travail, trois chapitres ont été consacrés à la présentation d'une recherche bibliographique et le quatrième chapitre sur l'étude paramétrique et l'interprétation des résultats, et ils sont présentés comme suit :

- ✓ Le premier chapitre est consacré à la présentation de quelques notions générales sur le comportement des ouvrages de soutènement.
- ✓ Le deuxième chapitre présente les méthodes de calcul des pressions passives et actives des terres.

- ✓ Le troisième chapitre présente quelques travaux de recherche intéressants effectués pour étudier l'influence des surcharges sur la poussée de terre.
- ✓ Le quatrième chapitre est consacré à l'étude numérique de l'effet des surcharges sur la répartition des pressions des terres active en utilisant le code de calcul FLAC 2D.

# Chapitre 01

---

Pressions active des terres et classification des ouvrages  
de soutènement.

---

## Chapitre 01

### Pressions active des terres et classification des ouvrages de soutènement

#### 1.1 Introduction

Dans le domaine de la géotechnique, on définit comme structure de soutènement tout ouvrage adapté à retenir la poussée du terrain ; elle est liée au sol pour lesquelles l'action de celui-ci intervient doublement. (Baaziz, 2012).

Les ouvrages de soutènement sont réalisés pour soutenir les remblais des chaussées et pour créer des espaces qui sont souvent utilisés comme des parkings de stationnement ou des surfaces commerciales.

Dans ce chapitre présentées Différentes notions de base liées aux structures de soutènement sont discutées et. Ainsi, un aperçu sur les divers types de structures de soutènement est présenté. l'état limite ultime des ouvrages de soutènement de la pression du sol sur un écran de soutènement à l'état passif et l'état actif sont également discutées. (Djireb, 2021 )

#### 1.2 Définition

Le mur de soutènement est un l'écran reposant sur une fondation, conçu pour soutenir un massif de sol et lui assurer la stabilité. On distingue le mur en déblai, qui soutient un sol excavé (talus en déblai), d'un mur en remblai, soutenant un sol artificiel construit par couches compactées. (Bouafia, 2009)

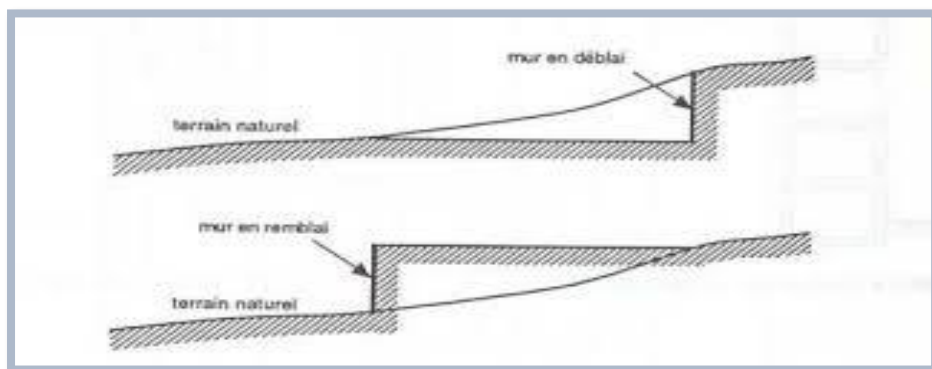


Figure 1.1 :Mur en remblai et mur en déblai.

Le mur de soutènement est largement rencontré en génie civil, avec des formes, dimensions et matériaux très variées. (Bouafia, 2009) On trouve des murs de soutènement en pierres sèches, en moellons, en pierres de taille, en briques, en béton armé, en acier, en gabions, voire en bois ou en polymère (vinyle).

### 1.3 Classification des ouvrages de soutènement :

#### 1.3.1 Classification selon l'Eurocode7 (2005) :

D'après la définition de l'Eurocode7, on distingue trois types de soutènement, vis-à-vis du comportement, Ils sont:

##### 1.3.1.1 Les murs-poids :

Le type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien est le mur poids en béton ou en maçonnerie. Ce sont des ouvrages rigides qui ne peuvent supporter sans dommages des tassements différentiels, (Schlosser, C244) Ce type d'ouvrages se comporte comme élément rigide indéformable ou peu déformable. Le mur-poids en maçonnerie constitue le système de soutènement le plus ancien. La stabilité est assurée par le poids de l'ouvrage et, en partie, par du remblai derrière le mur. Ce type de murs est représenté sur la Figure 1.2.

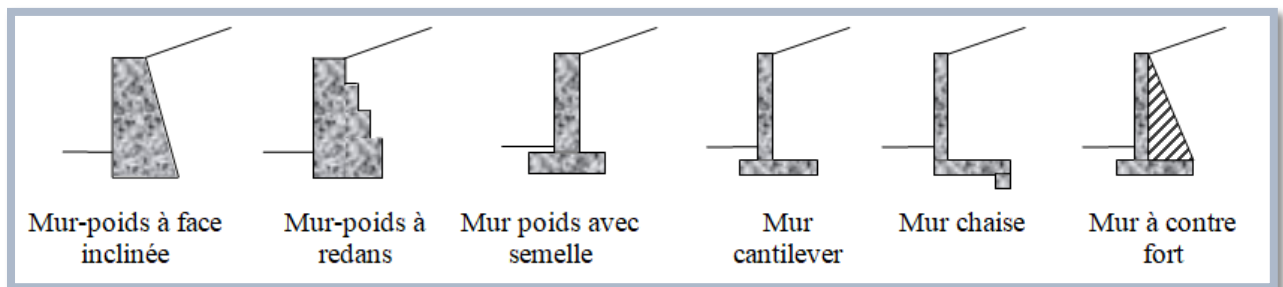


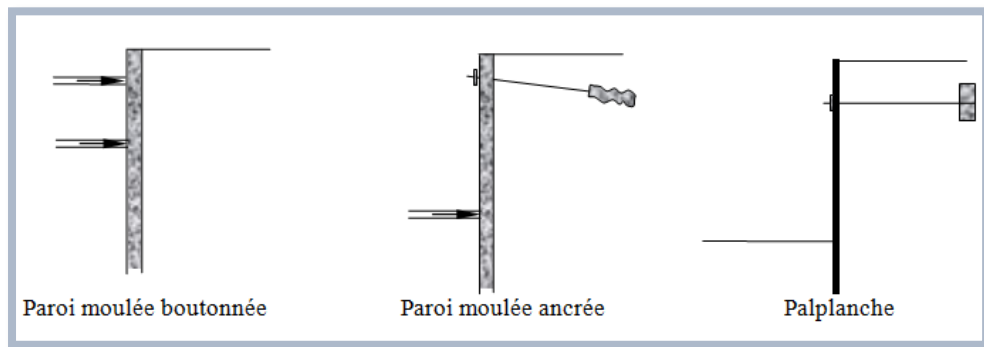
Figure 1.2 :les murs poids.

##### 1.3.1.2 Les écrans de soutènement :

Les écrans plans de soutènement peuvent être considéré comme soutènement flexible. Pour lesquels la surface de contact sol-mur est déformable, et ont la possibilité de fléchir sous les efforts provenant du sol. (Bouafia, 2018)

Ce sont des ouvrages de soutènement relativement minces en acier, en béton armé ou en bois supportés par des ancrages, des buttons et ou la butée des terres comme les

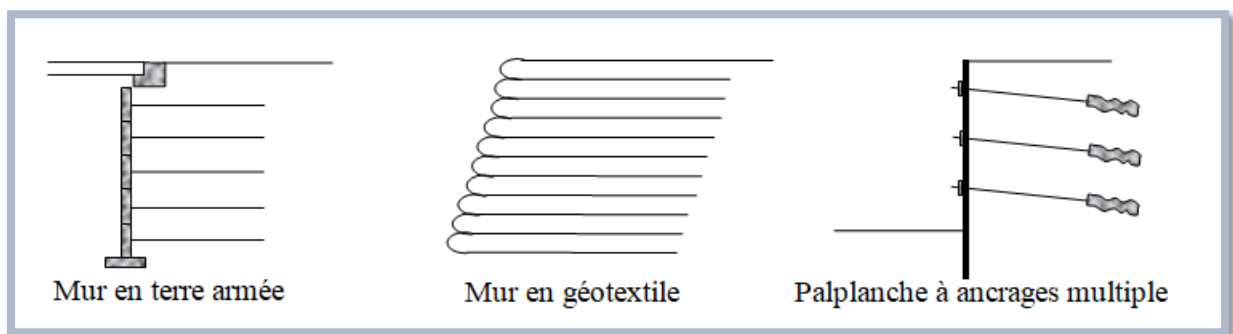
palplanches ancrés ou boutonnés, et les parois moulées, parois préfabriquées, parois de type berlinois, blindage de fouilles, etc. Figure 1.3



**Figure 1.3 :** Ecrans de soutènement.

### 1.3.1.3 Les ouvrages de soutènement composites :

Sont des ouvrages intermédiaires constituées d'éléments appartenant aux deux types précédents (éléments rigides et les éléments flexibles), il ya trop de murs de ce genre. Comme un exemple les ouvrages en terre armée (les murs en géotextiles ou en gabions armés, les parois coulées et des ouvrages comportant des rangées multiples d'ancrages ou de clous etc.). Ces ouvrages se rapprochent des murs-poids, certains sont néanmoins relativement souples et peuvent tolérer des déformations importantes. Figure 1.4



**Figure 1.4 :** Ouvrages de soutènements composites.

## 1.3.2 Classification selon les manières de reprises des efforts :

### 1.3.2.1 Fonctionnement par le poids :

Le poids du mur contribue essentiellement à la stabilité et à la reprise des poussées

sans subir des déplacements pouvant rompre le sol derrière, et par exemple :

- les murs- poids en béton ou en maçonnerie.
- les murs en gabions.
- les murs en terre armée et les ouvrages cellulaires ou caissons utilisés couramment dans les quais portuaires.
- Les murs en gabion, en terre armée ou en caissons ont la possibilité de s'adapter à des déformations importantes résultant des tassements. (Bouafia, 2009)

### 1.3.2.2 Fonctionnement par encastrement :

Ce système est caractérisé par l'encastrement d'une partie du mur dans le sol afin d'augmenter sa stabilité. Ce type des ouvrages est basé sur la résistance à la flexion pour supporter les pressions latérales de la terre, comme le cas des rideaux de palplanches. Les parois moulées appliquées au soutènement sont des murs rigides caractérisés par un encastrement total à la base.

Le paiement peut être traité en incluant la structure dans le sol de fondation, et ce dernier est divisé en trois cas :

#### ➤ Les murs cantilevers en béton armé :

Ces murs fonctionnent sous l'effet du poids du remblai, et qui sont dont la base élargie est encastree dans le sol de fondation il est également des ouvrages rigides.

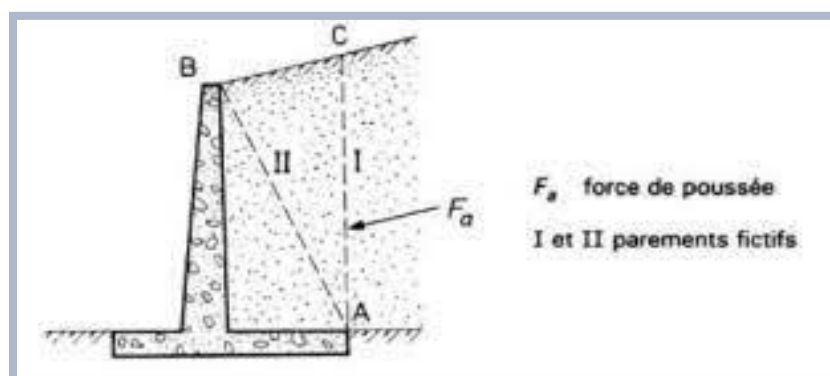


Figure1.5 : mur cantilever en béton armé. (Schlosser, C244).



➤ **Les parois moulées :**

Les murs en parois moulées, technique qui consiste à construire un mur au sein du sol en place, avant toute excavation, par bétonnage d'une tranchée remplie de boue pour en assurer la stabilité. Cette technique est particulièrement utilisée pour les travaux sous la nappe, en zones urbaine et portuaire. Une paroi moulée fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation. (Schlosser, C 244) sont beaucoup plus utilisées en zone et permettent d'atteindre des profondeurs de l'ordre de 100 mètres. et ce tableau 1.1 nous donne Avantages et inconvénients des parois.

Type /soutènement	parois moulées
Domaines d'emploi	Soutènement permanent
- Nature de terrain	- Adaptable à tous les terrains sauf roches
- Conditions hydrau	- Possibilité de travailler dans la nappe
Avantages	- Pas de décompression des terrains, pas de limitation en profondeur - Possibilité d'intégrer le soutènement dans la structure définitive. - Permet de réaliser la couverture avant les gros travaux
Inconvénients	- Nécessite une plate forme de travail horizontale - Matériel lourd. - Raccordement des radiers. - Ne permet pas une étanchéité extérieure.

**Tableau 1.1:** Avantages et inconvénients des parois.

➤ **les rideaux de palplanches :**


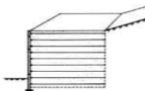
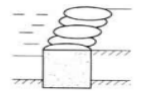
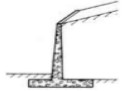
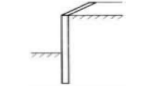
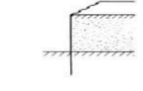


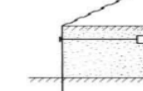
Les rideaux de palplanches sont constitués de palplanches métalliques en général, et servant de soutènement à un massif de sol. Où l'interaction structure-remblai a une influence prépondérante sur le comportement de l'ouvrage. (Schlosser, C244) et ce tableau 1.2 nous donne les avantages et inconvénients des rideaux palplanches.

Type /soutènement	Rideaux de palplanches
domaines d'emploi	Soutènement Provisoire ou permanent
- Nature de terrain - Conditions hydrau	- Terrains meubles
Avantages	- Pas de décompression des terrains - Ecran semi-étanche.
Inconvénients	- Nuisances pour les riverains (bruit-vibrations) - Limitation de battage : terrain dur vestiges d'ouvrage souterrains. - En règle générale palplanches non récupérables.

**Tableau 1.2 :** Les Avantages et inconvénients des rideaux palplanches.

### 1.3.2.3 Fonctionnement par ancrage :

Ce système est utilisé lorsque la structure de soutènement se trouve instable, en raison des pressions latérales des terres, qui conduisent à des déplacements latéraux importants. Dans les ouvrages de soutènement en déblai, cette l'effort de poussée est fréquemment repris en partie ou en totalité par des ancrages (Schlosser, C244), généralement le manque du talon dans le cas de murs en béton armé, peut réduire la stabilité.

Tableau 1 – Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée			
Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage	 Mur poids en béton ou maçonnerie	 Mur en Terre Armée	 Ouvrage cellulaire
Encastrement	 Mur cantilever en béton armé	 Paroi moulée	 Rideau de palplanches
Ancrage	 Mur en béton, ancré	 Paroi moulée ancrée	 Rideau ancré

**Tableau 1.3 :** Les divers types d'ouvrages de soutènement classés d'après la distinction précédente. (Schlosser, C244)

### **1.3.3 Classification selon la rigidité du système :**

#### **1.3.3.1 Mur rigide:**

Les murs de soutènement classiques sont les ouvrages les plus courants de cette catégorie. On dit un mur rigide si la surface de contact sol/mur reste plan après chargement des murs courants en béton armé. La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage (murs poids) ou par encastrement de l'ouvrage dans le sol (murs en béton armé).

#### **1.3.3.2 Mur flexible ( les ouvrages souples) :**

Un mur est dit souple (ou flexible) si la surface de contact sol/mur est déformable. L'ouvrage type représentatif de cette catégorie est le rideau de palplanches. Pour ce type de soutènement, la poussée est reprise soit par encastrement de l'ouvrage dans le sol, soit à l'aide d'ancrages.

## **1.4 Action des terres en état de rupture**

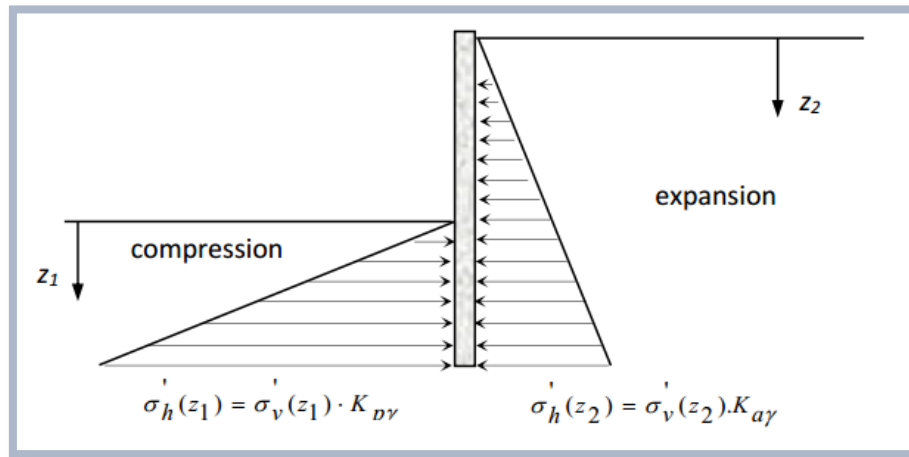
Pour calculer la stabilité en petites déformations, ou bien en rupture généralisée (grandes déformations) en pratique qui sont applicables pour les sols en ce cas on distingue trois actions principales :

- action des terres au poids propre ;
- action des terres à la surcharge ;
- action des terres à la cohésion (théorème des états correspondants).

### **1.4.1 Action des terres en état de rupture sur l'écran due au poids propre du milieu :**

Plusieurs méthodes sont utilisées pour déterminer la contrainte due au poids des terres, notamment celles de Coulomb, Rankine, Boussines...etc. les contraintes sur l'écran  $\sigma'_h(z)$  peuvent être inclinée par rapport à l'horizontale si  $\delta \neq 0$ .

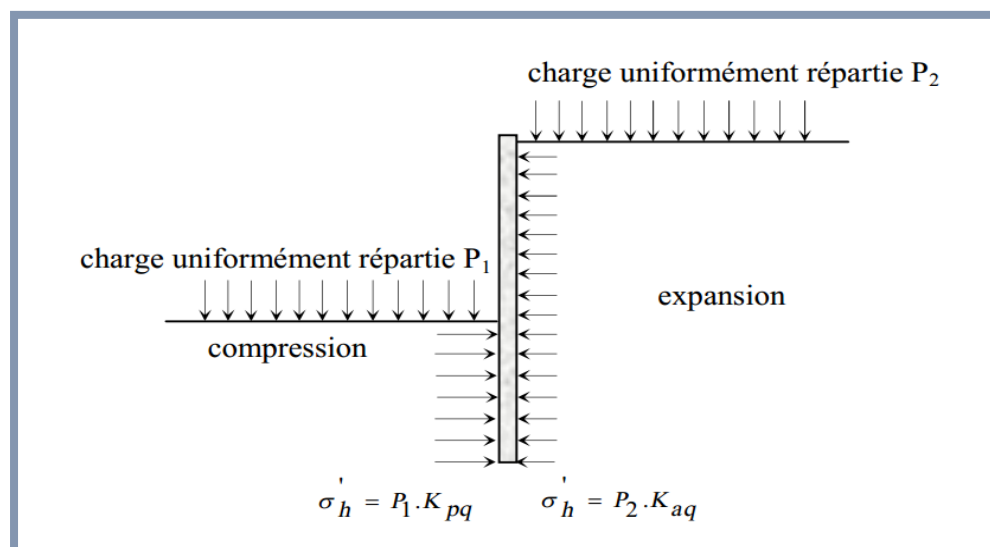
Le coefficient dû au poids des terres  $K\gamma$  est noté  $K_{\gamma e}$  en cas de poussée et  $K_{\gamma r}$  en cas de butée. Si le sol est homogène, le diagramme de contrainte est triangulaire et la résultante agit au tiers de la hauteur à partir de la base de l'écran figure 1.5. (Benmeddour, 2022)



**Figure 1.6 :** Diagramme des contraintes sur un écran, due au poids propre du terrain en rupture généralisée. (Benmeddour, 2022)

#### 1.4.2 Action des terres en état de rupture sur l'écran due aux surcharges :

Lorsque la surface libre du massif supporte une surcharge, on peut alors considérer, que le massif n'est pas pesant. L'étude d'un massif non pesant peut également être utile si l'on désire appliquer le théorème de la superposition des états d'équilibre. En un point de l'écran, la contrainte sur l'écran a une intensité  $Kq \cdot q$  et une obliquité  $\delta$ . Le coefficient dû à une surcharge  $Kq$  est noté  $K_{aq}$  en cas de poussée et  $K_{pq}$  en cas de butée. Figure 1.6 (Benmeddour, 2022)



**Figure 1.7 :** Diagramme des contraintes sur un écran, due à la cohésion d'un terrain en rupture généralisé. (Benmeddour, 2022)

### 1.4.3 Action des terres en état de rupture sur l'écran due à la cohésion du sol :

D'après le théorème des états correspondants, l'action de la cohésion consiste à appliquer une pression hydrostatique  $H = c/\tan\varphi$  sur le pourtour du massif Figure 1.8. L'écran est donc soumis à deux actions (Benmeddour, 2022) :

- une action directe correspondant à la pression  $c/\tan\varphi$  ;
- une action indirecte, qui est influencée sur l'écran de la surcharge  $c/\tan\varphi$ , s'exerçant sur la surface libre.

La poussée ou la butée sur l'écran due à la surcharge est obtenue à partir de la méthode exposée au paragraphe précédent.

- **En butée** :  $\sigma'_h = c/\tan\varphi(K_{pq} - 1) = c/\tan\varphi.K_{pc}$  (Benmeddour, 2022)

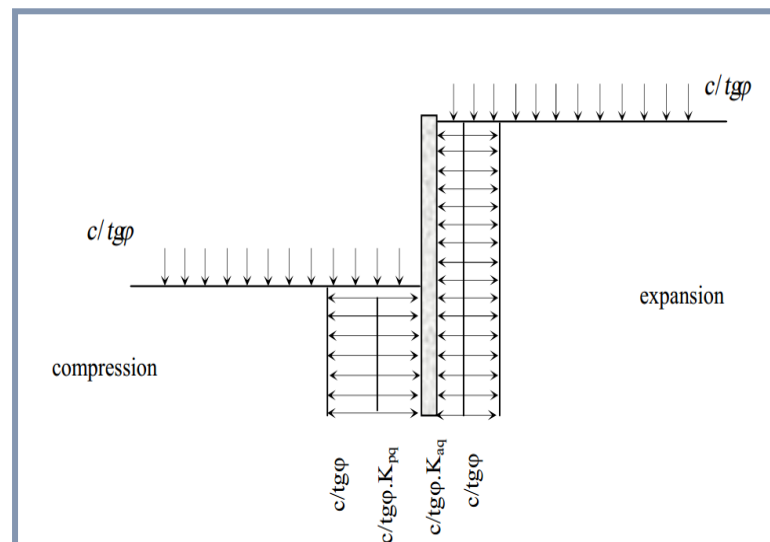
Qui est supérieure à zéro c'est-à-dire que la cohésion pousse l'écran vers l'amont.

- **En poussée** :  $\sigma'_h = c/\tan\varphi(K_{aq} - 1) = c/\tan\varphi.K_{ac}$  (Benmeddour, 2022)

Qui est inférieure à zéro c'est-à-dire que la cohésion tire l'écran vers l'amont.

Les contraintes sur l'écran  $\sigma'_h$  peuvent être inclinées par rapport à l'horizontale si

$\delta \neq 0$ . (Benmeddour, 2022).



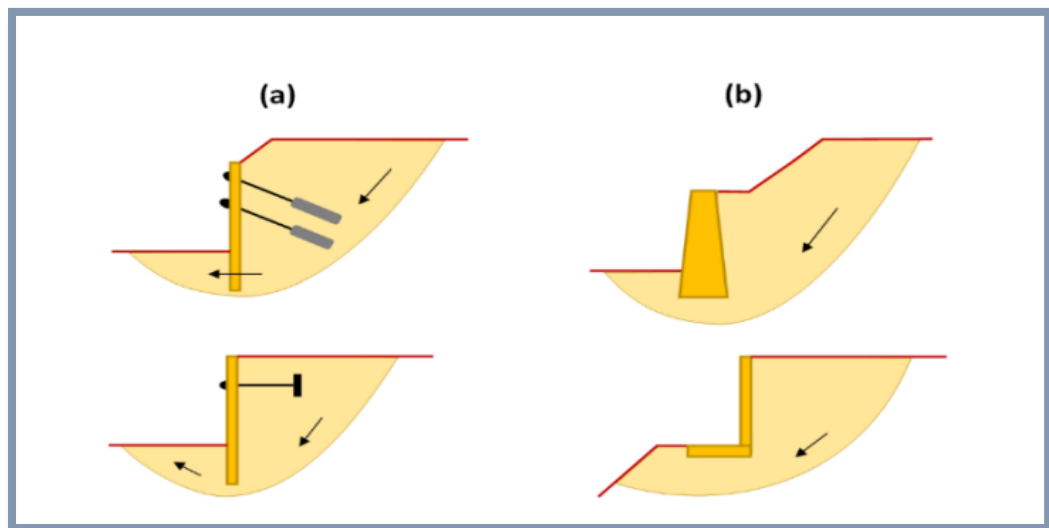
**Figure 1.8** : Diagramme des contraintes sur un écran, due à la cohésion d'un terrain en rupture généralisée. (Benmeddour, 2022)

## 1.5 Vérifications à l'état limite ultime des ouvrages de soutènement :

Dans la pratique, la résolution d'un problème de géotechnique elle est très portant qui plusieurs mécanismes de rupture peuvent être considérés selon le type de l'ouvrage. Consiste successivement les états limites ultimes des ouvrages de soutènement sont identifiés par :

- Le renversement de l'ouvrage ;
- vérifier que la stabilité vis-à-vis de la rupture est assurée ;
- la vérification les murs de soutènement dans des conditions statiques, elle est soumise à des forces liées à la masse de la paroi, des pressions du sol et des forces extérieures ;
- La rupture des éléments structuraux, à cause d'une résistance structurelle insuffisante d'un ou de tous ses éléments ;
- La rupture de glissement d'ouvrage sur sa base ;
- l'équilibre des forces sans induire de contraintes de cisaillement qui s'approchent de la résistance au cisaillement du sol pendant le tremblement de terre ;
- Par défaut de la capacité portante du sol de fondation ;

Et dans la figure 1.9 (a) ci-dessous, nous avons la rupture d'un ouvrage de soutènement souple à cause d'une perte de l'équilibre global de l'ouvrage. Et dans la même figure 1.9 (b) on a l'états limites pour un ouvrage de soutènement rigide sont présentés.



**Figure 1.9 :** États limites de rupture de l'ensemble de l'ouvrage d'après l'Eurocode 7.

## 1.6 Notions de poussée et butée :

Les pressions statiques des terres sur les structures de soutènement sont fortement influencées par le déplacement relatif entre le mur et le sol. Suivant ce déplacement, les sols trouvera en équilibre poussée (état actif) ou de butée (état passif) :

### 1.6.1 Poussée :

Par définition la pression des terres de soutènement s'oppose au mouvement du massif de sol et cette pression peut aussi peser sur le mur, c'est résultat de la poussée due aux terres en place ou bien les aux remblais sur le mur. Ce dernier dépend de certaines caractéristiques du sol qui sont :

- la densité.
- la cohésion et angle de frottement interne.
- la hauteur des terres à soutenir ; de la poussée due à la présence d'eau.

Pour que la pression des terres sur le soutènement coïncide avec le niveau de la poussée, il est nécessaire qu'un certain déplacement puisse se produire. Le tableau 1.4 donne les déplacements nécessaires pour le développement de la poussée dans les sables et les argiles.

Lorsque la poussée minimale s'établit, une partie du massif se déplace légèrement et se sépare du reste par une faible bande dite ligne de glissement, le long de laquelle la rupture s'est produite par cisaillement.

Type de sol	Déplacement du mur
sables	(0.001)H à (0.004)H
Argiles	(0.01)H à (0.04)H

**Tableau 1.4 :** Déplacement du mur nécessaire pour une poussée.

### 1.6.2 Butée :

Le contraire de ce qu'on a vu en poussée, dans cette cale massive oppose sur chaque élément de surface de l'ouvrage une pression passive. Des déplacements importants de l'ordre de 1 à 1/3 de la hauteur du mur selon la nature et la compacité des sols sont indispensables pour mobiliser la résistance maximale, bien supérieure à celui qui conduit à la poussée minimale.

Le tableau 1.5 donne les déplacements nécessaires pour produire une butée. La butée maximale dépend des mêmes paramètres que la poussée. La ligne de rupture par cisaillement délimite une zone de massif en mouvement beaucoup plus importante que la poussée.

La poussée et la butée correspondent à deux états extrêmes d'équilibre de rupture du massif d'un sol.

Type de sol	Déplacement du mur
Sable dense	(0.005)H
Sable meuble	(0.01)H
Argile tendre	(0.01)H
Argile molle	(0.05)H

**Tableau 1.5 :** Déplacement du mur nécessaire pour une pression passive.

### 1.7 Etat d'équilibre limite :

Pour résoudre les problèmes géotechniques liés aux ouvrages de soutènement, il est souvent nécessaire de déterminer les états de contraintes dans le sol. Ces états dépendent essentiellement des propriétés du massif de sol retenu et du mouvement du mur. Les trois états d'équilibre qui peuvent être envisagés sont :

- Etat de repos  $k_0$  (état du sol).
- Etat de poussée du sol (Pression active de la terre).
- Etat de butée du sol (Pression passive de la terre).



### 1.7.1 Etat de repos $K_0$ (état du sol) :

En considère le sol comme un massif de dimensions horizontales infinies ne se déforme pas latéralement. Seulement le tassement est possible pour ce type de sol. Si le sol est supposé un matériau pesant, homogène, les contraintes horizontales et verticales à une profondeur donnée sont proportionnelles et on peut écrire (Bouafia, 2009) :

$$\sigma_{h0} = K \cdot \sigma_{v0}$$

Avec  $K$ : coefficient de pression des terres.

La contrainte horizontale effective est définie en fonction de la contrainte verticale effective par la relation :

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

Avec  $K_0$  : coefficient de pression des terres au repos.

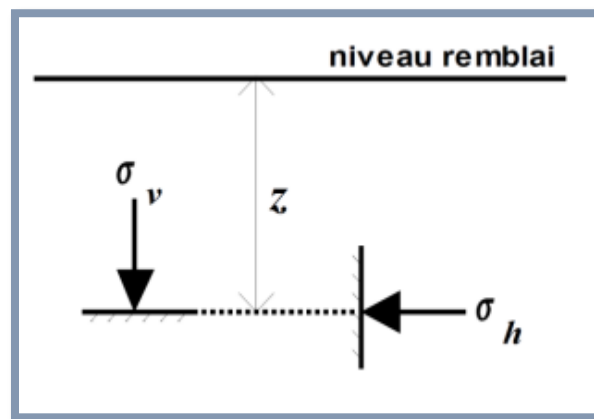


Figure1.10 :Contrainte au repos.

Ce coefficient  $K$  dépend de la loi de comportement du matériau sol, c'est-à-dire la relation entre les contraintes et les déformations. Il est indépendant de l'état de saturation du massif et constant pour une même couche de sol et une même masse volumique.

Les valeurs ci-après peuvent être retenues comme ordre de grandeur :

- Pour un sable :  $K_0 = 0.5$
- Pour les argiles :  $K_0 = 0.7$
- Pour les argiles molles et les vases :  $K_0 = 1$
- Roche à très grande profondeur :  $K_0 \geq 1$

- Pour les argiles normalement consolidées :  $K_0 \approx 0,5$

$K=1$  correspond à un champ de contrainte sphérique ou hydrostatique, pour les matériaux Granulaires,  $K_0$  est souvent estimé à l'aide de la formule de JACKY (1965) :

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

Aussi on a La contrainte verticale (sur une facette horizontale) est:  $\sigma_v = \gamma z$

Avec  $\gamma$ : Le poids volumique du sol.

Type de sol	Expression de $K_0$
Massif de sol à surface horizontale, normalement consolidé	$K_0 = 1 - \sin \phi'$ <p>Cette relation a été validée par de nombreuses études (Brooker et Ireland, 1965 ; Mayne et Kulhawy, 1982, etc.</p>
Massif de sol à surface horizontale, surconsolidé (par un déchargement monotone)	$K_0 = (1 - \sin \phi') \sqrt{\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}}$ <p>où <math>\sigma'_p</math> est la pression de préconsolidation du sol déterminée à l'essai œdométrique et <math>\sigma'_{v0}</math>, la contrainte verticale effective en place</p>
Massif de sol à surface inclinée d'un angle $\beta$ sur l'horizontale ( $\beta \leq \phi'$ )	<p>Dans ce cas, le coefficient <math>K_{0\beta}</math> est le rapport de la contrainte effective, qui est parallèle à la surface inclinée, à la contrainte effective verticale :</p> $K_{0\beta} = K_0 (1 + \sin \beta)$ <p>où <math>K_0</math> correspond à un massif horizontal ayant les mêmes caractéristiques</p>

Tableau 1.6 : Relation empiriques pour le coefficient de pression des terres au repos.

### 1.7.2 Equilibre limite inférieur ou équilibre de poussée :

Dans l'état actif de sol, la contrainte effective horizontale initiale  $\sigma'_{h0}$  diminue jusqu'à ce que le cercle de MOHR devienne tangent à la droite de MOHR-Coulomb pour une valeur de  $\sigma'_h = \sigma'_a$  le sol est à l'état de poussée; la contrainte de poussée est reliée à la contrainte verticale  $\sigma'_{v0}$ , dans le cas d'un écran vertical sans frottement sol-écran.

Le coefficient de poussée  $K_a$  :

$$\sigma'_a = K_a \cdot \sigma'_{v0}$$

Ou ;

$K_a$  : Coefficient de poussée des terres.

$\sigma'_a$  : la contrainte de poussée.

$\sigma'_{v0}$  : la contrainte effective verticale.

### 1.7.3 Equilibre limite inférieur ou équilibre de butée :

C'est l'état passif, le sol se comprime et la contrainte effective horizontale initiale  $\sigma'_{h0}$  augmente pour atteindre une valeur limite, par rapport à l'état initial, la contrainte  $\sigma'_{v0}$  étant constante, la contrainte horizontale  $\sigma'_{h0}$  augmente jusqu'à ce que le cercle de **MOHR** devienne tangent à la droite de **MOHR -Coulomb** pour une valeur de  $\sigma'_h = \sigma'_p$  le sol est à l'état de butée.

La contrainte de butée est reliée à la contrainte verticale  $\sigma'_{v0}$ , dans le cas d'un écran vertical sans frottement sol-écran, par le coefficient de butée  $K_p$

$$\sigma'_p = K_p \cdot \sigma'_{v0}$$

Ou ;

$K_p$  : Coefficient de butée des terres.

$\sigma'_p$  : la contrainte de butée.

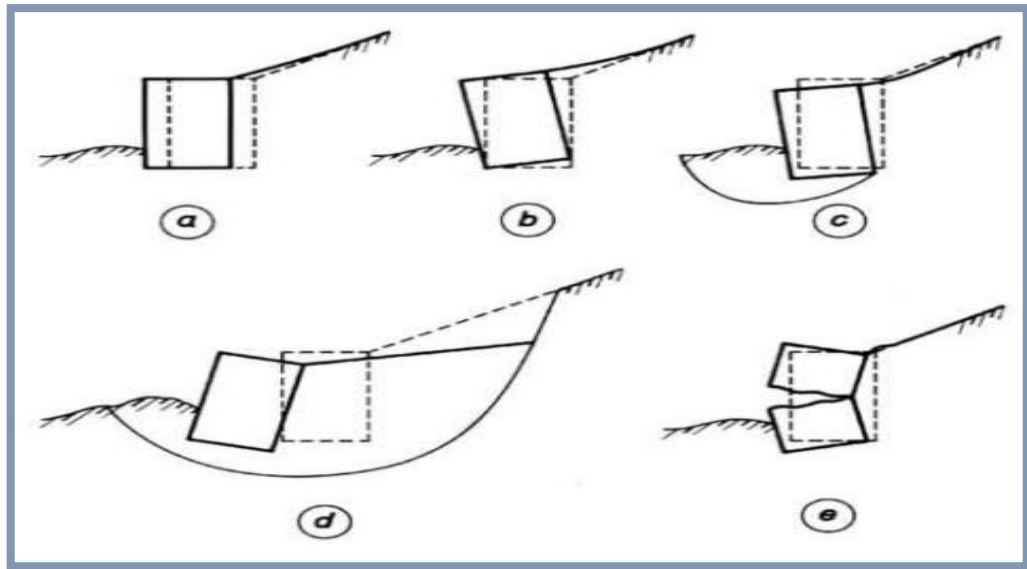
$\sigma'_{v0}$  : la contrainte effective verticale.

## 1.8 Modes de rupture des ouvrages de soutènement :

Dans des conditions statiques, les murs de soutènement sont soumis à des forces liées à la masse de la paroi, des pressions du sol et des forces extérieures telles que celles transmises par les butons. Ils sont soumis à la rupture et de savoir comment les murs peuvent s'effondrer; alors dans ce cas on a plusieurs modes de rupture peuvent être envisagés pour les ouvrages de soutènement.

En principe quatre modes de rupture peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement :

- Le glissement de l'ouvrage sur sa base figure 1.11.a.
- Le renversement de l'ouvrage figure 1.11.b.
- Le poinçonnement du sol de fondation figure 1.11.c.
- Le grand glissement englobant l'ouvrage figure 1.11.d.
- La rupture des éléments structuraux de l'ouvrage figure 1.11.e.



**Figure 1.11 :** Modes de rupture des ouvrages de soutènement. (Schlosser, C 244)

## 1.9 Conclusion :

Le premier chapitre est consacré à la présentation des différentes définitions et classifications des ouvrages des soutènements ainsi que leur comportement lié d'une part aux caractéristiques géométriques et mécaniques de l'ouvrage et d'autre part aux sollicitations dues aux pressions des terres auxquelles il est soumis.

# Chapitre 02

---

Méthode de détermination des pressions due aux surcharges.

---

## Chapitre 02 :

### Méthode de détermination des pressions due aux surcharges

#### 2.1 Introduction

Le dimensionnement des ouvrages de soutènement, quel que soit leur type, passe par l'application des théories de poussée et de butée aux calculs des sollicitations exercées à l'ouvrage par le terrain.

Lorsque l'on dit qu'un sol est soumis à une poussée ou une butée, on a tendance à parler de pression active et de pression passive du sol. La différence entre poussée et butée trouve son origine dans les du mouvement du sol ; elle met l'accent sur l'importance fondamentale du sens des déformation set des déplacements relatifs pour l'analyse de leurs mécanismes.

Dans ce chapitre, nous présentons les différentes méthodes Trouvées dans la littérature, pour le calcul de la butée et la poussée sur les écrans de soutènement, en zone maintenant des structures soumises à des chargements statiques.

#### 2.2 Calcul de la pression latérale de la terre :

##### 2.2.1 Pression de la terre au repos :

Le coefficient de pression des terres au repos, est un paramètre géotechnique important. Il permet de caractériser ; état de contrainte effective dans un sol en place en présentant le rapport des contraintes horizontales et verticales à intérieur un massif dont la surface libre est horizontal.

En règle générale il est présumé de la considérer dans des cas où il est nécessaire de limiter la déformation latérale et verticale du sol soutenu, Soit un massif semi-infini à surface horizontale, constitué par un sol de poids spécifique  $\gamma$  Figure 2.1.

En un point M, situé à la profondeur z, la contrainte agissant sur un plan horizontal est principale, il est dirigée suivant la verticale ; d'après le chapitre 1 cette contrainte s'écrit (Benmeddour, 2022) :

$$\sigma_v = \gamma z$$

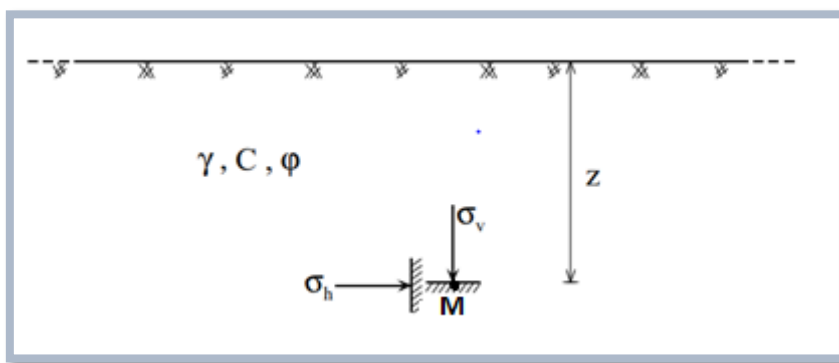


Figure 2.1 : Etat de contrainte dans un massif semi-infini à surface horizontale.

Au point M, la contrainte agissant sur un plan vertical, notée  $\sigma_h$ , est aussi principale. Elle est horizontale, et elle est proportionnelle à  $\sigma_v$ . Pour calculer  $\sigma_h$ , 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  $\epsilon_h = 0$ ) où la déformation latérale est empêchée. (Benmeddour, 2022)

Et dans le cas où le mur ne se déplace ni à droite ni à gauche par rapport à sa position initiale la masse de sol sera dans un état d'équilibre élastique; c'est-à-dire la déformation horizontale est nulle. Le rapport entre la contrainte horizontale et la contrainte verticale est appelé le coefficient de pression des terres au repos  $k_0$  où (Benmeddour, 2022) :

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \dots\dots\dots(2.1)$$

Le rapport entre la contrainte effective horizontale et la contrainte effective verticale est appelée coefficient de pression des terres au repos. On note :

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \dots\dots\dots(2.1)$$

Le coefficient de pression des terres au repos  $K_0$  peut être évalué à partir :

- Des relations théoriques : leur domaine est limité pour les sols normalement consolidés, par exemple : formule de Jacky(1948).
- Des essais au laboratoire :
- D'essais en place (essais au pressiomètre auto foreur) ;

– d’expressions empiriques relient ce paramètre à d’autres paramètres géotechniques (angle de frottement interne, pression de pré consolidation), lorsque l’histoire du chargement est relativement simple. (Benmeddour, 2022)

Et on a plusieurs formules théoriques et empiriques sont données pour l’estimation de  $K_0$  :

- Pour sol normalement consolidé, on peut estimer  $k_0$ , moyennant la formule empirique de Jacky qui s’écrit d’après :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \dots\dots\dots(2.3)$$

- Pour les sables et graviers, l’expression :

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi'}{\cos \varphi'} \dots\dots\dots(2.4)$$

Cette expression donne des résultats plus élevés que ceux de la formule de **Jacky**. (Benmeddour, 2022).

Type de sol	Expression	Auteur
Matériau élastique	$K_0 = \nu / (1 - \nu)$ , $\nu$ : Coeff de Poisson	
Argile normalement consolidée	$K_{0NC} = 0,95 - \sin \varphi'$ $K_{0NC} = 0,19 + 0,233 \log_{10} I_p$	Bouker et Ireland (1995) Alpan(1967)
Argile sur consolidée	$K_{0OC} = K_{0NC} \times OCR^{\sin \varphi'}$	Mayene et Kulhawy(1982)
Sable normalement consolidé	$K_{0NC} = 1 - \sin \varphi'$	Jaky(1944)
Sable sur consolidé	$K_{0OC} = K_{0NC} \times OCR^{\sin \varphi'}$	Mayene et Kulhawy(1982)

**Tableau 2.1** : Les expressions du coefficient de pression des terres au repos. (Benmeddour, 2022)

## 2.3 Théorie de l’équilibre limite :

### 2.3.1 Méthode de Coulomb (1776) :

La théorie **COULOMB (1773)** permet de déterminer la force de poussée s’exerçant sur un écran d’orientation verticale ou inclinée.(Hadji, 2020) La théorie de Coulomb considère le sol derrière le mur comme un corps rigide plutôt qu’un élément du sol. La masse triangulaire de sol entre le plan de rupture et l’arrière du mur est appelée « coin de glissement » Ainsi, lorsque le mur de soutènement est soudainement est enlevé, le sol à l’intérieur du coin de glissement se déplace vers le bas.



La théorie de **Coulomb (1776)** a supposé un certain nombre d'hypothèses sur sa méthode:

- Le sol est considéré isotrope, homogène et présente à la fois un frottement interne mais aucune cohésion ;
- La surface de rupture est supposée être un plan ;
- Le matériau contenu à l'intérieur du coin de glissement, se comporte comme un corps.

Rigide indéformable durant une translation. La valeur de la poussée de terre est obtenue en considérant son équilibre. Dans cette théorie, le frottement entre l'écran et le sol est pris en compte. L'angle de frottement écran-sol est noté  $\delta$ . Dans le cas d'un sol cohérent, une caractéristique d'adhérence écran-sol, peut être aussi prise en compte.

- La position et la direction de la poussée de terre sont supposées connues. Le point d'application de cette poussée est défini égaillé tiers de la hauteur du mur au-dessus de sa base ;
  - Un angle de frottement du mur est supposé, c'est-à-dire que lorsque le coin de glissement se déplace par rapport à la face arrière du mur, une force de frottement se développe entre le sol et le mur. Cet angle de frottement  $\delta$  est généralement connu.
- Dans la théorie de Coulomb le massif de sol est semi infini avec une surface horizontale et l'écran est vertical et lisse.

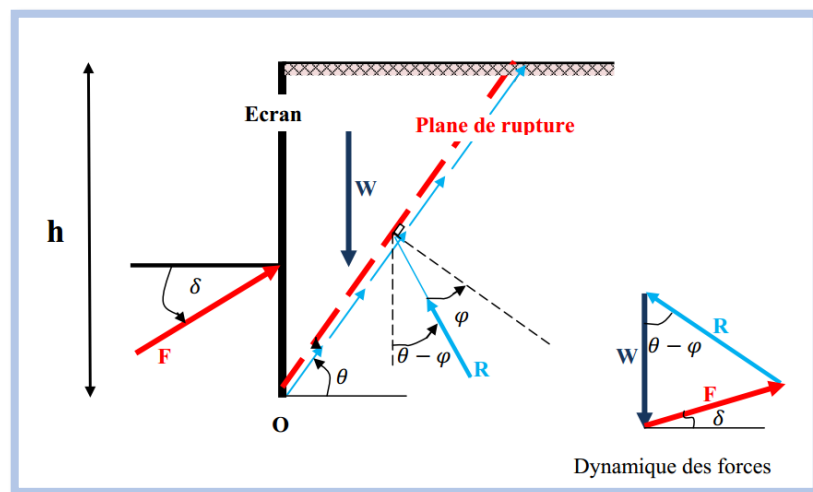


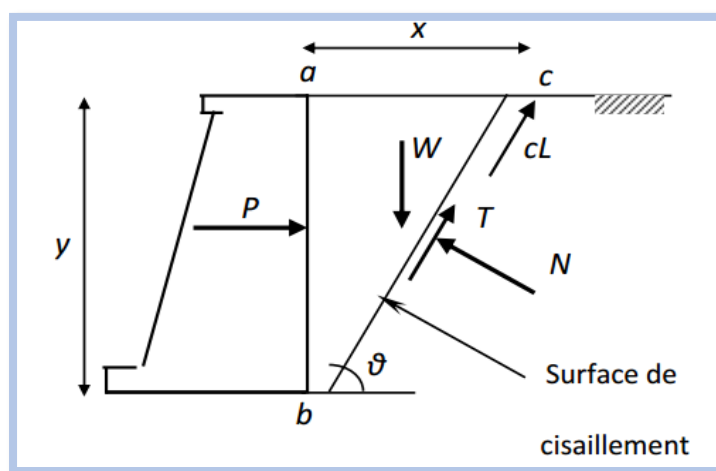
Figure 2.2 : Équilibre du coin coulomb.

### 2.3.2 Détermination des forces de poussée et de butée par la méthode de Coulomb(1776) :

#### 2.3.2.1 Cas de pression active des terres (la poussée) :

Pour calculer la force de poussée, **Coulomb (1776)** a considéré un coin à base de triangle rectangle figure 2.3 dont l'hypoténuse est un plan incliné, sur lequel le triangle tend glisser sur la partie du massif considérée rigide. Le principe de calcul consiste à écrire l'équation d'équilibre des forces appliquées sur le coin triangulaire de sol abc, ces trois forces sont :

- poids du sol  $W$ .
- résultante  $F$  des efforts de frottement et de cohésion le long de la ligne de glissement  $bc$
- réaction  $P$  de l'écran  $ab$  sur le massif.



**Figure 2.3** : Géométrie pour l'analyse de Coulomb.

**COULOMB** a étudié en première étape le cas simple, d'un écran lisse, de massif à surface libre horizontale et de cohésion nulle. La projection des forces sur les axes parallèle et perpendiculaire à la surface de glissement  $bc$ , a permis d'obtenir l'expression de la force de poussée  $P$  appliquée sur le mur. L'expression est fonction de l'angle d'inclinaison de la surface de rupture par rapport à l'horizontale  $\theta$ .

Ainsi, pour un sol granulaire ( $c' = 0$ )

$$N = W \cos \theta + P_a \sin \theta \dots\dots\dots(2.5)$$

$$T = W \sin \theta + P_a \cos \theta \dots\dots\dots(2.6)$$

de (2.5) et (2.6) :

$$\frac{T}{N} = \frac{W \sin \theta - P_a \cos \theta}{W \cos \theta + P_a \sin \theta} = \operatorname{tg} \varphi \dots\dots\dots(2.7)$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cot \theta \dots\dots\dots(2.8)$$

$$P = W \operatorname{tg}(\theta - \varphi) = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{ctg} \theta \operatorname{tg}(\theta - \varphi) \dots\dots\dots(2.9)$$

La dérivation de la fonction  $P(\theta)$  donne

$$\frac{dP}{d\theta} = \frac{1}{2} \gamma H^2 [\operatorname{ctg} \theta \sin^2(\theta - \varphi) - \cos^2 \theta \operatorname{tg}(\theta - \varphi)] = 0 \dots\dots\dots(2.10)$$

Pour avoir la valeur maximale de  $P$ , qui est la force de poussée  $P_a$ , il faut que :

$$\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \dots\dots\dots(2.11)$$

La substitution de (2.11) dans (2.9) donne,

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{(1 - \sin \varphi)}{(1 + \sin \varphi)} \dots\dots\dots(2.12)$$

Le coefficient de poussée

$$K_a = \frac{(1 - \sin \varphi)}{(1 + \sin \varphi)} \dots\dots\dots(2.13)$$

Dans le cas d'un massif de sol frottant sans cohésion à surface libre inclinée non surchargée, soutenu par un mur à surface rectiligne, rugueuse et inclinée. Le coefficient de poussée est donné par l'expression suivante :

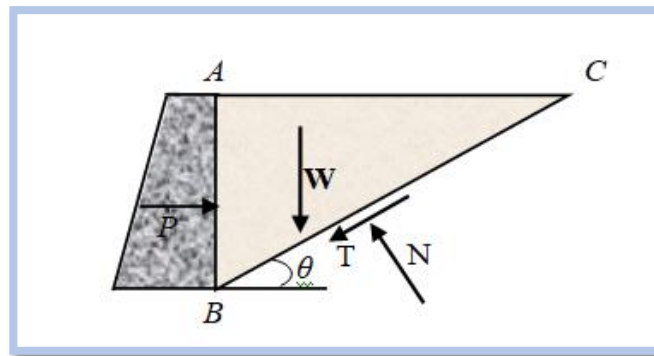
$$K_{ay} = \frac{\cos^2(\alpha - \varphi)}{\cos(\alpha + \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \dots\dots\dots(2.14)$$

**2.3.2.2 Cas de pression passive des terres (butée) :**

La Figure 2.4 présente le cas d'un mur à surface parfaitement lisse, soutenant un massif de sol frottant à surface libre horizontale.

Une analyse de **coulomb**, similaire à celle utilisée dans le cas de la poussée, permet d'obtenir la force minimale de butée  $P_p$  pour une inclinaison  $\theta$ , du plan de cisaillement par rapport à l'horizontale. (Benmeddour, 2022)

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



**Figure 2.4 :** Coin de Coulomb passif pour un sol frottant soutenu par un mur à surface lisse. (Benmeddour, 2022)

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{(1 + \sin \varphi)}{(1 - \sin \varphi)} \dots\dots\dots(2.15)$$

Le coefficient de butée :  $K_p = \frac{(1 + \sin \varphi)}{(1 - \sin \varphi)} \dots\dots\dots(2.16)$

Dans le cas d'un massif de sol frottant sans cohésion à surface libre inclinée non surchargée, soutenu par un mur à surface rectiligne, rugueuse et inclinée. Le coefficient de butée est donné par l'expression suivante :

$$K_{py} = \frac{\cos^2(\alpha + \varphi)}{\cos(\alpha + \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \dots\dots\dots(2.17)$$

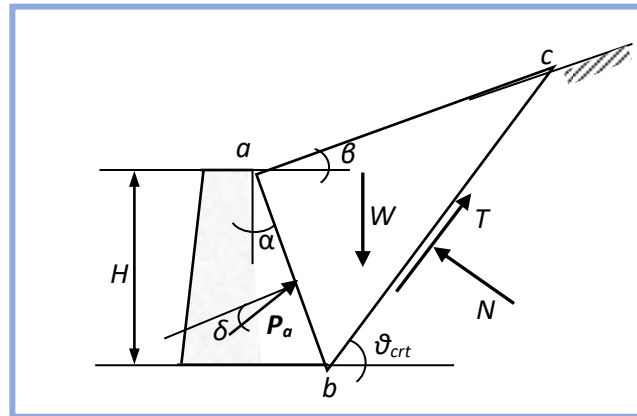


Figure 2.5 : Equilibre d'un coin coulomb (butée). (Benmeddour, 2022)

## 2.4 Théorie des lignes de glissement

### 2.4.1 Méthode de Rankine (1857) :

**RANKINE (1857)** a élargi la théorie de pression des terres par l'introduction d'un nouveau concept. Il a remplacé l'étude de l'équilibre de rupture globale du coin de glissement par l'étude de L'équilibre de rupture de chaque volume élémentaire ; mais aussi, il a considéré que le coin de glissement était en entier à l'état d'équilibre limite.

Il avait rajouté l'hypothèse que la présence d'un écran ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif. Avec cette hypothèse, il a déterminé la répartition des contraintes de poussée et de butée le long d'un écran, dans le cas d'un sol pesant pulvérulent ( $\gamma, \varphi$ ) non surchargé.

Les principales hypothèses de la théorie de **Rankine (1857)** sont résumées comme suit :

- Le massif de sol est semi infini, homogène, sec et sans cohésion ;
- La surface du sol est un plan horizontal ou incliné ;
- La face du mur en contact avec le remblai est verticale et lisse ( $\delta = 0$ ) ;
- L'équilibre du massif derrière le mur est identique à celui d'un massif indéfini de

mêmes caractéristiques.

L'équilibre des forces perpendiculaires et parallèles au plan de cisaillement permet d'obtenir respectivement les expressions des contraintes normales et des contraintes de cisaillement.

$$\sigma_n = \sigma_v \cos^2 \theta + \sigma_h \sin^2 \theta \quad \dots\dots\dots(2.18)$$

$$\tau = \sigma_v \sin \theta \cos \theta - \sigma_h \sin \theta \cos \theta \quad \dots\dots\dots(2.19)$$

A l'état de rupture, la dérivation du rapport des contraintes  $\tau/\sigma$  par rapport à l'angle d'inclinaison du plan de cisaillement  $\theta$  permet d'obtenir l'expression suivante (Ben hacene, 2015):

$$\tau / \sigma = \left[ \frac{(\sigma_v - \sigma_{ha})}{\sigma_v \sqrt{\sigma_{ha} / \sigma_v} + \sigma_{ha} \sqrt{\sigma_v / \sigma_{ha}}} \right] = \frac{(\sigma_v - \sigma_{ha})}{2\sqrt{\sigma_v \sigma_{ha}}} = \text{tg} \varphi \quad \dots\dots\dots(2.20)$$

On peut montrer que l'équation (2.21) vérifie la condition du triangle ABC Figure 2.6,

$$AC = [\sigma_v - \sigma_{ha} - \sigma_{ha} + 4\sigma_v \sigma_{ha}]^{1/2} = \sigma_v + \sigma_{ha} \quad \dots\dots\dots(2.21)$$

Donc :

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_v - \sigma_{ha}}{\sigma_v + \sigma_{ha}} \quad \dots\dots\dots(2.22)$$

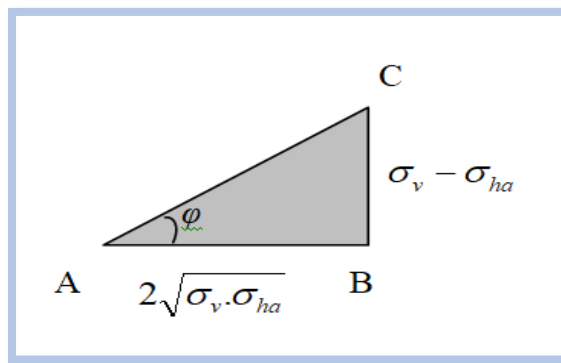


Figure 2.6 : Triangle de contraintes pour l'analyse de Rankine.

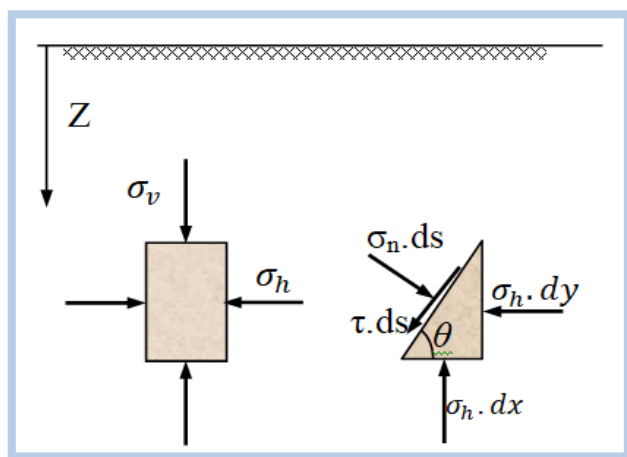


Figure 2.7 : Contraintes et dimensions de l'élément pour l'analyse de Rankine.

Alors le coefficient de poussée des terres est défini par :

$$K_a = \frac{\sigma_{ha}}{\sigma_v} = \frac{(1 - \sin \varphi)}{(1 + \sin \varphi)} \dots\dots\dots(2.23)$$

L'équilibre des forces, **Rankine (1857)** a étudié à la rupture l'état des contraintes dans un massif semi-infini d'un sol homogène, élastique et isotrope sous l'influence de son poids propre. **Rankine (1857)** a utilisé le critère de rupture de Coulomb pour la résistance des sols, c'est-à-dire :  $\tau = \sigma \tan \varphi + c$ .

Il est identifié deux états de contrainte, à savoir les états de rupture actifs et passifs qui peuvent être représentés par le cercle de rupture de **MOHR**, comme indiqué sur la figure 2.8. L'état actif est produit lorsque le massif de remblai s'éloigne du massif de sol et la pression passive lorsque le mur est poussé dans le massif de remblai.

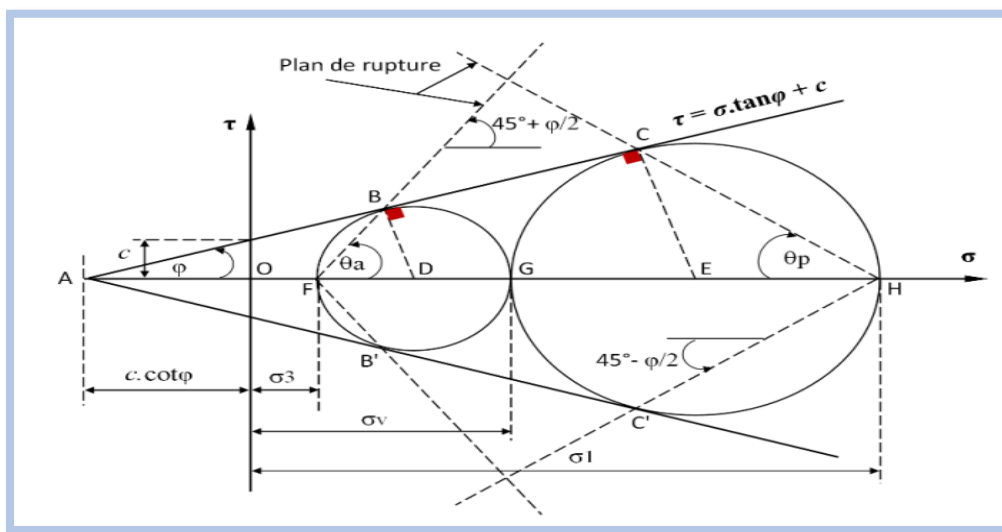


Figure 2.8 : Etats d'équilibre plastique de Rankine (poussée-butée), pour un sol cohérent.

**2.4.2 Détermination des forces de poussée et de butée par la méthode Rankine :**

**2.4.2.1 Pression active des terres :**

D’après la figure 2.8, l’angle du plan de rupture  $\sigma_a$ , ne peut se développer que si le cercle de **MOHR** touche la droite de **Coulomb**, c’est à dire que l’état d’équilibre de rupture est atteint. A l’état actif,  $\sigma_3$  représente la contrainte horizontale minimale exprimée comme suit (Djiber, 2020):

**BD = DG:** rayon du cercle de **MOHR** (Etat actif),

$$\mathbf{BD} = \frac{1}{2} (\sigma_v - \sigma_3) \quad ; \quad \mathbf{OD} = \frac{1}{2} (\sigma_v + \sigma_3) \quad ; \quad \mathbf{OA} = c \cdot \cot \varphi$$

Par le triangle  $\Delta DAB$  :

$$\sin \varphi = \frac{BD}{AD} = \frac{BD}{OD + OA} = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_v - \sigma_3)}{\frac{1}{2}(\sigma_v + \sigma_3) + c \cdot \cot \varphi} \dots\dots\dots(2.24)$$

Par simplification,

$$\sin \varphi \left[ \frac{1}{2}(\sigma_v - \sigma_3) + c \frac{\cos \varphi}{\sin \varphi} \right] = \frac{1}{2}(\sigma_v - \sigma_3) \dots\dots\dots(2.25)$$

$$\sigma_3(1 + \sin \varphi) - \sigma_v(1 - \sin \varphi) + 2c \cdot \cos \varphi = 0 \dots\dots\dots(2.26)$$

$$\text{D'où ; } \sigma_3 = \sigma_v \frac{(1 - \sin \varphi)}{(1 + \sin \varphi)} - 2c \frac{\cos \varphi}{(1 + \sin \varphi)} \dots\dots\dots(2.27)$$

$$\text{Donc : } \sigma_3 = \sigma_v \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \cdot \tan \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \dots\dots\dots(2.28)$$

$$\text{Posons, } K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{(1 - \sin \varphi)}{(1 + \sin \varphi)} = \frac{1}{N_\varphi} \dots\dots\dots(2.29)$$

Cette valeur est la même que celle définie par **Coulomb**.

$$\sigma_v = \gamma \cdot z$$

Enfin, la valeur de la pression active des terres, pour une profondeur **z**, peut alors se formuler comme suit :(Djiber, 2020)



$$\sigma_{h \min} = \gamma \cdot z \cdot k_a - 2c \cdot \sqrt{k_a} \dots \dots \dots (2.30)$$

**2.4.2.2 Pression passive des terres :**

A l'état passive, la valeur maximale de la pression horizontale  $\sigma_1$  est déterminée par les étapes suivantes (Djiber, 2020):

Par le triangle  $\Delta EAC$  :

$$\sin \varphi = \frac{CE}{AE} = \frac{CE}{OE + OA} = \frac{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_v)}{\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_v) + c \cdot \cot \varphi} \dots \dots \dots (2.31)$$

Par simplification,

$$\sin \varphi \left[ \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_v) + c \frac{\cos \varphi}{\sin \varphi} \right] = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_v) \dots \dots \dots (2.32)$$

$$\sigma_v(1 + \sin \varphi) - \sigma_1(1 - \sin \varphi) + 2c \cdot \cos \varphi = 0 \dots \dots \dots (2.33)$$

$$D'où, \sigma_1 = \sigma_v \frac{(1 + \sin \varphi)}{(1 - \sin \varphi)} + 2c \frac{\cos \varphi}{(1 - \sin \varphi)} \dots \dots \dots (2.34)$$

$$On \text{ a donc, } \sigma_1 = \sigma_v \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \cdot \tan \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) \dots \dots \dots (2.35)$$

$$Posons, K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{(1 + \sin \varphi)}{(1 - \sin \varphi)} = N_\varphi \dots \dots \dots (2.36)$$

Le même résultat est obtenu que celui de Coulomb.

Enfin, la valeur de la pression passive des terres pour une profondeur  $z$ , est donnée par la relation suivante :(Djiber, 2020)

$$\sigma_{h \max} = \gamma \cdot z \cdot k_p + 2c \cdot \sqrt{k_a} \dots \dots \dots (2.37)$$

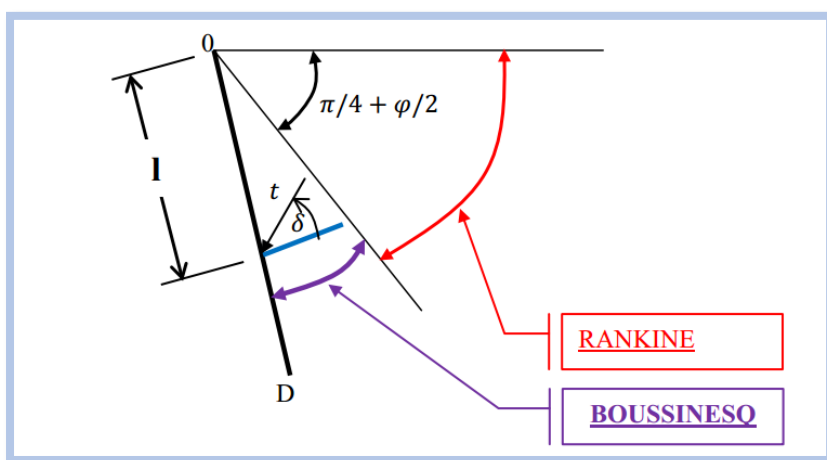
**2.4.3 Théorie de BOUSSINESQ (1882) :**

**BOUSSINESQ (1882)** a amélioré la théorie de **RANKINE** en prenant l'interaction réelle entre le sol et l'écran, c'est-à-dire en choisissant la valeur de l'angle de frottement  $\delta$  sol-écran. Dans cet équilibre, **BOUSSINESQ** considère une première zone où on a l'équilibre de **RANKINE** se raccordant à une seconde zone où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran.

Cet angle de frottement est souvent appelé "rugosité" et il est souvent considéré, conventionnellement, comme égal à 2/3 (en valeur absolue) de l'angle de frottement dans le sol.

Les principes de la méthode de **BOUSSINESQ** ainsi que ses avantages et ses inconvénients sont les suivantes :

- La rugosité de l'écran et son L'interaction avec sol.
- Les conditions aux limites à une distance de l'écran.
- Le déplacement relatif entre l'écran et le sol est considéré, et par conséquent l'inclinaison de la Contrainte sur l'écran est introduite.
- Le milieu est pesant, pulvérulent et non surchargée.
- La surface de sol est supposée libre, inclinée et plane.
- La répartition des contraintes sur l'écran est supposée triangulaire.
- Le problème se transforme en un système d'équations différentielles non intégrables.
- Les résultats sont donnés sous forme de tables de poussée et de butée.
- L'influence de l'inclinaison du talus sur la valeur de la poussée et sur celle de la butée.



**Figure 2.9** : Équilibres de Boussinesq et de Rankine.

**BOUSSINESQ** garde les résultats de **RANKINE** concernant la répartition des contraintes sur l'écran :

- l'obliquité des contraintes est constante le long de l'écran **OD**, elle est choisie et fixée à  $\delta$  ;
- la répartition des contraintes sur l'écran est triangulaire.

$$t = k_a \cdot \gamma \cdot l \dots \dots \dots (2.38)$$

Si **BOUSSINESQ** avait bien posé le problème, il n'a été résolu qu'en 1948 par **CAQUOT** et **KERISEL** qui en ont donné la démonstration suivante. On travaillera en coordonnées polaires, pour lesquelles les équations d'équilibre :

$$\text{div}\tau + F = 0 \dots\dots\dots(2.39)$$

S'écrivent :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_r}{r \partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = \gamma \cos \theta \end{array} \right. \dots\dots\dots(2.40)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \tau_r}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_\theta}{r \partial \theta} + 2 \frac{\tau}{r} = -\gamma \sin \theta \end{array} \right. \dots\dots\dots (2.41)$$

$\sigma_r$ : Contrainte normale radiale.

$\sigma_\theta$  : Contrainte normale orthoradiale.

$\tau$  : Contrainte de cisaillement.

En combinant les équations d'équilibre précédentes et les relations données par le cercle de **MOHR** des contraintes tangentes aux droites de **Coulomb** on établit le système des 2 équations différentielles suivantes :

$$\frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + 2 \tau = -\gamma r \sin \theta \dots\dots\dots(2.42)$$

$$\frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + 2(\sigma_r - \sigma_\theta) = -\gamma r \cos \theta \dots\dots\dots(2.43)$$

$$\text{Avec : } \sigma_\theta = k \cdot \sigma_r \dots\dots\dots (2.44)$$

Le système des deux équations différentielles a été intégré par **Caquot** et **Kerisel**, les calculs étant améliorés par **ABSI** pour donner des tables complètes de poussée et butée fournissant les coefficients  $K_a$  et  $K_p$ .

Le problème est déterminé par les conditions aux frontières :

- **surface libre** : contraintes nulles.
- **sur l'écran** : obliquité imposée  $\delta$  de la contrainte.

Entre la surface libre et la première ligne de glissement on a un équilibre de Rankine et entre la première ligne de glissement et l'écran un équilibre de **BOUSSINESQ**. Le tracé des lignes de glissement montre que les lignes de glissement diffèrent peu de lignes droites dans le cas d'équilibre de poussée, par contre elles s'en éloignent fortement dans le cas d'équilibre de butée. (Schlosser, C244)

#### 2.4.4 Méthode de SOKOLOVSKI (1961) :

**SOKOLOVSKI** a mis au point une méthode générale de calcul des zones plastiques en milieu pulvérulent ou cohérent permettant de traiter les problèmes dont la solution peut être présentée sous forme d'une zone plastique. Il donne des équations générales de l'équilibre qui prêtent fort bien à l'intégration numérique par la méthode des lignes de glissement. Mais cette méthode nécessite pour chaque cas examiné des calculs numériques assez longs. De plus, la non-linéarité de la distribution des contraintes sur l'écran ne facilite pas l'exploitation des résultats.

#### **SOKOLOVSKI:**

- La méthode est applicable en milieu pulvérulent ou cohérent.
- La méthode est basée sur des équations générales de l'équilibre.
- L'intégration numérique se fait par la méthode des caractéristiques.
- Les résultats existent sous forme d'abaques pour divers cas de figures.
- La solution se détermine sous forme d'une zone plastique.
- II Ya la possibilité d'apprécier la marge d'erreur introduite par les méthodes approchée évoquées précédemment.
- Pour chaque cas examiné, les calculs numériques sont assez longs.
- La méthode a une utilisation limitée. (Baziz, 2012)

##### 2.4.4.1 Cas d'une surcharge uniforme :

On a dans sol non cohérent ( $C=0$ ) et non pesant ( $\gamma = 0$ ) figure 2.11 ; La pression ultime  $P_q$  sur le mur provenant d'une surcharge uniforme  $q$  Il s'écrit sous la forme suivante par la méthode de **SOKOLOVSKI(1961)** figure 2.10 :  $P_q = K_{qp}$

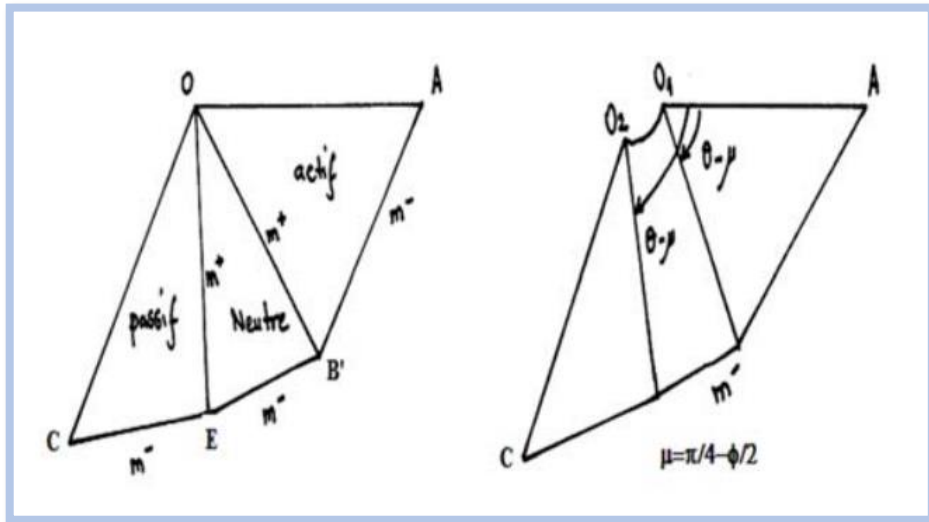


Figure 2.10 : Lignes caractéristiques des zones de rupture.

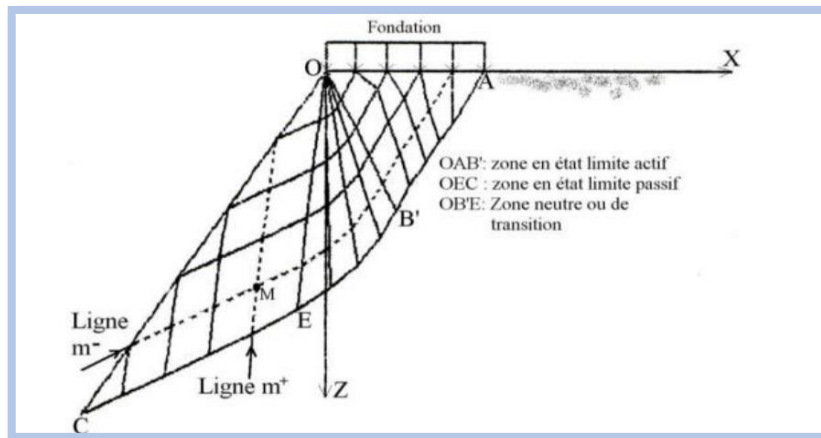


Figure 2.11 : Schéma du mécanisme de rupture en cas d'une surface horizontale ( $\beta=0$ ).

$K_p$  : est un coefficient de butée.

$\lambda$  : fonction de l'inclinaison du mur.

$\varphi$  : l'angle de frottement.

$\beta$  : l'inclinaison de la surface de remblai.

$\delta$  : l'angle de frottement entre le mur et le sol.

Il est calculé analytiquement par :

$$K_p = \frac{\cos \delta \pm \sin \varphi \cos \Delta_2}{\cos \alpha \pm \sin \varphi \cos \Delta_1} \exp (\pm 2\Psi \tan \varphi) \dots\dots\dots(2.45)$$

$$\Psi = w - \frac{\pi}{2} + \frac{\Delta_1 + \Delta_2 + \alpha + \delta}{2} \dots\dots\dots(2.46)$$

$$\sin \Delta_1 = \frac{\sin \alpha}{\sin \varphi} \text{ Et } \sin \Delta_2 = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \dots\dots\dots(2.47)$$

On considère le signe supérieur pour la poussée  $K_{aq}$ , et le signe inférieur pour la butée  $K_{qp}$ . Notons qu'en cas de poussée, on convient que tout angle est positif si son sens est contraire à celui des aiguilles d'une montre. En cas de butée, tout angle est considéré positif si son sens est celui des aiguilles d'une montre.

**2.4.5 Méthodes de Caquot et KERISEL :**

**KERISEL** et **CAQUOT** ont introduit un élément supplémentaire non pris en compte par Rankine il est : Le frottement sol-écran. En effet, le sol en particulier sous l'effet du tassement va frotter contre la paroi interne de l'écran et générer un effort vertical descendant non négligeable.

Nous avons émis des hypothèses pour cette méthode :

- l'inclinaison de l'écran
- l'inclinaison du sol
- l'existence de surcharge
- le frottement du sol sur l'écran
- l'hétérogénéité du sol
- sols cohérent.

Cette méthode utilise le théorème des « états correspondants » les coefficients de butée  $K_p$  fournis par **Rankine** sous forme d'équation ne sont plus valables et doivent être remplacés par les tables de **Caquot** et **KERISEL**.

Dans le cas général, on prend :  $\delta = \frac{2}{3} \varphi$ ; (Avec  $\varphi$  : angle interne de frottement !nt)

La butée de terres est calculée d'après la formule suivante :

$$\sigma_p = \sigma_z \cdot K_p \cdot \Psi + 2c \sqrt{K_p \cdot \Psi} \dots\dots\dots(2.48)$$

Où :

$K_p$ : Coefficient de butée pour  $\delta = -\phi$  spécifié tableau 2.2.

$\Psi$ : Coefficient de réduction  $\psi$  pour  $|\delta| < \phi$ , voir le tableau 2.3.

$C$ : Cohésion du sol.

$\sigma_z$ : Contrainte géostatique verticale.

POUSSÉE ET BUTÉE DES TERRES											
ÉQUILIBRE DE CAQUOT- KERISEL	* Coefficients de poussée et de butée										
	Valeurs de $K_{ay}$ (sur la première ligne) et de $K_{dy}$ (sur la deuxième ligne) (surface libre horizontale, écran vertical) pour diverses valeurs de $\delta$ (d'après Caquot-Kérisel).										
		valeurs de $\phi$									
		5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°
	$\frac{\delta}{\phi} = 1 \dots$	0,81 0,99	0,65 0,98	0,53 0,97	0,44 0,95	0,37 0,93	0,31 0,90	0,26 0,86	0,22 0,80	0,185 0,73	0,155 0,64
	$\frac{\delta}{\phi} = \frac{2}{3} \dots$	0,81 1,08	0,66 1,16	0,54 1,24	0,44 1,33	0,36 1,44	0,30 1,56	0,25 1,68	0,20 1,8	0,16 1,7	0,13 1,6
	$\frac{\delta}{\phi} = \frac{1}{3} \dots$	0,82 1,15	0,67 1,30	0,56 1,49	0,45 1,70	0,37 1,93	0,30 2,20	0,25 2,5	0,20 2,8	0,16 3,2	0,13 3,6
	$\frac{\delta}{\phi} = 0 \dots$	0,84 1,19	0,70 1,42	0,59 1,70	0,49 2,04	0,41 2,46	0,33 3	0,27 3,7	0,22 4,6	0,17 5,8	0,13 7,5
	$\frac{\delta}{\phi} = \frac{1}{3} \dots$	0,88 1,22	0,75 1,52	0,64 1,89	0,52 2,38	0,46 3,03	0,39 4,02	0,32 5,55	0,26 8,1	0,20 12	0,16 19
	$\frac{\delta}{\phi} = \frac{2}{3} \dots$	0,94 1,24	0,81 1,59	0,72 2,06	0,64 2,72	0,56 3,61	0,48 5,25	0,40 8,0	0,34 12,8	0,27 21	0,22 41
$\frac{\delta}{\phi} = -1 \dots$	1,04 1,26	1,06 1,66	1,05 2,20	1,04 3,04	1,02 4,26	0,98 6,56	0,94 10,7	0,88 18,2	0,82 35	0,75 75	

Tableau 2.2 : Les tables de Caquot et KERISEL.

$\varphi$ [°]	$\psi$ quand $ \delta  / \varphi$					
	1,0	0,8	0,6	0,4	0,2	0,0
<b>10</b>	1,00	0,989	0,962	0,929	0,898	0,864
<b>15</b>	1,00	0,979	0,934	0,881	0,830	0,775
<b>20</b>	1,00	0,968	0,901	0,824	0,752	0,678
<b>25</b>	1,00	0,954	0,860	0,759	0,666	0,574
<b>30</b>	1,00	0,937	0,811	0,686	0,574	0,467
<b>35</b>	1,00	0,916	0,752	0,603	0,475	0,362
<b>40</b>	1,00	0,886	0,682	0,512	0,375	0,262
<b>45</b>	1,00	0,848	0,600	0,414	0,276	0,174

**Tableau 2.3** : coefficient de réduction  $\psi$  pour  $|\delta| < \varphi$ .

Les composantes verticale  $\sigma_{pz}$  et horizontale  $\sigma_{px}$  de la poussée des terres sont exprimées par les équations ci-dessous:

$$\sigma_{px} = \sigma_p \cdot \cos(\alpha + \delta)$$

$$\sigma_{pz} = \sigma_p \cdot \sin(\alpha + \delta)$$

Où :

$\delta$  : angle de frottement entre le sol et la structure.

$\alpha$  : inclinaison de la face arrière de la structure par rapport à la verticale.

#### 2.4.6 Méthodes d'analyse limite :

Il existe une longue histoire d'application de la théorie de la plasticité dans la géomécanique.

Une approche plus rigoureuse a été développée, elle consiste à considérer la relation contrainte-déformation d'un sol d'une manière idéalisée. Cette approche est appelée l'analyse limite qui est basée sur les concepts de travaux virtuels et équilibre statique (Lagrange, 1788), et le principe du travail plastique local maximal (Kazinczy, 1914 ; KIST, 1917 ; GVOZDEV, 1938, 1948 ; Markov, 1947 ; Hill, 1948, 1950 ; Drucker, 1951, 1962 ; Drucker et PRAGER, 1952).



La méthode d'analyse limite est une approche développée pour traiter les problèmes de pression des terres. La grande différence, entre cette méthode et celle de l'équilibre limite, réside dans la prise en compte de la cinématique des déformations dans l'analyse de la rupture et de la prise en compte des conditions aux limites sur les déplacements. L'analyse limite admet que les sols ou autres matériaux ont un comportement élastique (ou rigide) parfaitement plastique, avec une loi d'écoulement plastique associée. Deux solutions peuvent être généralement fournies par des bornes supérieures et inférieures, qui sont calculées respectivement par des solutions cinématiquement et statiquement admissibles. Les théorèmes limites de plasticité peuvent être simplement employés pour obtenir les valeurs supérieures et inférieures de la charge ultime de rupture pour les problèmes de stabilité dans la mécanique des sols.

## 2.5 Méthode graphique

### 2.5.1 Méthodes graphique de Cullman :

Cette méthode est une méthode graphique a été présentée par le mathématicien allemand **Karl Cullmann (1821-1881)**. Son but est la détermination du plan de glissement ainsi que l'amplitude et la position de la résultante de la poussée active ou passive. Elle est utilisée pour des remblais horizontaux ou en pente, avec un matériau stratifié ou homogène mais l'angle de frottement interne doit être le même pour tout le massif.

**Cullman** prend aussi en compte les variables tel que : le frottement du mur, le type de sol pulvérulent et avec certaines modifications le sol cohésif et les surcharges concentrées et uniformes. Elle nécessite toutefois un angle de frottement interne constant pour tout le remblai ; La figure 2.10 illustre la procédure pour déterminer la poussée passive  $P_p$  par la méthode de Cullman.

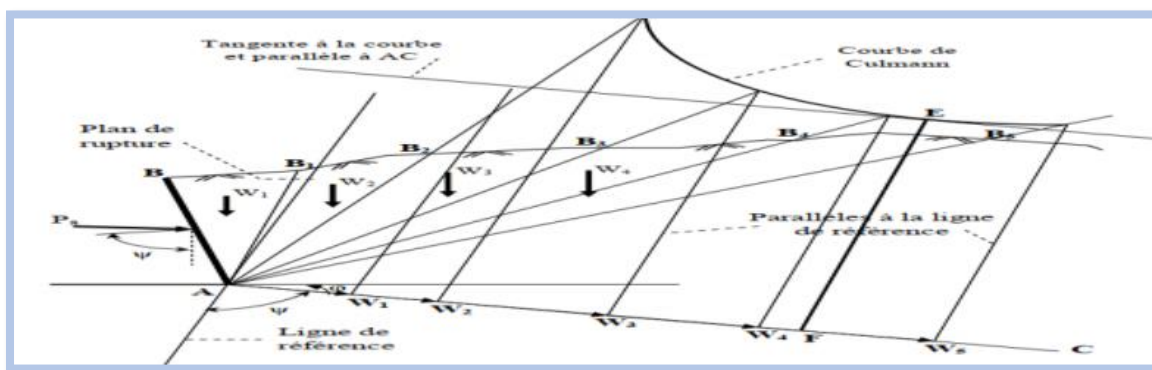


Figure 2.12 : Poussée Passive de Cullman.

## 2.6 Méthodes numériques :

Actuellement, les méthodes numériques permettent d'étudier le comportement des murs et des masses de sol soutenues, en tenant compte de leurs déformations. Les méthodes numériques permettent de résoudre les problèmes les plus complexes en géotechnique. Elles fournissent des résultats sur les déformations et les déplacements au cours du chargement et même après l'achèvement de l'ouvrage.

Ces méthodes consistent à résoudre des équations aux dérivées partielles, il existe plusieurs techniques comme les méthodes des différences finies, des volumes finis, des méthodes spectrales et la méthode des éléments finis.

- Potts et Fourie(1986) ont employé la méthode des éléments finis pour examiner l'effet des modes de mouvement du mur sur la génération de la pression des terres.
- Hazarika et Matsuzawa(1996) ont proposé une méthode numérique pour l'analyse de la pression de butée agissant contre un mur de soutènement rigide pour les différents modes de déplacement.
- Benmeddout et al. (2012) ont utilisé le code FLAC pour évaluer les coefficients de pressions passives et actives des terres pour le cas d'un écran vertical retenant un massif de sol constitué de sable.

Ils ont étudié l'influence de plusieurs paramètres géométriques et géotechniques sur les pressions passives et actives des terres, comme l'inclinaison de surface du sol, l'interface entre le mur et le sol et la proximité d'une pente a été également étudiée. Ils ont conclu que la proximité d'une pente au mur influe sur la forme de la surface de rupture, et que la règle d'écoulement non associée sous-estime les pressions passives des terres et surestime les pressions actives des terres.

## 2.7 Conclusion :

Les ouvrages des soutènements nécessitent une bonne étude des pressions et de ses effets. Ce chapitre est consacré à la présentation des méthodes de calcul des pressions passives et actives des terres.

D'après les méthodes présentées dans ce chapitre, on peut conclure que :

- Les méthodes de calcul aux états limites, (équilibre limite ou analyse limite)
- Les méthodes numériques, (éléments finis, différences finies...etc.)
- la méthode graphique qui est utilisée quand les conditions ne permettent pas de déterminer analytiquement la force de poussée ou de butée.

Ce chapitre a montré l'importance de la détermination de l'effet d'une surcharge sur un mur de soutènement. Pour prendre en compte l'effet d'une surcharge on peut distinguer deux méthodes avec des hypothèses divergentes, les méthodes élastiques et les méthodes basées sur l'équilibre limite.

# Chapitre 03

---

Synthétique bibliographique sur les études des pressions  
due aux surcharges.

---

## Chapitre 03

### Synthèse bibliographique sur les études de pression due aux surcharges.

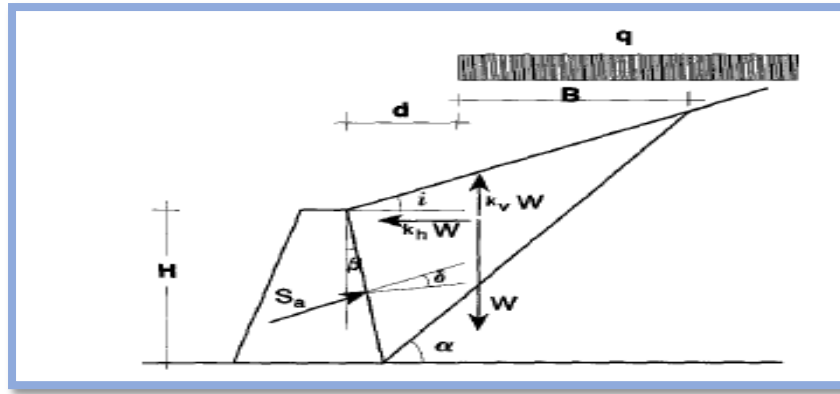
#### 3.1 Introduction

Les différentes méthodes de dimensionnement des écrans de soutènement à l'équilibre limite reposent sur l'hypothèse que le massif de sol est en tous points à l'état de rupture (Christophe gaudin. 2002). Des études récentes sur les murs de soutènement comprennent études, analyses numériques et modèles analytiques (O.Farzaneh, F.Askari, J.Fatemi, 2014) Plusieurs chercheurs ont réalisé des travaux pour évaluer les pressions actives dues aux surcharges. Ce chapitre est consacré à la présentation d'une synthèse bibliographique concernant les travaux de recherche effectués pour étudier l'influence des surcharges sur la poussée. (ZINE, 2021)

#### 3.2 Présentation de quelques études sur l'influence de la surcharge

##### 3.2.1 Motta(1994) :

A partir de la méthode de Coulomb généralisée a été utilisée pour examiner l'effet de la surcharge sur les pressions de terre actives. Il a calculé la pression active de la terre en utilisant l'hypothèse d'un sol homogène, sec et cohésif. Il a également considéré une pièce et une surface de rupture plane, ainsi qu'une surcharge dispersée  $q$  appliquée à une surface de sol éloignée de la paroi. Le plan de rupture est représenté incliné à un angle par rapport à l'horizontale sur la figure 3.1. (Motta, E. 1072-1079).



**Figure 3.1:** Mécanisme de rupture adopté par. (Motta, E. 1072-1079).

Le poids  $W$  et la distance  $B$  de la charge appliquée sur le coin peut être exprimé comme suit:

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[ (1 + \tan \beta \tan i) \tan \beta + \frac{(1 + \tan \beta \tan i)^2}{\tan \alpha - \tan i} \right]$$

Avec:

$$B = H \left( \frac{1 + \tan \alpha \tan \beta}{\tan \alpha - \tan i} - \frac{d}{H} \right)$$

Le poids total du coin de rupture, dû à la masse de sol et à la surcharge est défini par l'expression :

$$W_t = W + qB$$

Les expressions de  $W$  et  $B$  peuvent être simplifiées comme suit :

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left( \frac{1}{\tan \alpha - \tan i} \right)$$

$$B = H \left( \frac{1}{\tan \alpha - \tan i} - \lambda \right)$$

Avec :

$\lambda$  est le rapport de la distance  $d$  à la hauteur du mur  $H$  ( $\lambda = d/H$ ).

**Motta (1994)** a introduit les coefficients sismiques  $k_h$  et  $k_v$  dans le sens horizontal et vertical respectivement, imposant les conditions d'équilibre dans les deux directions. L'expression suivante peut être dérivée pour déterminer la pression active de terre  $S_a$  :

$$S_a = \frac{1}{2}\gamma(1 - k_v)H^2 \frac{\tan(\alpha - \phi') + k_h/(1 - k_v)}{(\tan \alpha - \tan i)[\cos \delta + \sin \delta \tan(\alpha - \phi')]}$$

$$+ q(1 - k_v)H \frac{\tan(\alpha - \phi') + k_h/(1 - k_v)}{(\tan \alpha - \tan i)[\cos \delta + \sin \delta \tan(\alpha - \phi')]}$$

$$\cdot [1 - \lambda(\tan \alpha - \tan i)]$$

Avec:

$\gamma$  : poids volumique du sol ;

$q$  : surcharge verticale ;

$\phi'$  : angle de frottement interne du sol ;

$H$  : hauteur du mur.

$\delta$ : angle de frottement sol-mur.

**Motta (1994)** aussi a considéré la contribution de la surcharge  $q$  au chargement sismique présumant les forces horizontales et verticales suivantes :

$$F_{hq} = k_h q B F_{vq} = k_v q B$$

L'équation classique de pression active de terre est donnée par la relation suivante:

$$S_a = \frac{1}{2}\gamma(1 - k_v)H^2 K_{a,\gamma} + q(1 - k_v)H K_{a,q}$$

De plus, **Motta (1994)** a considéré un coefficient qui prend en compte les effets du poids du sol et de la surcharge à travers la relation suivante:

$$S_a = \frac{1}{2}\gamma(1 - k_v)H^2 K_{a,\gamma q}$$

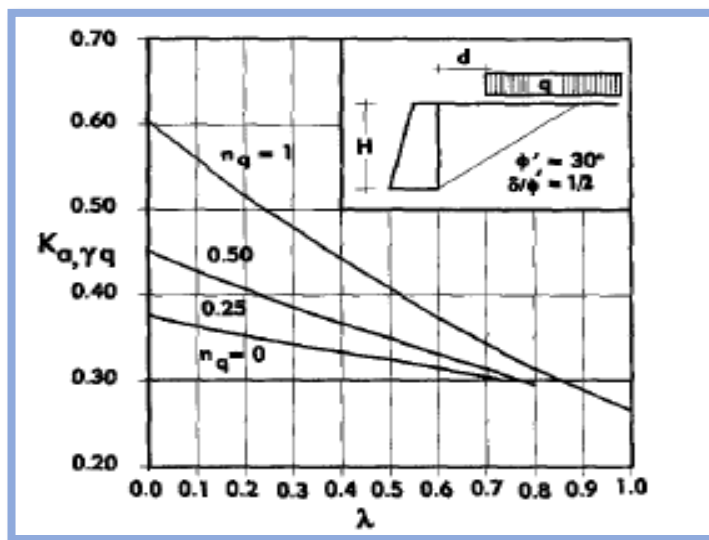
$$K_{a,\gamma q} = \frac{[1 + n_q - \lambda n_q (\tan \alpha - \tan i)] \sin(\alpha + \theta - \phi')}{\cos \theta \cos(\alpha - \phi' + \delta) (\tan \alpha - \tan i)}$$

Avec:  $n_q = 2q/\gamma H$

Pour trouver la solution de  $S_a$ , il faut imposer que la dérivée de  $S_a$  par rapport à  $\alpha$  doit être égal à zéro, c'est-à-dire l'angle  $\alpha_c$  qui donne la pression maximal ; ainsi on peut écrire :

$$\frac{dS_a}{d\alpha} = 0$$

En définitive, la méthode présentée par **Motta (1994)** a permis de déterminer l'expression du coefficient  $K_{a,\gamma q}$ . La figure 3.2 présente la variation de ce coefficient en fonction de  $\lambda$  et pour différentes valeurs de  $n_q$ . Les paramètres utilisés pour tracer cette courbe sont  $\theta=0$  (coefficient sismique-horizontale  $k_h=0$ );  $i=0$  (surface horizontale du sol derrière le mur);  $\phi'=30^\circ$  et  $\delta/\phi'=1/2$ . Il est à noter que la courbe pour  $n_q=0$  coïncide avec la solution classique lorsque la surcharge n'est présente sur la surface du sol et, pour ce cas particulier,  $K_{a,\gamma q} = K_{a,\gamma} = 0,301$



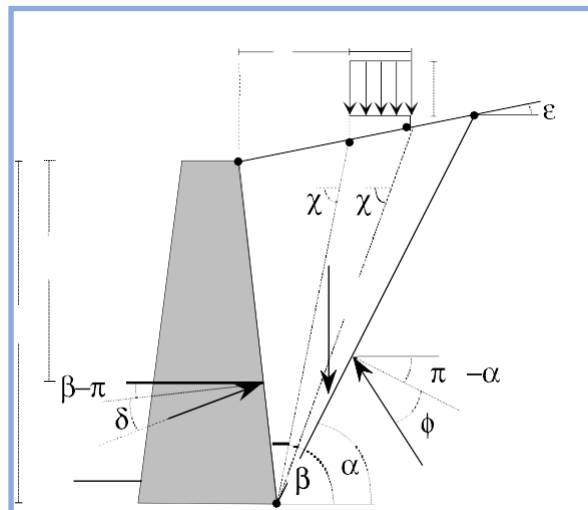
**Figure 3.2 :** Valeurs du coefficient de pression active de terre  $K_{a,\gamma q}$  par en fonction du paramètre adimensionnel. (Motta, E. 1072-1079).

Afin de vérifier l'exactitude de la solution proposée, **Motta (1994)** a présenté deux exemples de problèmes de pression des terres. Dans ce but, la solution analytique a été comparée avec l'approche graphique de **Culmann**, en supposant diverses pentes, surcharges et charges sismiques. (Motta, E.1072-1079).

### 3.2.2 Venanzio R. Greco(2006)

A étudié l'évaluation de la poussée de terre active du remblai, sur laquelle agit une bande de surcharge, est généralement faite à l'aide d'une approche hybride où un incrément de poussée dû à la bande de surcharge est calculé à l'aide de la théorie de l'élasticité et ajouté à la poussée calculée en l'absence de la bande de surcharge. et en condition de défaillance du coin de poussée. Cet article donne une solution cohérente au problème, entièrement basée sur l'approche de Coulomb. Il présente la solution analytique de la poussée active et de la position du point d'application de la poussée. (VENANZIO,2006)





**Figure3.3** : Coin soumis à une bande de surcharge verticale.(Venanzio, 2006)

Il référence à la coupe transversale d'un mur de soutènement illustrée à la figure 3.1, dans l'approche de Coulomb, il est considéré que, derrière le mur, un coin triangulaire se forme, limité par deux plans de rupture : **B–C** le séparant du mur et **A–C** à l'intérieur. le remblayage. Les plans **A–C** et **B–C** sont inclinés respectivement aux angles **a** et **b**. Le coin est soumis à son poids propre **W**, à la poussée **Pa** exercée par le mur et à la force **R** par le sol restant. Une bande de surcharge d'intensité **q** et de longueur **b** est, en outre, appliquée à une distance horizontale **d** de la tête du mur. Nous supposons que le problème est traitable dans des conditions de déformation plane, le sol est sans cohésion et non soumis à des pressions interstitielles. Soit  $\varphi$  l'angle de résistance au cisaillement du sol et  $\delta$  l'angle de frottement entre le sol et le mur le long du plan de contact **B–C** entre le mur et le remblai. Le profil topographique du remblai est incliné d'un angle  $\epsilon$  et le fond de mur est incliné de **b**, ces angles étant tous deux mesurés par rapport à l'horizontale. (Venanzio, 2006)

$$P_a(\alpha) = \begin{cases} [Af(\alpha) + qb]g(\alpha) & \text{pour } x \geq d + b \\ [Af(\alpha) + q(x - d)]g(\alpha) & \text{pour } d \leq x \leq d + b \\ Af(\alpha)g(\alpha) & \text{pour } x \leq d \end{cases}$$

Alors

$$A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\sin(\beta - \epsilon)}{\sin^2 \beta},$$

$$f(\alpha) = \frac{\sin(\beta - \alpha)}{\sin(\alpha - \epsilon)},$$

$$g(\alpha) = \frac{\sin(\alpha - \phi')}{\sin(\beta + \phi' + \delta - \alpha)}$$

Alors

$$x = H \frac{\sin(\beta - \alpha) \cos \varepsilon}{\sin(\alpha - \varepsilon) \sin \beta} = Hf \frac{\cos \varepsilon}{\sin \beta}$$

$$\chi_1 = \tan^{-1} \left( \frac{H + (d + b) \tan \varepsilon}{H \cot \beta + d + b} \right)$$

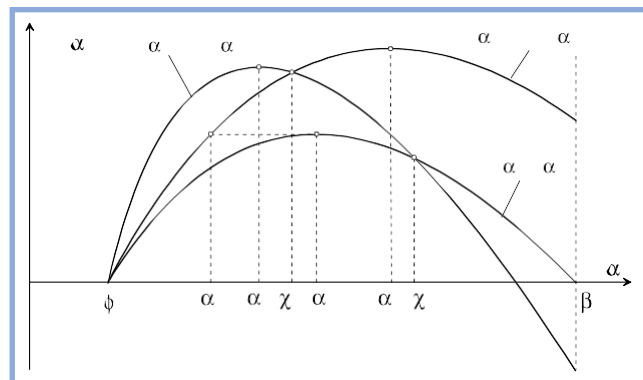
$$\chi_2 = \tan^{-1} \left( \frac{H + d \tan \varepsilon}{H \cot \beta + d} \right)$$

Les équations (1) peuvent être réécrites sous la forme :

$$P_a(\alpha) = \begin{cases} [Af(\alpha) + qb]g(\alpha) & \text{for } \alpha \leq \chi_1 \\ [Bf(\alpha) - qd]g(\alpha) & \text{for } \chi_1 \leq \alpha < \chi_2 \\ Af(\alpha)g(\alpha) & \text{otherwise} \end{cases}$$

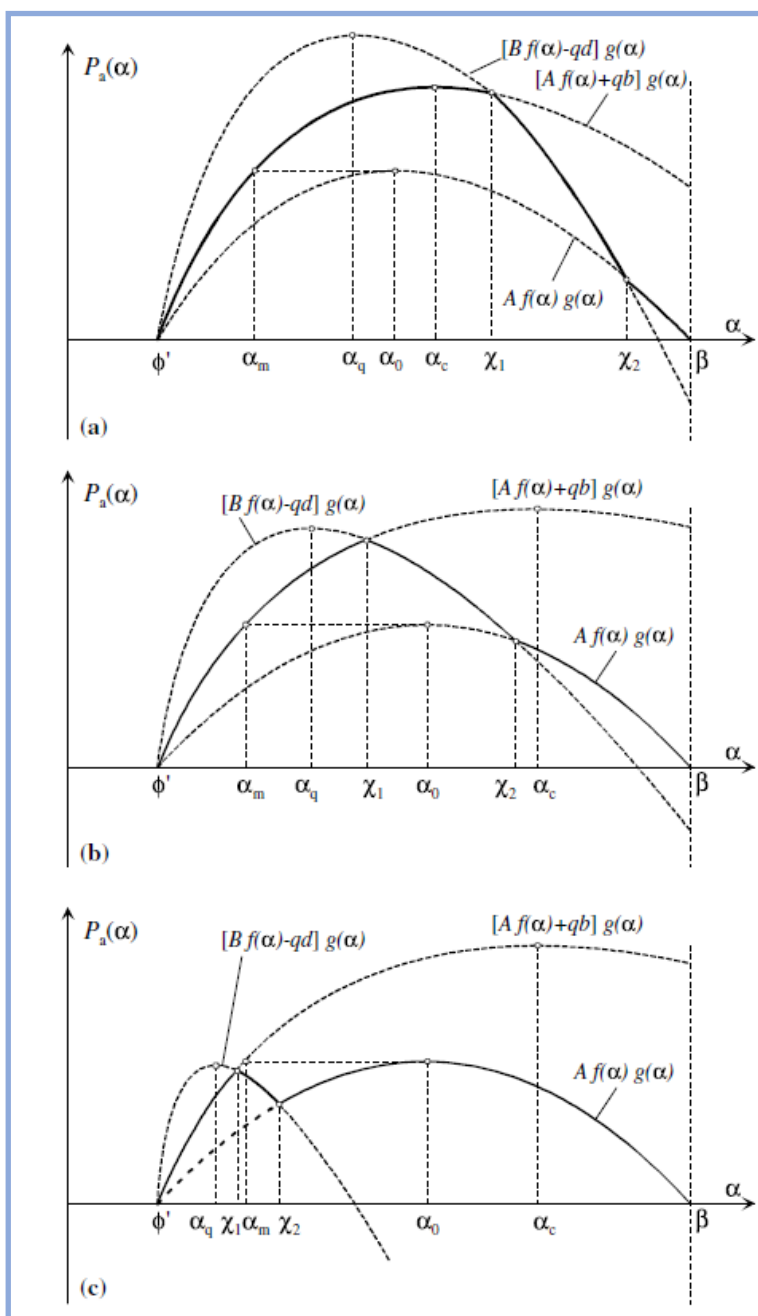
Alors

$$B = A + qH \frac{\cos \varepsilon}{\sin \beta}$$



**Figure 3.4 :** Fonctions  $[Af + qb]g, Af g, [Bf - qd]g$  en fonction de l'angle  $\alpha$ . (Venanzio, 2006)

Pression de terre latérale



**Figure 3.5 :** pour  $\alpha q < \chi_1$  la pression maximale est atteinte à l'intersection entre les fonctions  $[Af + qb]g$  et  $[Bf - qd]g$  (a et c) ou de la fonction  $Afg$  (c). (Venanzio, 2006)

**Venanzio R. Greco** a présenté une expression analytique pour calculer la poussée active lorsqu'une bande de surcharge agit sur le remblai. De l'analyse, il ressort que lorsque la surcharge agit sur une distance supérieure à une valeur donnée  $d_{max}$  (qui selon le cas particulier est égal à  $d_b$ ,  $d_c$  ou  $d_m$ ) il n'a pas d'effet sur la poussée.

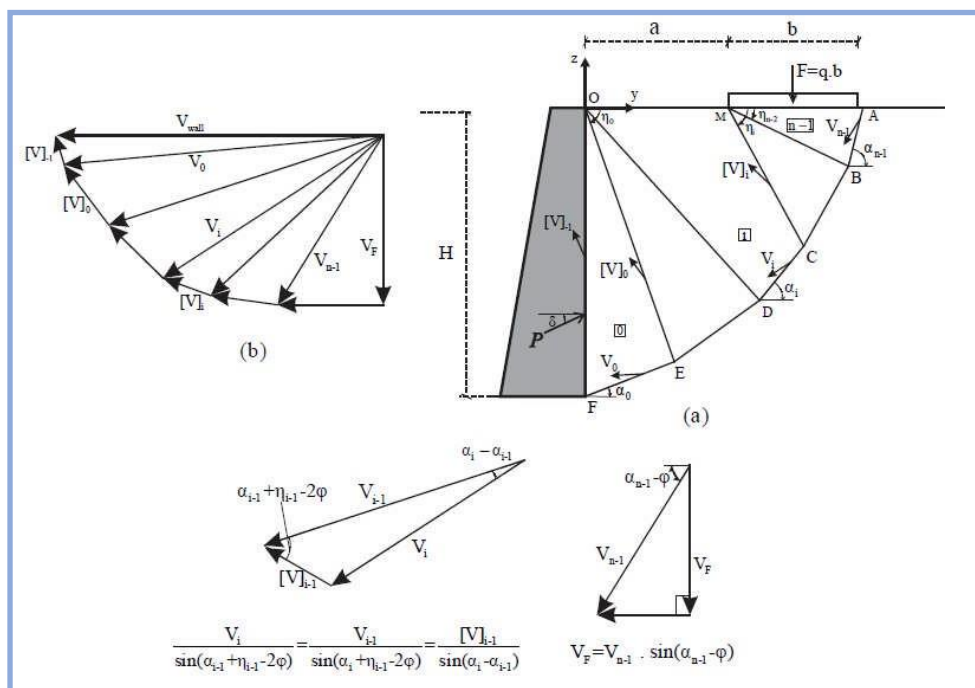
Pour les distances entre  $d_{max}$  et  $d_c$ , la poussée dépend de l'intensité et de la position de la surcharge. Enfin si la distance est inférieure à  $d_c$ , la poussée est affectée par-là l'intensité de la surcharge, mais pas par sa position. Les valeurs des distances  $d_{max}$  et  $d_c$  dépendent des paramètres géotechniques du sol, de la géométrie des problèmes et la taille et l'intensité de la bande de surcharge.

La présence de la surcharge au-dessus du remblai produit une modification de l'inclinaison des plans de rupture à l'intérieur du coin de poussée, qui varie avec la profondeur.

La méthode proposée donne également une forme analytique simple pour évaluer la position du point d'application de la poussée. (Venanzio, 2006)

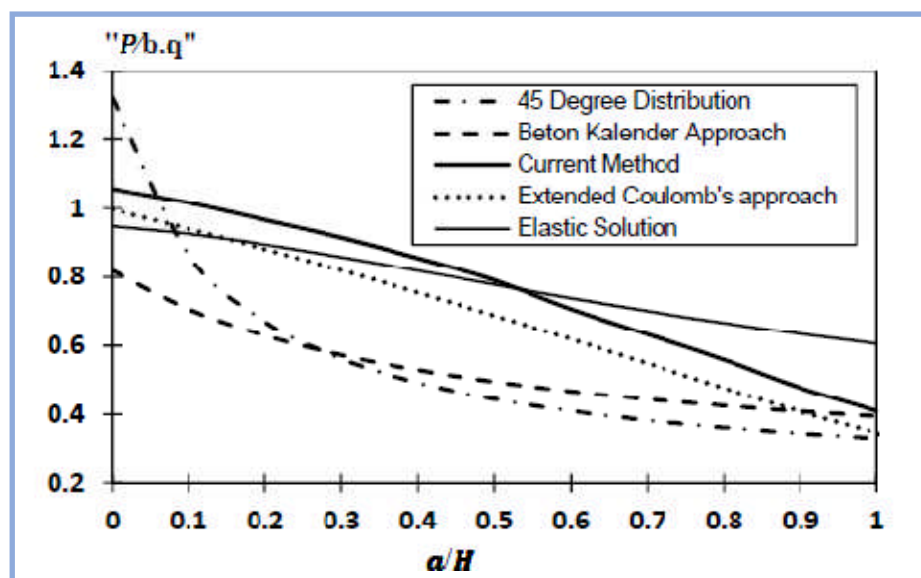
### 3.2.3 Farzanehet al(2013)

Ont utilisé l'approche cinématique de la méthode d'analyse limite afin de présenter des cartes de conception pour calculer la pression de terre active latérale du remblai lorsqu'il est chargé par une fondation filante. Ainsi, un mécanisme de rupture cinématiquement admissible est considéré, ce dernier est composé de plusieurs blocs rigides avec mouvement de translation dans lequel la dissipation d'énergie a lieu le long des discontinuités de Vitesse. La figure 3.7 montre la coupe transversal du mécanisme de rupture supposé. Il est composé de plusieurs blocs rigides de mouvement de translation séparés par des surfaces planes de discontinuité de vitesse. La dissipation d'énergie n'a lieu qu'aux interfaces entre blocs adjacents qui constituent des discontinuités de vitesse. (O. Farzaneh, F. Askari, J. Fatemi, 2014)



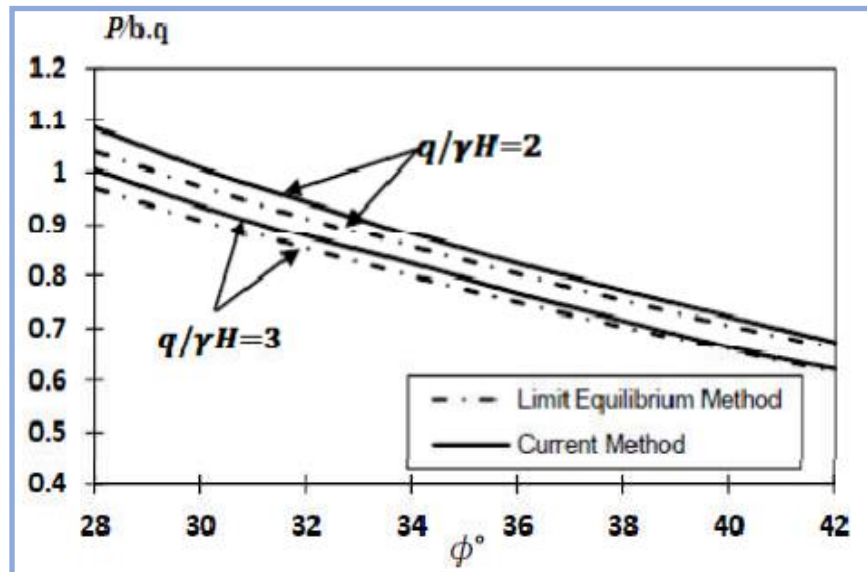
**Figure3.6 :** Mécanisme de rupture: (a) coupe transversale; (b)hodographe de vitesse; (c)relations trigonométriques entre vecteurs de vitesse(O. Farzaneh, F. Askari, J. Fatemi,Vol. 2014)

La figure 3.7 montre le rapport  $P/B.q(P$  est la force latérale d'eau poids du sol,  $q$  est la surcharge filante ) en fonction de  $a/H$  obtenu par **Farzanehet al (2013)** et les méthodes existantes. Il est à noter que pour les surcharges filantes qui sont trop près du mur (c'est-à-dire,  $a/H$  inférieur à 0,1), L'approche de distribution à  $45^\circ$  donne des estimations plus importantes que la solution actuelle. Cela s'explique par le fait que dans cette méthode, l'effet des charges sur bande lorsqu'elles sont trop proches du mur, est considéré comme une surcharge généralisée agissant sur les faibles profondeurs en arrière du mur. Parailleurs, Pour  $a/H$  supérieur à 0,1 , la distribution à  $45^\circ$  et les approches Béton Kalendar sous-estiment la poussée de terre par rapport à l'analyse limite.(O. Farzaneh, F.Askari ,JFatemi, 2014)

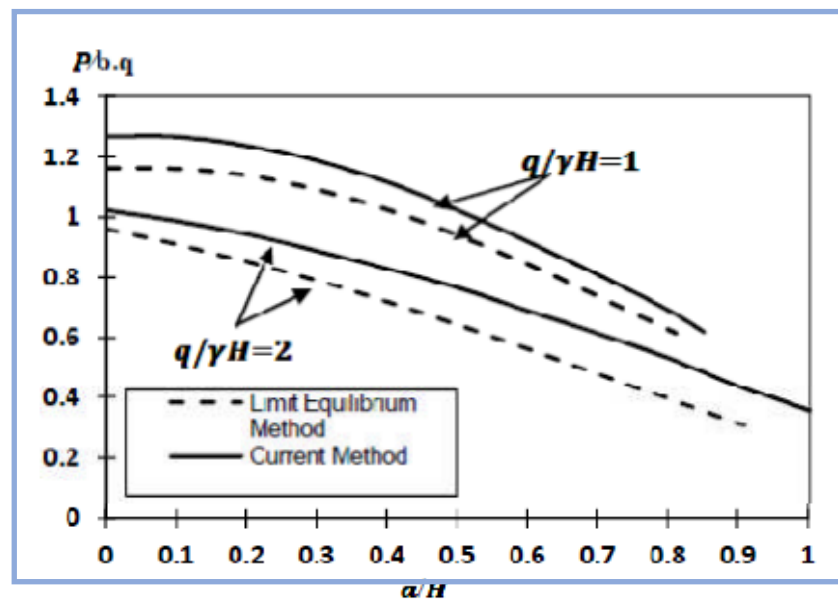


**Figure 3.7:** Comparaison des résultats de Farzanehet al (2013) avec l'approche de distribution à 45°, la méthode Béton Kalendaret la solution élastique pour ( $\phi=30^\circ$ ,  $b/H=0,3$ ,  $\delta/\phi=2/3$ ,  $q/\gamma h=1,5$ ) (O.Farzaneh, F. Askari, J. Fatemi, 2014).

Les figures 3.8 et 3.10 présentent une comparaison entre la méthode de **Farzanehet al (2013)** (Current Method) et la méthode d'équilibre limite (approche de Coulomb généralisée). La Figure 3.8 est tracé en fonction de l'angle de frottement interne ; montre que les résultats de **Farzanehet al (2013)** sont supérieurs (meilleurs) à ceux de la méthode d'équilibre limite, cette amélioration est d'environ 3% en moyenne. D'autre part, la figure 3.10 fournit une autre comparaison entre deux approches ; montre que la poussée de terre diminue de manière significative à mesure que la distance de surcharge filante augmente. Egalement, les résultats de l'analyse limite sont supérieurs (meilleurs) à ceux de la méthode d'équilibre limite. (O. Farzaneh, F. Askari, J. Fatemi, 2014)



**Figure3.8:** Comparaison des résultats de Farzanehet al (2013) avec l’approche de Coulomb généralisée ( $aH=0$ ,  $bH=0,3$  et  $\delta/\varphi=1/2$ ) (O. Farzaneh, F. Askari, J. Fatemi, 2014).



**Figure3.9:** Comparaison des résultats de Farzaneh et al (2013) avec l’approche de Coulomb généralisée ( $\varphi=35^\circ$ ,  $b/H=0,2$ ,  $\delta/\varphi=1/2$ ) (O.Farzaneh, F. Askari, J. Fatemi, 2014).

### 3.2.4 Salman et al (2011)

Ont utilisé la répartition de la pression des terres générée derrière un mur de soutènement de 20 m de haut a été estimée par la méthode des éléments finis et comparée à celle obtenue à partir des théories classiques de la pression des terres. Le comportement du sol a été supposé élasto-plastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Le mur de soutènement en béton a été représenté par un modèle élastique linéaire.

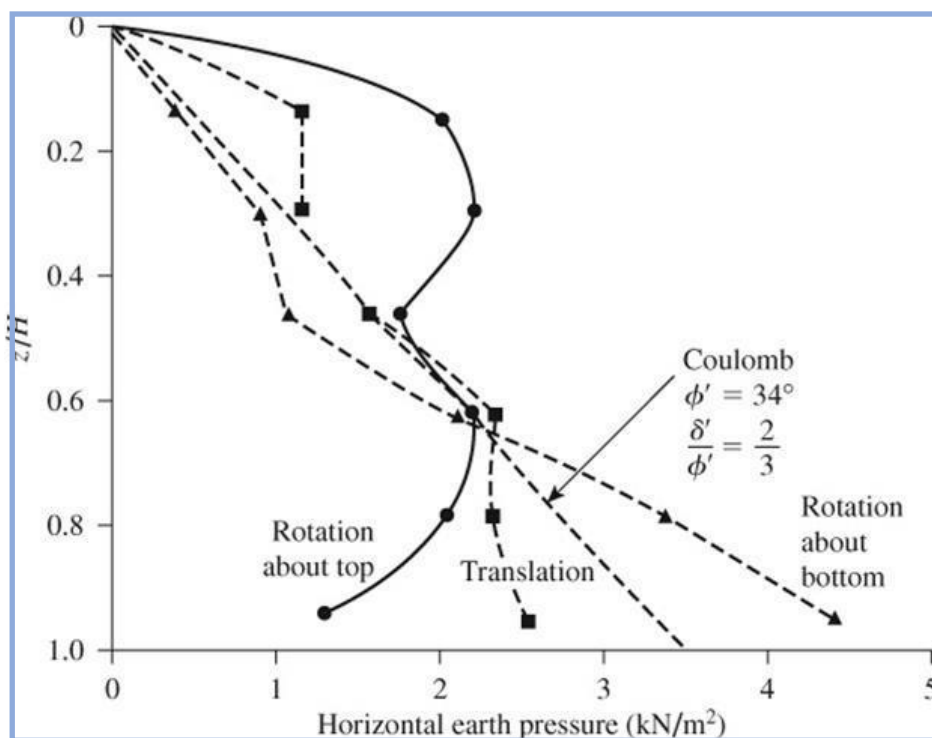
Le programme informatique d'éléments finis à déformation plane bidimensionnelle CRISP a été utilisé après quelques modifications. Les résultats ont montré que la méthode de Dubrova donne des valeurs supérieures à l'équation de Coulomb pour tous les modes de mouvements des parois. Alors que les résultats obtenus à partir de l'analyse par éléments finis indiquent que la distribution des contraintes est plus ou moins égale à l'équation de Coulomb et se situe à environ 90 % de la profondeur pour  $\Phi = 25^\circ$  et 60% pour  $\Phi = 40^\circ$ . En dessous de cette profondeur, la distribution de pression devient bien supérieure à celle obtenue par l'équation de Coulomb.(F. A. Salman, M. Y. Fattah, S. M. Shirazi and A. Mahrez, 2011)

L'analyse par éléments finis montre une nette oscillation de la valeur de la pression latérale des terres causée par les charges linéaires en plus du remblai, dans la moitié supérieure du mur, cette oscillation augmente à mesure que la charge linéaire augmente en valeur et diminue à mesure que la charge s'éloigne du mur. Dans la moitié inférieure de la hauteur du mur, la pression latérale des terres devient plus proche d'une distribution linéaire et sa valeur maximale se situe à la base du mur. La répartition latérale de la pression de terre disparaîtra lorsque la position de la charge linéaire s'éloignera du mur ( $m \geq 0,6 \times D$ ).

La surface du sol derrière un mur de soutènement peut être soumise à des surtaxes. Celles-ci peuvent être permanentes dans caractère, comme les fondations peu profondes des bâtiments, ou temporaire, comme le trafic ou la construction les charges causées par l'usine, le stockage des matériaux, etc.



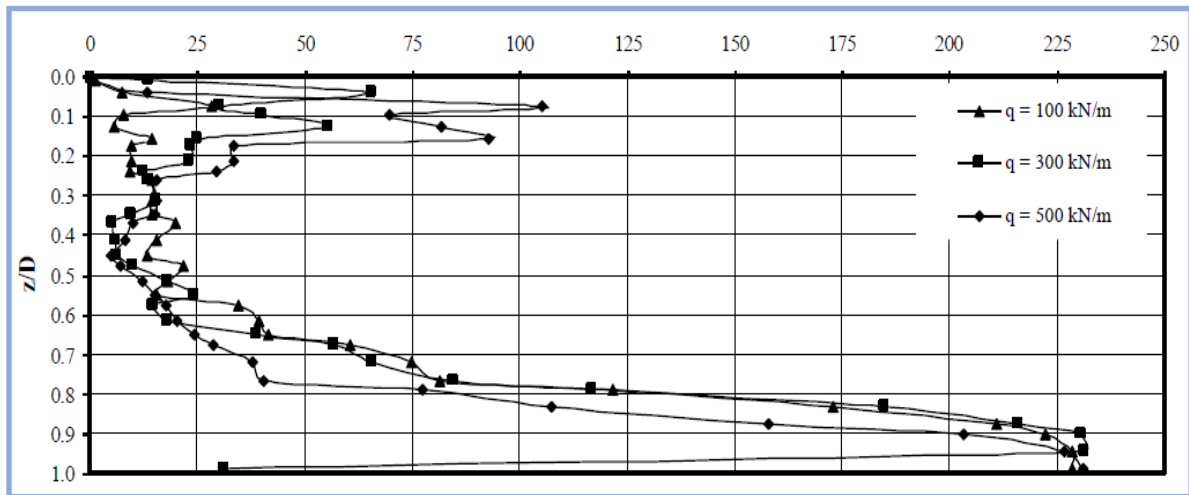
Les surcharges appliquées sont généralement des forces verticales, bien que ils peuvent également avoir une composante horizontale et, dans les deux cas entraînent une augmentation de la terre horizontale pression agissant sur le mur. Pour une grandeur donnée et répartition de la surtaxe, les contraintes horizontales qui agir sur le mur dépendent des propriétés du sol et la rigidité du mur et de ses appuis. Pour les suppléments d'étendue limitée, il convient de considérer les deux cas extrêmes d'un mur entièrement retenu et d'un mur qui se déplace suffisamment pour permettre un rendement actif dans le sol.



**Figure 3.10** : Répartition horizontale de la pression des terres derrière un modèle de mur de soutènement rigide  
(F. A. Salman, M. Y. Fattah, S. M. Shirazi and A. Mahrez, 2011)

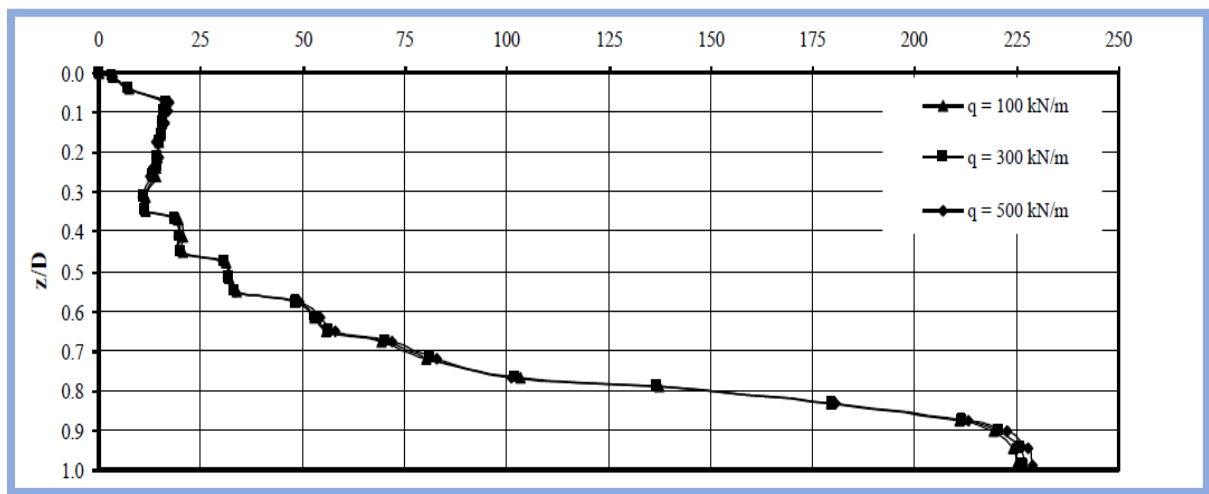
La valeur de l'angle de frottement de la paroi (lorsqu'il est supérieur à zéro) n'affectera pas beaucoup les valeurs de pression distribution derrière le mur de soutènement comme le frottement du mur l'angle affecte principalement les contraintes de cisaillement entre sol retenu et le mur.

L'analyse par éléments finis montre une nette oscillation dans la valeur de la pression latérale des terres, causée par les charges de ligne en plus du remblai, dans la moitié supérieure du mur, cette l'oscillation augmente à mesure que la charge de la ligne augmente en valeur.



**Figure3.11** : Effet combiné du remblai et de la charge linéaire sur la répartition des contraintes derrière le mur de soutènement,(F. A. Salman, M. Y. Fattah, S. M. Shirazi and A. Mahrez, 2011)

Se désintègre à mesure que la charge s'éloigne du mur. Dans la moitié inférieure de la hauteur du mur la pression latérale des terres devient plus proche d'une distribution linéaire et sa la valeur maximale est dans la base du mur. La terre latérale la distribution de pression disparaîtra à mesure que la position de la ligne la charge s'éloigne du mur ( $m \geq 0,6 \times D$ ).



**Figure3.12** : Effet combiné du remblai et de la charge linéaire sur la répartition des contraintes derrière le mur de soutènement(F. A. Salman, M. Y. Fattah, S. M. Shirazi and A. Mahrez, 2011)

Lorsqu'une petite charge de ligne initiale est appliquée (100 kN/m), la distribution de pression obtenue à partir de l'équation de Coulomb est linéaire quelle que soit la position de la charge linéique. Quand le la charge de ligne augmente en valeur à environ (300 à 500 kN/m), la répartition de la pression commence à prendre la forme d'un parabole dans la partie supérieure de la hauteur du mur, cette parabole disparaît et la distribution devient linéaire vers la base du mur. Pour tous les cas étudiés, il a été constaté que la pression maximale se trouve dans la base du mur.

La forme de la distribution de pression obtenue par la méthode de Dubrova a une forme parabolique et sa valeur maximale est à environ un tiers de la base du mur, puis commence à diminuer en valeur. Sans charge de ligne, la valeur maximale de la pression de terre se situe dans la base du mur. La valeur de la pression latérale des terres à la base du mur est inférieure d'environ (10 à 20 %) à celle obtenue par l'équation de Coulomb.(F. A. Salman, M. Y. Fattah, S. M. Shirazi and A. Mahrez, 2011)

### **3.3 Conclusion**

Quelques études théoriques et numériques consacrées à l'évaluation des pressions actives des terres dues à la surcharge sont présentées dans ce chapitre. La présentation s'est limitée à discuter des résultats de la méthode d'équilibre limite, de l'analyse élasto-plastique et de l'analyse limite.

L'influence de l'angle de frottement interne du sol, de l'angle d'interface sol-mur, de l'angle d'inclinaison du mur et de la surface libre de la masse de sol a été largement étudiée. De plus, du fait du faible nombre d'études sur le sujet, l'effet de la nature et de la position de la surcharge sur le comportement d'un écran de soutènement n'est pas bien compris.

Les solutions susmentionnées se réfèrent au coefficient de pression de terre actif dû au poids du sol. Dans de nombreux problèmes pratiques, cependant, la pression des terres pourrait être due au poids du sol ainsi qu'à une surcharge appliquée sur le profil du sol à retenir.(Motta,1072-1079).

# Chapitre 04

---

Analyse numérique de l'effet de surcharge sur la répartition  
des pressions des terres active

---

## CHAPITRE 4

### Analyse numérique de l'effet de surcharge sur la répartition des pressions des terres active

#### 4.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à une étude numérique de la poussée des terres en utilisant une analyse élastoplastique à l'aide du code de calcul Flac 2D. Le sol étudié est soutenu par un écran rigide vertical. Le comportement du sol soutenu est régi par le critère de Mohr-Coulomb, tandis que le comportement élastique est adopté pour l'écran rigide, une étude paramétrique a été réalisée afin d'étudier la répartition des pressions des terres dues à une surcharge répartie à proximité d'un ouvrage de soutènement.

#### 4.2 Présentation du logiciel FLAC 2D

Le code FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) en différences finies explicites, est utilisé dans la présente analyse numérique afin de modéliser le comportement de l'écran rigide. Ce code de calcul a été développé par la société américaine Itasca Consulting Group, pour simuler les problèmes géotechniques, le comportement des sols, roches ou autres matériaux. Un des avantages de FLAC est le macro-langage FISH, qui permet d'introduire de nouvelles variables, procédures et sorties graphiques. Dans le code Flac, les matériaux sont représentés par des éléments (zones) avec la méthode des différences finies. La méthode (explicite) des différences finies est très proche de la méthode des éléments finis, cette méthode est une technique numérique qui résout des séries d'équations différentielles, à partir de valeurs initiales et/ou de valeurs limites. Lorsque les conditions aux limites ou les forces externes sont appliquées, le comportement suit une loi de contrainte-déformation linéaire ou non linéaire. Flac possède une bibliothèque des éléments structuraux intégrés qui peuvent être utilisés comme des renforcements ou des supports structuraux.

### 4.3 Problème étudié

La présente analyse concerne l'étude numérique de l'influence de la surcharge sur la distribution des pressions des terres actives, ceci pour un écran de soutènement rigide qui supporte un massif de sol avec une surface horizontale qui supporte une surcharge filante réparti de largeur  $b$  et situer à une distance  $d$  (Figure 4.1). Il est a noté que l'écran rigide a une hauteur de  $h=1.5m$  qui a le rôle de soutenir un sol constitue de sable-grossier. Afin de déterminer la distribution des pressions des terres actives, l'écran est soumis à un déplacement horizontal incrémental afin de mobiliser le phénomène de la poussée.

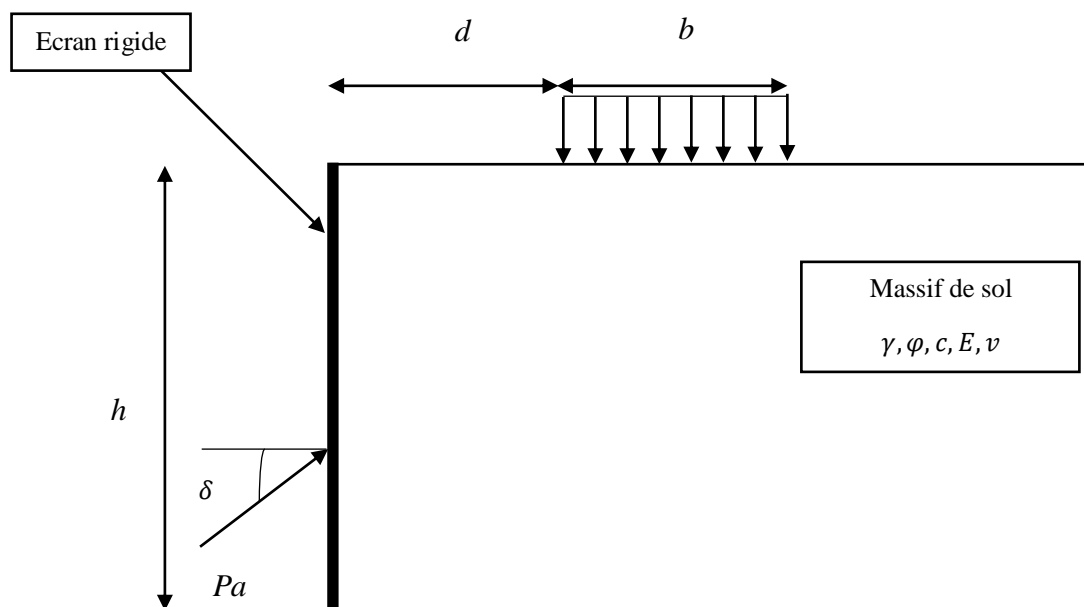
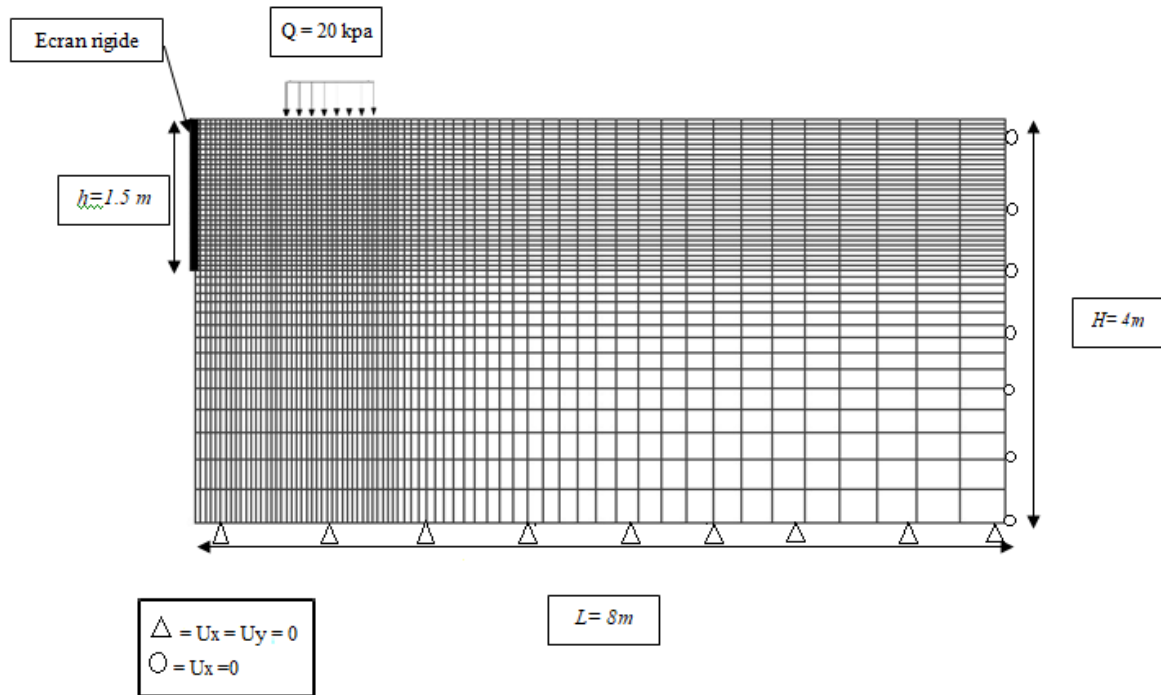


Figure 4.1: Présentation du problème étudié.

### 4.4 Modélisation numérique

Les dimensions du modèle dans les directions  $x$  et  $y$  sont  $L= 4m$  et  $H= 8m$  respectivement, ce qui permet d'éliminer les effets de bord. L'écran est soumis à une charge filante répartie  $q=20kPa$  de largeur  $b = 0,4 m$ . la distance entre la semelle et le mur est variée entre  $d= 0.0m$  et  $d=1.6 m$  (Figure 4.1). La modélisation numérique a été établie en déformation plane. Concernant les conditions aux limites, les déplacements horizontaux et verticaux ont été bloqué pour la base du model ( $U_x=U_y=0$ ), tandis que pour les limites latérales, seul les déplacements horizontaux qui ont été bloqué ( $U_x=0$ ).

Le maillage a été raffiné au voisinage de l'écran rigide comme montré sur la Figure (4.2) afin d'obtenir des résultats fiables, ainsi le mur a été modélisé par une force incrémentale imposée horizontalement. Plusieurs tests préliminaires ont été effectués afin de fixer les dimensions convenables du model de calcul.



**Figure 4.2:** Présentation du model numérique adopté.

Différents modèles de comportements des matériaux sont incorporés dans le code de calcul Flac2D. Pour cette analyse, les comportements appropriés pour les éléments qui constituent le modèle sont sélectionnés directement à partir de la bibliothèque du code. La semelle a été modélisé par un comportement élastique linéaire, tandis que le comportement élastique parfaitement plastique a été adopté pour le massif de sol (sable-grossier), obéissant au critère de Mohr-Coulomb.

### 4.5 Paramètres adopté dans la modélisation numérique

Les valeurs des paramètres physiques et mécaniques du modèle de la présente étude sont données dans le tableau 4.1. Ces paramètres ont été sélectionnés dans l'intervalle des valeurs usuelles adoptés par différentes études.

Paramètres d'étude	Sol	Mur
Poids volumique $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	16	25
Module de Young E (kN/m <sup>2</sup> )	$2.7 \cdot 10^7$	$2.1 \cdot 10^{10}$
Coefficient de Poisson ( $\nu$ )	0.25	0.2
Cohésion c (kN/m <sup>2</sup> )	0	
Angle de frottement interne $\varphi$ (°)	34	
Interface sol-mur (°)	22.67	

**Tableau 4.1:** Valeurs et propriétés mécaniques et physiques du model utilisé

### 4.6 Résultats et discussion

La figure 4.3 présente les résultats numériques de la pression active distribué le long de la hauteur de l'écran rigide sans surcharge et avec la présence d'une surcharge  $q=20\text{kPa}$  qui situe à une distance ( $d=0, 0.2, \text{ et } 0.4\text{m}$ ) par rapport à l'écran rigide.

Pour le cas du massif de sol sans surcharge ( $q=0$ ), les résultats montrent que la répartition des pressions active augmente linéairement le long de l'écran, avec un point d'inflexion dans la partie basse de l'écran. Il est a noté que cette distribution est en bon accord avec les résultats présenté dans la littérature, et qui confirme que la répartition de la pression active prend une forme triangulaire pour le cas d'un sol sans chargement.

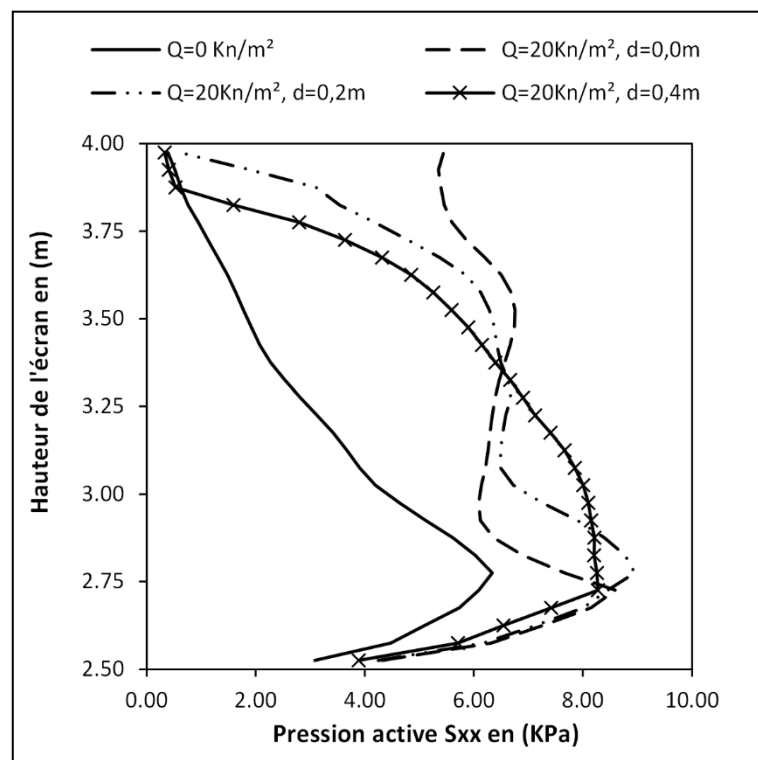
De plus, On peut observer d'après la même figure que la présence de la surcharge rendre la répartition des contraintes horizontales (pression des terres actives) non uniforme le long de l'écran, en plus, cette distribution est influencée par la position de la surcharge. Pour le cas de  $d=0$  et  $d=0.2\text{m}$ , la pression active augmente jusqu'au au premier pic à une profondeur de  $1/3h$ , ensuite la pression active diminue progressivement jusqu'à une profondeur  $2/3h$  avant de marquer sa valeur maximale à la profondeur  $5/6h$ . d'autre part pour le cas de  $d=0.4\text{m}$ , la pression active augmente progressivement avec la profondeur jusqu'à sa valeur maximale à une profondeur de  $5/6h$ , ensuite la pression active diminue jusqu'à la base



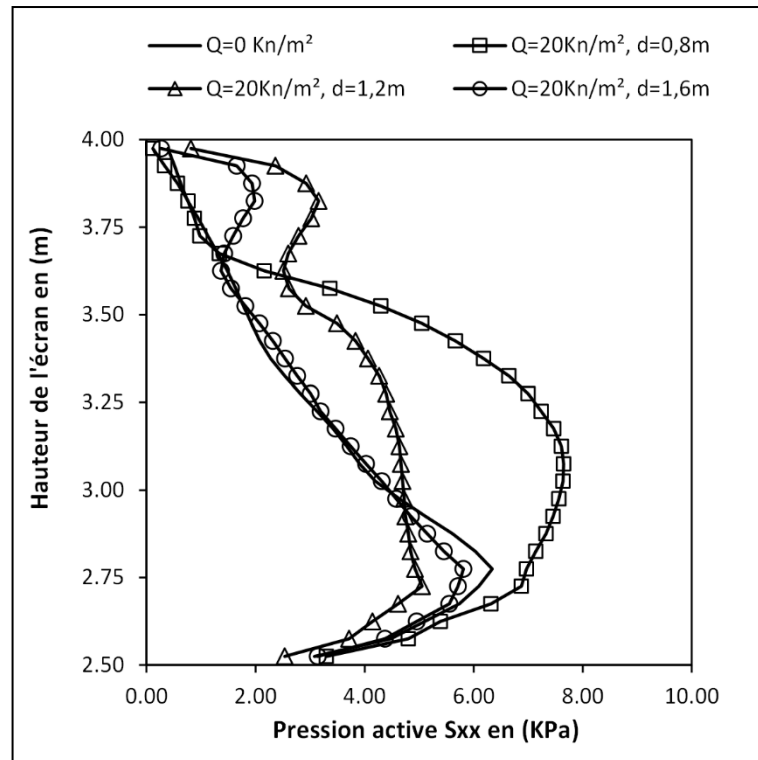
de l'écran. Il est à noter que la valeur maximale de la pression active a été atteinte pour le cas de  $d=0.2m$  ( $S_{xx} = 9 \text{ kPa}$ ).

La figure 4.4 présente les résultats numériques de la pression active distribuée le long de la hauteur de l'écran rigide sans surcharge et avec la présence d'une surcharge  $q=20\text{kPa}$  qui est située à une distance ( $d=0.8, 1.2, \text{ et } 1.6\text{m}$ ) par rapport à l'écran rigide.

D'un part, pour le cas de  $d=0.8\text{m}$  la pression active augmente progressivement avec la présence de 2 pic pour  $h/12$  et  $2/3$  respectivement avec une valeur maximale de  $S_{xx}$  qui vaut  $8 \text{ kPa}$ , d'autre part pour la distance de surcharge  $d=1.2\text{m}$ , on peut noter que la forme générale de la répartition de la pression active est similaire à celle du cas précédent ( $d=0.8\text{m}$ ) avec une petite diminution de la pression active. Il est à noter que le diagramme et la répartition de la pression active pour le cas de  $d=1.6\text{m}$  est similaire à celle obtenue sans surcharge, donc on peut conclure que l'influence de la surcharge est insignifiante au-delà d'une distance supérieure à la hauteur de l'écran.



**Figure 4.3:** Distribution de pression active de terre le long de l'écran rigide sans surcharges et pour différents emplacements ( $d=0, 0.2 \text{ et } 0.4\text{m}$ ) de la surcharge  $q$



**Figure 4.4 :** Distribution de pression active de terre le long de l'écran rigide sans surcharges et pour différents emplacements ( $d=0.8, 1.2$  et  $1.6m$ ) de la surcharge  $q$

#### 4.7 Mécanisme et surface de rupture

Le code Flac 2D possède la possibilité de visualiser les zones de cisaillement qui donne le positionnement des zones de rupture. La Figure (4.5) présente les surfaces de rupture obtenues pour différents cas de chargement. Il est à noter que le mécanisme de rupture obtenu dans le cas sans surcharge est similaire à celui du coin de Coulomb.

Les surfaces de rupture présentées sur la Figure 4.5 montrent l'influence de la présence et de la position de la surcharge sur la forme de la surface de rupture ; ainsi l'augmentation de la distance  $d$  jusqu'à  $1.2m$  agrandit la surface de rupture et mobilise plus de force de cisaillement. Au-delà de cette valeur, l'effet de la surcharge disparaît et la surface de cisaillement sera similaire à celle du cas sans chargement.

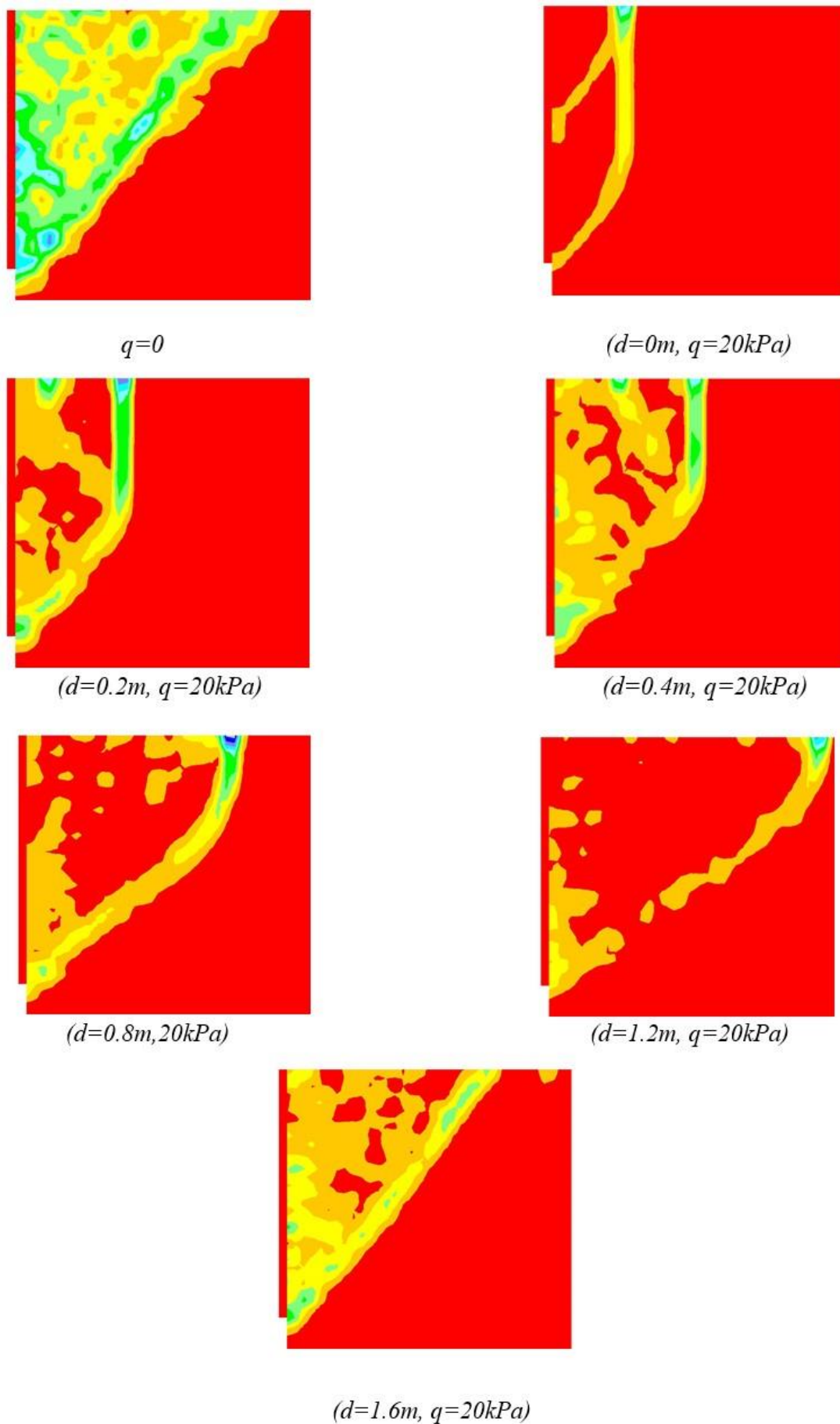


Figure 4.5 : Mécanisme de rupture avec et sans surcharge

## 4.8 Conclusion

La répartition de la poussée active le long d'un écran rigide est influencé par plusieurs paramètres et facteurs tels que les propriétés physiques, mécaniques et géométriques du massif de sol. Dans la présente étude l'influence de la surcharge sur la distribution des pressions active et les surfaces de rupture a été analysé dans le cas d'un massif de sol (sable-grossier) soutenue par un écran rigide de 1.5m d'hauteur. Pour cela une modélisation numérique a été adopté par la méthode des différence finis à l'aide du code de calcul Flac 2D. Cette étude numérique a permis de conclure quelques résultats importants :

- La distance d'application de la surcharge a un effet très significatif sur la répartition des pressions active et les mécanismes de rupture.
- La présente étude numérique confirme les résultats expérimentaux et numériques concernant l'apparition d'un deuxième pic de pression lorsque la charge est comprise entre 0,4 et 0,6 H.
- Au-delà d'une distance  $a$  supérieure à la hauteur de l'écran, l'influence de la surcharge est insignifiante.

## Conclusion générale

L'objectif de ce mémoire vise à étudier l'influence de la surcharge sur la répartition de la pression active, cette surcharge est située à une distance "d" par rapport à l'ouvrage de soutènement, la présente étude a été effectuée en utilisant une analyse élastoplastique à l'aide du code de calcul Flac 2D.

La partie recherche bibliographique a permis de rassembler plusieurs connaissances sur les ouvrages de soutènement, et ses classifications ainsi que leur comportement lié d'une part aux caractéristiques géométriques et mécaniques de l'ouvrage et d'autre part aux sollicitations dues aux pressions des terres auxquelles il est soumis. De plus, ce travail a permis de prendre connaissance sur les méthodes de calcul des pressions passives et actives des terres, qui sont considérées indésirables pour l'étude et l'analyse des ouvrages de soutènements.

Aussi on a la présentation quelques études théoriques et numériques consacrées à l'évaluation des pressions actives de terres dues aux surcharges. La présentation a été limitée à la discussion des résultats obtenus par la méthode d'équilibre limite, l'analyse élastoplastique et l'analyse limite.

Afin d'étudier l'influence de surcharge sur la distribution de la pression des terres, une modélisation numérique a été adoptée par la méthode des différences finies à l'aide du code de calcul Flac2D. Cette étude numérique a permis de conclure quelques résultats importants :

- La distance d'application de la surcharge a un effet très significatif sur la répartition des pressions actives et les mécanismes de rupture ;
- La présente étude numérique confirme les résultats expérimentaux et numériques concernant l'apparition d'un deuxième pic de pression lorsque la charge est comprise entre 0,4 et 0,6 H.
- Au-delà d'une distance  $a$  supérieure à la hauteur de l'écran, l'influence de la surcharge est insignifiante.

## Références bibliographiques

Annane, Abdallah « Mur de soutènement en zone sismique » Doctoral dissertation, Université de Batna 2 /2013

Baziz, S.E. « Modélisation numérique des ouvrages de soutènement en sol renforcé » Mémoire de Magistère, Université De Biskra /2012

Ben Hacene Asma « Effet des paramètres de l'interface sur les déformations d'un massif de sol soutenu par un mur rigide » Mémoire de Master, Université Mohamed khider – Biskra /2015

Benmeddour cours du mécanique de sol ; chapitre 06 « OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT » Département de Génie Civil et d'hydraulique Biskra, Master 1( VOA) / 13/06/22.

BOUAFIA Ali «calcul pratique des fondation et des soutènement» 2 PèmePEdition revue et corrigée /office des publictions universitaires 02-2009

BOUAFIA Ali « Dimensionnement des écrans de soutènement - Design of Embedded Retaining Walls » In book: Calcul des Ouvrages géotechniques - Problèmes résolus (pp.411447) Publisher: Electronic Open access versio December 2018

CHRISTOPHE GAUDIN “ modelisation physique et numerique d'un ecran de soutènement autostable application a l'étude de l'interaction ecran-fondation” Thèse de DOCTORAT à l'Ecole Centrale de Nantes / le 28 novembre 2002

DJIREB Samir « Contribution à l'étude numérique de l'interaction sol-structure Application à l'analyse du comportement des ouvrages de soutènement » diplôme de Doctorat , Université Mohamed khider –Biskra, 2020/2021

Djoudi Sarah « Etude de la butée des terres par la méthode d'analyse Limite » Mémoire de master , Université Mohamed khider –Biskra 2019/2020

Dr. HADJI Riheb « Mécanique des sols et des travaux de Fondations » Mémoire de master, Université ferhatabbas-setif, 2019/2020

DELHEM Ayyoub et BELLA Mohamed Yacine « conception et etude d'un mur de soutènement en ba sur fondations profondes» mémoire de master, Université aboubekr belkaid tlemcen ,2018/2019

François SCHLOSSER « Murs de soutènement » Professeur à l'École Nationale des Ponts et Chaussées Président-Directeur Général de Terrasol / C244

F. A. Salman, M. Y. Fattah, S. M. Shirazi and A. Mahrez, Comparative study on earth pressure distribution behind retaining wall subjected to line loads, Scientific Research and Essays Vol. 6(11), pp. 2251-2267, 4 June 2011.

Gahmoussouhaib « Étude de la stabilité d'un ouvrage de soutènement renforcé par géosynthétique » mémoire de master, Université Mohamed Khider de Biskra 2017/2018

Khater Ibtissem « Estimation des pressions de terre passive et active en présence d'écoulement dans les fouilles de largeur limitée » diplôme de Doctorat, Université Mohamed Khider Biskra, 2019

Motta, E. (1994). Generalized Coulomb active-earth pressure for distanced surcharge. Journal of Geotechnical Engineering, 120(6), 1072-1079.

O. Farzaneh, F. Askari, J. Fatemi, Active earth pressure induced by strip loads on a backfill, international journal of civil engineering, Vol. 12, No. 4, Transaction B: Geotechnical Engineering, December 2014.

Saoula Hana « Modalisation numérique d'un mur de soutènement chargé en tête » Mémoire de Master, Université Mohamed khider –Biskra, 2019

VENANZIO R. GRECO, Lateral earth pressure due to backfill subjected to a strip of surcharge, Geotechnical and Geological Engineering (2006) 24: 615–636

Zine Kalthoum « Etude numérique de l'effet des surcharges sur le comportement d'un écran de soutènement » Mémoire de Master, Université Mohamed khider –Biskra, 2021