

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث 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 Hydraulique
Référence:...../2015

جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية والري
المرجع:/ 2015



جامعة محمد خيضر بسكرة

Mémoire de Master
2^{ème} année
Option : Conception et Calcul des Structures

Effet des paramètres de l'interface sur les déformations d'un massif de sol soutenu par un mur rigide

Étudiante :

• Ben Hacene Asma

Encadreur :

• Dr. Ben Meddour Dj

Dédicaces

Je voudrais dédier cet humble travail:

A La source de mon inspiration ma très chère maman, et mon cher père qui nous a quitté à jamais. Qui ont veillé à ce que je sois ce que je suis devenu maintenant.

A ma belle sœur, à mes tantes, à mes chers grands parents, et à toute ma famille

À tous ceux qui ont contribué de près et de loin pour que ce projet soit réalisable.

Remerciements

«On remercie premièrement mon dieu Allah le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire».

Je remercie en second ma mère qui m'a donné l'espoir d'exceller dans mes études et qui a sacrifié toute sa vie pour notre bien.

Je remercie ma soeur Imane et ma tante Zahia qui m'ont encouragé à réaliser ce travail.

*J'exprime ensuite mes plus vifs remerciements à mon encadreur
Le docteur BEN MEDDOUR Djamel.*

Pour m'avoir guidé afin d'accomplir ce travail et ma donné la confiance et le courage à poursuivre les études post universitaire.

Je remercie tous les responsables de l'université et les enseignants de département génie civil et hydraulique.

J'aimerai également remercier les membres jury qui ont accepté de lire et de commenter ce travail ainsi, que pour le diplôme qu'il m'on accordé.

ملخص

إن الجدران الإستنادية الصلبة بالغة الأهمية نظرا للمشاكل الناجمة مثل انهيارات التربة ومشكل حجز المياه وغيرها تستخدم هذه الجدران كحل لهذه المشاكل من اجل الحماية والاستقرار وكحواجز للحفاظ على المياه و أيضا تستخدم من أجل الغاية الجمالية. وهي إنشاءات يتم تصميمها وبنائها لمقاومة الضغوط الجانبية للتربة والضغط الفعال الممارس على التربة من قبل جدار الإستناد لتحقيق الاستقرار إلا أن الضغوط الفعالة الممارسة على التربة تبقى مشكلة الهندسة الجيوتقنية ، ومنطقة الاتصال بين التربة والجدار الإستنادي تسمى بسطح التماس من مواد متباينة تتمثل في الخرسانة المسلحة والتربة ، غير أن الضغوط الفعالة الممارسة على التربة بواسطة جدار الاستناد الصلب قد تؤدي إلى عدم استقرارها وحدوث تشوهات على مستواها التي ينتجها حركة جدار الإستناد ولدراسة وفهم سلوك التربة يجب على المهندس النظر في تأثير العوامل على سلوك التربة وحالة التفاعل تربة - منشأ. ومشكلة سلوك التربة واحدة من أقدم المشكلات في الهندسة الجيوتقنية وهي في تطور الى يومنا هذا.

كلمات مفتاحية: الجدار الإستنادي الصلب، استقرار الجدران الإستنادية ، تفاعل تربة – منشأ ، سطح التماس ،الضغط الفعال.

Résumé

Les murs de soutènement rigides sont très importants en raison des problèmes qui se posent tels que les glissements des sols et le problème de réserve d'eau, et d'autres. Ces murs sont utilisés comme une solution à ces problèmes pour la protection et la stabilité et comme des barrières qui protègent et conservent l'eau et également être utiliser pour la décoration. Ce sont des ouvrages construits et conçus pour résister les pressions latérales des terres et la pression passive imposée sur le sol par le mur de soutènement, à fin de réaliser la stabilité mais les pressions passives pratiquées sur le sol reste un problème de la géotechnique (la zone de contact entre le sol et le mur de soutènement s'appel l'interface et se forme des matériaux différents qui sont le béton armé et le sol) parce que ces pressions passives qui sont imposées sur le sol par le mur de soutènement rigide peut aboutir à l'instabilité et des déformations qui se résultent à partir de mouvement de mur de soutènement, et pour étudier et comprendre le comportement de sol, il fait que l'ingénieur doit tenir compte l'effet des différents facteurs qui influencent sur le comportement du sol et l'état d'interaction de sol- structure.

Le problème de comportement de sol reste l'un des anciens problèmes de la géotechnique et elle est en développement jusqu'à maintenant.

mots clés : le mur de soutènement rigide, la stabilité des ouvrages de soutènement, l'interaction de sol – structure, l'interface, pression passive.

Abstract

Retaining walls are very important because of the problems that are resulted by landslides and reservation of water and others... This walls are used as solution to this problems for protection and stability, also like barriers of water and for decoration too. they are constructions made and built to resist the side pressures of soil and the passive pressure that is practiced against the soil by the retaining walls to release the stability, but th pressures are being real probleme in geotechnical engineering (the area of contact between the soil and the wall is called interface and is formed by diffrent materiels such as béton and soil) because this passive pressures wich are practiced by the retaining wall can provoke the instability and déformations that are resulted by the mouvement of retaining wall, to study and to understand the behavior of the soil the engineer must consider the effect of differents factors that influence upon the behavior of soil and condition of interaction soil- structure . The problème of soil's behavior stays one of old problèmes in geotechnical enginering and it is in developpement till now.

Key words : the rigid retaining wall, the stability of retaining structures ,condition of interaction soil-structure, interface, passive pressure.

Liste des figures

Liste des figures :

Figure I.1 Présentation de quelques exemples des trois types de structures de soutènement selon la classification de l'Eurocode 7 (2005).....	6
Figure I.2 Forces s'exerçant sur un mur-poids.....	7
Figure I.3 Massif infini.....	11
Figure I.4 Déplacement de l'écran correspondant à une mise en butée.....	14
Figure I.5 Evolution des contraintes en états de poussée et de butée.....	15
Figure I.6 Allures des lignes de glissement en fonction de la rugosité, (a) Equilibre limite de poussée ; (b) Equilibre limite de butée (Philipponnat et Hubert, 2008).....	17
Figure I.7 Diagramme des contraintes sur un écran, due au poids propre du terrain en rupture généralisée	18
Figure I.8 Diagramme des contraintes sur un écran, due à des surcharges uniformes dans un terrain en rupture généralisée.....	19
Figure I.9 Diagramme des contraintes sur un écran, due à la cohésion d'un terrain en rupture généralisée.....	20
Figure I.10 Modes de rupture des ouvrages de soutènement interne.....	21
Figure I.11 Mécanismes de ruine des ouvrages de soutènement, d'après Schlosser (1995).....	21
Figure II.1 Géométrie pour l'analyse de Coulomb.....	28
Figure II.2 La solution de Mayniel (1808) pour un sol frottant sans cohésion et un mur avec interface rugueuse.....	28
Figure II.3 La solution de Müller-Breslau (1906) pour un sol frottant.....	29
Figure II.4 Méthode du cercle de frottement pour la détermination de la pression passive du sable, d'après Terzaghi (1943), (a) cercle de frottement ; (b) polygone des forces.....	31
Figure II.5 Courbes de correction du rayon du cercle de frottement, présentées par Taylor (1937).....	31
Figure II.6 Détermination de la pression passive d'un sol doué de cohésion, d'après Terzaghi (1943), (a) et (b) Méthode de la spirale logarithmique ; (c) méthode du cercle de frottement.....	32
Figure II.7 Détermination de la force de butée d'un sol, (a) méthode du cercle de frottement, d'après Packshaw (1969) ; (b) Méthode de la spirale logarithmique, d'après Shields et Tolunay (1972).....	34

Liste des figures

Figure II.8 Etude de la butée par la méthode des tranches, d'après Shields et Tolunay (1973), (a) Forces agissant sur un élément de tranche ; (b) Evolution de la surface de rupture.....	34
Figure II.9 Contraintes et dimensions de l'élément pour l'analyse de Rankine.....	35
Figure II.10 Triangle de contraintes pour l'analyse de Rankine.....	36
Figure II.11 Calcul de K_{py} par la méthode de Boussinesq.....	39
Figure II.12 Mécanismes de rupture proposé par Caquot et Kérisel (1948) ; (a) Cas de poussée, (b) cas de butée.....	39
Figure II.13 Distribution des pressions passives d'après Rowe et Peaker (1965).....	45
Figure III.1 Influence de la contrainte normale sur le comportement de l'interface sable dense-acier (Hu et Pu 2004).....	53
Figure III.2 Elément d'interface spécial (épaisseur nulle).....	54
Figure III.3 Elément d'interface type couche mince.....	55
Figure III.4 Modèle d'interface "couche mince" bidimensionnel	55
Figure III.5 Modélisation de contact.....	56
1 – Mode adhésion.....	57
2 – Mode glissement.....	57
3 – Mode décollement	58
Figure III.6 Analogies dans le comportement observées à l'essai triaxial et l'essai de cisaillement direct pour les sables (Boulon et Nova 1990).....	60
Figure III.7 -Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input) (mode de création géométrique).....	62
Figure III.8 Fenêtre des propriétés des matériaux (base de données du projet et base de données globale).....	65
Figure III.9 Fenêtre principale du programme de calcul.....	66
Figure IV.1 Géométrie du modèle.....	70
Figure IV.2 Maillage du modèle.....	72
Figure IV.3 génération des contraintes effectives	72
Figure IV.4 Génération des contraintes effectives.....	73
Figure IV.5 Déformation de maillage.....	74

Liste des figures

Figure IV.6 le champ des contraintes effectives.....	74
Figure IV.7 Vecteurs déplacement horizontal.....	75
Figure IV.8 Vecteurs déplacement vertical.....	75
Figure IV.9 Champs de déformation maximale de cisaillement cas d'interface lisse.....	76
Figure IV.10 Champs de déformation maximale de cisaillement cas d'interface rugueuse.....	76
Figure IV.11 L'influence de Φ sur les déplacements dans le cas d'un écran rugueux.....	77
Figure IV.12 L'influence de Φ sur les déplacements dans le cas d'un écran lisse (sol associé).....	78
Figure. IV.13 L'influence de Φ sur les déplacements dans le cas d'un écran rugueux (sol non-associé).....	78
Figure IV.14 Influence de la rugosité du mur (δ) sur les déplacements de la surface libre du massif.....	78
Figure. IV.15 Influence de la non associativité sur le déplacement de la surface libre du massif de sol.....	79
Figure IV.16 Influence de module d'élasticité sur les déplacements dans un écran.....	80

Liste des tableaux

Liste des tableaux :

Tableau II.1 Coefficients de butée des terres, obtenus par l'analyse de Terzaghi (1943)
pour $\delta/\varphi=1$ et $\psi = -(90 - \varphi)$ 33

Tableau II.2 Comparaison des coefficients de butée des terres K_{py} obtenus par l'approche de Sokolovski (1960) avec ceux fournis par Kerisel et Absi (1990), pour un mur vertical.....41

Tableau III.1 Synthèse des valeurs expérimentales sur l'épaisseur de la couche d'interface (Farih2005).....53

Tableau IV.1 Propriétés du sol.....70

Tableau IV.2 Propriétés de la structure.....70

Table des matières

Dédicaces	
Remerciement	
Résumé	ix
Liste des figure	i
Liste des tableaux.....	v
Liste des notations.....	vi
Table des matières.....	x
Introduction générale.....	1
Chapitre I: Comportement des ouvrages de soutènement	
I.1 Introduction.....	3
I.2 Généralités sur les ouvrages de soutènement.....	3
I.2.1 Différents types des ouvrages de soutènement.....	4
I.2.1.1 Classification selon l’Eurocode7 (2005).....	5
I.2.1.2 Classification selon la rigidité de l’ouvrag.....	6
I.2.2 Dimensionnement des ouvrages de soutènement.....	7
I.3 Généralités sur le comportement de sol et influence des actions du sol sur les soutènements.....	8
I.3.1 Résistance et rupture d'un sol.....	9
I.3.2 Influence les actions du sol sur un ouvrage de soutènement.....	9
I.3.2.1 Equilibre limite	10
I.3.2.2. Coefficient de pression des terres au repos.....	11
I.3.2.3.Poussée et butée des terres.....	13
I.3.2.4. Influence du déplacement de l’écran et de sa rugosité.....	15
I.3.2.5. Détermination de la poussée et la butée des terres sur un écran.....	17
I.3.3.Modes de rupture des ouvrages de soutènement.....	20
I.3.3.1.Modes de rupture interne.....	21

I.3.3.2. Modes de rupture externe.....	21
I.4. Conclusion.....	22

Chapitre II: Méthode de calcul des ouvrages de soutènement

II.1. Introduction.....	24
II.2. Théorie de l'équilibre limite.....	24
II.2.1. Généralités	24
II.2.2. Poussées et butées des terres en considérant une surface de rupture plane.....	25
II.2.2.1. Théorie de Coulomb (1776).....	25
II.2.2.2. Détermination des forces de poussée et de butée par la méthode de Coulomb (1776).....	27
II.2.2.3. Détermination de la force de poussée par Mayniel (1808).....	28
II.2.2.4. Détermination des forces de poussée et de butée par Müller-Breslau (1906).....	29
II.2.2.5. Construction graphique de Poncelet (1840) et Culmann (1875).....	30
II.2.3. Poussées et butées des terres en considérant une surface de rupture curviligne.....	30
II.2.4. Méthode des tranches.....	34
II.3. Théorie des lignes de glissement.....	35
II.3.1. Méthode de Rankine (1857).....	35
II.3.2. Théorie de Boussinesq (1876).....	37
II.3.4. Méthode de Sokolovski (1960).....	40
II.4. Méthode de l'analyse limite.....	43
II.5. Essais expérimentaux.....	44
II.6. Méthodes numériques.....	46
II.7. Conclusion.....	47

Chapitre III : Interaction sol-mur de soutènement

III.1. Introduction	49
III.2. Généralité sur le comportement d'interface et modélisation de l'interaction sol-structure.....	49
III.2.1. Définition de l'interface sol-structure.....	50

III.2.2. Caractérisation de l'interface et la nature de la surface de contact.....	50
III.2.3. Epaisseur d'interface.....	51
III.2.4. Influence des différents paramètres sur le comportement de l'interface.....	52
III.2.4.1. Influence de la contrainte normale.....	52
III.2.4.2. Influence de la rugosité.....	53
III.3. Modélisation de l'interaction sol-structures	53
III.3.1. Comportement du matériau de la structure.....	53
III.3.2. Comportement des sols.....	53
III.3.3. Comportement de l'interface.....	54
III.3.4. Contact sol-structures.....	56
III.3.5. Modélisation des interfaces.....	58
III.4. Modèles de modélisation du comportement de l'interface.....	58
III.4.1. Modèles élastoplastiques bidimensionnels.....	59
III.4.2. Modèle élastique parfaitement plastique.....	59
III.4.3. Modèles élastoplastiques avec écrouissage.....	60
III.5. Présentation de PLAXIS 2D.....	61
III.5.1. Définition	61
III.5.2. Modélisation par Plaxis V8.2.....	62
III.5.2.1. Les points forts de plaxis.....	62
III.5.2.2. Les modèles de comportement utilisés dans <i>PLAXIS</i>	66
III.6. Conclusion.....	67

Chapitre IV : Exemple de calcul numérique et interprétation des résultats

IV.1. Introduction.....	69
IV.2. Présentation du problème.....	69
IV.2. 1. Présentation du problème étudié.....	69
IV.2. 2. Procédure de modélisation.....	70
IV.3. Génération du maillage.....	71
IV.4. Conditions initiales	72

IV.5. procédure de calculs.....	73
IV.6. Les principaux résultats.....	73
IV.7. Résultats et interprétation.....	73
IV.8. Conclusion.....	80

Liste des Notations

γ : Poids volumique du terrain.

γ_w : Poids volumique de l'eau.

σ_h : La contrainte horizontale.

σ_v : La contrainte verticale

σ'_h : La contrainte effective horizontale.

σ'_v : La contrainte effective verticale.

h : La hauteur

W : Le poids du sol

K_0 : Coefficient de pression des terres au repos.

K_p : Coefficient de butée

K_a : Coefficient de poussée

P_a : La pression active.

P_0 : La pression des terres au repos.

P_p : La pression passive.

c : Cohésion.

z : Profondeur

μ^* : Coefficient de frottement

μ : Coefficient de frottement réel.

$\Delta\sigma$ (τ_{\max}) : La contrainte de cisaillement.

U_t : Le déplacement tangentiel relatif

U_n : Le déplacement normal relatif

σ_n : Contrainte normale

τ : La contrainte tangentielle

$[k]$: La matrice de rigidité

R_n : Rugosité normalisée

R_p : Rugosité relative de l'interface

Liste des Notations

D_{50} : Diamètre moyen des grains

K_n : Rigidité normale

K_t : Rigidité tangentielle

$\{F\}$: Le vecteur de force de liaison

β : Angle d'inclinaison d'un talus par rapport à l'horizontale.

α : Angle de la ligne de rupture.

θ : L'inclinaison du plan de cisaillement.

φ : Angle de frottement.

δ : Angle de frottement sol-mur

ψ : Angle de dilatance.

E : Module d'élasticité.

ν : Le coefficient de poisson.

ε_h : La déformation horizontale.

U_x : Déplacement horizontal.

U_y : Déplacement vertical.

G : Module de cisaillement.

Introduction générale

Introduction générale

Le comportement des ouvrages de Génie Civil tels que les murs de soutènement, les renforcements, les tunnels et les fondations est un problème d'interaction sol-structure. A présent, il est communément admis que, dans le cadre de l'étude de l'interaction sol-structure, la transmission des efforts, de la structure vers le sol, se fait à travers une fine couche de sol en contact avec la structure appelée "interface". L'interface est le siège de phénomènes mécaniques complexes : elle génère des localisations de déformations et des concentrations de contraintes significatives. Ces phénomènes sont fortement influencés par les caractéristiques mécaniques du sol et de l'élément structural. La rupture est souvent observée au sein de cette couche. Pour une modélisation correcte d'un ouvrage en géotechnique construit dans des sables, il est important de prendre en compte le comportement particulier de cette interface. De nombreux auteurs ont développé différentes méthodes pour calculer des efforts des terres (la poussée et la butée), en faisant des hypothèses différentes sur la rugosité de l'écran et la forme de la zone en équilibre limite.

Les approches fondamentales pour l'analyse des pressions passives et actives des terres sont proposées premièrement par Coulomb et Rankine, ces deux approches reposant sur la méthode de calcul à la rupture qui admettent que le sol est en état d'équilibre limite ; La méthode de Coulomb est basée sur l'équilibre du coin en forces, alors que la méthode de Rankine consiste à étudier l'équilibre en contraintes. Plusieurs chercheurs ont développé ces deux méthodes fondamentales, pour obtenir une solution plus générale du problème de pressions des terres.

L'interaction sol-structure a fait l'objet de nombreuses études dans la littérature technique par une analyse du comportement de l'interface sol-écran. La première description a été faite sur la base des observations de frottement sol-structure in situ, ainsi que des résultats de mesures des efforts et des déformations sur divers chantiers. D'autre part des recherches expérimentales ont été effectuées dans de nombreux laboratoires en utilisant la boîte de cisaillement direct ou la boîte de cisaillement annulaire pour étudier le comportement de l'interface sol-écran.

Nous avons adopté dans notre étude la méthode des éléments finis implémentée dans le code **PLAXIS V.8**, pour étudier l'influence de certains paramètres sur le comportement du sol.

Introduction générale

Ce mémoire regroupe quatre chapitres sont les suivant:

- Le premier chapitre présente les différents types d'ouvrages de soutènement et leur comportement.
- nous allons présenter dans Le deuxième chapitre, les méthodes de calcul classiques des murs de soutènement rigides.
- le troisième chapitre est consacré à la présentons des lois de comportement de l'interface et l'interaction sol-structure.
- **Le quatrième chapitre**, présente l'etude numérique de l'influence des paramètres du sol et de l'interface sur les déformations du sol soutenu par un mur rigide.

Enfin nous terminons notre travail par une conclusion générale.

Chapitre I

Comportement des ouvrages de soutènement

Chapitre II

Méthode de calcul des ouvrages de soutènement

Chapitre III

Interaction sol-mur de soutènement

Chapitre IV

Exemple de calcul numérique et interprétation des résultats

I.1. Introduction

Les travaux de constructions dans des sites accidentés nécessitent généralement la réalisation d'excavation et de remblaiement ; ainsi, on est souvent amené à réaliser des ouvrages de soutènement. Le but principal de l'utilisation des ouvrages de soutènement est de créer des espaces qui sont souvent employés pour des parkings de stationnement, des surfaces commerciales, des travaux routiers pour soutenir les remblais des chaussées et d'autres utilisations et caractériser le comportement mécanique de l'interface entre un milieu granulaire et une structure rigide. La notion de l'écran de soutènement couvre une large gamme de structures, servant à retenir un massif de sol autour d'une excavation à l'aide d'éléments de matériaux résistants à la poussée ou à la butée des terres et/ou à l'eau en tant que soutènement provisoires ou définitifs. Marten (2005) a présenté une synthèse détaillée des ouvrages instrumentés réalisés en Europe, on cite à titre d'exemples les cinq suivants : le palais de justice à Lyon en 1992, le métro de Bilbao en 1992, la fouille circulaire à Nantes en 2002, l'immeuble le Dauphiné Part-Dieu à Lyon en 2002 et la caisse autonome des retraites à Monaco en 2003. Les résultats des expérimentations sont exploités en terme de comportements repères.

Les ouvrages de soutènement les plus classiques et les plus anciens sont les murs poids en béton ou en maçonnerie. Ce sont des ouvrages massifs rigides qui ne peuvent supporter sans dommages des tassements différentiels importants. Ces ouvrages ont conduit à concentrer les travaux de recherche sur la poussée des terres, dont la répartition est conforme aux résultats des théories classiques de calcul (Coulomb, Rankine, Caquot,...).

Dans ce chapitre, on va citer différents ouvrages de soutènement et leur classification selon différents critères, 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.

I.2. Généralités sur les ouvrages de soutènement

Lorsque les massifs de terres, dans des conditions géométriques données, ne peuvent présenter une stabilité satisfaisante vis-à-vis du glissement, ils doivent être retenus par des ouvrages dits ouvrages de soutènements. Les ouvrages de soutènement sont des structures

conçues pour créer un dénivelé entre des terres en leur amont et en leur aval. Ou les ouvrages de soutènement sont des structures liées au sol.

Un ouvrage de soutènement peut retenir soit des terres en remblai, c'est-à-dire rapportées, soit le terrain en place. On dit, dans ce dernier cas, qu'il s'agit d'un ouvrage de soutènement en déblai. Ce massif pouvant lui-même porter des surcharges. Il peut être aussi utilisé pour retenir l'eau ou d'autres matériaux tels que le charbon, l'argile, etc. Il en existe une large gamme de structures utilisées pour retenir les surfaces verticales du sol et de l'eau en tant que soutènement provisoires ou définitifs. Les soutènements peuvent être classés en trois grandes catégories selon leurs formes géométriques et leurs matériaux de constructions :

- Murs de soutènements classiques ;
- Massif en terres renforcés ;
- Ecrans plans de soutènement ;

I.2.1. Différents types des ouvrages de soutènement

Les soutènements peuvent être classés en plusieurs catégories selon leurs formes géométriques et la rigidité du système mur sol, ou par la durée de vie de l'ouvrage et leurs matériaux de construction:

- Massif en terres renforcés : ils s'agissent essentiellement de la terres armée, murs en géotextiles ou en gabions armée, les parois clouées etc.
- Rideaux : ce sont des écrans minces descendant généralement, sous le niveau du fond de fouille de manière à mobiliser la butée des terres. Leur stabilité est assurée grâce à cette butée et /ou un système de tirants d'ancrages.
- Murs de soutènement classiques : Murs poids en maçonnerie ou en béton, murs en béton armé avec semelle, murs en contreforts, murs semi-gravité, murs cellulaires, murs caissons, gabions, etc. et trois modes principaux peuvent être distingués : Poids de l'ouvrage, Encastrement, Ancrage.

I.2.1.1. Classification selon l'Eurocode7 (2005) :

D'après la définition de l'Eurocode7, un ouvrage de soutènement est un élément structural qui retient des terrains (sols, roches ou remblais) et/ou de l'eau. Le matériau est retenu par l'ouvrage si sa pente est plus raide que celle d'un talus naturel. On distingue trois types de soutènement, vis-à-vis du comportement, ils sont caractérisés par des fonctionnements

différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques. La **figure I.1** représente trois types de structures de soutènement. Ces trois types d'ouvrages couverts par la norme sont :

Les murs-poids : sont des ouvrages rigides qui comprennent les murs en pierre, les murs en béton et les murs en béton armé, ayant une semelle à leur base avec ou sans talon, épaulement ou contrefort, on peut parfois les modifier pour mieux les adapter aux conditions et réaliser ainsi un ouvrage plus économique. 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 I.1 (a)**

Les écrans de soutènement : sont des ouvrages flexibles qui regroupent les palplanches auto stables, les rideaux de palplanches ancrés ou buttonnés en acier ou en béton, et les parois moulées, parois préfabriquées, parois de type berlinois, blindage de fouilles, etc. 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. Ce type d'ouvrages est caractérisé par sa résistance à la flexion qui joue un rôle important dans le soutènement du matériau retenu alors que leur poids a un rôle insignifiant (**figure I.1 (b)**).

Les ouvrages de soutènement composites : sont des ouvrages intermédiaires formés d'éléments appartenant aux deux types précédents (éléments rigides et éléments flexibles), il existe un très grand nombre de murs de ce type. On peut citer comme exemple, les ouvrages en terre renforcés par des ancrages, des géotextiles ou des injections, et des ouvrages comportant des rangées multiples d'ancrages ou de clous. Si, par leurs dimensions, ces ouvrages se rapprochent des murs-poids, certains sont néanmoins relativement souples et peuvent tolérer des déformations importantes (**figure I.1(c)**).

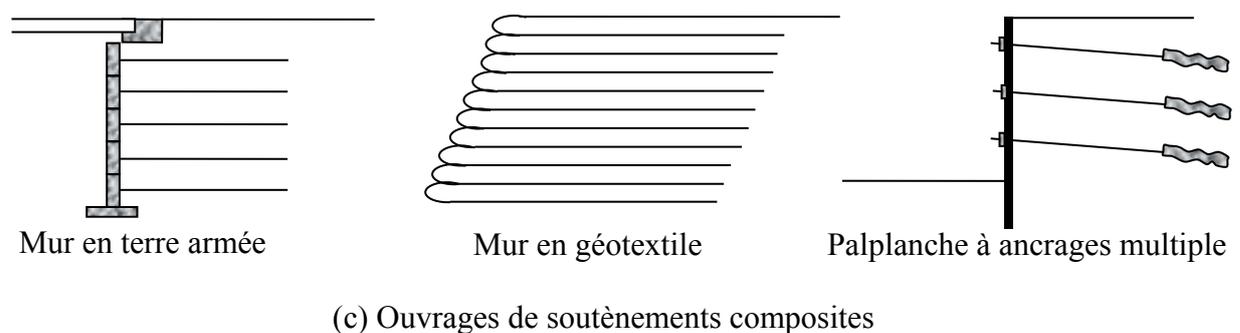
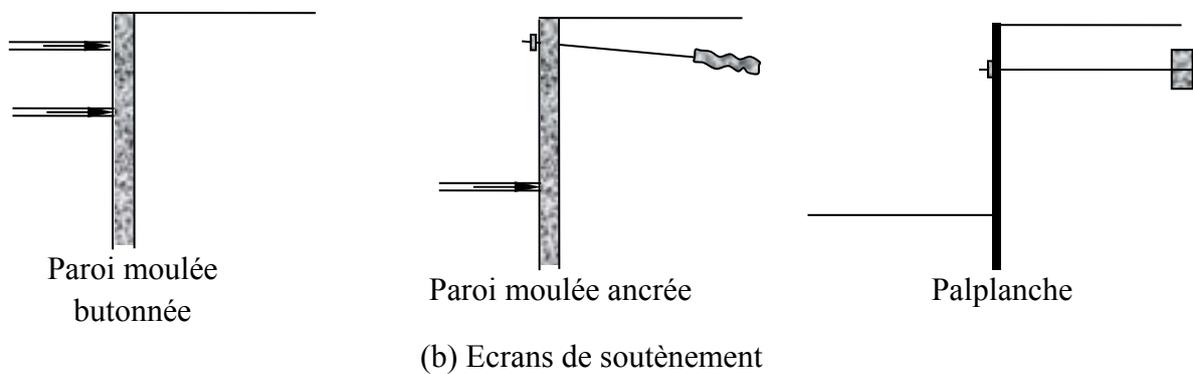
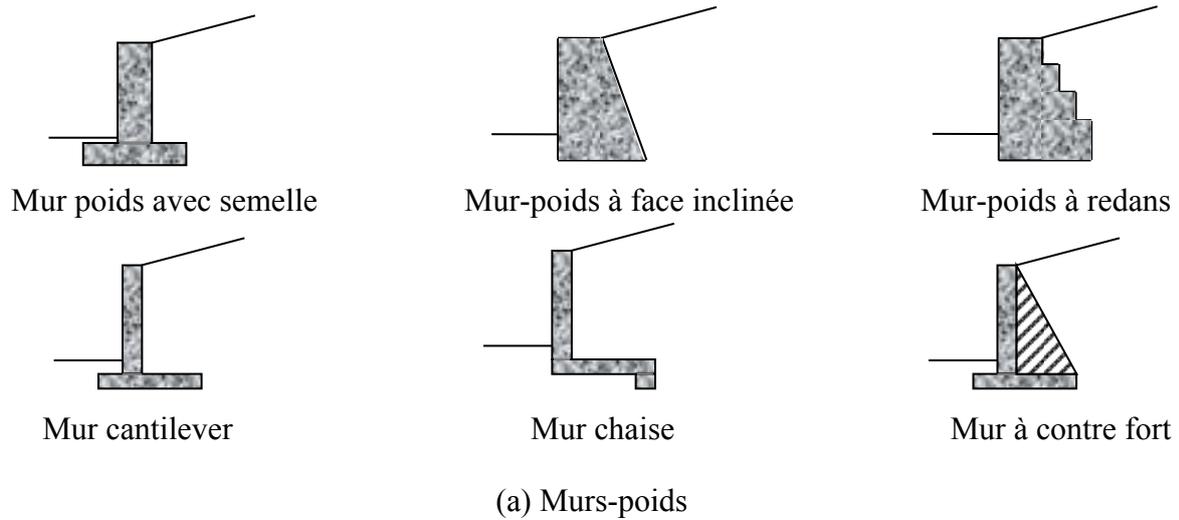


Figure I.1– Présentation de quelques exemples des trois types de structures de soutènement selon la classification de l’Eurocode 7 (2005)

I.2.1.2. Classification selon la rigidité de l’ouvrage : Les ouvrages de soutènement sont également classés en deux catégories selon leur rigidité :

Les ouvrages rigides : Un écran soutenant un massif de sol est dit rigide si la surface de contact sol-écran reste plane après déplacement. Les contraintes sont dictées par les

déplacements. Cette catégorie comprend aux murs-poids en béton dont la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage, et les murs courants en béton armé qui sont considérés pratiquement rigides. Dans ce dernier type, le poids des terres participe à la stabilité de l'ouvrage par l'intermédiaire de la semelle et la poussée est reprise par l'encastrement de l'ouvrage dans le sol.

Les ouvrages souples : Un écran est dit souple si la surface de contact sol-écran est flexible. Les contraintes dépendent non seulement des déplacements de l'écran de soutènement mais aussi de ses déformations propres (interaction sol/structure). A cette catégorie des écrans appartiennent les rideaux de palplanches, dont la poussée est reprise soit par encastrement de l'ouvrage dans le sol, soit à l'aide d'ancrages.

I.2.2 Dimensionnement des ouvrages de soutènement

Dimensionner un ouvrage de soutènement consiste à déterminer ses éléments géométriques et ses éléments structuraux pour qu'il soit stable sous l'action des forces qui lui sont appliquées et notamment de la poussée des terres qu'il retient. La plupart des méthodes de dimensionnement reposent sur des calculs à la rupture avec la prise en compte de coefficients de sécurité. Le dimensionnement d'un mur nécessite la détermination de sa géométrie et son ferrailage (pour un mur en béton armé), pour qu'il soit stable sous l'action des forces suivantes (**figure I.2**) :

- le poids du mur W
- la force de poussée F_a
- la force de butée F_p
- la réaction du sol sous la fondation R

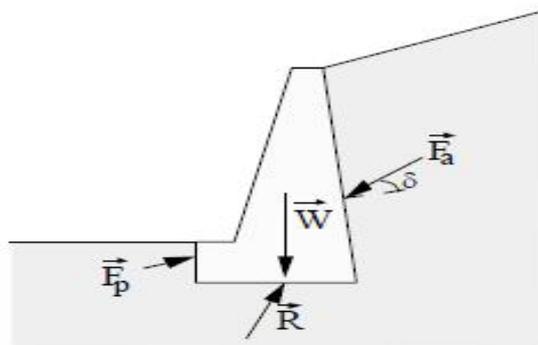


Figure I.2– Forces s'exerçant sur un mur-poids.

Le dimensionnement comporte les étapes suivantes en ce qui intéresse la stabilité externe :

- Calcul des efforts de poussée et de butée ;
- Sécurité contre le glissement sur la base du mur ;
- Sécurité au renversement ;
- Sécurité contre la rupture du sol de fondation ;
- Sécurité contre le grand glissement joignant le mur.

Un ouvrage de soutènement est généralement considéré comme un ouvrage continu entre différents points d'appuis et soumis aux sollicitations suivantes :

- pression du sol exercée par le poids du massif retenu et par les surcharges appliquées et transmises à l'ouvrage par le sol ;
- pression de l'eau au contact des faces avant et arrière ;
- réaction du sol exercée devant l'ouvrage de soutènement, contre la partie enterrée et réaction de l'eau exercée au contact de la même face ;
- réactions d'appui des tirants ou des butons lorsque l'écran est étayé.

L'étude d'un ouvrage de soutènement a pour but de déterminer ses caractéristiques géométriques et mécaniques, compatibles avec la sécurité et l'économie du projet :

- pour un mur-poids : hauteur et profondeur d'encastrement ;
- pour un rideau de palplanches : fiche de l'écran, module des palplanches, forces d'ancrage et dimensions des tirants, caractéristiques des butons ;
- pour une paroi moulée en béton : fiche de l'écran, épaisseur et ferrailage, forces d'ancrage et dimensions des tirants ;

pour un mur composite : longueur des armatures, hauteur des couches, types de géotextiles ou géogrilles et propriétés du renforcement.

I.3. Généralités sur le comportement de sol et influence des actions du sol sur les soutènements

I.3.1. Résistance et rupture d'un sol

La rupture d'un échantillon de sol s'apprécie d'après les déformations observées. Deux principaux modes de rupture sont observés : les ruptures par glissement sur une surface et les

ruptures par plastification et écoulement d'une masse de sol. La résistance à la rupture d'un sol est habituellement appelée résistance au cisaillement.

1. Types de comportement des sols :

On observe 3 grands types de comportement des sols :

- Le comportement élastique (généralement linéaire dans une certaine plage de déformations). Ce comportement se caractérise par des déformations réversibles.
- Le comportement visqueux pour lequel la contrainte dépend de la déformation et de la vitesse de déformation (donc du temps).
- Le comportement plastique pour lequel un incrément de déformation n'accroît plus la contrainte. La diminution des déformations se fait jusqu'à une valeur résiduelle non nulle. Le sol est en plasticité s'il vérifie le critère de Coulomb défini par deux paramètres : angle de frottement φ (°) et cohésion c .

La rupture d'un sol s'apprécie d'après les déformations observées. La résistance dépend de la nature, de l'état du sol, des efforts appliqués.

2. Comportement drainé et non drainé d'un sol

Dans les sols saturés, cette résistance est liée uniquement au squelette solide du sol, puisque l'eau interstitielle n'offre aucune résistance aux efforts de cisaillement ou de distorsion. Elle ne dépend, de ce fait, que des contraintes effectives qui s'exercent aux points de contact des particules solides. Elle est donc directement influencée par les conditions d'application de ces efforts, conditions qui commandent la répartition des contraintes totales appliquées entre les phases liquides (pression interstitielle) et solide (contrainte effective) du sol, selon le principe

$$\text{de Terzaghi(1943) : } \sigma = \sigma' + u \quad (\text{I.1})$$

$$\tau = \tau' \quad (\text{I.2})$$

Avec u : pression interstitielle

σ' : contrainte effective

τ : contrainte tangentielle

On distingue de ce point de vue deux types de comportement du sol :

- Le comportement drainé.
- Le comportement non drainé.

I.3.2. Influence des actions du sol sur un ouvrage de soutènement

On détermine les actions du sol sur un écran quand le sol est à la rupture. Suivant les déplacements relatifs entre le sol et l'écran, le sol se trouvera en équilibre de poussée (état actif) ou de butée (état passif).

I.3.2.1. Equilibre limite

• Généralités

Pour résoudre les problèmes géotechniques liés aux écrans de soutènement, il est souvent nécessaire que les états de contraintes dans le sol doivent être connus. 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 :

- état d'équilibre initial.
- état d'équilibre de poussée.
- état d'équilibre de butée.

On considère un massif soutenu par un mur de soutènement et on suppose que le massif est en équilibre élastique, lorsque l'ouvrage de soutènement est très rigide, il ne peut ni se déformer, ni se déplacer ; par conséquent le sol ne peut pas présenter de déformation latérale (dilatation ou compression) : Dans cet état de contraintes initiales, le massif exerce sur le mur une action désignée sous le nom de pression naturelle des terres ou de pression au repos.

On peut passer de l'état primitif d'équilibre élastique du sol à l'état d'équilibre plastique par deux opérations différentes. Si l'on écarte d'une manière quelconque le mur du massif de sol, on constate que l'action du terrain sur le mur décroît, le sol est l'objet d'une expansion dans le sens horizontal, la pression sur la paroi verticale du mur diminue jusqu'à ce que les conditions d'équilibre plastique soient satisfaites, la pression verticale restant inchangée. A partir de cet état, toute augmentation nouvelle de déplacement provoque simplement un écoulement plastique sans changer l'état des contraintes, le terrain alors n'est plus susceptible de se décompresser davantage sans rupture. Le passage de l'équilibre élastique à l'écoulement plastique représente la rupture du sol. Si le déplacement se poursuit, on constate l'ouverture des fissures dans le massif et une partie du terrain suit l'écran dans son mouvement. Cet état est appelé état d'équilibre limite de poussée qui se produit pour une faible déformation horizontale.

Le mécanisme est analogue lorsqu'on refoule le mur contre le massif, le sol est comprimé dans le sens horizontal, la pression sur la paroi verticale du mur augmente avec le déplacement de celui-ci, tandis que la pression verticale due au poids propre du sol reste inchangée. Puisque la compression latérale est empêchée par le poids du sol, la rupture qui s'ensuit par écoulement plastique représente l'état d'équilibre limite de butée dans le massif.

I.3.2.2. Coefficient de pression des terres au repos

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

Pour une analyse plus détaillée, on considère une masse de sol de poids volumique γ limité par une surface horizontale et soumise à l'action de la pesanteur (**figure I.3**). La masse est limitée par un mur lisse AB qui s'étend à une profondeur infinie. Un élément de sol placé à une profondeur z sera soumis à une pression verticale σ_v et une pression horizontale σ_h . Deux pressions effectives et totales peuvent être considérées dans les plans horizontaux et verticaux ainsi que la contrainte de cisaillement est nulle sur ces plans. La contrainte verticale σ_z ou σ_v est donc connue et égale à $\gamma.z$. Pour obtenir la contrainte horizontale σ_x ou σ_h il faudrait connaître la loi de comportement du sol.

Si le mur AB 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 $K_0 = \sigma_h / \sigma_v$

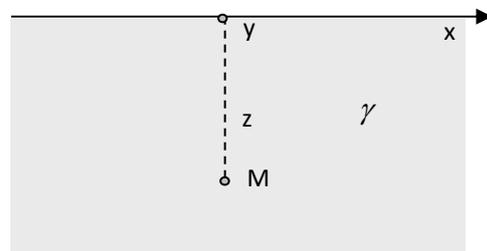


Figure I.3– Massif infini d'après Ben Meddour Dj (2010)

Si on suppose que le milieu est infini dans les directions x et y , la déformation horizontale est nulle. On en déduit que σ_h est fonction du coefficient de poisson ν ($\sigma_h = f(\nu)$). Si le terrain est élastique, comme $\varepsilon_h = \frac{\sigma_h}{E} - \frac{1}{E}(\sigma_h + \sigma_v)\nu$ et comme $\varepsilon_h = 0$, on aurait :

$$\sigma_h = \sigma_v \frac{\nu}{1-\nu} \quad (\text{I.3})$$

Lors d'un essai triaxial drainé ($u=0$ au cours de l'essai), dans lequel on augmente la contrainte σ'_h , de telle sorte que la déformation horizontale reste nulle ($\varepsilon_h = 0$), on constate que la contrainte effective horizontale est proportionnelle à la contrainte effective verticale.

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

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (\text{I.4})$$

De nombreux expérimentateurs ont procédé à la mesure de ce coefficient, comme Tarzaghi au cours de ses expériences de 1920 et 1925 et Jaky (1944). Il semble que pour les sables on puisse avancer une valeur moyenne de 0,50 susceptible de s'élever à 0,70 ; lorsque le milieu est relativement compact. Pour les argiles, Tarzaghi a obtenu des valeurs de 0,70 et 0,75 tandis que de Beer, en 1948 a trouvé des valeurs plus faibles, de 0,40 à 0,65. On pourra, en première approximation adopter 0,70.

Lorsqu'il s'agit de matériau de remblai contenant un pourcentage important d'argile, le coefficient K_0 est compris entre 0,5 et 1 suivant le mode d'exécution du remblai, le compactage et les caractéristiques de consolidation du matériau.

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 Jaky (1948). Par ailleurs, pour les sols surconsolidés, K_0 peut être déterminé par la formule de Radoslaw et Michalowski (2005).
- des essais au laboratoire : la détermination du coefficient de pression des terres au repos au laboratoire nécessite, des échantillons non remaniés, de très bonne qualité et des appareillages sophistiqués (essai oedométrique avec mesure de pressions latérales, essai

triaxial avec contrôle de déformations latérales). Une contrainte verticale est appliquée à l'éprouvette de façon à simuler les chargements et déchargements successifs subis par le sol au cours de son histoire. Différentes procédures de mesure de K_0 au laboratoire ont été proposées telles que : Bishop (1958), Mesri et Castro (1987).

- Des essais en place (essais au pressiomètre auto foreur, essai de facturation hydraulique ou essai au dilatomètre Marchetti) ;
- Des expressions empiriques relient ce paramètre à d'autres paramètres géotechniques (angle de frottement interne, pression de préconsolidation), lorsque l'histoire du chargement est relativement simple.

Plusieurs formules théoriques et empiriques sont données pour l'estimation de K_0 pour un sol normalement consolidé. Généralement l'expression la plus utilisée est celle donnée par Jaky (1948), qui tient compte de l'angle de frottement du sol :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (I.5)$$

Cette expression est largement utilisée à cause de ses significations pratiques et sa simplicité, mais elle est limitée pour les sols normalement consolidés.

D'autres auteurs ont proposé, pour les sables et graviers, l'expression :

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi'}{\cos \varphi'} \quad (I.6)$$

Cette expression donne des résultats plus élevés que ceux de la formule de Jaky.

I.3.2.3. Poussée et butée des terres

Intéressons nous maintenant au cas d'un écran ou mur de soutènement.

Dans cette partie vont être exposées les théories permettant de déterminer la pression qu'exerce le sol sur l'écran. C'est la première étape pour dimensionner ou vérifier la stabilité de tels écrans.

L'action des terres sur un écran peut être analysée à partir de l'une des hypothèses suivantes :

- sol travaillant en phase élastique (état de repos) ;
- sol considéré comme une masse rigide glissant sur une seule surface de rupture (coin de Coulomb) ;
- sol travaillant en phase plastique (poussée active ou butée passive) ;

- sol présentant une loi de comportement plus complexe.

La détermination de l'action des terres sur l'écran en plasticité (une rupture plastique généralisée) suppose :

- un écran rigide,
- un milieu homogène isotrope,
- un massif entièrement à l'état limite de rupture plastique généralisée, ce qui signifie qu'en tout point le critère de Coulomb est vérifié :

$$\tau = c + \sigma' \cdot \text{tg} \varphi \quad (\text{I.7})$$

Soit un sol homogène sec, à surface horizontale non chargée dans une représentation bidimensionnelle. Dans le cas où il n'y a pas de possibilité de déplacement latéral, les contraintes effectives verticales et horizontales sont : $\sigma'_v = \gamma \cdot h$ et $\sigma'_h = K_0 \cdot \gamma \cdot h$

Supposons que la partie à gauche de M soit remplacée par un écran (**figure I.4**). Supposons maintenant que l'on force l'écran à se déplacer vers le massif. La contrainte σ'_h augmente et devient supérieure à σ'_v jusqu'à atteindre un état d'équilibre limite où le cercle de Mohr devient tangent à la droite limite de Mohr-Coulomb (figure I.5). C'est l'état d'équilibre limite passif ou équilibre limite de butée, la contrainte σ'_h prend la valeur :

$$\sigma'_h = K_p \cdot \sigma'_v \quad (\text{I.8})$$

Avec K_p : coefficient de butée des terres.

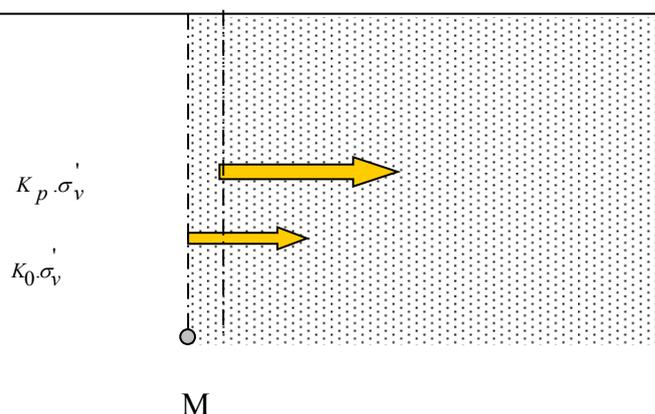


Figure I.4– Déplacement de l'écran correspondant à une mise en butée d'après Philipponnat et Hubert(2008).

Une déformation plus importante est nécessaire pour atteindre l'état de butée (de l'ordre 5% pour un sable dense et 12% pour un sable lâche).

Si, au contraire, l'écran se déplace vers la gauche, le sol a tendance à suivre ce mouvement et la contrainte σ'_h diminue jusqu'à ce qu'elle atteigne l'équilibre limite où le cercle de Mohr devient tangent à la droite limite de Coulomb (**figure I.5**). C'est l'état d'équilibre limite actif ou équilibre limite de poussée, la contrainte σ'_h prend la valeur :

$$\sigma'_h = K_a \cdot \sigma'_v \quad (I.9)$$

Avec K_a : coefficient de poussée des terres.

Une faible déformation horizontale (de l'ordre 1%) suffit pour atteindre cet état limite. L'intensité et la direction des efforts limites de poussée et de butée exercés par un massif de sol sur un écran sont fonction :

- des propriétés de résistance du sol ;
- des conditions de frottement entre le sol et le soutènement ;
- des actions qui s'exercent sur le massif (poids propre du sol, surcharges, forces hydrauliques, forces sismiques, etc.) ;
- des caractéristiques du mur (rigidité, géométrie, système d'appui) ;
- de l'amplitude et la direction du mouvement du mur par rapport au sol.

Dans le cas d'ouvrages de soutènement de massif rocheux, les efforts de poussée et de butée dépendent également de la présence de discontinuités (orientation, ouverture des fissures, dimensions, rugosité, matériau de remplissage, etc.).

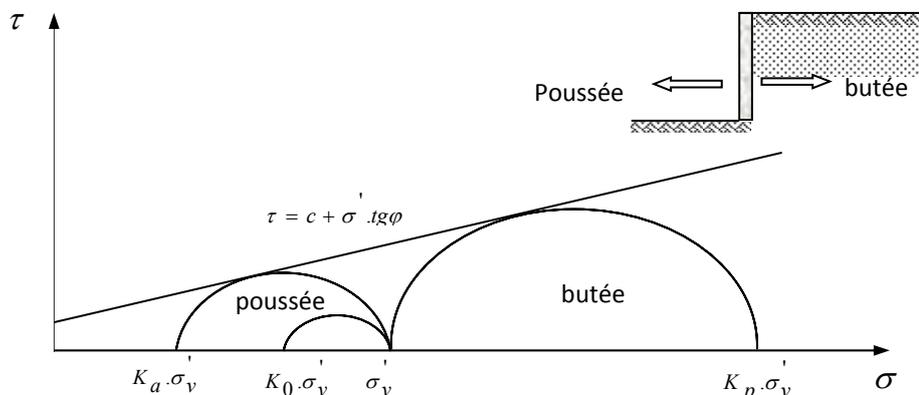


Figure I.5- Evolution des contraintes en états de poussée et de butée d'après Ben Meddour Dj (2010)

I.3.2.4. Influence du déplacement de l'écran et de sa rugosité

Les expériences de Terzaghi ont donné une forte impulsion à la recherche expérimentale en cette matière ; depuis 1934 de nombreux essais, sur modèle réduit ou en vraie grandeur, ont été poursuivis pour préciser l'influence des déplacements de l'écran sur la poussée des terres. Les résultats des divers essais sont bien concordants, on constate d'abord que la totalité du coin de glissement est en état d'équilibre limite, car on distingue presque en chaque point du coin des amorces de rupture.

Les essais montrent d'autre part que la ligne de rupture n'est rectiligne que dans sa partie haute, qu'elle s'incurve au voisinage de l'écran et que la rugosité de l'écran a une influence notable sur la forme de cette partie curviligne (**figure I.6**). Parallèlement, l'intensité de la poussée et la butée est fonction de cette rugosité.

Dans leur déplacement relatif, le massif et l'écran développent un frottement qui dépend de la nature de la paroi et de celle des grains du sol.

Soit δ l'angle de frottement sol-écran, l'obliquité δ des contraintes de contact du massif et de l'écran est donc, dans ce cas, une donnée physique comme l'angle de frottement interne des terres. Le frottement est décrit par le critère de Coulomb, le long de l'interface, la contrainte tangentielle maximale mobilisable dans un sol pulvérulent s'écrit :

$$\tau = \sigma \tan \delta \quad (\text{I.10})$$

σ : étant la contrainte normale à l'écran.

Pour les sols cohérents, la résistance maximale mobilisable au cisaillement le long de l'écran peut s'écrire : $\tau = a + \sigma \tan \delta$ (I.11)

Avec a : adhérence sol-écran.

La mesure du coefficient de frottement massif-écran détermine immédiatement la valeur absolue de l'obliquité δ .

Il faut seulement se rappeler que la valeur de δ ne peut dépasser la valeur φ de l'angle de frottement interne des terres. En effet, si la mesure de δ conduisait à une valeur supérieure, on observerait en pratique la formation d'une pellicule de terrain collée contre la paroi et solidaire de l'écran substituant son propre frottement interne φ au frottement δ des

maçonneries contre les terres. En valeur absolue, l'obliquité δ peut donc varier entre 0 et φ . Le signe de cette obliquité dépend du sens du mouvement relatif de l'écran et du coin de glissement ; dans les problèmes de poussée des terres, sur les murs de soutènement, δ est généralement positif, l'apparition du frottement négatif est assez rare, elle est due le plus souvent à un phénomène de tassement différentiel entre le mur et le massif. Lorsque $\delta = 0$, on dit que l'écran est parfaitement lisse, lorsque $\delta = \varphi$ l'écran est parfaitement rugueux.

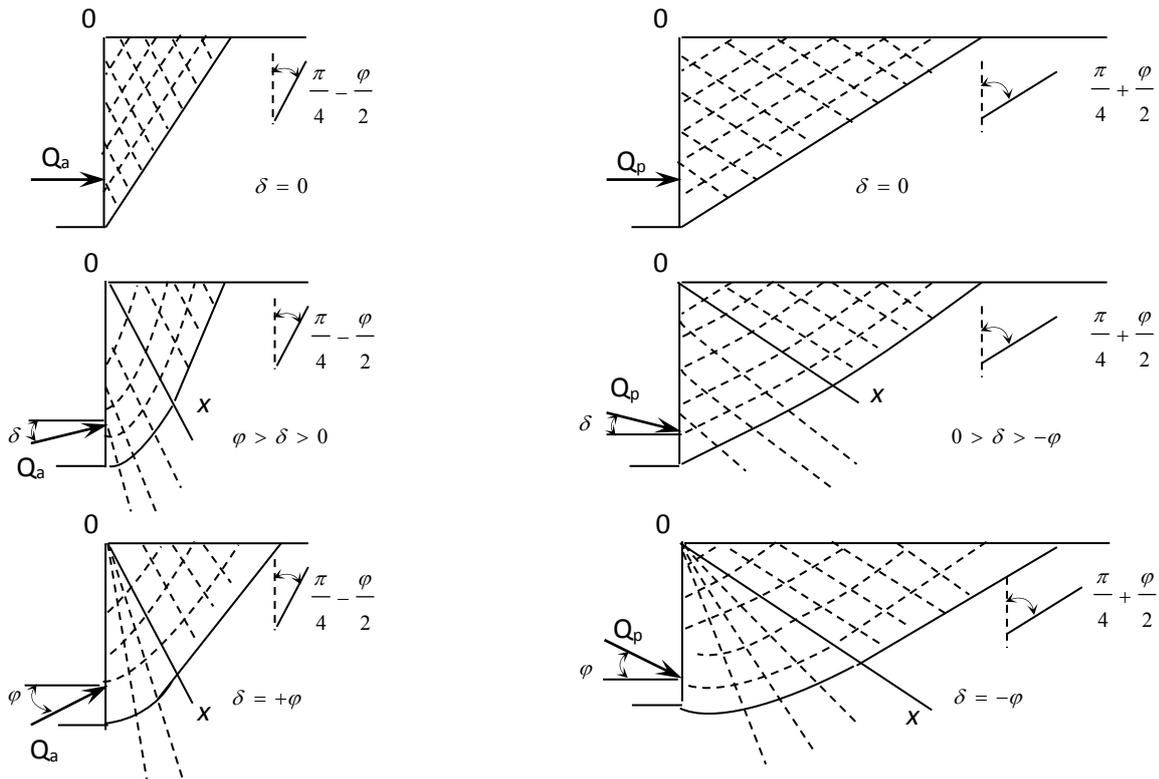


Figure I.6– Allures des lignes de glissement en fonction de la rugosité, (a) Equilibre limite de poussée ; (b) Equilibre limite de butée (Philipponnat et Hubert, 2008)

I.3.2.5. Détermination de la poussée et la butée des terres sur un écran

• Décomposition des actions

En pratique on distingue trois composantes principales :

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

Ces trois composantes peuvent être déterminées par des théories qui sont applicables aux sols en petites déformations (élasticité) pour un calcul de stabilité en petites déformations, ou bien

en rupture généralisée (grandes déformations) pour un calcul d'ouvrage à l'état limite de ruine. Ces trois composantes seront simplement additionnées pour former une action résultante. Ceci n'est pas rigoureux, car l'allure des surfaces de glissement n'est pas la même dans chaque cas, mais c'est la seule façon simple et pratique d'obtenir une solution proche de la réalité.

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, Boussinesq...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_γ est noté $K_{a\gamma}$ en cas de poussée et $K_{p\gamma}$ 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 I.7**).

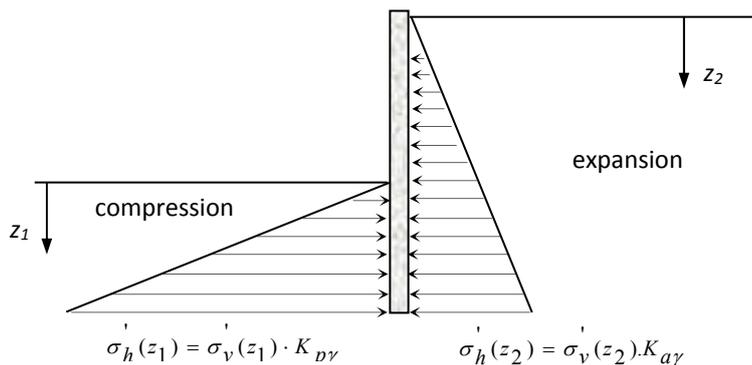


Figure I.7– Diagramme des contraintes sur un écran, due au poids propre du terrain en rupture généralisée

2. Action des terres en état de rupture sur l'écran due aux surcharges :

Il arrive qu'au sein d'un milieu dont la surface libre supporte une surcharge, l'influence de la surcharge soit prépondérante par rapport à celle du poids propre. On peut alors considérer, à titre de simplification, 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 $K_q \cdot q$ et une obliquité δ . Le coefficient dû à une surcharge K_q est noté K_{aq} en cas de poussée et K_{pq} en cas de butée.

Le calcul de ces coefficients a une grande importance pratique. Pour les calculs il y a des formules mais elles sont assez lourdes. Les tables de l'Herminier et Absi permettent heureusement d'éviter le calcul. Si le sol est homogène le diagramme de contrainte est uniforme et la résultante agit au milieu de l'écran (**figure I.8**).

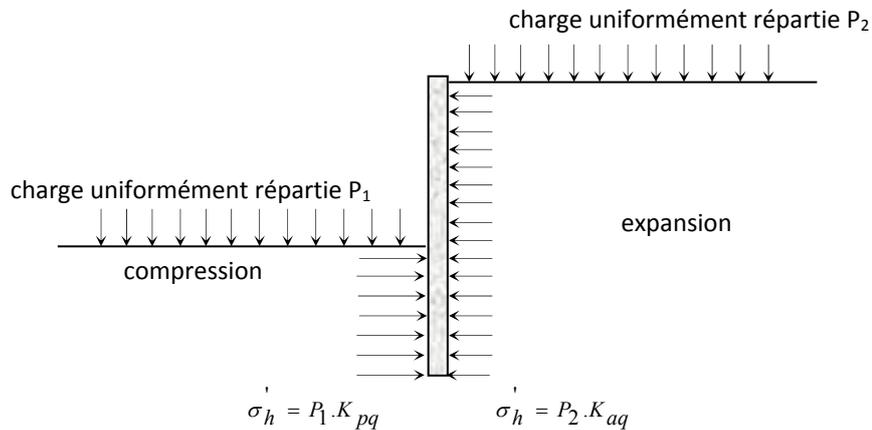


Figure I.8– Diagramme des contraintes sur un écran, due à des surcharges uniformes dans un terrain en rupture généralisée

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 d'intensité égale à $c/\tan\varphi$ sur le pourtour du massif (**figure I.9**).

L'écran est donc soumis à deux actions :

- 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 :

$$\sigma'_h = c / \operatorname{tg} \varphi (K_{pq} - 1) = c / \operatorname{tg} \varphi \cdot K_{pc} \quad (\text{I.12})$$

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

En poussée :

$$\sigma'_h = c / \operatorname{tg} \varphi (K_{aq} - 1) = c / \operatorname{tg} \varphi . K_{ac} \quad (\text{I.13})$$

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

Les contraintes sur l'écran σ'_h peuvent être inclinées par rapport à l'horizontale si $\delta \neq 0$

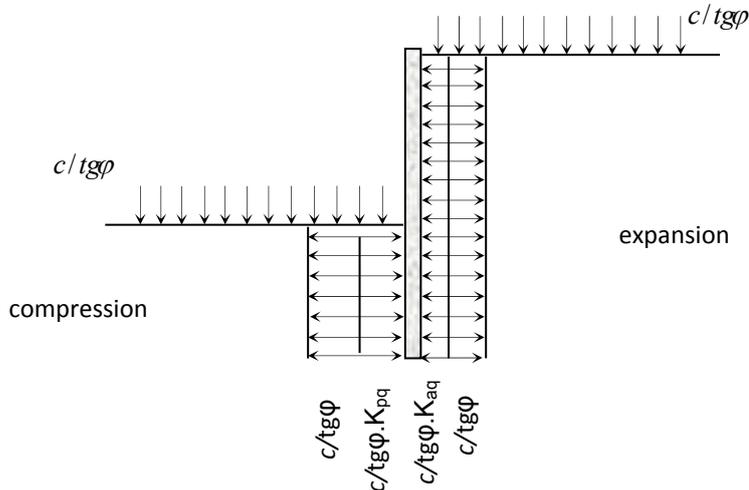


Figure I.9– Diagramme des contraintes sur un écran, due à la cohésion d'un terrain en rupture généralisée

4. Cas de non validité poussée-butée :

Il s'agit essentiellement des cas où le déplacement n'est pas suffisant pour que l'on soit en équilibre limite, il convient alors de composer entre l'état au repos et l'état de poussée (ou butée) pour calculer l'action des terres sur les écrans. Ce cas est rencontré souvent pour la butée qui nécessite un déplacement important pour être mobilisée en totalité.

$$K'_p = K_0 + x.(K_p - K_0) \quad (\text{I.14})$$

x : coefficient de mobilisation à évaluer.

Lorsque $x = 0$ on retrouve l'état au repos, la transmission des charges en surface est alors calculée avec la théorie de l'élasticité. Le cas pratique de non validité par manque de déplacement de l'écran est celui de tranchée blindée ou de paroi moulée butonnée ou encore de batardeau, (à condition que les butonnages soient effectués avant que le relâchement du terrain s'effectue).

I.3.3. Modes de rupture des ouvrages de soutènement

I.3.3.1. Modes de rupture interne :

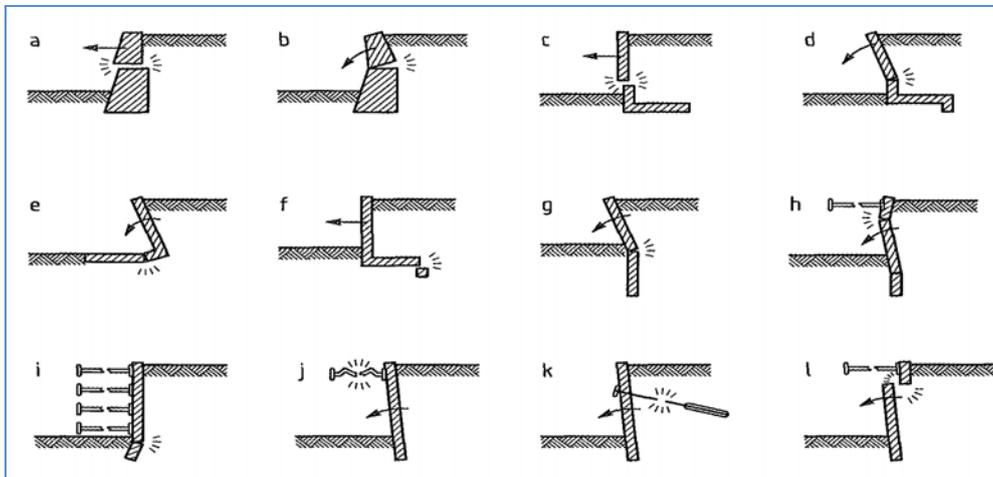


Figure I.10– Modes de rupture des ouvrages de soutènement interne

L'étude de la stabilité interne est propre à **chaque type d'ouvrage**. C'est la résistance propre de la structure, qu'il y a lieu de vérifier vis-à-vis des efforts (et déplacements) qui la sollicitent. Dans le cas des murs poids, cette étude relève des calculs classiques de béton. Pour les murs en béton armé (ou murs cantilever), la stabilité interne se vérifie par un calcul de béton armé.

I.3.3.2. Modes de rupture externe :

On peut rencontrer cinq modes de rupture comme il est montré sur la **figure I.11**:

- le glissement de l'ouvrage (figure **I.11.a**) ;
- le renversement de l'ouvrage (figure **I.11.b**) ;
- le poinçonnement du sol de fondation (figure **I.11.c**) ;
- le grand glissement d'ouvrage (figure **I.11.d**) ;
- instabilité interne d'ouvrage (figure **I.11.e**).

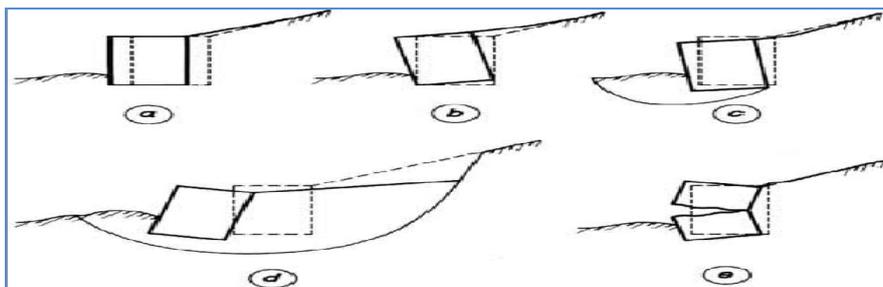


Figure I.11– Mécanismes de ruine des ouvrages de soutènement, d'après Schlosser (1995).

Les quatre premiers types de rupture sont relatifs à l'instabilité externe de l'ouvrage, la rupture des éléments structuraux constituant l'instabilité interne.

Les parois de soutènement (rideaux de palplanches, parois moulées) ont une instabilité externe limitée aux ruptures par renversement et par glissement. Par contre, on rencontre dans ce type d'ouvrage une rupture par renard hydraulique lorsqu'existe une dénivellation de nappe de part et d'autre de la paroi.

L'étude de la stabilité externe d'un ouvrage de soutènement fait appel à des concepts et à des méthodes de calcul qui sont communs à l'ensemble des ouvrages. Nous ne les détaillerons que dans le cas des murs en béton ou en maçonnerie. Par contre, l'étude de la stabilité interne est assez spécifique à chaque type d'ouvrage. Nous l'explicitons systématiquement, sauf dans le cas des murs poids en béton ou en maçonnerie où cette étude relève des calculs classiques de béton.

I.4. Conclusion

Le premier chapitre a mis en évidence la diversité des ouvrages de soutènement et leur classification selon différents critères, 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.

La compréhension du comportement mécanique de l'interaction sol-écran est capitale pour la modélisation d'un grand nombre de problèmes géotechniques. Le dimensionnement d'un ouvrage de soutènement a pour objectif d'obtenir l'équilibre des forces de poussée et de butée en fonction de la géométrie de l'ouvrage et de celle du massif retenu, des caractéristiques mécaniques du sol et des déplacements relatifs du mur par rapport au sol.

Dans leur déplacement relatif, le massif et le soutènement développent un frottement qui dépend des caractéristiques du parement (inclinaison, rugosité, matériau, ...etc.) et de la nature du sol. L'intensité des efforts de cisaillement croît alors avec l'amplitude du déplacement relatif et le frottement est décrit par le critère de Coulomb.

Le calcul des murs de soutènement doit obligatoirement comporter des coefficients de sécurité. En effet, les surcharges réelles peuvent être différentes des surcharges de calcul, la résistance mécanique du terrain en place n'est pas forcément celle qui a été mesurée ou admise pour les études, les théories enfin, comportent forcément des simplifications et conduisent aux résultats approchés.

II.1. Introduction

Le dimensionnement des ouvrages de soutènement, quel que soit leur type, passe par l'application de la théorie de poussée et butée des terres ; ainsi, la détermination de la poussée et de la butée, nécessite l'utilisation des méthodes de calcul appropriées à chaque type d'ouvrage de soutènement. Dans ce deuxième chapitre, on présente une synthèse bibliographique concernant les différentes méthodes utilisées, pour le calcul de la poussée et la butée sur les écrans de soutènement. D'après les hypothèses des méthodes de calcul des forces de poussée et butée des terres, on peut distinguer cinq grandes catégories : la méthode d'équilibre limite, la méthode des lignes de glissement, la méthode d'analyse limite, les essais expérimentaux et les méthodes numériques.

II.2. Théorie de l'équilibre limite

II.2.1. Généralités

Le calcul des pressions des terres sur les murs de soutènement, quel que soit leur type, découle de l'étude de la rupture du terrain situé derrière le mur. Lorsque le massif retenu par le mur est en équilibre élastique, il peut supporter des petites déformations sans rupture, en même temps il exerce sur le mur une pression naturelle que l'on appelle pression des terres au repos. Lorsque le mur se déplace horizontalement, on constate que le sol est soumis à une poussée ou une butée. La différence entre la poussée et la butée trouve son origine dans le sens du mouvement du sol. L'écartement de l'écran du massif de sol s'accompagne de la décompression de celui-ci, ce qui implique la diminution assez rapide de l'action du terrain sur l'écran avant, qui se stabilise au bout d'un déplacement de l'ordre du millième de la hauteur de l'écran, cette action est appelée force de poussée. Par contre, le refoulement de l'écran contre le massif conduit à une augmentation progressive de la force de contact jusqu'à ce qu'un état d'équilibre limite soit atteint dans le massif. Cette force maximale obtenue pour un déplacement de l'ordre de centième de la hauteur de l'écran est appelée force de butée. Le déplacement du mur a fait l'objet de plusieurs études, l'expérience a montré que les murs peuvent se déplacer soit par translation, soit par rotation autour du sommet, soit par rotation autour de sa base ou une combinaison de deux mouvements translation et rotation. Le déplacement du mur entraîne la rupture du massif de sol selon une surface plane qui sépare le

massif en deux parties à partir du pied du mur, la partie du massif comprise entre le mur et la surface de rupture est appelée coin de glissement de coulomb (Marcel et Reimbert (1974,1987), Costet et Sanglerat (1988)).

Depuis deux siècles, de nombreuses méthodes de calcul ont été proposées pour la détermination des coefficients de poussée et butée des terres ; les plus anciennes sont celles de calcul classique, appelées en France méthodes de calcul à la rupture. Elles sont basées sur des schémas de comportement simplifiés admettant que le sol est en état d'équilibre limite de poussée ou de butée. En fait, dans ces méthodes de calcul on ne considère que les actions agissant sur les frontières de la fraction du massif soumise au glissement. Le comportement du sol est régi par les deux caractéristiques mécaniques du sol : le frottement et la cohésion du massif. Ces méthodes de calcul pratiquement indispensables pour le prédimensionnement des ouvrages de soutènement, sont simples et rapides et fournissent des résultats assez satisfaisants. Un des inconvénients principaux des calculs basés sur les méthodes d'équilibre limite de poussée et butée, est l'absence de résultats fiables des déplacements de l'écran et des déformations du sol avoisinant. Les principales méthodes de calcul des écrans de soutènement utilisant les hypothèses classiques de poussée et de butée limite sont présentées ci-après.

II.2.2. Poussées et butées des terres en considérant une surface de rupture plane

II.2.2.1. Théorie de Coulomb (1776)

Les travaux de soutènements et des systèmes défensifs réalisés au 18^{ème} siècle ont conduit à la réalisation des structures avec les fouilles profondes à parois verticales soutenu par des murs (Vauban, 1704). Ces constructions ont tiré l'attention des ingénieurs d'évoquer le problème de pression des terres. En 1717 Gautier avait inscrit le dimensionnement des murs de soutènement gravitaires en tant que secteur exigeant la recherche, depuis cette date, le problème de pression des terres est devenu l'objet de plusieurs recherches. Bélidor (1720), était le premier à enregistrer les résultats de son travail expérimental réalisé sur un mur de soutènement ; il a conclu que la surface de rupture du massif de sol derrière un mur de soutènement est inclinée d'un angle de 45° par rapport à l'horizontale. Quelques ingénieurs français avaient travaillé et publié leurs résultats sur ce problème, néanmoins leurs travaux n'étaient pas suffisamment cohérents pour établir une théorie. Parmi ces ingénieurs nous citons : (Bullet, 1691 ; Couplet 1726, 1727, 1728 ; Belidor, 1729 et Rondelet, 1818).

Coulomb (1776), était le premier à publier la théorie de pression classique des terres. Cette théorie est basée sur le développement de la relation mathématique appelée loi de résistance au cisaillement ($\tau = c + \sigma \tan \varphi$). La méthode de Coulomb consiste à étudier l'équilibre statique global d'un coin de sol contiguë à l'écran et limité à sa base par une surface de rupture plane ou courbe ; pour déterminer les forces de poussée et de butée limites s'exerçant sur le mur sans considération de l'état de contrainte dans le sol, d'où le nom de la théorie du coin de Coulomb donnée à la méthode. Cette méthode est appelée aussi méthode du prisme de rupture, elle fournit une solution analytique très pratique, encore d'actualité pour déterminer la poussée des terres sur un écran. Coulomb avait confirmé expérimentalement que la rupture du massif à la proximité du mur est une courbe, par contre, dans la zone lointaine elle est approximativement une droite. Coulomb a assimilé la surface de rupture courbe à un plan de glissement délimitant la partie active du massif triangulaire. Heyman (1997) a présenté en détail la théorie de Coulomb, ainsi que l'historique des travaux de recherche dans le domaine de Génie Civil en général. La méthode de Coulomb est basée sur les hypothèses suivantes :

- sol semi-infini, homogène, isotrope,
- condition de déformation plane,
- courbe intrinsèque de Coulomb,
- massif à surface libre plane,

L'hypothèse de la surface de rupture plane est relativement bien vérifiée pour les sols pulvérulents en état de poussée ; mais dans le cas des sols cohérents ou pour les états de butée, la surface de rupture sera clairement curviligne pour $\delta > \varphi/3$ (où δ est l'angle de frottement sol-écran). La supposition de surface de rupture plane permettra d'obtenir des valeurs très élevées de résistance passive. En outre, la méthode de Coulomb ne donne aucune indication sur la répartition des contraintes le long de l'écran. Les principes de la méthode d'équilibre limite de Coulomb (1776) ainsi que ses avantages et ses inconvénients sont présentés ci-dessous:

- L'équilibre est global sous forme de l'équilibre d'un prisme,
- Le frottement mobilisé le long de la surface de glissement est pris en compte,
- La surcharge et le frottement sont mobilisés à l'interface entre le mur et le terrain,
- La méthode est bien adaptée pour le calcul de la poussée aux configurations géométriques et géotechniques complexes,
- Le parement est vertical,

- La rupture se produit sur une surface de glissement critique,
- L'analyse est effectuée pour une surface de glissement plane,
- L'hypothèse d'équilibre plastique de la totalité du milieu est considérée.

II.2.2.2. Détermination des forces de poussée et de butée par la méthode de Coulomb (1776)

Pour calculer la force de poussée, Coulomb (1776) a considéré un coin à base de triangle rectangle (**figure.II.1**) dont l'hypoténuse est un plan incliné, sur lequel le triangle tend à 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.

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 , et la supposition de équilibre limite, ont permis à Coulomb 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. La valeur maximale de poussée P_{max} a été obtenue par la dérivation de l'expression. Ainsi, pour un sol granulaire ($c' = 0$), Coulomb a étudié l'équilibre du massif enfin il a obtenu l'expression de la poussée suivante :

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{(1 - \sin \varphi)}{(1 + \sin \varphi)} \quad (\text{II.1})$$

L'analyse de Coulomb peut être étendue pour déterminer les pressions passives et les forces de butée agissant sur le mur, quand ce dernier est refoulé contre le sol.

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{(1 + \sin \varphi)}{(1 - \sin \varphi)} \quad (\text{II.2})$$

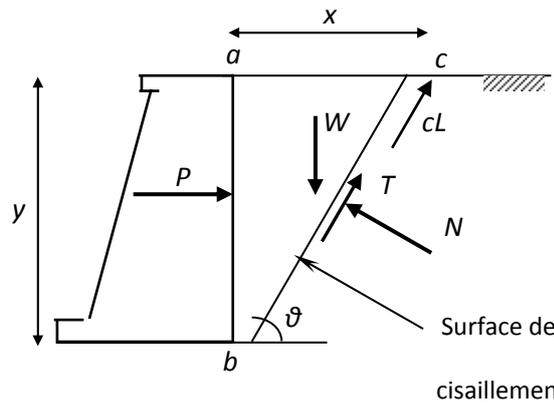


Figure II.1– Géométrie pour l'analyse de Coulomb

II.2.2.3. Détermination de la force de poussée par Mayniel (1808)

En 1808, Mayniel a étendu le travail de Coulomb (1776) pour donner une solution générale dans le cas d'un sol frottant sans cohésion, soutenu par un mur à surface rugueuse. Cette solution est caractérisée par l'introduction du paramètre d'interface δ , qui représente l'angle de frottement sol-mur ; l'étude de l'équilibre du coin de sol de forme triangulaire (figure II.2), permet la détermination de la force de poussée s'exerçant sur un mur rugueux et vertical.

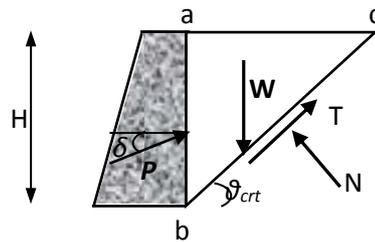


Figure II.2– La solution de Mayniel (1808) pour un sol frottant sans cohésion et un mur avec interface rugueuse

Afin d'étudier l'influence de l'angle d'inclinaison δ de la force de poussée par rapport à la normale du mur, Mayniel a introduit quelques modifications sur les équations d'équilibre du coin. Enfin, il a obtenu la relation suivante :

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin \varphi}{\cos \delta}} \right]^2} \tag{II.3}$$

II.2.2.4. Détermination des forces de poussée et de butée par Müller-Breslau (1906)

La solution de Mayniel (1808) a été aussi étendue en 1906 par Müller-Breslau, pour obtenir une solution plus générale du problème de pressions des terres. Il a considéré un massif de sol frottant sans cohésion à surface libre inclinée non surchargée, soutenu par un mur à surface rectiligne, rugueuse et inclinée. Les paramètres géométriques et mécaniques sont indiqués sur la **figure II.3**.

La solution obtenue, est également basée sur les principes de la méthode de Coulomb, dans le cas de la poussée, la force est donnée par l'expression suivante :

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{f_1}{\sin \alpha \cos \delta} \quad (\text{II. 4})$$

tel que :

$$f_1 = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi) \cdot \cos \delta}{\sin \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (\text{II. 5})$$

Dans le cas particulier et lorsque $\alpha = \beta = \delta = 0$, l'expression de la force de poussée ainsi obtenu est identique à celle de Coulomb :

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{II.6})$$

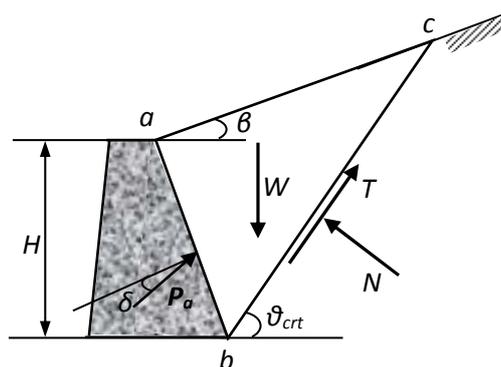


Figure II.3– La solution de Müller-Breslau (1906) pour un sol frottant

La solution générale de Müller-Breslau obtenue pour un mur dans l'état passif est totalement différente de l'état actif. Cette solution est caractérisée par le frottement d'interface qui a changé complètement sa direction vers le bas. La force de butée P_p est inclinée d'un angle δ

au-dessus de la normale à la surface du mur. Après tout calcul fait, il a obtenu l'expression suivante :

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{f_2}{\sin \alpha \cos \delta} \quad (\text{II.7})$$

$$\text{Avec } f_2 = \frac{\sin^2(\alpha - \varphi) \cos \delta}{\sin \alpha \cdot \sin(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (\text{II.8})$$

II.2.2.5. Construction graphique de Poncelet (1840) et Culmann (1875)

Poncelet (1840) et Culmann (1875) ont développé des méthodes graphiques, largement utilisées pour résoudre les problèmes de pression des terres géométriquement complexes. Ces méthodes sont l'extension de la méthode classique de Coulomb limitée par son hypothèse de surface libre plane. Les méthodes de Poncelet (1840) et Culmann (1875) sont employées lorsque les conditions géométriques ne permettent pas de déterminer analytiquement la force de poussée ou de butée ; leurs but est la détermination du plan de glissement le plus défavorable ainsi que l'intensité de la poussée active ou passive. Le massif peut être stratifié ou homogène, mais l'angle de frottement interne doit être le même pour tout le massif.

Il est intéressant de noter que la méthode Culmann (1875) permet de prendre en compte toute surcharge ponctuelle ou répartie linéairement en certains points de la surface du sol retenu par le mur.

II.2.3. Poussées et butées des terres en considérant une surface de rupture curviligne

Toutefois l'hypothèse d'une surface simple de rupture de Coulomb entraîne une surestimation de la butée dans le cas d'un écran rugueux ; c'est-à-dire, l'erreur excessive pour les valeurs importantes de l'angle de frottement de l'interface sol-mur δ est due au fait que la surface réelle de glissement ne peut être assimilée, même de façon approximative, à un plan. Depuis, de nombreux auteurs ont proposé des schémas de rupture plus réalistes, donnant des solutions plus acceptables. On peut citer notamment Krey (1936), qui a déterminé la pression passive des terres en employant la méthode du cercle de frottement. Dans cette méthode, il a supposé que la partie incurvée de la surface de glissement consiste en un arc de cercle de rayon r_1 tangent à la partie plane (**figure II.4**). Il a également admis que la réaction du sol sur la surface courbe est tangente au cercle de frottement et la partie du sol en équilibre de

Rankine est remplacée par la force de butée P_{d1} . Par ailleurs, Taylor (1937) a aussi étudié le problème de surface de glissement circulaire. Il a publié des résultats très importants concernant l'introduction des corrections sur le rayon du cercle de frottement, les courbes de correction sur le rayon r en fonction de l'angle θ sont représentées sur la **figure II.5**.

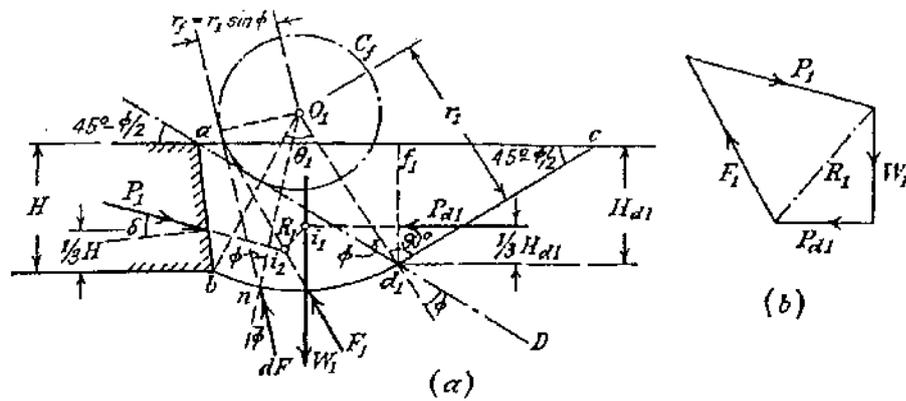


Figure II.4– Méthode du cercle de frottement pour la détermination de la pression passive du sable, d'après Terzaghi (1943), (a) cercle de frottement ; (b) polygone des forces

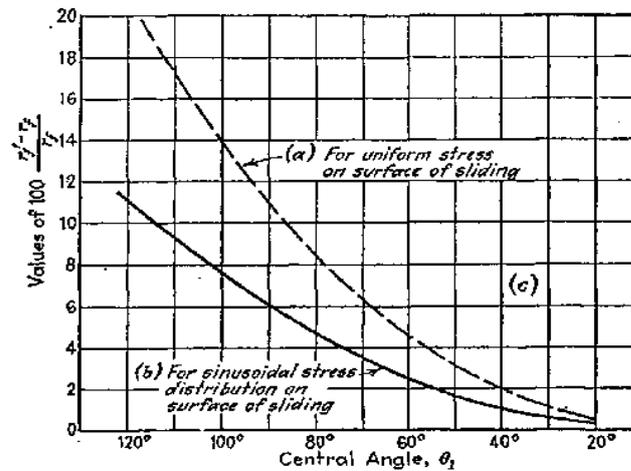


Figure II.5– Courbes de correction du rayon du cercle de frottement, présentées par Taylor (1937)

Les théories du cercle de frottement et de spirale logarithmique ont été décrites en détail par Terzaghi (1943) ; elles sont moins employées que celle de Coulomb, à cause de leur complexité. Mais, elles fournissent des évaluations de pressions passives plus précises, particulièrement la méthode de la spirale logarithmique. Lorsque la valeur de l'angle de frottement d'interface sol-mur δ est inférieure à 1/3 de l'angle de frottement interne ϕ , la différence entre la surface réelle de glissement et le plan de Coulomb est très faible, la butée peut être calculée par la méthode de Coulomb sans commettre une grande erreur. Pour des

valeurs de δ supérieures à $\phi/3$, la force de butée doit être déterminée par une des méthodes qui tiennent compte de la courbure de la surface de glissement. Cependant, Terzaghi (1943) a généralisé l'utilisation des méthodes du cercle de frottement et de la spirale logarithmique aux cas des massifs frottants, cohérents et surchargés pour la détermination des pressions passives des terres. Les **figures II.6 (a et b)** montrent respectivement l'analyse des forces par la méthode de la spirale logarithmique et celle du cercle de frottement, et représentent ainsi, les sections planes à travers les surfaces de contact des écrans de soutènements.

Toutefois, Terzaghi (1943) était le premier à proposer une formule générale de la capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge verticale centrée. Il a considéré un mécanisme de rupture composé de la spirale logarithmique et d'une ligne droite (la zone passive de Rankine). La charge limite est déterminée en superposant trois états de résistances : le premier est appelé terme de surface ; il est proportionnel à la largeur de la semelle B et représente la charge limite pour un massif pesant purement frottant ; le deuxième terme est appelé terme de cohésion ; il est proportionnel à la cohésion c et représente la charge limite pour un massif frottant et cohérent, mais non pesant ; le troisième terme est appelé terme de surcharge ou de profondeur ; il est proportionnel à la surcharge $q + \gamma.D$ et représente la charge limite pour un massif purement frottant, chargé latéralement par rapport à la fondation.

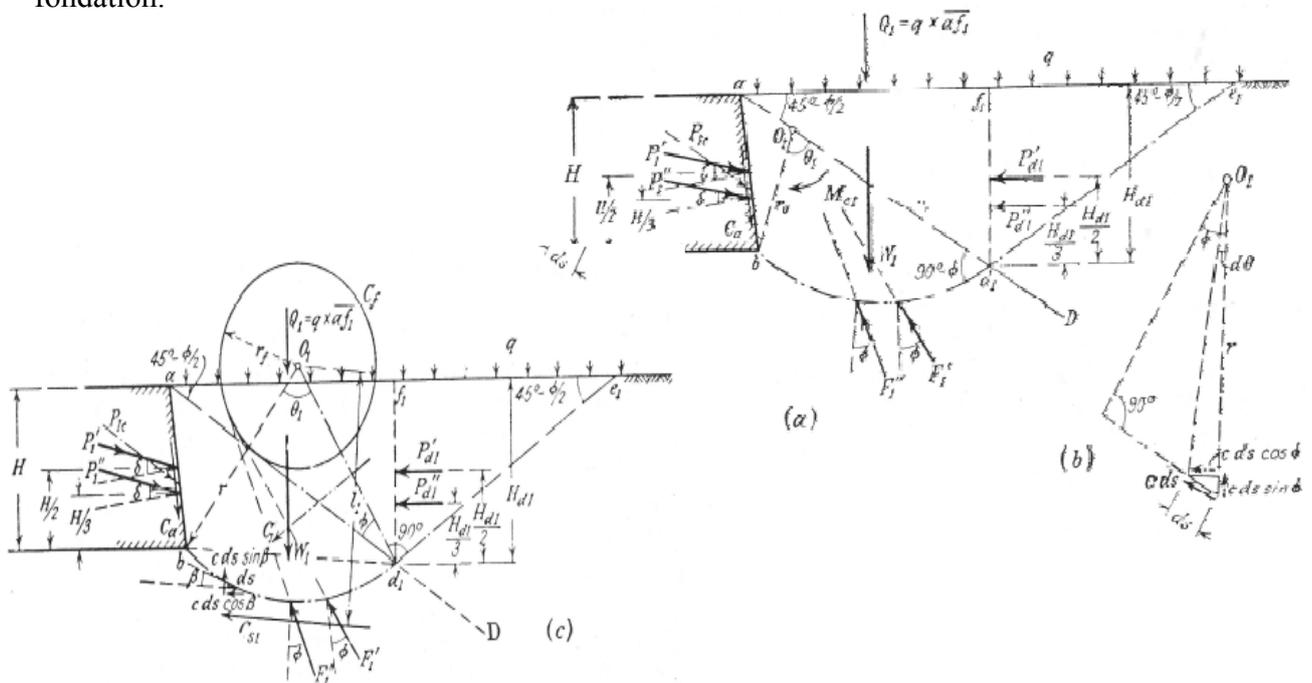


Figure II.6– Détermination de la pression passive d'un sol doué de cohésion, d'après Terzaghi (1943), (a) et (b) Méthode de la spirale logarithmique ; (c) méthode du cercle de frottement

En conséquence la charge limite est la résultante des trois forces minimums de butée, agissant sur la surface du coin de sol solidaire à la fondation, à savoir, la composante de surface (poids unitaire), la composante de surcharge et la composante de cohésion.

Terzaghi (1943) a étendu le principe de superposition aux problèmes de pressions passives. Il a effectuée une analyse détaillée pour la détermination de la force de butée, en considérant le cas particulier d'un mur incliné d'un angle $\psi = -(90 - \varphi)$ par rapport à la verticale, un massif à surface horizontale et $\delta/\varphi = 1$, tel que, φ et δ sont respectivement, l'angle de frottement interne du sol et l'angle de frottement à l'interface sol-mur. Les coefficients de butée $K_{p\gamma}$ ($\gamma \neq 0, c = q = 0$), K_{pq} ($q \neq 0, c = \gamma = 0$), K_{pc} ($c \neq 0, \gamma = q = 0$) ont été obtenu par le calcul inverse des forces de butée à partir des facteurs de capacité portante de Terzaghi N_γ, N_q, N_c et γ est égale à l'unité de poids. Le Tableau II.1 présente la comparaison des résultats de Terzaghi (1943) avec ceux de Kerisel et Absi (1990), ainsi la différence est très significative.

Table II.1– Coefficients de butée des terres, obtenus par l'analyse de Terzaghi (1943)
pour $\delta/\varphi=1$ et $\psi = - (90 - \varphi)$

φ°	ψ°	Coefficients de butée de Terzaghi (1943)			Kerisel et Absi (1990)
		$K_{p\gamma}$	K_{pq}	K_{pc}	
10	- 80	26,31	15,08	81,60	40,17
20	- 70	22,38	19,11	73,52	51,41
30	- 60	27,46	33,75	103,86	93,53
40	-50	43,30	74,31	219,38	222,48
45	- 45	60,56	122,54	421,43	395,97

Packshaw (1969), a utilisé la méthode du cercle de frottement exposé par Terzaghi (1943) ; il a combiné un bloc $ABNC$ limité à sa base par un arc de cercle AC avec un triangle CNR en état d'équilibre limite de Rankine (**figure II.7(a)**). Par ailleurs, Shields et Tolunay (1972, 1973) ont étudié le même problème par la méthode de la spirale logarithmique, c'est-à-dire, il ont remplacé l'arc du cercle par un arc en spirale logarithmique AN d'angle θ (**figure II.7(b)**).

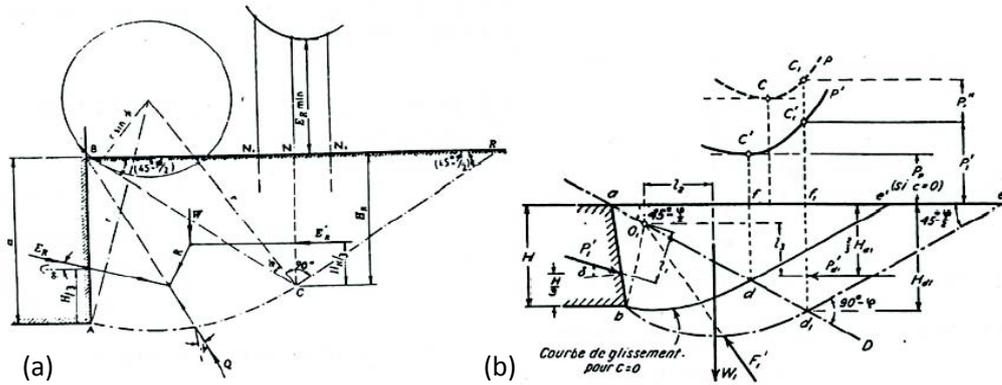


Figure II.7– Détermination de la force de butée d’un sol, (a) méthode du cercle de frottement, d’après Packshaw (1969) ; (b) Méthode de la spirale logarithmique, d’après Shields et Tolunay (1972)

II.2.4. Méthode des tranches

La méthode d’équilibre limite des tranches, largement employée dans l’analyse de la stabilité des pentes, a été employée pour évaluer la pression latérale des terres. Janbu (1957) a utilisé le principe de la méthode des tranches pour déterminer les coefficients de pression des terres, cette analyse est similaire à celle de la stabilité des pentes de Bishop (1955). L’analyse effectuée lui a permis de tester plusieurs formes de surfaces de ruptures, enfin Jumbu a choisi une forme composée de log-spirale et une ligne droite. D’autre part, Shields et Tolunay (1973) ont employé la méthode des tranches simplifiée, qui commode bien aux problèmes de pression des terres et satisfait les exigences de rupture cinématique. Cependant, les valeurs de K_p obtenues par la méthode sont très proches des valeurs expérimentales obtenues pour le cas particulier d’un remblai de sable dense, sec et de surface horizontale non surchargé soutenu par un mur vertical. Les forces appliquées sur l’élément de la tranche et l’évolution de surface de rupture sont montrées sur la **figure II.8**.

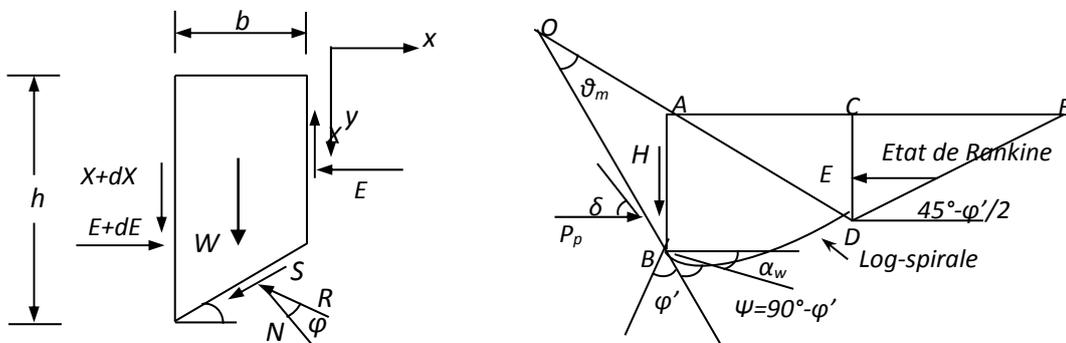


Figure II.8– Etude de la butée par la méthode des tranches, d’après Shields et Tolunay (1973), (a) Forces agissant sur un élément de tranche ; (b) Evolution de la surface de rupture

II.3. Théorie des lignes de glissement

II.3.1. Méthode de Rankine (1857)

Rankine (1857) a élargie 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. En plus des quatre hypothèses de Coulomb citées précédemment, Rankine (1857) 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 (γ, φ) non surchargé. La solution de Rankine pour un massif de sol à surface libre horizontale peut être obtenue en termes de contraintes σ_1 et σ_3 comme suit, en considérant l'équilibre des forces d'un élément très petit de sol de dimension $dx.dy$ (figure II.9).

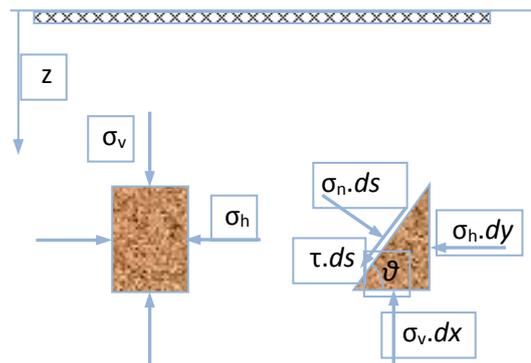


Figure II.9– Contraintes et dimensions de l'élément pour l'analyse de Rankine

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.

$$\sigma_n = \sigma_v \cos^2 \theta + \sigma_h \sin^2 \theta \quad (\text{II.9})$$

$$\tau = \sigma_v \sin \theta \cos \theta - \sigma_h \sin \theta \cos \theta \quad (\text{II.10})$$

A l'état de rupture, la dérivation du rapport des contraintes τ/σ par rapport à l'angle d'inclinaison du plan de cisaillement θ permet d'obtenir l'expression suivante :

$$\tau / \sigma = \left[\frac{(\sigma_v - \sigma_{ha})}{\sigma_v \sqrt{\sigma_{ha} / \sigma_v} + \sigma_{ha} \sqrt{\sigma_v / \sigma_{ha}}} \right] = \frac{(\sigma_v - \sigma_{ha})}{2\sqrt{\sigma_v \sigma_{ha}}} = \operatorname{tg} \varphi \quad (\text{II.11})$$

On peut montrer que l'équation (II.14) vérifie la condition du triangle ABC (**figure II.10**),

$$AC = [\sigma_v - \sigma_{ha} + 4\sigma_v \sigma_{ha}]^{1/2} = \sigma_v + \sigma_{ha} \quad (\text{II.12})$$

Donc $\sin \varphi = \frac{\sigma_v - \sigma_{ha}}{\sigma_v + \sigma_{ha}}$

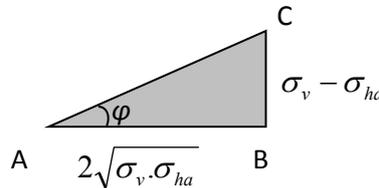


Figure II.10– Triangle de contraintes pour l'analyse de Rankine

Le coefficient de poussée des terres est défini par :

$$K_a = \frac{\sigma_{ha}}{\sigma_v} = \frac{(1 - \sin \varphi)}{(1 + \sin \varphi)} \quad (\text{II.13})$$

La force de poussée peut être déterminée par l'intégration des contraintes sur la hauteur du mur.

$$P_a = \int_{z=0}^{z=H} \sigma_h \cdot dz \quad , \quad \sigma_v = \gamma h$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (\text{II.14})$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (\text{II.15})$$

Cette solution est pratiquement identique à celle de la solution de Coulomb.

La méthode de Rankine (1857) présente l'inconvénient d'imposer, a priori, la valeur du frottement entre le sol et le mur. Par ailleurs, dans les schémas de Rankine, les directions de

glissement ont une orientation fixe dans tout le milieu. Il en résulte que le réseau des lignes de glissement est formé de deux familles de droites parallèles faisant un angle de $(\pi/2 - \varphi)$ entre elles. Les principes de la méthode d'Équilibre limite de Rankine (1857) ainsi que ses avantages et ses inconvénients sont :

- l'équilibre est local en considérant l'état de contrainte à la rupture ;
- la distribution des contraintes le long d'une droite tracée dans le massif est triangulaire ;
- les lignes de glissement sont des lignes droites à direction fixe ;
- le sol est purement frottant (milieu pulvérulent) ;
- le réseau des lignes de glissement est formé de deux familles de droites parallèles faisant un angle de $(\pi/2 - \varphi)$ entre elles ;
- tout le massif est considéré en équilibre plastique ;
- l'état d'équilibre est pris identique pour tous les points situés à la même profondeur ;
- la présence de discontinuité (écran lisse) ne modifie pas la distribution des contraintes ;
- la méthode est inadaptée lorsque le massif de sol ne s'apparente pas à un massif semi-infini ;
- deux types d'équilibre possibles ont été mentionnés : l'équilibre inférieur (poussée) et l'équilibre supérieur (butée) ;
- l'état de contrainte se définit par les contraintes principales ;
- l'écran est lisse ;
- il n'y a pas de prise en compte du frottement des terres sur l'écran (interaction mur-sol), sauf cas particuliers.

II.3.2. Théorie de Boussinesq (1876)

Pour combler l'insuffisance de la théorie de Rankine basée sur l'hypothèse simplificatrice de l'écran lisse, une nouvelle méthode basée sur la théorie d'élasticité a été introduite par Boussinesq (1876) et par la suite elle a été achevée par Résal (1910). Boussinesq a proposé un schéma général plus élaboré, permettant de prendre en compte le frottement sol-écran. Le massif est limité par deux plans: la surface libre et un écran latéral. Sur l'écran, l'obliquité δ des contraintes est imposée. Le massif est décomposé en deux régions ; la première région, à une certaine distance du mur, est en état d'équilibre limite de Rankine ($\delta = 0$) commandée par la surface libre, tandis que la deuxième région, directement derrière le mur, est une zone de

raccordement entre l'équilibre de Rankine et la condition imposée au niveau du parement du mur par l'interaction sol-mur, cette zone en équilibre de Boussinesq est commandée par l'écran.

L'équilibre de boussinesq, comme toute espèce d'équilibre plastique résulte d'abord des équations générales des milieux continus. Dans ce contexte la distribution des contraintes est triangulaire sur chaque rayon polaire, c'est-à-dire que l'obliquité est constante et que l'intensité de la contrainte est proportionnelle à la position radiale r (résultat de la théorie de Rankine). Dans ces conditions complexes, la forme simplifiée des équations écrites par Boussinesq, peut être présentés en considérant l'équilibre d'un prisme élémentaire ayant pour base la surface comprise entre deux rayons issus de A (**figure II.11**), faisant avec la verticale les angles λ et $\lambda+d\lambda$, et l'arc de cercle MN de rayon unité et de centre A.

L'équation de moment autour de A donne :

$$\frac{1}{3}\sigma - \frac{1}{3}(\sigma + d\sigma) + \tau d\lambda = \frac{d\lambda}{3} \sin \lambda$$

$$D'où \quad \frac{d\sigma}{d\lambda} = 3\tau - \sin \lambda \quad (\text{II.16})$$

L'équation de projection sur AN donne :

$$\frac{\sigma}{2}d\lambda + \frac{d\tau}{2} - k\sigma d\lambda + \frac{d\lambda}{2} \cos \lambda = 0 ; \text{ où } \frac{d\tau}{d\lambda} = (2k - I)\sigma - \cos \lambda$$

D'où, en représentant par m le coefficient $(2k-I)$:

$$\frac{d\tau}{r} = m\sigma - \cos \lambda \quad (\text{II.17})$$

Les équations (II.16) et (II.17) forment un système de deux équations différentielles de premier ordre avec second membre, à coefficients non constants, puisque m , fonction de τ et σ , dépend de I . Cette fonction m , dont nous connaissons l'expression, nous permet en chaque point d'exprimer la condition de l'équilibre limite de poussée (ou de butée en permutant les signes + et - dans l'expression de k).

Le système de deux équations différentielles ci-dessus n'est pas intégrable. La première ligne de glissement AE (figure II.11), rencontrée à partir de la surface dans l'équilibre de Rankine

est une ligne de points critiques de ces équations différentielles. A gauche de AE , il existe une infinité d'états d'équilibre se raccordant avec les conditions au départ sur AE ; un seul d'entre eux correspond à une obliquité donnée de la contrainte sur le mur. Bien entendu, on vérifie facilement que la solution de Rankine est une solution particulière, celle correspondant à $\delta = 0$.

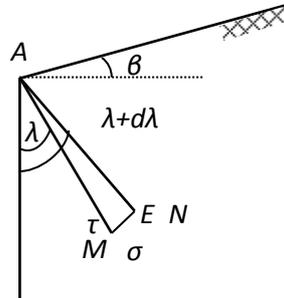


Figure II.11– Calcul de K_{py} par la méthode de Boussinesq

L'intérêt de cette méthode est apparu progressivement, à mesure que le problème de la butée des terres se posait avec plus d'acuité et que les insuffisances de la méthode de Coulomb se confirmaient. La résolution des équations issues de cette méthode a toutefois constitué un obstacle à sa mise en œuvre. Ainsi, pendant toute la première partie du 20^{ème} siècle, la méthode de Boussinesq ne pourra pas être appliquée à l'étude de la butée des terres, la solution des équations posées par cet auteur n'étant résolue, dans le cas de la butée, qu'avec Caquot (1934).

Différents auteurs ont considéré des schémas de rupture plus élaborés, et ont proposé des relations afin de trouver des solutions plus exactes. Parmi ces chercheurs, on peut citer Caquot et Kérisel (1948, 1966) qui ont considéré une surface de rupture elliptique (**figure II.12**) ; leurs résultats obtenus par la méthode de calcul par approximations successives de ces équations différentielles, ont permis d'établir les tables des coefficients de poussée et butée pour toutes les valeurs des paramètres φ , δ , λ et β .

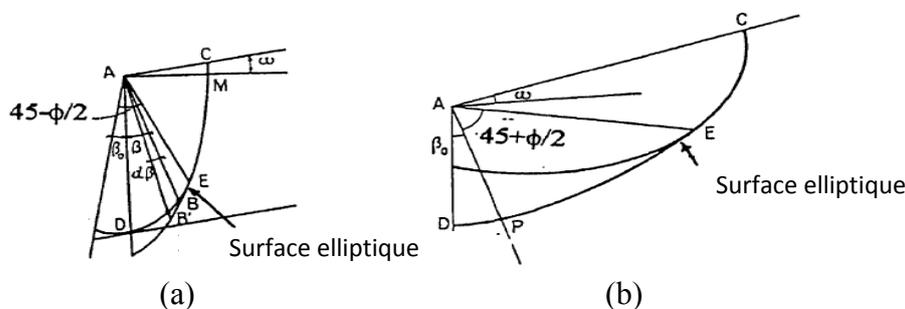


Figure II.12– Mécanismes de rupture proposé par Caquot et Kérisel (1948) ; (a) Cas de poussée, (b) cas de butée

La méthode est aussi bien adaptée aux sols cohérents à travers le théorème des états correspondants de Caquot et au cas des massifs surchargés (poussée et butée en milieu pulvérulent non pesant, L'herminier et Absi (1962) et Absi (1984)) ; les travaux de Kérisel et Absi (1990) publiés sous forme de tables ont fait la méthode de référence pour le calcul de la poussée et de la butée des terres. Les principes de la méthode proposée par Boussinesq ainsi que ses avantages et ses inconvénients peuvent être résumés dans les points suivants :

- la rugosité de l'écran est prise en compte ;
- l'interaction sol-écran est prise en compte ;
- les conditions aux limites à une distance de l'écran sont prises en considération ;
- 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 surchargé ;
- 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 est introduite.

II.3.4. Méthode de Sokolovski (1960)

Sokolovski (1950, 1960, 1965) a présenté sa propre méthode qui ne relève ni du schéma de Boussinesq, ni de celui de Prandtl ; c'est 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 a considéré que chaque point de la masse de sol est en état limite de rupture si cette masse appartient à la zone plastique. Il a donné les équations générales de l'équilibre sous forme d'équations différentielles de base de la ligne de rupture du réseau ; ensuite, il a employé la méthode des caractéristiques ainsi que l'équilibre de contraintes et les conditions aux limites, pour l'intégration numérique et la résolution de ces équations. La valeur de la résultante de pression des terres, la forme de surface de rupture (lignes de glissement) et la distribution de pression peuvent être obtenues par cette approche. Cette méthode nécessite un outil informatique puissant à cause des calculs numériques qui sont assez longs. De plus, la non-linéarité de la distribution des contraintes sur l'écran ne

facilite pas l'exploitation des résultats. De ce fait, la méthode de Sokolovski n'a qu'une utilisation limitée ; elle est utilisée pour apprécier la marge d'erreur introduite par différentes méthodes. Kumar (2001, 2002) a utilisé cette méthode pour le calcul du coefficient de butée en présence de l'action sismique. En général cette approche fournit des coefficients de butée des terres K_{py} légèrement supérieurs de ceux obtenus par Kerisel et Absi (1990), une comparaison typique des coefficients de butée des terres est présentée dans le Tableau II.2.

Tableau II.2– Comparaison des coefficients de butée des terres K_{py} obtenus par l'approche de Sokolovski (1960) avec ceux fournis par Kerisel et Absi (1990), pour un mur vertical soutenant un massif à surface horizontale.

φ (°)	δ (°)	K_{py}	
		Skolovski (1960)	Kérisel et Absi (1990)
10	0	1,42	1,42
	5	1,55	1,54
	10	1,63	1,63
20	0	2,04	2,05
	10	2,51	2,51
	20	2,86	2,91
30	0	3,00	3,00
	15	4,46	4,44
	30	5,67	5,63
40	0	4,60	4,60
	20	9,11	9,02
	40	13,94	13,79

De plus, il est possible d'établir un théorème relatif à la similitude mécanique des zones plastiques qui généralise celui des états correspondants. Quelques indications sur l'étude des zones plastiques pour des problèmes plus complexes que ceux de Boussinesq, Prandtl ou Rankine, montrent que le fait de disposer de moyens de calcul numérique suffisants permettra de les traiter. Toutefois, beaucoup de problèmes ne peuvent se résoudre par le seul biais de zones plastiques et des schémas plus élaborés comportant à la fois des zones plastiques et des zones élastiques doivent donc être envisagés.

Les principes de la méthode proposée par Sokolovski (1960) ainsi que ses avantages et ses inconvénients sont les suivants :

- 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 ;
- il y a la possibilité d'apprécier la marge d'erreur introduite par les méthodes approchées évoquées précédemment ;
- pour chaque cas examiné, les calculs numériques sont assez longs ;
- la méthode a une utilisation limitée.

Graham (1968) a examiné les équations d'équilibre plastique en deux dimensions pour les sols granulaires ; ensuite, il a proposé de nouvelles procédures numériques pour améliorer l'exactitude des solutions des équations de rupture plastique précédentes. L'utilisation d'un programme informatique lui a permis d'évaluer les zones de rupture sous des surfaces libres non chargées. Cette théorie a été appliquée aux problèmes de fondations profondes, des murs de soutènement et de stabilité des pentes. Les résultats obtenus sont très satisfaisants, ils sont en bon accord avec ceux des théories existantes.

Cheng (2003) a proposé une rotation des axes dans la solution d'équations de ligne de glissement pour la détermination de pression latérale des terres en présence de chargement sismique. Dans le cas général d'un sol à la fois frottant et cohérent, tous les coefficients de poussée et de butée peuvent être déterminés. Le coefficient de butée du sol cohérent, K_{pc} a été trouvé beaucoup plus grand que celui du sol frottant K_{py} et, l'effet du coefficient sismique sur la pression de butée est relativement faible en comparaison avec celui de la pression de

poussée. L'utilisation d'analyse itérative est très utile pour la détermination des pressions de butée, par ailleurs, elle n'a pas d'importance pour la détermination des pressions poussée.

Cheng et al. (2007) ont traité le problème axisymétrique de la pression active des terres, dans des conditions générales ; ce problème a été formulé et résolu selon une solution itérative des équations caractéristiques en différence finie. La forme de la zone de rupture et la variation de pression de poussée avec la profondeur et le frottement d'interface sol-mur ont été examinées. Quelques résultats intéressants sur les pressions actives résultant de l'effet de voûte ont été déterminés. Egalement, le principe de superposition des effets du poids du sol, de la surcharge et de la cohésion a été discuté.

Liu et Wang (2007) ont étendu la méthode des lignes de glissement pour calculer la pression active des terres sur des murs de soutènement circulaires. Cette méthode peut être utilisée sans difficulté pour traiter le cas général d'un remblai à surface incliné, en considérant le frottement d'interface et l'inclinaison du mur. Les auteurs ont proposé deux solutions, chacune a été obtenue par un programme numérique pour construire le champ de ligne de glissement et la distribution de pression correspondante derrière le mur. Cette étude a montré que la pente du remblai, le frottement de l'interface et l'inclinaison du mur, influencent les résultats, et plus particulièrement l'inclinaison du mur. Cette méthode est très utile pour la détermination de la pression active des terres en général.

Liu et al. (2008, 2009) ont développé une solution analytique pour déterminer la pression active des terres sur des murs rugueux de forme circulaire soutenant des massifs de sol à surface libre inclinée basé sur les résultats de la méthode des lignes de glissement. Deux familles de lignes de glissement ont été considérées derrière le mur circulaire. Les pressions actives des terres ont été alors obtenues par la résolution de l'équation différentielle dans la direction des lignes de glissement. Les résultats analytiques ont été comparés avec ceux obtenus par la formulation numérique de Cheng et al. (2007). Finalement, les tables de coefficients de poussée des terres ont été présentées pour des murs de soutènement circulaires verticaux.

II.4. Méthode de l'analyse limite

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.

L'approche cinématique de l'analyse, consiste à construire des mécanismes de rupture respectant les conditions aux limites sur les déplacements. Le champ de vitesse correspondant, cinématiquement et plastiquement (est associé au champ de contrainte à travers la loi d'écoulement) admissible. Si le travail d'une force externe associé à une cinématique de rupture est supérieur au travail des forces internes (bornées par la résistance des matériaux) pour la même cinématique de rupture, alors cette force est supérieure à la charge de rupture.

L'approche statique de l'analyse limite, consiste à construire un champ de contrainte qui est statiquement (respecte l'équilibre) et plastiquement (respecte le critère de résistance) admissible. Si l'on peut trouver dans les matériaux (sols et structures) un champ de contraintes qui équilibre la charge extérieure appliquée, tout en restant compatible avec les résistances des différents matériaux, alors cette charge ne peut être supérieure à la charge limite de rupture.

Salençon (1974) et Chen (1975) ont présenté en détail la théorie des deux approches de l'analyse limite et leurs ouvrages en fait référence.

II.5. Essais expérimentaux

Les études expérimentales sont des moyens incontournables pour la compréhension du comportement des ouvrages de soutènement. Deux grandes classes d'essais sont à distinguer : les essais in-situ, réalisés sur des ouvrages de grandeur réelle, et les essais sur modèles réduits effectués en laboratoire, tels que ceux réalisés en chambre d'étalonnage ou en centrifugeuse. La plupart d'entre elles toutefois se rattache à deux grands thèmes: le premier concerne l'effet de la géométrie du mur, de la géométrie du terrain et de la nature du terrain, sur l'évaluation et la distribution des pressions passives et actives agissant contre les écrans de soutènement. Le second traite les déplacements des écrans et leur déformation ainsi que les déformations dans les massifs retenus. L'objectif visé par les approches expérimentales est la validation des résultats établis par les méthodes théoriques et numériques.

Dans ce qui suit, on cite les principales études expérimentales présentées dans la littérature, telle que celle Rowe et Peaker (1965), qui ont mesuré la pression passive du sable sec par un appareil qui permet le contrôle de déplacement du mur et le coefficient de mobilisation du frottement du mur qui en résulte. Leurs essais menés sur le sable lâche ont donné des résultats qui sont en bon accord avec ceux de la théorie ; par ailleurs, les déplacements du mur trop importants ne sont plus acceptables dans les ouvrages réels. La **figure II.13** montre que la distribution de pression sur le mur de hauteur H est essentiellement linéaire dans tous les essais et à chaque étape de déformation jusqu'à la rupture.

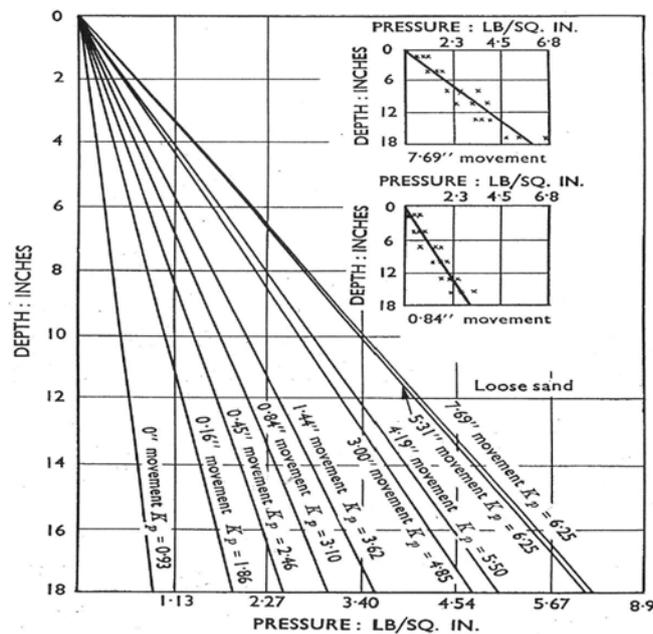


Figure II.13- Distribution des pressions passives d'après Rowe et Peaker (1965)

Rowe et Peaker (1965) ont conclu aussi que, la forme de la surface de rupture est en fonction du mode de mouvement du mur ; ainsi, en pratique la valeur du coefficient de butée des terres est toujours inférieure à celle obtenue pour $\delta = \varphi'$.

L'étude de Chanh (1968) a constitué une approche expérimentale particulière au problème des pressions de poussée et butée des terres, du fait de la surcharge appliquée sur la surface du sol. Ses essais ont été portés sur un modèle de sable en pyrex soumis à une surcharge. La méthode optique de Dantu a été utilisée pour visualiser des isostatiques dans le sable. La comparaison des isostatiques théorique et expérimentale a montrée une bonne concordance et indique que l'hypothèse de l'équilibre limite parfait peut effectivement se réaliser. Par ailleurs, des témoins photoélastiques ont été utilisés pour déterminer la répartition de la pression du sable sur l'écran et son évolution avec le déplacement de l'écran. L'écart entre les

valeurs théoriques et expérimentales de la pression des terres a été expliqué par l'imperfection du dispositif expérimental et l'adoption d'un schéma de calcul théorique simplifié.

II.6. Méthodes numériques

Le développement des ordinateurs et des méthodes numériques, a permis d'étudier simultanément le comportement des murs et des masses de sol soutenues, en tenant compte de leurs déformations. 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. L'influence de l'état de surface du mur, de la dilatance du sol, de contrainte horizontale initiale et la rigidité du sol en profondeur ont été également examinées. Ils ont conclu que, la distribution des pressions des terres est fortement liée au mode de mouvement assumé par le mur, la résultante des pressions est aussi légèrement influencée. 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. Cette méthode est valable pour des conditions de déformation plane. Day et Potts (1998) ont examiné les effets des propriétés d'interface, sur le comportement du sol soutenu par un mur vertical soumis à une translation uniforme. Fenton et al. (2005) ont combiné une analyse en éléments finis non linéaire avec une simulation aléatoire des champs, pour examiner les propriétés du sol échantillonné et leur capacité de refléter les propriétés effectives de la masse entière de sol soutenue, et l'effet de variabilité spatiale de propriétés du sol sur la pression active des terres. En outre, Shiao et Smith (2006) ont traité l'effet des deux règles d'écoulement associé et non associé ainsi que le frottement à l'interface sol-mur, sur la pression passive des terres appliquée sur un mur-poids, en employant la méthode des différences finis explicite de FLAC. Shiao et al. (2008) ont étudié l'effet de frottement d'interface sol-mur, l'inclinaison du mur, l'inclinaison de la surface libre du remblai et le poids du mur, sur la résistance passive des sols frottant. Ils ont employé deux procédures numériques, basées sur les formulations en éléments finis des bornes supérieures et inférieures de l'analyse limite, et sur des techniques de programmation non-linéaires. Armondo et al (2008) ont étudié la stabilité de murs de pieux verticaux dans une argile. Ils ont considéré le critère de Tresca tronqué en traction dans une analyse numérique du problème en se basant sur la borne supérieure de l'analyse limite. Leur étude a montré que l'hypothèse de résistance de traction nulle, a une influence très importante sur la résistance minimale des pieux requise pour assurer la stabilité.

II.7. Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté les différentes méthodes de calcul analytiques, graphiques, expérimentales et numériques consacrées à l'évaluation des pressions de poussée et de butée des terres. La théorie du prisme de Coulomb qui traite les problèmes de pression des terres en terme de forces, et la théorie de Rankine qui traite les problèmes de pression des terres en terme de contraintes ont été à l'origine de l'évolution de toutes ces méthodes. L'influence des paramètres mécaniques tel que l'angle de frottement interne du sol, la cohésion et l'angle d'interface sol-mur, ainsi que l'influence des paramètres géométriques, tel que l'angle d'inclinaison du mur et de la surface libre du massif de sol, ont été largement étudiées par les différentes méthodes exposées dans ce chapitre. Cette étude bibliographique a permis aussi de présenter les avantages et les inconvénients des différentes méthodes classiques.

La comparaison des résultats des différentes méthodes bidimensionnelles a montré que, la théorie de Coulomb surestime les coefficients de butée des terres, surtout pour des valeurs élevées de l'angle de frottement interne du sol. L'investigation de Chen (1975) et Chen et Liu (1990) dans le cadre de l'application de la méthode de l'analyse limite, a confirmé que les mécanismes de rupture log-sandwich et log-spiral, permettent d'obtenir de meilleurs résultats pour le coefficient de butée des terres.

De nombreuses formules ont été proposées pour le calcul des coefficients de poussée et de butée des terres, elles tiennent compte de différents paramètres géométriques et mécaniques des sols.

Les calculs à la rupture ne prennent pas en compte les déformations du terrain, ce qui serait intéressant pour la réalisation des projets en zone urbaine. L'intérêt des méthodes numériques faisant intervenir les déformations du sol réside donc dans le fait de pouvoir analyser certains types d'ouvrages complexes dont les méthodes de dimensionnement usuelles s'avèrent peu justifiables ou insuffisantes.

III.1. Introduction

Tous les ouvrages de génie civil sont en contact avec des sols ou des roches : cette interaction peut être localisée, dans les fondations de bâtiment ou d'ouvrage d'art, plus complexe dans les soutènements, ou totale dans le cas des tunnels. Le terme « **interaction sol-structure** » est utilisé aujourd'hui pour caractériser les situations où le comportement d'une structure ne peut pas être évalué de façon précise sans considérer aussi le comportement du sol en contact et de leur interface. Du point de vue de la structure, le but d'une analyse tenant compte de l'interaction sol-structure est de déterminer l'effet d'action du sol sur la structure, c'est-à-dire principalement les pressions de contact, en fonction de la déformation de la structure, ceci pour pouvoir procéder aux vérifications nécessaires à son dimensionnement. Ils 'agit donc d'assurer que les hypothèses faites sur le comportement du sol sont compatibles avec la réponse de la structure, principalement avec sa déformation, ceci aussi bien à l'état limite de service qu'à l'état limite ultime.

Les connaissances théoriques sur ces structures se sont donc développées d'abord à l'aide d'outils mathématiques plus rudimentaires, généralement en découplant le comportement du sol et de la structure. Parallèlement, les domaines d'application concernés par l'interaction sol-structure sont nombreux et chaque domaine a adapté ses méthodes et son niveau d'analyse à ses exigences et à ses particularités. Ceci explique que les méthodes actuelles diffèrent d'un domaine à l'autre et qu'elles intègrent la notion d'interaction sol-structure de façon différente. Les calculs de la mécanique des sols qui sont basés sur la mécanique des milieux continus et celle des solides, n'ont à priori que peu de ressemblances avec ceux de la résistance des matériaux qui sert aux calculs des structures, les calculs se font habituellement de façon séparée dans chaque milieu (terrain/structure), avec une représentation simplifiée des conditions d'interface. Le calcul des ouvrages de soutènement est basé sur l'étude et la compréhension du comportement d'interaction sol-structure. Les notions de base de cette interaction sont présentées dans ce chapitre.

III.2. Généralité sur le comportement d'interface et modélisation de l'interaction sol-structure

Le contact entre l'ouvrage et le sol est appelée "interface" qui se définit par :

III.2.1. Définition de l'interface sol-structure

Les définitions de l'interface restent très générales pour plusieurs auteurs. Plytas (1985) appelle interface, la fine zone de sol siège de grands changements de structure et de rupture de grains dus au cisaillement localisé intervenant au contact d'une inclusion dans le sol, sollicitée axialement. Boulon (1988) définit les interfaces sol-structure comme étant de purs concepts. Ils sont, dit-il, constitués principalement par une partie du sol au contact avec la structure, et secondairement, parfois, par quelques particules arrachées à la structure.

Hassan (1995) définit l'interface comme une frontière commune à deux systèmes différents à travers laquelle des échanges ont lieu. L'interface sol-structure peut être définie comme étant une fine zone de sol qui se forme entre la surface de la structure et le volume de sol l'entourant.

III.2.2. Caractérisation de l'interface et la nature de la surface de contact

Pour déterminer les caractéristiques de cette couche mince, plusieurs types d'expérimentations ont été réalisés. On peut classer les essais d'interface en essais à contrainte normale constante à volume constant ou à rigidité normale constante on pourrait déduire que l'essai le plus représentatif de la réalité est celui à volume constant ; en effet les auteurs affirment que la mise en traction (ou en compression) d'une inclusion dans le sol produit des contraintes de cisaillement dont les valeurs ne sont significatives que dans une zone limitée autour de l'inclusion. Dans cette zone, le sol a tendance à augmenter de volume par suite de la dilatance, mais s'en trouve en partie empêché par le reste du sol.

Une autre classification des essais d'interface consiste à les diviser en essais de cisaillement direct qui sont présentés comme des dispositifs simples où l'on impose au sol de glisser par rapport à l'interface et essais de cisaillement simple qui se différencient des précédents par le fait que la surface de l'interface sol/matériau reste constante tout au long de l'essai et par l'identification séparée des composantes de déplacement (glissement, cisaillement).

Nous distinguerons le coefficient de frottement apparent du coefficient de frottement réel. Le coefficient de frottement apparent μ^* est défini par :

$$\mu^* = \tau_{\max} / \sigma_0 \quad (\text{III.1})$$

Tandis que le coefficient de frottement réel μ est défini par:

$$\mu = \tau_{\max} / [\sigma_0 + \Delta\sigma(\tau_{\max})] \quad (\text{III.2})$$

Où (τ_{\max}) est la contrainte de cisaillement ou frottement latéral unitaire maximal et σ_0 la

contrainte normale initiale.

L'angle de frottement sol-structure est souvent influence par les facteurs suivants:

- La rugosité de la structure.
- L'angle de frottement interne du sol φ' .
- Le tassement relatif entre la structure et le sol.

La mesure du coefficient de frottement réel sol-structure ($\mu = \tau/\sigma_n$) détermine immédiatement la valeur absolue de l'angle δ' ($\delta' = \tan^{-1}(\mu)$). L'angle δ' peut varier entre 0 et φ' . Les praticiens fixent la valeur de δ' en fonction de φ' , en précisant la nature de la surface de contact : de lisse à rugueuse. La pratique française consiste à prendre pour l'angle δ' les valeurs : 0 pour une surface lisse, $1/3 \varphi'$ pour une surface peu rugueuse, et $2/3 \varphi'$ pour une surface rugueuse.

III.2.3. Epaisseur d'interface

La couche d'interface peut être visualisée au cours des essais au laboratoire à l'aide des photographies, radiographies, etc. L'épaisseur de la couche d'interface, qui se forme dans un milieu granulaire au contact avec un élément de structure, dépend essentiellement de la taille des grains, de la densité du matériau, de la rugosité de l'interface et des conditions aux limites extérieures. Unterreiner (1994) affirme que l'épaisseur d'une couche d'interface n'est pas une caractéristique intrinsèque au sol et à l'interface.

Hassan (1995) a présenté l'étude la plus détaillée réalisée sur le comportement individuel des grains dans la zone d'interface (étude microscopique). En plus de la détermination de l'épaisseur de cette couche, les champs de déformation de l'échantillon et la rotation de quelques grains marqués ont été soigneusement examinés. L'auteur a constaté que l'épaisseur de la couche d'interface diminue avec la densité. Lerat (1996) a observé la couche d'interface en faisant simultanément des prises photographiques et vidéo. Il a montré clairement que l'épaisseur de la couche d'interface augmente pour des rugosités élevées. Plusieurs autres auteurs ont observé l'épaisseur de la couche d'interface pour différents types d'essais, de sol et de rugosité de structure. Ces études sont résumées dans le tableau I.2 (Farih 2005).

L'épaisseur varie de $0-1 D_{50}$ à $40 D_{50}$.

Tableau III.1– Synthèse des valeurs expérimentales sur l'épaisseur de la couche d'interface (Frih 2005)

Source	Epaisseur de la couche d'interface en fonction de D_{50}	Conditions d'essais		
		Etat de compacité	Etat de rugosité	Appareil
Yoshimi et Kishida (1981)	0-1	lâche à dense ($D_r=40-90\%$)	lisse	Cisaillement direct annulaire
	5-8		rugueux	
Uesugi et al. (1988)	0-1	dense ($D_r=90\%$)	lisse	Cisaillement simple plan
	5		rugueux	
Hoteit (1990)	0-1	Moyen à dense	lisse	Cisaillement direct
	5-10		Rugueux	
Tejchman et Wei (1995)	10	lâche à dense	Lisse	Silo en déformation plane
	40	Lâche	très rugueux	
	30 à 40	Dense	très rugueux	
Hassan (1995)	0-1	lâche à dense	Lisse	Cisaillement direct plan
	6-7	Lâche	Rugueux	
	4-5	Dense	Rugueux	
Lerat (1996)	0-1	lâche à dense	Lisse	Cisaillement simple annulaire
	6-8	lâche à dense	Rugueux	
Chambon et al. (2004)	6-7	lâche à dense	rugueux	Cisaillement simple annulaire

III.2.4. Influence des différents paramètres sur le comportement de l'interface

Comme dans le cas du cisaillement d'un matériau granulaire, le cisaillement de l'interface sol-structure est influencé par la variation de quelques paramètres dont les plus importants sont la contrainte normale, la rugosité et la densité.

III.2.4.1. Influence de la contrainte normale

La plupart des auteurs constatent que la résistance au cisaillement augmente proportionnellement à l'augmentation de la contrainte normale imposée. Quant aux variations volumiques, les observations expérimentales montrent une contractance plus forte quand la contrainte normale initiale est élevée et une dilatance plus prononcée pour les contraintes normales les plus faibles (**figure. III.1**). Pour une contrainte normale plus grande, la valeur de pic du coefficient de frottement apparent diminue et un déplacement

tangentiel relatif plus important est requis pour mobiliser le pic de la contrainte de cisaillement.

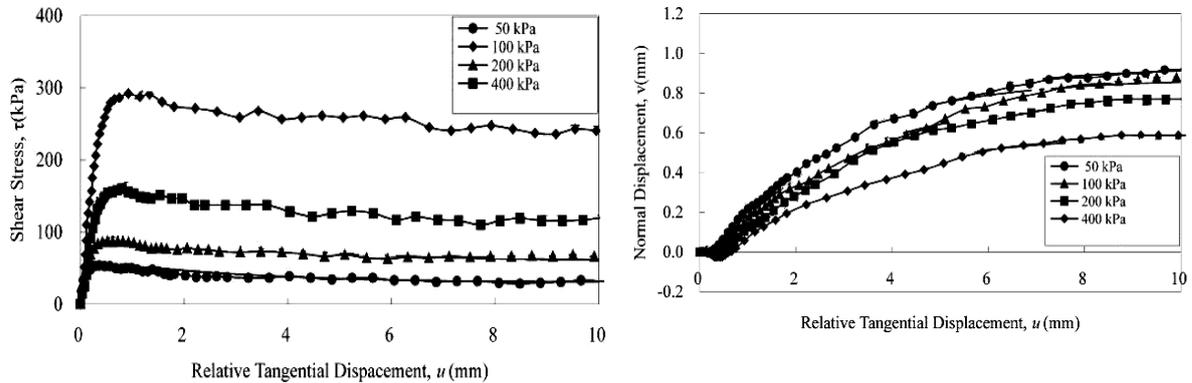


Figure III.1– Influence de la contrainte normale sur le comportement de l'interface sable dense-acier (Hu et Pu 2004)

III.2.4.2. Influence de la rugosité

L'état de surface de la structure influe énormément sur le comportement de l'interface. La plupart des auteurs utilisent le concept de rugosité normalisée définie par : $R_n = \frac{R_{max}(L=D_{50})}{D_{50}}$ ou le terme R_{max} est défini par Uesugi et Kishida comme étant la profondeur des aspérités sur une longueur L égale à $\frac{D_{50}}{10} < R_p < \frac{D_{50}}{2}$ et très rugueuse quand $R_p > D_{50}$, R_p étant la différence entre le point le plus bas et le point le plus haut sur une surface de 2,5 mm de long.

III.3. Modélisation de l'interaction sol-structures

III.3.1. Comportement du matériau de la structure

En général, la structure est constituée de matériaux (béton, acier, bois, ... etc.) dont la rigidité est beaucoup plus importante que celle du sol environnant. Le comportement de ces matériaux peut être décrit par des modèles simples, élastiques ou élastoplastiques.

III.3.2. Comportement des sols

Le comportement des sols est très complexe. En effet, il est essentiellement irréversible, non linéaire, dilatant et dépendant de l'histoire et de la direction des sollicitations. Pour de faibles sollicitations, il peut être décrit par l'élasticité linéaire. Pour des sollicitations moyennes ou fortes, des modèles plus élaborés ont été proposés : soit, des modèles élastoplastiques avec ou

sans écrouissage (Mohr-Coulomb, Lade, Cam-Clay, Nova, ... etc.), ou soit, des modèles incrémentaux (Duncan, Darve, Mroz, ... etc.).

III.3.3. Comportement de l'interface

Les interfaces sont généralement soumises à de fortes sollicitations de cisaillement. Leur comportement est essentiellement non linéaire. Les études proposées par différents auteurs appartiennent à l'une des deux approches principales suivantes :

1. Approche de type contact : Cette approche a fait l'objet de nombreux travaux qui sont essentiellement basés sur l'élément joint proposé par Goodman et al en 1968.

Présentant par des éléments finis à 4 nœuds. Pour ces éléments, les déplacements relatifs entre les nœuds sont les principales variables de déformation.

Les déplacements relatifs sont reliés aux déplacements absolus en utilisant la matrice des fonctions d'interpolation. Cependant, certains problèmes de conditionnement numériques ont été signalés lorsque K_n et K_t dépassent $100 E$ (E : module de Young de sol adjacent).

L'interface est alors assimilée à un matériau fictif auquel on associe une loi de comportement reliant. On général, les contraintes et les déplacements relatifs à l'interaction. Dans ce cas, l'interface n'a pas d'épaisseur.

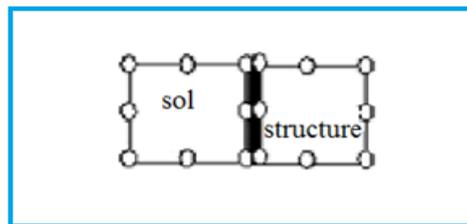


Figure III.2– Élément d'interface spécial (épaisseur nulle)

2. Approche de type couche mince : Le concept de couche mince a été abordé par Desai et al, qui ont considéré que la réponse de l'interface devrait être traitée par un modèle constitutif approprié. La formulation de l'élément de type couche mince est basée sur l'hypothèse que l'interface peut être remplacée par un élément massif équivalent avec une petite épaisseur et une loi constitutive adéquate. Dans cette approche, l'interface est constituée d'une zone de faible épaisseur. Ainsi, on adopte des lois de comportement rhéologique propres à ces zones.(1984)

Beaucoup de méthodes ont été utilisées pour modéliser le comportement discontinu de l'interface sol-structure. Citons l'utilisation d'éléments sans épaisseur, les éléments de type

couche mince et les méthodes hybrides où sol et structure sont modélisés séparément et liés ensuite par des équations de compatibilité de différentes natures pour les forces et les déplacements.

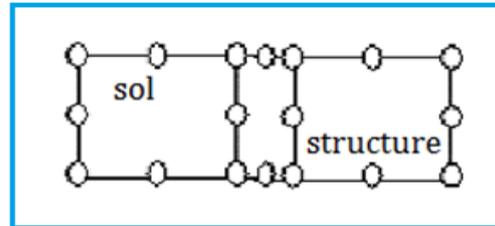


Figure.III.3– Elément d'interface type couche mince

• **Formulation du modèle type couche mince:**

Nous allons travailler en déformation plane ou en axisymétrie afin de considérer un élément d'interface de type "couche mince" bidimensionnel. En effet, les analyses par élément finis utilisées pour résoudre les problèmes d'interaction sol-structure sont souvent effectuées en configuration axisymétrique ou déformation plane. Nous proposons également la formulation par élément de type couche mince pour analyser l'interface sol-pieu. Le choix des éléments type "couche mince" est justifié par le fait qu'ils permettent une bonne description du comportement de l'interface qui soit valable aussi bien dans la direction parallèle au cisaillement que dans la direction perpendiculaire, ce qui n'est pas le cas pour les éléments "sans épaisseur".

L'avantage des éléments type "couche mince" est aussi de pouvoir utiliser les éléments finis standard.

D'après l'approche générale de l'élastoplasticité incrémentale, les inconnus des problèmes sont les déplacements normal relatif U_n et tangentiel relatif U_t associés à la contrainte normale σ_n et de cisaillement τ parallèle à la direction de l'interface (De Gennaro V, Frank R.2005)

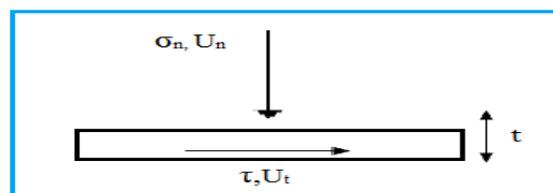


Fig. III.4– Modèle d'interface "couche mince" bidimensionnel

La formulation bidimensionnelle utilise la contrainte normale à l'interface " σ_n " la

contrainte de cisaillement " τ " et leur déplacement normal " U_n " et tangentiel " U_t " relatif, pour décrire le comportement élastique d'un élément d'interface.

Ainsi, le comportement élastique linéaire de l'interface est donné par la relation suivante :

$$\begin{Bmatrix} d_{\sigma n} \\ d_{\tau} \end{Bmatrix} = [K] = \begin{Bmatrix} d_{U_n} \\ d_{U_t} \end{Bmatrix} \text{ ou } [K] = \begin{Bmatrix} k_n & 0 \\ 0 & k_t \end{Bmatrix}$$

k_n et k_t sont respectivement la rigidité normale et tangentielle.

$\begin{Bmatrix} d_{\sigma n} \\ d_{\tau} \end{Bmatrix}$ Représente le vecteur incrément de certaine.

$\begin{Bmatrix} d_{U_n} \\ d_{U_t} \end{Bmatrix}$ Représente le vecteur incrément des déplacements relatifs.

Comme nous le ferons dans le cas de l'analyse des pieux. Cette relation est exprimée dans le repère propre à l'élément d'interface, il va falloir donc transformer cette équation dans le repère globale par une matrice de transformation géométrique.

III.3.4. Contact sol-structures

Le contact sol-structures peut être modélisé à l'aide du modèle de contact entre deux corps. Afin de proposer une modélisation du contact, nous allons effectuer une discrétisation de la surface de contact. En M, on considère les deux points 1 et 2 appartenant respectivement à \vec{A} et \vec{B} . Dans le repère local (t, n), (**Fig. III.5**), les déplacements et les contraintes de liaisons sont donnés par :

$$\vec{U}_1 = \begin{Bmatrix} U_t^1 \\ U_n^1 \end{Bmatrix}, \quad \vec{U}_2 = \begin{Bmatrix} U_t^2 \\ U_n^2 \end{Bmatrix} \quad \text{et} \quad \vec{\sigma} = \begin{Bmatrix} \tau \\ \sigma_n \end{Bmatrix}$$

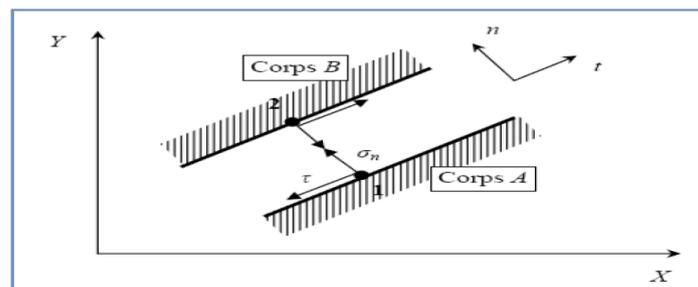


Figure III.5– Modélisation de contact

La modélisation du contact se caractérise par la vérification de certaines conditions sur la contrainte σ_n et la contrainte tangentielle τ s'exerçant sur l'élément de contact. De cet état de contrainte (σ_n, τ) résulte un état de déplacements relatifs tangentiels et normaux ($\Delta U_t, \Delta U_n$) caractérisant la cinématique de l'élément de l'interface.

$$\Delta U = \begin{cases} \Delta U_t = U_t^2 - U_t^1 \\ \Delta U_n = U_n^2 - U_n^1 \end{cases} \quad (\text{III.3})$$

A cours du chargement le contact entre les corps A et B peut évoluer. Il suit l'un des trois modes suivants (Modes de déformation de l'interface):

1. Mode adhésion :

Dans ce mode il n'y a pas de déplacement relatif entre les nœuds 1 et 2, on a alors les équations de compatibilité suivantes :

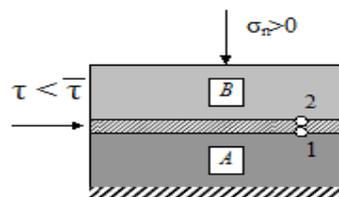
$$\begin{cases} \Delta U_n = 0 \\ \Delta U_t = 0 \end{cases} \quad (\text{III.4})$$

Les contraintes de contact sont alors régies par les conditions :

$$\begin{cases} \sigma_n > 0 \\ \tau < \bar{\tau} \end{cases} \quad (\text{III.5})$$

La contrainte normale est de compression.

La contrainte de cisaillement est inférieure au seuil de cisaillement.

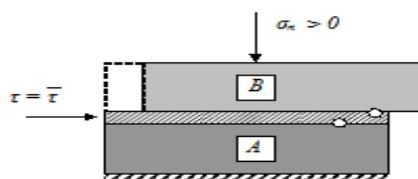


1 – Mode adhésion.

2. Mode glissement :

Quand la contrainte normale est de compression et la contrainte tangentielle atteint le seuil τ , il y a un glissement relatif entre les nœuds 1 et 2 dans ce cas, on a les conditions :

$$\begin{cases} \Delta U_n = 0 \\ \Delta U_t \neq 0 \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \sigma_n > 0 \\ \tau = \bar{\tau} \end{cases} \quad (\text{III.6})$$

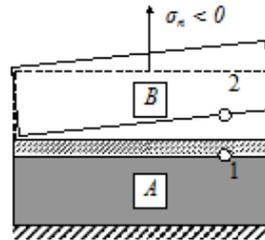


2 – Mode glissement.

3. Mode décollement :

Dans le cas où la composante σ_n devient négative, il y a un décollement (séparation des corps A et B) on a alors les conditions suivantes :

$$\Delta U_n > 0, \sigma_n < 0 \text{ et } \tau = 0 \quad (\text{III.7})$$



3 – Mode décollement

Notons qu'en présence de sollicitations cycliques, après séparation, il peut y avoir à nouveau un recollement entre les deux corps. On retrouve alors l'un des deux modes: adhésion ou glissement.

III.3.5. Modélisation des interfaces

Le traitement analytique des problèmes comporte des interfaces (interaction sol-structures) pose beaucoup de difficultés théoriques et mathématiques. Et, si ce traitement est envisageable pour quelques configurations idéales, les solutions correspondent rarement aux exigences pratiques.

Des méthodes numériques ont été développées pour apporter des solutions approchées à ce type de problèmes. La méthode des éléments finis est l'outil le plus utilisé dans ce domaine.

Dans le cadre de cette méthode, des éléments spéciaux dits éléments d'interface ou éléments joints ont été développés pour le traitement des problèmes de contact entre des milieux de même nature ou de nature différente.

III.4. Modèles de modélisation du comportement de l'interface

A cause du caractère particulier des interfaces, plusieurs types de modèles ont été proposés. Le matériau d'interface a été supposé élastique linéaire ou élastique non linéaire avec une relation contrainte déformation de type hyperbolique dans les directions normale et tangentielle de la déformation. D'autres études font référence au cadre théorique de l'élastoplasticité. Citons d'abord les modèles élastiques parfaitement plastiques qui ont été proposés pour l'interface en s'appuyant sur l'analogie avec le comportement des joints

rocheux. Des modèles plus complexes ont également été proposés pour décrire le comportement de l'interface. Ces modèles incorporent un ou plusieurs des phénomènes suivants : l'écroutissement, le radoucissement, la contractance, la dilatance, l'endommagement. Dans ce qui suit, on fait état de l'art de quelques modèles élastoplastiques d'interface bidimensionnels, puis tridimensionnels.

III.4.1. Modèles élastoplastiques bidimensionnels

L'interface sépare en général la surface de la structure et la surface du sol. Ces surfaces sont représentées généralement par des plans parallèles. La couche d'interface d'épaisseur t est identifiable expérimentalement par observation directe, la définition de son épaisseur est très variable en fonction des caractéristiques du sol et de l'inclusion, ce qui modifie de manière importante les caractéristiques du comportement observé.

De ce fait, les chercheurs évitent de formuler les lois d'interfaces en fonction des déformations (distorsion : $\gamma_t = u_t/t$ ou déformation normale : $\varepsilon_n = u_n/t$) car elles dépendent de l'épaisseur de l'interface, alors que les grandeurs cinématiques mesurables sont le déplacement normal relatif, un ou tangentiel relatif, u_t de l'interface.

La modélisation bidimensionnelle impose donc l'utilisation des quatre variables suivantes : τ , σ_n , u_t , u_n . En général, les modèles utilisés prévoient une partie élastique caractérisée par une relation incrémentale entre les déplacements relatifs et les contraintes sous la forme :

$$\begin{pmatrix} d\sigma_n \\ d\tau \end{pmatrix} = K \begin{pmatrix} du_n \\ du_t \end{pmatrix} \text{ avec } K = \begin{bmatrix} K_n & 0 \\ 0 & K_t \end{bmatrix}$$

K_n et K_t sont respectivement la rigidité normale et tangentielle qui peuvent être déterminées à partir des essais en laboratoire (Karabatakis et Hatzigogos 2001) suivant les équations :

$$K_n = \frac{d\sigma_n}{du_n} \quad \text{et} \quad K_t = \frac{d\tau}{du_t}$$

III.4.2. Modèle élastique parfaitement plastique

Historiquement, la première utilisation des interfaces a concerné des analyses des joints rocheux. Pour reproduire le comportement des joints rocheux et des interfaces, la plupart des auteurs ont considéré des modèles linéaires élastiques parfaitement plastiques utilisant le critère de rupture par cisaillement de Mohr-Coulomb comme surface de charge.

Les auteurs qui ont étudié les fractures des roches (Patton 1966 ; Goodman et Dubois

1972 ; Goodman 1989) ont considéré l'influence de la rugosité des joints. En effet, l'angle de frottement d'un joint rugueux dont la surface des aspérités est inclinée d'un angle i est égal à $\phi' + i$. D'autre part, l'abrasion progressive des aspérités est à l'origine d'une stabilisation à une valeur résiduelle de la contrainte de cisaillement pour les grands déplacements ce qui correspond à un angle de frottement résiduel ϕ^r . Le critère de rupture est donc défini par une enveloppe bilinéaire. D'autres auteurs comme (Goodman et al. 1968 ; Pande et Sharma 1979 ; Lee et al. 1992 ; Day et Potts 1994 ; Day et Potts 1998) ont adopté un critère de rupture de Mohr-Coulomb plus simple avec une règle d'écoulement associée qui définit la fonction de charge F :

$$F = |\tau| + \sigma_n \tan \phi' - c' \quad (\text{III.8})$$

III.4.3. Modèles élastoplastiques avec écrouissage

Divers modèles élastoplastiques avec écrouissage ont été présentés dans la littérature. On considère d'abord les modèles d'interface sol-structure dans le cadre de l'élastoplasticité classique. Dans ce cas, les analyses des résultats expérimentaux dérivés de l'essai triaxial et de la boîte de cisaillement direct montrent de fortes similarités (Fig. I.7). De ce fait, il est clair qu'une loi de comportement d'interface peut employer la même structure que la loi qui caractérise le matériau constituant l'interface, à condition qu'une substitution adéquate des variables soit faite.

Comme conséquence de ces analogies, Boulon et Nova (1990) ont adapté pour les interfaces un modèle élastoplastique qui a été formulé auparavant pour le comportement triaxial des sables (Nova et Wood 1978).

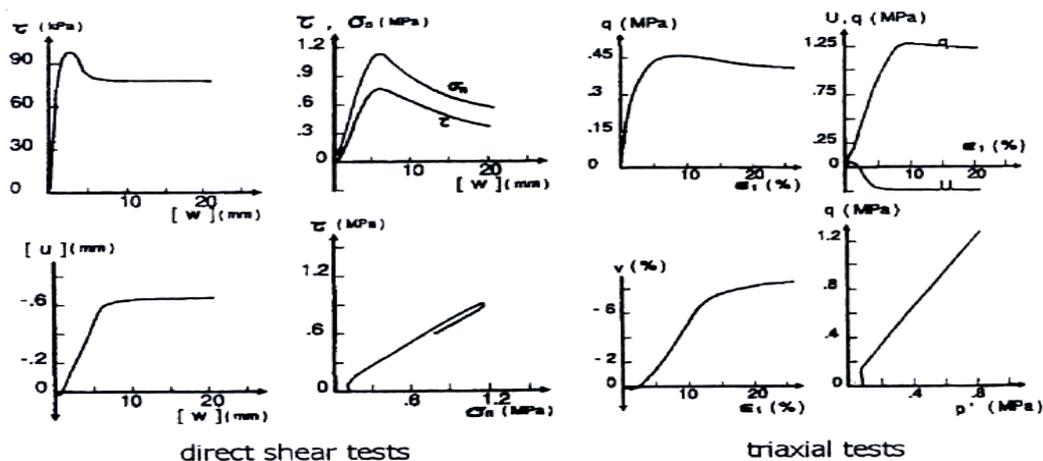


Figure III.6— Analogies dans le comportement observées à l'essai triaxial et l'essai de cisaillement direct pour les sables (Boulon et Nova 1990)

La modélisation en géotechnique ayant un objectif qui est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier ou complexe. La modélisation numérique est un outil robuste, elle est en amélioration depuis les années soixante dix.

Aujourd'hui, la modélisation intervient dans tous les domaines sans exception. Les méthodes de calcul numériques en géotechnique ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure soit naturelle ou artificielle. La géotechnique utilise une série de méthodes numériques, diverses et variées qui s'adaptent aux caractères particuliers des terrains (sol et roche). Nous citons quelques logiciels professionnels suivants :

- **Flac 2D, FLAC Slope** (*Itasca, USA*), pour traiter tout problème « contrainte déformation » du sol et surtout l'analyse des mouvements de pentes.
- **UDEC, 3DEC** (*Itasca, USA*), pour la modélisation des tunnels en milieu rocheux, de la stabilité des massifs rocheux, ainsi la stabilité des massifs en maçonnerie.
- **PLAXIS V8. 2** et la version 2010 (Delft, Pays-Bas), pour toute modélisation ayant un contact avec le sol (consolidation, fondation, centre d'enfouissement technique, ouvrages de soutènement, etc.). Ce logiciel est actuellement parmi les logiciels les plus utilisés dans le domaine de la géotechnique.

Nous avons choisi d'utiliser le code PLAXIS 2D versions 8.2.

III.5. Présentation de PLAXIS 2D

III.5.1. Définition

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows. Pour se familiariser rapidement avec l'utilisation de cette interface et avec les caractéristiques principales du programme, l'utilisateur est invité à s'exercer grâce aux exemples de calculs décrits dans le *Tutorial Manuel*.

Le présent manuel de référence est destiné aux utilisateurs qui désirent obtenir plus d'informations sur les caractéristiques du programme. Il traite de sujets qui ne sont pas

couverts en intégralité dans le *Tutorial Manuel*. Il contient également des détails pratiques quant à l'utilisation de PLAXIS pour un large éventail de problèmes.

III.5.2. Modélisation par Plaxis V8.2

III.5.2.1. les points forts de plaxis

- la convivialité de l'interface pour la saisie des données et pour l'interprétation des résultats;
- générateur automatique du maillage;
- jeu complet de loi de comportement de sol et la possibilité de définir ses propres lois de comportement;
- couplage avec les calculs d'écoulement et de consolidation;
- prise en compte des éléments de structure et de l'interaction sol - structure;
- calculs de coefficient de sécurité.

Nous présenterons ici le cheminement et principales étapes d'un calcul sous plaxis :

Au début du programme Input, une boîte de dialogue apparaît ; on peut y choisir d'ouvrir un projet existant ou d'en créer un nouveau. Si "nouveau projet" (*New project*) est sélectionné.

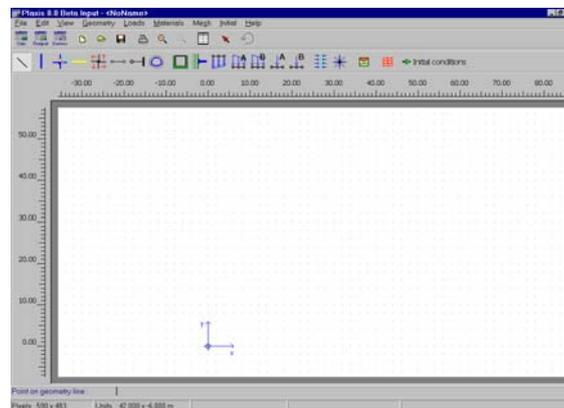


Figure III.7– Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input) (mode de création géométrique).

• Saisie des données et calcul :

1) Géométrie :

La première étape sous plaxis est la définition de la géométrie. Un certain nombre de propriétés sont disponibles :

- **Les lignes géométriques** qui sont la pour dessiner l'organisation du sol, modifier toutes les données géométriques (**les dimensions**) et choisir **les unités** fondamentales par la fenêtre des réglages généraux.

-  **L'outil plates** permet de dessiner et de définir des structures élancées qui possèdent une résistance en traction compression et une résistance en flexion, cet outil est principalement utilisé pour modéliser des murs, des poutres des coquilles, des plaques pour modéliser les murs et les zones rigides. (Principalement les éléments ayant une forte extension selon l'axe perpendiculaire au plan de modélisation;

-  **Anchor** qui sert à modéliser les liaisons entre les éléments. Ce sont des ressorts, qu'on utilise pour modéliser les batardeaux ou plus exactement la liaison entre les différents éléments d'un batardeau;

-  **L'outil géogrids**, sert à dessiner des structures élancées avec une résistance en compression ou traction mais qui ne possèdent aucune résistance de flexion. Cet outil est généralement utilisé pour modéliser les géogrilles et ancrages.

-  **un outil tunnel**, *PLAXIS* offre une option qui facilite la création des tunnels circulaires ou non circulaires composés d'arcs successifs. Des éléments de poutre et d'interface peuvent être adjoints pour modéliser le revêtement du tunnel et l'interaction avec le sol encaissant. Des éléments iso paramétriques servent à définir les limites curvilignes au sein du maillage. Plusieurs options sont également disponibles pour analyser les déformations provoquées par la construction du tunnel.

-  **Articulations et raideurs à la rotation** : une articulation est une liaison entre éléments de poutre qui permet une rotation au point de jonction. Les articulations peuvent être introduites pour créer des joints là où les rotations sont possibles. Il est également possible de définir une raideur à la rotation lorsque la liaison n'est ni une rotule ni un encastrement.

-  **Interfaces** : ces éléments joints sont nécessaires pour les calculs impliquant l'interaction d'un ouvrage et du sol. Ils peuvent servir à modéliser la zone de matériau très

fortement cisailé sous la base des fondations, contre les pieux, les géotextiles ou les murs de soutènement. Ils sont caractérisés par les valeurs de l'angle de frottement et de l'adhérence, qui ne sont pas nécessairement les mêmes que l'angle de frottement et la cohésion du sol encaissant.



- **Déplacements imposés:** les déplacements imposés sont des conditions spéciales qui peuvent être placées sur certaines lignes géométriques pour contrôler leurs déplacements. Les déplacements imposés peuvent être sélectionnés depuis le menu *Loads* ou en cliquant sur le bouton correspondant de la barre d'outils. La saisie des déplacements imposés est similaire à la création de lignes géométriques.



- **Charges répartie :** la création de charges réparties dans un modèle géométrique est similaire à la création d'une ligne géométrique. Deux systèmes de chargement (A et B) sont disponibles pour créer toute combinaison de charges réparties ou ponctuelles.



- **Charges ponctuelles :** cette option peut être utilisée pour créer des charges ponctuelles, qui sont en fait des chargements linéiques dans la direction perpendiculaire au plan.



- **Drains:** les drains sont utilisés pour imposer des lignes au sein du modèle géométrique où les pressions interstitielles (surpressions) sont définies comme nulles. Cette option n'est utile que pour des analyses en consolidation ou des calculs d'écoulement.

2) Conditions aux limites :



- **Les blocages standards,** Une fois la géométrie définie, il faut entrer les conditions limites, c'est-à-dire les déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieures de la géométrie si aucune condition limite n'est fixée sur un tronçon, par défaut le logiciel considère que l'élément n'est soumis à aucune force extérieure et est libre de se déplacer dans toutes les directions.

3) Définition des paramètres des matériaux :



- **Base de données des matériaux,** il convient de définir les différents matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, géogrille, etc....), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de la définir. Pour les sols, en plus de la définition des

caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d'éléments peuvent être paramétrés, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainer non drainer ou non – poreux) par fenêtre des propriétés des matériaux.

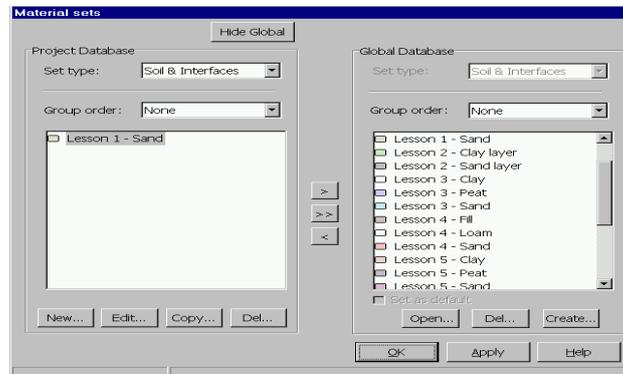


Figure III.8– Fenêtre des propriétés des matériaux (base de données du projet et base de données globale).

4) Maillage :

-  **Génération automatique du maillage**, ce qui est un point fort de plaxis l'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différents options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l'opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol ou /et le voisinage d'un élément grâce aux options refine dans le mesh menu.

Une fois le maillage effectuée, il convient de paramétrer les conditions initiales du sol, cette procédure passe généralement par la définition d'un coefficient des terres au repos.

5) Les conditions initiales :

-  Une fois le modèle géométrique créé et le maillage d'éléments finis généré, l'état de contraintes initiales et la configuration initiale doivent être spécifiés. Cela se fait dans la partie traitant des conditions initiales du programme d'entrée des données. Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique).

6) Phase de calcul :

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer. On opère grâce au programme de calcul (*Calculation*) par cette fenêtre :

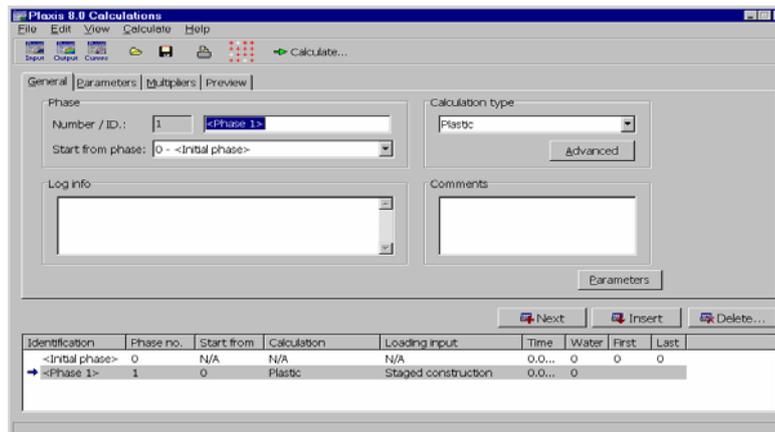


Figure III.9– Fenêtre principale du programme de calcul.

7) Visualisation des résultats :

Le code plaxis contient plusieurs outils pour visualiser et analyser les résultats concernant le sol soit en déformations (maillage déformé, déplacement et déformations totaux) soit en contraintes (contraintes effectives, totales, les points plastique, les pressions interstitielles).

III.5.2.2. Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-viscoplastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. On choisit modèle de comportement de sol dans plaxis.

- **Modèle élastique linéaire**
- **Modèle de Mohr-Coulomb**
- **Modèle de sol avec écoulement**
- **Modèle pour sols "mous"**
- **Modèle pour sols "mous" avec effet du temps**

III.6. Conclusion

En fin, le traitement des problèmes d'interaction sol-structure oblige les ingénieurs de génie civil de prendre en compte cette étude et calculs. Les progrès récents de la modélisation numérique des sols et des structures permettent en théorie de décrire simultanément de façon égale détaillée le sol et la structure et de déterminer globalement les efforts et les déformations de chaque matériau. Néanmoins, de tels calculs sont encore très rares et il est important de garder à l'esprit que les calculs courants comportent une description simplifiée de l'interaction. Les méthodes d'analyse à disposition aujourd'hui permettent de reproduire de manière représentative les mécanismes d'interaction sol-structure. Le niveau de sophistication apporté à la structure et au sol est pourtant rarement identique. Des hypothèses trop simplificatrices sont en effet souvent choisies pour la structure, admise par exemple linéaire élastique, ou au contraire pour le sol, modélisé par exemple par des ressorts élastiques. Cet état est probablement aussi la conséquence du développement historique séparé des domaines des structures et de la mécanique des sols.

IV.1. Introduction

La butée des terres est souvent dépend de plusieurs paramètres, tels que les caractéristiques mécaniques et géométriques du remblai, le frottement de l'interface sol-mur, et le mode mouvement du mur de soutènement. Le problème de la butée des terres agissant contre les murs soutènement rigides a été largement traité dans la littérature, en utilisant des approches différentes, tel que la méthode d'équilibre limite, la méthode des lignes de glissement, la méthode d'analyse limite et les méthodes numériques. Les trois premières méthodes permettent de déterminer les pressions limites à l'état de rupture et ne donnent aucune indication sur les déformations du sol et de l'écran de soutènement. Par ailleurs, la méthode des éléments finis et la méthode des différences finies permettent de déterminer les contraintes et les déformations en tout point du massif de sol et du mur qui le soutient.

L'objet de ce chapitre est de présenter une analyse numérique en utilisant le logiciel de calcul PLAXS V8.6 en éléments finis. Cette analyse tien compte de l'interaction sol-structure pour déterminer l'effet des paramètres de l'interface sur les déformations du sol, et évaluer le la butée des terres ainsi que les déplacements dans le massif en considérant un sol frottant. Les déformations du massif de sol ont été déterminées pour des murs rigides rugueux et lisses. Les résultats de la présente étude paramétrique sont présentés et discutés.

IV.2. Présentation du problème

IV.2. 1. Présentation du problème étudié

Le cas étudié dans cette partie, consiste à analyser le comportement d'un massif de sol soutenu par un mur rigide. Le mur se déplace contre le massif jusqu'à ce que ce le dernier soit en rupture généralisé. L'exemple de calcul numérique est modélisé par un modèle géométrique plan 2D de 6 m de largeur sur 5 m de profondeur. Ce modèle est représenté sur la **figure IV.1**. Il est adopté après plusieurs tests de validations. Quand au conditions aux limites, on a choisi les conditions aux limites de la manière suivante : les déplacements verticaux et les déplacements horizontaux sont bloqués dans les deux directions au niveau de la base du modèle ($u_x=0$, $u_y=0$), par ailleurs seulement le déplacement horizontal est bloqué, pour les limites latérales du modèle. Le comportement du massif de sol est décrit par un modèle élastique parfaitement plastique linéaire utilisant le critère de Mohr-Colomb. Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Des interfaces sont utilisées pour produire les effets d'interaction sol-structure.

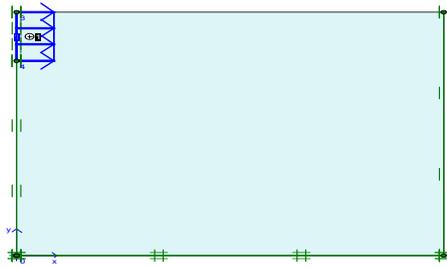


Figure IV.1: Géométrie du modèle

IV.2. 2. Procédure de modélisation

Pour déterminer la butée, le logiciel de calcul PLAXS V8.6 en éléments finis a été choisi. Ce logiciel intègre de nombreuses lois de comportement, adaptables à un grand nombre de matériaux. Dans cette étude le comportement du sol est régi par une loi élastique-parfaitement plastique et le critère de Mohr-Coulomb a été adopté ; ce modèle est composé d'un mur en béton et du massif de sol frottant dont les caractéristiques physiques et mécaniques sont présentés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau IV.1: propriétés du sol

Paramètres	Nom	sol	Unité
Modèle type de comportement	-	Mohr-Coloumb	-
Poids volumique saturé	γ_{sat}	20	kN/m ³
Poids volumique sec	γ_{unsat}	20	kN/m ³
Module d'Young	E	58500	kN/m ²
Coefficient de Poisson	ν	0,3	-
Cohésion	c	0	kN/m ³
Angle de frottement	φ	30,35,40	°
Angle de dilatation	ψ	$\varphi = \psi, \psi = 0$	°
Facteur de rigidité de l'interface	R_{inter}	1	-

Tableau IV.2: propriétés de la structure

Paramètre	Nom	valeur	Unité
Type de comportement	<i>Material type</i>	Elastique	-
Rigidité normale	EA	$1,200 \cdot 10^7$	kN/m
Rigidité de flexion Epaisseur équivalente	EI	$1,200 \cdot 10^5$	kNm ² /m
	d	0,346	m
Poids	w	0	kN/m/m

Le comportement de l'interface sol-mur est régi par le critère de Coulomb qui limite la force de cisaillement agissante à un noeud d'interface. Dans cette étude, les paramètres de l'interface sont: l'angle de frottement $\delta = 0$, et $\delta = \varphi$, la cohésion $c = 0$.

Pour mobiliser la butée, une technique de chargement a été adoptée, en appliquant un déplacement horizontale aux noeuds qui représentent le mur. Le mouvement progressif du mur rigide est accompagné par l'augmentation de pression dans le sol pour le cas de la butée. Finalement, la résultante de la butée se stabilise pour une valeur qui indique un palier, ce dernier correspond à la résultante normale de la butée P_{px} . Le coefficients de butée K_{py} est calculés en utilisant l'équation suivante :

$$K_{py} = \frac{2P_{px}}{\gamma \cdot h^2 \cdot \cos \delta} \quad (\text{IV.1})$$

IV.3. Génération du maillage

Comme dans tous les codes de modélisation basés sur la méthode des éléments finis ou les différences finies, le modèle est discrétisé par un maillage. De nombreux tests ont été exécutés pour examiner l'influence de la taille du modèle, le nombre d'éléments et la vitesse de déplacement sur le coefficient de butée. Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux pour la limite inférieure; pour les limites latérales, le déplacement est bloqué dans la direction x . Les conditions aux limites sur les frontières du modèle, ainsi que le maillage adopté dans le cas de la butée sont illustrés sur La figure IV.2.

Le modèle de référence se fait par des éléments de 15 nœuds.

- nombre d'éléments est de 299 éléments.
- nombre des nœuds est de 2508 nœuds.
- points de contrainte 3588 points.

La **figure IV.2** montre le maillage adopté pour ce problème

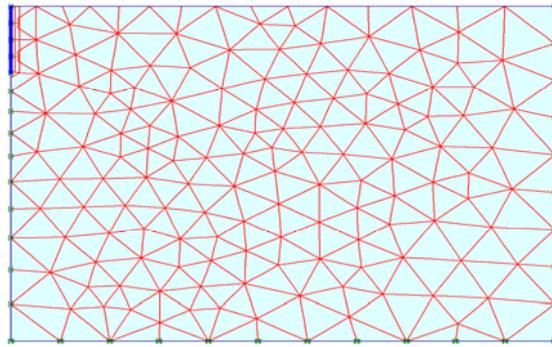


Figure IV.2: Maillage du modèle

Les conditions initiales nécessitent la génération des contraintes effectives

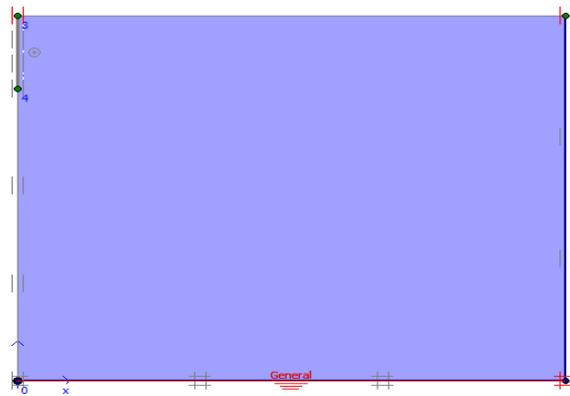


Figure. IV.3: Les conditions initiales

IV.4. Conditions initiales

Pour le calcul des contraintes effectives, il faut désactiver les éléments structuraux ainsi que l'élément de sol crée par défaut au niveaux de la structure. On génère alors les contraintes effectives en prenant les valeurs de k_0 par défaut. La valeur de k_0 est proposée automatiquement d'après la formule de Jacky. On garde le poids du sol, ce qui correspond à une application totale de la gravité.

$$k_0 = 1 - \sin \varphi \quad (\text{IV.4})$$

Figure IV.4 montre la génération des contraintes effectives dans le massif de sol.

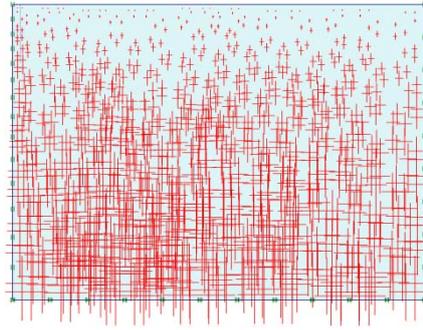


Figure IV.4: Génération des contraintes effectives

IV.5. procédure de calculs

Le calcul de modèle de référence se fait en seule phase.

* **Phase 0:** initialisation des contraintes (procédure k_0), on détermine les déplacements.

* **Phase 1:** construction de mur, on désactive le sol à surface latérale de mur puis on active le mur.

IV.6. les principaux résultats

On s'intéressera à deux type de déformation: déformation de la surface libre du massif et déformation interne telle que:

- Déformation de maillage.
- Déformation de sol indiquée par:
le diagramme de déplacement

IV.7. Résultats et interprétation

Déformation de maillage:

La déformation du maillage et des éléments structuraux sont représentés sur la figure IV.5. Le sol est déformé sous l'action du mur c'est-à-dire le déplacement horizontal du mur engendre un déplacement des grains de sol dans les deux directions verticale et horizontale. Dans le cas présenté sur la **figure IV.5**, une déformation de maillage de $15,37 \cdot 10^{-3} \text{m}$ a été enregistrée.

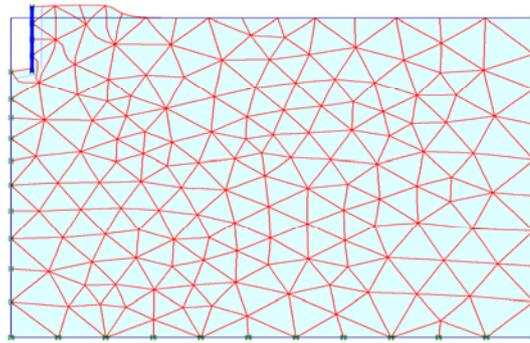


Figure. IV.5: déformation de maillage.

La **Figure IV.6** montre le champ des contraintes effectives dans le massif de sol c'est-à-dire elle donne une idée générale sur la distribution des contraintes effectives dans le sol.

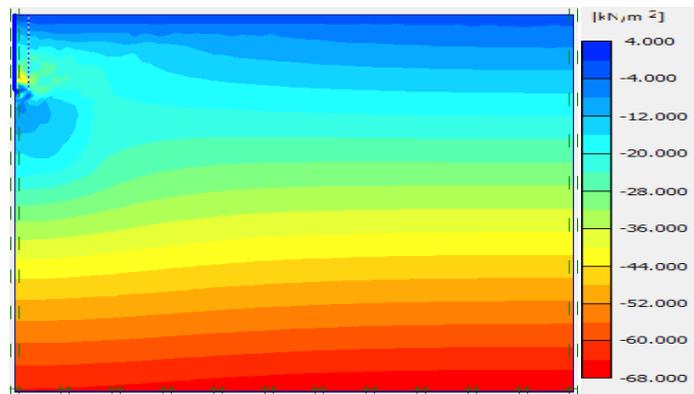


Figure. IV.6: le champ des contraintes effectives.

Les **Figure IV.7 et 8** montrent les champs de vecteurs déplacements dans les directions horizontale et verticale respectivement. Il est clair que la partie du massif entraînée par le déplacement du mur, forme un coin triangulaire qui se glisse dans les deux directions par rapport à la partie du sol sous-jacente qui reste en état élastique indéformable.

Le mécanisme de rupture est indiqué par les vecteurs de déplacement progressif dans le dernier incrément de l'analyse. La **Figure IV.7** montre le mécanisme de rupture pour l'analyse dans laquelle l'interface n'a pas de frottement (interface lisse). La **Figure IV. 8** montre le mécanisme de rupture pour l'analyse dans laquelle l'interface a un frottement maximal (interface rugueuse). Pour les cas analyses où ($\delta = 0^\circ$), les surfaces de rupture sont presque des plans s'étendent jusqu'à l'horizontale faisant des angles de $45 - \varphi/2$ par rapport à l'horizontale. Pour d'autres cas ($\delta = \varphi$) la surface de rupture est courbée au niveau de la base du mur. Ces résultats sont en bon accord avec ceux des méthodes d'équilibre de limite Coulomb, des lignes de glissement de Rankine et de la méthode d'analyse limite qui indiquent aussi que

la rupture se produit sur des surfaces planes pour des murs lisses ($\delta=0$) et des surfaces courbées en forme de logspirale pour les murs rugueux ($\delta=\varphi$).

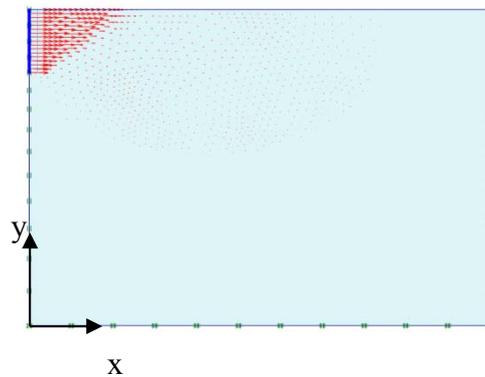


Figure IV.7 Vecteurs déplacement horizontal

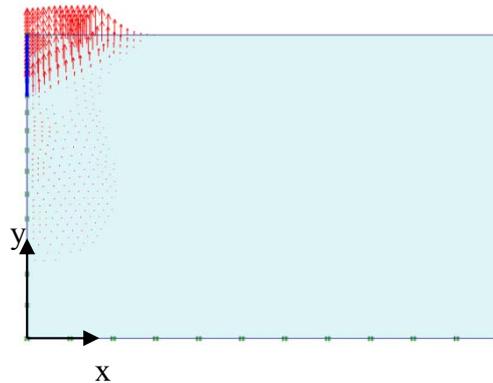


Figure IV.8 Vecteurs déplacement vertical

La Figure IV. 9 montre les déformations maximales de cisaillement de la butée, pour $\varphi = 30^\circ$ et $\delta=0^\circ$. Dans le cas d'une interface lisse, il est clair que, les mécanismes de rupture de butée sont semblables à la surface de rupture proposée par Rankine, l'angle d'inclinaison de cette surface est approximativement $\pi/4 + \varphi/2$. Dans le cas d'une interface rugueuse, la **figure IV.10** montre que, le mécanisme de rupture de butée est composé de deux zones, la première zone loin du mur, est délimitée par une ligne droite. Tandis que la deuxième zone est située à côté du mur, est influencée par l'angle de frottement de l'interface sol-mur δ , cette zone est délimitée par une surface courbée. La courbure de la surface est en fonction de l'angle de frottement interne du sol.

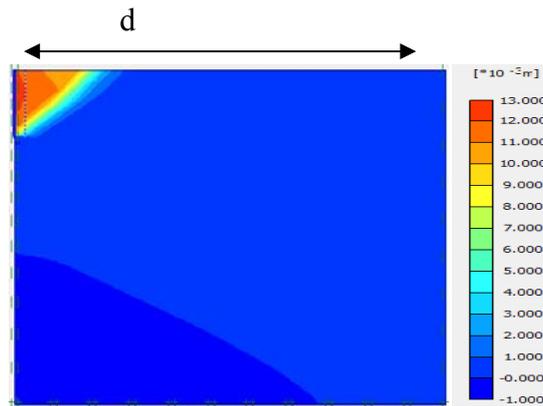


Figure IV.9- Champs de déformation maximale de cisaillement cas d'interface lisse

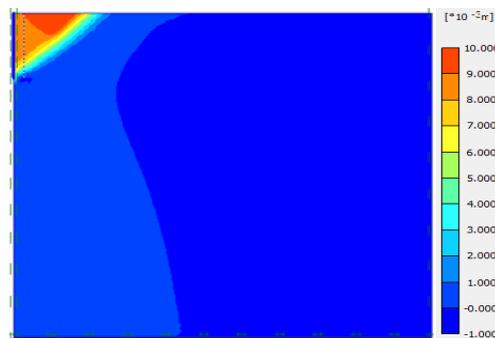


Figure IV.10- Champs de déformation maximale de cisaillement cas d'interface rugueuse

1. Influence de l'angle de frottement φ sur le déplacement horizontal du profil de la surface de sol

Figure IV.11 montre les courbes de déplacement horizontal du profil de la surface de sol (déplacement horizontal du sol en fonction de la distance de mur). Les courbes sont tracées pour les trois angles de frottement $\varphi = 30^\circ, 35^\circ$ et 40° en considérant une interface lisse et un sol non associé ($\delta=\psi=0$). On peut observer sur cette Figure que, l'angle de frottement interne du sol influe considérablement sur la valeur de déplacement horizontal du sol surtout la partie du sol situé près du mur. Egalement, ces déplacements sont inversement proportionnels avec l'angle de frottement interne φ . A titre indicatif, le déplacement enregistré pour un angle de frottement $\varphi = 35^\circ$ et 40° sont respectivement de 10% et 80% inférieur de celui enregistré pour $\varphi = 30^\circ$.

Les courbes dévolution de déplacement horizontal de la surface libre de sol dans le cas d'un écran rugueux, sont représentées sur la **figure IV.12**. Dans le cas d'une interface rugueuse, il est clair que, les courbes dévolution de déplacement horizontal dans le cas de butée ont la

même allure. Cependant on peut distinguer deux zones, la première est celle située près du mur, dans cette zone les déplacements sont inversement proportionnels avec les valeurs de l'angle de frottement interne φ , on constate une diminution de la valeur de déplacement de l'ordre de 08% pour $\varphi=35^\circ$ et 10% pour $\varphi=40^\circ$ par rapport à celui enregistré pour $\varphi=30^\circ$. Par ailleurs dans la zone lointaine le déplacement est proportionnel avec les valeurs de l'angle de frottement interne φ , ainsi il diminue jusqu'à ce qu'il devient nul.

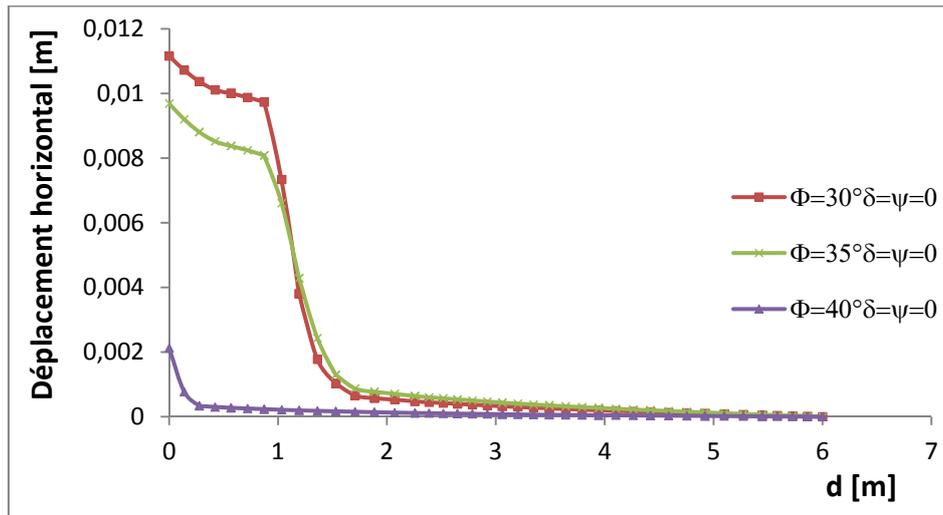


Figure IV.11- L'influence de Φ sur les déplacements dans le cas d'un écran lisse

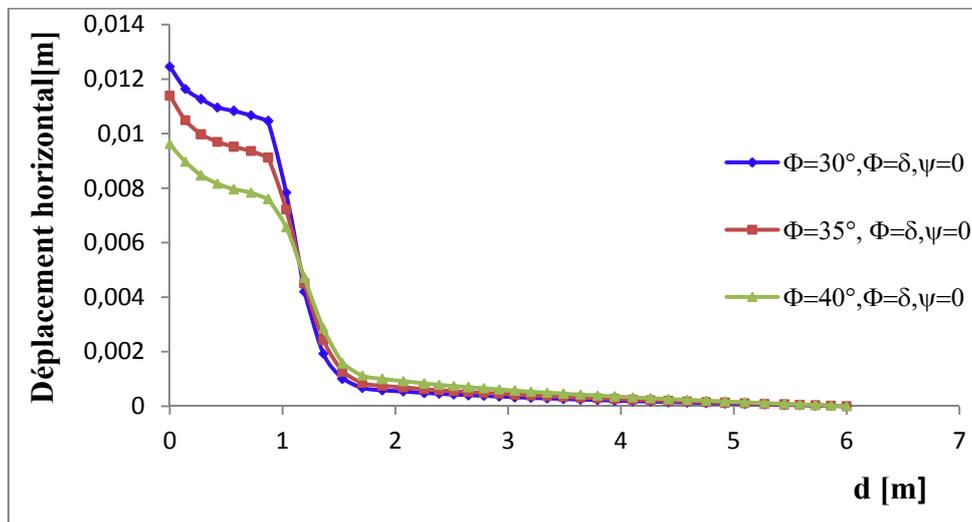


Figure IV.12- L'influence de Φ sur les déplacements dans le cas d'un écran rugueux (sol non associé)

Figure IV.13 montre l'évolution des déplacements de la surface libre d'un massif de sol associé. Des expérimentations numériques ont été réalisées sur trois massifs de sols ayant des angles de frottement $\varphi=30^\circ$, 35° et 40° , pour étudier l'influence de l'angle de frottement sur les déplacements de la surface libre. On constate que les grandes valeurs de déplacement sont

enregistrées pour les faibles valeurs de l'angle de frottement interne du sol. Les trois courbes montrent aussi que diminue rapidement lorsqu'on s'éloigne du mur, après une certaine distance la diminution devient progressive jusqu'à ce qu'il s'annule.

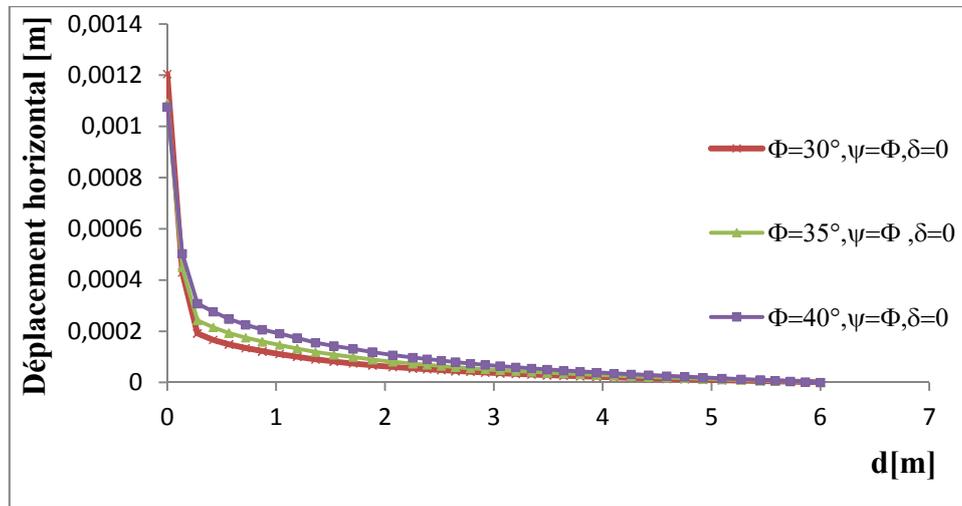


Figure IV.13- L'influence de Φ sur les déplacements dans le cas d'un écran rugueux (sol associé)

2. Influence de la rugosité de l'écran sur le déplacement de la surface libre du massif de sol

Pour étudier l'influence de la rugosité de l'écran sur le déplacement de la surface libre du massif de sol. Nous avons considéré deux cas, le premier concerne l'étude d'un massif de sol d'angle de frottement interne $\varphi = 30^\circ$ soutenu par un mur de soutènement à surface lisse ($\delta = 0$) le deuxième cas concerne un mur parfaitement rugueux ($\delta = \varphi$) soutient un massif de sol de même caractéristiques que celui du premier cas. La comparaison des résultats montre que dans la partie du sol situé près du mur, les déplacements obtenus pour un écran rugueux sont légèrement supérieurs de ceux obtenus pour un écran lisse. Par contre dans la zone lointaine les deux courbes sont confondues et les déplacements ont pratiquement les mêmes valeurs.

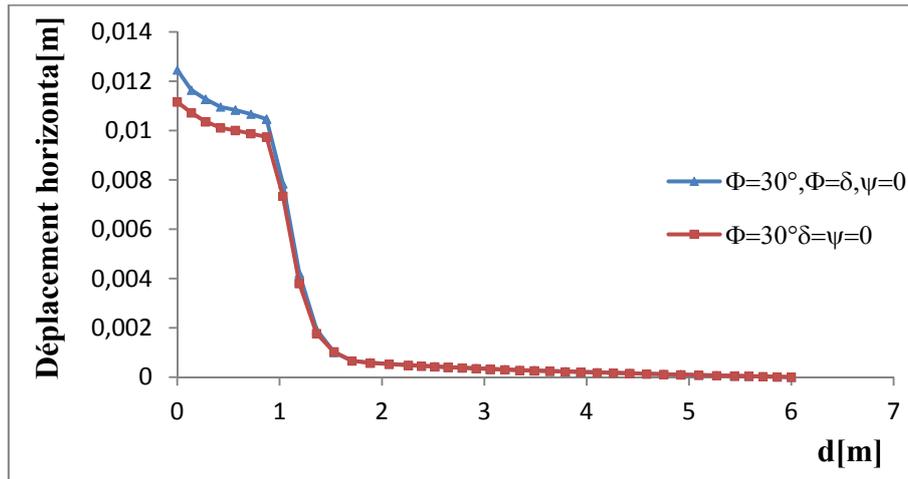


Figure IV.14- Influence de la rugosité du mur (δ) sur les déplacements de la surface libre du massif

3. Influence de la non associativité sur le déplacement de la surface libre du massif de sol

La présente étude montre l'effet de la non-associativité sur le déplacement de la surface libre du massif de sol ; cet effet devient important avec l'augmentation de φ . La **Figure IV.15** montre l'influence de la non associativité sur le déplacement de la surface libre du massif. Le déplacement de horizontal est réduit de 80% pour le cas d'un mur rugueux avec $\varphi = 30^\circ$ et $\psi = \varphi$, par rapport au cas non-associé ($\psi = 0$).

On note que la dilatance ψ influence considérablement le déplacement de la surface libre du massif de sol, notamment pour les grandes valeurs de l'angle de frottement interne du sol φ . Ainsi, il est clair que le déplacement de la surface décroît progressivement avec l'augmentation de la distance entre le mur et le point considéré de la surface libre du sol.

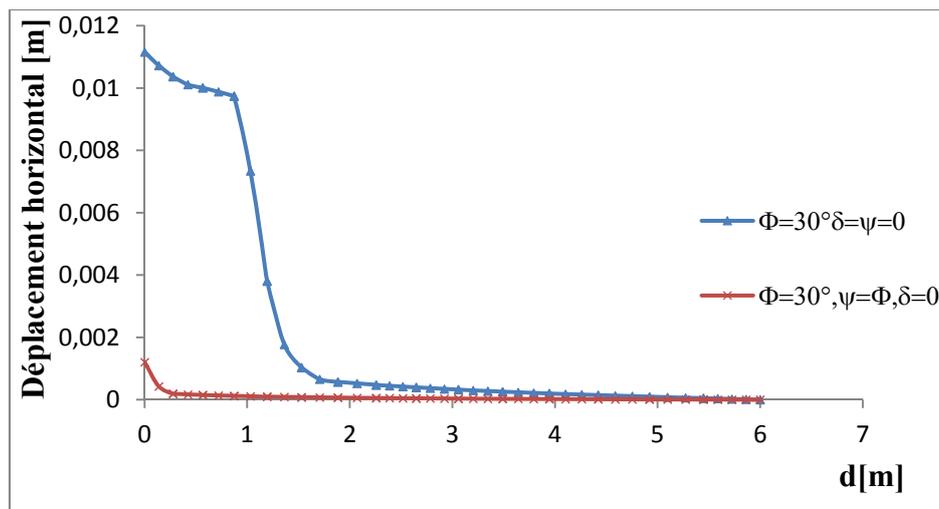


Figure IV.15- Influence de la non associativité sur le déplacement de la surface libre du massif de sol

4. Influence de module d'élasticité sur les déplacements dans un écran

Le modèle de maillage choisit est utilisé pour étudier l'influence des paramètres de l'élasticité dans le cas particulier de $\varphi = 30^\circ$, $\delta = 0$, $\psi = 0$ et $c = 0$. La **figure IV.16** montre les résultats de trois analyses pour chaque paramètre (E, 10E, 100E).

On observe que le paramètre élastique (module d'Young) influe sur la pente initiale des courbes ainsi que les valeurs de déplacement horizontal.

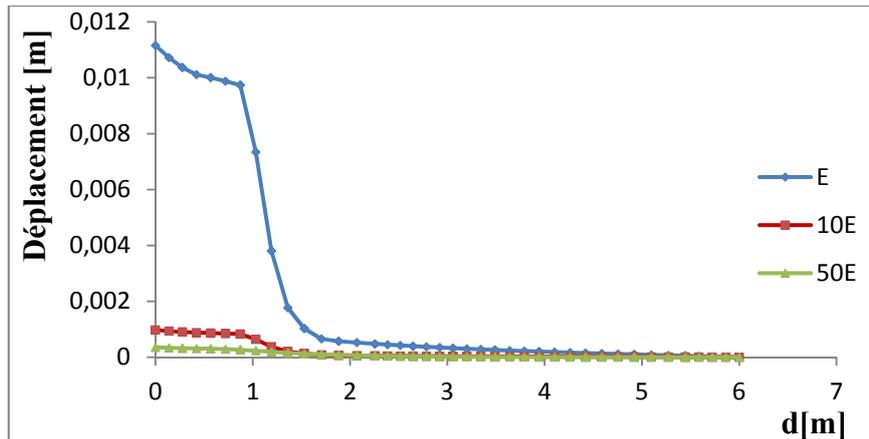


Figure IV.16- Influence de module d'élasticité sur les déplacements dans un écran

Afin d'évaluer les déplacements de la surface libre du massif de sol

IV.8. Conclusion

Afin d'évaluer les déplacements dans la massif de sol en buté soutenu par un mur vertical, la présente étude a déterminé, par des calculs élasto-plastiques, les déplacements dans le sol, en considérant l'influence de l'angle de frottement d'interface sol-mur et des paramètres de sol et. Cette étude a permis de montrer le comportement du coin de sol en faisant varier les trois paramètres δ , φ et ψ . Pour un remblai à surface horizontale, les déplacements de la surface libre du massif de sol sont inversement proportionnels avec les valeurs de l'angle de frottement interne du sol. On note que la dilatance ψ influence considérablement le déplacement de la surface libre du massif de sol, ainsi les déplacement sont très important dans le cas d'un non-associé. Par ailleurs, l'angle de frottement d'interface sol-mur influence uniquement les déplacements de la partie du sol situé au voisinage de mur.

En fin il est évident que le module d'élasticité totalement les déplacements de la surface libre de sol.

Conclusion générale

Conclusion général

L'objectif de ce mémoire a été de contribuer à l'étude du problème de la butée contre un mur de soutènement rigide. Cette contribution a porté sur l'aspect du problème bidimensionnelle des déformations du sol en butée, dans le cas d'un mur rigide et vertical soutenant un massif de sol frottant.

Pour bien orienter ce travail, on a présenté dans la première partie une synthèse bibliographique, le premier chapitre a permis de constater les différents types d'ouvrages de soutènement et leur classification selon différents critères. Les ouvrages de soutènement sont souvent des éléments bidimensionnels, leur aspect tridimensionnel résulte de diverses origines notamment la géométrie et le chargement. Egalement, la présentation de des méthodes de calcul des pressions de terre a permis de montrer les inconvénients des méthodes classiques d'équilibre limite, qui ne donnent pas d'indications concernant l'importance des déformations et la surface de rupture, qui doit être connue avant tout calcul. Les méthodes numériques, telles que la méthode des éléments finis et la méthode des différences finies sont de plus en plus utilisées pour l'étude des pressions limites de terres ; ainsi, le recours aux outils numériques devient indispensable.

L'instabilité des ouvrages c'est-à-dire Les déformations des ouvrages et des massifs de sol est aujourd'hui très important dans génie civil. les déformations d'un massif de sol soutenu par un ouvrage rigide est influencé par les paramètres du sol, et la surface de contact. Le sol se déforme dans les deux directions verticale et horizontale, la détermination des déformations se fait la méthode des élément finis en utilisant le logiciel de calcul plaxis^{2D}.

Cette étude a permis de maîtriser le logiciel PLAXIS et de montrer le comportement du coin de sol en faisant varier les trois paramètres δ , φ et ψ . Pour un remblai à surface horizontale, les déplacements de la surface libre du massif de sol sont inversement proportionnels avec les valeurs de l'angle de frottement interne du sol. On note que la dilatance ψ influence considérément le déplacement de la surface libre du massif de sol, ainsi les déplacement sont très important dans le cas d'un non-associé. Par ailleurs, l'angle de frottement d'interface sol-mur influence uniquement les déplacements de la partie du sol situé au voisinage de mur. En fin il est évident que le module d'élasticité influence les déplacements de la surface libre de sol.

Références Bibliographiques

- Benmeddour D. (2010). “ Comportement des ouvrages de soutènement”. Cours en géotechnique de l'université Mouhamed khider Biskra, 24P.
- Bishop, A.W. (1955). The use of slip circle in the stability of slopes. *Géotechnique*, 5, 76–17
- Boussinesq, M.J. (1882). Note sur la détermination de l'épaisseur minimum que doit avoir un mur vertical, d'une hauteur et d'une densité données, pour contenir un massif terreux, sans cohésion, dont la surface est horizontale. *Annales des Ponts et Chaussées*, 3, 623–643.
- Brinkgerev R.B.J. et Verkeer P.A. « PLAXIS Version 8, manuel de référence », DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.
- Chen, W.F. (1975). *Limit analysis and soil plasticity*. Elsevier Scientific Publishing Co., Amsterdam, The Netherlands.
- Costet, J., Sanglerat G. (1983). *Cours pratique de mécanique des sols*. Tome 2 : calcul des ouvrages. 3^{ème} édition, Dunod, paris. 447p.
- Coulomb, CA. (1776). *Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture*. Mém Math Phys Acad Roy Sci par divers Savants, 7; Paris.
- Culmann, C. (1866). *Graphische Statik*. Mayer and Zeller, Zurich.
- Farik A. (2013). “Analyse numérique des déformations des culées de pont en sol renforcé”. Mémoire de magistère université de Biskra.pp79-80-81-82.
- Iman S. (2006). “ Comportement des interfaces et modélisation des pieux sous charge axiale”. Thèse de doctorat. Revue française de géotechnique de l'école nationale des ponts et chaussees.
- Lahmadi A. (2006). “Étude paramétrique de l'interaction entre ouvrages : tunnel – bâtiment – excavation”. Mémoire de magistère Université de Batna.
- Mayniel, K. (1808) *Traité expérimental, analytique et pratique de la poussée des terres et des murs de revêtement*. Paris.
- Muller-Breslau, H. (1906) *Erddruck auf Stutzmauert*. Alfred Kroner, Stuttgart.
- Nova, R. (2005). *Fondements de la mécanique des sols*, Hermes-Lavoisier, Paris.
- Philipponat,G., Hubert,B. (2008). *Fondations et ouvrages en terre*, Eyrolles, Paris.
- Potts, D.M., Fourie A.B. (1986). A numerical study of the effects of wall deformation on earth pressures. *Int J Numer Anal Meth Geomech*; 10(4), 383–405.

Références Bibliographiques

- Rankine, WJM. (1857). On the stability of loose earth. *Phil. Trans. Roy. Soc. London*, 147 (2), 9–27.
- Rouabbeh A. (2013). “Comportement d’un mur de soutènement sous chargement sismique”. Mémoire de magistère Université de Boumerdes.
- Rowe, P.W., Peaker, K. (1965). Passive earth pressure measurements. *Géotechnique*, 15(1), 57–78.
- Salençon, J. (1974). *Théorie de la plasticité pour les applications à la mécanique des sols*. Eyrolles, Paris.
- Sokolovskii, V.V. (1965). *Statics of granular media*. Pergamon Press, Oxford.
- Taylor, D.W. (1937). Stability of earth slopes. *J. Boston Soc. Civil Engrs* 24, 137–246.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. New York, Wiley.
- Vauban, M. de (1704). *Traité de l’attaque des places*. Paris.
- Wesley, L.D. (2001). Coulomb wedge analysis of cuts in steep slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 38, 1354–1359
- Zerguine S. (2013). “Estimation des pressions actives sur les murs de soutènement en présence d’eau sous sollicitation sismique”. Mémoire de magistère université de Biskra.