

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 d'Hydraulique
Référence :/2019



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2019

Mémoire de Master

Filière : Génie Civile

Spécialité : Structure

Thème

**Modalisation numérique d'un mur de soutènement
chargé en tête**

L'étudiant :

Saoula Hana

Encadreur :

Benmaddour Djamel

Promotion Juillet 2019

Remerciements

Je dois tout d'abord remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie à : Mon encadreur prof BENMEDDOUR Djamel, pour son soutien, son conseil judicieux et sa grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.

Je remercie chaleureusement Dr.ZERGUINE Salah de m'avoir aidé, orienter, diriger et conseillé. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude.

Je réserve aussi une pensée chaleureuse à toute ma famille surtout mes parents chères, mes frères Adel, Momni , mes sœurs et mon morceau de chocolat Mayassin qui n'ont cessé de m'encourager et de me pousser vers l'avant et qui être toujours de mes côtés.

Je remercie pareillement Attafi Fouad et mes amis surtout Seif , Nada et fatima , leurs orientations, leurs nombreux conseils et aides.

Je n'oublie pas de remercier aussi l'ensemble mes professeurs et les collègues de département de Génie Civil de l'université de Biskra, et toute personne ayant un lien de près ou de loin à accomplir ce travail.

RESUME

Les méthodes de dimensionnement des écrans de soutènement reposent actuellement sur diverses règles de calcul. Les méthodes numériques présentent l'avantage de prendre en compte de manière plus précise le comportement du sol et de l'interface sol-mur.

Dans cette recherche on a étudié le comportement du mur gravitaire sous l'effet du chargement en tête, qui est considéré comme l'une des recherches les plus importantes dans le domaine de la géotechnique.

Le présent sujet de recherche s'intéresse à la modélisation numérique d'un mur de soutènement chargé en tête (semelle filante), et d'une étude de l'influence des différents paramètres sur la capacité portante de la fondation et la stabilité de l'ouvrage de soutènement. Cette modélisation par éléments finis est effectuée à l'aide du logiciel PLAXIS-V8.2. Les résultats obtenus sont discutés et comparés avec ce qui est disponible dans la littérature.

Mots-clés :

Mur de soutènement, charge, fondation, capacité portante, élasto plasticité élément finis, PLAXIS-V8.2D.

تلخيص

تعتمد طرق تصميم الجدران الاستنادية حاليًا على قواعد حسابية مختلفة . والطرق العددية لديها ميزة لمراعاتها أدق لسلوك واجهة التربة و جدار التربة.

في هذه الدراسة درسنا سلوك جدران الاستنادية تحت تأثير التحميل في الرأس ، والذي يعتبر من أهم الأبحاث في المجال الجيوتقني.

يركز موضوع البحث على النمذجة العددية لجدار الاحتفاظ المحمل في الرأس بأساس ، ودراسة تأثير المعلمات المختلفة على قدرة تحمل الأساس وثبات الهيكل. يتم تنفيذ هذا النموذج على العناصر المحدودة باستخدام البرنامج PLAXIS-V8.2D..وتناقش النتائج التي تم الحصول عليها ومقارنتها مع تلك المتوفرة

:كلمات البحث

PLAXIS-V8.2D , الاحتفاظ بالجدار ، الحمل ، الأساس ، قدرة التحمل ، اللدونة ذات العناصر المحدودة.

TABLE DES MATIERES

Liste des notations principales	i
Liste des figures	iii
Liste des tableaux	vii
Introduction générale	1
Chapitre 1 : Comportement des ouvrages des soutènements	
1.1 Introduction	2
1.2 Définition	3
1.3 Classification des ouvrages de soutènement	4
1.3.1 Classification selon l’Eurocode7 (2005).....	4
1.3.1.1 Les murs-poids	4
1.3.1.2 Les écrans de soutènement.....	5
1.3.1.3 Les ouvrages de soutènement composites.....	5
1.3.2 Classification selon les manières de reprises des efforts:.....	7
1.3.2.1 Fonctionnement par le poids	7
1.3.2.2 Fonctionnement par encastrement	8
1.3.2.3 Fonctionnement par ancrage	9
1.3.3 Classification selon la rigidité du système.....	11
1.3.3.1 Mur rigide	11
1.3.3.2 Mur flexible (les ouvrages souples)	11
1.4 Notions de poussée et butée	11
1-4-1 Poussée	12
1-4-2-butée	12
1.5 Etat d’équilibre limite	13
1.5.1.Etat de repos (état k0).....	14
1.5.2 Etat limite de butée	16
1.5.3 Etat limite de poussée	17
1.6 Modes de rupture des ouvrages de soutènement	17
1.6.1 Stabilité interne.....	18
1.6.2 Stabilité externe	19

1.7 Conclusion	21
Chapitres 2 : Méthodes du calcul des pressions actives et passives des terres	
2.1. Introduction	22
2.2 Méthodes d'équilibre limite	23
2.2.1 Méthodes de Coulomb (1776).....	23
2.2.1.1 Principe de la méthode	23
2.2.1.2 Cas d'une surface horizontale.....	24
2.2.1.3 Cas d'une surface inclinée.....	26
2.2.1.4 Cas d'une surcharge uniforme	27
2.3 Théorie des lignes de glissement	28
2.3.1 Méthode de Rankine (1857).....	28
2.3.1.1 cas d'un Surface horizontale	28
2.3.1.2 Cas d'une surcharge appliquée en surface.....	30
2.3.2 Méthode de Boussinesq	31
2.3.3 Méthode de Sokolovski (1961) :.....	34
2.3.3.1 Cas d'une surcharge uniforme	34
2.3.4 Méthodes de Caquot et Kerisel	35
2.3.4.1 Cas de surcharge uniforme.....	36
2.3.4.2 Cas d'un sol cohérent et frottant.....	37
2.3.4.3 Cas d'une surcharge ponctuelle	37
2.3.5 Méthodes d'analyse limite	38
2.4 Méthode graphique	39
2.4.1 Méthodes graphique de Cullman.....	39
2.5 Méthodes numériques	40
2.5.1 Méthodes des éléments finis (MEF).....	41
2.5.2 Méthodes des différences finies	41
2.6 Conclusion	42

Chapitre 3 : Etude numérique d'un mur de soutènement gravitaire chargé en tête

3.1 Introduction	43
3.2 Cas étudié	44
3.3 Présentation du modèle	44
3.4 Conditions aux limites	46
3.5 Validation du modèle	47
3.6 Interprétation des résultats du modèle étudié	49
3.6.1 Déformation du massif de l'ouvrage de soutènement Sous l'effet de chargement de fondation.....	49
3.6.2 Déplacement	50
3.6.2.1 Déplacement incrémental total.....	50
3.6.2.2 Déplacement du sol derrière le mur.....	52
3.6.3 Contraintes.....	53
3.6.3.1 Contraintes horizontales et verticales et de cisaillement	53
3.6.3.2 Influence de la distance sur la distribution des contraintes.....	55
3.6.4 Les zones plastifiées	58
3.7 Etude paramétri	59
3.7.1 Paramètres géométriques.....	60
3.7.1.1 Influence de la hauteur du mur.....	60
3.7.2 Paramètres du sol.....	61
3.7.2.1 Influence de la cohésion.....	61
3.7.2.2 Influence de l'angle de frottement.....	64
3.7.2.3 Influence d'angle de dilatance.....	66
3.7.3 Paramètre de modélisation.....	68

3.7.3.1 L'élément.....	68
3.8 Conclusion	71
Conclusion général.....	72
Références bibliographiques	74

LOISTE DES NOTATIONS PRINICIPALES

B : Largeur de la fondation

c : Cohésion du sol

e : Excentricité de la résultante de la charge verticale

H :Hauteur verticale d'un ouvrage de soutènement

E : Module d'Young

qu : Capacité portante de la fondation

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

β : Angle d'inclinaison de la surface superficielle du remblai

γ : Poids volumique du sol

γ' : Poids volumique déjaugé

δ : Angle d'interface

ε : Déformation

ν : Module de Poisson

σ : Contrainte, horizontale (σ_h), verticale (σ_v)

ψ : Angle de dilatance du sol

θ : L'inclinaison de la face du mur sur l'horizontale

K_0 : Coefficient des terres au repos

F_{ca} : Force de poussée

F_p : Force de butée

FR : Facteur de renversement

$\bar{\sigma}'_p$: La pression de préconsolidation du sol déterminé à l'essai oedométrique

$\bar{\sigma}'_{v0}$: La contrainte effective en place

K_p : Coefficient des poussée des terres passives

K_a : Coefficient des butées des terres actives

Z : Profondeur dans le sol

W' : Poids des terres

γ_1' : Poids volumique effective submergé du sol

Q : Charge concentrée

σ_r : Contrainte normale radiale

σ_θ : Contrainte normale orthoradial

R_{inter} : Facteur de rigidité

EA : Rigidité normal

EI : Rigidité de flexion

LISTE DES FIGURE

Chapitre 1 :

Figure1.1 Mur en remblai et mur en déblai.....	3
Figure.1.2 Poussée – Butée.....	4
Figure 1.3 Présentation de quelques exemples des trois types de structures de soutènement selon la classification de l’Eurocode 7 (2005).....	6
Figure1.4 Expérience de la poussée et de la butée.....	13
Figure1.5 Contrainte au repos.....	14
Figure 1.6 Déplacement de l’écran correspondant à une mise en butée.....	16
Figure1.7 Modes de rupture des ouvrages de soutènement.....	18
Figure 1.8 Exemples de modes limites pour la rupture des éléments de structure des ouvrages de soutènement, Eurocode 7.....	18
Figure 1.9 rupture par instabilité d’ensemble ou grand glissement.....	19
Figure 1.10 Stabilité au poinçonnement.	19
Figure 1.11 Rupture par translation (glissement).....	20
Figure1.12 Rupture par rotation (renversement).....	20
Figure1.13 Rupture par rotation (renversement).....	21
 Chapitre 2:	
Figure 2.1 Coin de Coulomb.....	23

Figure 2.2 Hypothèses de Coulomb.....	24
Figure 2-3 Etat des pressions de Coulomb.....	26
Figure 2-4 mur de soutènement avec une surcharge uniforme.....	27
Figure 2-5 Containtes et dimensions de l'élément pour l'analyse de Rankine.....	29
Figure 2.6 Triangle de contraintes pour l'analyse de Rankine.....	30
Figure 2.7 Calcul élastique des contraintes horizontales apportées sur un écran par des surcharges (d'ap. Schlosser).....	31
Figure 2.8 Equilibre de Boussinesq et de Rankine.....	32
Figure 2.9 Calcul des coefficients de poussée et de butée par le cercle de Mohr (d'ap. Schlosser).....	33
Figure 2.10 Lignes de glissement, (a) Etat de poussée, (b) Etat de butée.....	34
Figure 2.11 Lignes caractéristiques des zones de rupture.....	34
Figure 2.12 Schéma du mécanisme de rupture en cas d'une surface horizontale ($\beta=0$).....	35
Figure 2.13 Exemple d'une surcharge uniforme.	36
Figure 2.14 Exemple d'un sol cohérent et frottent.....	37
Figure 2.15 Exemple d'un surcharge ponctuelle.....	37
Figure 2.16 Poussée active de Culman.....	40
 Chapitre 3 :	
Figure 3.1 Dimensions géométriques du modèle :(30x7) m.....	44
Figure 3.2 Vue en coupe du projet.....	45
Figure 3.3 Maillage et conditions aux limites du modèle adopté.....	47

Figure 3.4 Comparaison de capacité portante pour un fondation en tête du mur renforcé et mur poids.....	49
Figure 3.5 Déformation du maillage à la fin de la phase de construction (cas $d/B=1$).....	50
Figure 3.6 Déplacement incrémental total pour le cas $d/B = 1$	51
Figure 3.7 Déplacement incrémental total pour le cas $d/B = 5$	51
Figure 3.8 Déplacement incrémental total pour le cas $d/B = 10$	52
Figure 3.9 Ligne de coupe des déplacements derrière le mur.....	53
Figure 3.10 Valeurs des contraintes horizontale « S_{xx} ».....	54
Figure 3.11 Valeurs des contraintes verticales « S_{yy} ».....	54
Figure 3.12 Valeur des contraintes de cisaillement.....	55
Figure 3.13 Distribution des contraintes horizontales pour le cas $d/B = 1$	56
Figure 3.14 Distribution des contraintes horizontales pour le cas $d/B = 5$	57
Figure 3.15 Distribution des contraintes horizontales pour le cas $d/B = 10$	57
Figure 3.16 la zone plastifiée cas $d/B=1$	58
Figure 3.17 la zone plastifiée cas $d/B=5$	59
Figure 3.18 la zone plastifiée cas $d/B=10$	59
Figure 3.19 Influence de la hauteur du mur sur la capacité portante d'une fondation posée à proximité du sommet de mur.....	60
Figure 3.20 Déplacement incrémental total pour le cas $d/B = 1$	61
Figure 3.21 Influence de la cohésion du sol sur la capacité portante d'une fondation à proximité de sommet d'un Mur.....	62
Figure 3.22 Influence de la cohésion sur les déplacements horizontaux	63
Figure 3.23 Influence de la cohésion sur les facteurs de sécurité.....	63

Figure 3.24 Influence d'angle de frottement sur la capacité portante d'une fondation à proximité au sommet de mur.....64

Figure 3.25 Influence de l'angle de frottement sur les déplacements horizontaux.....65

Figure 3.26 Influence de l'angle de frottement sur les facteurs de sécurité.....66

Figure 3.27 Influence d'angle de dilatance sur la capacité portante d'une fondation à proximité au sommet de mur.....67

Figure 3.28 Influence d'angle de dilatance sur les déplacements horizontaux.....67

Figure 3.29 Influence d'angle de dilatance sur les facteurs de sécurité.....68

Figure 3.30 Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.....69

Figure 3.31 Influence de nombre des nœud sur la capacité portante de fondation à proximité au sommet du mur.....69

Figure 3.32 Influence de nombre des nœuds sur les déplacements horizontaux.....70

Figure 3.33 Influence de nombre des nœud sur le facteur de sécurité.....70

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 1 :

Tableau 1.1 Avantages et inconvénients des parois.....	8
Tableau 1.2 Avantages et inconvénients des rideaux palplanches.....	8
Tableau 1.3 Ouvrages de soutènements qui reprennent la poussée par leur poids d'après Mestat (1999).....	9
Tableau 1.4 Ouvrages de soutènement reprenant la poussée par leur encastrement d'après Mestat (1999).....	10
Tableau 1.5 Ouvrages de soutènement reprenant en totalité ou en partie la poussée par leur ancrage dans le massif retenu ou dans le sol de fondation d'après Mestat (1999).....	10
Tableau1.6 Déplacement du mur nécessaire pour une poussée.....	12
Tableau1.7 Déplacement du mur nécessaire pour une pression passive.....	13
Tableau 1.8 Relation empiriques pour le coefficient de pression des terres au repos.....	15

Chapitre 3 :

Tableau 3.1 Les caractéristiques du mur.....	45
Tableau 3.2 Propriétés des couches de sols et des interfaces.....	46

INTRODUCTION GENERALE

La stabilisation des massifs de sol se fait généralement par la construction d'un ouvrage de soutènement, ce procédé rentre dans le domaine de la géotechnique. L'analyse des interactions entre les ouvrages de soutènement et le sol, est la plus forte préoccupation en géotechnique, surtout en milieu urbain lors de la construction de structures souterraines complexes à proximité de bâtiments existants ou de travaux d'excavation près de bâtiments. La stabilisation des massifs de sol se fait généralement par la construction d'un ouvrage de soutènement, ce procédé rentre dans le domaine de la géotechnique. Ce problème constitue à l'heure actuelle l'une des préoccupations majeure des ingénieurs chargés de la conception des ouvrages.

L'objet de ce travail de mémoire est donc d'étudier la stabilité d'un mur de soutènement soumis à chargement en tête. Pour atteindre notre objectif on a entamé une étude bibliographique sur Les ouvrages de soutènement, le calcul des pressions des terres, ainsi que la modélisation numérique. Cette recherche s'inscrit dans le cadre de l'étude de modélisation du comportement des murs de soutènement par certains paramètres liés au mécanisme de rupture

Le présent mémoire est divisé en deux parties :

1- Une première partie consacrée à la recherche bibliographique comprenant deux chapitres :

Le premier chapitre comporte des notions générales sur le comportement des ouvrages de soutènement : différents types et classement, les modes de rupture pour les ouvrages de soutènement.

Le deuxième chapitre : Ce chapitre est consacré à la présentation des méthodes de calcul des pressions passives et actives des terres.

2- Une deuxième partie consacrée à la modélisation numérique :

Dans le troisième chapitre on a procédé à une simulation numérique en éléments finis en utilisant le code de calcul Plaxis 8.2 pour l'étude de la stabilité d'un mur de soutènement chargé en tête (fondation filante); puis on a fait une comparaison entre la stabilité d'un mur chargé en tête avec renforcement et sans renforcement, Et on a procédé à une étude paramétrique pour présenter l'influence de différents paramètres de modélisation géotechniques sur le comportement dynamique d'un mur gravitaire chargé en tête par une semelle filante.

Chapitre 1 : Comportement des ouvrages des soutènements

1.1. Introduction

Les ouvrages de soutènement servent à retenir des terres ou des matières meubles lorsque les conditions sont telles que le matériau risque de provoquer un éboulement ou un glissement de terrain. Ces conditions apparaissent lorsque la pente du terrain est forte et qu'il est impossible de l'aplanir pour une raison ou pour une autre (propriété du terrain, coût,...). Ces ouvrages de soutènement sont des structures liées au sol pour lesquelles l'action de celui-ci intervient doublement.

- le matériau derrière le mur (généralement du remblai) exerce des poussées sur l'ouvrage.
- l'ouvrage à son tour sollicite le sol de fondation et y crée des contraintes et éventuellement des tassements.

La ruine d'un ouvrage de soutènement peut se produire lorsque la résistance de toute ou d'une partie de la structure est insuffisante, ou par l'insuffisance de la capacité portante du sol de la fondation, le glissement, l'instabilité par renversement et l'instabilité générale de la structure de soutènement et le sol qu'il soutient, à cause de la présence des charges en tête du mur.

ces ouvrages qui sont souvent considérés comme secondaires par rapport à d'autres ouvrages d'art (ponts,) restent cependant délicats et demandent un soin particulier depuis la conception jusqu'à la réalisation .

1.2. Définition

Le mur de soutènement est écran reposant sur une fondation, conçu pour soutenir un massif de sol et lui assurer la stabilité. Ainsi que celle d'un éventuel ouvrage sus-jacent à ce sol. on distingue le mur en déblai, qui soutient un sol excavé, d'un mur en remblai, soutenant un sol artificiel construit par couches compactées (voir la figure 1.1).

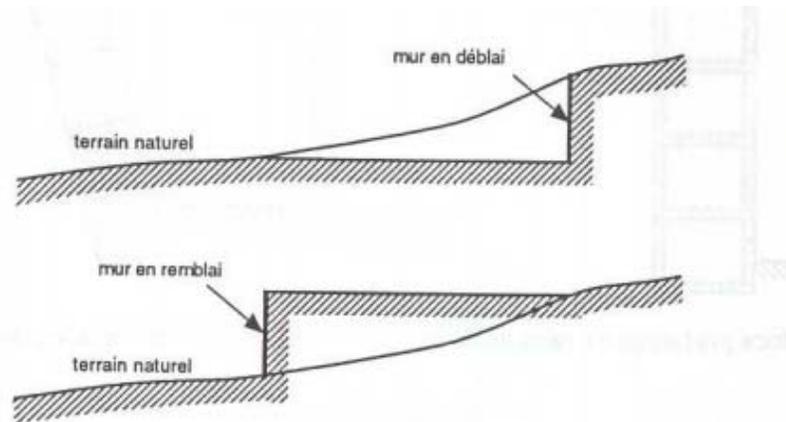


Figure1.1 : Mur en remblai et mur en déblai

Le mur de soutènement est un mur vertical ou sub-vertical qui permet de contenir des terres (ou tout autre matériau granulaire ou pulvérulent) sur une surface réduite. La retenue des terres par un mur de soutènement répond à des besoins multiples : préserver les routes et chemins des éboulements et glissement de terrain, structurer une berge naturelle en un quai (ports maritimes et voies navigables), rendre cultivables des zones pentues et limiter l'érosion par ruissellement (culture en terrasses), parer en soubassement les fondations d'édifices de grande hauteur ou de digues, créer des obstacles verticaux de grande hauteur (murs d'escarpe et glacis dans les fortifications), soutenir des fouilles et tranchées de chantier pour travailler à l'abri de l'eau (batardeau), établir des fondations ou créer des parkings souterrains, etc.

On trouve des murs de soutènement en pierres sèches, en moellons, en pierres de taille, en briques, en béton armé, en acier, en gabions, voire en bois ou en polymère (vinyle).

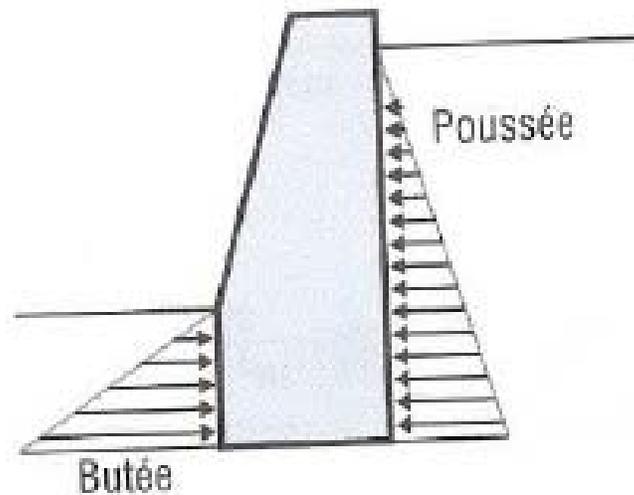


Figure.1.2 : Poussée - Butée

La figure nous montre les efforts principaux exercés sur le mur. Les terres retenues effectuent un effort de poussée sur l'écran et le terrain situé devant le mur effectue un effort de butée.

1.3 Classification des ouvrages de soutènement

1.3.1 Classification selon l'Eurocode7 (2005)

D'après la définition de l'Eurocode7, on distingue trois types de soutènement, vis-à-vis du comportement, chaque type est distingué à des fonctions et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques. Les trois types d'ouvrages sont :

Les murs-poids :

ce sont des murs rigides dont la stabilité est assurée par leur poids. Ils comprennent les murs en béton, en pierre et en maçonnerie (ce dernier constitue le système de soutènement le plus ancien). Ce type d'ouvrages se comporte comme élément rigide indéformable ou peu déformable, 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. (voir la figure 1.3.a)

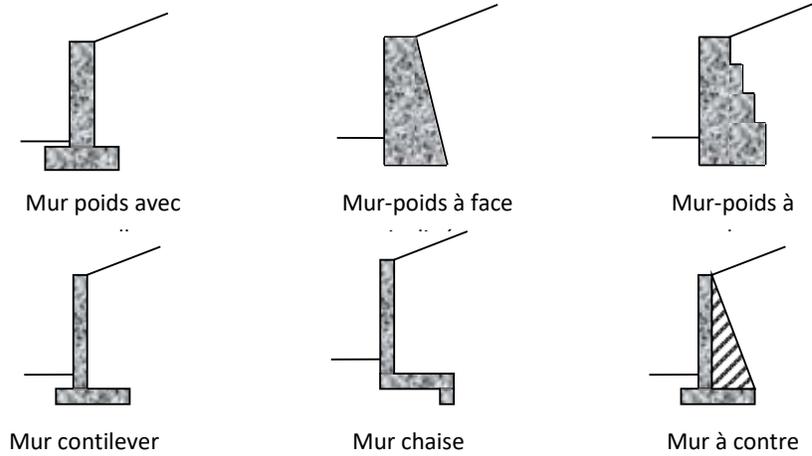
Les écrans de soutènement

sont des ouvrages flexibles qui comprennent les palplanches autostables, 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 écrans minces descendants 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'ancrage. ce sont des ouvrages en bois, en acier ou béton armé .

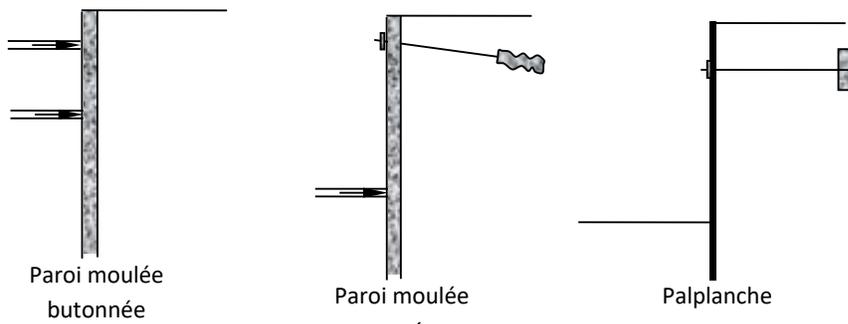
Ce type de d'ouvrage se caractérise par sa grande résistance au flexion, bien que son poids ne soit pas important (voir la fig1.3.b)

Les ouvrages de soutènement composites

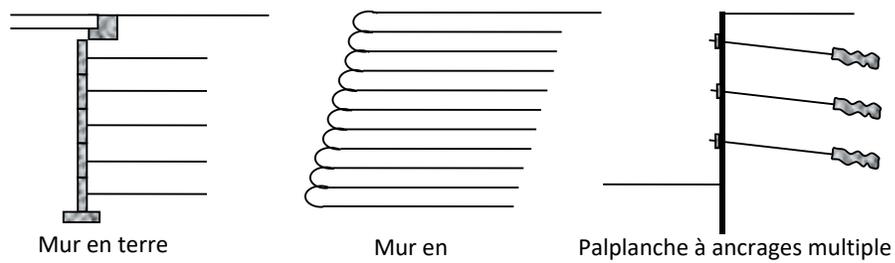
Sont des ouvrages intermédiaires constituées d'éléments appartenant aux deux types précédents (éléments rigides et les éléments flexibles), il y a trop de murs de ce genre. Comme un exemple les ouvrages en terre armé (les murs en géotextiles ou en gabions armés, les parois coulées et des ouvrages comportant des rangées multiples d'ancrages ou de clous etc). ces ouvrages se rapprochent des murs-poids, certains sont néanmoins relativement souples et peuvent tolérer des déformations importantes. (voir la fig 1.3.c).



(a) Murs-poids



(b) Ecrans de soutènement



(c) Ouvrages de soutènements

Figure 1.3 : Présentation de quelques exemples des trois types de structures de soutènement selon la classification de l’Eurocode 7 (2005)

1.3.2 Classification selon la manière de reprises des efforts

les murs de soutènement est largement rencontré en génie civil avec des formes, dimensions et matériaux très variées. Outre les solutions traditionnelles de soutènement, la géotechnique contemporaine est riche d'une variété de techniques récentes de soutènement dont le recensement est du cadre de cet ouvrage.

Il existe plusieurs classifications des murs, les plus courantes sont basées sur le mode de fonctionnement des murs, la rigidité du système mur / sol, les matériaux du mur ou enfin la durée de fonctionnement des murs.

La reprise des forces de poussée ou de butée exercées par le sol peut s'assurer selon différents modes de fonctionnement. On distingue en fait trois modes principaux de fonctionnement :

1.3.2.1 Fonctionnement par le poids

Le poids de mur contribue essentiellement à la stabilité et la reprise des poussées, sans subir des déplacements pouvant rompre le sol derrière. On cite à ce titre :

- Murs poids en béton ou en maçonnerie : Sont des ouvrages rigides qui ne supportent pas des tassements différentiels importants. Par ailleurs, les gabions sont des grillages remplis de gros cailloux, ils peuvent être assimilés à des murs poids, qui supportent des déformations importantes.
- Les murs en terres armées : Ce sont des ouvrages souples constitués de remblai armé par des bandes d'aciers, ces ouvrages en matériau composite supportent les tassements différentiels du sol de fondation.
- Les ouvrages cellulaires ou caissons : Ce sont des ouvrages souples bien que la cellule elle-même est rigide. Utilisés couramment dans les quais portuaires.

Remarque : Les murs en gabions en terre armée ou en caissons ont la possibilité de s'adapter à des déformations importantes résultantes des tassements différentiels du sol de fondation ou du mouvement sismique.

1.3.2.2 Fonctionnement par encastrement

La semelles du mur doit avoir un largeur suffisante pour résister aux différentes formes d'instabilité (glissement de la semelle, renversement,...ect).On cite a titre d'exemple dans cette catégorie :

- Les murs cantilevers en béton armé : (dont la base élargie est encastree dans le sol de fondation). Ces murs fonctionnent sous l'effet du poids du remblai.
- Les parois moulées : sont beaucoup plus utilisées en zone urbaine et permettent d'atteindre des profondeurs de l'ordre de 100 mètres.

Tableau 1.1 : Avantages et inconvénients des parois.

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

- Les rideaux de palplanches : fonctionnement par encastrement , mais en faisant intervenir la partie fichée du rideaux dans le sol.

Tableau 1.2 : Avantages et inconvénients des rideaux palplanches.

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

1.3.2.3 Fonctionnement par ancrage :

Dans les deux cas cités précédemment (poussée reprise par le poids ou l'encastrement), il est possible d'utiliser des tirants pour reprendre une partie de la poussée des terres (le mur est ancré dans le sol par des tirants d'ancrage permettant la reprise des forces de poussées). En utilisant les tirants dans le cas des parois, pour limiter la profondeur à encastrer et reprendre provisoirement la poussée. . Les ouvrages ancrés rencontrés sont donc :

- les murs ancrés.
- les parois moulées ancrées.
- les palplanches ancrées.

Dans les parois (parois moulées ou palplanches) ancrées, la stabilité est assurée par la mise en butée, mais aussi la mise en contrebutée du terrain sur la hauteur ancrée de la paroi.

Tableau 1.3 : Ouvrages de soutènements qui reprennent la poussée par leur poids d'après Mestat (1999).

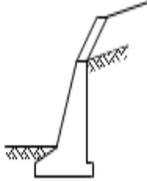
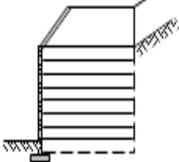
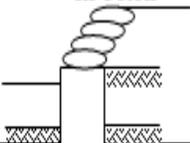
Type d'ouvrage	Caractéristiques de fonctionnement
Mur-poids en béton ou en maçonnerie 	Ouvrage rigide qui ne peut supporter sans dommages des tassements différentiels supérieurs à quelques millièmes de sa hauteur.
Mur en Terre Armée 	Le sol retenu est renforcé par des inclusions souples résistant à la traction. Ouvrage souple qui supporte les tassements différentiels du sol de fondation.
Mur cellulaire, batardeau en palplanches, caisson en béton 	La cellule est remplie de sol et l'ensemble forme un ouvrage qui peut être, dans certains cas, très souple.

Tableau 1.4 : Ouvrages de soutènement reprenant la poussée par leur encastrement d'après Mestat (1999)

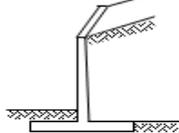
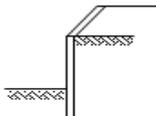
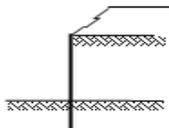
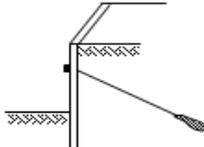
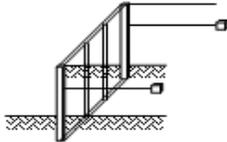
Type d'ouvrage	Caractéristiques de fonctionnement
<p>Mur cantilever en béton armé</p> 	Ouvrage rigide doté d'une base élargie et encadrée à la partie supérieure du sol de fondation. Il fonctionne en faisant participer à l'action de soutènement une partie du poids du remblai.
<p>Mur en parois moulées</p> 	Mur construit dans le sol en place, avant toute excavation, par bétonnage d'une tranchée remplie de boue pour en assurer la stabilité. Il fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation.
<p>Rideau de palplanches, encastré dans le sol de fondation</p> 	Ouvrage flexible pour lequel l'interaction structure-sol retenue a une influence prépondérante sur le comportement de l'ouvrage.

Tableau 1.5 : Ouvrages de soutènement reprenant en totalité ou en partie la poussée par leur ancrage dans le massif retenu ou dans le sol de fondation d'après Mestat (1999).

Type d'ouvrage	Caractéristiques de fonctionnement
<p>Paroi moulée ou rideau de palplanches avec des ancrages</p> 	Ouvrage flexible renforcé par une série d'ancrages dans le sol. Les ancrages sont des armatures métalliques (câbles ou barres) qui sont attachées d'une part à la paroi (ou au rideau) et d'autre part dans le massif du sol par un corps d'ancrage ou par un scellement avec un coulis d'injection.
<p>Paroi berlinoise</p> 	Paroi réalisée à partir de poteaux placés préalablement dans le sol en place. Au fur et à mesure de l'excavation, des éléments préfabriqués (poutres, plaques), ou moulés en place sont placés entre les poteaux. La poussée des terres est reprise par des ancrages fixés sur les poteaux.

1.3.3 Classification selon la rigidité du système :

Un autre critère de classification des murs est la rigidité du système mur/ sol .On distingue :

1.3.3.1 Mur rigide

Un écran soutènement un volume de sol est dit rigide si la surface de contact sol/mur reste plan après chargement des murs courants en béton armé (cantilever, contrefort...ect) sont considérés pratiquement comme rigides.

Un mur rigide est dit fixe s'il n'effectue ni translation ni rotation .On cite à titre d'exemple, le passage supérieur à cadre fermé (PSCF) le voile du sous-sol d'un bâtiment, le bajoyer d'une écluse (canal en U). Le remblai derrière le mur se trouve en état de repos dit état K_0 .

En cas de déplacement et/ou de rotation, le mur rigide est dit non fixe et les pressions agissant sur le mur dépendent du sens et de l'amplitude des déplacements du mur .A cette catégorie appartiennent les murs supportant les voies ferroviaires, les murs de déblais routiers, les culées de ponts ... ect.

1.3.3.2 Mur flexible (les ouvrages souples)

Un mur est dit flexible si la surface de contact sol/mur est déformable. 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.

1-4 Notions de poussée et butée :

Lorsqu'un massif de sol est limité par un écran, celui-ci peut soit soutenir le massif soit le refouler.

1-4-1 Poussée :

Le soutènement s'oppose au mouvement du massif de sol. Dans ce cas, le massif exerce sur chaque élément de surface de l'ouvrage une action appelée pression active à la poussée.

Les études expérimentales montrent que cette pression active est fonction de la densité, l'angle de frottement interne, de la cohésion, du coefficient de frottement massif de sol sur le mur, de la rigidité de l'ouvrage de soutènement et du mode de son déplacement possible, de la forme de la surface libre du massif et de l'inclinaison de l'écran sur la verticale. Pour que la pression des terres sur le soutènement coïncide avec le niveau de la poussée, il est nécessaire qu'un certain déplacement puisse se produire. Le tableau 1.6 donne les déplacements nécessaires pour le développement de la poussée dans les sables et les argiles.

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

Tableau 1.6 : Déplacement du mur nécessaire pour une poussée.

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

1-4-2-butée :

Le soutènement exerce un effort sur le massif. Dans ce cas, le massif oppose sur chaque élément de surface de l'ouvrage une pression passive ou butée.

Des déplacements importants de l'ordre de 1 à 1/3 de la hauteur du mur selon la nature et la compacité des sols sont indispensables pour mobiliser la résistance maximale, bien supérieure à celui qui conduit à la poussée minimale. Le tableau 1.7 donne les déplacements nécessaires pour produire une butée.

La butée maximale dépend des mêmes paramètres que la poussée. La ligne de rupture par cisaillement délimite une zone de massif en mouvement beaucoup plus importante que la poussée.

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

Tableau1.7 : Déplacement du mur nécessaire pour une pression passive.

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

La figure 1.4 représente la force horizontale F à appliquer écran pour déplacer d'une longueur Δ .

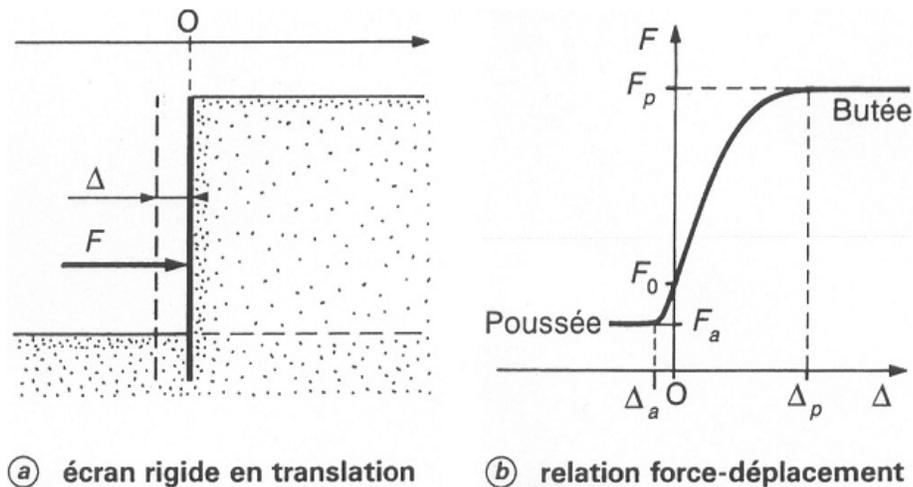


Figure1.4 : Expérience de la poussée et de la butée

1.5. Etat d'équilibre limite

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.

Il ya trois catégories d'équilibre qui peuvent être envisagés et chacune dépend du mouvement éprouvé par la mur vertical sur lequel la pression agit :

- Etat de repos du sol
- Etat de butée du sol (pression passive de la terre)
- Etat de poussée du sol (pression active de la terre)

1.5.1. Etat de repos (état k_0) :

Considérons un massif de sol semi-indéfini à surface libre horizontale et n'étant soumis à aucune force extérieure. Soit σ_v la contrainte verticale sur une facette horizontale et u point M quelconque du milieu (fig). Par raison de symétrie, cette contrainte est principale soit σ_h la contrainte sur un élément de facette verticale. Cette contrainte est également principale, donc horizontale.

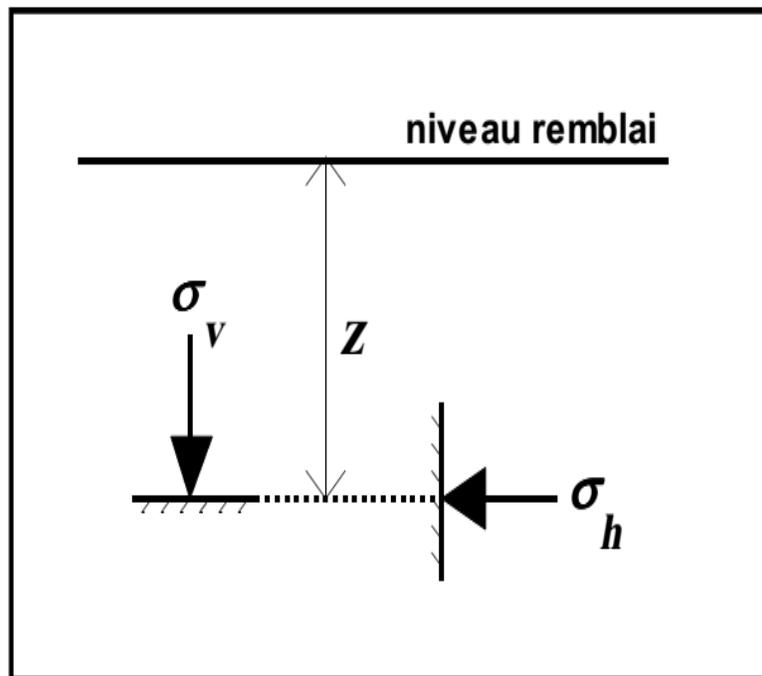


Figure1.5 : Contrainte au repos

Par définition, σ_h et σ_v sont liées par la formule suivant :

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v \quad (1.1)$$

Avec K_0 : coefficient de pression des terres au repos.

Ce coefficient dépend de la loi de comportement du matériau sol, c'est-à-dire la relation entre les contraintes et les déformations.

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

- Sable : $k_0 = 0.5$.
- Argile : $K_0 = 0.7$.
- Argile très molle, vase : $k_0 = 1$.
- Roche à très grande profondeur : $k_0 \geq 1$.

$K_0 = 1$ correspond à un champ de contrainte sphérique ou hydrostatique, pour les matériaux granulaires, K_0 est souvent estimé à l'aide de la formule de Jaky :

$$K_0 = 1 - \sin \phi. \quad (1.2)$$

Tableau 1.8 : Relation empiriques pour le coefficient de pression des terres au repos

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

Il faut retenir, on tout cas que le coefficient K_0 est toujours très supérieur au coefficient de poussée correspondant à l'équilibre plastique. Ce serait donc une erreur grave d'appliquer sans précaution les formules classiques de calcul de la poussée sans s'assurer que le massif peut effectivement se trouver en équilibre limite.

1.5.2 Etat limite de butée

Supposons que, dans le massif semi-indéfini à surface libre horizontale, la partie à gauche de M soit remplacée par un écran au point M, la contrainte régnant sur l'écran est égale à σ_h

(figure 1.6).

Supposons maintenant que l'on force l'écran à se déplacer vers le massif. Les contraintes horizontales sur l'écran vont croître jusqu'à ce que se produise la rupture du massif de terre.

La résistance maximale atteinte avant rupture correspond à un état d'équilibre limite : c'est l'état d'équilibre passif. La contrainte σ_h prend alors la valeur donnée par la formule suivante :

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot K_p \quad (1.3)$$

Avec K_p = coefficient de butée des terres.

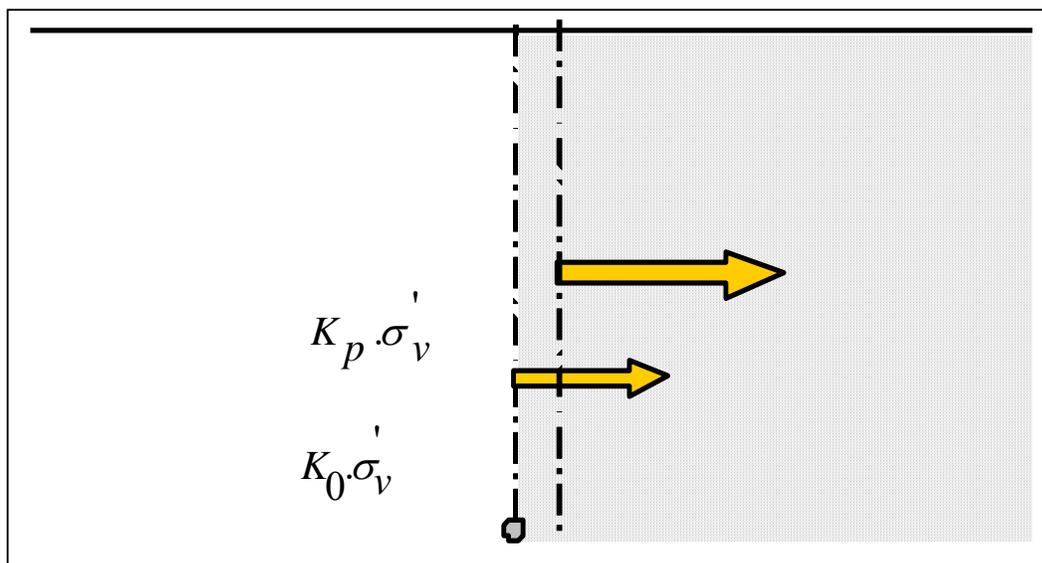


Figure 1.6 : Déplacement de l'écran correspondant à une mise en butée

1.5.3 Etat limite de poussée

Si, au contraire, l'écran se déplace vers la gauche, le sol a tendance à suivre ce mouvement et la contrainte $\bar{\sigma}_h$ diminue jusqu'à une valeur limite correspondant à l'effondrement du massif de sol. Juste avant la rupture, un nouvel état d'équilibre limite est atteint : c'est l'état d'équilibre actif défini par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_h = K_a \cdot \bar{\sigma}_v \quad (1.4)$$

Avec K_a : coefficient de poussée des terres.

1.6 Modes de rupture des ouvrages de soutènement

Pour la conception des murs de soutènement, il est nécessaire de définir «la rupture» et de savoir comment les murs peuvent s'effondrer.

Plusieurs modes de rupture peuvent être envisagés pour les ouvrages de soutènement, et qui sont variables selon le type de l'ouvrage. En principe quatre modes de rupture peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement :

- Le glissement de l'ouvrage sur sa base (figure 1.7.a).
- Le renversement de l'ouvrage (figure 1.7.b).
- Le poinçonnement du sol de fondation (figure 1.7.c).
- Le grand glissement englobant l'ouvrage (figure 1.7.d).
- La rupture des éléments structuraux (figure 1.7.e).

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

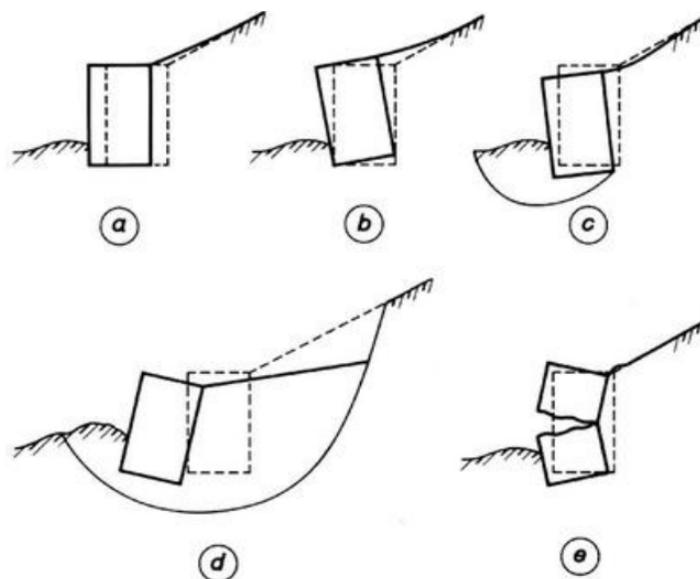


Figure 1.7 : Modes de rupture des ouvrages de soutènement.

1.6.1 Stabilité 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.

L'Eurocode 7, il convient de tenir compte des modes limites représentés sur la Figure 1.8.

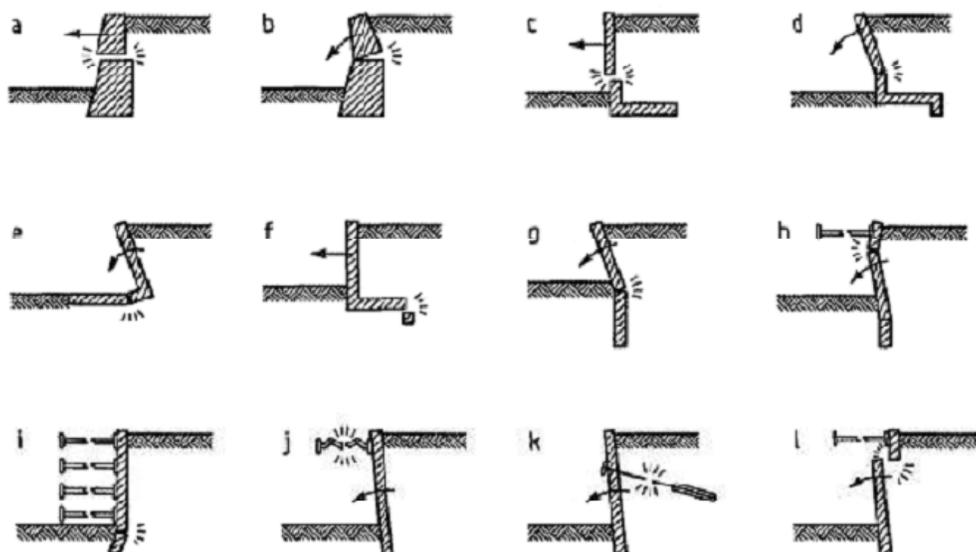


Figure 1.8 Exemples de modes limites pour la rupture des éléments de structure des ouvrages de soutènement, Eurocode 7

La stabilité interne du mur poids doit être vérifiée lorsque les conditions suivantes sont remplies :

- . Toute section horizontale est comprimée (sans dépasser la résistance propre des éléments, en cas de murs cellulaires)
- . La contrainte de cisaillement ne dépasse pas la résistance au cisaillement du matériau (les éléments ne doivent pas glisser entre eux, en cas de murs cellulaires).

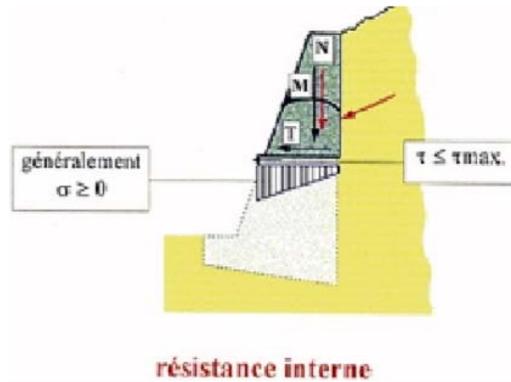


Figure 1.9 Stabilité interne du mur poids.

1.6.2 Stabilité externe

Pour la stabilité externe, il convient de vérifier les stabilités suivantes :

Stabilité d'ensemble

La stabilité de l'ensemble concerne l'ouvrage et le massif du sol environnant. Cette instabilité se produit aux travaux d'excavation nécessaires à la construction de l'ouvrage ou en raison d'un effondrement du sol plus profond que prévu. La Figure 1.10 montre exemple de mécanisme de rupture.

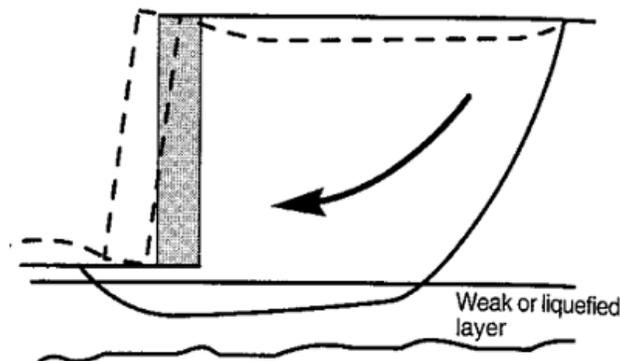


Figure 1.10 Rupture par instabilité d'ensemble ou grand glissement.

Stabilité au poinçonnement

Un ouvrage de soutènement peut poinçonner par un excès de charges verticales ou par une rupture du sol de fondation par défaut de capacité portante du sol. (figure 1.11).

Pour assurer la stabilité de l'ouvrage, il faut vérifier à ce que la contrainte normale appliquée par l'ouvrage soit bien inférieure à une fraction de la contrainte de rupture du sol.

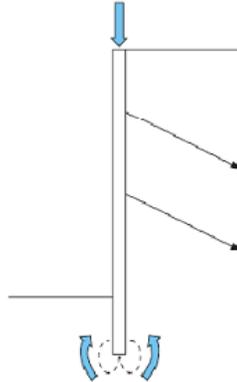


Figure 1.11 Stabilité au poinçonnement.

Stabilité au glissement

un volume du sol derrière le mur risque de glisser suite à la perturbation de son équilibre naturel par la présence du mur.

Les ouvrages de soutènement peut glisser sur sa base. La vérification de cette stabilité est nécessaire pour les murs poids. Le rapport entre les forces résistantes et les forces motrices doit être supérieur à un coefficient de sécurité généralement pris égal à 1,5.

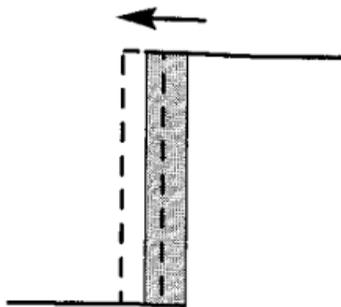


Figure 1.12 Rupture par translation (glissement)

Stabilité au renversement

Le renversement de l'ouvrage de soutènement peut être arrivé autour de l'arête inférieure aval de sa fondation. La vérification de stabilité au renversement consiste à calculer le coefficient de sécurité FR qui doit être supérieur ou égale à 1,5.

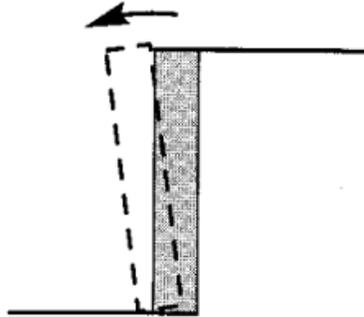


Figure1.13 Rupture par rotation (renversement).

1.7 Conclusion

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

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 poids propre important et le frottement de la base sur le terrain de fondation sont des éléments prédominants de la stabilité des ouvrages gravitaires.

Dans ce chapitre on a également exposé quelques notions de base de l'interaction sol-écran.

Chapitre 2 : Méthodes de calcul des pressions passives et actives des terres.

2.1. Introduction

Le dimensionnement d'un mur de soutènement nécessite en première étape la détermination des pressions des terres agissant sur la surface de contact du mur et du massif de sol. Plusieurs chercheurs ont réalisé des travaux pour évaluer les pressions passives et actives des terres. Les anciennes méthodes consistent à déterminer l'équilibre limite entre les forces de poussées et de butées en fonction de la géométrie de l'ouvrage et les propriétés du sol. Mestat et Prat (1999) ont distingué deux grandes catégories de méthodes de calcul :

- Les méthodes indépendantes des déformations dans le sol. Dans ces méthodes les écrans sont calculés par des méthodes aux états limites en poussée et en butée, qui fournissent directement les caractéristiques géométriques et mécaniques du projet. Ces méthodes sont bien adaptées aux cas des murs-poids ;
- Les méthodes qui dépendent des déformations dans le sol : Les écrans en béton ou en palplanches sont souvent calculés en tenant compte d'une modélisation des déformations du massif de sol. Ces méthodes de calculs sont fondées sur les éléments finis, différence finis ou autre approche numérique.

Le mur de soutènement permet de contenir des terres (ou tout autre matériau granulaire ou pulvérulent) sur une surface réduite. La retenue des terres par un mur de soutènement répond à des besoins multiples: préserver les routes et chemins des éboulements et glissement de terrain, structurer une berge naturelle en un quai (ports maritimes et voies navigables), rendre cultivables des zones pentues et limiter l'érosion par ruissellement (culture en terrasses), parer en soubassement les fondations d'édifices de grande hauteur ou de digues, créer des obstacles verticaux de grande hauteur (murs d'escarpe et glacis dans les fortifications), soutenir des fouilles et trancher de chantier pour travailler à l'abri de l'eau (batardeau), établir des fondations ou créer des parkings souterrains, etc.

Donc, le mur de soutènement est très important. Et pour cela il est nécessaire de savoir les méthodes de calcul des forces qui l'affectent pour le bon dimensionnement et pour développer des nouvelles méthodes de calcul. Dans ce chapitre, nous présentons les différentes méthodes trouvées dans la littérature, pour le calcul de la poussée et la butée sur les écrans de soutènement.

2.2. Théorie de l'équilibre limite

2.2.1. Méthodes de Coulomb

Coulomb (1776) a étudié l'équilibre d'un coin triangulaire de sol (figure 2-1) qui permet de déterminer les forces de poussée et de butée limites s'exerçant derrière un écran ou un mur quelconque sans considération de l'état des contraintes s'exerçant dans le sol derrière le mur.

La théorie de Coulomb repose sur deux hypothèses :

- La surface de rupture est plane passant par le pied de l'ouvrage de soutènement, et inclinée par un angle θ par rapport à l'horizontale (coin de Coulomb) figure 2-2 ;
- L'angle de frottement entre le sol et l'ouvrage est connu.

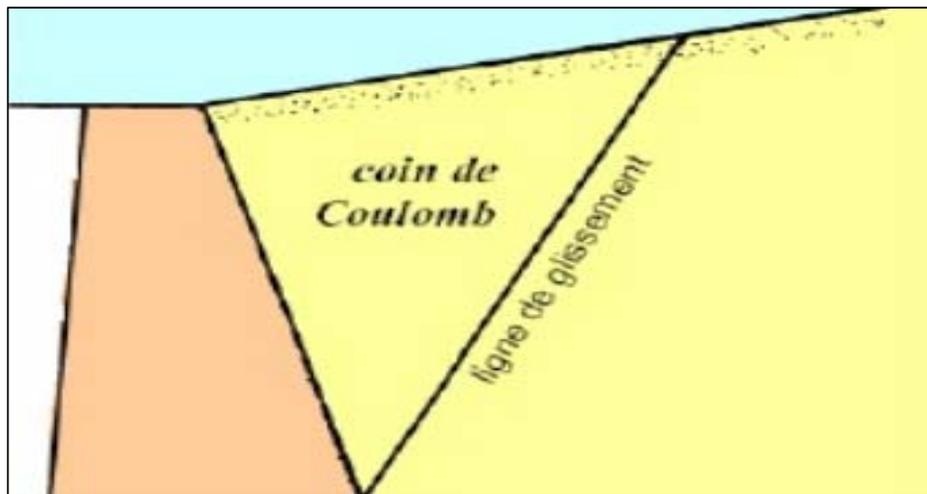


Figure 2.1 : Coin de coulomb

2.2.1.1. Principe de la méthode

Le principe consiste à écrire l'équilibre statique du coin de sol ABC entraîné vers la rupture sous l'action des forces qui lui sont appliquées.

2.2.1.2. Cas d'une surface horizontale

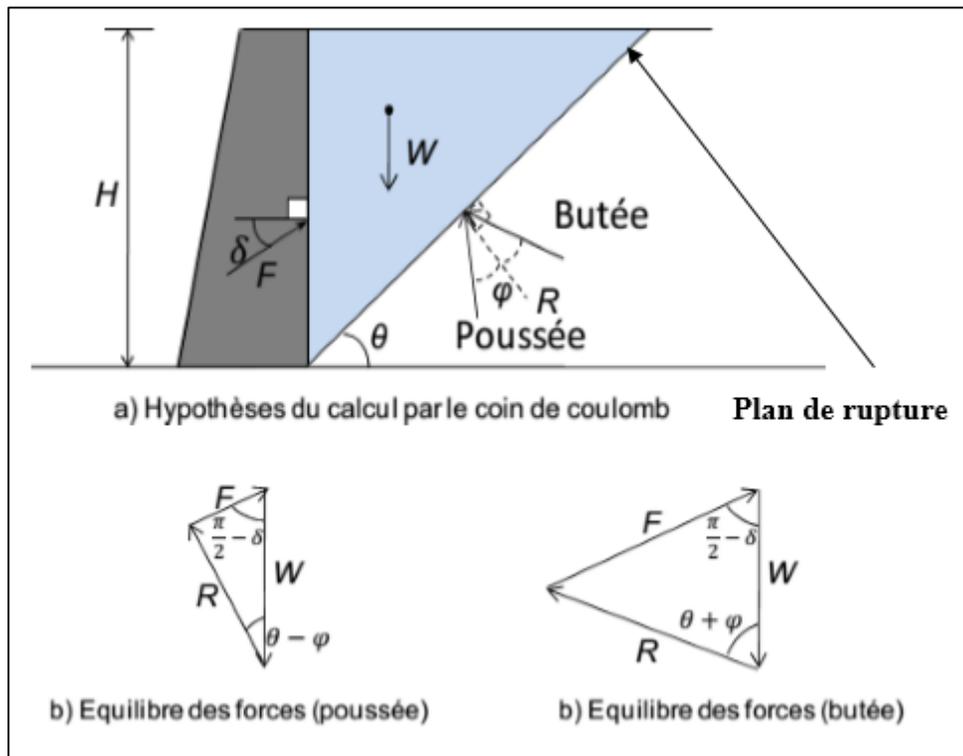


Figure 2.2 : Hypothèses de Coulomb

Les forces appliquées :

- Le poids W .
- La force de poussée ou de butée.
- La réaction R exercée par le sol sur le plan de rupture.

R inclinée de $-\varphi$ (poussée) et $+\varphi$ (butée).

Considérant l'ouvrage de soutènement représenté sur la Figure 2.2 de hauteur H soutenant un massif de sol sans cohésion et ayant un poids volumique, et un angle de frottement φ . En admettant que l'angle de frottement entre le mur et le sol est δ (la résultante F des efforts sur l'écran est inclinée de δ par rapport à la normale à l'écran. Coulomb avait traité le cas où $\delta=0$), l'équilibre des forces de pesanteur et de frottement sur une surface de glissement inclinée de θ sur l'horizontale conduit à l'expression suivante de F :

- Pour la poussée (le coin descend le long de la surface de glissement et la résistance au glissement s'oppose au mouvement)

- Pour la poussée (le coin descend le long de la surface de glissement et la résistance au glissement s'oppose au mouvement)

$$F_a = w \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin\left(\frac{\pi}{2} + \delta + \varphi - \theta\right)} = \frac{\gamma H^2}{2} \cot \theta \frac{\sin(\theta + \varphi)}{\sin\left(\frac{\pi}{2} + \delta + \varphi - \theta\right)} \quad (2.1)$$

- Pour la butée (le coin remonte le long de la surface de glissement et la résistance au glissement s'oppose au mouvement)

$$F_p = w \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin\left(\frac{\pi}{2} + \delta - \varphi - \theta\right)} = \frac{\gamma H^2}{2} \cot \theta \frac{\sin(\theta + \varphi)}{\sin\left(\frac{\pi}{2} + \delta + \varphi - \theta\right)} \quad (2.2)$$

Pour trouver l'inclinaison du plan de rupture, il faut déterminer le maximum de F par rapport à θ . On recherche ce maximum en annulant la dérivée de F par rapport à θ . Dans le cas particulier où $\delta = 0$, on trouve :

- Pour le cas de la poussée

$$\frac{\partial F}{\partial \theta} = 0 \text{ pour } \theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$$

D'où :

$$F_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.3)$$

Pour le cas de la butée

$$\frac{\partial F}{\partial \theta} = 0 \text{ pour } \theta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$$

D'où :

$$F_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.4)$$

2.2.1.3 Cas d'une surface inclinée

La méthode de Coulomb (1773) est certainement l'une des méthodes les plus outils utilisées pour le calcul des poussées actives sur les murs de soutènement, tel que rapporté par l'article de V.R. Greco (2006).

La solution générale dans le cas d'un écran incliné d'un angle α par rapport à l'horizontale, avec une surface du sol inclinée de β a été établie sous la forme suivante pour le cas de la poussée :

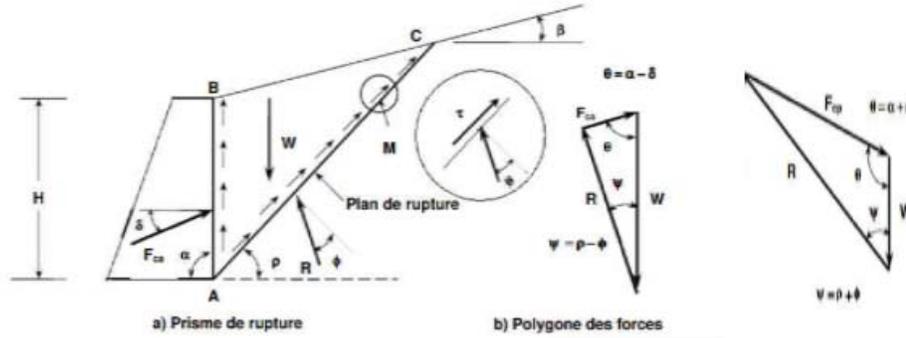


Figure 2.3 : Etat des pressions de Coulomb

$$F_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\sin^2(\beta + \varnothing)}{\sin^2 \beta \sin(\beta - \delta)} \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varnothing + \delta) \sin(\varphi - \alpha)}{\sin(\beta - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.5)$$

Pour le cas de la butée :

$$F_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\sin^2(\beta - \varnothing)}{\sin^2 \beta \sin(\beta + \delta)} \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varnothing + \delta) \sin(\varphi + \alpha)}{\sin(\beta + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.6)$$

Venzio R. Greco (2005), dans son article basée sur l'approche de coulomb pour trouver la solution analytique courante pour calculer la poussée lorsqu'une ligne de surcharge verticale agit sur le remblai à l'arrière d'un mur suppose que les sols simultanément élastique.

2.2.1.4 Cas d'une surcharge uniforme

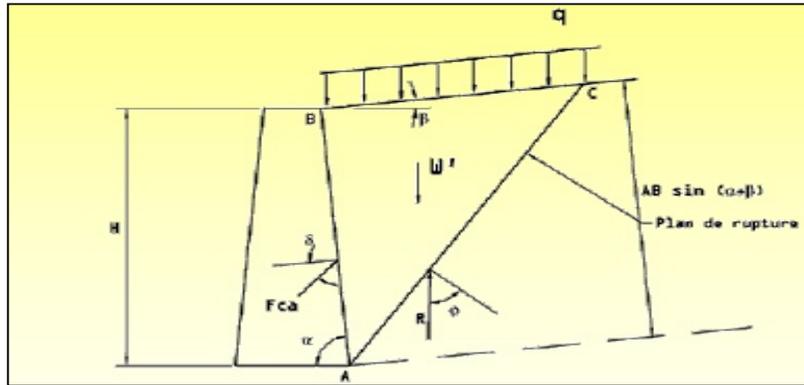


Figure 2.4 : murs de soutènement avec une surcharge uniforme

- La force de poussée de coulomb F_{ca}
- La réaction R exercé par le sol sur le plan de rupture AC.
- Le poids des terres (W') et de la surcharge ($q \cdot BC$) :

$$W = W' + q \cdot BC$$

$$W = \gamma_1 \times \text{volume coine ABC}$$

Avec :

$$\gamma_1 = \gamma + \frac{2q}{AB \sin(\alpha + \beta)} \quad (2.7)$$

Tout se passe comme si le coin n'était pas chargé et avait un poids fictif γ_1 . On peut donc utiliser la même expression de la poussée.

Pour la force de poussée de Coulomb :

$$F_{ca} = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_{ca}$$

$$F_{ca} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_{ca} + q \cdot H \cdot K_{ca} \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)} \quad (2.8)$$

Pour la force de butée de Coulomb :

$$F_{cp} = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_{cp}$$

$$F_{cp} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_{cp} + q \cdot H \cdot K_{cp} \cdot \frac{\sin \alpha}{\sin(\alpha + \beta)} \quad (2.9)$$

2.3. Théorie des lignes de glissement

2.3.1. Méthode de Rankine

La théorie de Rankine est basée sur la détermination de l'état des contraintes dans le massif du sol situé derrière l'ouvrage de soutènement. Par rapport à la théorie de Coulomb (1776), Rankine (1860) a étudié l'équilibre de rupture de chaque volume élémentaire du coin de glissement au lieu de l'étude de l'équilibre de rupture globale ; mais aussi, il a considéré que le coin de glissement était en entier à l'état d'équilibre limite. Rankine(1857) avait rajouté l'hypothèse que la présence d'un écran ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif.

2.3.1.1 Surface horizontale

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 2.5).

La solution de Rankine pour un massif de sol à surface libre horizontale peut être représentée comme suit :

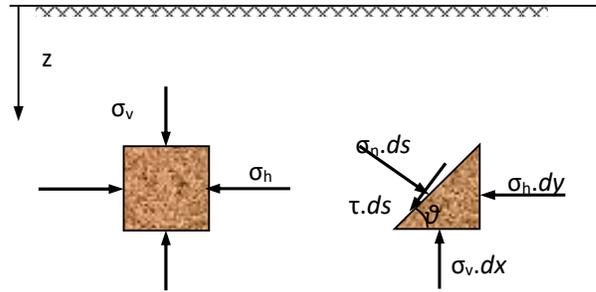


Figure 2.5 : Contraintes et dimensions de l'élément pour l'analyse de Rankine

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.

$$\sigma_n = \sigma_v \cos^2 \theta + \sigma_h \sin^2 \theta \tag{2.12}$$

$$\tau = \sigma_v \sin \theta \cos \theta - \sigma_h \sin \theta \cos \theta \tag{2.13}$$

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 :

$$\tau / \sigma = \left[\frac{(\sigma_v - \sigma_{ha})}{\sigma_v \sqrt{\sigma_{ha} / \sigma_v} + \sigma_{ha} \sqrt{\sigma_v / \sigma_{ha}}} \right] = \frac{(\sigma_v - \sigma_{ha})}{2\sqrt{\sigma_v \sigma_{ha}}} = \text{tg } \varphi \tag{2.14}$$

On peut montrer que l'équation (2.17) vérifie la condition du triangle ABC (Figure 2.6),

$$AC = [\sigma_v - \sigma_{ha} - \sigma_{ha} + 4\sigma_v \sigma_{ha}]^{1/2} = \sigma_v + \sigma_{ha} \tag{2.15}$$

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

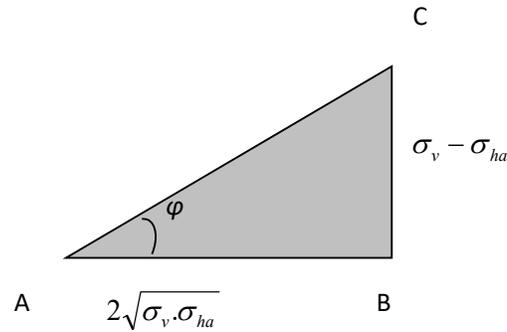


Figure 2.6 : Triangle de contraintes pour l'analyse de Rankine

Le coefficient de poussée des terres est défini par :

$$K_a = \frac{\sigma_{ha}}{\sigma_v} = \frac{(1 - \sin \varphi)}{(1 + \sin \varphi)} \quad (2.16)$$

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

$$P_a = \int_{z=0}^{z=H} \sigma_h \cdot dz$$

$$\sigma_v = \gamma h$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (2.17)$$

2.3.1.2 Cas d'une surcharge appliquée en surface

La méthode de Rankine peut prendre en compte des surcharges uniformes réparties sur toute la surface du sol. Cependant, il est impossible de réaliser un calcul littéral dans trois cas simples représentés sur la Figure 2-7.

Pour ces situations, la solution communément adoptée consiste à calculer les contraintes appliquées au mur en l'absence de surcharge et à y superposer les efforts dus à la seule surcharge et calculés par la formule élastique de Boussinesq. Cette approche n'est pas pleinement satisfaisante, le principe de superposition ne pouvant être appliqué en toute rigueur. Une alternative pouvant être trouvée dans la résolution numérique du problème, avec un algorithme d'éléments finis par exemple.

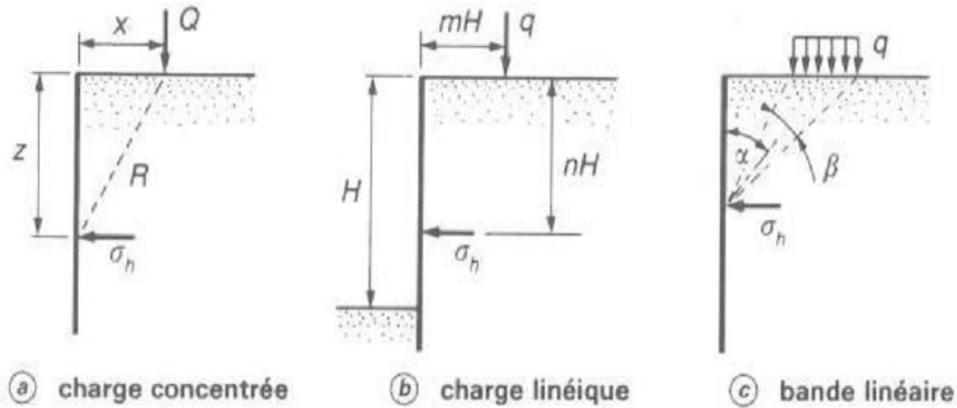


Figure 2.7 Calcul élastique des contraintes horizontales apportées sur un écran par des surcharges (d'ap. Schlosser)

a) Charge concentrée Q :

$$\sigma_h(z) = \frac{3Q}{2\pi} x^2 \frac{z}{R^5} \quad (2.18)$$

b) Charge Q répartie sur la longueur du mur :

Si : $m > 0,4$ $\sigma_h =$

$$1.27 \frac{Q}{H} \frac{m^2 n}{H(m^2+n^2)^2} \quad (2.19)$$

Si : $m < 0,4$

$$\sigma_h = 0.203 \frac{Q}{H} \frac{m}{H(0.16+n^2)^2} \quad (2.20)$$

c) Charge q sous forme d'une bande :

$$\sigma_h = 2 \frac{q}{\pi} [(\beta + \sin \beta) \sin^2 \alpha + (\beta - \sin \beta) \cos^2 \alpha] \quad (2.21)$$

2.3.2 Méthode de Boussinesq

L'interaction réelle entre le sol et l'écran a été prise en considération pour la première fois par Boussinesq en donnant une valeur à l'angle de frottement δ sol-écran. Cette théorie vient d'améliorer la théorie de Rankine basée sur l'hypothèse simplificatrice de l'écran lisse ($\delta = 0$). Dans cette théorie, Boussinesq considère une première zone à une certaine distance du mur où on est dans un état d'équilibre limite de Rankine, se raccordant à une seconde zone directement

derrière le mur où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran, cette zone en état d'équilibre limite de Boussinesq est commandée par l'écran.

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.

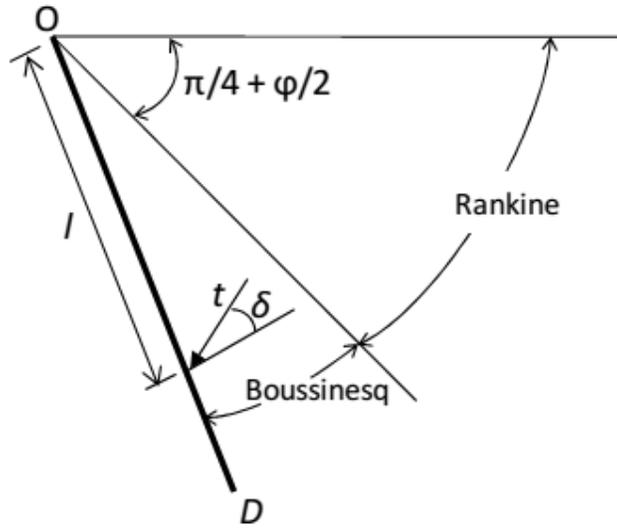


Figure 2.8 : Equilibre de Boussinesq et de Rankine

La répartition des contraintes sur l'écran est la même trouvée par Rankine :

- L'obliquité des contraintes est constante le long de l'écran OD, elle est choisie et fixée à δ ; -

La répartition des contraintes sur l'écran est triangulaire :

$$t_a = k_a \times \gamma \times l \quad (2.22)$$

La résolution du problème faite par Boussinesq conduit à un système d'équations différentielles non intégrables explicitement, qui n'a été résolu qu'en 1948 par Caquot et Kérisel qui en ont donné la démonstration suivante : En exprimant les équations d'équilibre $\text{div } t + F = 0$ en coordonnées polaires :

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \tau}{r \partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = \gamma \cos \theta \quad (2.23)$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_\theta}{r \partial \theta} + 2 \frac{\tau}{r} = -\gamma \sin \theta \quad (2.24)$$

Avec :

σ_r : contrainte normale radiale

σ_θ : contrainte normale orthoradiale

τ : contrainte de cisaillement

En combinant les équations d'équilibre précédentes et les relations données par le cercle de Mohr (figure 2.9) des contraintes tangentes aux droites de Coulomb, on établit le système des deux équations différentielles suivantes :

$$\frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + 3\tau = -\gamma r \sin \theta \quad (2.25)$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial \theta} + 2(\sigma_r - \sigma_\theta) = -\gamma r \cos \theta \quad (2.26)$$

Avec : $\sigma_\theta = k\sigma_r$

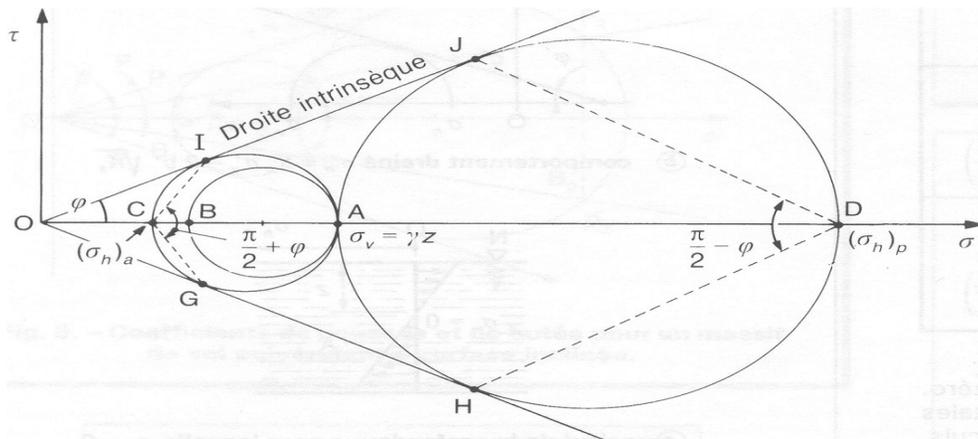


Figure 2.9 Calcul des coefficients de poussée et de butée par le cercle de Mohr (d'ap. Schlosser)

Le système des deux équations différentielles a été intégré par Caquot et Kérisel (1948), les calculs étant améliorés par Absi (1990) pour donner des tables complètes de poussée et de butée fournissant les coefficients K_a et K_p .

Le problème est déterminé par les conditions aux frontières : (Figure2-10Equilibre de Boussinesq et de Rankine)

- surface libre : contraintes nulles.

- sur l'écran : obliquité imposée de la contrainte.

La zone entre la surface libre et le plan de glissement passant par O, présente un équilibre de Rankine.

La zone entre l'écran et le plan de glissement passant par O, présente un équilibre de Boussinesq.

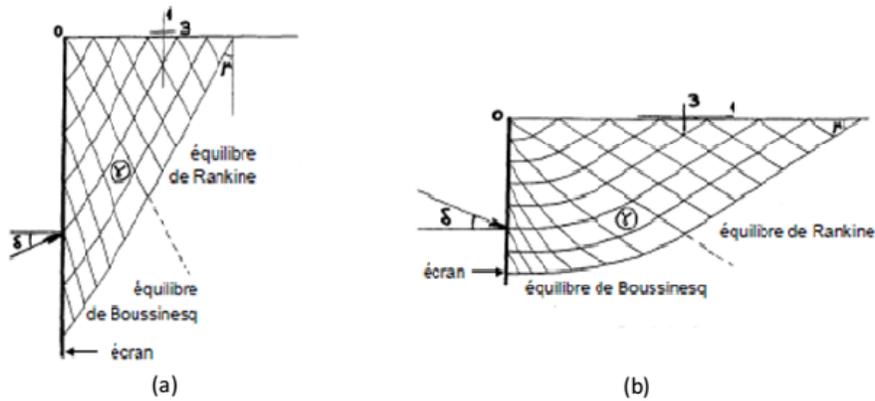


Figure 2.10 Lignes de glissement, (a) Etat de poussée, (b) Etat de butée

2.3.3 Méthode de Sokolovski (1961)

2.3.3.1 Cas d'une surcharge uniforme

La pression ultime P_q sur le mur provenant d'une surcharge uniforme q , agissant à la surface d'un sol non cohérent ($C=0$) et non pesant ($\gamma = 0$) qui représentés sur la Figure 2-12. a été déterminée par Sokolovsky (1961) par la biais de la méthode des caractéristique (figure 2.11) de contraintes comme suit :

$$P_q = K_{qp} \tag{2.27}$$

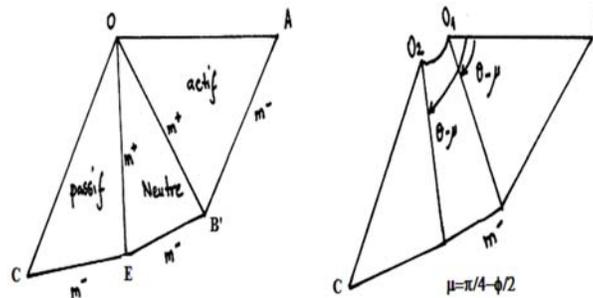


Figure 2.11 Lignes caractéristiques des zones de rupture

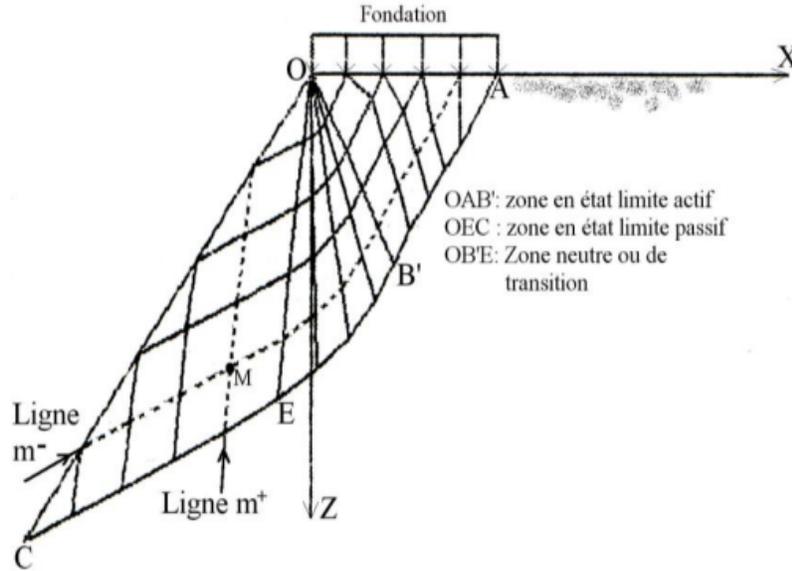


Figure 2.12 Schéma du mécanisme de rupture en cas d'une surface horizontale ($\beta=0$)

K_q est un coefficient de poussée / butée, fonction de l'inclinaison λ du mur, de l'angle de frottement φ , de l'inclinaison β de la surface de remblai, et de l'angle de frottement δ entre le mur et le sol .Il est calculé analytiquement par :

$$K_q = \frac{\cos \delta \pm \sin \varphi \cos \Delta_2}{\cos \alpha \pm \sin \varphi \cos \Delta_1} \exp(\pm 2\psi \tan \varphi) \quad (2.28)$$

$$\psi = w - \frac{\pi}{2} + \frac{\Delta_1 + \Delta_2 \pm \alpha \pm \delta}{2} \quad (2.29)$$

$$\sin \Delta_1 = \frac{\sin \alpha}{\sin \varphi} \quad \text{et} \quad \sin \Delta_2 = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \quad (2.30)$$

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

2.3.4 Méthodes de Caquot et Kerisel

Hypothèse :

- l'inclinaison de l'écran
- l'inclinaison du sol
- l'existence de surcharge

- le frottement du sol sur l'écran
- l'hétérogénéité du sol
- sols cohérent

Cette méthode utilise le théorème des « états correspondants ».

2.3.4.1 Cas de surcharge uniforme

Le coefficient de poussée du à la surcharge q est exprimé par :

$$K_{aq} = \frac{\cos \varphi - \sin \varphi \cdot \cos \omega}{1 + \sin \varphi} e^{-2\varepsilon t g \varphi} \quad (2.31)$$

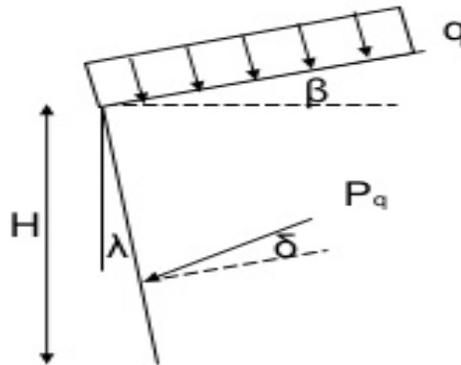


Figure 2.13 Exemple d'une surcharge uniforme

Avec :

$$\omega = \text{Arc sin} \left(\frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \right) \quad (2.32)$$

$$\varepsilon = \frac{\omega}{2} - \frac{\delta}{2} - \lambda + \beta \quad (2.33)$$

$$P_q = K_{aq} \cdot q \cdot \frac{H}{\cos \lambda} \quad (2.34)$$

2.3.4.2 Cas d'un sol cohérent et frottant

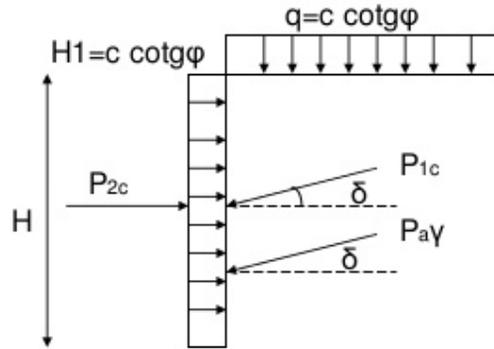


Figure 2.14 Exemple d'un sol cohérent et frottant

-On applique le théorème des états correspondants

- les forces résultantes de la cohésion sont :

$$P_{1c} = k_{ac} \cdot c \cdot \cot g \varphi \cdot H \quad (2.35)$$

$$P_{2c} = c \cdot \cot g \varphi \cdot H \quad (2.36)$$

2.3.4.1 Cas d'une surcharge ponctuelle

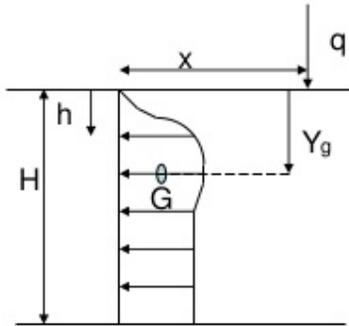


Figure 2.15 Exemple d'une surcharge ponctuelle

-La poussée active est exprimée par :

$$P_{aq} = \frac{2q}{\pi} \cdot \frac{H^2}{x^2 + H^2} \quad (2.37)$$

-Le point d'application de Paq est :

$$y_G = -\frac{x^2}{H} + \frac{x(x^2 + H^2)}{H^2} \text{Arctg} \left(\frac{H}{x} \right) \quad (2.38)$$

2.3.5 Méthodes d'analyse limite

Il existe une longue histoire de l'application de la théorie de la plasticité dans la géomécanique. Une approche plus rigoureuse a été développée, elle consiste à considérer la relation contrainte-déformation d'un sol d'une manière idéalisée. Cette approche est appelée l'analyse limite qui est basée sur les concepts de travaux virtuels et équilibre statique (Lagrange, 1788), et le principe du travail plastique local maximal (Kazinczy, 1914 ; Kist, 1917 ; Gvozdev, 1938, 1948 ; Markov, 1947 ; Hill, 1948, 1950 ; Drucker, 1951, 1962 ; Drucker et Prager, 1952). La méthode d'analyse limite est une approche développée pour traiter les problèmes de pression des terres. La grande différence, entre cette méthode et celle de l'équilibre limite, réside dans la prise en compte de la cinématique des déformations dans l'analyse de la rupture et de la prise en compte des conditions aux limites sur les déplacements. L'analyse limite admet que les sols ou autres matériaux ont un comportement élastique (ou rigide) parfaitement plastique, avec une loi d'écoulement plastique associée. Deux solutions peuvent être généralement fournies par des bornes supérieures et inférieures, qui sont calculées respectivement par des solutions cinématiquement et statiquement admissibles.

Les théorèmes limites de plasticité peuvent être simplement employés pour obtenir les valeurs supérieures et inférieures de la charge ultime de rupture pour les problèmes de stabilité dans la mécanique des sols.

Théorème 1 (borne inférieure) : Si on trouve une distribution de contrainte vérifiant les équations d'équilibre, les conditions aux limites, et ne violant en aucun cas le critère de rupture qui comprend la cohésion c et l'angle de frottement interne ϕ , le massif de sol ne se rompra pas ou il sera juste au moment de la rupture. **Théorème 2 (borne supérieure) :** La rupture du massif de sol se produira s'il existe un mode de déformation plastique compatible pour lequel le taux du travail des forces externes excède la partie dissipée dans le système. Cette approche, dite cinématique, consiste donc à construire des cinématiques ou mécanismes de rupture respectant les conditions aux limites sur les déplacements, et à trouver pour chacun d'eux des forces ou combinaisons de forces trop grandes pour la résistance du sol.

Par un choix approprié des champs de contraintes et de vitesse, les deux théorèmes ci-dessus permettent ainsi que la charge de rupture nécessaire soit cernée aussi étroitement que semble nécessaire pour le problème étudié. Si les limites supérieures et inférieures fournies par le champ de vitesses et le champ de contraintes coïncident, la valeur exacte de la charge limite de rupture est alors déterminée.

2.4 Méthode graphique

2.4.1. Méthodes graphique de Cullman(1886)

Lorsque les conditions géométriques ou du système de charge ne permettent pas déterminer analytiquement la force de poussée ou de butée, on utilise alors la méthode graphique de Culman.

La méthode graphique exposée ci-après a été présentée par le mathématicien Allemand Karl Culman, fondateur de la statique graphique. Son analyse permet de définir l'amplitude et la position de la résultante des poussées des terres aussi bien active que passive sur un écran de soutènement.

Elle utilisée pour des remblais horizontaux ou en pente, réguliers ou irréguliers, avec un matériau homogène ou stratifié.

La méthode de Culman prend aussi en compte les variables tel que : le frottement du mur, le type de sol pulvérulent et avec certaines modifications le sol cohésif et les surcharges concentrées et uniformes. Elle nécessite toutefois un angle de frottement interne constant pour tout le remblai. Les étapes présentées ci-dessous concernent le cas des sols sableux et fait référence à la figure 2-16

1-Tracer le mur de soutènement et le remblai à une échelle appropriée. Celui-ci doit inclure la hauteur et la pente de l'écran de soutènement, la configuration de la surface superficielle du remblai, la position et l'amplitude des surcharges (concentrée, linéaire ou uniforme).

2-A partir du point A tracer la ligne AC qui fait un angle ϕ avec l'horizontal.

3-Tracer la ligne AD faisant un angle ψ a partir de la ligne AC. La figure montre que ψ est l'angle formé par la résultante des poussées actives P_a avec la verticale.

4-Tracer une série de plans de glissement potentiels $AB_1, AB_2, AB_3, \dots etc.$

5-Déterminer le poids propre de chaque prisme en tenant compte de la variation des densités si le remblai est hétérogène.

6-Représenter à l'échelle les valeurs W_i sur la ligne AC. Par exemple la distance à partir de A à W_1 le long de la ligne AC est égale à W_1 , de même la distance de W_1 à W_2 le long de AC est égale à W_2 et ainsi de suite.

7-A partir de chaque point obtenu sur la ligne AC, tracer des lignes parallèles à la ligne AD qui coupent le plan de rupture correspondant ; c'est-à-dire la ligne à partir de W_1 intersecte la ligne AB, celle de W_2 intersecte la ligne AB_2 etc.

8-Joindre les points d'intersection par une courbe désignée par l'enveloppe de Culman.

9-Tracer une parallèle à la ligne AC tangente à l'enveloppe de Culman pour obtenir le point (E). Une tangente en plus est possible si la courbe de Culman est irrégulière.

10-A partir du point de tangente, tracer la ligne EF parallèle à la ligne AD. La mesure de la ligne EF à l'échelle déjà choisie représente l'amplitude de la poussée active P_a .

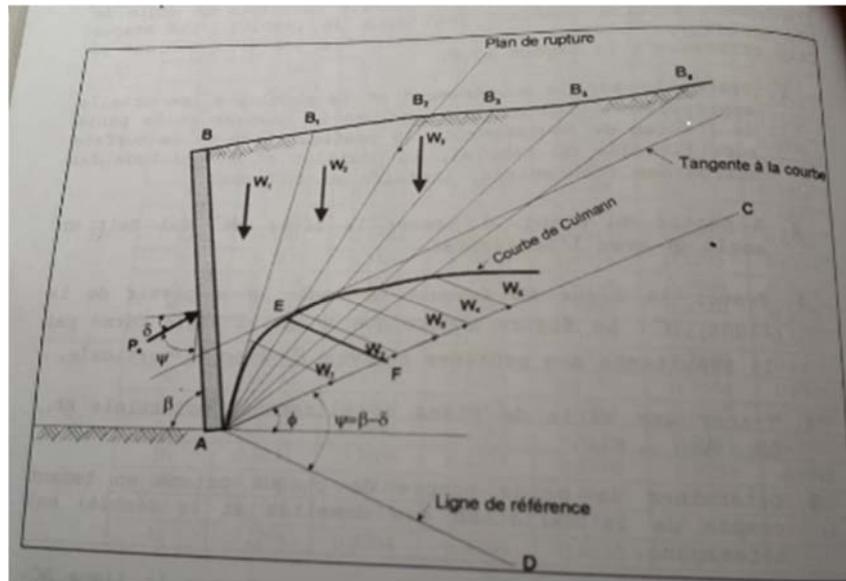


Figure 2.16 : Poussée active de Culman

2.5 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.

Les méthodes numériques permettent de résoudre les problèmes les plus complexes en géotechnique. Elles fournissent des informations sur les déformations et les déplacements au cours de la construction et même après l'achèvement de l'ouvrage. Ces méthodes consistent à résoudre des équations aux dérivées partielles, il existe plusieurs techniques comme les méthodes des différences finies, des volumes finis, des méthodes spectrales et la méthode des éléments finis.

2.5.1 Méthodes des éléments finis (MEF)

Les méthodes des éléments finis est la plus largement répandue en géomécanique, elle est très générale et possède une base mathématique rigoureuse qui permet de prévoir jusqu'à un certain point la précision de notre approximation et même d'améliorer cette précision, via les méthodes adaptatives.

Pour les ouvrages de soutènement, 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. Anthony T.C.Goh (1993) ont employé la méthodes des éléments finis pour étudier le comportement des mur de soutènement. 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.

2.5.2 Méthodes des différences finies

La méthode de différence finie est une méthode parmi les plus anciennes technique numériques utilisées pour résoudre des équations différentielles. Shiau et smith (2006) ont traité l'effet de la règle d'écoulement (associée ou non associée) ainsi que la rugosité du mur sur les pressions passives des terres appliquée sur un mur-poids, en employant la méthode des différences finis explicite de FLAC. Benmeddour et al (2012), ont utilisé également la méthode des différences finies explicite de FLAC 2D pour évaluer les coefficients passifs et actifs des terres pour le cas d'un écran vertical retenant un massif de sol constitué de sable dense. Ils ont étudié l'influence de plusieurs paramètres géométriques et géotechniques sur les pressions passives et actives des terres, comme l'inclinaison de surface du sol, l'interface entre le mur et le sol et la proximité d'une pente a été également étudiée. Ils ont conclu que la proximité d'une pente au mur influe

sur la forme de la surface de rupture, et que la règle d'écoulement non associée sous-estime les pressions passives des terres et sur-estime les pressions actives des terres. Wörden et Achmus (2013), ont réalisé une investigation tridimensionnelle en éléments finis pour évaluer les forces des pressions actives des terres appliquées sur un mur rigide dans le sable. Ils ont étudié l'influence de plusieurs paramètres, en particulier, le mode de déformation du mur sur le comportement charge-déplacement et sur les résultats 3D des forces des pressions actives des terres. Ils ont conclu que le mode de déformation en rotation du mur est le plus défavorable, qui donne les valeurs les plus grandes des forces.

2.6 Conclusion

Les ouvrages des soutènements nécessitent une bonne étude des pressions et de ses effets. Ce chapitre est consacré à la présentation des méthodes de calcul des pressions passives et actives des terres. D'après les méthodes présentées dans ce chapitre, on peut conclure que ;

- Les méthodes de calcul aux états limites, (équilibre limite ou analyse limite), ces méthodes sont indépendantes des déformations dans le sol, qui fournissent directement les caractéristiques géométriques et mécaniques de l'ouvrage ;
- Les méthodes numériques, (éléments finis, différences finies...etc.), qui dépendent des déformations dans le sol, où les écrans en béton ou en palplanches sont souvent calculés en tenant compte d'une modélisation des déformations du massif de sol ;
- En fin, la méthode graphique qui utilisée quand les conditions ne permettent pas de déterminer analytiquement la force de poussée ou de butée.

La connaissance des méthodes de calcul des efforts qui influe sur le mur de soutènement permet de réaliser un bon dimensionnement, et permet de développer un nouveau modèle de calcul, par exemple la modélisation numérique par la méthode des éléments finis, quel sera notre objectif dans le prochain chapitre.

3.1 Introduction

La détermination de la capacité portante des ouvrages géotechniques est basée sur l'estimation des facteurs de portance. L'expression générale de la capacité portante a été proposée par Terzaghi (1943). La configuration particulière d'une fondation filante placée au bord d'une pente est un cas fréquemment envisagée dans la pratique. Plusieurs études ont été effectuées dans ce contexte pour estimer la capacité portante du sol au voisinage d'une pente (Meyerhof 1957; Maloum et Sieffert 2002 ; Georgiadis 2010 ; Baazouzi et al. 2017 ; Zerguine et al. 2017). Toutes les études effectuées ont montré que la portance du sol diminue considérablement en se rapprochant de la crête du talus. Lorsque la pente dépasse un certain degré d'inclinaison, elle devient instable même sous l'effet de son poids propre seulement. Plusieurs méthodes peuvent être utilisées pour stabiliser les pentes, parmi lesquelles, on cite le cas des murs de soutènement. Les ouvrages de soutènement sont devenus très utilisés dans le domaine de la géotechnique. Dans les cas où une ligne de surcharge verticale agit sur le remblai, la solution analytique faisant référence à l'approche de Coulomb (1773), n'est toujours pas disponible dans la littérature. En conséquence, une approche simplifiée inappropriée est parfois utilisée dans laquelle l'incrément de poussée dû à la ligne de surcharge est calculé selon la théorie de l'élasticité (Boussinesq 1885; Misra 1980) et ajouté à la poussée calculée en utilisant la méthode de Coulomb.

Le travail présenté dans ce chapitre porte sur la modélisation numérique et l'analyse du comportement d'un écran de soutènement autostable du type mur gravitaire, fiché dans le sol soutenu est chargé d'une fondation filante en tête, par la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel Plaxis 2D-v8.5. La pratique de cette méthode, vise à étudier l'effet d'interaction écran-fondation par application des actions de surcharges en tenant compte de la distance aussi prise variable entre l'écran et la fondation. L'objectif de cette étude s'intéresse à la détermination de la distance relative d/B entre le parement du mur et le bord de la fondation de largeur B , suffisante pour la disparition de l'effet du mur. La détermination de cette distance se fait par plusieurs méthodes, en tenant compte de l'effet des charges verticales appliquées sur la fondation. Les résultats sont comparés à ceux déterminés par les expressions données dans la littérature

3.2 Cas étudié

Nous allons étudier le cas de la stabilité d'un mur gravitaire soutenant un massif du sol à surface horizontale supportant une semelle filante soumise à une charge centrée. L'étude porte aussi sur l'influence de la proximité de la semelle par rapport au sommet du mur, (c'est-à-dire l'interaction entre le mur et la semelle). Le sol de fondation a les mêmes caractéristiques que celles de remblai.

3.3. Présentation du modèle

Dans le cadre d'une étude de modélisation et d'analyse du comportement d'un écran de soutènement autostable en présence d'une fondation chargée à des distances variables par rapport à un mur gravitaire, nous avons procédé à de multiples simulations via le logiciel Plaxis2D-V8.5. Après une série d'analyses numériques effectuées sur différents modèles on adopte un modèle de 7m de hauteur totale et de 30 m de largeur, avec une hauteur de mur égale à 4.35 m, la largeur au niveau de la base est de 2 m et sa largeur au sommet égale à 0.3 m.

3.3.1. Dimensions géométriques du modèle numérique

Le modèle envisagé pour simulations numérique, calculs et étude de comportement est représenté sur figure 3.1.

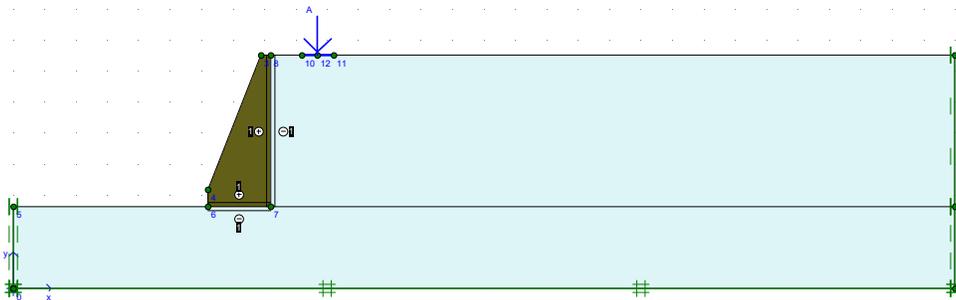


Figure 3.1 : Dimensions géométriques du modèle :(30x7) m.

a) La géométrie du modèle

Le problème ne présente pas de symétrie pour cette raison la modélisation sera effectuée pour la totalité du modèle géométrique plan (2D) de dimensions 30 m de largeur sur 7 m de profondeur. Ce modèle est présenté sur la figure 3.2. Le sol est composé d'une deux couches sont les suivantes:

- Une couche de remblai en surface de 4.35 m de profondeur.

➤ Une deuxième couche de sol de fondation 2.65 m de profondeur.

Ce massif est surchargé en tête par une semelle filante (avec une charge centrée) de largeur $B = 1$ m posée sur la surface horizontale à une distance $d = 1$ m du parement du mur

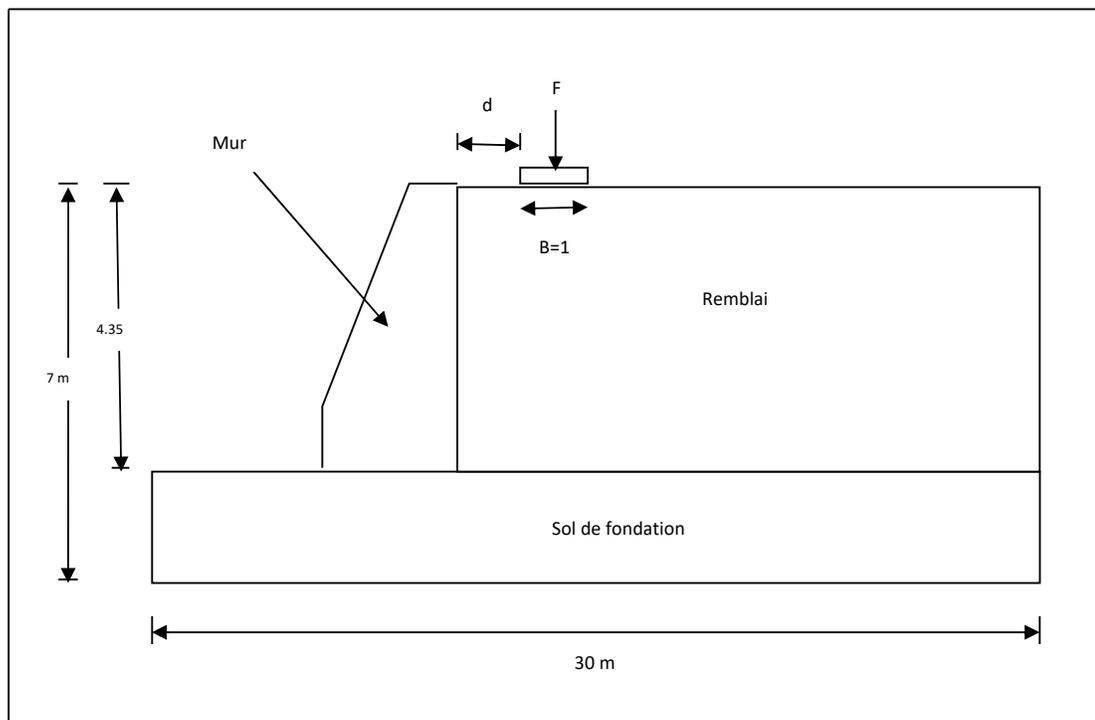


Figure 3.2 : Vue en coupe du projet

a) Les caractéristiques des éléments structuraux

Dans ce modèle, le mur est en béton, supposé élastique linéaire avec les caractéristiques suivantes :

Tableau 3.2: Les caractéristiques du mur

Paramètres	Symbole	Valeur	Unité
Type de comportement	Type de matériaux	Elastique	-
Rigidité normale	EA	5,000E+06	KN/m
Rigidité de flexion	EI	8500,000	KN/m ²
Coefficient de poisson	ν	0.2	-

b) Caractéristiques des matériaux

Propriétés des couches de sols

Le sol est constitué de deux couches, le modèle de comportement est celui de Mohr-Coulomb (MC) . Les paramètres E_{ref} , c_{ref} , ψ et R_{inter} sont variables selon le cas simulé comme il est indiqué dans le tableau ci-après:

Tableau 3.1: propriétés des couches de sols et des interfaces

Paramètres	symbol	Remblai	Remblai	Unité
Modèle du matériau	Model	Elastique parfaitement plastique	Elastique parfaitement plastique	-
Type de comportement	Type	Drainé	Drainé	-
Poids volumique	γ_{unsat}	19	19	[kN/m ³]
Poids volumique saturé	γ_{sat}	20	20	[kN/m ³]
Module d'Young	E_{ref}	3,5E+04	3,5E+04	[kN/m ²]
Coefficient de poisson	ν	0.33	0.33	-
Cohésion	C_{ref}	4.00	4.00	[kN/m ²]
Angle de frottement	ϕ	36	36	[°]
Angle de dilatance	ψ	16	16	[°]
Facteur de rigidité	R_{inter}	0.5	0.5	-

3.4 Conditions aux limites

Pour choisir la géométrie de modèle a simulé nous avons réalisé plusieurs tests préliminaires pour localiser les dimensions du modèle le plus convenable qui donne des résultats satisfaisants. Trois modèles de géométries différents ont été testés et nous avons choisi celui présenté sur la figure 3.1

Les conditions aux limites appliquées aux frontières consistent à bloquer le déplacement horizontal pour les frontières latérales, tandis que la base du modèle est bloquée dans les deux directions horizontale et verticale. Le modèle de comportement élastique parfaitement plastique est utilisé en adoptant le critère de Mohr-Coulomb. Le maillage dans la zone située au voisinage du mur est raffiné afin d'obtenir des résultats plus fiables. Le modèle est discrétisé en utilisant des triangles à 15 nœuds. La base de la semelle est considérée parfaitement rugueuse. Un raffinement local du maillage a été effectué dans les zones de forts gradients de contraintes, c'est-à-dire au voisinage de et sous sa base (figure 3.3).

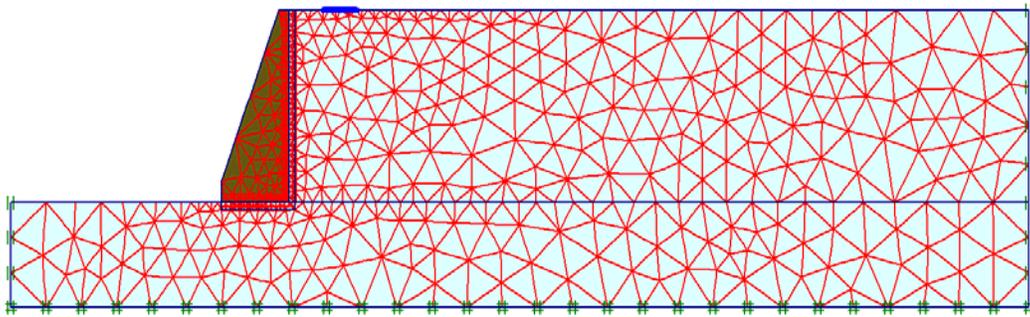


Figure 3.3 : Maillage et conditions aux limites du modèle adopté.

3.5. Validation du modèle

A fin de valider les résultats de la présente étude qui traite le problème de portance et de stabilité d'un ouvrage de soutènement chargé par une semelle à proximité de sommet de ce mur, une étude comparative a été réalisée pour valider nos résultats.

Dans la présente d'étude on a utilisé le code Plaxis pour examiner le modèle choisi composé d'un mur de soutènement gravitaire soutenant un massif de sol frottant surchargé par une semelle filante au voisinage du sommet du mur. Les résultats de cette étude ont été comparés avec les résultats publiés par Zerguine et al. (2018) pour un modèle composé d'un mur en sol renforcé.

Zerguine et al.(2018) ont réalisé une série d'analyses numériques effectuée sur différents modèles d'ouvrages de soutènement renforcé de hauteur totale égale à 7m et de largeur de 30 m avec une hauteur de mur égale à 4,35m . Le massif est renforcé par des nappes de

géosynthétiques de longueurs différentes. Ce massif est surchargé en tête par une semelle rugueuse de largeur $B = 1$ m posée sur la surface horizontale à des distances d variant de $1B$ à $10B$ du parement du mur.

La figure 3.4 montre la comparaison entre les courbes de capacité portante, obtenus par la présente étude avec celles de Zerguine et al. (2018), après l'application d'une charge verticale centrée sur une fondation filante placée à une distance d du bord de mur. ,

Les courbes de la figure 3.4 présentent l'évolution de la capacité portante de la fondation en fonction de la distance entre le sommet de mur et l'extrémité de la semelle. Il est à noter que le modèle de la présente étude fournis des résultats important. On remarque que:

La capacité portante d'une fondation filante a proximité de la crête mur renforcé plus grande que la capacité portante d'une semelle placée à proximité de la tête d'un mur poids. Les valeurs de capacité portante sont proportionnelles avec la distance entre le sommet du mur et l'extrémité de la fondation. La capacité portante augmente presque linéairement jusqu'à sa limite ou de la de cette valeur elle présente un palier cette valeur limite correspond a la capacité portante d'une semelle filante posée sur un sol horizontale de dimension infini. On remarque aussi une différence entre les valeurs de capacité d'un mur renforcé et un mur poids cette différence diminue lorsqu'on rapproche de la distance $d/B=7$ au-delà de cette valeur la différence devient très faible. Les écarts maximaux et minimaux enregistrés sont de l'ordre de 32 et 7% respectivement. Cette différence est due a la présence des nappes géosynthétiques qui participe a l'amélioration de la capacité portante d'une semelle posée sur un mur renforcé.

Les valeurs de la capacité portante deviennent presque constantes pour des distances d supérieur à $10B$, et le mur n'a pas d'influence sur la capacité portante de fondation. D'après cette comparaison on remarque que la capacité portante est influencée par la nature du mur.

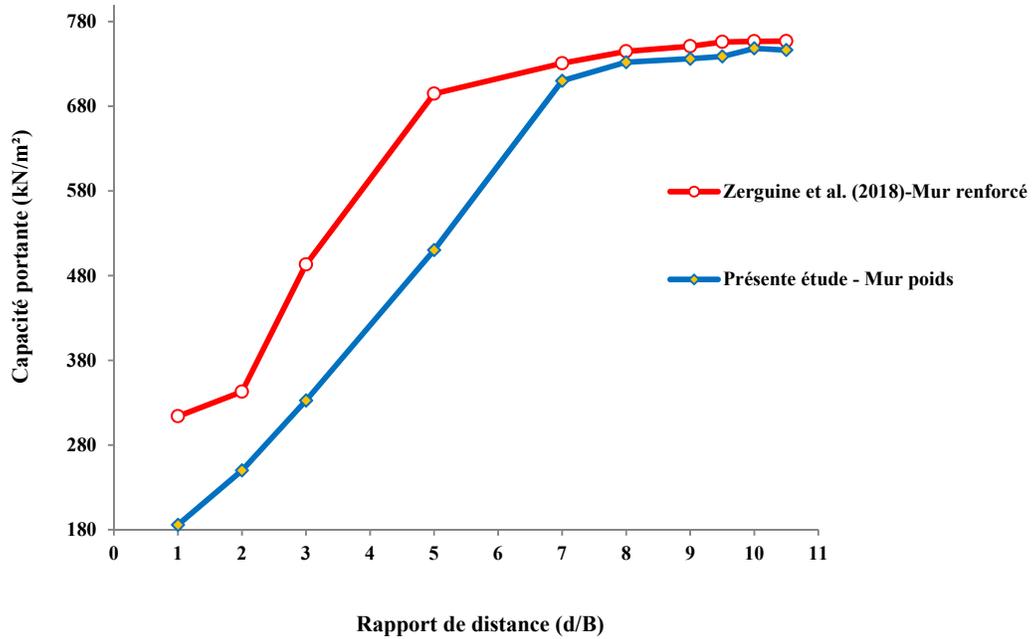


Figure 3.4 : Comparaison de capacité portante pour une fondation en tête du mur renforcé et mur poids.

3.6 Interprétation des résultats du modèle étudié

Les méthodes classiques tel que la méthode d'équilibre limite permettent d'étudier les problèmes de fondation et des ouvrages du soutènement mais elle nous donne aucune indication sur les contraintes et le déplacement et le massif de sol ainsi que les déformation de l'élément structurale par contre la méthode des éléments finis permet de déterminer les contraintes et les déformation dans tout point de milieu continue pour cette raison nous avons utiliser le code PLAXIS pour analyser les phénomènes d'interaction entre la fondation et le mur de soutènement gravitaire. La présente étude numérique d'un ouvrage du soutènement par la méthode des éléments finis en utilisant le code PLaxis nous a permet de présenter différent résultats tel que les déformations du massif de sol soutenu, les déplacements incrémentales total et les contraintes horizontales appliquées sur le mur ainsi que les déformations. Ces résultats permettent aussi de calculer les facteurs de sécurité vis-à-vis au glissement et au renversement. En fin les résultats seront présentés de la manière suivante :

3.6.1 Déformation du massif de l'ouvrage de soutènement Sous l'effet de chargement de fondation

La figure3.5 présente le maillage de l'ouvrage de soutènement (mur + massif de sol) à la fin de chargement de la semelle. on peut conclure que le chargement de la semelle entraine une

déformation de sol dans les deux direction verticale et horizontale ce qui provoque le déplacement et ou la rotation de mur gravitaire autour d'un point qui se situe en générale à l'extrémité de la base de mur.

La figure présente un maillage déformé au niveau de la semelle, cette région est raffiné puisque elle présente la zone de concentration de contrainte

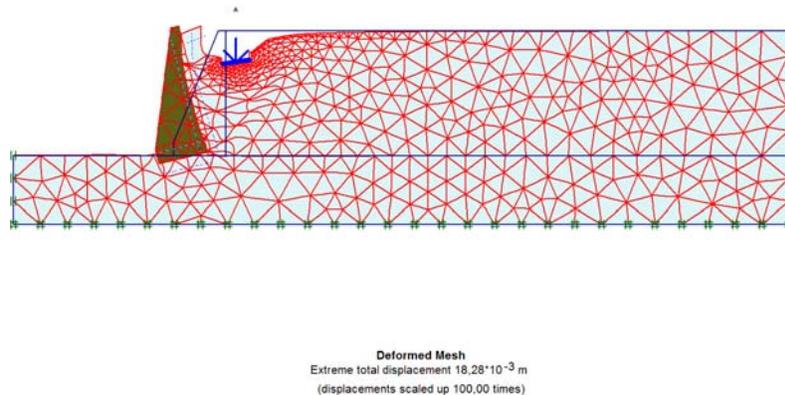


Figure 3.5 : Déformation du maillage à la fin de la phase de construction (cas $d/B=1$)

3.6.2 Déplacement

3.6.2.1 Déplacement incrémental total

- Cas d'un espacement $d/B=1$

La figure 3.6 présente les déplacements incrémental total pour le mur soutenant un massif de sol surchargé d'une semelle placée a une distance $d=1m$. On remarque que les vecteurs de déplacement du sol situé au dessus de la fondation et la partie de sol au voisinage de mur, sont orientés vers le bas avec une inclinaison dans la direction du mur. Par contre la partie de sol situé à droite de la semelle est déplacé vers le haut c'est-à-dire il y'a un soulèvement au niveau de la surface. Le déplacement du sol vers le mur à incité une pression latérale sur le mur qui a provoqué son déplacement horizontale et une rotation autour de l'extrémité gauche de la semelle du mur.

Les déplacements horizontales du mur diminue progressivement en fonction de la profondeur cette distribution qui presque triangulaire à causé une rotation autour de l'extrémité du mur. Lorsque la rotation est importante la résultante les force de poussée s'éloigne du tiers centrale de la semelle ce qui conduit a un reversement du sol.

La stabilité du mur est estimée par un facteur de sécurité que nous avons déterminé directement par le code Plaxis 2d. Les résultats des facteurs de sécurité pour différents cas sont donnés dans le tableau 3.4.

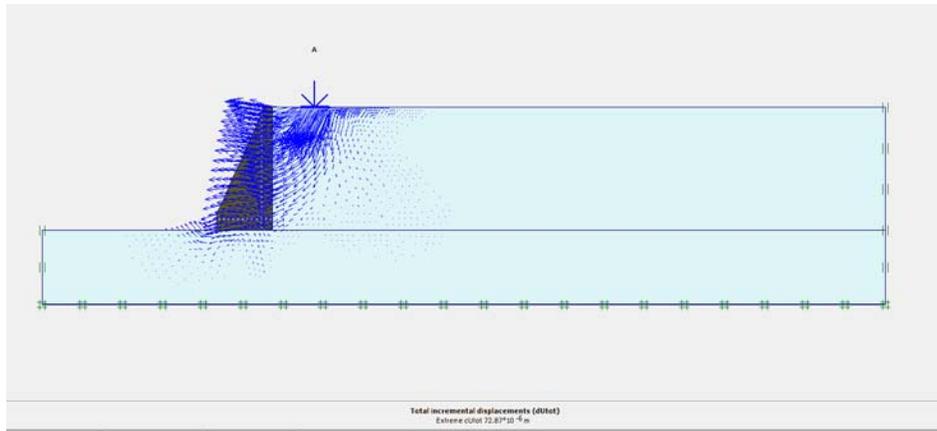


Figure 3.6 : Déplacement incrémental total pour le cas $d/B = 1$

- Cas d'un espacement $d/B=5$.

La figure 3.7 présente le déplacement incrémental total pour le cas où $d/B=5$. On observe que les déplacements verticaux et horizontaux sont concentrés dans la zone située au-dessus et au voisinage de la semelle. Il est à noter que le déplacement de sol au voisinage du mur est très faible par rapport au cas présenté ci-dessus pour $d/B=1$ m, c'est-à-dire la distance entre le mur et la fondation a un effet très important sur la variation des déplacements et des contraintes dans le massif de sol. Ce faible déplacement mobilise la contrainte de poussée appliquée sur le mur.

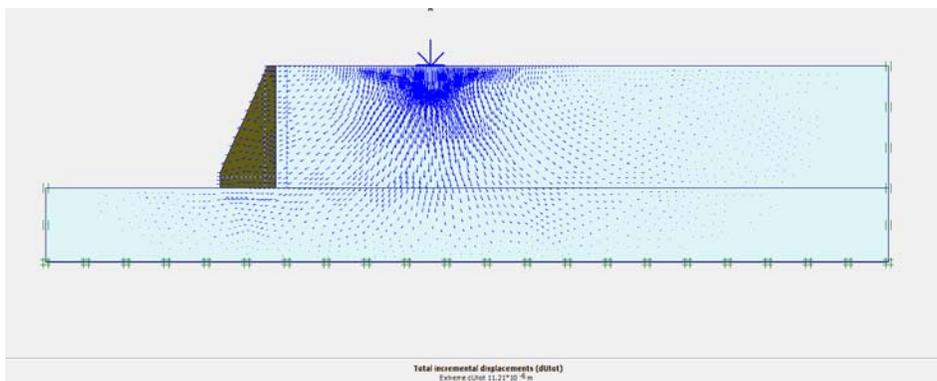


Figure 3.7 : Déplacement incrémental total pour le cas $d/B = 5$

- Cas d'un espacement $d/B=10$

La figure 3.8 présente les vecteurs de déplacements du massif du sol dans le cas d'une semelle placée a une distance $d/B=10$ du sommet du mur. La fondation est relativement loin du mur, les vecteurs de déplacement sont presque symétrique mais on observe que les vecteurs de déplacements du sol adroite de la fondation sont très légèrement supérieur au vecteurs déplacements visualisés au niveau de la zone située à gauche de fondation. Malgré la distance qui sépare entre la fondation et le mur, on observe que la composante horizontale des vecteurs déplacements de la partie du sol comprise entre le mur et la fondation est supérieure de celles visualisés dans la partie gauche de la fondation. Ce raisonnement justifie la petite dissymétrie dans les déplacements du sol observé à gauche et à droite de la fondation, ainsi l'effet de fondation sur le mur est très faible.

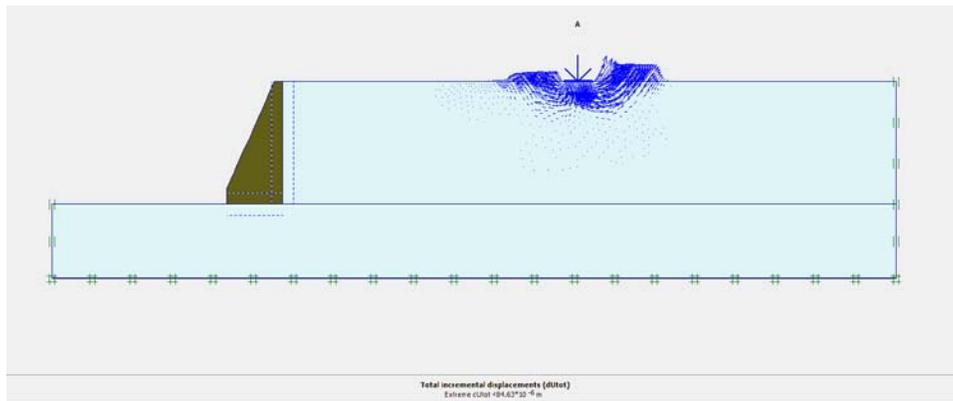


Figure 3.8 : Déplacement incrémental total pour le cas $d/B = 10$

3.6.2.2 Déplacement du sol derrière le mur

Les déplacements derrière le mur sont calculés suivant une ligne de coupe à la face arrière du mur de bas jusqu'à la surface du terrain, comme montré sur la 3.9.

La distribution de déplacement horizontaux derrière le mur a une forme trapézeuidale la valeur maximale de déplacement est enregistrée au sommet de mur ,ce déplacement dimunie en fonction de la profondeur jusqu'à sa valeur minimale enregistrée à la bas de mur. De ce diagramme de déplacement en peut constaté que le mur subi à des mouvements de translation et de rotation.

La figure 3.9.b présente les déplacements verticaux de sol au voisinage du mur il est claire que le tassement de sol important au sommet de mur épuis il diminue progressivement avec la profondeur jusqu'à la valeur zéro à la base du mur.



Figure 3.9 : Ligne de coupe des déplacements derrière le mur.

3.6.3 Contraintes

3.6.3.1 Contraintes horizontales et verticales et de cisaillement

La distribution des contraintes dans le massif de sol peut être représentée par les valeurs de contraintes horizontales présentées sur La figure 3.10. On remarque que les contraintes horizontales augment avec l'augmentation de profondeur .Les contraintes horizontales maximales sont développées dans la zone située sous la base du mur. Ces contraintes peut provoquées le glissement ainsi que la rotation du mur.la distribution des contraintes horizontales au voisinage de mur n'est pas triangulaire, les champs de contrainte horizontale est perturbé par la présence de la fondation. Donc la distribution des contraintes est irrégulière au voisinage du mur et sous la semelle.

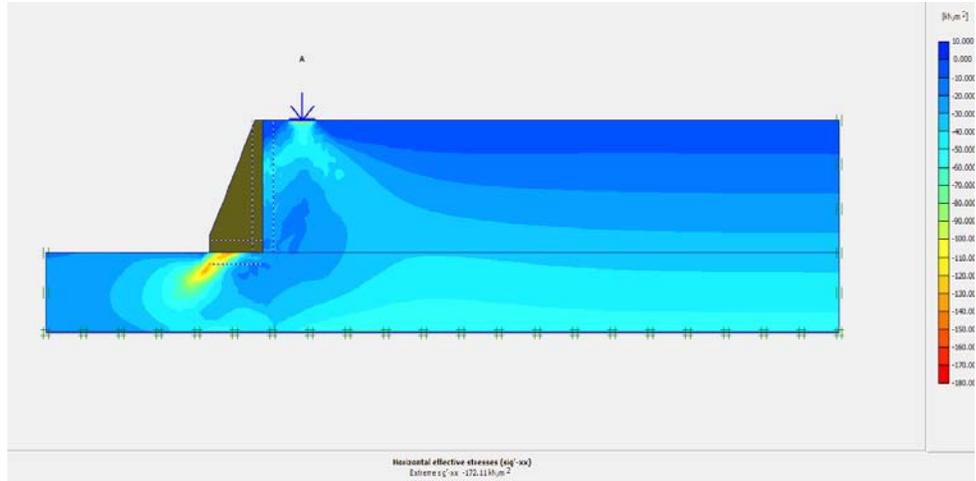


Figure 3.10 : Valeurs des contraintes horizontale « S_{xx} »

La figure 3.11 présente le champ de contraintes verticales dans le massif de sol. Il est évident que la distribution des contraintes verticales est régulière dans le massif loin de mur, cette distribution est triangulaire d'après l'équation $\sigma = \gamma \cdot Z$. Par ailleurs, cette distribution est totalement différente au voisinage du mur et sous la fondation comme le montre les isovaleurs sur la figure ci-dessus.

La figure montre aussi que les contraintes verticales sont très importantes sous l'extrémité gauche de la base du mur, ce qui provoque un tassement important à ce niveau et conduit à une rotation du mur autour de son extrémité gauche.

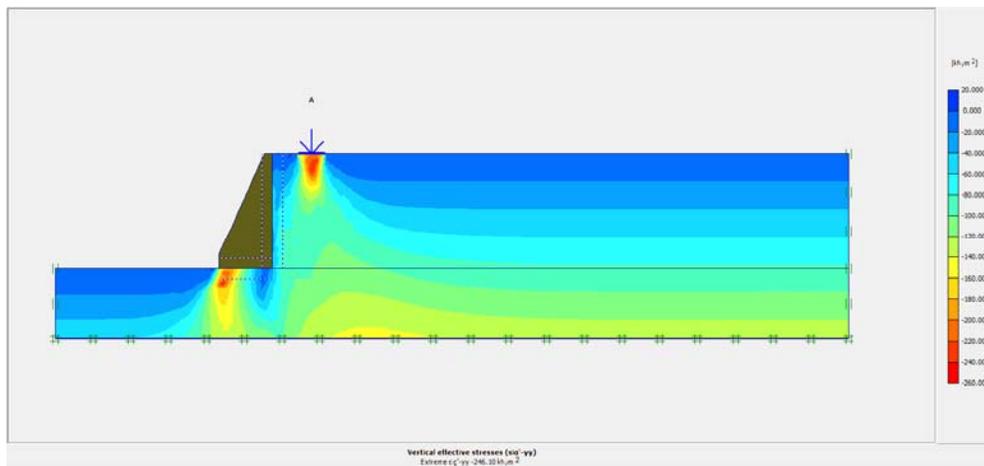


Figure 3.11 : Valeurs des contraintes verticales « S_{yy} »

La figure 3.12 présente les contraintes de cisaillement dans le massif du sol retenu et sous le mur. On remarque que les contraintes de cisaillement maximales sont développées dans la

zone la plus comprimée du sol située sous la partie gauche de la base du mur. Cette concentration est due à l'intensité et l'orientation de moment de renversement. Concernant le massif retenu, les contraintes de cisaillement sont développées au niveau des surfaces inclinées du coin solidaire à la fondation et se propagent dans les deux directions jusqu'à la surface de mur. Cette zone de concentration de contraintes définit le mécanisme de rupture de sol soutenu et de sol de fondation. La présence de la fondation au voisinage du mur a modifié l'état de contrainte dans le massif de sol et la distribution de contrainte horizontale n'est plus triangulaire au voisinage du mur.

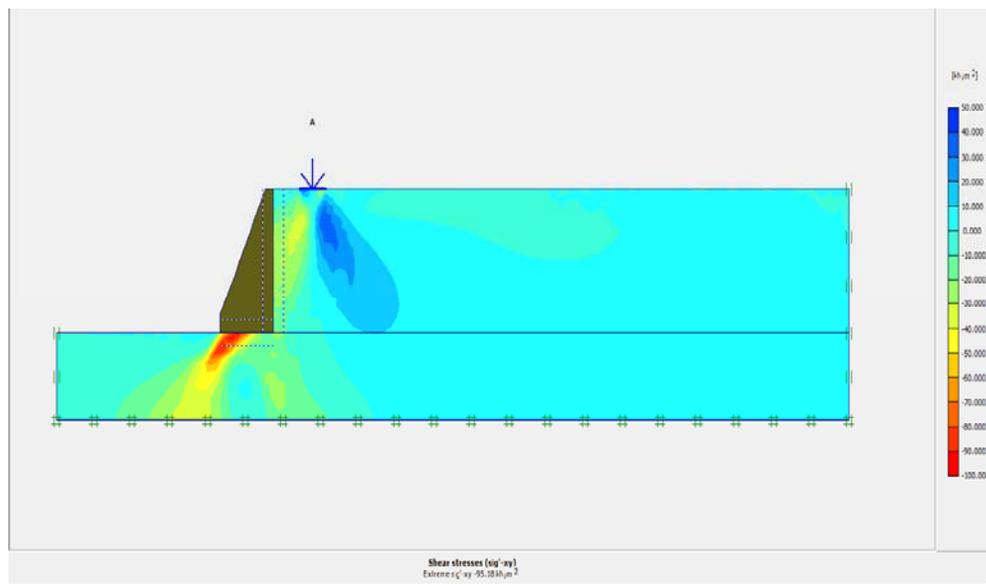


Figure 3.12 : Valeur des contraintes de cisaillement

3.6.3.2 Influence de la distance entre la semelle et le sommet du mur sur la distribution des contraintes

La distribution des contraintes horizontales appliquée sur le mur en fonction de la profondeur est représentée par les courbes de contraintes montrées sur les figures 3.13, 3.14 et 3.15.

Les trois figures présentent les diagrammes des contraintes horizontales calculées pour les deux cas, le premier concerne le cas d'un mur de soutènement un remblai sans surcharge, le deuxième cas concerne un mur de soutènement avec un remblai surchargé d'une semelle filante. Les résultats des calculs élasto-plastique ont donné des valeurs de contraintes pour différentes distances entre le mur et la semelle, nous avons présenté les trois cas suivants :

Cas de $d/B=1$:

La figure 3.13 présente la distribution des contraintes horizontales avant et après le chargement de la fondation. On remarque que la distribution de contraintes horizontales avant le chargement est presque régulière, elle a une forme triangulaire. Par ailleurs dans le cas où le massif est chargé le diagramme de contrainte est totalement différent de celui de cas non chargé. Les contraintes augmentent jusqu'à une valeur maximale qui est égale à 45.12 KN/m^2 cette valeur est obtenue pour une hauteur de mur égale à 2.36 m à partir de la base. Au-dessus de cette hauteur la contrainte diminue progressivement jusqu'à la base de mur. Nous avons enregistré des contraintes supplémentaires très importantes qui sont dues au chargement au sommet du mur la valeur de contrainte supplémentaire $\sigma = 4.13 \text{ KN/m}^2$ au sommet, à une hauteur $h=2.36\text{m}$ contrainte supplémentaire $\Delta\sigma = 45.12 \text{ KN/m}^2$.

Au niveau de la base du mur la variation de contrainte est de l'ordre de $\Delta\sigma = 14.12 \text{ KN/m}^2$.

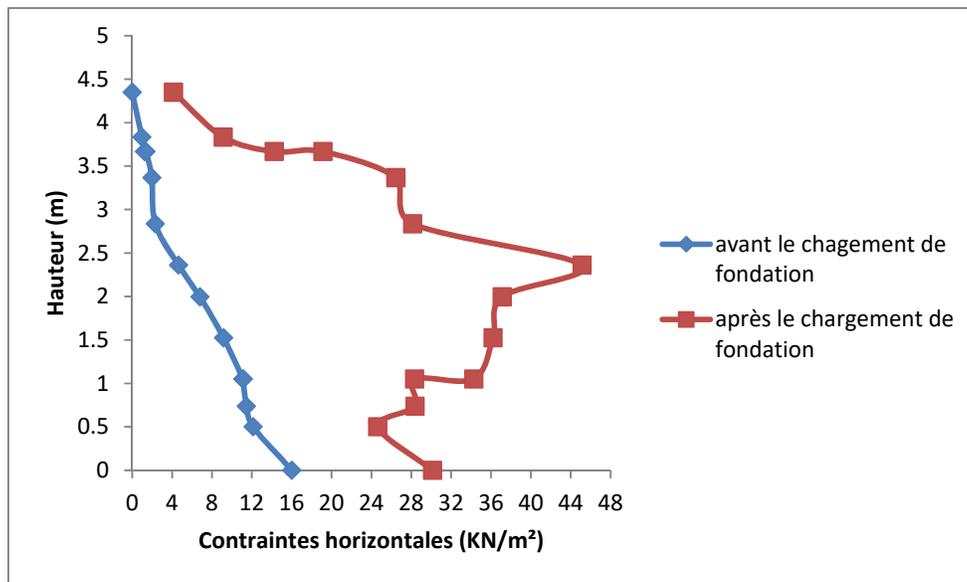


Figure 3.13 : Distribution des contraintes horizontales pour le cas $d/B = 1$

Cas de $d/B=5$:

La figure 3.14 présente la distribution des contraintes horizontales dans le cas d'un espacement de $d/B=5$ entre la semelle et le sommet de mur. Nous avons enregistré dans ce cas une variation de contrainte non uniforme. La contrainte diminue en fonction de la profondeur jusqu'à une hauteur de 3.36 puis elle augmente progressivement jusqu'à sa valeur maximale $\sigma = 64.78 \text{ KN/m}^2$ qui correspond à une hauteur $h= 0.73 \text{ m}$ au-dessus de cette hauteur la

contrainte diminue jusqu'à la base du mur ou la contrainte horizontale égale $\sigma = 49.89 \text{KN/m}$. On conclusion on peut dire que la présence de surcharge a cette distance conduit a une distribution irrégulière des contraintes horizontales.

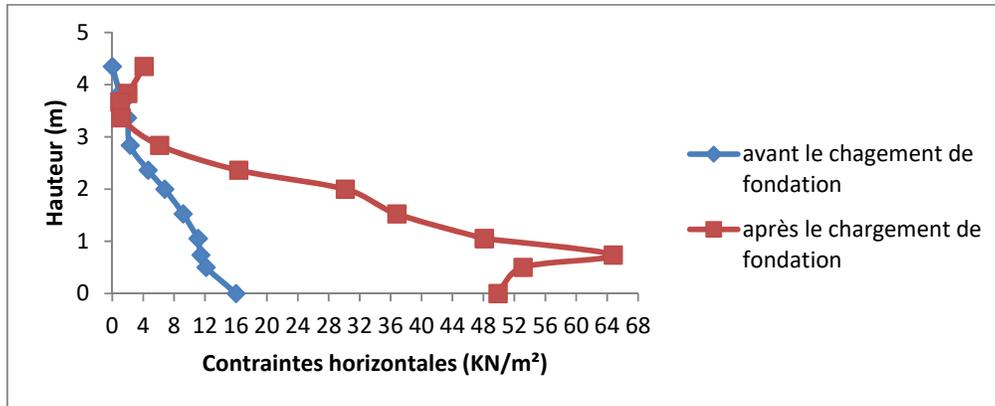


Figure 3.14 : Distribution des contraintes horizontales pour le cas d/B = 5

Cas de d/B=10 :

La figure 3.15 présente la distribution des contraintes horizontales dans le cas d'un espacement de d/B=10 entre la semelle et le sommet de mur. Pour ce cas on à observé que l'allure des courbes est la même et la répartition triangulaire. Par ailleurs, on a remarqué que dans le cas d'une surface surchargé les contraintes sont légèrement supérieures de celles du cas non surchargé, à l'exception de la valeur enregistré au niveau de la base du mur qui est inférieure à celles enregistré dans le cas non surchargé. La différence maximale entre les valeurs calculées pour le cas d'une surface non surchargé et le cas d'une surface surchargé est de l'ordre de 3 KN/m²

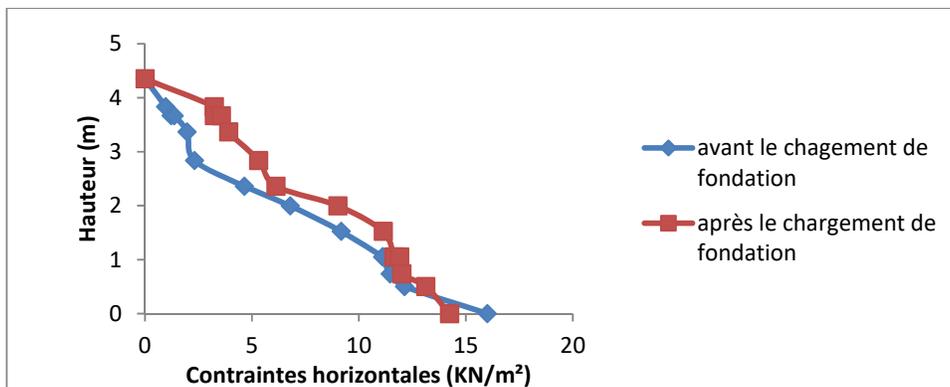


Figure 3.15 : Distribution des contraintes horizontales pour le cas d/B = 10

3.6.4 Les zones plastifiées

La figure 3.16 Présente La zone plastifiée (cas $d/B=1$) est située au-dessus de la semelle, et la plastification se propage vers le mur puisque les contraintes au niveau du mur sont faible par rapport les contraintes initiales situé à droite et on observe aussi que le sol est plastifié au-dessus de la fondation c'est-à-dire les zone affectées par les contraintes horizontales et verticales. On remarque un petit coin elle reste élastique au-dessus de la semelle, même pour la partie supérieur de sol c'est une partie qui reste élastique.

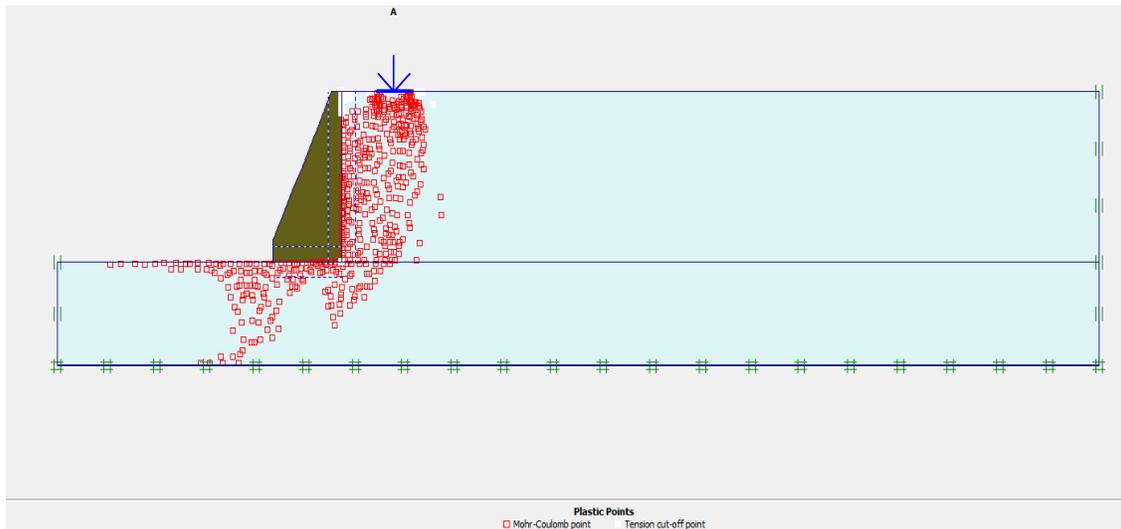


Figure 3.16 : la zone plastifiée cas $d/B=1$

La figure 3. Présente les zone plastifiée pour le cas ou $d/B=5$. On observe que la partie du massif de sol plastifiée est penché vers la base du mur. Cette zone définie donne une indication sur la forme de la surface de rupture ou de mécanisme de rupture. Par ailleurs pour la partie située à droite de la semelle le sol est on état d'équilibre élastique et loin d'être cisailé.

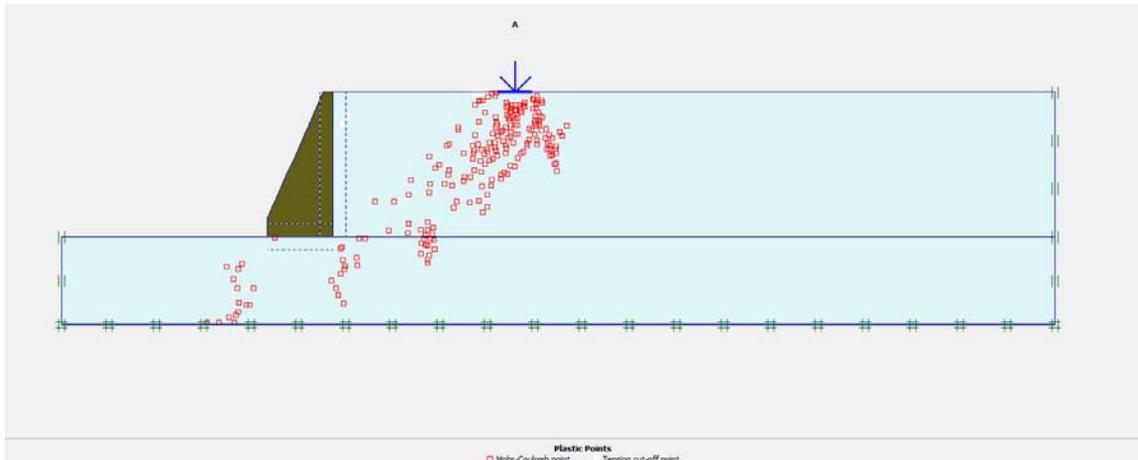


Figure 3.17 : la zone plastifiée cas $d/B=5$

La figure 3.18 présente les zones plastifiées dans le cas où le rapport de distance $d/B=10$, on remarque que la zone plastifiée dans ce cas est presque symétrique par rapport à l'axe verticale passant par le centre de la fondation, à l'exception de quelques points plastifiés dans le massif situés à côté du mur.

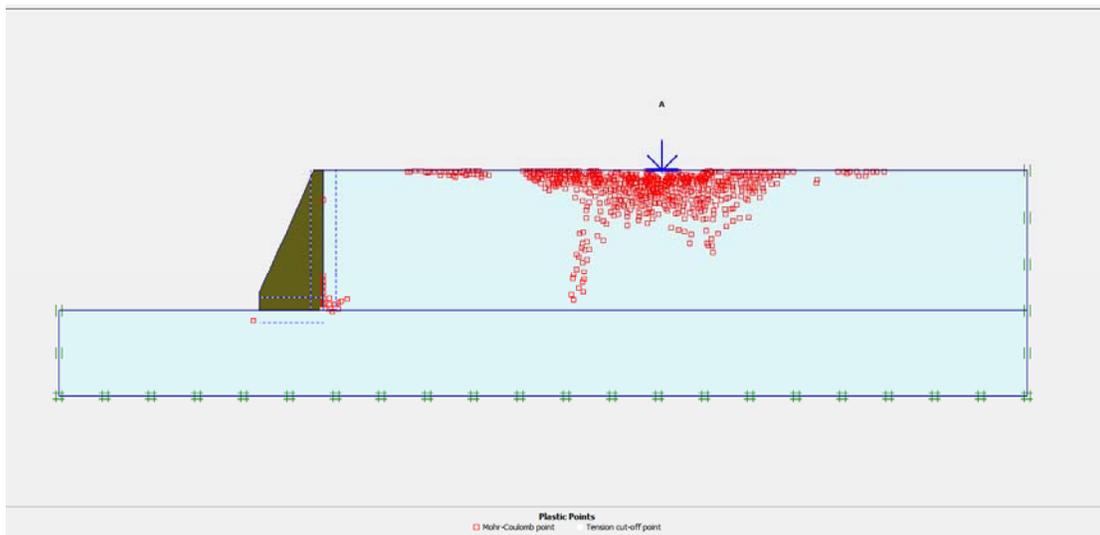


Figure 3.18 : la zone plastifiée cas $d/B=10$

3.7 Etude paramétrique

Cette partie de travail présente une étude paramétrique visant à cerner l'influence de certains paramètres sur les résultats des simulations numériques concernant un mur de soutènement chargé en tête par une fondation filante. On utilise la même procédure adoptée pour la partie

précédente, et on change chaque fois le paramètre une question c'est-à-dire on étudie l'influence de chaque paramètre séparément ont faisant fixé les autres pour avoir une étude raisonnables.les paramètre prit en considération sont les suivants : paramètre géométrique (la hauteur de mur), la non associativité du sol, les caractéristiques mécanique du sol et élément de maillage.

3.7.1 Paramètres géométriques

3.7.1.1 Influence de la hauteur du mur

Pour étudier l'influence de la hauteur du mur, nous avons utilisé deux géométries différentes de mur. Le premier mur à une hauteur de 4.35m et le deuxième de 4.85 m de hauteur c'est modèle ont été simulé ainsi les résultats ont été présenté ci-dessus.

Influence de la hauteur du mur sur la capacité portante de fondation

La figure 3.19 Présente les courbes de comparaison entre deux murs de hauteur différent, on remarque que les valeurs de capacité portante dans le cas d'un mur de hauteur $h=4.35\text{m}$ sont plus élevées que celles enregistré pour le mur de hauteur 4.85m. Dans les deux cas la capacité portante varie progressivement jusqu'à une valeurs limites qui correspond a une surface semi infini. Les courbes sont composées de deux parties la première partie est une variation presque linéaire et la deuxième partie présente un palier horizontales parallèle a l'axe des abscisse qui représente la distance entre le mur et la fondation. Les valeurs limites de la capacité portante sont enregistrées pour les rapports de distance $d/B=7$ et $d/B=9$ pour les mur de hauteur $h=4.35\text{m}$ et $h=4.85\text{m}$ respectivement.

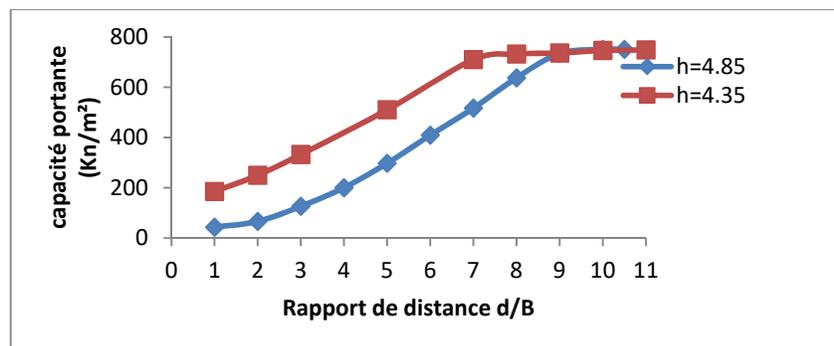


Figure 3.19 : Influence de la hauteur du mur sur la capacité portante d'une fondation posée à proximité du sommet de mur

Influence de la hauteur du mur sur le déplacement incrémental

La distribution de déplacement incrémental total pour le cas $d/B = 1$ est présentée sur la figure 3.20. On remarque que les vecteurs déplacements pour un mur d'une hauteur $h=4.85\text{m}$ sont plus grand par rapport au mur de hauteur 4.35m , cette différence entre le déplacement est due à la poussée développée derrière le mur. La poussée est fonction de la hauteur de mur elle augmente avec l'augmentation de cette hauteur. Ce raisonnement explique la différence entre le déplacement illustré sur les deux figures a et b présentée sur la figure b.

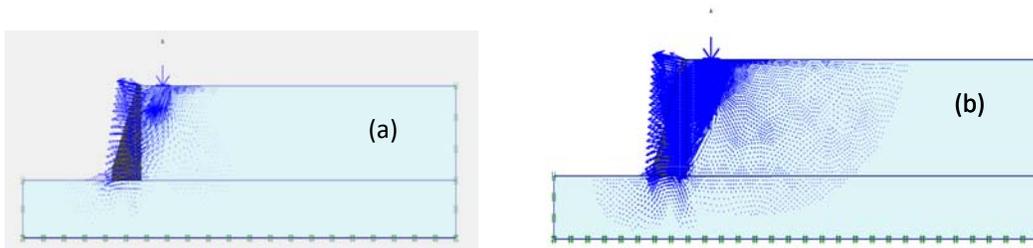


Figure 3.20 : Déplacement incrémental total pour le cas $d/B = 1$

3.7.2 Paramètres du sol

3.7.2.1 Influence de la cohésion

Les matériaux de remblai recommandés pour la construction des ouvrages sont en principe dépourvus de cohésion. L'introduction d'une cohésion non nulle est cependant nécessaire pour des raisons pratiques et réalisation de calcul. Elle peut améliorer la convergence numérique. Il faut donc apprécier le biais que cela introduit sur les résultats. On se propose de comparer les résultats pour trois valeurs 4 – 16 et 36 Kpa.

Influence de cohésion sur la capacité portante de la fondation

La capacité portante augmente avec l'augmentation des valeurs de cohésion, parce que la détermination de la capacité portante d'une fondation superficielle reposant sur un sol horizontal est basée sur l'estimation des facteurs de portance. L'expression générale de la capacité portante d'une fondation filante a été proposée par

Terzaghi (1943) comme suit :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + q N_q + c N_c$$

La figure 3.21 présente l'influence de la cohésion sur la capacité portante d'une fondation au voisinage du sommet de mur. Trois valeurs de cohésion ($c=4$, $c=20$ et $c=36$) ont été testées pour trois rapports de distance entre l'extrémité de la fondation et le sommet du mur. Pour le cas d'une semelle placée à une distance $d/B=1$, on remarque que la capacité portante augmente avec l'augmentation de la cohésion, lorsque la cohésion passe de 4 à 20 KPa on enregistre une augmentation de l'ordre de 91%. Lorsque la cohésion passe de 20 à 36 KPa la capacité augmente de 46%. Les mêmes remarques ont été enregistrées pour les distances $d/B=5$ et $d/B=10$.

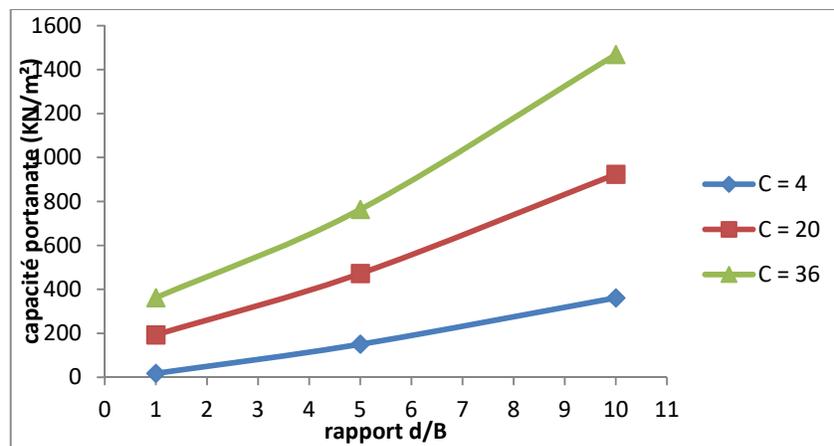


Figure 3.21 : Influence de la cohésion du sol sur la capacité portante d'une fondation à proximité de sommet d'un Mur

Influence de la cohésion sur les déplacements horizontaux

L'influence de la cohésion est très importante sur les déplacements horizontaux de mur ces déplacements sont inversement proportionnelles avec la cohésion. La diminution de déplacement dans le cas de $d/B=1$ est linéaire par contre pour $d/B=5$ et $d/B=10$ les courbes des déplacements en fonction de la cohésion à une forme curviligne. la figure 3.22 montre aussi que les valeurs de déplacement sont diminuées avec l'augmentation de la distance entre le mur et l'extrémité de la semelle.

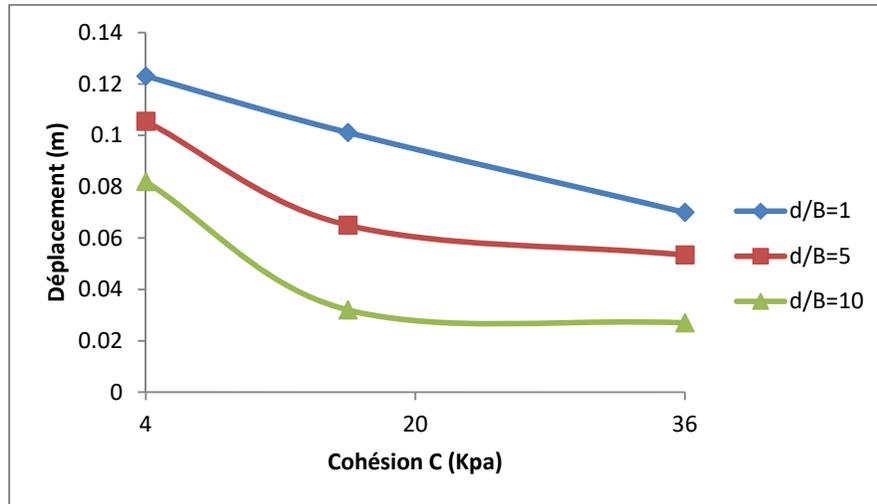


Figure 3.22 : Influence de la cohésion sur les déplacements horizontaux

Influence de la cohésion sur les facteurs de sécurité

La figure 3.23 montre l'évolution du facteur de sécurité en fonction de la cohésion et de la distance entre le mur et la semelle. On remarque que pour une cohésion $c=4$ les coefficients de sécurité pour une distance $d/B=1$ et $d/B=5$ ont les mêmes valeurs, par contre $d/B=10$ la valeur de coefficient de sécurité est largement supérieur de celles de premier cas. Pour $c=20$ et 36 on remarque une augmentation linéaire de ce coefficient de sécurité.

Le mur devient plus stable vis-à-vis au renversement et au glissement lorsque la semelle est placée loin de son sommet. D'après cette figure on remarque que le mur est pratiquement stable lorsque la cohésion = 36 et la distance $d/B=10$ sachant que le coefficient de sécurité a pour valeur maximale $F_s= 1,51$.

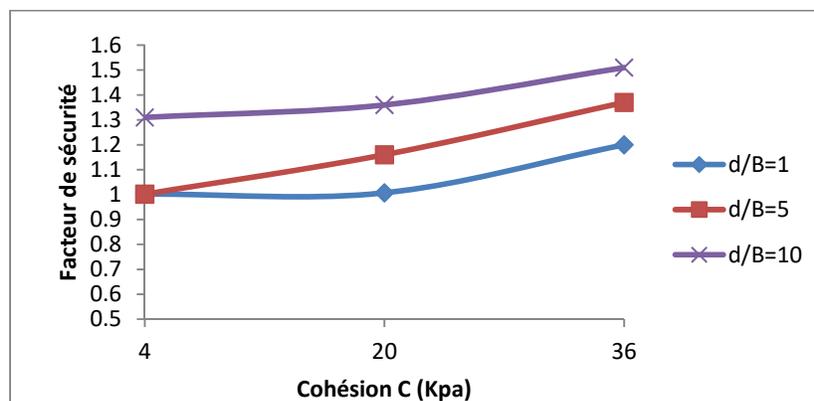


Figure 3.23 : Influence de la cohésion sur les facteurs de sécurité

3.7.2.2 Influence de l'angle de frottement

L'influence de l'angle de frottement à été étudié en exécutant les calculs avec les valeurs suivantes de l'angle de frottement interne du remblai : 25° - 30° - 40° .

Influence de l'angle de frottement sur la capacité de fondation filante

Comme nous savons, le mur affecté par la présence d'une fondation posée sur la surface d'un massif à proximité du sommet du mur. La figure 3.24 représente les courbes de capacité portante en fonction de l'angle de frottement et de rapport d/B. il est très claire que la capacité portante c'est évolue rapidement en fonction de l'angle de frottement et de la distance d/B. Pour une distance d/B=1 la variation de capacité portante est très faible par rapport aux autres cas d/b=5 et d/B=10. Dans le cas ou la distance d/B=1 la valeur de capacité portante enregistrée pour $\phi=35$ est presque de triple de celles enregistré pour $\phi=30$ par ailleurs la valeur enregistrée pour $\phi=40$ est le double de celles enregistrée pour $\phi=35$. Dans le cas ou d/B=5 et d/B=10 la variation de l'angle de frottement de 30 à 40 avec un pas de 5° conduit a une contrainte égale au double de la valeur initiale.

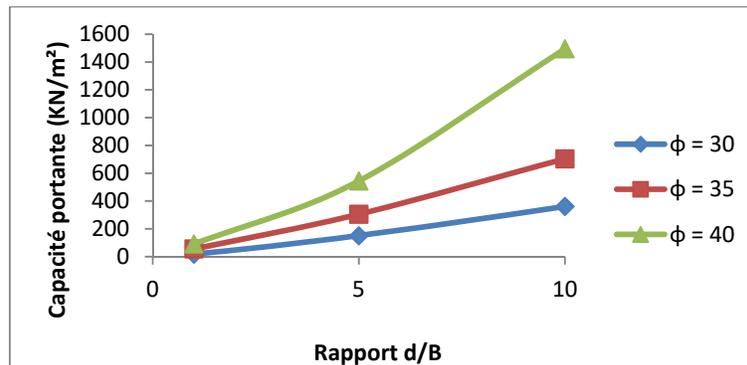


Figure 3.24 : Influence d'angle de frottement sur la capacité portante d'une fondation à proximité au sommet de mur

Influence de l'angle de frottement sur les déplacements horizontaux

la figure 3.25 présente l'influence d'un angle de frottement interne du sol sur le déplacement horizontale dans trois cas de distance différents (d/B=1, d/B=5 et d/B=10). On constate une diminution importante de déplacement horizontale avec l'augmentation de l'angle de frottement dans les trois cas. Le déplacement enregistré pour $\phi=40$ est de l'ordre de 15% de déplacement enregistré pour $\phi=30$ pour le cas ou la distance d/B=1. Pour une distance d/B=5

le déplacement dans le cas de $\varphi=40$ est de l'ordre de 10% de déplacement enregistrée pour $\varphi=30$. Dans le cas ou la distance $d/B=10$ le déplacement enregistré pour $\varphi=40$ est de l'ordre de 8% de déplacement enregistré pour $\varphi=30$.

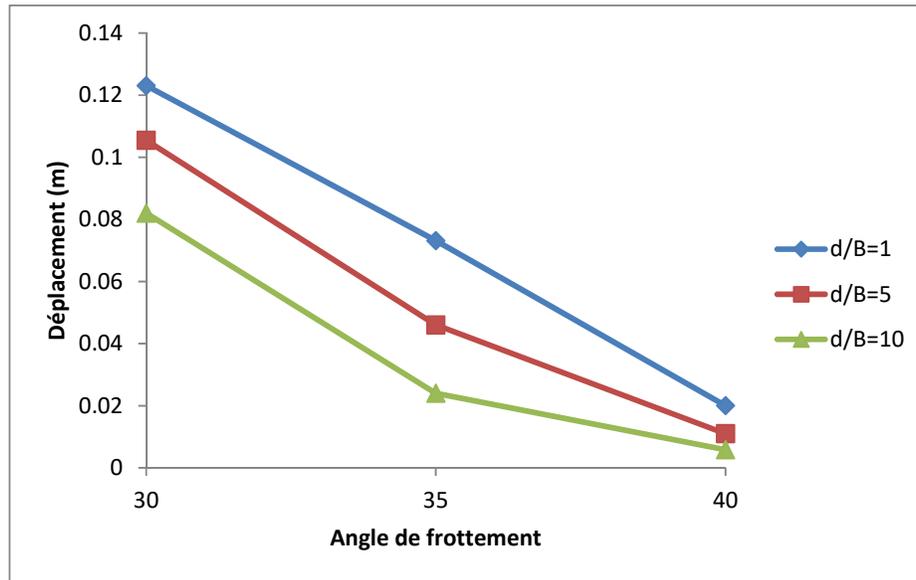


Figure 3.25 : Influence de l'angle de frottement sur les déplacements horizontaux

Influence de l'angle de frottement sur les facteurs de sécurité

La figure 3.26 présente l'effet de l'angle de frottement sur le facteur de sécurité du mur. On remarque que les valeurs des facteurs augmentent avec l'augmentation des angles de frottement.

Dans le premier cas $d/B=1$: les valeurs du facteur de sécurité augmentent légèrement, en raison de la présence de fondation chargée près du sommet du mur.

Le deuxième cas $d/B=5$: les valeurs du facteur de sécurité augmentent considérablement par rapport au premier cas, car la fondation est placée à une distance loin du sommet du mur.

Le troisième cas $d/B=10$: Le coefficient de sécurité atteint ses valeurs maximales en raison de l'absence de l'influence de fondation au voisinage du mur gravitaire.

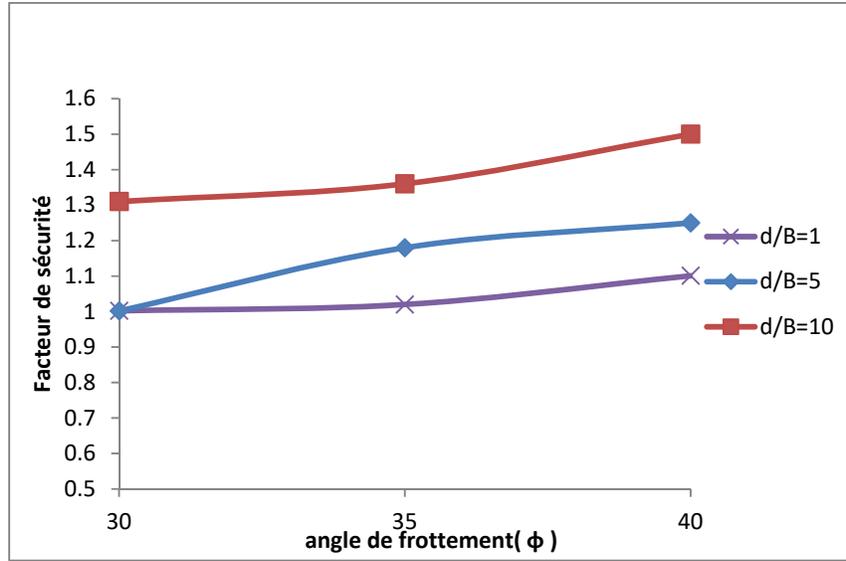


Figure 3.26 : Influence de l'angle de frottement sur les facteurs de sécurité

3.7.2.3 Influence d'angle de dilatance

L'étude de l'influence de la dilatance sur le comportement du sol soutenu a un mur gravitaire et surchargé a donné des résultats pertinents et nous a permis de tirer des conclusions très importantes. Nous avons utilisé un massif de remblai d'angle de frottement $\phi=30^\circ$ et l'angle de dilatance a été fixé pour trois valeurs $\psi=0^\circ$, 15° et 30° et cela pour considérer un sol non associé, un sol relativement associé et en fin un sol associé.

Influence d'angle de dilatance sur la capacité portante de fondation filante

La figure 3.27 montre l'effet de dilatance sur la capacité de fondation à proximité du sommet du mur.

Dans tous les cas considérés, la capacité portante augmente avec l'augmentation de l'angle de dilatance et la distance d entre la semelle et la tête de mur. La différence entre la capacité portante des cas du sol associé et non associé est presque le double pour une distance $d/B=1$. Pour le cas où $d/B=5$ et $d/B=10$, cette différence est de l'ordre de 30% et 20% respectivement.

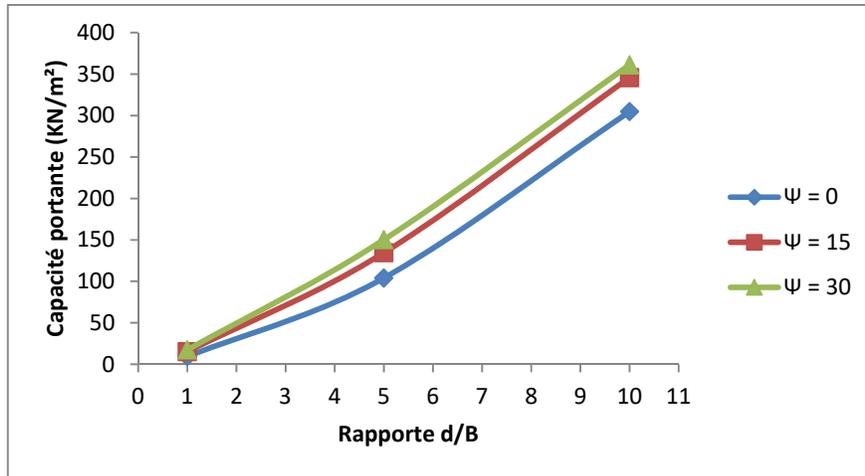


Figure 3.27 : Influence d'angle de dilatance sur la capacité portante d'une fondation à proximité au sommet de mur

Influence d'angle de dilatance sur les déplacements

La figure 3.28 présente l'étude de l'influence de l'angle de dilatance sur les déplacements horizontaux pour un mur soutenu un massif de sol chargé par une semelle filante.

La valeur maximale de déplacement enregistré dans le premier cas est égale à $\Delta_{xx} = 0,85$ m pour le cas non associé et

une distance $d/B=1$. Pour $d/B=5$ et $d/B=10$ la valeur de déplacement enregistrée est respectivement de l'ordre de $2/3$ et $1/3$. Pour le sol associé les déplacements calculés sont très petits par rapport à ceux calculés dans le cas de sol non associé.

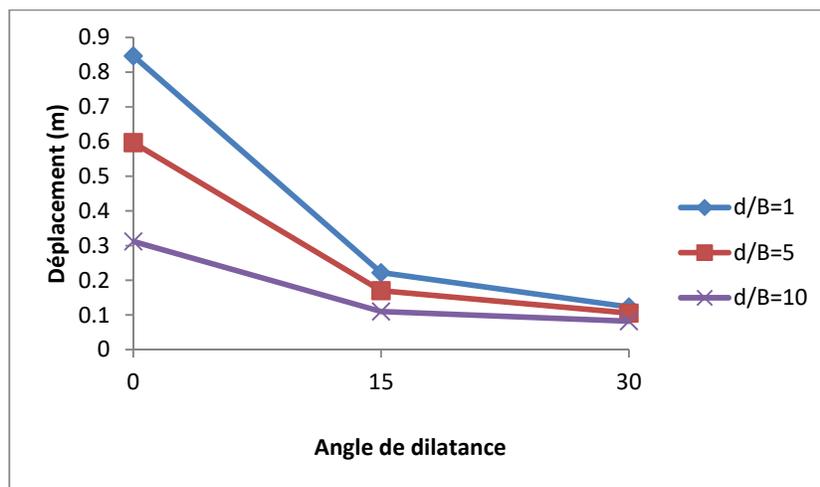


Figure 3.28 : Influence d'angle de dilatance sur les déplacements horizontaux

Influence d'angle de dilatance sur les facteurs de sécurité

La figure 3.29 présente l'effet de l'angle de dilatance sur le facteur de sécurité contre vis-à-vis au renversement et au glissement. On remarque que l'influence de la dilatance sur la sécurité est pratiquement négligeable pour l'angle de dilatance $\psi = 0^0$ et $\psi = 15^0$ par contre pour le cas d'un sol associé on remarque une légère évolution de coefficient de sécurité pour $d/B=5$ et $d/B=10$.

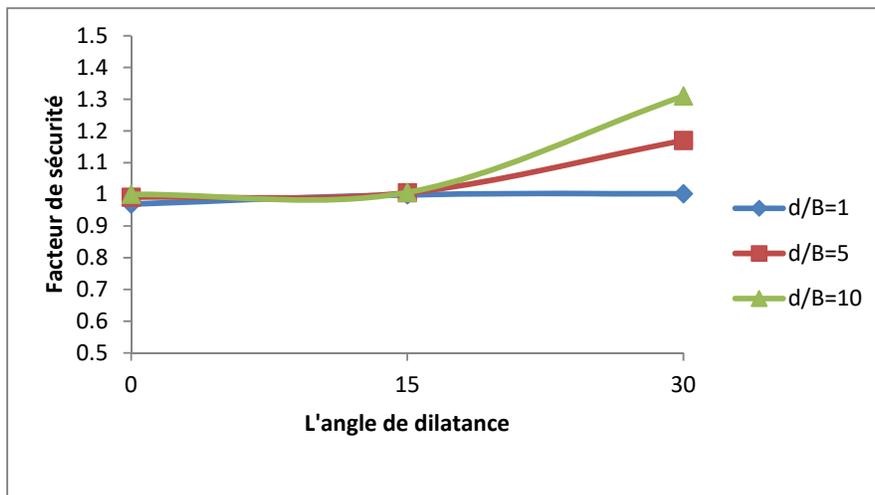


Figure 3.29 : Influence d'angle de dilatance sur les facteurs de sécurité

3.7.3 Paramètre de modélisation

3.7.3.1 L'élément

L'utilisateur doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément par défaut est le triangle à 15 nœuds. Il fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 6 nœuds l'interpolation est d'ordre deux et l'intégration numérique se fait sur trois points de Gauss. Le type d'éléments pour les éléments de structure est automatiquement compatible avec le type d'éléments de sol choisi.

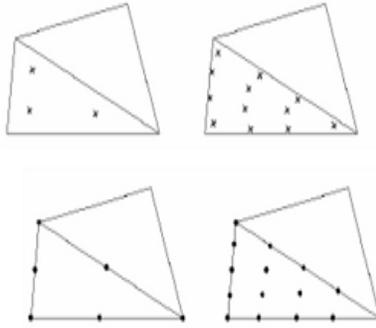


Figure 3.30 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol

Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis. C'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est également disponible. Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standard en déformation, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments. On change les éléments de 6 nœuds à 15 nœuds et on compare les résultats obtenus aux résultats du modèle de référence.

Influence de nombre des nœuds sur la capacité portante de fondation

Pour les modèle à 6 et 15 nœuds semble n'avoir aucune influence sur le développement des déplacements horizontaux et la capacité portante d'une fondation après chargement (figures 3.31, 3.32), ainsi que le facteur de sécurité. Celui-ci est illustré sur la figure 3.33.

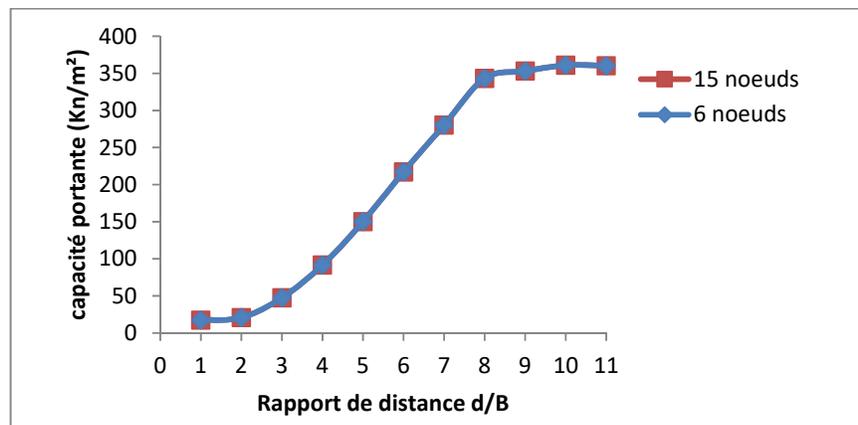


Figure 3.31 : Influence de nombre des nœuds sur la capacité portante de fondation à proximité au sommet du mur

Influence de nombre des nœuds sur les déplacements horizontaux

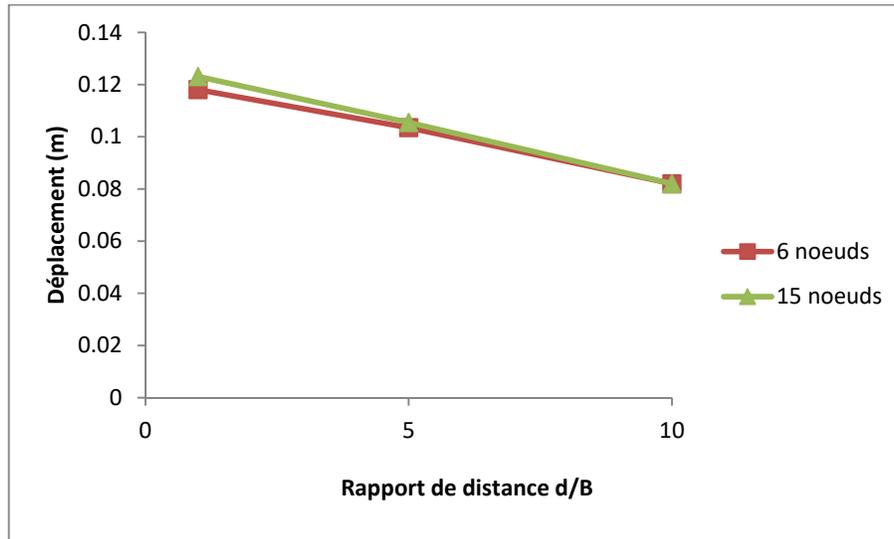


Figure 3.32 : Influence de nombre des nœuds sur les déplacements horizontaux

3.7.3.1 Influence de nombre des nœuds sur le facteur de sécurité

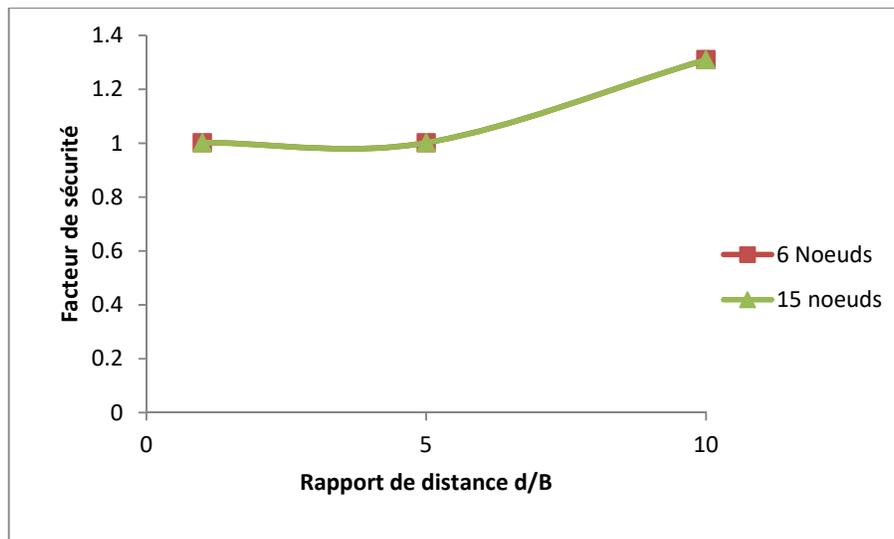


Figure 3.33 : Influence de nombre des nœud sur le facteur de sécurité

3.8 Conclusion

Cette étude numérique effectuée a permis de déduire quelques résultats importants :

- L'influence de la hauteur de mur sur sa stabilité est très importante puisque sa hauteur est liée à la force de poussée développée derrière lui qui tend à le déstabiliser soit par le glissement ou par renversement. Les différences au début entre les valeurs de capacité portante augmentent à 91% jusqu'à une distance $d/B=7$, mais après cette distance les valeurs enregistrées sont presque les mêmes pour un mur avec une hauteur égale à 4.35m ou un mur d'une hauteur de 4.85m.
- Concernant les paramètres du sol, la cohésion et l'angle de frottement présentent une influence très significative sur la stabilité et la déformation du sol soutenu ainsi que le déplacement de mur :

Pour les valeurs de cohésion égales à 4, 20 et 36 les valeurs de capacité portante augmentent au double respectivement. Pour le déplacement les valeurs diminuent au fur et à mesure que la distance passe de 1 à 10 et est enregistrée au dernier moment où la plus petite valeur est estimée à 0.022 m, mais pour le facteur de sécurité les valeurs d'augmentation sont de l'ordre de 23% et de 21% respectivement.

Pour les valeurs d'angle de frottement égales à 30° , 35° et 40° par rapport à la capacité portante dans le cas où $d/B=1$ les valeurs enregistrées pour $\varphi=35$ est presque triple de celles enregistrées pour $\varphi=30$ par ailleurs la valeur enregistrée pour $\varphi=40$ est le double de celle enregistrée pour $\varphi=35$. Mais par rapport au déplacement les valeurs enregistrées pour $\varphi=40$ est de l'ordre de 15% de déplacement enregistré pour $\varphi=30$ pour le cas où la distance $d/B=1$. Pour une distance $d/B=5$ le déplacement dans le cas $\varphi=40$ est de l'ordre de 10% de déplacement enregistré pour $\varphi=30$. Dans le cas où la distance $d/B=10$ le déplacement enregistré pour $\varphi=40$ est de l'ordre de 8% de déplacement enregistré pour $\varphi=30$.

- La comparaison entre les résultats obtenus en utilisant les éléments triangulaires à 6 nœuds et à 15 nœuds montre que la différence est presque négligeable entre les résultats de ce modèle concernant la capacité portante, les déplacements horizontaux et le coefficient de sécurité.
- La stabilité de mur vis-à-vis le renversement et le glissement n'est pas vérifiée en présence de la surcharge sur tout ce que cette surcharge est très proche du sommet du mur.

CONCLUSION GENERALE

Cette étude nous a permis de rassembler plusieurs connaissances sur les ouvrages de soutènement, leur comportement et les différentes approches de calcul sous l'action de chargement. Les simulations numériques qui ont été mises en œuvre ont été utilisées pour analyser l'influence de chaque composant de paramètres sur le comportement d'un ouvrage de soutènement chargé en tête.

L'élaboration du modèle numérique est basée sur une étude enterrée ce qui nous a permis de valider avant de réaliser l'étude paramétrique. Les résultats obtenus sont très satisfaisants et les courbes de contraintes et déplacements sont similaires à ce qui est publié dans la littérature.

L'étude paramétrique qui présente un intérêt particulier pour les ingénieurs géotechniciens car elle permet d'évaluer l'influence des paramètres sur la fiabilité des résultats des modélisations. Cette étude nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- La hauteur du mur influe sur les valeurs de la capacité portante d'une fondation posée à proximité du sommet de mur. Cette capacité portante est inversement proportionnelle avec la hauteur. Le déplacement du mur augmente avec l'augmentation de la pression active des terres cette pression est fonction de la hauteur, ainsi il se produit une rotation de mur qui provoque l'augmentation de l'excentricité de la charge ou de la poussée et la déstabilisation de mur.
- La capacité portante de la fondation dépend du rapport de distance entre la semelle et le sommet du mur elle augmente avec l'augmentation du rapport de distance jusqu'à sa valeur limite représentée par un palier cette valeur correspond à une semelle posée sur une surface horizontale semi infinie.
- La cohésion est un paramètre essentiel dans le calcul de la capacité portante, cette dernière augmente de 91% au maximum avec l'augmentation de la cohésion dans le cas où $d/B=1$. Par ailleurs le déplacement horizontal de mur est inversement proportionnel avec la cohésion.
- Le coefficient de sécurité du mur est lié directement à la cohésion et au rapport de distance entre la semelle et le mur, ce dernier devient plus stable vis-à-vis du renversement et du glissement lorsque la cohésion augmente et la semelle est placée loin du mur.

- Il est très claire que la capacité portante c'est évolue rapidement avec l'évolution de l'angle de frottement, dans la zone plus loin du sommet du mur, elle atteint le triple de ca valeur par contre au voisinage du mur on à remarqué une faible augmentation de la capacité portante cela est due au mécanisme de la rupture intercepté par le mur ce qui conduit a une diminution de la résistance de cisaillement. Les déplacements horizontaux du mur enregistré pour des grandes valeurs d'angle de frottement sont très faibles pour des raisons de l'enchevêtrement des garnis.
- L'effet de l'angle de dilataance est très importe sur la capacité portante de fondation et les déplacements horizontaux du mur sur tout lorsque l'angle de frottement interne du sol est supérieur à 30° . Pour le sol associé les déplacements calculés sont très petits par rapport à ceux calculés dans le cas de sol non associé.
- L'utilisation des éléments à 6 nœuds et à 15 nœuds dans la modélisation d'une semelle au voisinage du mur de soutènement à donné des résultats presque identique ce qui montre que la performance des éléments à 15 nœuds n'est pas bien exploitée dans certain problème.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

- Ali Bouafia,(2010)-Conception et calcul des ouvrages géotechniques, ouvrage collectid, pages bleues-Université de Blida.
- Benmeddour, D., Mellas, M., Frank, R., & Mabrouki, A. (2012). Numerical study of passive and active earth pressures of sands. *Computers and Geotechnics*, 40, 34-44.
- 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.
- Chelgoum, N. (2006)-Les Ouvrages de Soutènement en Mécanique des sols-Publication de l'université-Badji Mokhtar –Annaba.
- Chogueur, A., Zadjouli, A.(2015). Modélisation numérique et analyse du comportement d'un écran de soutènement auto-stable avec fondation ancrée dans le sol soutenu. *Rencontres Universitaires de Génie Civil*, Bayonne, France. ffal-01167618f.
- Caquot, A. (1934). Equilibre des massifs à frottement interne- Stabilité des terres pulvérulentes ou cohérentes. Paris, Gauthier-Villars.
- Caquot, A., Kérisel, J. (1966). *Traité de mécanique des sols*. 4e édition, Gauthier-Villars, Paris.
- Costet, J., Sanglerat G. (1983). *Cours pratique de mécanique des sols*. Tome 2 : calcul des ouvrages. 3^{ème} édition, Dunod, paris. 447p.
- Culmann, C. (1866). *Graphische Statik*. Mayer and Zeller, Zurich.
- Day, RA., Potts, DM. (1998). The effect of interface properties on retaining wall behaviour. *Int J Numer Anal Meth Geomech*, 22(12):1021–1033.
- Eurocode 7. (2005). *Calcul géotechnique Partie 1 règles générales (Norme NF EN 1997-1*, Juin (2005), AFNOR, Paris.
- Fenton, G.A., Griffiths D.V., Williams, M.B. (2005). Reliability of traditional retaining wall design. *Géotechnique*, 55(1), 55–62.
- Georgiadis, K. (2010). The influence of load inclination on the undrained bearing capacity of strip footings on slopes. *Computers and Geotechnics*, 37(3), 311-322

- Greco, V.R. (2005) Active earth thrust by backfills subject to a line surcharge. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(5) : 1255–1263.
- Greco, V.R. (2006). Analytical calculation of active thrust due to partially submerged Backfill. *Géotechnique*, 56 (10), 701–704.
- Jaky, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. In Hungarian A nyugalmi nyomás tenyezője. *J. Soc. Hung. Eng. Arch. (Magyar Mernok es Epitesz-Egylet Kozlonye)*, 355–358.
- Lancellotta, R. (2002)-Analytical solution of passive earth pressure. *Géotechnique* 52, No. 8, 617–619.
- Maloum, S., & Sieffert, J. G. (2002). Interaction sol-fondation superficielle au voisinage de la crête d'un talus : analyse de la capacité portante. *Revue française de géotechnique*, 100, 83-89.
- Meknachi, M. Bouafia, A.(2015). Analyse globale des pressions sur les murs rigides de soutènement par la méthode des caractéristiques de contraintes. 13TH Arab structural engineering conference University of Blida 1.
- Mestat, P. (1993). Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis. *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, ERLPC, série géotechnique, GT 52*, 194 pages.
- Mestat P. (1998). État de contraintes initiales dans les sols et calcul par éléments finis. (*Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, 215, p. 15-32.
- Meyerhof, G. G. (1957). The ultimate bearing capacity of foundations on slopes. In *Proc., 4th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1, 384-386.
- Mokhbi,H., & Messaset, S.(2014). Étude Nnumérique de la poussée et de la butée des terres. *Courrier du Savoir – N°18*, pp.31-40.
- Philipponnat, 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.
- Rankine, WJM. (1857). On the stability of loose earth. *Phil. Trans. Roy. Soc. London*, 147 (2), 9–27.
- Sokolovskii, V.V. (1965). *Statics of granular media*. Pergamon Press, Oxford.

Terzaghi, K. (1943). Theoretical soil mechanics. New York, Wiley.

Zerguine, S., Benmeddour, D., Mabrouki, A. (2018) . Bearing capacity of a strip footing geosynthetic reinforced soil modular block walls after a seismic loading. Journal of Applied Engineering Science & Technology, 4(1), 69-75.

Mestat P. - État de contraintes

initiales dans les sols et calcul par éléments finis. Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, 215, mai-juin 1998, p. 15-32

Mokhbi, H.(2017). Nnumérique de la poussée et de la butée des terres. Thèse de doctorat. Université Mohamed Khider-Biskra.

Magoura, N.(2017).Comportement d'un écran de soutènement renforcé par des armatures métalliques. Mémoire de magister. Université de M'sila.

Typologie des ouvrages de soutènement présentation générale et murs liste I (Source internet :

http://www.piles.setra.developpement-durable.gouv.fr/IMG/pdf/Typologie_murs_generalites_et_liste_I_cle2eb37d.pdf

Cour de Mécanique des sols II (Source internet) :

<http://pdf.coursgeologie.com/Cours%20de%20mecanique%20des%20sols.pdf>