

UNIVERSITE SAAD DAHLAB DE BLIDA

Faculté des Sciences de l'Ingénieur
Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MAGISTER

Spécialité : Constructions Civiles et Industrielles

MODELISATION NUMERIQUE DE L'EFFET DE LA PROXIMITE D'UN OUVRAGE SUR UN MUR DE SOUTÈNEMENT-ETUDE PARAMETRIQUE

Par

HAZOUT Leila

Devant le jury composé de :

M. ABED	Professeur. U.de Blida	Président
M. TAKI	Maître de conférence. ENTP	Examineur
K. GRINE	Docteur MA-CC. U de Blida	Examineur
A.BOUAFIA	Professeur, U.S.T.S.D. Blida	Rapporteur

Blida, Avril 2007

ABSTRACT

A finite element modeling was carried out in order to analyze the effects of a building proximity on the retaining wall behavior, built on a homogeneous soil, using non linear finite element modeling method. A detailed parametric study using the CRISP version 5.1 software has been achieved.

In the study the soil is considered as elastic perfectly plastic according to DRÜCKER PRAGER failure criterion. A simulation of a real wall slip is permissible considering interface element at the soil/wall contact surface.

The study has shown the existence of a limit distance between the top of the retaining wall and the foundation beyond this limit distance the walls displacement do not depend on this distance. Depending on the soil nature and the foundation types, the limit distance value was formulated by adjusting the numerical results.

Key-words: Retaining wall, Soil, displacement, Finite elements method, Interfaces elements, Foundation.

ملخص

إن إنشاء نماذج بطريقة العناصر المنتهية الغير خطية أساسية و مهمة من أجل دراسة تأثير بناء هيكل على جدار الإستناد, في تربة متجانسة .

دراسة رقمية مفصلة أنجزت عن طريق البرنامج كريسيب إصدار 5.1 ، في حالة إعتبار سلوك التربة سلوك مرن لدن مثالي حسب نظرية الانهيار لدر وكر-براغر. تم إدخال عناصر وسطية ودمجها على مساحة الإتصال بين الجدار و التربة وذلك للتشبه بالانفعال الحقيقي الجدار. أثبتت هذه الدراسة وجود مسافة حدية بين رأس الجدار و الأساس، فوق هذه القيمة يكون تحرك الجدار ليس له علاقة بالمسافة بين الجدار و الأساس. هذه المسافة النهائية قد أدرجت ضمن قوانين بواسطة الحسابات الرقمية بدلالة نوع التربة و كذلك نوع الأساس.

كلمات مفاتيح: جدار استناد، تربة، تحرك، طريقة العناصر المنتهية، العناصر الوسطية، أساس.

RESUME

Une modélisation par éléments finis non linéaires a été menée pour l'étude de l'effet de la proximité d'un ouvrage sur le comportement d'un mur de soutènement construit dans un massif homogène du sol.

Une étude paramétrique détaillée par le biais du logiciel CRISP (version 5.1) a été menée, dans laquelle le sol a été considéré comme un matériau elastoplastique parfait obéissant au critère de rupture de DRÜCKER-PRAGER. Des éléments d'interface ont été inclus à la surface de contact sol/mur, ce qui a permis une simulation réaliste du décollement du mur.

L'étude a démontré l'existence d'une distance limite entre la tête du mur et la fondation, au delà du quelle les déplacements du mur ne dépendent plus de cette distance. Cette valeur limite a été formulée, par ajustement des résultats numériques obtenus, en fonction du type de sol et du type de la fondation.

REMERCIEMENTS

Je témoigne mes profonds remerciements à mon professeur Dr. BOUAFIA ALI pour m'avoir guidé et aidé durant l'élaboration de ce travail. Qu'il trouve ici l'expression de ma reconnaissance et de mon respect.

Mes remerciements sont adressés à monsieur le président de jury ainsi qu'à messieurs les honorables membres de jury.

Mes profonds remerciements s'adressent à mon mari, à mon frère Mustapha et à mes sœurs Hafidha et Nadia.

A mes enseignants de l'institut de Génie Civil.

LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES, ET TABLEAUX

Figure 1.1 : Mur Poids	4
Figure 1.2 : Mur semi-poids	4
Figure 1.3 Mur Cantilever	4
Figure 1.4 : Mur en Contrefort	5
Figure 1.5 : Mur en Buttress	5
Figure 1.6 : Mur en Terre armée	6
Figure 1.7 : Mur en Gabion	6
Figure 1.8 : types de Rideaux de Palplanche.	7
Figure 1.9 : Mur en Diaphragme	7
Figure 1.10 : Cas de la poussée (État Actif)	9
Figure 1.11 : Cas de la Butée (Etat passif)	9
Figure 1.12 : Relation entre pression latérale et mouvement du mur	10
Figure 1.13 : Contrainte en un élément de sol a une profondeur Z	10
Figure 1.14 : Distribution des pressions à une profondeur H	11
Figure 1.15 : Etats de contraintes Suivant le critère de rupture de Coulomb	13
Figure 1.16 : Convention de signes	16
Figure 1.17 : Coefficient de Rankine (définition des paramètres)	17
Figure 1.18 : Les pressions passives de Rankine pour un sol incliné	17
Figure 1.19 : Les pressions actives de Rankine pour un sol incliné	18
Figure 1.20 : Pression Active de Rankine pour un sol totalement submergé avec une surface horizontale	20
Figure 1.21: La pression active dans un sol cohérent partiellement submergé	21
Figure 1.22 : les pressions des terres	22
Figure 1.23: Coin de Coulomb	24
Figure 1.24 : Pression Active du sol d'après Culmann	25
Figure 1.25 : Pression passive du sol d'après Culmann	26

Figure 1.26 : Construction graphique de Poncelet pour la pression active	28
Figure 1.27 : Présentant les surfaces de rupture d'après Sokolovski	29
Figure 1.28 : Abaques de Sokolovski	31
Figure 1.29 : les valeurs des coefficients de pression passif d'après Caquot et Kerisel (1949)	33
Figure 1.30 : Valeurs de K_p d'après Caquot et Kerisel	33
Figure 1.31 : Composante Horizontale du Coefficient de pression actif d'après Kerisel et Absi	34
Figure 1.32 : Composante Horizontale du Coefficient de pression Passif d'après Kerisel et Absi	34
Figure 1.33 : Valeur de K_p d'après Terzaghi et Peck	35
Figure 1.34 : Identification des termes utilisés dans l'équation de Boussinesq	37
Figure 1.35 : Cas de surcharge partiellement uniforme.	38
Figure 1.36 : Charge linéaire	39
Figure 1.37: Charge concentrée	40
Figure 1.38 : Charge trapézoïdale	41
Figure 1.39 : Charge triangulaire	42
Figure 1.40 : Dimensions du maillage conseillée pour la modélisation d'un mur-poids	44
Figure 1.41 : Conditions aux frontières	45
Figure 1.42 : Différents modes de déplacement d'un mur rigide dans les cas actif et passif	47
Figure 1.43 : Coefficient de la pression active pour un sable lâche et un mur lisse	48
Figure 1.44 : Coefficient de la pression passive pour un sable lâche et un mur lisse	49
Figure 1.45 : Distribution de la Pression active pour un sable lâche et un mur lisse	50
Figure 1.46 : Distribution de la Pression passive pour un sable lâche et un mur lisse	51
Figure 1.47 : Coefficient de pression active pour un sable lâche et un mur rugueux	51
Figure 1.48 : Pression passive pour un sable lâche et un mur rugueux	52
Figure 1.49 : La distribution de la pression active pour un sable lâche et un mur Rugueux	53

Figure 1.50 : Pression passive pour un sable lâche et un mur rugueux	54
Figure 1.51 : Stabilité du mur contre le renversement et le glissement	55
Figure 1.52 : Position des clés	57
Figure 1.53 : Présentant les détails de calcul dans le tableau 1.10	62
Figure 1.54 : Modes de déplacement d'un mur	63
Figure 1.55 : Distribution de la pression Active dans le cas d'un mur faisant une rotation par rapport à sa tête.	65
Figure 1.56 : La pression active pour un sol faisant une rotation par rapport à sa tête	65
Figure 1.57 : Rotation du mur par rapport à sa tête	66
Figure 1.58 : Rotation du mur par rapport à sa base	67
Figure 1.59 : présentant la rotation du mur par rapport à la base	72
Figure 2.1 : Représentation du super grille (super éléments subdivisés en éléments finis).	79
Figure 2.2 : Représentation de propriété des matériaux	80
Figure 2.3 : La construction des étapes de modélisation.	81
Figure 2.4 : Représentation de Type d'élément et de type de domaine.	81
Figure 2.5 : Présentation des charges appliquées, en présence des éléments d'interfaces autour du mur (exemple du radier).	82
Figure 2.6 : Présentation du maillage en présence des appuis (Conditions aux limites)	83
Figure 2.7 : Présentation de types d'éléments finis	84
Figure 2.8 : Collections des résultats sous forme de graphe (le déplacement horizontale du nœud 1343 en fonction de la charge sous forme d'incrément).	85
Figure 2.9 : Allure de la grille après déformations.	86
Figure 3.1 : Présentation schématique de cas de la semelle.	89
Figure 3.2 : Présentation schématique de cas du radier.	91
Figure 3.3 : schématisation des dimensions x_1 , x_2 et z_1 à augmenter.	94

Figure 3.4 : La charge linéaire en fonction du déplacement en tête du mur Y_o pour des différents modèles. Cas d'un sol cohérent (argile raide).	96
Figure 3.5 : La charge linéaire en fonction du déplacement en tête du mur Y_o Pour des différents modèles. Cas d'un sol pulvérulent (sable).	96
Figure 3.6 : Modèle choisi en fonction de la profondeur du mur.	97
Figure 3.7 : la charge surfacique (pression) en fonction de déplacement horizontale en tête du mur Y_o pour des différents modèles. Cas d'un sol cohérent (argile raide)	98
Figure 3.8 : La charge q en fonction de déplacement horizontal en tête du mur Y_o pour des différents modèles. Cas de sable (sol pulvérulent).	98
Figure 3.9 : Présentation d'un maillage déformé dans le cas d'une semelle filante.	101
Figure 3.10 : Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement à la tête du mur Y_o/B pour des différentes valeurs de d . (mur de 8m de profondeur)	102
Figure 3.11 : Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement à la tête du mur Y_o/B pour des différentes valeurs de d . (mur de 5m de profondeur).	102
Figure 3.12 : Variation de Y_o/B en fonction de d/B ($d_{lim}=20B$)	103
Figure 3.13 : Variation de Y_o/B en fonction de d/B ($d_{lim}=14B$)	103
Figure 3.14 : Variation de d_{lim}/B en fonction de L' élancement H/B	104
Figure 3.15 : Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement à la tête du mur Y_o/B pour des différentes valeurs de d . (mur de 8m de profondeur).	105
Figure 3.16 : Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement à la tête du mur Y_o/B pour différentes Valeurs de d . (mur de 5m de profondeur).	105
Figure 3.17 : Variation de Y_o/B en fonction de d/B pour le mur de 8 m de hauteur ($d_{lim}=16B$)	106
Figure 3.18 : Variation de Y_o/B en fonction de d/B pour le mur de 5m de hauteur ($d_{lim}=12B$).	106

Figure 3.19 : Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement à la tête du mur Y_o/B pour des différentes valeurs de d . (mur de 8 m de hauteur).	107
Figure 3.20 : Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement à la tête du mur Y_o/B pour différentes Valeurs de d . (mur de 5 m de hauteur).	107
Figure 3.21: Variation de Y_o/B en fonction de d/B pour le mur de 8 m de hauteur ($d_{lim}=16B$)	108
Figure 3.22 : Variation de Y_o/B en fonction de d/B pour le mur de 5m de hauteur ($d_{lim}=12B$).	108
Figure 3.23 : Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement à la tête du mur Y_o/B pour des différentes valeurs de d . (mur de 8 m de hauteur).	109
Figure 3.24 : Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement à la tête du mur Y_o/B pour différentes Valeurs de d . (mur de 5 m de hauteur).	109
Figure 3.25 : Variation de Y_o/B en fonction de d/B pour le mur de 8 m de hauteur ($d_{lim}=16B$)	110
Figure 3.26 : Variation de Y_o/B en fonction de d/B pour le mur de 5 m de hauteur ($d_{lim}=12B$).	110
Figure3.27 : Variation de Y_o/B (mur de 8 m de Profondeur) pour les trois types de sol cohérent ($d_{lim}=16B$).	111
Figure3.28 : Variation de Y_o/B (mur de 5 m de Profondeur) pour un sol cohérent ($d_{lim}=16B$).	111
Figure 3.29 : Variation de rapport d_{lim}/B en fonction del'élancement H/B (sol cohérent).	112
Figure 3.30 : modèle du maillage déformé dans le cas du radier, pour un mur de 8 m de profondeur. (Le cas du sable)	113

Figure 3.31 : Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement à la tête du mur Y_o/B pour des différentes valeurs de d . (mur de 8 m de hauteur).	114
Figure 3.32 Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement à la tête du mur Y_o/B pour des différentes valeurs de d (mur de 5 m de hauteur).	114
Figure 3.33 : Variation de Y_o/B en fonction de d/B pour le mur de 8 m de hauteur ($d_{lim}=24B$)	115
Figure 3.34 : Variation de Y_o/B en fonction de d/B ($d_{lim}=16B$). Mur de 5 m de hauteur.	115
Figure 3.35 : Variation de rapport d_{lim}/B en fonction de L' élancement H/B	116
Figure 3.36 : Courbe de chargement pour différentes valeurs de d (Mur de 8 m de hauteur).	117
Figure 3.37 : Courbe de chargement pour différentes valeurs de d (Mur de 5 m de hauteur).	117
Figure 3.38 : Variation de Y_o/B en fonction de d/B pour le mur de 8 m de hauteur ($d_{lim}=18B$)	118
Figure 3.39 : Variation de Y_o/B en fonction de d/B ($d_{lim}=14B$). Mur de 5m de hauteur.	118
Figure 3.40 : Courbe de chargement pour différentes valeurs de d (Mur de 8 m de hauteur).	119
Figure 3.41 : Courbe de chargement pour différentes valeurs de d (Mur de 5 m de hauteur).	119
Figure 3.42 : Variation de Y_o/B en fonction de d/B pour le mur de 8 m de hauteur ($d_{lim}=18B$)	120
Figure 3.43 : Variation de Y_o/B en fonction de d/B ($d_{lim}=14B$). Mur de 5m de hauteur.	120
Figure 3.44 : Courbe de chargement pour différentes valeurs de d (Mur de 8 m de hauteur).	121

Figure 3.45 : Courbe de chargement pour différentes valeurs de d (Mur de 5 m de hauteur).	121
Figure 3.46 : Variation de Y_o/B en fonction de d/B pour le mur de 8 m de hauteur ($d_{lim}=18B$)	122
Figure 3.47 : Variation de Y_o/B en fonction de d/B ($d_{lim}=14B$). Mur de 5 m de hauteur.	122
Figure 3.48 : Variation de Y_o/B en fonction de d/B pour le mur de 8 m de hauteur ($d_{Lim}=18B$) pour les trois types de sol cohérent.	123
Figure 3.49 : Variation de Y_o/B en fonction de d/B pour le mur de 5 m de hauteur ($d_{Lim}=14B$) pour les trois types de sol cohérent.	123
Figure 3.50 : Variation de rapport d_{Lim}/B en fonction de H/B pour les deux types de mur (5m et 8m de hauteur) .Sol cohérent.	124
Figure 3.51 : Courbe typique de la méthode des différences divisées	125
Figure 3.52 : Variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour un sol pulvérulent (mur de 8m de hauteur).	125
Figure 3.53 : Variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour un sol pulvérulent (mur de 5m de hauteur)	126
Figure 3.54 : Variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour une argile molle (mur de 8 m de hauteur).	126
Figure 3.55 : Variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour une argile molle (mur de 5 m de hauteur).	127
figure3.56 : Variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour une argile moyennement compactée (mur de 8 m de hauteur).	127
figure3.57 : Variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour une argile moyennement compactée (mur de 5 m de hauteur).	128
Figure 3.58 : Variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour une argile raide (mur de 8 m de hauteur).	128
Figure 3.59 : Variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour une argile raide (mur de 5 m de hauteur).	129
Figure 3.60 : Variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour pulvérulent (mur de 8 m hauteur).	129

Figure 3.61 : Variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour pulvérulent (mur de 5 m de hauteur)	130
Figure 3.62 : Variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour une argile molle (mur de 8m de hauteur).	130
Figure 3.63 : Variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour une argile molle (mur de 5 m de hauteur).	131
Figure 3.64 : Variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour une argile moyennement compactée (mur de 8 m de hauteur).	131
Figure 3.65 : Variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour une argile moyennement compactée (mur de 8m de profondeur).	132
Figure 3.66 : Variation de la pente α en fonction de rapport d/B , pour une argile raide (mur de 8 m de hauteur).	132
Figure 3.67 : Variation de la pente α en fonction de rapport d/B , pour une argile raide (mur de 5 m de hauteur).	133
Tableau 1.1 : Coefficient de pression des terres au repos	12
Tableau 1.2 : Présentant les valeurs des coefficients K_a d'après Sokolovski	30
Tableau 1.3 : présentant les valeurs des coefficients K_p d'après Sokolovski	30
Tableau 1.4 : Les valeurs de K_p d'après Caquot et Kerisel	32
Tableau 1.5 : Les valeurs de K_p d'après Shields et Tolunay	36
Tableau 1.6 : Valeurs des coefficients K_1	40
Tableau 1.7 : Valeurs de coefficient K_c	41
Tableau 1.8 : Valeurs des facteurs de capacité portante d'après (Meyerhof, Hansen, et Vesic)	59
Tableau 1.9 : Présentant les facteurs de capacité portante et les facteurs de correction d'après Meyerhof (1963)	60
Tableau 1.10 : Présentant des facteurs de capacité portante et des facteurs de correction d'après (Hansen (1970))	61
Tableau 1.11 : Présentant les magnitudes de rotation	64
Tableau 1.12 : propriétés des sols utilisés	69

Tableau 1.13 : Valeurs du coefficient de pression passive $K_p \cos \delta$ obtenues a partir des essais expérimentaux pour un sable lâche	69
Tableau 1.14 : Valeurs du coefficient de pression passive $K_p \cos \delta$ obtenues à partir des essais expérimentaux pour un sable dense	70
Tableau 1.15 : Valeurs de $K_p \cos \delta$ dans le cas d'un sable lâche	71
Tableau 1.16 : Valeurs de $K_p \cos \delta$ dans le cas d'un sable dense	71
Tableau 1.17 : Valeurs approximatives des magnitudes de mouvement du mur (Rotation / a la base)	72
Tableau 1.18. Les valeurs des translations d'après Narain et Al	72
Tableau 1.19 : Présentant les valeurs de $K_{a\gamma}$ (coefficient de pression active du au poids des terres seulement	74
Tableau 1.20 : Présentant les valeurs de $K_{p\gamma}$ (coefficient de pression passive du au poids des terres seulement	74

TABLE DES MATIERES

RESUME	
REMERCIEMENTS	
TABLES DES MATIERES	
LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES, ET TABLEAUX	
INTRODUCTION	18
1. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	20
Introduction	20
1.1. Les différents types de mur de soutènement	20
1.2. Les causes majeures de rupture des structures de soutènement	24
1.3. Les pressions latérales des terres	25
1.3.1. La pression Active de poussée	25
1.3.2. Pression Passive de butée	25
1.3.3. Pression latérale de sol au repos	27
1.4. La contrainte de cisaillement dans le sol	30
1.5. Calcul des contraintes de poussée et de butée	31
1.6. Méthodes de calcul des pressions de poussée et de butée	32
1.6.1. La théorie de Rankine	33
1.6.2. La théorie de Coulomb	39
1.6.3. Méthode de Culmann	41
1.6.4. Méthode de Rendulic pour le calcul de la pression latérale	43
1.6.5. Méthode de Poncelet ou la méthode graphique de Rebhann	44
1.6.6. Méthode de Sokolovski	45
1.6.7. Méthode de Caquot et Kerisel	49
1.6.8. Méthode de Kerisel et Absi	50
1.6.9. Méthode de Terzaghi	51
1.6.10. Méthode des tranches (Shields et Tolunay)	52
1.6.11. Méthode de Rosenfarb et Chen	53
1.6.12. Méthode d'élasticité et l'équation de Boussinesq	54
1.7. Calcul des pressions latérales pour différents cas de charge	55

1.7.1. Cas de surcharge partiellement uniforme (strip load)	55
1.7.2. Cas de surcharge linéaire	56
1.7.3. Cas de surcharge concentrée	57
1.7.4. Cas de surcharge trapézoïdale	58
1.7.5. Cas de la surcharge triangulaire	59
1.8. Généralités sur la modélisation du soutènement par éléments finis	59
1.8.1. Modélisation par éléments finis des murs rigides	60
1.8.2. Méthode d'analyse	61
1.8.3. Analyse des résultats	61
1.8.4. Résultats de l'étude	61
1.9. Stabilité de l'ensemble sol/mur et notion de la capacité de soutènement	62
1.9.1. Glissement et renversement de l'ensemble sol/mur	62
1.9.2. Capacité de soutènement	64
1.9.3. Détermination de la capacité portante autorisée	79
1.10. Modes de déplacement d'un mur rigide	79
1.10.1. Cas des sols raides	80
1.10.2. Cas des sols denses	80
1.10.3. Cas des sols lâches	81
1.10.4. Solution de Dubrova	82
1.10.5. Calcul de la translation du mur à partir des études expérimentales	84
1.11. Etude expérimentale pour la pression passive	86
1.11.1. Pour un sable lâche	86
1.11.2. Pour un sable dense	87
1.11.3. Coefficients de pression passive d'après Saran et Deo (1974)	87
1.11.4. Rotation du mur requise dans le cas passive	88
1.11.5. Translation du mur requise dans le cas passive	98
1.11.6. Etude expérimentale pour la détermination de la pression passive	98
1.12. Etude comparative des différentes méthodes de calcul des murs	90
Conclusion	92

2. PRESENTATION DU LOGICIEL CRISP	94
2.1. Introduction	94
2.2. Les Capacités de SAGE CRISP	94
2.3. Pre-Processeur	95
2.3.1. Types d'analyse	96
2.3.2. Usage interactif des Interfaces Graphiques	97
2.3.3. Données	97
2.3.4. Maillage des éléments finis	99
2.3.5. Models	100
2.3.6. Types d'éléments finis	101
2.4 : Le programme des éléments finis	101
2.5. Post-Processeur	102
2.6. Limitation de SAGE CRISP	103
Conclusion	104
3. ETUDE PARAMETRIQUE DE L'EFFET DE LA PROXIMITE D'UN OUVRAGE SUR LES DEPLACEMENTS D'UN MUR	105
3.1. Objectifs de l'étude	105
3.2. Analyse dimensionnelle	105
3.2.1. Théorème des π	106
3.2.2. Données du problème	107
3.3. Prédimensionnement du modèle	111
3.3.1. Méthodologie de la modélisation	111
3.3.2. La réalisation du modèle sol/mur	112
3.3.3. Cas d'une semelle continue	112
3.3.4. Cas d'un radier	114
3.4. Définition des paramètres de l'étude	116
3.4.1. Aperçu sur la modélisation finale	117

3.5. Présentation et interprétation des résultats	117
3.5.1- Cas d'une semelle continue	117
3.5.2. Cas du radier	129
3.5.3. Etude de la pente de la courbe de chargement du mur	141
3.6. Conclusion	150
CONCLUSIONS GENERALES	1
APPENDICE A : ANALYSE DIMENSIONNELLE	154
APPENDICE B : LISTE DES SYMBOLES	156

PERSPECTIVES DE RECHERCHE

1- On suggère de continuer ce travail de recherche en étudiant le comportement d'un mur soutenant un sol de GIBSON. Ce dernier reçoit une fondation d'ouvrage qui lui transmet soit une charge linéaire Q (semelle continue), soit une pression q (fondation en radier très long). Les résultats doivent être calculés par la méthode des éléments finis avec le logiciel SAGE CRISP.

2- L'effet de la fiche D sur le comportement de ces murs dans les deux cas cités précédemment.

3- Le comportement des murs rigides est tout à fait différent de ceux des murs flexibles. On se propose de contribuer à l'analyse numérique par le logiciel SAGE CRISP pour les deux cas suivants :

- Comportement d'un mur rigide soutenant un sol homogène (cas de la semelle continue et de radier très long).
- Comportement d'un mur rigide soutenant un sol de GIBSON (cas de la semelle continue et de radier très long).

INTRODUCTION

IL est admis lors du dimensionnement classique des murs de soutènement que les pressions mobilisées à l'interface sol/mur dépendent du sens et de l'amplitude des déplacements du mur. L'analyse en déplacement, en poussée aussi bien qu'en butée est une composante essentielle dans l'étude de l'interaction ouvrage-sol-mur. De nombreuses méthodes ont été proposées par différents chercheurs, afin d'évaluer les intensités des pressions des terres sur ces ouvrages en état actif et passif.

Il existe d'autres paramètres qui interviennent dans le dimensionnement des murs de soutènement, tels que la charge maximale appliquée sur la partie amont du sol (ou capacité portante), la distance de la tête du mur à cette charge, le mode de mouvement du mur, la surface du glissement des terres derrière le mur...etc. Ces paramètres doivent être connus afin d'éviter un endommagement possible après la mise en œuvre de ces ouvrages.

L'utilisation de la méthode des éléments finis avec une loi de comportement non linéaire du sol (loi de comportement élasto-plastique), permet d'évaluer les champs des pressions et des déplacements.

Cette présente thèse comporte trois chapitres. Le premier chapitre présente un aperçu général sur les types de soutènement les plus utilisés, ainsi que les principales méthodes courantes de calcul des intensités des pressions des terres (poussée, butée) derrière un écran de soutènement, des travaux expérimentaux menés par différents chercheurs dans la littérature des murs de soutènement, une étude de la stabilité de l'ensemble sol/mur, une introduction à la méthode des éléments finis et enfin une étude comparative des différentes méthodes de calculs.

Le deuxième chapitre est une présentation du logiciel CRISP (version 5.1), ses capacités, son domaine d'application, le type d'éléments finis qu'il accepte, les différents modèles et enfin les limitations de ce logiciel.

Le troisième chapitre est une étude paramétrique par la méthode des éléments finis pour l'analyse du comportement d'un mur soutenant un sol ayant une loi de comportement élasto-plastique, et intégrant des éléments d'interfaces. Le sol reçoit une fondation d'ouvrage qui transmet soit une charge linéaire Q (semelle continue), soit une charge surfacique ou pression q (fondation en radier très long).

L'outil utilisé pour ce travail, est le logiciel SAGE CRISP (version 5.1b), avec lequel une recherche poussée a été faite afin d'étudier et d'analyser les courbes de chargement ($q-y_0$) ou ($Q-y_0$), et de déterminer la distance limite d au delà de laquelle le mur présente le même déplacement.

Finalement, ce mémoire est clôturé par une conclusion générale dans la quelle on donne des recommandations sur les recherches sur le comportement du système sol/mur.

CHAPITRE 1 ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Introduction :

Un ouvrage de soutènement est défini comme étant une structure dont la mission principale est d'assurer le support latéral des massifs de terres, quand ces derniers ne peuvent pas présenter une stabilité satisfaisante vis-à-vis du glissement.

Les murs de soutènement sont réalisés dans différents secteurs de génie civil, tels que :

Les structures hydrauliques, les tunnels, les mines, les routes, les ports, les digues, ouvrages militaires etc... [6]

1.1. Les différents types de mur de soutènement :

Différent type de mur de soutènement sont utilisés dans les ouvrages en génie civil les plus utilisés sont :

- Mur Poids (gravity wall)
- Mur en Béton Renforcé (reinforced concrete walls)
- Mur en terre armée (crib walls)
- Mur en gabion (gabion walls)
- Mur en Rideaux de pal planche (sheet pile walls)
- Mur en diaphragme (diaphragm walls)
- Mur en terre renforcée (reinforced earth walls)
- Mur en terre ancrée (anchored earth walls)

Les deux dernières structures sont différentes du reste parce que le sol lui même est utilisé comme structure de soutènement [1].

1.1.1. Mur Poids :

Ce type de mur dépend sur son poids pour sa stabilité et est construit avec une telle épaisseur pour que l'effet de renversement due a la pression latérale de la terre a la quelle il est subit ne développe pas les contraintes de traction dans le mur.

Les murs poids sont construits en béton, ou en maçonnerie, etc. Ils sont généralement utilisés dans le cas des murs de faible hauteur.

La section du mur est trapézoïdal avec une base dont la largeur B, $B = (0.3 - 0.5) H$,

H étant la hauteur du mur [1,2].



Figure 1.1 : Mur Poids [14].

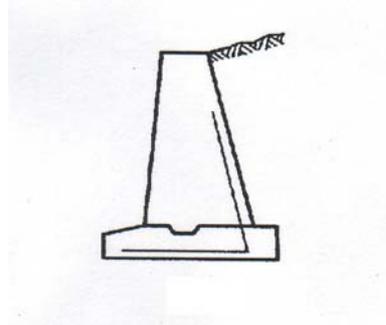


Figure 1.2 : Mur semi poids

1.1.2. Mur en béton renforcé :

a- Mur Cantilever :

Ce genre de mur dont la section est une nervure verticale, ou inclinée monolithique avec une semelle en bloc de béton a la base. Ils sont préférablement utilisés dans les murs qui ne dépassent pas 7m de hauteur.

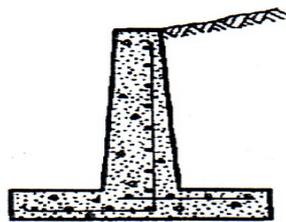


Figure 1.3 Mur Cantilever

b- Mur en contrefort :

Ce type de mur peut être utilisé pour des hauteurs de plus de 6m. Le mur en contrefort est mur cantilever renforcé du cote du sol avec un bloc vertical (contrefort) de forme triangulaire liant la semelle et le mur. Ce genre de mur supporte de grande surcharge [1, 2,4].

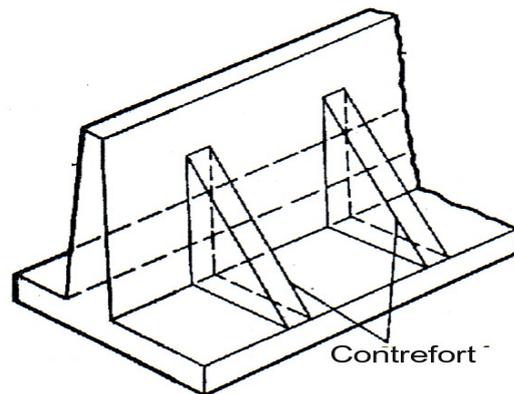


Figure 1.4 : Mur en Contrefort [14]

c- Mur en Buttress (soutien) :

Le mur Buttress est un mur contrefort dont le contrefort est place en dehors du sol [1].

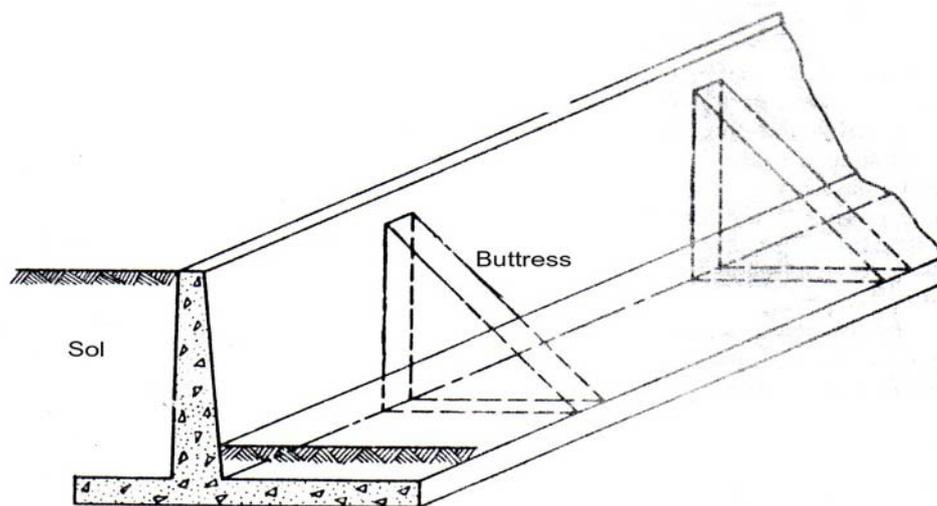


Figure 1.5 : Mur en Buttress

1.1.3. Mur en terre armée :

Les murs en lit sont formés à partir de tube en béton préfabriqué, ou en acier superposés reposant sur des murs en bétons. Le vide crée par la superposition des tubes est rempli de remblai granulaire. Ce genre de mur agit comme le mur poids. Le mur est légèrement incline envers le sol. La largeur varie entre $(0.5 - 1.0) H$. Le mur en lit convient pour des hauteurs allant jusqu'à 6,5 m. Il est important de noter que le mur en lit ne doit pas être exposé a des surcharges élevées.

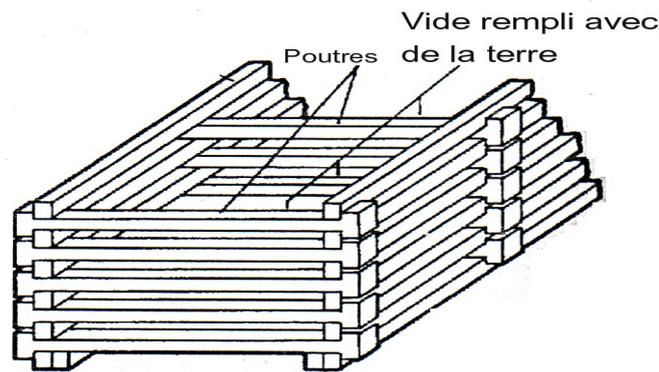


Figure 1.6 : Mur en Terre armée

1.1.4. Mur en gabion :

Le mur en gabion est construit avec des cages métalliques rectangulaires, ou avec des sacs cubique en grillage de fil d'acier de 5mm de diamètre et séparés de 75mm. Ces cages ou sacs ont une section de 2m longueur, 1m de largeur et sont remplies de pierres.

Les cages sont ensuite reliées entre elles avec un fil en acier de 2,5mm de diamètre.

La largeur de la base du mur en gabion est de $0,5 H$, H étant la hauteur du gabion [1].

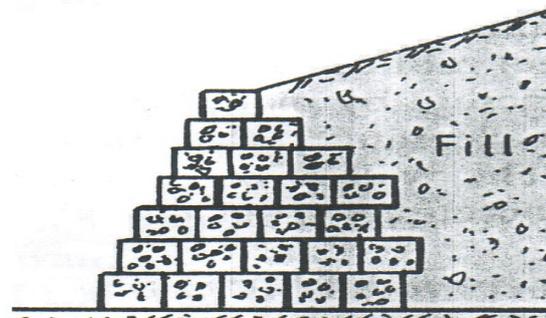


Figure 1.7 : Mur en Gabion

1.1.5. Rideaux de palplanche :

Ces murs sont construit à partir de rideaux individuellement placés dans la fondation du sol. les plus modern sont faits d'acier, les plus anciens étaient faits en bois, ou en béton préfabriqué. Il y 'a deux types majeurs de mur en rideaux :

a- Rideaux de palplanche cantilever :

Qui est lié au sol a sa base par la pression active et la pression passive qui agissent sur sa partie inférieure.

b- Rideaux de palplanche ancrée :

Qui est fixé au sol a sa base par des d'ancrages [2,5].

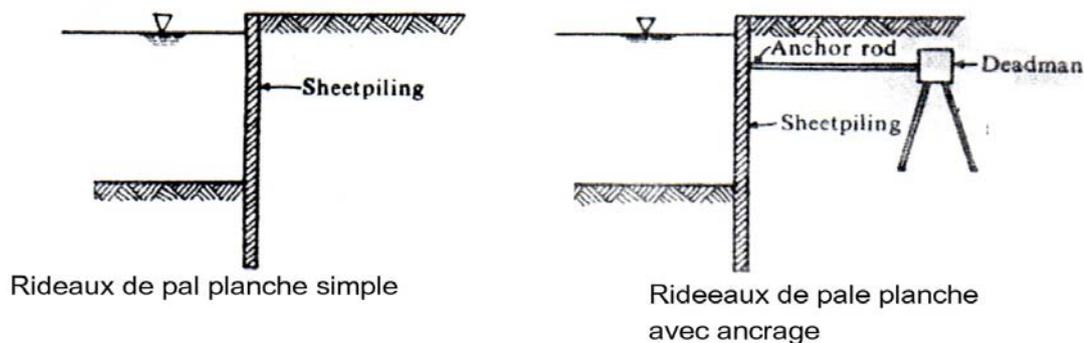


Figure 1.8 : types de Rideaux de Palplanche.

1.1.6. Mur en diaphragme :

Le mur en diaphragme est forme d'un bloc en béton armé vertical et est fixé à la base sous l'effet des pressions passive et active qui agissent sur cette base.

Le mur en diaphragme est construit en creusant des tranchées successives espacées en panneaux de longueur limitée. Ces tranchées sont ensuite armées puis remplies avec une coulée de béton. Le sol est utilisé comme coffrage.

Une seconde phase serait de construire les espaces libres entre les panneaux [1,5].

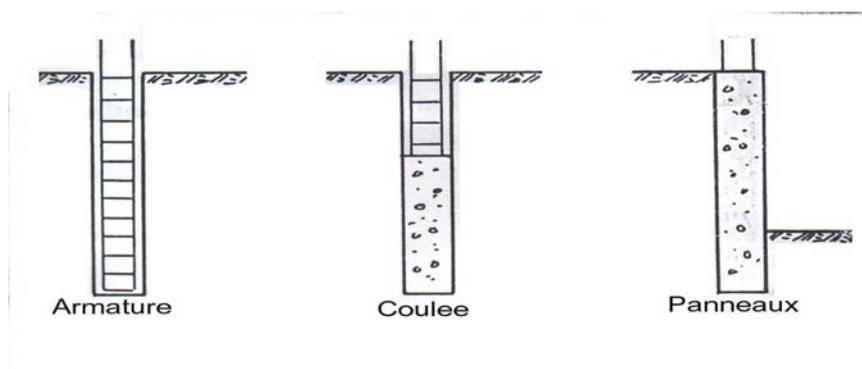


Figure 1.9 : Mur en Diaphragme

1.2. Les causes majeures de rupture des structures de soutènement :

La rupture des structures de soutènement se produisent sous différentes conditions les plus connues sont :

- 1- le glissement du sol. Cet effet peut se produire dans le cas d'un sol cohésif et peut être traité comme un problème de stabilité des pentes.
- 2- une résistance faible du sol sous le poids du mur. Le moment de renversement

causé par la poussée du sol crie de grande pression sur la base de la semelle.

3- Le renversement.

Pour la stabilité d'un mur la résultante de la poussée devrait rester très proche de la base. La plus part des structures sont construites de façon que la résultante de la poussée est a 1/3 par rapport a la base.

4- le déplacement du mur loin du sol. Cette situation est causée par une friction insuffisante ou un manque de résistance passive.

5- Par une rotation au tour d'un point près du sommet du mur. Ce type de rupture ce produit

Principalement dans le cas des mur de soutènement en rideaux de palplanche du a un support insuffisant derrière le mur.

6- Une mauvaise conception, une main d'œuvre non qualifiée, ou une détérioration des matériaux utilisés [1,3].

1.3. Les pressions latérales des terres :

La pression latérale des terres est la force exercée par le sol sur les structures de soutènement. Il existe deux états différents de pression :

1.3.1. La pression Active de poussée :

Considérons un mur de soutènement rigide soutenant un massif de sol semi infini, homogène et isotope, la pression au repos est P_0 (quand le mur est fixe et il n'y a pas de mouvement).

Si le mur se déplace vers l'extérieur, le sol a tendance de suivre le mouvement, la contrainte σ_h diminue automatiquement et la pression P_0 diminue jusqu'à une pression minimale P_a juste avant la rupture. Cet état s'appelle l'état d'équilibre limite de Poussée (État Actif).

P_a est appelée pression active de poussée.

1.3.2. Pression Passive de butée :

Au contraire, si le mur se déplace vers l'intérieur (vers le massif du sol), la pression au repos P_0 croit jusqu'à une pression maximale P_p . juste avant la rupture, cet état s'appelle état d'équilibre limite de butée (État Passif).

P_p est appelée pression passive de butée [2,4].

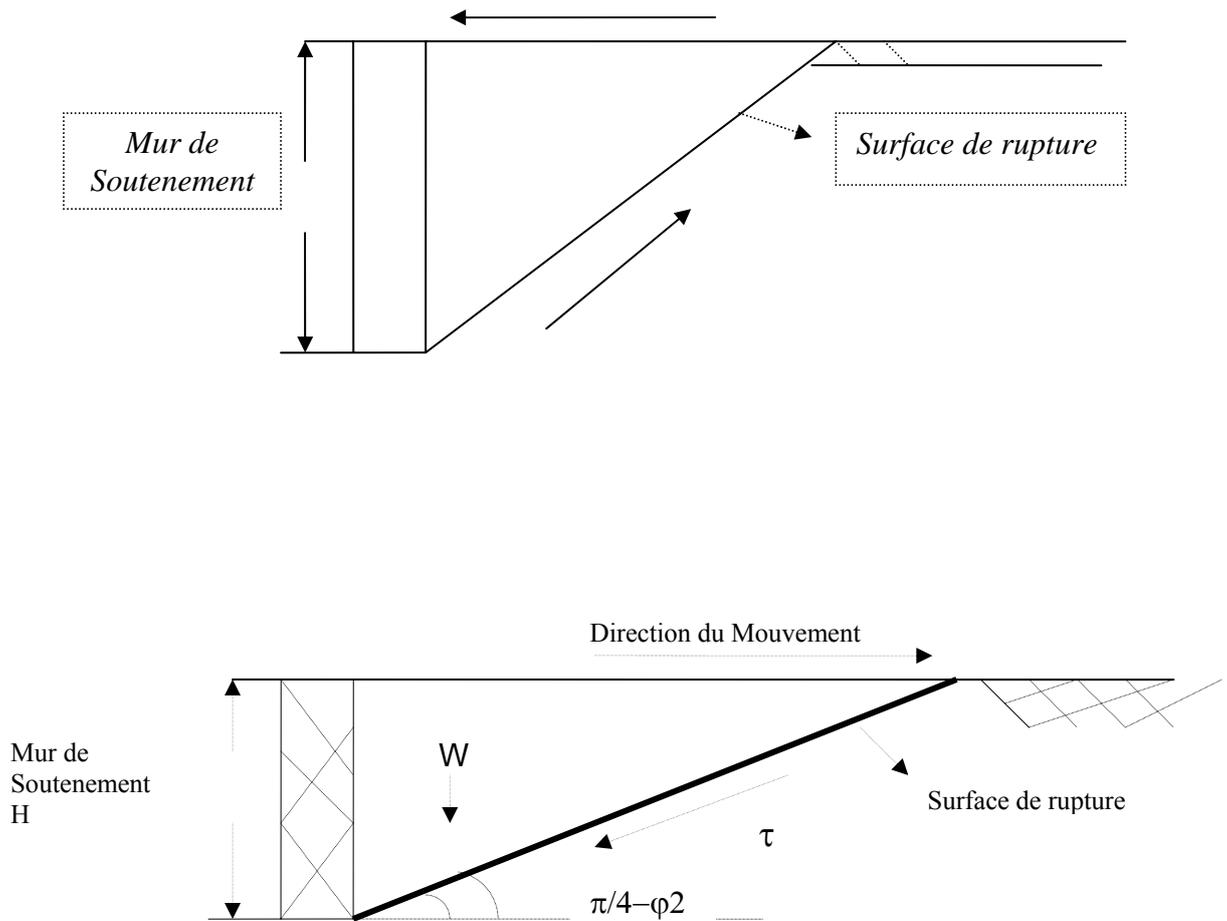


Figure 1.11 : Cas de la Butée (Etat passif) [2].

La figure suivante présente la relation entre les pressions latérales des sols et le mouvement du mur. La poussée et la butée sont deux états de rupture de sol. Il est important de savoir que la mobilisation de la butée nécessite un déplacement dix fois plus grand que la mobilisation de la poussée.

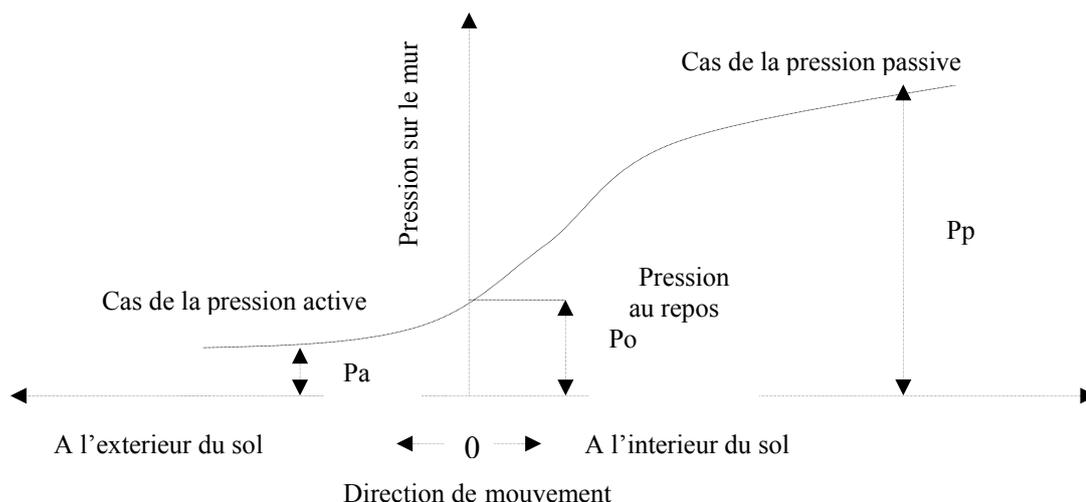


Figure 1.12 : Relation entre pression latérale et mouvement du mur [2].

Remarque :

La surface de rupture est inclinée de $\pi/4 + \varphi/2$ par rapport à l'horizontale dans le cas de la poussée et de $\pi/4 - \varphi/2$ par rapport à l'horizontale dans le cas de la butée.

1.3.3. Pression latérale de sol au repos :

Dans un massif de sol semi infini, isotope, homogène, et élastique à surface horizontale, la pression des terres au repos est obtenue théoriquement à l'aide de la théorie d'élasticité.

Le sol n'étant soumis à aucune force extérieure.

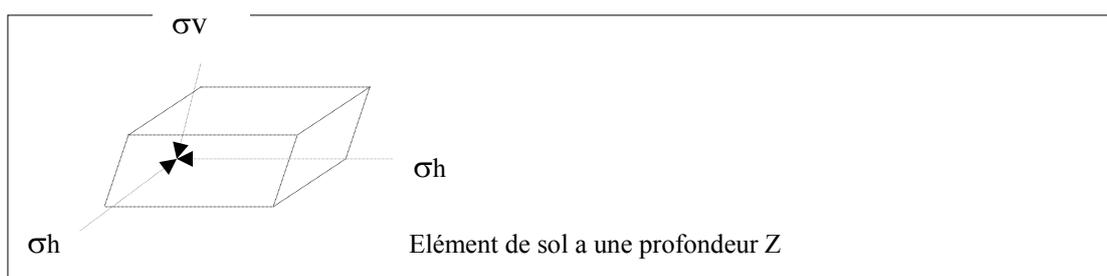


Figure 1.13 : Contrainte en un élément de sol à une profondeur Z [2].

σ_v : est la contrainte verticale en point M.

σ_h : est la contrainte horizontale.

σ_v et σ_h : Sont liées par la formule suivante :

$$\sigma_h / \sigma_v = \nu / 1 - \nu = K_0 \quad (1.1)$$

K_0 : Coefficient de pression des terres au repos.

ν : Le coefficient de poisson

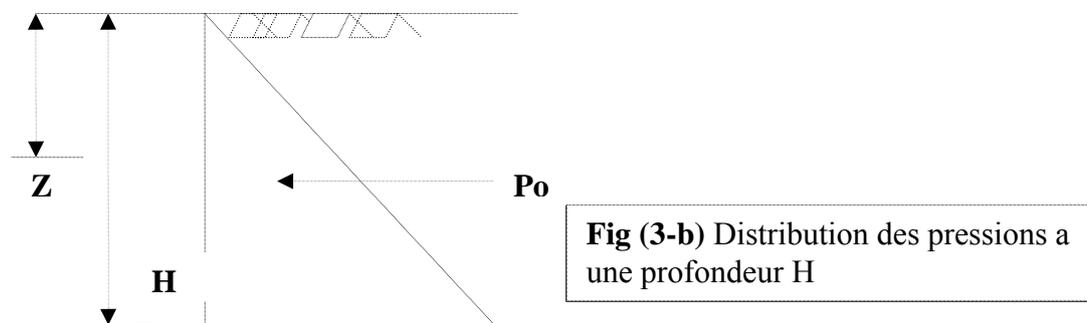


Fig (3-b) Distribution des pressions a une profondeur H

Figure 1.14 : Distribution des pressions a une profondeur H

$$\sigma_v = \gamma \cdot Z \quad (1.2)$$

γ : est le poids volumique de sol

Z : est la profondeur de point ou on calcul la pression par rapport a la surface libre.

La distribution de la pression des terres au repos est linéaire pour des propriétés de sol constantes (E , ν , γ). P_o est la pression latérale au repos a une profondeur H.

$$P_o = \int_0^H \sigma_h dz = \int_0^H K_o \cdot \gamma \cdot Z \cdot dz = 1/2 K_o \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (1.3)$$

La résultante est appliquée a ($1/3 H$)

K_o dépend de la nature du sol, de la profondeur considérée et aussi de l'histoire du sol.

Plusieurs recherches ont proposés des relations empiriques pour déterminer K_o , par mis les données par les expressions suivantes [2,26] :

$$K_o = (1 - \sin \varphi) \quad \text{----- Jacky 1944} \quad (1.4)$$

$$K_o = 0.9 (1 - \sin \varphi) \quad \text{----- Fraser 1957} \quad (1.5)$$

$$K_o = 0.19 + 0.23 \log I_p \quad \text{----- Kenny 1959} \quad (1.6)$$

$$K_o = [1 + 2/3 \sin \varphi] \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right) \quad \text{----- Kedzi 1962} \quad (1.7)$$

$$K_o = (0.95 - \sin \varphi) \quad \text{----- Broker & Ireland 1965} \quad (1.8)$$

Avec: φ Angle de frottement effectif de sol.

I_p Indice de plasticité

Le tableau suivant donne quelques valeurs de K_o .

Tableau 1.1 : Coefficient de pression des terres au repos [2].

No	Sol		K_o
1	Sable lâche ($e = 0.8$) -----	Sec ----	0.64
		Sature ---	0.46
2	Sable dense ($e = 0.6$) --	Sec ----	0.49
		Sature ---	0.36
3	Sable compact en couche		0.80
4	Argile molle ($I_p = 30$)		0.60
5	Argile raide ($I_p = 9$)		0.42
6	Argile (Vase) ($I_p = 45$)		0.57

Pour un sol à surface horizontale le coefficient K_o peut être déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$K_o = (1 - \sin \varphi) \sqrt{R_{oc}} \quad (1.9)$$

R_{oc} : est le rapport de sur consolidation.

Pour un sol incliné de β par rapport à l'horizontale

$$K_o = (1 - \sin \varphi) \sqrt{R_{oc}} (1 + \sin \beta) \quad (1.10)$$

La figure suivante illustre les différents états de contraintes.

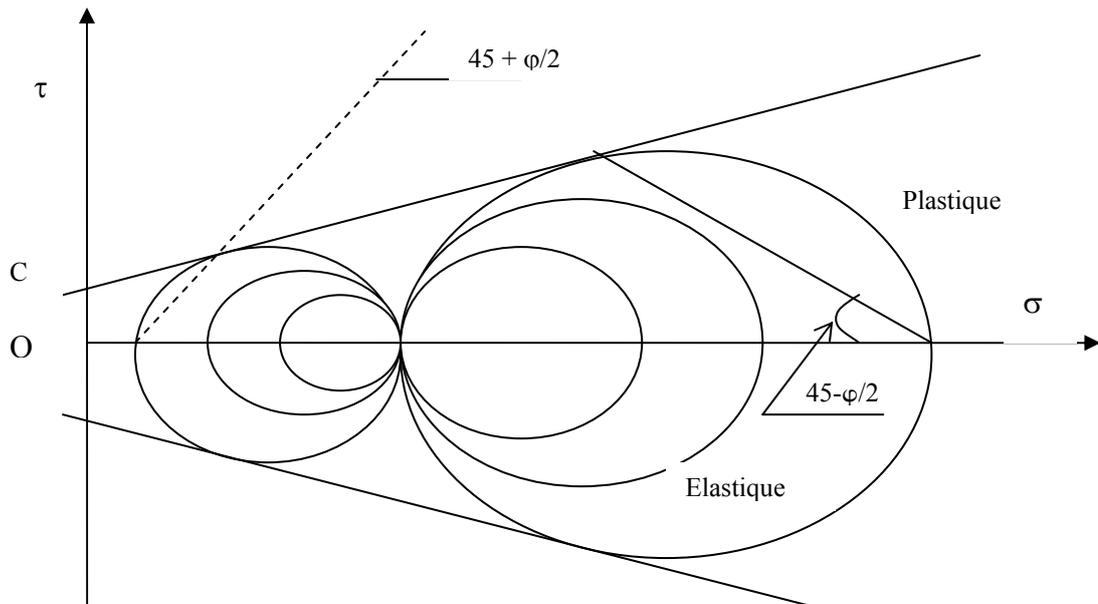


Figure 1.15 Etats de contraintes Suivant le critère de rupture de Coulomb[13].

1.4. La contrainte de cisaillement dans le sol :

Suivant le critère de rupture de Coulomb :

$$\tau = \pm (\sigma \operatorname{tg} \varphi + C) \quad (1.11)$$

τ : est la contrainte de cisaillement limite.

σ : est la contrainte normale agissant sur la facette de rupture.

C : Cohésion du sol

φ : l'angle de frottement interne sol/sol [9.11].

1.4.1. Contrainte de cisaillement à l'interface Sol / Mur :

La contrainte de cisaillement à l'interface sol / mur est exprimée par la formule :

$$\tau_1 = \pm (\sigma \operatorname{tg} \delta + a) \quad (1.12)$$

τ_1 est la contrainte de cisaillement limite à l'interface sol / mur

a : est l'adhérence sol / mur.

δ : est l'angle de frottement sol / mur.

Remarques :

Dans les calculs

- a (l'adhérence sol / mur) est inférieure ou égale a C (C est la cohésion ou bien l'adhérence sol / sol).
- δ l'angle de frottement sol / mur est inférieure ou égal a l'angle de frottement interne sol / sol.
- pour une surface de contact (sol / mur) parfaitement lisse, a une adhérence a égale à zéro ($a = 0$), et un angle de frottement δ (sol / mur) égale a zéro, et une contrainte de cisaillement nulle τ_1 .
- pour une surface de contact (sol / mur) parfaitement rugueuse le mur et le sol se comporte comme un seul corps ($\delta = \varphi$ et $a = C$) [9, 11,27].

1.5. Calcul des contraintes de poussée et de butée :

La contrainte active est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_{ha} = K_a * \sigma_v \quad (1.13)$$

K_a : est le coefficient de poussée

Le cercle de Mohr permet d'exprimer le coefficient K_a n fonction de C, ϕ , γ et Z.

$$\sigma_{ha} = \sigma_v \operatorname{tg}^2 (\pi/4 - \varphi/2) - 2C \operatorname{tg} (\pi/4 - \varphi/2) \quad (1.14)$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2 (\pi/4 - \varphi/2) - \frac{2C}{\gamma Z} \operatorname{tg} (\pi/4 - \varphi/2) \quad (1.15)$$

La pression totale de poussée agissante sur le mur est calculée par :

$$P_a = \int_0^H p_a dz$$

P_a est la pression de poussée unitaire exercée sur l'unité de surface de l'écran à la profondeur Z.

$$\text{La contrainte} \quad \sigma_{hp} = K_p * \sigma_v \quad (1.16)$$

K_p : est coefficient de butée.

$$\sigma_{hp} = \sigma_v \operatorname{tg}^2 (\pi/4 + \varphi/2) + 2C \operatorname{tg} (\pi/4 + \varphi/2) \quad (1.17)$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2 (\pi/4 + \varphi/2) + \frac{2C}{\gamma Z} \operatorname{tg} (\pi/4 + \varphi/2) \quad (1.18)$$

La pression totale de butée est calculée par :

$$P_p = \int_0^H p_p dz$$

P_p la pression unitaire exercée sur l'unité de surface de l'écran à la profondeur Z .

1.5.1. Paramètres influents sur les pressions latérales :

Les paramètres qui influent sur les pressions latérales sont la cohésion C du sol, l'angle de frottement interne φ et le poids volumique du sol γ .

Remarques :

- K_a, K_p sont constante pour n'importe quel sol ou φ est constante.
- K_p est plus grand que K_a , quelques fois $K_p = 10 K_a$.
- La relation entre K_a et K_p est $K_a = 1/ K_p$ (1.19)

1.6. Méthodes de calcul des pressions de poussée et de butée :

La détermination des pressions de poussée et de butée pour un mur rigide se fait par la superposition des différentes pressions.

Les différentes pressions qui peuvent s'exercer sur un mur sont :

- 1- la pression due aux poids des terres P_w
- 2- la pression due a la cohésion du sol P_c
- 3- la pression due a la surcharge P_q

La pression totale en cas de la poussée est:

$$P_a = P_w + P_c + P_q \quad (1.20)$$

La pression totale en cas de la butée est :

$$P_p = P_{wp} + P_{cp} + P_{qp} \quad (1.21)$$

-Convention des signes :

Soit la figure ci-dessous, la surface de contact entre le mur et le sol est surchargée à la surface par une force q . la force P est exercée par le massif du sol sur le mur au point A.

On définit cinq angles [2,4] :

- L'angle β entre l'horizontal et la surface libre de sol.
- L'angle λ entre la verticale et la surface de mur.
- L'angle δ entre la normale à la surface du mur et la contrainte.
- L'angle θ entre l'horizontal et la ligne de glissement.
- L'angle α entre la verticale et la normale à la surface libre du sol.

Les cinq angles sont supposés positifs lorsqu'ils sont orientés dans le sens contraire de celui des aiguilles d'une montre [9].

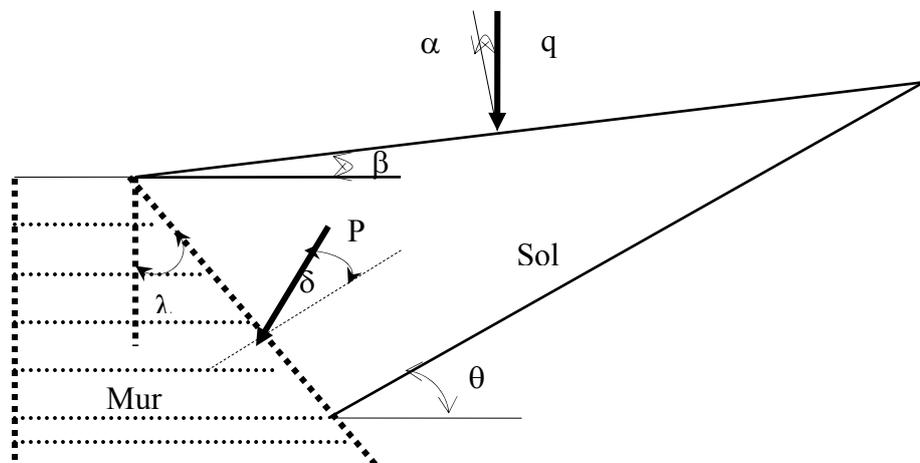


Figure 1.16 : Convention de signes.

1.6.1. La théorie de Rankine :

En 1857, Rankine a proposé une méthode pour résoudre le problème des pressions des terres, cette dernière est proposée pour estimer les magnitudes des deux pressions exercées (la pression active et la pression passive) et ce pour un sol sec sans cohésion. Après, la théorie de Rankine a été développée par la suite par Resal (1910) et Bell (1915) pour être appliquée aux sols cohésifs.

- 1) la théorie de Rankine ne tient pas compte de la valeur du frottement entre le mur et le sol et la considère nulle ($\delta = 0$).
- 2) La théorie considère que le sol est semi infini, isotrope, sec, homogène, pulvérulent et ne présente pas de cohésion .
- 3) La surface du sol est plane, horizontale et peut être aussi inclinée.
- 4) La surface du mur en contact avec le sol est verticale ($\lambda = 0$), est lisse ($\delta = 0$).
- 5) Le sol derrière le mur est considéré dans un état d'équilibre plastic.
- 6) La rupture se fait selon des plans.
- 7) le sol est considéré dans l'état limite de l'équilibre plastique [2, 10, 13].

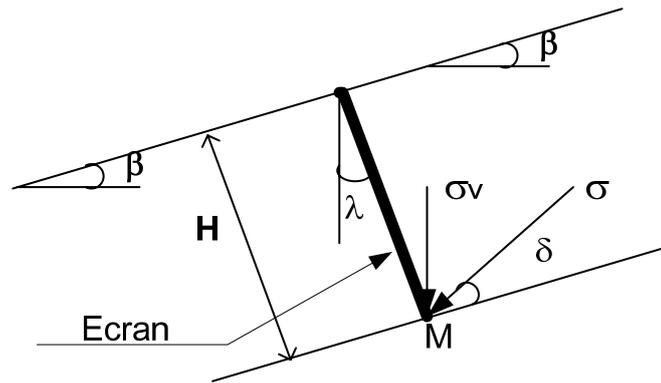


Figure 1.17 : Coefficient de Rankine (définition des paramètres) [10].

1.6.1.1 Cas d'un sol Pulvérulent pesant :

Soit un sol présentant une surface inclinée d'un angle β par rapport à l'horizontale, un angle de interne φ et une cohésion nulle ($C = 0$).

D'après la figure 1.17.

$$\sigma_v = \gamma \cdot H \cdot \cos \beta \quad (1.22)$$

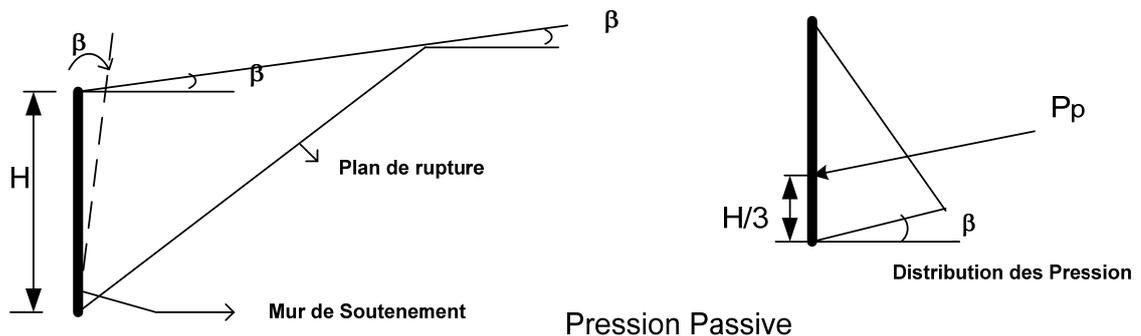


Figure 1.18 : Les pressions passives de Rankine pour un sol incliné.

On trouve dans le cas de la poussée :

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (1.23)$$

P_a : est la pression active due au poids des terres.

$$K_a = \cos \beta \left(\frac{\cos \beta - \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)}}{\cos \beta + \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)}} \right) \quad (1.24)$$

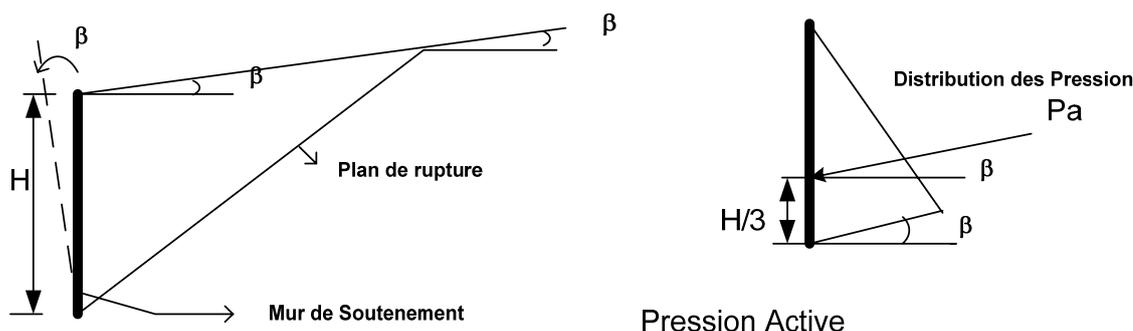


Figure 1.19 : Les pressions actives de Rankine pour un sol incliné.

On trouve dans le cas de la butée :

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (1.25)$$

P_p : est la pression passive due au poids des terres.

$$K_p = \cos \beta \left(\frac{\cos \beta + \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)}}{\cos \beta - \sqrt{(\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi)}} \right) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (1.26)$$

Dans le cas où $(\beta = 0)$ la surface libre horizontale, avec la paroi du mur est verticale

$(\lambda = 0)$. Les résultats sont :

$$K_a = \operatorname{tg}^2(\Pi/4 - \varphi/2) = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad \text{la poussée.} \quad (1.27)$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2(\Pi/4 + \varphi/2) = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{la butée.} \quad (1.28)$$

P_a étant appliquée à $1/3$ de la base.

La théorie de Rankine suppose que le frottement à l'interface mur-sol est nul. C'est-à-dire $(\delta = 0)$ paroi lisse.

Si le frottement du mur avec le sol existe, la théorie de Rankine ne donne pas de résultats corrects.

Puisque δ n'apparaît pas dans les calculs, la résultante des forces doit être parallèle à la pente de la surface libre du sol.

$$\frac{K_p}{K_a} = \frac{\operatorname{tg}^2(\Pi/4 + \varphi/2)}{\operatorname{tg}^2(\Pi/4 - \varphi/2)} = \operatorname{tg}^4(\Pi/4 + \varphi/2) \quad (1.29)$$

$$\text{Où } K_p = 1/K_a$$

La théorie de Rankine est destinée pour déterminer les pressions des terres pour un mur à paroi verticale [4, 12,13].

1.6.1.2. Étude d'un sol pulvérulent et cohérent :

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2 C H \sqrt{K_a} \quad \text{Pression active} \quad (1.30)$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + 2 C H \sqrt{K_p} \quad \text{Pression passive} \quad (1.31)$$

K_a et K_p ont les mêmes valeurs données précédemment [12].

1.6.1.2.1. Calcul des pressions pour un sol cohérent :

1.6.1.2.1.1. Pression active :

$$P_a = \frac{1}{2} \frac{H^2}{N_\phi} - \frac{2CH}{\sqrt{N_\phi}} + \frac{2C^2}{\gamma} \quad (1.32)$$

$$\text{Avec } N_\phi = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (1.33)$$

appelée valeur de débit (Flow value)

$$K_a = \frac{1}{N_\phi} \quad (1.34)$$

La résultante agit à $(H - Z_c)/3$ à partir de la base.

Avec

$$Z_c = \frac{2C}{\gamma} \sqrt{N_\phi} \quad (1.35)$$

1.6.1.2.1.2. Pressions pour un sol purement argileux :

a- Pressions active :

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2CH + \frac{2C^2}{\gamma} \quad \text{pression active.} \quad (1.36)$$

Avec : $\phi = 0$

$$Z_c = \frac{2C}{\gamma} \quad (1.37)$$

b- pression passive :

$$\text{Dans ce cas [2,4] : } K_p = N_\phi \quad (1.38)$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 N_\phi + 2CH \sqrt{N_\phi} \quad (1.39)$$

1.6.1.3. Étude de la pression active pour un sol submerge avec une surface horizontale :

Quand le sol est totalement submergé, 2 types de pressions s'exercent sur le mur P_a et P_w .

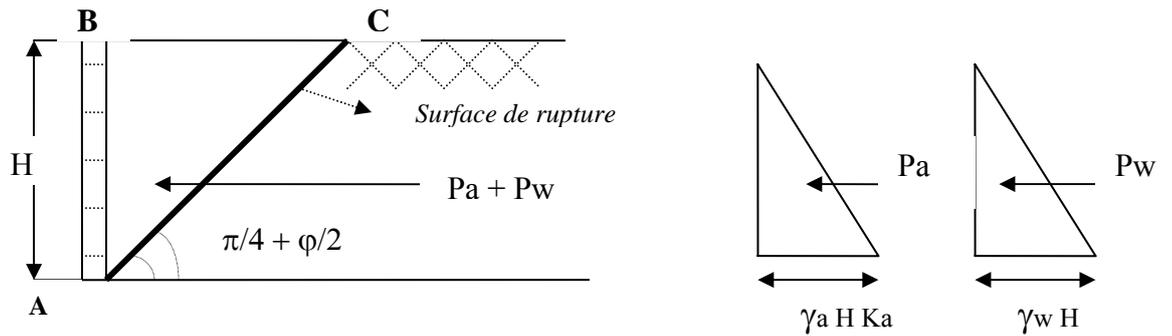


Figure 1.20 : Pression Active de Rankine pour un sol totalement submergé avec une surface horizontale.

P_a : c'est la pression active due a au poids du sol totalement submergé.

P_w : c'est la pression latérale due à l'eau.

$$P_{a\text{ totale}} = P_a + P_w = \frac{1}{2} \gamma_b H^2 K_a + \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \quad (1.40)$$

Avec : γ_b : est le poids volumique du sol submerge.

γ_w : est le poids volumique de l'eau [4].

1.6.1.4. Etude de la pression active d'un sol partiellement submerge avec une surcharge uniformément repartie :

$$P_{a\text{ totale}} / \text{unité de longueur} = q K_a + (\gamma H_1 + \gamma_b H_2) K_a + \gamma_w H_2$$

$$P_{a\text{ totale}} = q H K_a + (\frac{1}{2}) \gamma H_1^2 K_a + \gamma H_1 H_2 K_a + (\frac{1}{2}) H_2^2 (\gamma_b K_a + \gamma_w)$$

$$P_{a\text{ totale}} = q H K_a + \gamma K_a (\frac{1}{2} H_1^2 + H_1 H_2) + \frac{1}{2} H_2^2 (\gamma_b K_a + \gamma_w) \quad (1.41)$$

Avec : $K_a = \tan^2(\pi/4 - \varphi/2)$ pour un sol a surface horizontale [4].

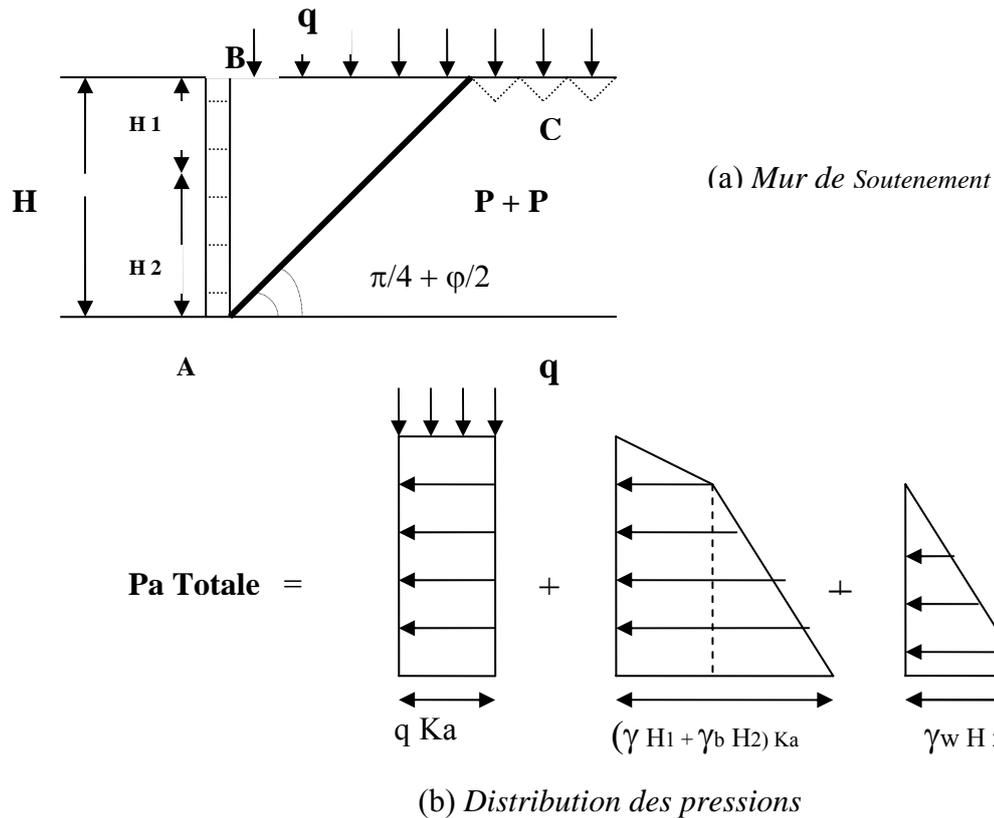


Figure 1.21: La pression active dans un sol conerent partiellement submergé [4].

1.6.1.5 Etude d'un sol pesant pulvérulent surcharge :

Les pressions sont donnes ci-dessous [9,4] :

$$P_a = \left(\frac{1}{2}\right) \gamma H^2 K_a + q H K_a \quad (1.42)$$

$$P_p = \left(\frac{1}{2}\right) \gamma H^2 K_p + q H K_p \quad (1.43)$$

P_a : Pression active

P_p : Pression passive

Cas d'un mur a paroi oblique ($\lambda \neq 0$) soutenant un massif de sol incliné d'un angle ($\beta \neq 0$).

K_a et K_p sont déterminés graphiquement en utilisant le cercle de Mohr.

K_a : coefficient de poussée est :

$$K_a = \frac{1 + \operatorname{tg} \lambda \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{Cos} \beta (\operatorname{Cos} \beta - \operatorname{Sin} \varphi \operatorname{Cos} \gamma)} \sqrt{1 + \operatorname{Sin}^2 \varphi - 2 \operatorname{Sin} \varphi \operatorname{Cos} (2 \lambda - \gamma - \beta)} \quad (1.44)$$

K_p : Coefficient de butée est:

$$K_p = \frac{1 + \operatorname{tg} \lambda \operatorname{tg} \beta}{\operatorname{Cos} \beta (\operatorname{Cos} \beta - \operatorname{Sin} \varphi \operatorname{Cos} \gamma)} \sqrt{1 + \operatorname{Sin}^2 \varphi + 2 \operatorname{Sin} \varphi \operatorname{Cos} (2\lambda - \gamma - \beta)} \quad (1.45)$$

$$\text{Avec : } \operatorname{Sin} \gamma = \frac{\operatorname{Sin} \beta}{\operatorname{Sin} \varphi} \quad (1.46)$$

1.6.2. La théorie de Coulomb :

Coulomb en 1776 a résolu le problème de pressions latérales en considérant que :

- Le sol sec, isotope et homogène, le mur a une surface rugueuse.
- la théorie de Coulomb s'applique aux milieux sec, pulvérulents, pesants et surchargés, avec : une surface de rupture plane.
- Le massif au dessus du plan de rupture est considéré comme un corps rigide indéformable (le massif se trouve à l'état élastique).
- les lignes de glissement sont des plans.

Cette théorie donne les résultats des pressions des terres pour n'importe quelle inclinaison du mur λ , et pour n'importe quelle inclinaison du sol β avec $\beta \leq \varphi$.

Cette méthode fournit une solution analytique très pratique pour la détermination de K_a et K_p .

- la direction et la position de la pression latérale qui s'exerce sur le mur est connue donc l'angle δ de frottement entre le sol et le mur est connu [2,13].

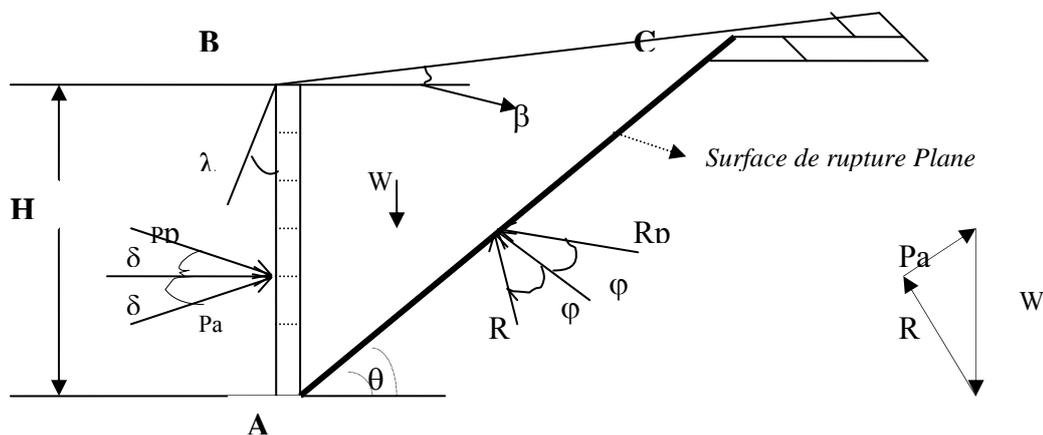


Figure 1.22 : les pressions des terres.

1.6.2.1. Etude d'un sol pesant pulvérulent sans surcharge :

$$P_a = \left(\frac{1}{2}\right) \gamma H^2 K_a \quad \text{avec} \quad (1.47)$$

$$K_a = \frac{\operatorname{Cos}^2 (\varphi - \lambda)}{\operatorname{Cos}^2 \lambda \operatorname{Cos} (\lambda + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\operatorname{Sin} (\varphi + \delta) \operatorname{Sin} (\varphi - \beta)}{\operatorname{Cos} (\delta + \lambda) \operatorname{Cos} (\beta - \lambda)}} \right]^2}$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad \text{avec}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \lambda)}{\cos^2 \lambda \cos(\lambda - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\lambda - \delta) \cos(\lambda - \beta)}} \right]^2} \quad (1.48)$$

Pour un mur vertical les coefficients des pressions sont:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta) \cos(\beta)}} \right]^2} \quad (1.49)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\delta) \cos(\beta)}} \right]^2} \quad (1.50)$$

Remarques :

L'angle de frottement du mur-sol δ est toujours inférieurs à l'angle de frottement interne du sol φ .

En pratique δ varie de $1/3 \varphi$ jusqu'à $2/3 \varphi$.

Si le system de soutènement est verticale ($\lambda = 0$) avec un sol horizontal, et l'angle de frottement du mur / sol $\delta = 0$ (paroi lisse), les équations de Coulomb donnent les mêmes résultats que les équations de Rankine (1.27) et (1.28) [4.13].

$$K_a = \operatorname{tg}^2(\pi/4 - \varphi/2)$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2(\pi/4 + \varphi/2)$$

1.6.2.2. Etude d'un sol pesant pulvérulent surcharge :

Le sol est chargé par une charge uniformément répartie q (surcharge répartie / unité surfacique).

$$P_a = (\frac{1}{2}) \gamma H^2 K_a + q H \frac{1}{\cos(\lambda - \beta)} K_a \quad (1.51)$$

$$P_p = (\frac{1}{2}) \gamma H^2 K_p + q H \frac{1}{\cos(\lambda - \beta)} K_p \quad (1.52)$$

P_a : Pression active.

P_p : Pression passive.

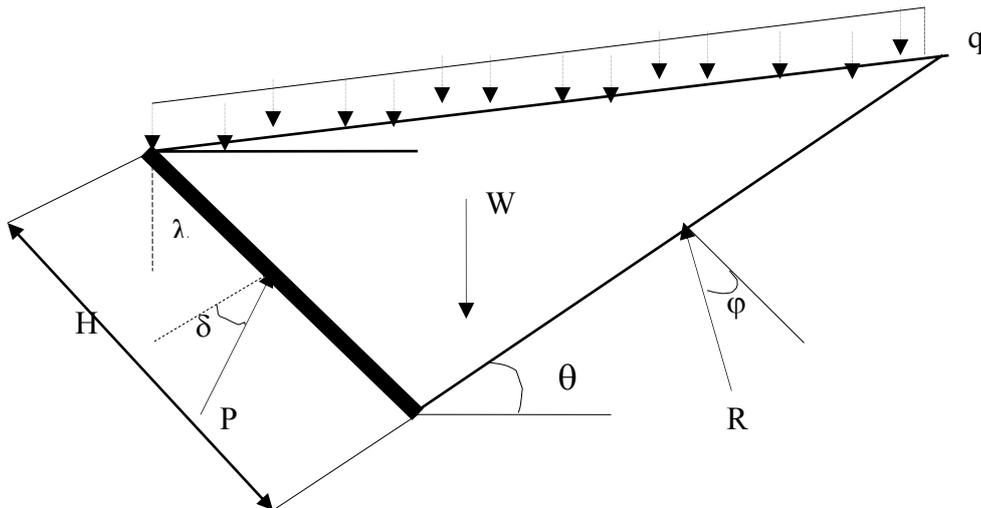


Figure 1.23: Coin de Coulomb.

1.6.2.3. Etude d'un sol pesant pulvérulent ayant une cohésion C :

Pour un sol présentant un angle de frottement $\varphi = 0$ et une cohésion $C \neq 0$.

Les pressions active et passive sont données ci-dessous, pour le cas où $\lambda = 0$ (paroi verticale, surface du sol horizontale $\beta = 0$ et la friction est nulle entre le mur et le sol ($\delta = 0$)).

Même équation que (1.30)

$$P_a = \left(\frac{1}{2}\right) \gamma H^2 \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 C H \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

1.6.3. Méthode de Culmann:

Culmann en 1875 avait proposé une méthode graphique pour la détermination des pressions pour des sols pulvérulent et cohérents.

Il est très important dans cette méthode de connaître les lignes de glissements et le plan de rupture aussi, et cela pour pouvoir déterminer le poids du sol.

La figure (ci-dessous) décrit la procédure pour la détermination de la pression active pour le cas d'un sol pulvérulent avec ($C = 0$). En suivant les étapes suivantes :

- 1- choisir une échelle convenable pour représenter une configuration typique du mur de soutènement et le sol. Ceci devrait inclure la hauteur et la pente du mur, la surface libre du sol, la location et la magnitude des surcharges concentrées et les surcharges uniformément distribuées.
- 2- à partir du point A tracer la ligne AC qui forme un angle φ avec l'horizontal.
- 3- tracer la ligne AD faisant un angle ψ avec AC.

La figure (12) montre que l'angle ψ qui est l'angle entre la verticale et la résultante de la pression active.

- 4- tracer les rayons AB , AB_2 , AB_3 , ...etc. qui sont considérés comme des surfaces de ruptures.
- 5- déterminer le poids de chaque coin (ou triangle).
- 6- choisir une échelle convenable et positionner ces poids le long de la ligne AC .
Par exemple la distance de A à W_1 le long de CA est W_1 , aussi la distance de W_1 à W_2 le long AC égale à W_2 ...etc.
- 7- A partir de chaque point localisé sur AC , tracer les lignes parallèles à Ad , en croisant les surfaces de ruptures. C'est-à-dire la ligne de W_1 croise la ligne AB_1 , la ligne de W_2 croise la ligne AB_2 ...etc.
- 8- Connecter ces points d'intersection sous forme d'une courbe, cette courbe s'appelle courbe de Culmann.
- 9- Parallèle à la ligne AC , on trace la tangente à la courbe de Culman. Le point E représente l'intersection de la tangente à la courbe de Culman.
- 10- A partir du point E , tracer la ligne EF parallèle à la ligne AD . La magnitude de EF basé sur cette échelle représente la pression active P_a [12].

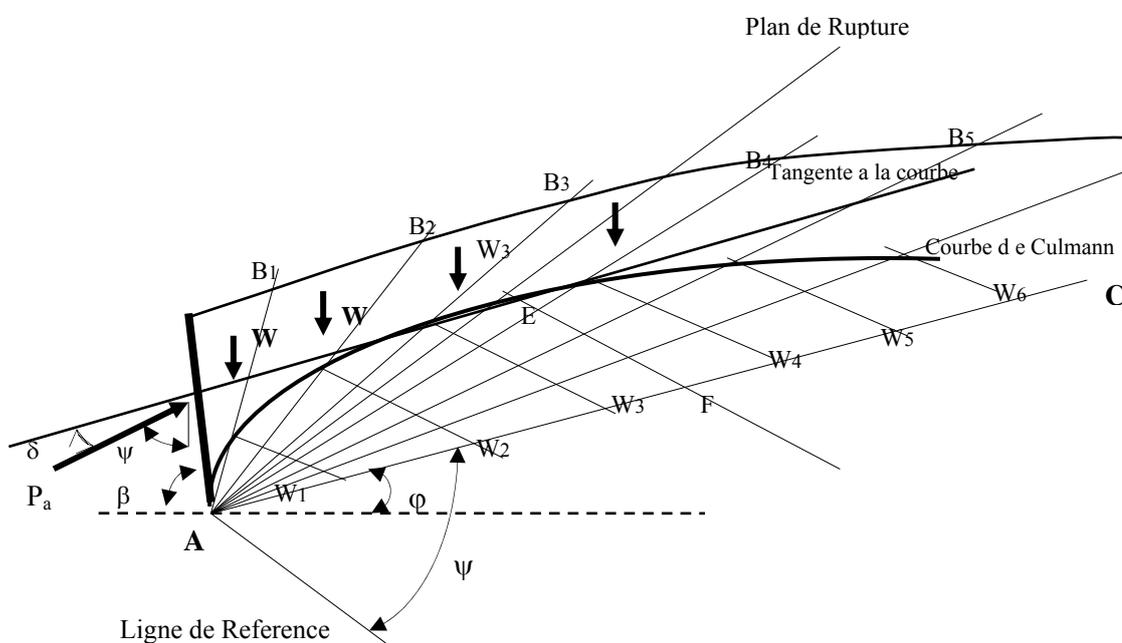


Figure 1.24 : Pression active du sol d'après Culmann [12].

La figure (ci-dessus) illustre la procédure pour déterminer la pression passive.

L'approche est similaire à la méthode précédente (la détermination de la pression active) avec quelques différences :

- 1 – La ligne AC fait un angle φ au dessous de l'horizontale.
- 2 – La ligne de référence fait un angle ψ avec la ligne AC.
- 3 – Les poids des points sont positionnés sur la ligne AC similaire à la méthode précédente.
- 4 – A partir de ces points (W_1, W_2, W_3, \dots etc) les lignes sont tracées parallèlement à la ligne de référence, en croisant les rayons Ab_1, AB_2, AB_3, \dots etc.
- 5 – Connecter les points d'intersections, sous forme d'une courbe s'appelle courbe de Culmann
- 6 – tracer la tangente a cette courbe parallèle à AC et le point d'intersection est E.
- 7 – tracer EF parallèle à la ligne de référence.

La magnitude de EF représente la valeur de la pression passive [12].

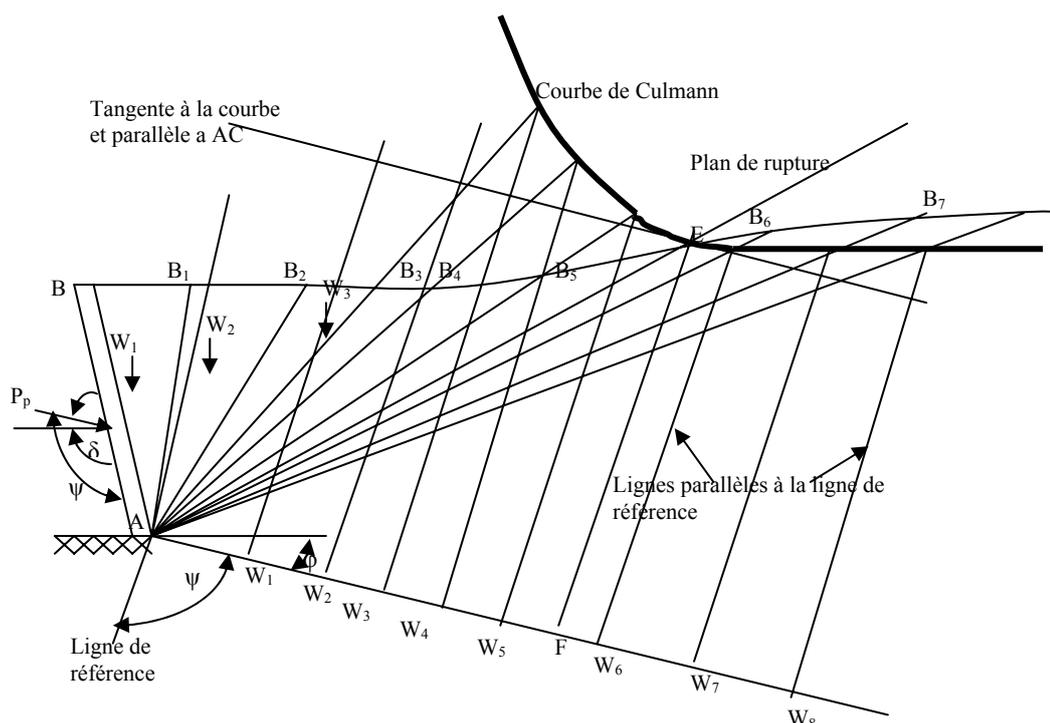


Figure 1.25 : Pression passive du sol d'après Culmann [12].

1.6.4. Méthode de Rendulic pour le calcul de la pression latérale :

Rendulic en (1938) avait fait une approximation de la distribution de la pression latérale avec ($\delta = 0$) et avec une surface horizontale du sol derrière le mur ($\beta = 0$).

La pression active est donnée par la formule suivante [8] :

$$P_a = \left(\frac{1}{2}\right) \gamma H^2 K_a$$

Avec $K_a = \operatorname{tg}^2(\Pi/4 - \varphi/2)$ coefficient de pression active de RANKINE

Et la position de point d'application de la résultante de pression active est donnée par :

$$\bar{Z} = H\left(\frac{1}{4} + \frac{K}{12K_a}\right) \quad (1.53)$$

$$K = 1,8 K_a \text{ jusqu'à } 2,4 K_a \quad (1.54)$$

1.6.5. Méthode de Poncelet ou la méthode graphique de Rebhann :

- 1- Ab présente la surface du mur.
 - 2- Tracer BD incliné faisant un angle φ avec l'horizontale
 - 3- La surface libre AD du sol inclinée de β avec l'horizontale et croise BD au point D.
 - 4- Tracer BK inclinée de ψ ($\alpha - \delta$) avec BD (BK) s'appelle ligne ψ
 - 5- A travers A, tracer AE parallèle à la ligne φ (BK) et croise BD au point E.
 - 6- Considérer BD comme diamètre et tracer le demi cercle (BD)
 - 7- Construire la perpendiculaire à BD au point E joignant le demi cercle au point F.
 - 8- B est considéré comme centre et BF comme rayon, tracer un arc pour joindre BD en G.
 - 9- A travers G, tracer la parallèle à BK (ligne ψ) pour joindre Ad au point C.
 - 10-G considère comme centre, et GC comme rayon, tracer l'arc qui divise BD en L, tracer CL, puis à partir du point C tracer CM la perpendiculaire à LG.
- BC est la surface de rupture.

$$P_a = (\text{aire du triangle CLG}) \gamma = 1/2 (CM) (LG) \gamma$$

$$P_a = \left(\frac{1}{2}\right) \gamma X^2 \sin \psi \quad (1.55)$$

Avec $CG = LG = X$

La résultante P_a est appliquée à une distance égale à $H/3$ à partir de la base du mur [2,8].

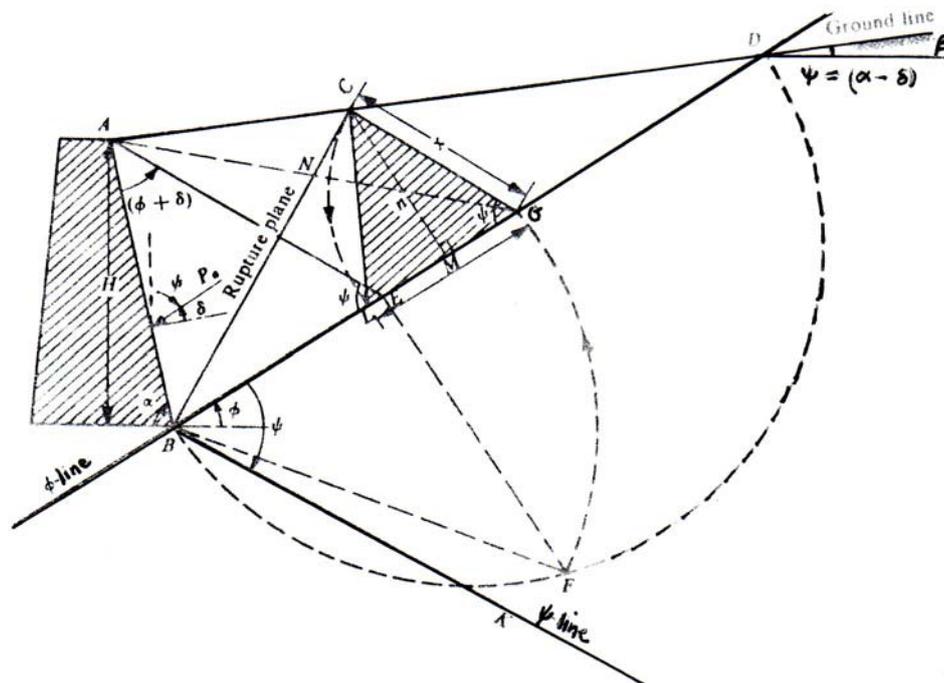


Figure 1.26 : Construction graphique de Poncelet pour la pression active [2].

1.6.6. Méthode de Sokolovski :

Des solutions rigoureuses avec plus de complication, en incluant l'effet de frottement à l'interface (mur/sol) et l'effet de la surcharge.

Sokolovski (1960) a présenté une solution de différences finies en utilisant une méthode mathématique supérieure. Il a supposé que la force qui s'exerce en un point quelconque de l'écran est inclinée d'un angle δ sur l'horizontale (δ est l'angle de frottement mur/sol), la contrainte de cisaillement τ croît avec la profondeur, il y'a donc courbure des surfaces de rupture au voisinage du mur.

En générale l'auteur a considéré que les surfaces de glissement dans les zones plastiques sont courbées, mais seulement dans certains cas les surfaces de glissement sont assimilées à des lignes droites, arcs circulaires ou bien à des arcs en spirale logarithmique.

Donc il est possible de déterminer en tout point de l'écran la contrainte qui s'exerce et de calculer la force de poussée ou de butée [15].

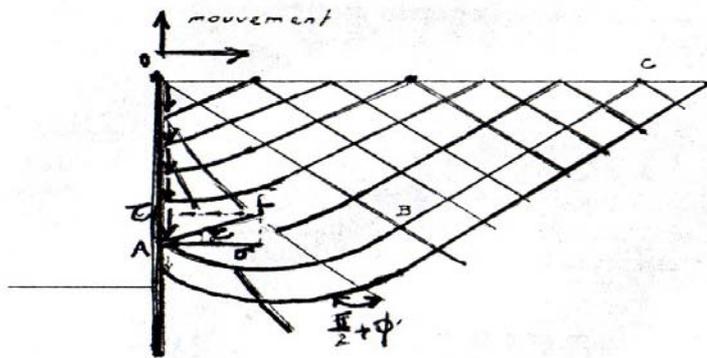


Figure 1.27 : Présentant les surfaces de rupture d'après Sokolovski [7].

En connaissant la forme des surfaces de glissement Sokolovski a déterminé des coefficients de poussée et de butée en tenant compte de l'angle δ sous forme de tableaux et des abaques.

Les tableaux (4-1) et (4-2) donnent les valeurs des coefficients K_a et K_p pour un mur rugueux incliné avec une surface de sol horizontal, et ce pour le cas d'un sol pulvérulent pesant sans surcharge [15].

1.6.6.1. Sol pesant pulvérulent sans surcharge :

$$\text{Pour le cas actif : } P_a = \frac{1}{2} K_a \frac{\gamma H^2}{\sin \lambda^2} \quad (1.56)$$

$$\text{Pour le cas passif : } P_p = \frac{1}{2} K_p \frac{\gamma H^2}{\sin \lambda^2} \quad (1.57)$$

Les deux tableaux suivants cités si dessus donnent les valeurs de K_a et K_p respectivement pour un mur présentant une rugosité inclinée avec une surface de sol horizontal.

Tableau 1.2 : Présentant les valeurs des coefficients K_a d'après Sokolovski [15].

λ	ϕ	10°			20°			30°			40°		
	δ	0°	5°	10°	0°	10°	20°	0°	15°	30°	0°	20°	40°
120°	K_a	0.49	0.45	0.44	0.27	0.24	0.23	0.13	0.12	0.12	0.06	0.05	0.05
110°		0.58	0.54	0.52	0.35	0.32	0.30	0.20	0.18	0.17	0.11	0.10	0.09
100°		0.65	0.61	0.59	0.42	0.39	0.37	0.26	0.24	0.24	0.16	0.14	0.15
90°		0.70	0.66	0.65	0.49	0.45	0.44	0.33	0.30	0.31	0.22	0.20	0.22
80°		0.72	0.70	0.68	0.54	0.51	0.50	0.40	0.37	0.38	0.29	0.27	0.28
70°		0.73	0.70	0.70	0.57	0.54	0.54	0.46	0.44	0.45	0.35	0.34	0.38
60°		0.72	0.69	0.69	0.60	0.57	0.56	0.50	0.48	0.50	0.42	0.41	0.47

Tableau 1.3 : présentant les valeurs des coefficients K_p d'après Sokolovski [15].

λ	ϕ	10°			20°			30°			40°		
	δ	0°	5°	10°	0°	10°	20°	0°	15°	30°	0°	20°	40°
120°	K_p	1.52	1.71	1.91	2.76	3.67	4.51	5.28	9.07	13.5	11.3	28.4	56.6
110°		1.53	1.69	1.83	2.53	3.31	4.04	4.42	7.38	10.8	8.34	19.5	39.0
100°		1.49	1.64	1.77	2.30	2.93	4.53	3.65	5.83	8.43	6.16	13.8	26.6
90°		1.42	1.55	1.66	2.04	2.55	3.04	3.00	4.62	6.56	4.60	9.69	18.2
80°		1.31	1.43	1.52	1.77	2.19	2.57	2.39	3.62	5.02	3.37	6.77	12.3
70°		1.18	1.28	1.35	1.51	1.83	2.13	1.90	2.80	3.80	2.50	4.70	8.22
60°		1.04	1.10	1.17	1.26	1.48	1.72	1.49	2.08	2.79	1.86	3.17	5.43

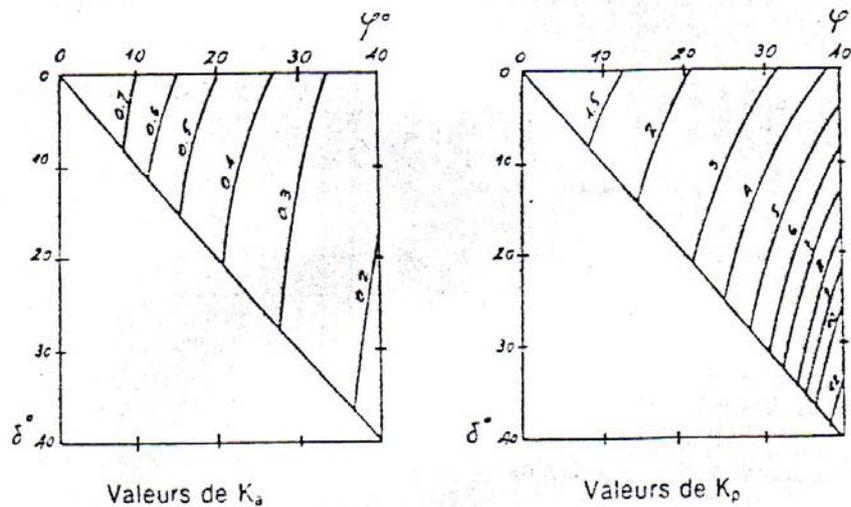


Figure 1.28 : Abaqués de Sokolovski [7].

Remarque :

Pour le cas d'une paroi lisse ($\delta=0$) et verticale ($\lambda=0$) les valeurs de K_a et K_p sont les mêmes obtenues par la solution de Rankine.

1.6.6.2. Sol non pesant surchargé :

Soit un massif non pesant et surchargé par une surcharge q inclinée d'un angle α par rapport à la normale.

La pression due à cette surcharge est donnée :

1.6.6.2.1. Cas de la poussée :

$$P_{aq} = K_{aq} * q \quad (1.58)$$

K_{aq} : est le coefficient de poussée due à la surcharge q .

$$K_{aq} = \frac{\cos \delta - \sin \varphi}{\cos \alpha - \sin \varphi} \frac{\cos \gamma}{\cos \gamma_0} e^{-2\psi_a \tan \phi} \quad (1.59)$$

$$\sin \gamma = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \quad (1.60)$$

$$\sin \gamma_0 = \frac{\sin \alpha}{\sin \varphi} \quad (1.61)$$

$$\psi_a = \beta - \lambda + \frac{1}{2}(\gamma_0 + \alpha) + \frac{1}{2}(\alpha - \lambda) \quad (1.62)$$

Avec $\psi_a \geq 0$; ψ_a est en radians

1.6.6.2.2. Cas de la butée :

$$P_{pq} = K_{aq} * q \quad (1.63)$$

K_{pq} est le coefficient de butée due a la surcharge q .

$$K_{pq} = \frac{\cos\delta + \sin\varphi\cos\gamma}{\cos\alpha - \sin\varphi\cos\gamma} e^{2\psi_p \tan\varphi} \quad (1.64)$$

$$\text{Avec } \psi_p = \beta - \lambda - \frac{1}{2}(\gamma_0 - \delta_0) - \frac{1}{2}(\gamma - \delta) \quad (1.65)$$

$\psi_p \geq 0$; ψ_p est en radians

Remarques :

- les formules précédentes sont valables au cas ou $\alpha \geq 0$.
- le diagramme de pression uniforme est valide dans le cas d'un sol homogène, et la résultante est appliquée à la moitié de la hauteur du mur [16].

1.6.7. Méthode de Caquot et Kerisel :

Caquot et Kerisel en 1949 ont présentés des tables de coefficients de poussée et de butée basées sur des surfaces de rupture non planes pour un sol pesant pulvérulent sans surcharge, cette méthode est analogue à la méthode de Sokolovski.

Le tableau suivant présente les valeurs de coefficient de pression passive des surfaces de rupture courbées d'après Caquot et Kerisel [2].

Tableau 1.4 : Les valeurs de K_p d'après Caquot et Kerisel.

$\delta \downarrow \varphi \rightarrow$	10°	20°	30°	40°
0°	1.42	2.04	3.00	4.60
$\varphi/2$	1.56	2.60	4.80	10.40
φ	1.65	3.00	6.40	17.50
$-\varphi$	0.72	0.58	0.54	0.52

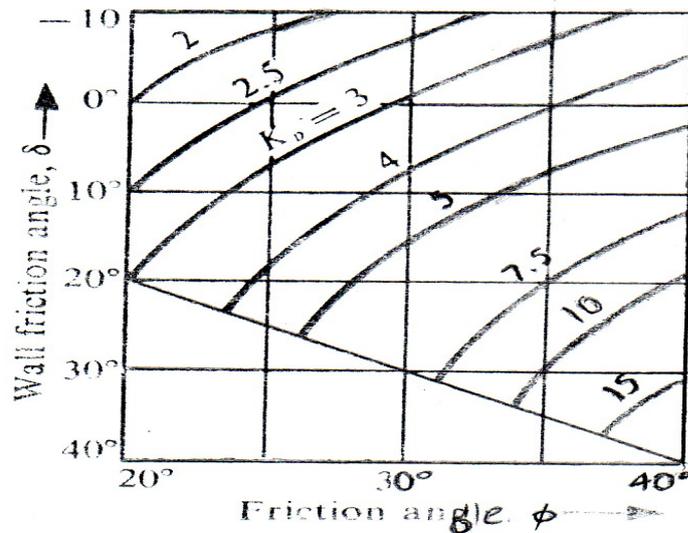


Figure 1.29 : les valeurs des coefficients de pression passif d'après Caquot et Kerisel (1949) [2].

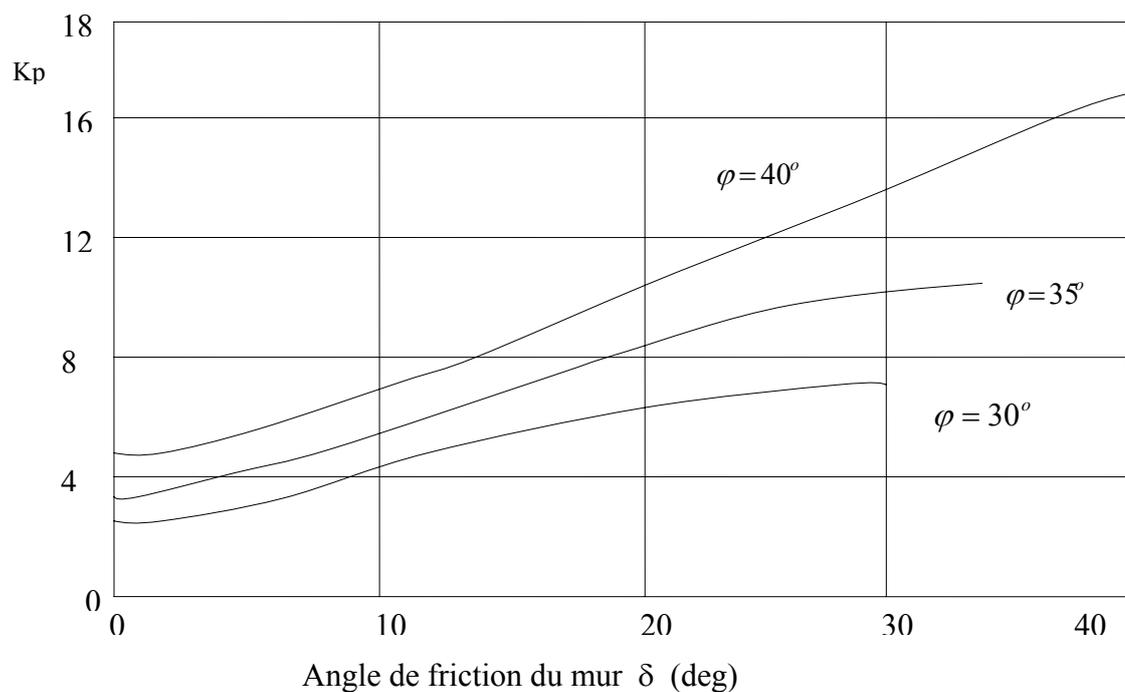


Figure 1.30 : Valeurs de K_p d'après Caquot et Kerisel [8].

1.6.8. Méthode de Kerisel et Absi :

Kerisel et Absi ont publiés des tables de coefficients de poussée et de butée pour un domaine très large de valeurs de φ , δ et β .

Les coefficients de pression actives sont très proches de ceux calculés par l'équation de Coulomb Pour le cas d'un mur vertical ($\lambda = 0$) avec un sol a surface horizontale ($\beta = 0$).

Les valeurs des coefficients sont notées (K_{ah} et K_{ph}), c'est les composantes horizontales des pressions ($K_{ah} = K_a \cos \delta$ et $K_{ph} = K_p \cos \delta$) [18].

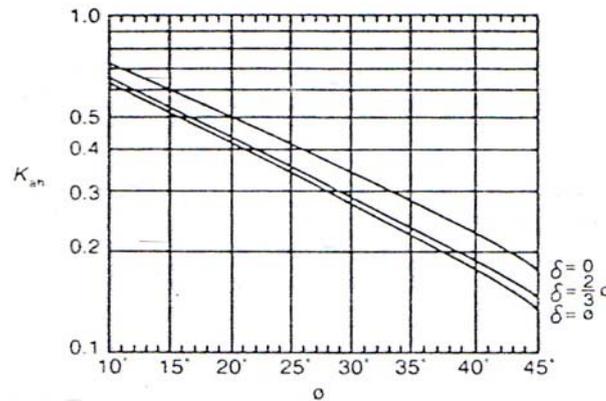


Figure 1.31 : Composante Horizontale du Coefficient de pression Actif d'après Kerisel et Absi [18].

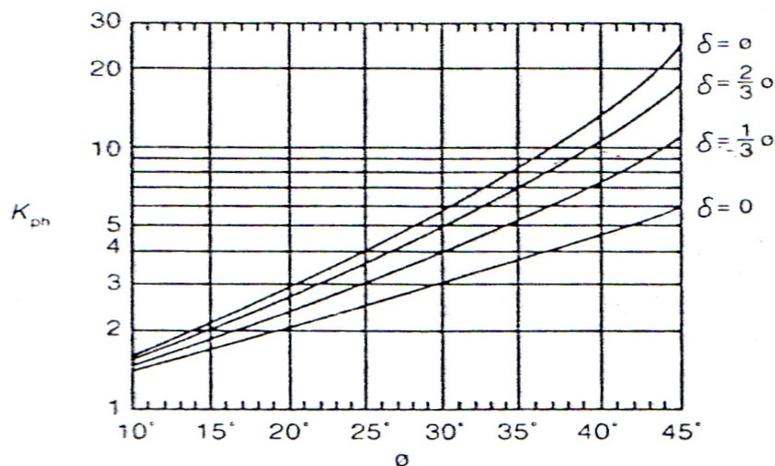


Figure 1.32 : Composante Horizontale du Coefficient de pression Passif d'après Kerisel & Absi

1.6.9. Méthode de Terzaghi :

Terzaghi en 1943 avait présenté un type d'analyse plus rigoureux, et différent des autres analyses, en considérant que la surface de rupture a une forme courbée en spirale logarithmique. Terzaghi déclare que quand $\delta < \frac{\varphi}{3}$ l'erreur est très minime et on peut assimiler les surfaces de rupture courbées à des surfaces de rupture planes, et ce dans le

cas de calcul des pressions passives. Et quand $\delta > \frac{\varphi}{3}$, l'erreur est significative et ne peut pas être ignorée et le calcul devrait être basé sur la méthode de log spiral (surfaces de rupture courbées) [8].

La surface de rupture BC est un arc en spirale logarithmique, qui peut être exprimé par l'équation suivante :

$$r = r_0 e^{\theta \cdot \tan \phi} \quad (1.66)$$

φ est l'angle de frottement interne

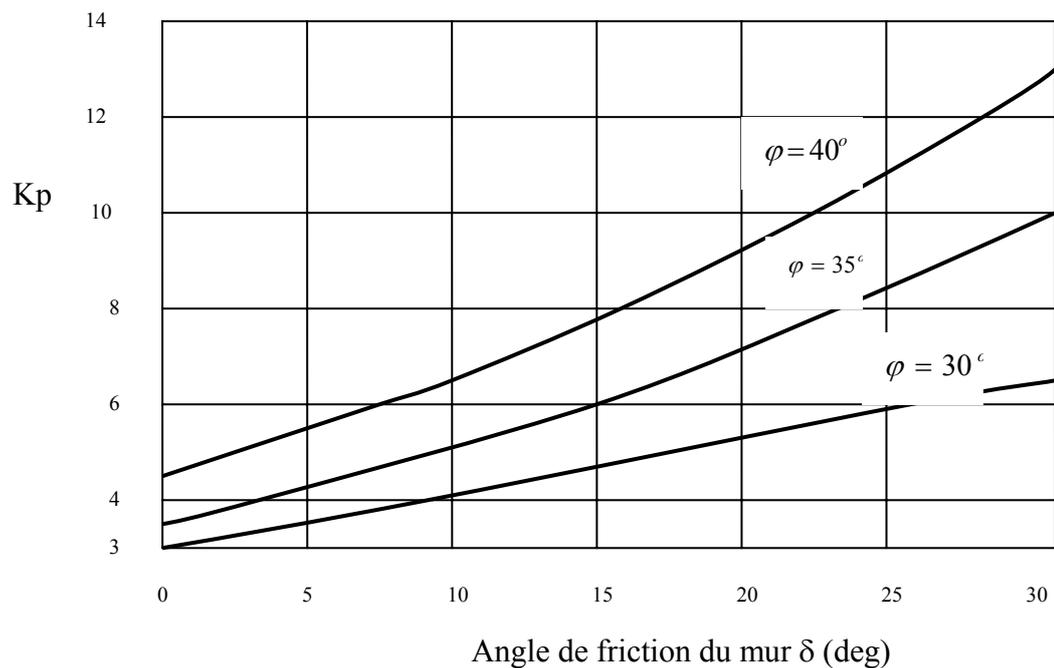


Figure 1.33 : Valeur de K_p d'après Terzaghi et Peck [8].

1.6.10. Méthode des tranches (Shields et Tolunay) :

Shields et Tolunay (1973) ont proposés une méthode s'appelle méthode des tranches pour déterminer la pression passive P_p avec une surface de rupture courbée.

Le tableau suivant montre les valeurs de K_p pour un sol pulvérulent ($C=0$), présentant une surface horizontale ($\beta = 0$) et un mur vertical ($\lambda = 0$) [8].

Tableau 1.5 : Les valeurs de K_p d'après Shields et Tolunay [8].

δ (deg)	φ (deg)					
	20°	25°	30°	35°	40°	45°
0°	2.04	2.46	3.00	3.69	4.60	5.83
5°	2.27	2.78	3.44	4.31	5.46	4.09
10°	2.47	3.08	3.86	4.92	6.36	8.43
15°	2.64	3.34	4.28	5.53	7.30	9.89
20°	2.87	3.61	4.68	6.17	8.30	11.49
25°		4.00	5.12	6.85	9.39	13.20
30°			5.81	7.61	10.60	15.31
35°				8.85	12.00	17.65
40°					14.40	20.48
45°						25.47

1.6.11. Méthode de Rosenfarb et Chen :

Rosenfarb et Chen (1972) ont développé une solution réduite des pressions du sol en utilisant la théorie de plasticité, qui peut être appliquée aux deux cas, active et passive.

La solution réduite contient un programme sur ordinateur avec des itérations qui ne sont pas particulièrement difficiles.

Ils ont considérés plusieurs surfaces de rupture et la combinaison du mécanisme

Log spiral, ceci a donné des résultats comparés favorablement avec la solution de Sokolovski [13].

1.6.12. Méthode d'élasticité et l'équation de Boussinesq :

La méthode de la théorie d'élasticité est utilisée pour calculer la pression latérale contre le mur d'un sol chargé à la surface par des surcharges linéaires, concentrées uniformément réparties, partiellement répartie etc...[22]

L'équation de Boussinesq avec quelques variations est utilisée pour résoudre ce problème. Cette dernière est sous la forme suivante :

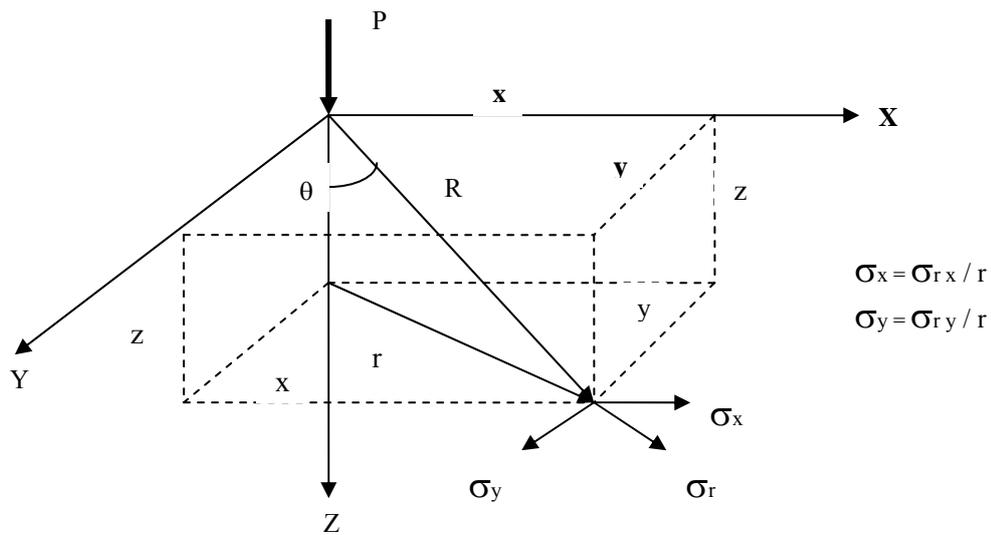


Figure 1.34 : Identification des termes utilisés dans l'équation de Boussinesq

$$\sigma_r = \frac{q}{2\pi z^2} \left[3\sin\theta^2 \cos\theta^3 - \frac{(1-2\mu)\cos\theta^2}{1+\cos\theta} \right] \quad (1.67)$$

L'équation de Boussinesq peut être aussi écrite sous la forme suivante :

$$\sigma_r = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{3r^2 z}{R^5} - \frac{1-2\mu}{R(R+z)} \right] \quad (1.68)$$

$$\text{Avec : } R = \sqrt{r^2 + z^2} \quad (1.69)$$

$$R = \sqrt{x^2 + y^2} \quad (1.70)$$

$$\sigma_y = \sigma_r \frac{y}{r} \quad (1.71)$$

$$\sigma_x = \sigma_r \frac{x}{r} \quad (1.72)$$

Les coordonnées de la charge $q(x, y)$ sont données.

pour obtenir la distribution de la pression latérale, on varie z .

La programmation par ordinateur de cette équation permet de résoudre n'importe quelle

Chargement défini comme suit :

1-charge concentrée en un point (point load).

2-Charge linéaire : utilise cette équation en considérant cette charge comme étant une série de charges concentrées.

3-La charge partiellement infinie, est traitée sous forme d'une série de charges linéaires parallèles.

4-La charge surfacique : est traitée comme étant une série de charges linéaires parallèles [13.29].

1.7. Calcul des pressions latérales pour différents cas de charge :

Les pressions latérales dues à différentes surcharges derrière un mur rigide sont calculées en utilisant la méthode d'élasticité.

1.7.1. Cas de surcharge partiellement uniforme (strip load) :

C'est une charge continue parallèlement à l'axe longitudinal du mur, mais partiellement continue par rapport à l'axe perpendiculaire.

La pression latérale P_h due à cette surcharge est [4, 18,20]:

$$P_h = \frac{2q}{\pi} (B - \sin\beta \cos 2\alpha) \quad (1.73)$$

Ou bien

$$P_h = \frac{q}{90} [H(\alpha_2 - \alpha_1)] \quad (1.74)$$

Avec $\alpha_1 = \text{tg}^{-1}(A/B)$ et $\alpha_2 = \text{tg}^{-1}(\frac{A+B}{H})$

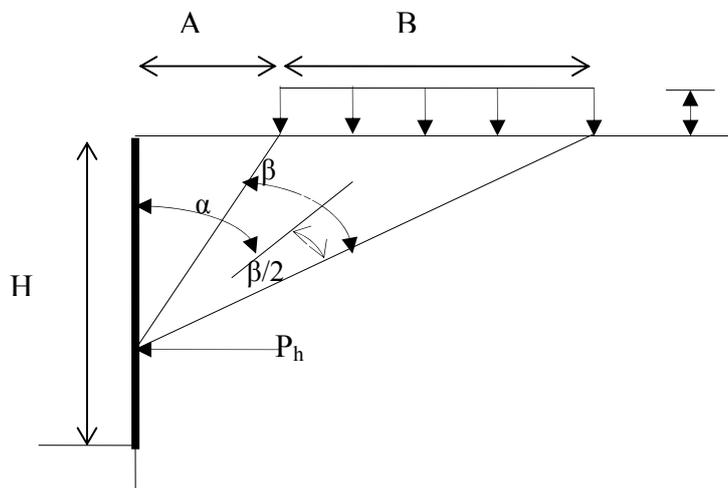


Figure 1.35 : Cas de surcharge partiellement uniforme.

1.7.2. Cas de surcharge linéaire:

C'est une charge continue linéairement par rapport à l'axe longitudinal du mur.

La pression latérale est donnée par :

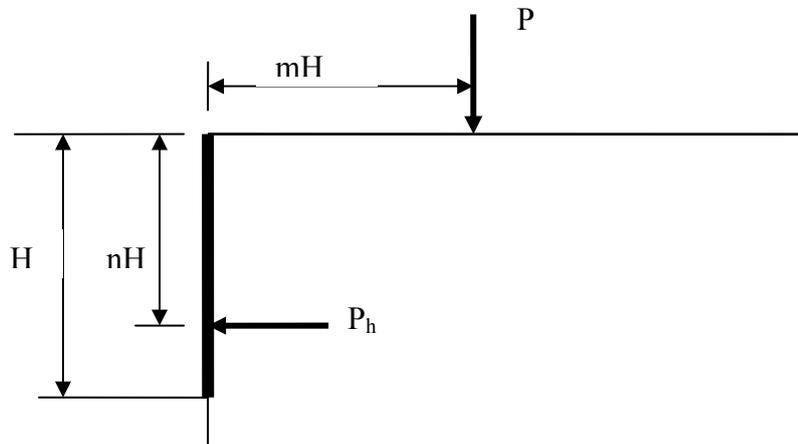


Figure 1.36 : Charge linéaire.

Pour $m > 0.4$

$$P_h = \frac{4q}{\pi H} \left[\frac{m^2 n}{(m^2 + n^2)} \right] = \frac{q}{H} K_1 \quad (1.75)$$

Pour $m < 0.4$

$$P_h = \frac{q}{H} \left[\frac{0.203n}{(0.16 + n^2)^2} \right] \quad (1.76)$$

Ou bien

$$P_h = \frac{4q}{\pi H} \left[\frac{0.16n}{(0.16 + n^2)} \right] = \frac{q}{H} K_1 \quad (1.77)$$

Les valeurs de coefficient K_1 sont données par le tableau suivant :

Tableau 1.6 : Valeurs des coefficients K_1 [15].

	n	m				
		0.4	0.6	0.8	1.0	1.2
K_1	0.1	0.705	0.335	0.193	0.125	0.087
	0.2	1.020	0.573	0.353	0.235	0.167
	0.3	0.977	0.680	0.459	0.322	0.235
	0.4	0.796	0.678	0.510	0.379	0.287
	0.5	0.606	0.616	0.515	0.408	0.321
	0.6	0.452	0.531	0.490	0.413	0.340
	0.7	0.338	0.444	0.447	0.401	0.345
	0.8	0.255	0.367	0.399	0.379	0.339
	0.9	0.195	0.302	0.349	0.350	0.326
	1.0	0.152	0.248	0.315	0.319	0.308

1.7.3. Cas de surcharge concentrée:

Puisque aucune des théories existantes ne prennent en considération convenablement la distribution de la contrainte le long du mur due a la surcharge concentrée Q , l'utilisation des expressions semi empiriques développées à partir des résultats expérimentaux de Terzagui sont recommandées.

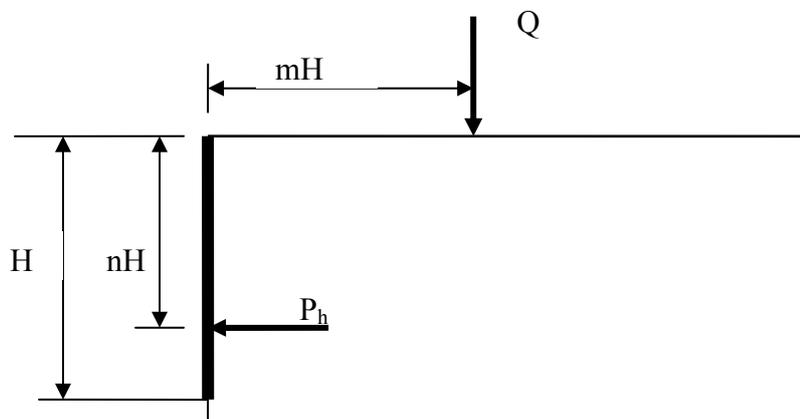


Figure 1.37: Charge concentrée

Pour $m > 0.4$

$$P_h = \frac{Q}{H^2} \frac{1.77n^2}{(m^2 + n^2)^3} \quad (1.78)$$

Ou bien

$$P_h = \frac{Q}{H^2} \frac{1.77m^2n^2}{(m+n)^3} = \frac{Q}{H^2} K_c \quad (1.79)$$

Pour $m < 0.4$

$$P_h = \frac{Q}{H^2} \frac{0.28n^2}{(0.16+n^2)^3} = \frac{Q}{H^2} K_c \quad (1.80)$$

Les valeurs des coefficients K_c sont données par le tableau suivant:

Tableau 1.7 : Valeurs de coefficient K_c [15].

	n	m				
		0.4	0.6	0.8	1.0	1.2
K_c	0.1	0.576	0.126	0.041	0.018	0.008
	0.2	1.415	0.399	0.144	0.063	0.031
	0.3	1.630	0.629	0.262	0.123	0.064
	0.4	1.382	0.723	0.353	0.181	0.100
	0.5	1.027	0.701	0.401	0.227	0.132
	0.6	0.723	0.615	0.407	0.253	0.157
	0.7	0.505	0.508	0.385	0.262	0.174
	0.8	0.354	0.407	0.345	0.257	0.181
	0.9	0.252	0.322	0.301	0.242	0.181
	1.0	0.181	0.253	0.256	0.221	0.175

1.7.4. Cas de surcharge trapézoïdale :

La charge passerelle augmente linéairement de zéro à un maximum, après une certaine distance (C), puis elle devient uniforme loin du mur [18,20].

La charge passerelle est supposée être continue parallèlement au mur.

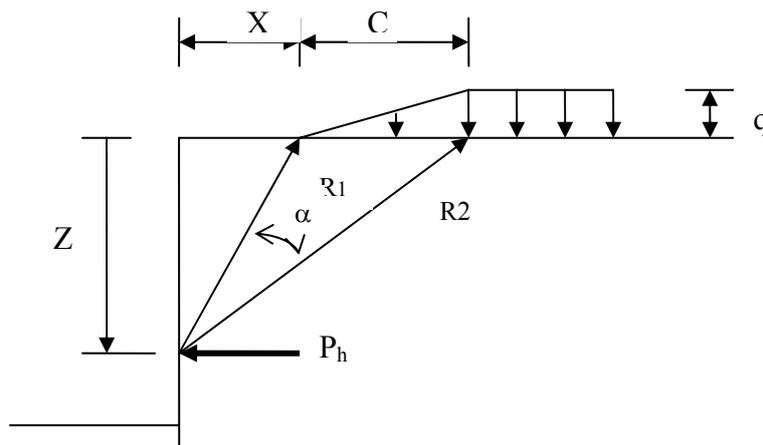


Figure 1.38 : Charge trapézoïdale [18].

La pression latérale est donnée par la formule suivante :

$$P_h = \frac{q}{\pi C} \left[C\beta + X\alpha + 2Z \ln \frac{R_2}{R_1} \right] \quad (1.81)$$

1.7.5. Cas de la surcharge triangulaire :

La charge triangulaire varie perpendiculairement par rapport au mur et elle est supposée être continue parallèlement au mur.

La pression latérale est donnée par la formule suivante :

$$P_h = \frac{q}{H} \left[-\frac{X}{C} \alpha + \frac{C+B-X}{B} \beta + \frac{2Z}{C} \ln \frac{R_2}{R_1} + \frac{2Z}{B} \ln \frac{R_2}{R_3} \right] \quad (1.82)$$

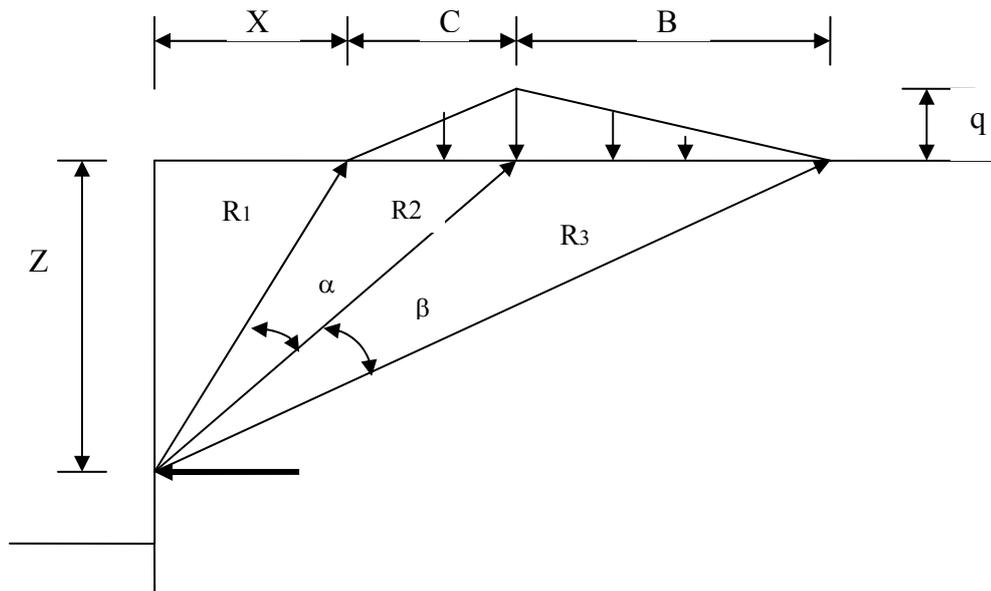


Figure 1.39 : Charge triangulaire [18].

1.8. Généralités sur la modélisation du soutènement par éléments finis :

La méthode des éléments finis est utilisée pour étudier l'effet des modes de déformations ou de déplacements du mur de soutènement dus aux pressions appliquées par le sol, en considérant les trois modes de déplacement :

- Translation.
- Rotation du mur par rapport à sa base.
- Rotation du mur par rapport à sa tête.

Les calculs par éléments finis des soutènements sont effectués avec un maillage qui reste inchangé au cours de toutes les étapes simulées. Seules les caractéristiques de rigidité des éléments qui changent.

Les calculs les plus courants sont effectués avec l'hypothèse de déformation plane, qui est justifiée dans beaucoup de situations pratiques [24].

1.8.1. Modélisation par éléments finis des murs rigides :

La modélisation par élément finis des murs rigides, spécialement les murs poids , permet de calculer en tout point du maillage les contraintes et les déplacements à partir des lois de comportement des matériaux et des lois d'interface. Cette modélisation est effectuée avec une représentation bidimensionnelle en déformation plane [17].

1.8.1.1. Modélisation du massif de sol :

Le massif de sol est représenté par un milieu continu, et les lois les plus utilisées dans la pratique sont les lois élasto-plastiques, en particulier la loi de Mohr-Coulomb.

Le comportement de sol est défini par les neuf paramètres suivants :

Poids volumique, module de Young, coefficient de poisson, K_0 , cohésion, angle de frottement interne, angle de dilatance, coefficient de perméabilité, K_h et K_v [17].

1.8.1.2. Modélisation du mur :

Le mur constitué de béton, de maçonnerie ou de roches est considéré souvent comme élastique, linéaire et isotrope.

Les études paramétriques montrent que le rapport de la plus grande dimension d'un élément à la plus faible doit être égale à 5 au maximum dans les zones les plus sollicitées, et d'environ 10 loin de ces zones.

Donc resserrer le maillage dans les régions où les concentrations des contraintes des contraintes sont très proches, notamment autour du mur.

- il n'existe pas vraiment de règle pour augmenter la taille des éléments, il suffit d'assurer une augmentation progressive et régulière loin des zones sensibles toute en Rapprochant vers les frontières.
- L'interaction mur-sol est représentée par des éléments appelés, éléments d'interface, qui peuvent glisser, frotter, ou décrire le décollement et le recollement [17,23].

1.8.1.3. Limitation de la zone à modéliser :

- La frontière latérale à l'amont du mur qui représente le mécanisme de rupture ($U=0$), est estimée au moins deux fois la hauteur du mur.
- La frontière latérale à l'aval du mur (cote butée $U=0$), est fixée à une distance au moins égale à deux fois la hauteur du mur.
- La frontière inférieure ($U=V=0$) est fixée au minimum 4 fois la largeur du mur.

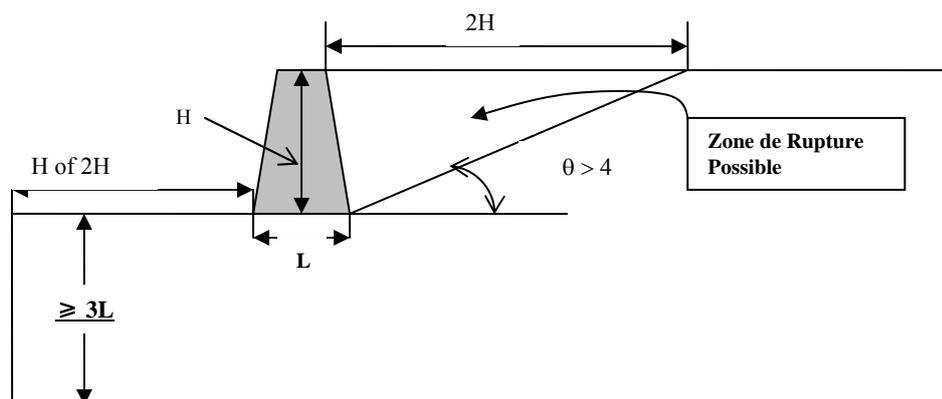


Figure 1.40 : Dimensions du maillage conseillée pour la modélisation d'un mur-poids [17].

Remarques :

- 1) Lorsque le substratum rigide est situé à une grande profondeur, la distance, 4 fois la largeur est suffisante.
- 2) Si le substratum est relativement proche de la surface, c'est sa position qui impose la limite inférieure.
- 3) Le nombre d'incrémentes dépend de la géométrie du mur, la forme de la loi de comportement, l'intensité et l'orientation des charges).
- 4) Les forces appliquées au mur sont déterminées à partir des composantes aux interfaces.
- 5) Clough et Duncan (1971) ont observés que :
 - La rigidité du sol derrière le mur (remblai) a une influence importante sur la valeur de la pression.
 - A l'aval et l'amont sur les parements, le diagramme des pressions est approximativement triangulaire, sauf au extrémités ou des perturbations existent. Les perturbations remarquées ont deux conséquences :
 - a) La résultante des forces de poussée ou de butée calculée par éléments finis est plus élevée que celle calculée par les méthodes traditionnelles.
 - b) Le point d'application de la résultante est déplacé vers un point situé en dessous du tiers de la hauteur du mur [17].

1.8.2. Méthode d'analyse :

Le model utilisé dans cette étude est montré dans la figure 1.41 consiste à l'étude de comportement d'un mur rigide soutenant un sol formé de sable sec sous différentes modes

de mouvements (translation, rotation du mur par rapport à sa tête et rotation du mur par rapport à sa base).

Ces mouvements sont appliqués en une série d'incrément jusqu'à ce que l'état limite actif ou l'état limite passif soit mobilisé [24].

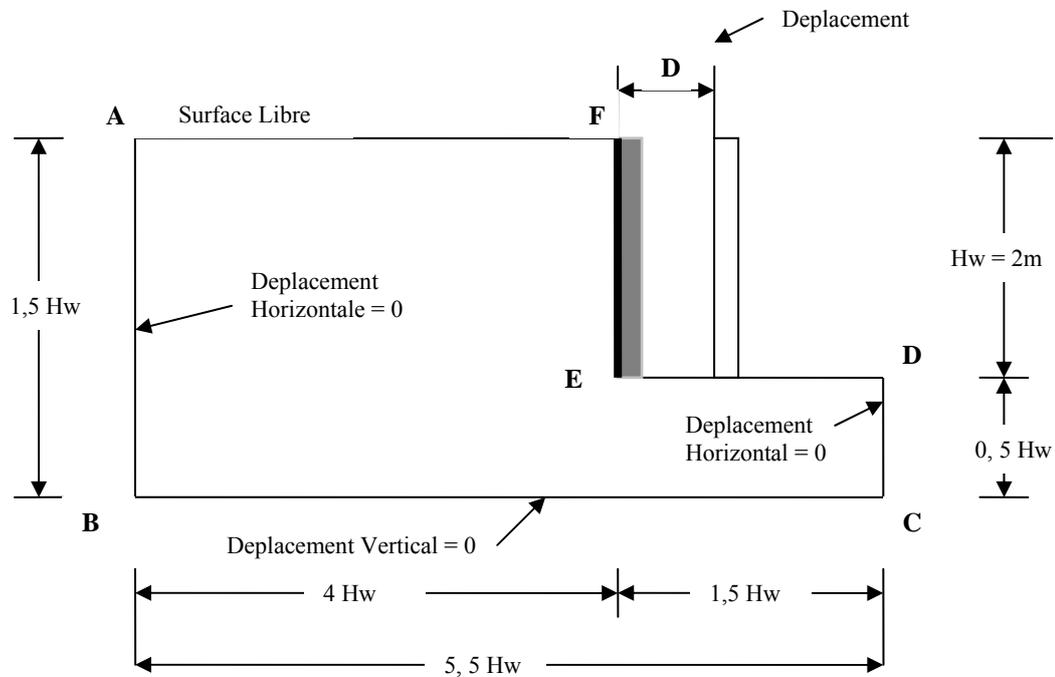


Figure 1.41 : Conditions aux frontières [24].

1.8.2.2. Conditions aux frontières :

Les conditions aux frontières sont définies de la manière suivante :

1) Les frontières AB et CD sont empêchées de se déplacer latéralement $U=0$.

Le côté BC est empêché de se déplacer verticalement $V=0$.

Les dimensions des frontières sont :

$$BC = 5.5Hw$$

$$DC = 0.5Hw$$

$$AB = 1.5Hw$$

$$AF = 1Hw$$

$$ED = 1.5Hw$$

2) La frontière du mur de soutènement éléments finis est considérée dans les deux cas lisse et rugueux.

3) Les frontières AF et DE sont libres (AF et DE sont les surfaces libres du sol).

- 4) Le sol est constitué de sable homogène, isotrope, et elastoplastique (d'après Lad1977).
- 5) Les contraintes sont planes à travers tout le massif du sol.
- 6) Les éléments d'interface sont considérés unidimensionnels (d'après Clough et Duncan1971) pour présenter le frottement :
 - a) Pour une interface lisse, l'angle de frottement est pris égale à 0 et (La contrainte de cisaillement à une valeur très minime gale a (1KN/m^2)).
 - b) avec une interface rugueuse, l'angle de frottement est pris égal à $\delta = \frac{2}{3}\phi$.

La figure 1.42 : montre les modes de déplacement du mur.

- Le sable utilisé est de Sacramento (modèle de Lad 1977).
- Pour le sable lâche K_0 est pris égal a 0.5 et pour le sable dense K_0 est pris égal à 1.00 [24].

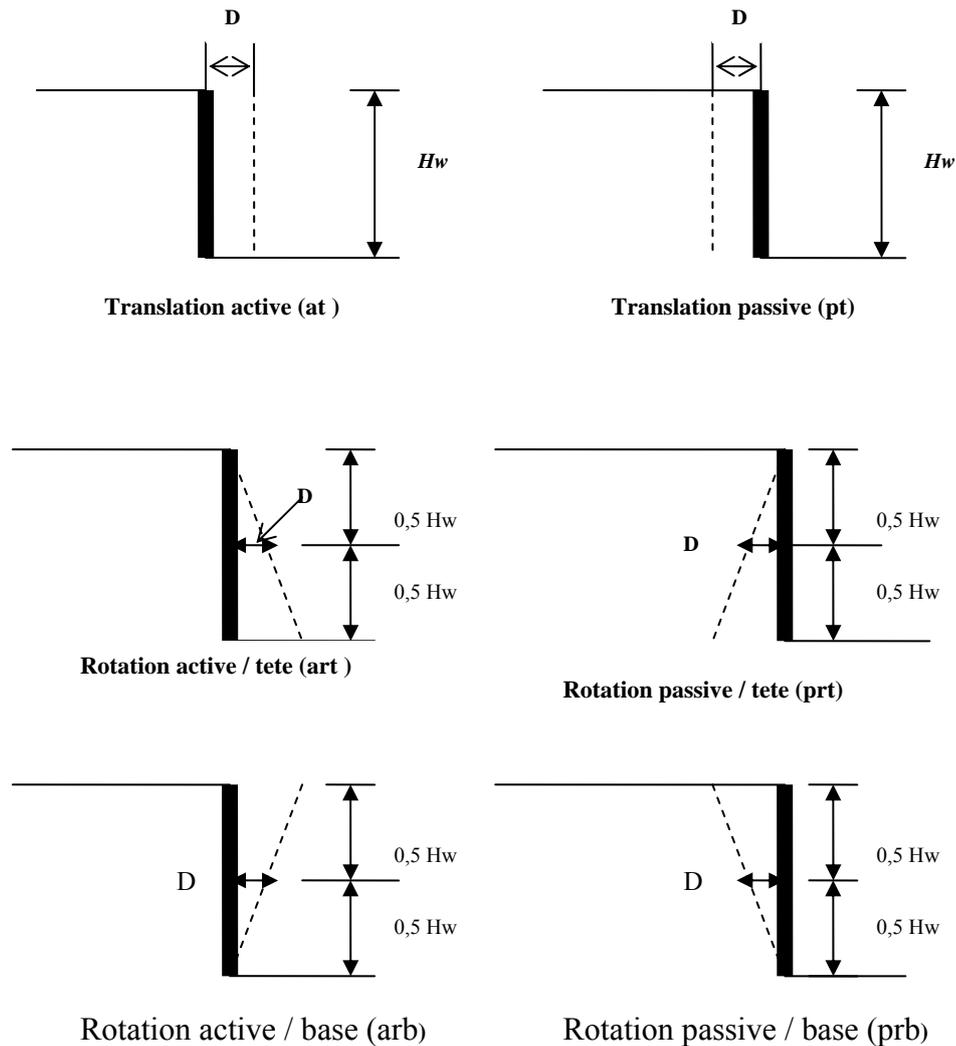


Figure 1.42 : Différents modes de déplacement d'un mur rigide dans les cas actif et passif [32].

1.8.3. Analyse des résultats :

Cette analyse consiste à faire une comparaison entre les résultats de l'étude paramétrique basée sur la modélisation par éléments finis et les théories classiques les plus connues :

Théorie de Rankine et théorie de Coulomb.

Fathey said a fait une étude de l'effet de mouvement du mur sur la distribution des pressions pour un mur rigide dans un sol pulvérulent.

Le mur faisant trois types de mouvement (Translation, Rotation par rapport a la tête du mur, Rotation par rapport à la base).

Les résultats présentés sont uniquement pour le sable lâche, montrent la variation de coefficient de pression actif K_a avec le déplacement moyen du mur D/H pour différents

modes de déplacement, ceux-ci sont similaires aux résultats obtenus par la méthode de Rankine pour un sable lâche soutenu par un mur à surface lisse.

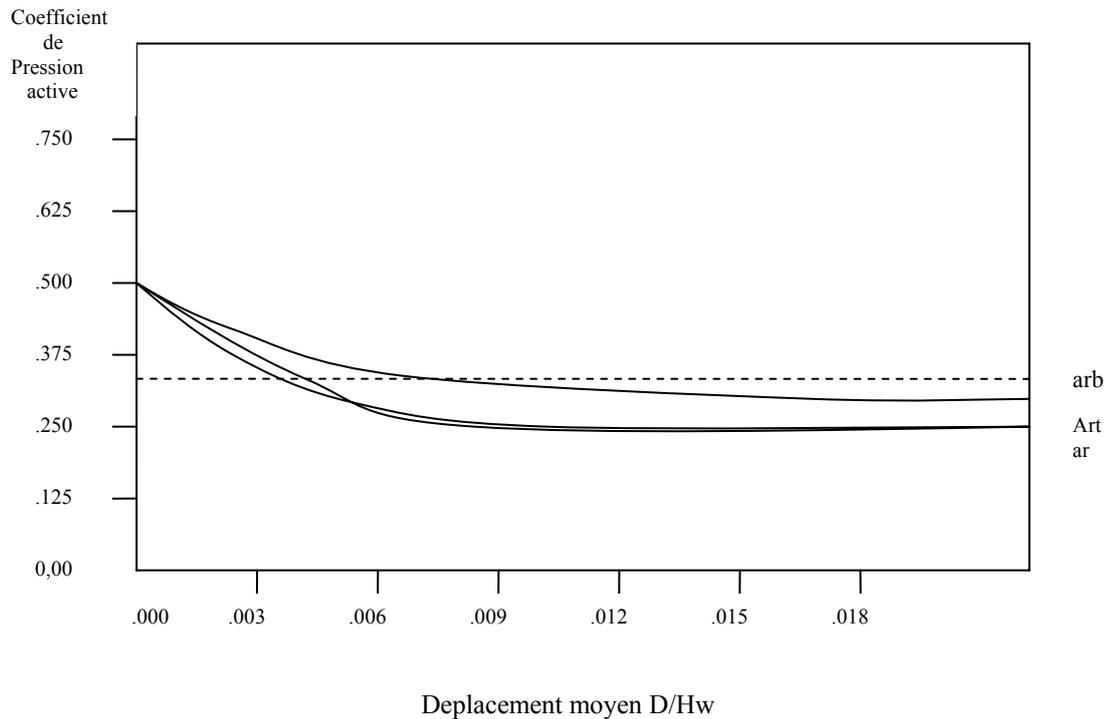


Figure 1.43 : Coefficient de la pression active pour un sable lâche et un mur lisse.

1.8.3.1. Cas de la poussée en comparaison avec Rankine :

- Dans le cas de la translation active (at) et la rotation du mur par rapport à sa tête (art), les résultats obtenus sont similaires.

Dans la moyenne K_a calculé par éléments finis est inférieur de 37% que celui calculé par la méthode de Rankine.

- Dans le cas de la Rotation active du mur par rapport à sa base, les résultats montrent que le coefficient K_a calculé par la méthode des éléments finis est inférieur de 21% que celui calculé par la méthode de Rankine.

1.8.3.2. Cas de la butée en comparaison avec Rankine :

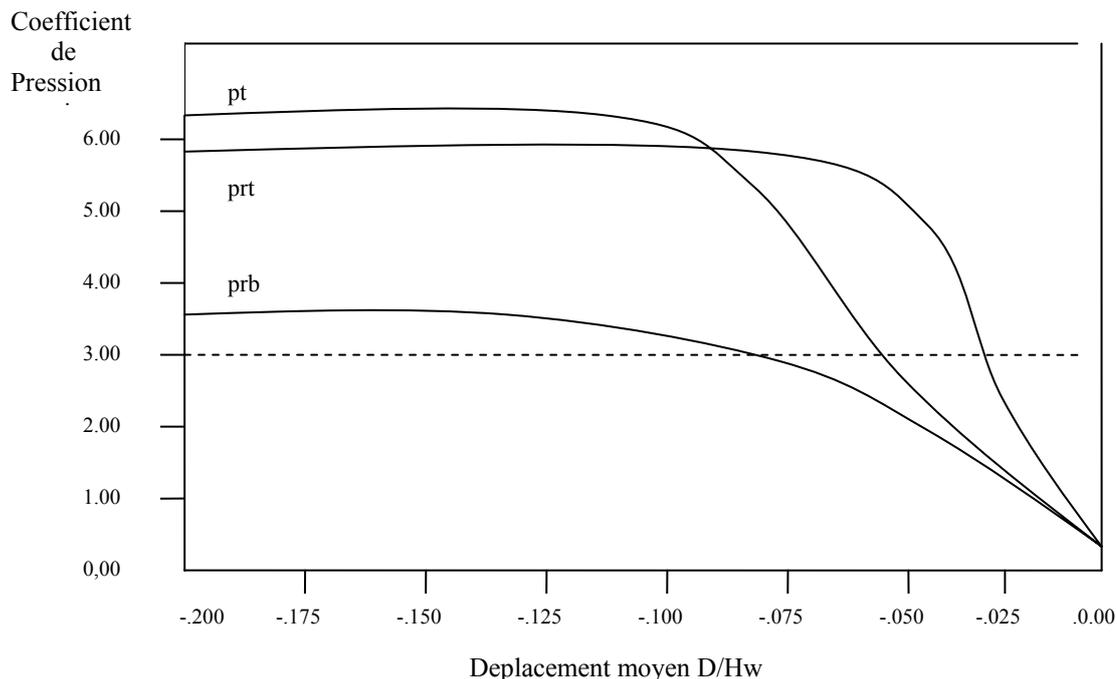


Figure 1.44 : Coefficient de la pression passive pour un sable lâche et un mur lisse

La figure montre la variation de coefficient de pression passif K_p avec le déplacement moyen du mur D/H_w pour de différents modes de déformation, toujours pour un sable lâche avec une paroi lisse.

Les valeurs de K_p calculées par la méthode de Rankine sont comprises entre 3 et 3.3. Ces valeurs sont aussi indépendantes des modes de déplacement de l'écran.

- Dans le cas de la translation passive (pt) et la Rotation du mur par rapport à sa tête (prt), dans la moyenne le coefficient K_p calculé par éléments finis est de 97% plus grand que celui calculé par la méthode de Rankine.
- Dans le cas de la Rotation passive du mur par rapport a sa base (prb), les valeurs calculées de K_p sont plus grand de 17% que celles calculées par la méthode de Rankine.

1.8.3.2. La distribution des pressions latérales dans le cas de la poussée et de la butée :

Les figures 1.45 : et 1.46 montrent la distribution des pressions latérales dans les deux états limites (poussée Figure 1.45 : et (butée Figure 1.46 : le long de la hauteur du mur

pour des différents modes de déplacement, dans le cas d'un sable lâche avec une paroi lisse.

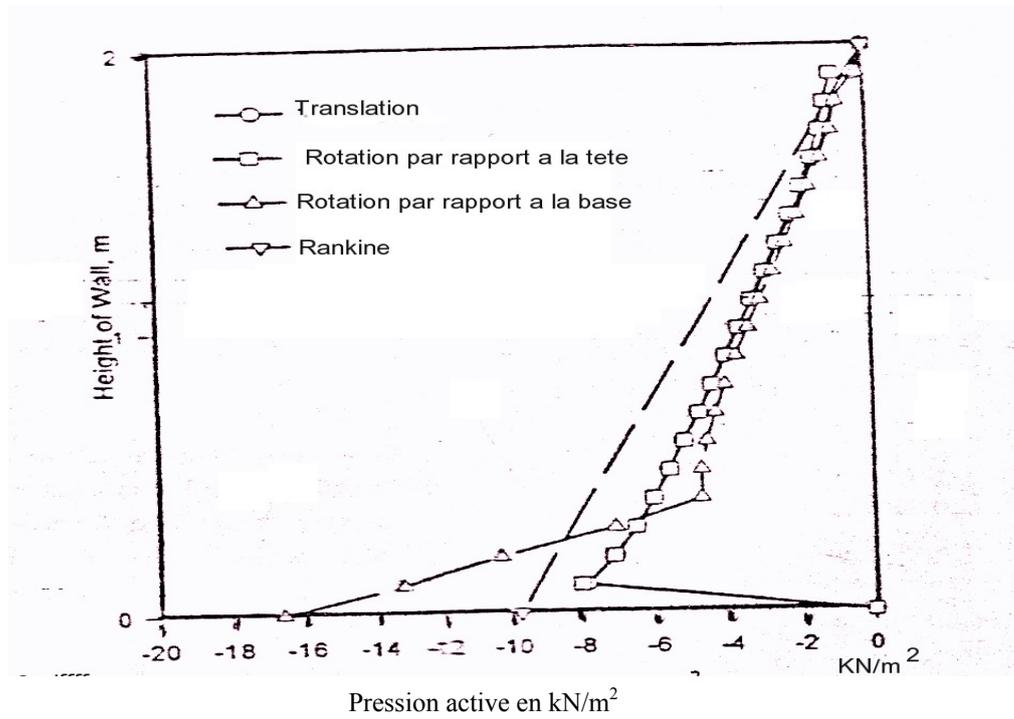


Figure 1.45 : Distribution de la Pression active pour un sable lâche et un mur lisse.

A partir de ces figures on remarque que les distributions des pressions passive ou active calculées par la méthode des éléments finis sont très loin par rapport à celles calculées par les méthodes théoriques [24].

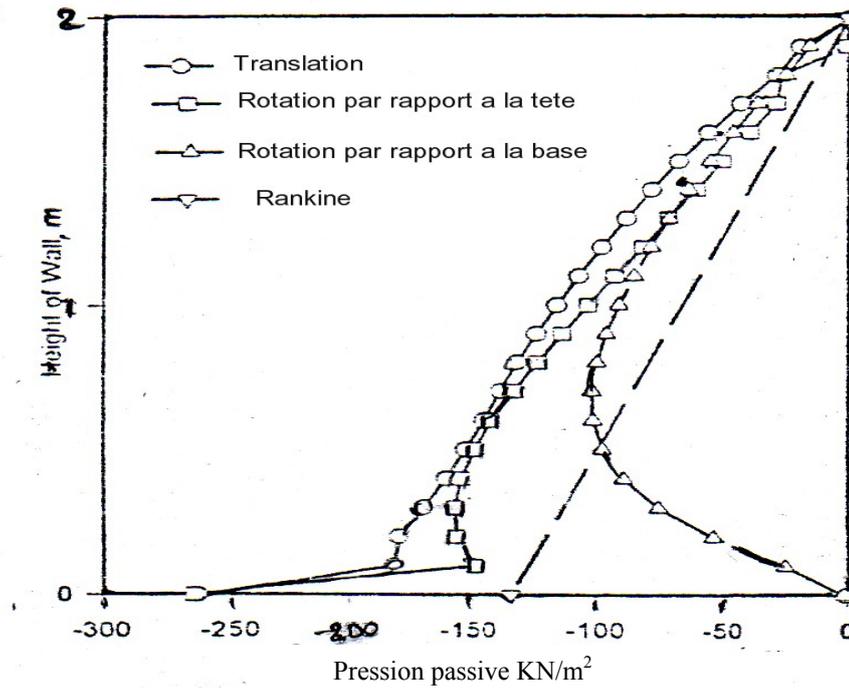


Figure 1.46 : Distribution de la Pression passive pour un sable lâche et un mur lisse.

1.8.3.4. Cas de la poussée en comparaison avec Coulomb :

Figure 1.47 : montre la variation de coefficient K_a avec le déplacement moyen D/H_w pour des différents modes de déplacement du mur a paroi rugueuse.

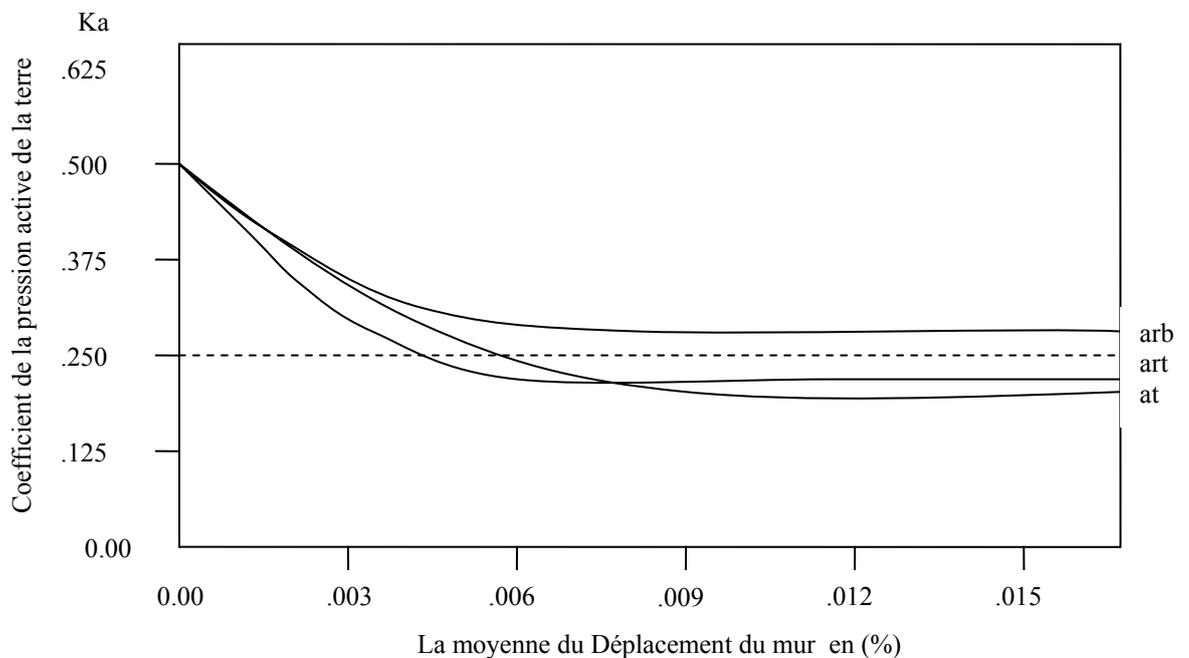


Figure 1.47 : Coefficient de pression active pour un sable lâche et un mur rugueux.

La méthode de Coulomb donne les valeurs de coefficient K_a entre 0.26 et 0.24, ces valeurs sont indépendantes de mode de déformation du mur.

Le cas de la translation active (at) et la rotation active par rapport a la tête du mur(art) la méthode des éléments finis donne des résultats très similaires .

-Dans la moyenne les valeurs de K_a sont de 18% inférieurs a celles calculées par la méthode de Coulomb.

- dans le cas de la rotation active par rapport a la base du mur, les valeurs moyennes de K_a calculées par éléments finis sont plus grandes de 13% que celles calculées par la méthode de Coulomb [24].

1.8.3.5 : Cas de la butée en comparaison avec Coulomb :

Figure 1.48 : montre la variation de K_p avec le déplacement moyen du mur D/H_w , toujours pour les différents modes de déformation, pour le cas d'un sable lâche avec une paroi rugueuse.

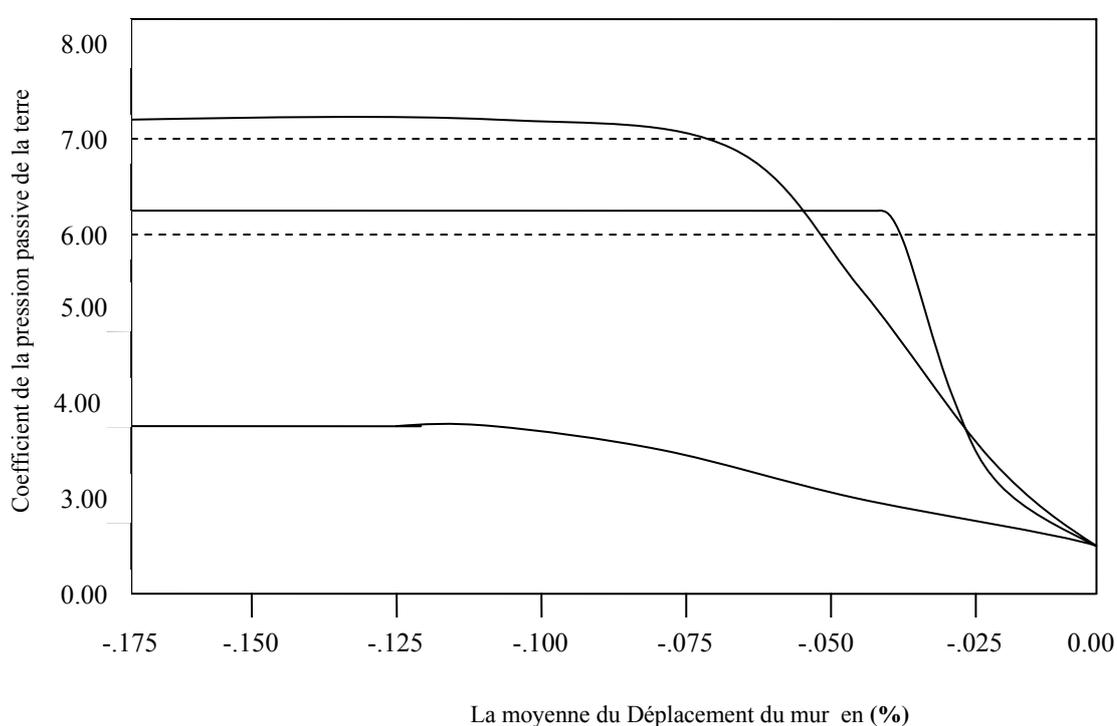


Figure 1.48 : Pression passive pour un sable lâche et un mur rugueux.

Les valeurs de K_p sont comprises entre 5.7 et 6.8, ces valeurs sont aussi indépendantes des modes de déformation du mur [24].

- Dans le cas de la translation passive (pt) et la rotation passive par rapport à la tête du mur (prt), dans la moyenne les valeurs de K_p calculées par la méthode des éléments finis sont de 5% plus grandes que celles calculées par la méthode de Coulomb.
- Dans le cas de la rotation passive par rapport à la base du mur (prb), les résultats sont de 40% inférieurs à celles calculés par la méthode de Coulomb.

1.8.3.6. La distribution des pressions latérales dans le cas de la poussée et la butée en comparaison avec la méthode de Coulomb :

Figure 1.49 : et Figure 1.50 : montrent la distribution des pressions latérales le long de la hauteur du mur, pour des différents modes de déplacement, et dans le cas d'un sable lâche avec une paroi rugueuse.

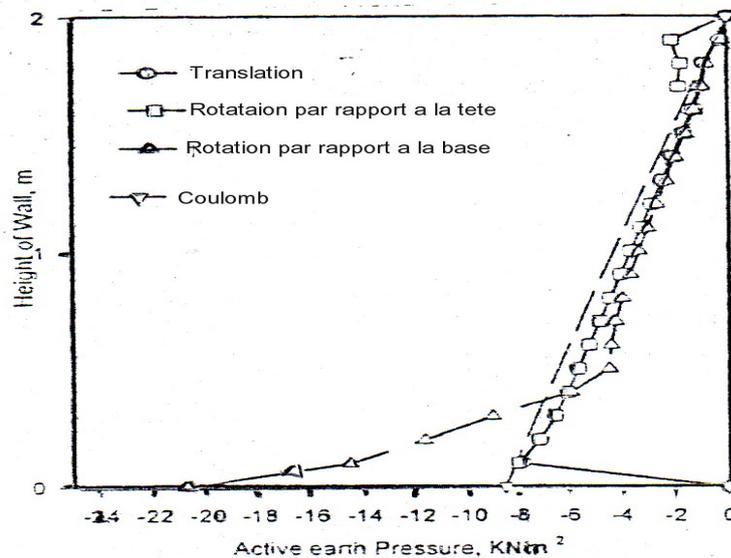


Figure 1.49 : La distribution de la pression active pour un sable lâche et un mur Rugueux.

Il est clair à partir des figures que les distributions des pressions actives et passives ne sont pas linéaires comme il est mentionné dans les théories classiques.

Aussi on remarque que dans le cas de la translation et la rotation passive / à la base, les valeurs des pressions sont plus grandes, en comparant avec celles dans le cas de la rotation du mur / à sa tête [24].

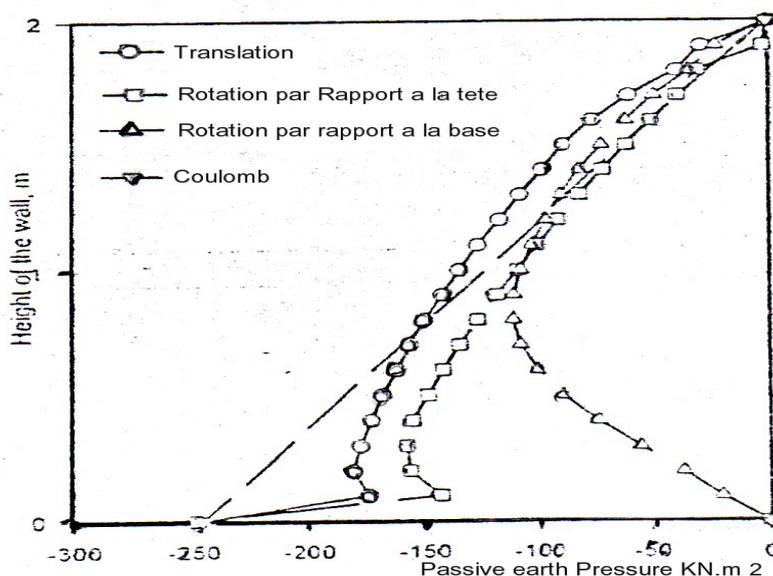


Figure 1.50 : Pression passive pour un sable lâche et un mur rugueux.

1.8.4. Résultats de l'étude :

Les résultats de l'étude sont résumés comme suit :

- 1- La nature des déplacements du mur (translation ou bien rotation) a un effet considérable sur les coefficients actifs et passifs des pressions des terres (K_a et K_p) pour les sables lâches et denses, et dans le cas d'un mur rugueux ou lisse.
 - la valeur minimale de K_a et la valeur maximale de K_p se produisent dans le cas de la translation.
 - Contrairement quand a la valeur minimale de K_p et la valeur maximale de K_a , se produisent dans le cas de la rotation par rapport à la base.
 - Pour un mur rugueux, et en cas de la rotation par rapport à la base, les valeurs de K_a sont toujours plus grandes que les valeurs calculées théoriquement (méthode de Coulomb), alors que les valeurs de K_p sont toujours plus petites que celles calculées théoriquement (Coulomb).
- 2- Les modes de déformation ont un effet significatif sur la distribution des pressions des terres pour un mur faisant une translation ou une rotation / à la base ou a la tête. L'allure des distributions des pressions est très loin de la distribution linéaire adoptée par les méthodes classiques. Ceci est clair pour les distributions des pressions passives sous différents modes de déplacement, il est aussi valable pour les distributions des pressions actives spécialement dans le cas de la rotation par rapport à la base.

Pour la rotation du mur/ à sa tête, les pressions des terres sont beaucoup plus grandes que celles prédites par les théories classiques [24].

1.9. Stabilité de l'ensemble sol/mur et notion de la capacité de soutènement:

- L'inclinaison et le cisaillement dus à la pression.
- Le cisaillement et le renversement à la base causés par le poids des charges appliqués à la base [13].

1.9.1. Glissement et renversement de l'ensemble sol/mur :

1.9.1.1. Stabilité au glissement :

Le doit être stable contre le glissement. Pour cela il faut que le frottement développé entre la base du mur et la base du sol soit suffisant. Le facteur de sécurité SF ou bien le coefficient de stabilité NS est :

$$SF = NS = \frac{Fr + P_p}{P_{ah}} \geq 1.25 \text{ a } 2.00 \quad (1.83)$$

$$P_p : \text{pression de butée, } P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma D^2$$

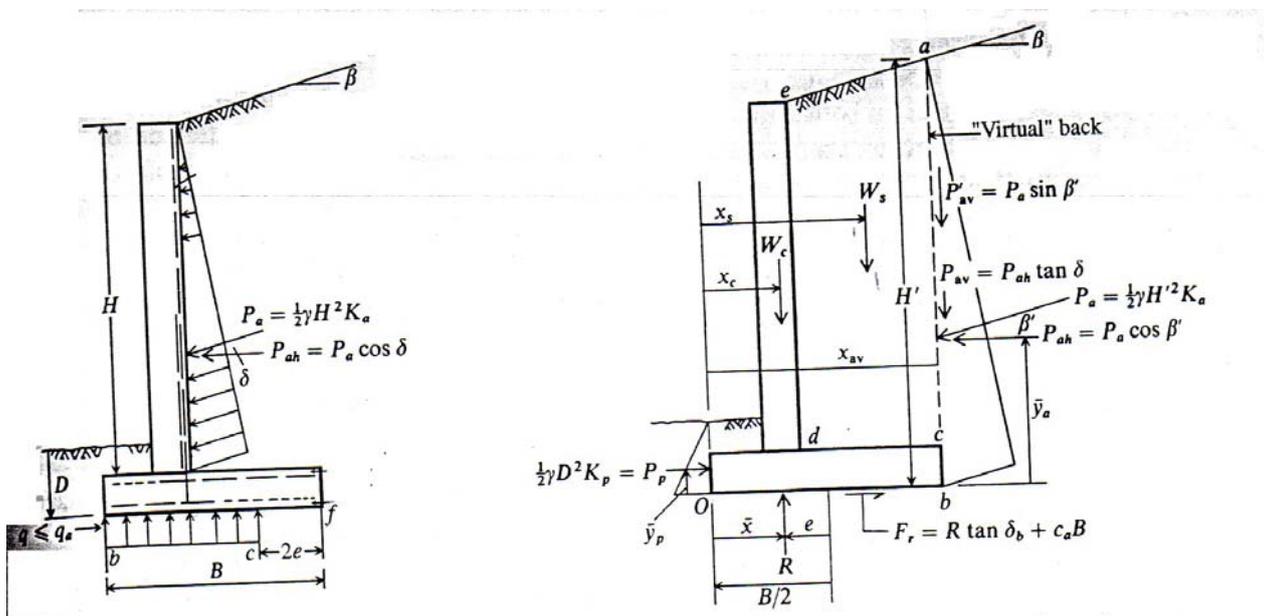


Figure 1.51 : Stabilité du mur contre le renversement et le glissement [13].

$$Fr = R \tan \delta_b + C_a B \quad (1.84)$$

$$\delta_b = \varphi$$

On peut utiliser K_a de Rankine avec $\delta = \beta$

On a β' dans la figure précédente égale a β ou φ , ($\beta' = \beta$ ou $\beta' = \varphi$)

$$P_{av} = P_{ah} \operatorname{tg} \varphi \quad (1.85)$$

(B est la largeur de la base du mur)

W_c : poids du béton y compris la base.

W_s : poids du sol de la zone adce.

$$R = W_c + W_s + P'_{av} \quad (1.86)$$

$$P'_{av} = P_a \operatorname{Sin} \varphi \quad (1.87)$$

Il est préférable des fois de négliger P'_{av} pour assurer plus de sécurité.

$$\frac{C_a}{C} = 0.6 \text{ a } 0.8 \quad (1.88)$$

C_a : la cohésion sol/mur

C : la cohésion sol/sol.

1.9.1.2. Stabilité au renversement :

Le mur doit être stable par rapport au renversement si :

$$N_o = \frac{M_r}{M_o} = \frac{\sum W_i \bar{X} + P_{av} B}{P_{ah} \bar{Y}} \geq 1.5 \text{ a } 2.00 \quad (1.89)$$

N_o : est le coefficient de sécurité.

\bar{X} : est le point d'application de la réaction des forces verticales.

$$\bar{X} > \frac{B}{3} \text{ à partir de } 0.$$

P_{ah} : est la composante horizontale de la pression calculée par la méthode de Rankine ou Coulomb (la pression calculée contre la ligne verticale ab montrée sur la figure 1.51.

\bar{Y} : est la distance /a la base (ob) de point d'application de la pression P_{ah} .

P_{av} : est la résistance au cisaillement verticale virtuelle.

Remarque :

Pour le cas ou la rupture peut causer des grands danger tels que :

- Des dommages majores des structures, danger vis-à-vis des vies humaines etc...
- Le coefficient de sécurité est pris toujours égale à 2.00.

- L'équation (1.89) est l'équation la plus simple utilisée pour estimer la résistance au renversement.

1.9.1.3. Stabilité de l'ensemble sol/mur par rapport à la rotation :

Dans certains cas le mur peut subir une rotation, ceci est valable dans le cas où la résistance du sol au cisaillement des couches inférieures est plus faible que celle de la couche supportant le mur. Ce phénomène est analogue à celui des stabilités des pentes, et la résolution de ce problème est assimilée à ce dernier (problème de stabilité des pentes) [13].

1.9.1.4. Résistance de la Clé à la base du mur :

Quand la résistance du sol au glissement n'est pas suffisante, particulièrement pour les murs à grand hauteur, une clé est ajoutée à la base comme prolongement du mur au dessous de la base. Il a été noté que la clé rajoute une résistance maximale quand celle-ci est localisée à l'extrémité de la base.

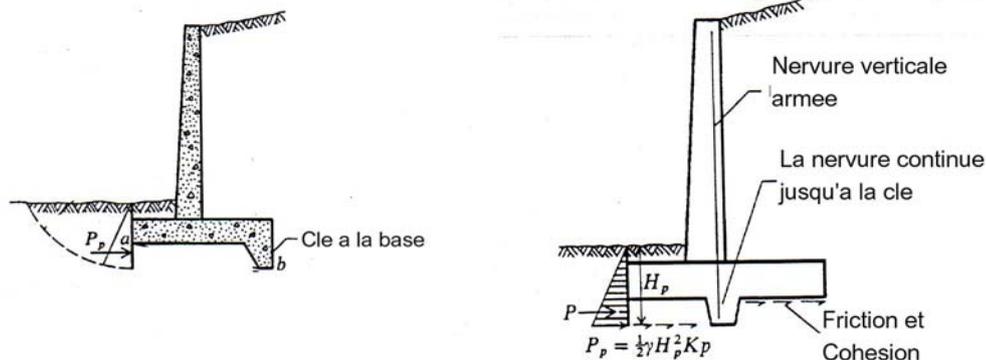


Figure 1.52 : Position des clés [13].

1.9.2. Capacité de soutènement :

La capacité de soutènement est peut être exprimée par l'équation suivante :

$$Q_u = CN_c \xi_c + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma \xi_\gamma + \gamma DN_q \xi_q \quad (1.90)$$

Q_u : est la capacité portante ultime.

N_c, N_q, N_γ : sont les facteurs de la capacité portante.

ξ_c, ξ_γ, ξ_q : sont les facteurs de correction, ils dépendent uniquement de l'angle de frottement interne ϕ

N_c : est appelé terme de cohésion.

N_q : est appelé terme de profondeur.

N_γ : est appelé terme de surface.

L'équation (1.90) peut s'écrire aussi sous la forme suivante :

$$Q_u = CN_c \xi_{cd} \xi_{ci} + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma \xi_{\gamma d} \xi_{\gamma i} + \gamma D N_q \xi_{qd} \xi_{qi} \quad (1.91)$$

$$\xi_{cd} \xi_{ci} = \xi_c \quad (1.92)$$

$$\xi_{\gamma d} \xi_{\gamma i} = \xi_\gamma \quad (1.93)$$

$$\xi_{qd} \xi_{qi} = \xi_q \quad (1.94)$$

Juste dans le cas des murs de soutènement.

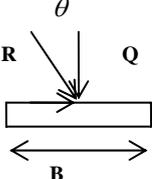
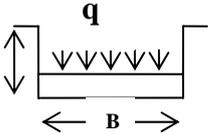
Les facteurs de capacité portante N_c, N_q, N_γ et les facteurs de corrections

$\xi_{cd}, \xi_{ci}, \xi_{\gamma d}, \xi_{\gamma i}, \xi_{qd}, \xi_{qi}$: sont donnés dans les tableaux 1.8, 1.9, 1.10. [19].

Tableau 1.8 : Valeurs des facteurs de capacité portante d'après (Meyerhof, Hansen, et Vesic) [19].

ϕ	N_ϕ	N_c	N_q	N_γ		
				Meyerhof	Hansen	Vesic
0	1.00	5.14	1.00	0.00	0.00	0.00
2	1.07	5.63	1.20	0.01	0.01	0.15
4	1.15	6.18	1.43	0.04	0.05	0.34
6	1.23	6.81	1.72	0.11	0.11	0.57
8	1.32	7.53	2.06	0.21	0.22	0.86
10	1.42	8.34	2.47	0.37	0.39	1.22
12	1.52	9.28	2.97	0.60	0.63	1.69
14	1.64	10.37	3.59	0.92	0.97	2.29
16	1.76	11.63	4.34	1.37	1.43	3.06
18	1.89	13.10	5.26	2.00	2.08	4.07
20	2.04	14.83	6.40	2.87	2.95	5.39
22	2.20	16.88	7.82	4.07	4.13	7.13
24	2.37	19.32	9.60	5.72	5.75	9.44
26	2.56	22.25	11.85	8.00	7.94	12.54
28	2.77	25.80	14.72	11.19	10.94	16.72
30	3.00	30.14	18.40	15.67	15.07	22.40
32	3.25	35.49	23.18	22.02	20.79	30.21
34	3.54	42.16	29.44	31.15	28.77	41.06
36	3.85	50.59	37.75	44.43	40.05	56.31
38	4.20	61.35	48.93	64.07	56.17	78.02
40	4.60	75.31	64.19	93.69	79.54	109.41
42	5.04	93.71	85.37	139.32	113.95	155.54
44	5.55	118.37	115.31	211.41	165.58	224.63
46	6.13	152.10	158.50	328.73	244.64	330.33
48	6.79	199.26	222.30	526.44	368.88	495.99
50	7.55	266.88	319.05	873.84	568.56	762.85

Tableau 1.9 : Présentant les facteurs de capacité portante et les facteurs de correction d'après Meyerhof (1963) [19].

Facteurs de		N_c	N_γ	N_q	Diagramme
Capacité portante N	$\varphi = 0$	5.14	0.00	1.00	
	$\varphi > 0$	$(N_q - 1)\text{Cot } \varphi$	$(N_q - 1)\text{tg}(1.4 \varphi)$	$N_\varphi e^{\pi \text{tg} \varphi}$	
ξ	Charge Inclinée i	ξ_{ci}	$\xi_{\gamma i}$	ξ_{qi}	
		$\varphi = 0$	$\left[1 - \frac{\theta}{90}\right]$	1.0	
	$\varphi > 0$	$\left[1 - \frac{\theta}{90}\right]^2$	$\left[1 - \frac{\theta}{\varphi}\right]^2 \theta \leq \varphi$	$\left[1 - \frac{\theta}{90}\right]^2$	$0.0 \quad \theta > \varphi$
	Fondation de profondeur D	ξ_{cd}	$\xi_{\gamma d}$	ξ_{qd}	
$\varphi = 0$		$1 + 0.2(N_\varphi)^{\frac{1}{2}} * \frac{B}{D}$	1.00	1.00	
	$\varphi > 0$	$1 + 0.2(N_\varphi)^{\frac{1}{2}} * \frac{B}{D}$	$1 + 0.1(N_\varphi)^{\frac{1}{2}} * \frac{B}{D}$	$1 + 0.1(N_\varphi)^{\frac{1}{2}} * \frac{B}{D}$	

Avec : $N_\varphi = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$

B : la largeur de la semelle.

D : La profondeur de la semelle.

R : c'est la résultante des forces sur la semelle. $R = Q^2 + T^2$

θ : est l'angle entre la résultante R et la composante verticale Q.

$$R = Q^2 + T^2 \quad (1.95)$$

Tableau 1.10 : Présentant des facteurs de capacité portante et des facteurs de correction d'après (Hansen (1970)) [19].

Facteurs de		N_c	N_γ	N_q	Diagramme	
Capacité portante N	$\varphi = 0$	5.14	0.00	1.00		
	$\varphi > 0$	$(N_q - 1) \cot \varphi$	$1.5(N_q - 1) \tan \varphi$	$N_\varphi e^{\pi \tan \varphi}$		
ξ	Charge inclinée i	ξ_{ci}	$\xi_{\gamma i}$	ξ_{qi}		
		$\varphi = 0$ $\frac{1 - \left[1 - \frac{T}{A_e C_a} \right]}{2}$	$\left[1 - \frac{0.7T}{Q + A_e C_a \cot \varphi} \right]^5$ pour $\delta = 0$	$\left[1 - \frac{0.5T}{Q + A_e C_a \cot \varphi} \right]^5$	$\left[1 - \frac{0.5T}{Q + A_e C_a \cot \varphi} \right]^5$	
		$\varphi > 0$	$\xi_{qi} - \frac{1 - \xi_{qi}}{N_q - 1}$	$\left[1 - \frac{(0.7 - \frac{\delta}{450})T}{Q + A_e C_a \cot \varphi} \right]^5$ pour $\delta > 0$		
Fondation de profondeur D	$\varphi = 0$	ξ_{cd}	$\xi_{\gamma d}$	ξ_{qd}		
		0.4k	1.00	1.00		
		$\varphi > 0$	1+0.4k	1.00	$1 + 2 \tan \varphi$ $(1 - \sin \varphi)^2 k$	

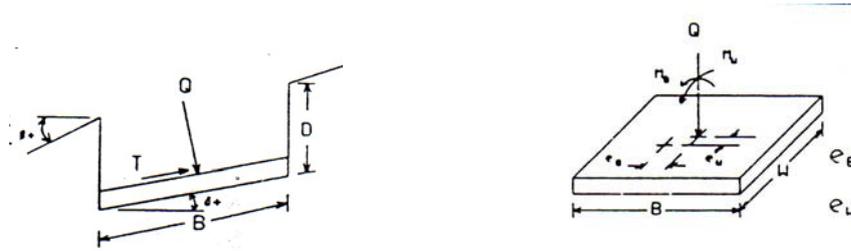


Figure 1.53 : Présentant les détails de calcul dans le tableau 1.10 [19].

C_a : est la cohésion entre la base de la semelle et le sol. $C_a \leq C$

$k = D/B$, si $D/B \leq 1$ ou $k = \text{tg}^{-1}(D/B)$, si $D/B > 1$ (en radians)

A_e : c'est la surface effective de la semelle $B'W'$.

$B' = B - 2e_B$, la largeur effective de la semelle.

$W' = W - 2e_W$, la longueur effective de la semelle.

1.9.3. Détermination de la capacité portante autorisée de sol :

$$Q_a = \frac{Q_u + \gamma_o D}{F_s} + \gamma_o D \quad (1.96)$$

Q_u : est la capacité portante ultime.

γ_o : Poids volumique du sol au dessus de niveau de fondation.

D : épaisseur de la fondation.

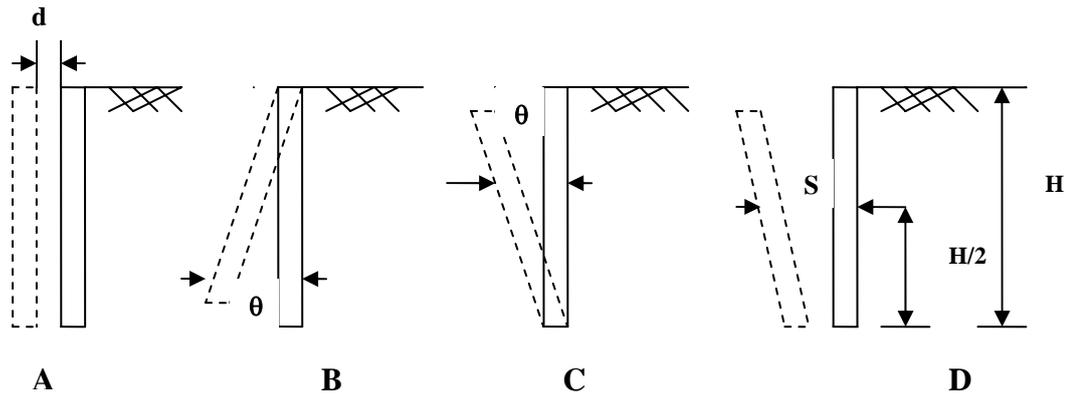
F_s : facteur ou coefficient de sécurité, $F_s = 2$ pour un sol pulvérulent, et

$F_s = 3$ pour un sol cohésif [14].

1.10. Modes de déplacement d'un mur rigide :

Il est connue que pour mobiliser la poussée ou bien la butée, le mur doit effectuer un mouvement suffisant, soit à l'extérieur (état de poussée) soit à l'intérieur (état de butée), quatre modes de déplacement d'un mur rigide ont été observés [8].

- 1)-Translation.
- 2)-Rotation par rapport à la tête du mur.
- 3)-Rotation par rapport au pied où à la base du mur.
- 4)-Translation et rotation par rapport à la base du mur.



- A : Translation
 B : Rotation par rapport au sommet du mur
 C : Rotation par rapport a la base du mur
 D : Translation et Rotation par rapport a la base du mur

Figure 1.54 : Modes de déplacement d'un mur [32].

Le taux de déplacement requis pour mobiliser les pressions de sol, active (minimum) ou passive (maximum), dépend de la raideur du sol et de la hauteur du mur de soutènement.

1.10.1. Cas des sols raides :

Pour les sols raides, comme le sable dense ou les argiles sur consolidées, le déplacement requis est relativement petit, a peu près de l'ordre de 0.3% de la hauteur du mur, est suffisant pour développer la pression minimale (active), par contre un déplacement de 2% de la hauteur du mur est suffisant pour développer la pression maximale (passive) [30].

1.10.2. Cas des sols denses :

Pour les sables denses (de densité moyenne ou élevée), on peut considérer que le déplacement requis pour atteindre la pression du sol active ne dépasse pas 0.4% de la hauteur du mur.

Le déplacement requis pour augmenter la pression du sol à sa valeur maximale (passive) est dix fois plus, approximativement 4% de la hauteur du mur [17,30].

1.10.3. Cas des sols lâches :

Pour les sables lâches, le déplacement requis pour atteindre l'état actif ou l'état passif est en quelque sorte plus grand.

1.10.3.1. Rotation du mur par rapport a la base requise pour les deux états (actif et passif) :

Pour un mur effectuant une rotation par rapport à sa base, des magnitudes ont été observées pour les deux états actif et passif, et pour de différents types de sol.

Tableau 1.11 : Présentant les magnitudes de rotation [8,9].

Type de sol	Rotation ($\frac{y}{H}$) pour (l'état actif)	Rotation ($\frac{y}{H}$) pour (l'état Passif)
Sable dense.	$6*10^{-4}$ a $12*10^{-4}$	$50*10^{-4}$
Sable lâche.	$10*10^{-4}$ a $20*10^{-4}$	$100*10^{-4}$
Argile raide.	$100*10^{-4}$	$100*10^{-4}$
Argile molle.	$200*10^{-4}$	$500*10^{-4}$

y : déplacement horizontale du mur .

H : la hauteur du mur.

1.10.3.2. Rotation du mur par rapport a sa tête et le calcul de la pression active :

Les calculs des pressions actives décrites par les différentes méthodes citées au paravent comme la méthode de Rankine et Coulomb, sont valides pour le cas ou le mur faisant une rotation par rapport à sa base.

Cependant dans l'autre cas ou le mur faisant une rotation par rapport à sa tête, la distribution de la pression active le long de la profondeur du mur est totalement différente.

Pour des profondeurs au voisinage de la surface libre ($Z=0$), la rotation croit mais d'une valeur très petite et la magnitude de la pression latérale P est entre (P_0 et P)

$$P_0 < P < P_a .$$

Au voisinage de ($Z=H$), P peut être plus petite que P_a .

Figure 1.55, montre la distribution de la pression active pour le cas d'un mur faisant une rotation par rapport à sa tête [8].

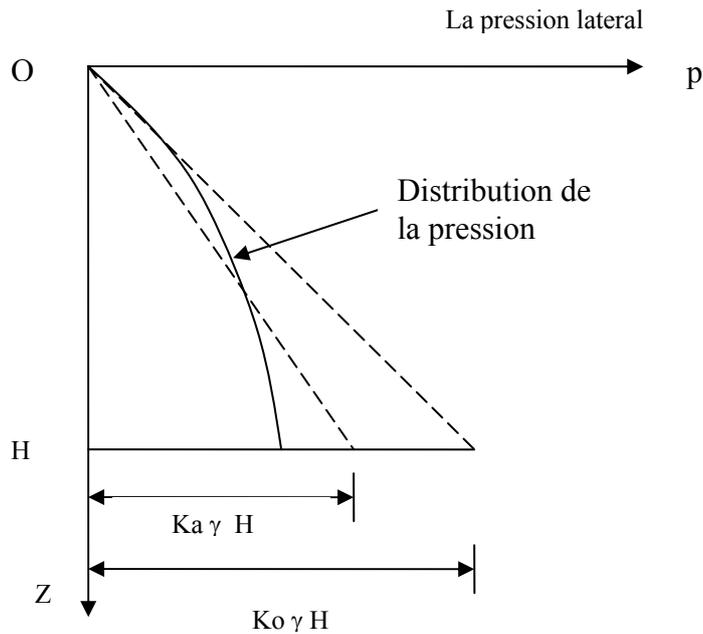


Figure 1.55 : Distribution de la pression Active dans le cas d'un mur faisant une rotation par rapport a sa tête.

1.10.4. Solution de Dubrova :

Dubrova (1963) a proposé une méthode avec laquelle la distribution de la pression active derrière un mur faisant une rotation par rapport a sa tête.

Dubrova a traite le cas d'un mur vertical avec une surface de sol horizontale [8].

Figure 1.56, montre la rotation du mur par rapport à sa tête.

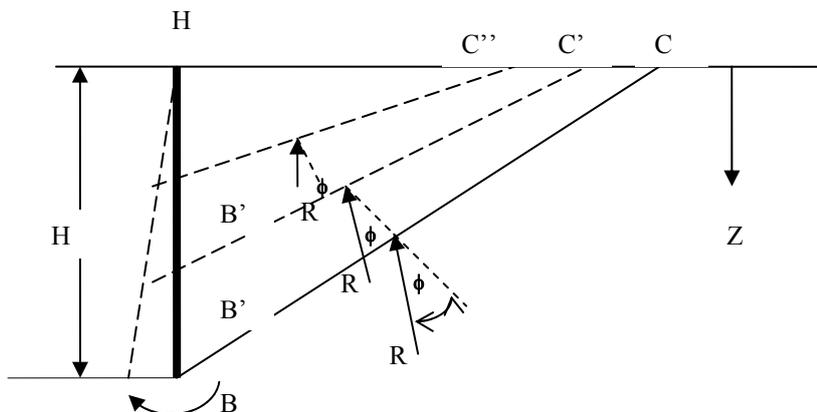


Figure 1.56 : La pression active pour un sol faisant une rotation par rapport a sa tête

Il existe une infinité de lignes de rupture entre ($Z=0$) et ($Z=H$).
 La résultante sur la ligne BC faisant un angle φ avec la normale. A la profondeur $Z < H$, le mouvement du mur est moins et la contrainte de cisaillement est moins.
 La résultante R est inclinée de φ' et φ'' respectivement sur les lignes de rupture B'C' et B''C'' . Avec φ' et φ'' sont inférieures à φ (l'angle de frottement interne de sol),
 . $\varphi'' < \varphi' < \varphi$.

Dubrova considère que la magnitude de φ' varie sous la forme suivante :

$$\varphi' = \varphi \frac{Z}{H} \quad (1.97)$$

Z est l'intersection de la ligne de rupture avec le mur (AB).

La force active contre le mur à n'importe quelle profondeur Z est donnée par l'équation suivante [8] :

$$P_a = \gamma Z \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right) \left(1 - \frac{Z\varphi}{H \operatorname{Cos} \varphi'} \right) \quad (1.98)$$

1.10.4.1. Rotation du mur par rapport a sa tête et le calcul de la pression passive :

$$\varphi' = -\frac{\varphi}{H} Z \quad (1.99)$$

La pression passive est donnée par l'équation :

$$P_p = \left[\frac{\gamma \operatorname{Cos}^2 \varphi}{(1 + \eta \operatorname{Sin} \varphi')^2 \operatorname{Cos} \delta} \right] \left[Z + \frac{\varphi Z^2 (\operatorname{Sin} \varphi' + \eta)}{H (1 + \eta \operatorname{Sin} \varphi') \operatorname{Cos} \varphi'} \right] \quad (1.100)$$

$$\eta = \sqrt{1 + \frac{\operatorname{tg} \delta}{\operatorname{tg} \varphi}} \quad (1.101)$$

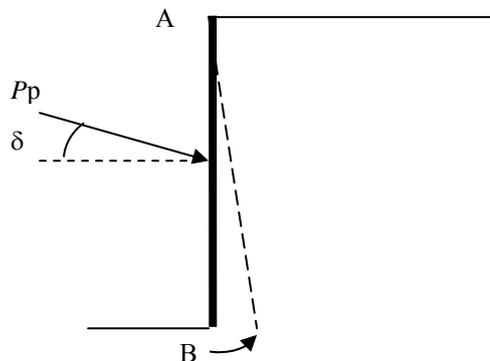


Figure 1.57 : Rotation du mur par rapport a sa tête.

1.10.4.2. Rotation du mur par rapport à sa base et le calcul de la pression passive :

Si la rotation du mur se fait par rapport à sa base, la résultante R fait avec la normale la ligne de rupture un angle φ' ou :

$$\varphi' = \frac{\varphi}{H} Z - \varphi \quad (1.102)$$

La pression passive est donnée par l'équation suivante :

$$P_p = \left[\frac{\gamma \cos^2 \varphi'}{(1 + \eta \sin \varphi')^2 \cos \delta} \right] \left[Z - \frac{\varphi Z^2 (\sin \varphi' + \eta)}{H(1 + \eta \sin \varphi') \cos \varphi'} \right] \quad (1.103)$$

$$\eta = \sqrt{1 + \frac{\operatorname{tg} \delta}{\operatorname{tg} \varphi}}$$

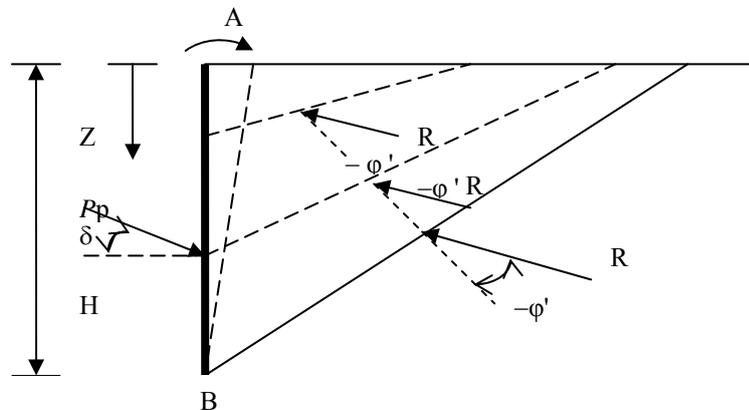


Figure 1.58 : Rotation du mur par rapport à sa base.

1.10.4.3. Translation latérale et calcul de la pression active et passive :

Dubrova a estimé la valeur de la pression active sous la forme suivante :

Pour la pression passive on a [8] :

$$P_a = [P_a (\text{rotation} / \text{à la tête du mur}) + P_a (\text{rotation} / \text{à la base du mur})] * \frac{1}{2} \quad (1.104)$$

Pour la pression passive on a :

$$P_p = [P_p (\text{rotation} / \text{à la tête du mur}) + P_p (\text{rotation} / \text{à la base du mur})] * \frac{1}{2} \quad (1.105)$$

1.10.5. Calcul de la translation du mur à partir des études expérimentales :

Sherif, Ishibashi et Lee (1982) ont utilisés plusieurs modèles en laboratoire, pour étudier le comportement de mur de soutènement.

L'étude a été faite sur un modèle de mur vertical avec une surface libre horizontale du sol

derrière. Ils ont trouvés que la pression active P_a pour le cas d'un mur faisant une translation, est la même calculée par l'équation du Coulomb.

La résultante est localisée a $Z = 0.42H$ a partir de la base du mur est inclinée d'un angle δ . Ils ont déterminés l'expression de la translation latérale nécessaire pour mobiliser la pression active par :

$$\frac{S}{H} = (7 - 0.13 \varphi) 10^{-4} \quad (1.106)$$

ou S : la translation latérale [8,9].

1.11. Etude expérimentale pour la pression passive :

Des expériences ont été faites pour déterminer la distribution de la pression passive derrière un mur.

Narain, Saran et Nandakumarun (1969), Saran et Deo (1974), Rowe et Peaker (1965), ont déterminés des résultats expérimentaux important et ils les ont comparés avec les différentes théories existantes.

a) Shields et Tolunay (1973) ont comparés leurs valeurs théoriques de K_p obtenues par la méthode des tranches, avec ceux obtenues expérimentalement par Rowe et Peaker (1965) pour un sable lâche ($\phi=34^\circ$). Les valeurs expérimentales étaient en quelque sorte plus grandes que celles obtenues théoriquement.

Pour un sable dense les résultats expérimentaux étaient très proches aux résultats obtenus théoriquement.

b) Narain, Saran et Nandakumarun (1969) avaient fait des expériences sur plusieurs modèles avec un mur rugueux vertical et un sol pulvérulent ayant une surface horizontale [8].

La valeur de la pression passive a été mesurée pour des différents modes de mouvements du mur :

- a) Rotation du mur par rapport à sa base.
- b) Rotation du mur par rapport à sa tête.
- c) Translation horizontale du mur.

Les propriétés de sol sont :

Tableau 1.12 : propriétés des sols utilisés

Sable lâche	Sable dense
$\varphi = 38.58$ $\delta = 23.58$ la densité relative de compactage égale a 31.5%	$\varphi = 42.8$ $\delta = 23.58$ la densité relative de compactage égale a 70.25%

La distribution de la composante horizontale de la pression passive

$$P_p \cos \delta = (\partial P_p / \partial Z) \cos \delta \quad (1.107)$$

à des profondeurs variables du mur montre que la valeur P_p est plus grande quand le mur subit une rotation par rapport a sa base et plus petite quand le mur subit une rotation par rapport a sa tête. Les valeurs du coefficient de pression passive $K_p \cos \delta$ obtenues à partir des essais expérimentaux pour :

1.11.1. Un sable lâche :

Tableau 1.13 : Valeurs du coefficient de pression passive $K_p \cos \delta$ obtenues à partir des essais expérimentaux pour un sable lâche.

Valeurs expérimentales de $K_p \cos \delta$	<ul style="list-style-type: none"> - Rotation par rapport a la base = 9,10 - Rotation par rapport a la tête = 6,70 - Translation = 8.40
Valeurs théoriques de $K_p \cos \delta$ D'après :	<ul style="list-style-type: none"> - Coulomb =13.6 - Rankine =4.0 - Caquot et Kerisel (1948) =11.8 - Terzaghi (1943) =7.85 - Shields et Tolunay (1973)= 7.5

1.11.2. Un sable dense :

Tableau 1.14 : Valeurs du coefficient de pression passive $K_p \cos \delta$ obtenues à partir des essais expérimentaux pour un sable dense.

Valeurs expérimentales de $K_p \cos \delta$	<ul style="list-style-type: none"> - Rotation par rapport a la base = 10,10 - Rotation par rapport a la tête = 6,90 - Translation = 8.80
Valeurs théoriques de $K_p \cos \delta$ D'après :	<ul style="list-style-type: none"> - Coulomb =19.94 - Rankine = 6.05 - Caquot et Kerisel (1948) =18.0 - Terzaghi (1943) =16.6 - Shields et Tolunay (1973)= 9.43

Comme il est montre si dessus , les valeurs expérimentales de $K_p \cos \delta$ pour un mur faisant une rotation par rapport à sa base pour le cas d'un sable dense comparant avec les résultats théoriques de Shields et Tolunay (1973) sont très proches .

1.11.3. Coefficients de pression passive d'après Saran et Deo (1974) :

Saran et Deo (1974) avaient aussi présentés quelques résultats obtenus à partir des expériences au laboratoires pour $K_p \cos \delta$ dans le cas d'un mur supportant un sol horizontale pour les deux types de sol (sable dense, sable lâche), avec et sans surcharge q . (q est une surcharge surfacique) appliquée sur la surface du sol.

$$P_p \cos \delta = (1/2 \gamma H^2 + qH) K_p \cos \delta$$

(Avec une surcharge q sur la surface du sol)

Le tableau suivant montre les valeurs de $K_p \cos \delta$ pour le cas d'un sable lâche :

Tableau 1.15 : Valeurs de $K_p \cos \delta$ dans le cas d'un sable lâche.

Déplacement du mur	$K_p \cos \delta$ (sans surcharge)	$K_p \cos \delta$ (avec surcharge $q=9.02 \text{ KN/m}^2$)
- Rotation /a la base du mur	10.3	9.0
- Rotation /a la tête du mur	8.0	7.2
- Translation du mur	8.7	8.1

Le tableau suivant montre les valeurs de $K_p \cos \delta$ dans le cas d'un sable dense.

Tableau 1.16 : Valeurs de $K_p \cos \delta$ dans le cas d'un sable dense.

Déplacement du mur	$K_p \cos \delta$ (sans surcharge)	$K_p \cos \delta$ (avec surcharge $q=9.02 \text{ KN/m}^2$)
- Rotation /a la base du mur	11.3	9.8
- Rotation /a la tête du mur	8.9	8.1
- Translation du mur	9.9	9.1

Les tableaux 1.15 et 1.16 illustrent les magnitudes de coefficient de la pression passive présentées par (Saran et Deo (1974))

A partir des ces deux tableaux on peut voir que pour les différents modes de déplacement cites au dessus, les magnitudes de $K_p \cos \delta$ avec surcharge sont inférieures à $K_p \cos \delta$ sans surcharge, donc la valeur K_p est en fonction de la surcharge q .

Aussi on peut remarquer que les valeurs de coefficient de pression passive K_p reliées à la surcharge peuvent être plus petites que les valeurs de coefficients K_p reliées au poids du sol seulement [8].

1.11.4. Rotation du mur requise dans le cas passive :

Le travail expérimental réalisé par Narain et Al (1969) a donné les résultats suivants : La rotation du mur par rapport à sa base nécessaire pour développer l'état passif est de $85 \cdot 10^{-4}$ radians pour un sable lâche, et d'environ $65 \cdot 10^{-4}$ pour un sable dense.

Pour la rotation du mur par rapport à sa tête, les magnitudes sont égales a $65 \cdot 10^{-4}$ pour un sable lâche et de $40 \cdot 10^{-4}$ radians pour un sable dense.

Le tableau suivant montre les valeurs approximatives des magnitudes de mouvement du mur (rotation / à la base) nécessaire pour mobiliser l'état passive.

Tableau 1.17 : Valeurs approximatives des magnitudes de mouvement du mur
(Rotation / a la base)

Types de sol	ω (radians)
- sable dense	$50 \cdot 10^{-4}$
- sable lâche	$100 \cdot 10^{-4}$
- argile raide	$100 \cdot 10^{-4}$
- argile molle	$500 \cdot 10^{-4}$

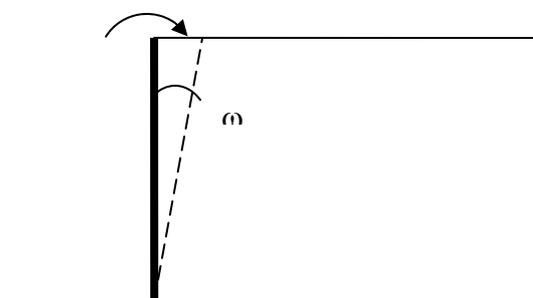


Figure 1.59 : présentant la rotation du mur par rapport a la base.

1.11.5. Translation du mur requise dans le cas passive :

La même expérience a donnée les valeurs des magnitudes dans le cas de la translation pour mobiliser l'état passif pour un sol granulaire.

Tableau 1.18. Les valeurs des translations d'après Narain et Al .

Types de sol	(S/H) %
- sable dense	6.4
- sable lâche	8.55

S : c'est la translation latérale du mur.

H : c'est la profondeur du mur.

1.11.6. Etude expérimentale pour la détermination de la pression passive :

Sherif, Ishibashi et Lee en (1982) avaient fait plusieurs expériences sur des modèles réduits en laboratoires, pour étudier le comportement du mur verticale ($\lambda=0$) avec un sol derrière horizontale ($\beta=0$), leurs étude étaient basées sur la translation latérale.

Ils ont conclu que la pression latérale P_a dans le cas de la translation latérale est approximativement la même calculée par les équations de Coulomb, et son point d'application est $(Z)=0.42H$ mesuré à partir de la base et incliné d'un angle δ par rapport à l'horizontale.

Ils ont aussi déterminés que la translation latérale nécessaire pour mobiliser l'état actif peut être exprimée par la relation suivante :

$$S/H = (7.0 - 0.13\phi) * 10^{-4} \quad (1.108)$$

Où S : est la translation latérale pour l'état actif et ϕ est en degrés [9].

1.12. Etude comparative des différentes méthodes de calcul des murs:

Une étude comparative a été faite entre quatre méthodes :

Méthode de Coulomb, méthode de Sokolovski, méthode de Caquot et Kerisel,

Méthode de Chen [21].

Les tableau (1) et (2) présentent les valeurs des coefficients K_{ay} et $K_{p\gamma}$ (coefficients des pressions des terres dues au poids des terres seulement)

- Les valeurs de Coulomb ont été obtenues en utilisant les expressions analytiques données dans la méthode de coulomb.
- Sokolovski a utilisé la méthode des lignes de glissements et ses résultats ont été acceptés comme les plus exactes.
- Caquot et Kerisel ont utilisés la méthode d'intégration des équations d'équilibre le long des surfaces de rupture courbées. Leurs résultats sont très proches de ceux de Sokolovski.

Chen a utilisé la méthode de la limite supérieur (ou la méthodes de la frontière supérieure) pour analyser un nombre de mécanisme complexes de l'effondrement de la masse de sol derrière le mur. Ce phénomène implique des glissements entre la face intérieure du mur et le sol derrière.

La méthode de Chen donne des réponses utilisables pour des valeurs intermédiaires de δ .

Tableau 1.19 : Présentant les valeurs de K_{ay} (coefficient de pression active du au poids des terres seulement [21]).

φ (deg)	δ (deg)	1 Coulomb	2 Sokolovski	3 Caquot et Kerisel	4 Chen
0	0	1.0	1.0	1.0	1.0
10	0	0.704	0.70	0.704	0.704
	5	0.662	0.66	-	0.664
	10	0.635	0.65	0.649	0.642
20	0	0.490	0.49	0.490	0.490
	10	0.447	0.45	-	0.448
	20	0.427	0.44	0.440	0.434
30	0	0.333	0.33	0.333	0.333
	15	0.301	0.30	-	0.302
	30	0.297	0.31	0.308	0.303
40	0	0.217	0.22	0.217	0.217
	20	0.199	0.20	-	0.200
	40	0.210	0.22	0.219	0.214

Tableau 1.20 : Présentant les valeurs de K_{py} (coefficient de pression passive du au poids des terres seulement [21]).

φ (deg)	δ (deg)	1 Coulomb	2 Sokolovski	3 Caquot et Kerisel	4 Chen
0	0	1.0	1.0	1.0	1.0
10	0	1.42	1.42	1.42	1.42
	5	1.57	1.56	1.55	1.56
	10	1.73	1.66	1.64	1.68
20	0	2.04	2.04	2.04	2.04
	10	2.63	2.55	2.59	2.58
	20	3.52	3.04	3.01	3.17
30	0	3.00	3.00	3.00	3.00
	15	4.98	4.62	4.78	4.71
	30	10.10	6.55	6.42	7.10
40	0	4.60	4.60	4.59	4.60
	20	11.77	9.69	10.36	10.10
	40	-	18.20	17.50	20.90

Les valeurs données dans les deux tableaux précédents montrent que :

- a- toutes les méthodes donnent des résultats presque identiques de K_{ay} et K_{py} pour des différentes valeurs de δ . Dans le cas où $\delta=0$, toutes les solutions des différentes méthodes reproduisent les solutions de Rankine qui sont exactes et vérifiables.

b- la courbure des surfaces de rupture critique augmente avec l'augmentation des valeurs de δ . Comme résultat, la méthode de Coulomb sous-estime $K_{a\gamma}$ et sur estime $K_{p\gamma}$ pour des valeurs de $\delta > 0$.

Dans le cas actif, la courbure est toujours petite et l'erreur ne dépasse pas 5% , alors que dans le cas passif la courbure augmente rapidement pour des valeurs élevées de δ et l'erreur est de 50% ou plus.

c- Les mêmes remarques sont à envisager dans les valeurs de Chen, mais dans ce cas l'erreur est beaucoup plus réduite.

A partir de là on trouve que la méthode de Coulomb peut être généralement utilisée pour calculer P_a avec une exactitude suffisante. Elle peut être aussi utilisée pour calculer P_p si δ ne dépasse pas $\frac{\varphi}{3}$ ($\delta < \frac{\varphi}{3}$).

En pratique, il est de bonnes raisons dans l'utilisation des valeurs minimales de δ et ce pouvoir prédire la valeur de la résistance passive.

Remarque :

Des grandes valeurs de δ implique des grandes valeurs de la force dirigée vers le haut (force de frottement) au bord du mur.

Si cette force dépasse la force dirigée vers le bas y compris le poids du mur, ce cas n'est pas vrai et cette dernière ne peut pas être développée.

Conclusion de l'étude comparative :

Dans plusieurs cas, la méthode de Coulomb est suffisante pour des valeurs de δ supérieur à $\frac{\varphi}{3}$. Les autres méthodes peuvent être appliquées aussi et peuvent donner des solutions acceptables.

Conclusion :

Ce chapitre est une synthèse bibliographique des méthodes de calcul des pressions de terre sur les murs. Au préalable, un aperçu général sur les types de soutènement les plus utilisés a été mené, ensuite une étude détaillée a été faite des phénomènes de poussée ainsi que celui de la butée, avec une présentation détaillée des principales méthodes courantes de calcul de l'intensité des pressions de terre (poussée, butée) derrière un écran du

soutènement et des travaux expérimentaux menés par différents chercheurs, dans la littérature des murs de soutènement.

L'origine principale de ces pressions est l'effet dû au poids propre du massif derrière ces murs, ainsi que l'effet des surcharges appliquées sur la partie amont du sol.

Les méthodes de calcul et de dimensionnement des murs de soutènement ont été développées par Coulomb, Rankine, Boussinesq, Sokolovski, Caquot (1934), Culmann (1875), Poncelet (1840), Absi (1948), Kerisel (1988), Shields, Tolunay, Rosenfarb, et Chen (1975) etc...

Il existe deux catégories de méthodes, la première catégorie est basée sur la méthode de plasticité (équilibre limite) qui est la plus utilisée, et la deuxième catégorie est celle des méthodes basées sur la construction graphique.

Les valeurs des pressions des terres sur un mur en poussée, prévues par les différentes méthodes de calcul sont pratiquement identiques.

Ce chapitre était basé aussi sur l'étude de la stabilité de l'ensemble sol/mur, une étude expérimentale des modèles réduits en laboratoire, une étude sur les déplacements des murs de soutènements, une introduction à la méthode des éléments finis et enfin une étude comparative des différentes méthodes de calculs.

CHAPITRE 2

PRESENTATION DU LOGICIEL CRISP

2.1. Introduction :

CRISP (Critical State Soil Mechanics Program) est un programme des éléments finis appliqués en géotechnique et basé sur la théorie de l'état limite critique en mécanique des sols. CRISP a vu le jour en 1975 par une équipe de chercheurs du département de l'engineering de l'université de Cambridge, et a été mis en circulation, pour la première fois, en 1982. Le programme a été utilisé principalement par les cercles académiques et par les ordinateurs (mainframe computers), jusqu'à 1990, date à laquelle une nouvelle version (CRISP90) basée sur le PC opérant sur MS DOS a vu le jour.

En 1995 SAGE Engineering Ltd a adapté CRISP au Windows en introduisant les interfaces Graphiques GUI (Graphical User Interfaces).

Aujourd'hui CRISP est utilisé dans des centaines d'installations à travers le monde [33].

2.2. Les Capacités de SAGE CRISP :

CRISP pour Windows, la version utilisée pour ce travail, est comprise en quatre volets :

- Pre-Processing
- Le programme d'analyse des éléments finis.
- Post-Processing
- La collection des résultats

Le Pre-Processeur offre un environnement intuitif, interactif dans lequel les analyses peuvent être rapidement et aisément créées ou revues.

Le Post-Processeur opère dans un environnement similaire avec des outils d'interprétation interactif des données et la visualisation des résultats.

CRISP est aujourd'hui largement utilisé par les communautés scientifiques et industrielles pour résoudre certains problèmes géotechniques comme les structures de soutènement, remblais, tunnels, stabilité des pentes et fondations. Il est aussi utilisé dans : l'étude des pieux, calcul des fondations, géotextiles, amélioration du sol, clouage, effet d'anisotropie, stabilité des forages.

2.3. Pre-Processeur :

Le Pre-Processeur est utilisé pour générer les données introduites pour le programme d'analyse. Il nous permet de créer graphiquement la grille des éléments finis, de définir les propriétés des sols, de spécifier les conditions in situ de l'analyse, de définir les blocs d'incrément, d'appliquer les charges et fixations, de stimuler la construction des séquences et enfin de préparer le démarrage d'analyse.

Le Pre-Processeur nous permet aussi de visionner et de manipuler la grille des éléments finis. Les Interfaces Graphiques du Pre-Processeur contiennent entre autres les options suivantes :

- Une fenêtre graphique du style CAD, facile à manipuler, qui permet de créer et de modifier les grilles rapidement et efficacement.
- Le calcul semi-automatique des contraintes in-situ.
- Affichage en temps réel des séquences de construction du model.
- Affichage graphique des charges et des appuis.
- Une échelle de zoom complète
- Les couleurs fonctionnelles optimisent le control total des apparences des models affichés.

Le générateur de grille nous permet de créer automatiquement n'importe quel nombre d'éléments finis à partir d'une super grille bâti sur un nombre restreint de super éléments.

Comme le montre la figure 2.1, ces super éléments sont a leurs tour subdivisés en éléments finis, nous permet ainsi, de créer, avec un effort minimal, des grilles des éléments finis de n'importe quelles taille et complexité.

Il existe deux différents générateurs de grille.

a- Générateur non structuré : qui est une super grille libre de super éléments dans lesquels sont générés les éléments finis suivant un model spécifique de grades.

b- Générateur structuré : qui est une grille de super éléments quadratiques, dans lesquels sont générés les éléments finis suivant le nombre et les positions des marqueurs de division le long des bords des super éléments.

La figure 2.1, présente la super grille et les super éléments subdivisés en éléments finis.

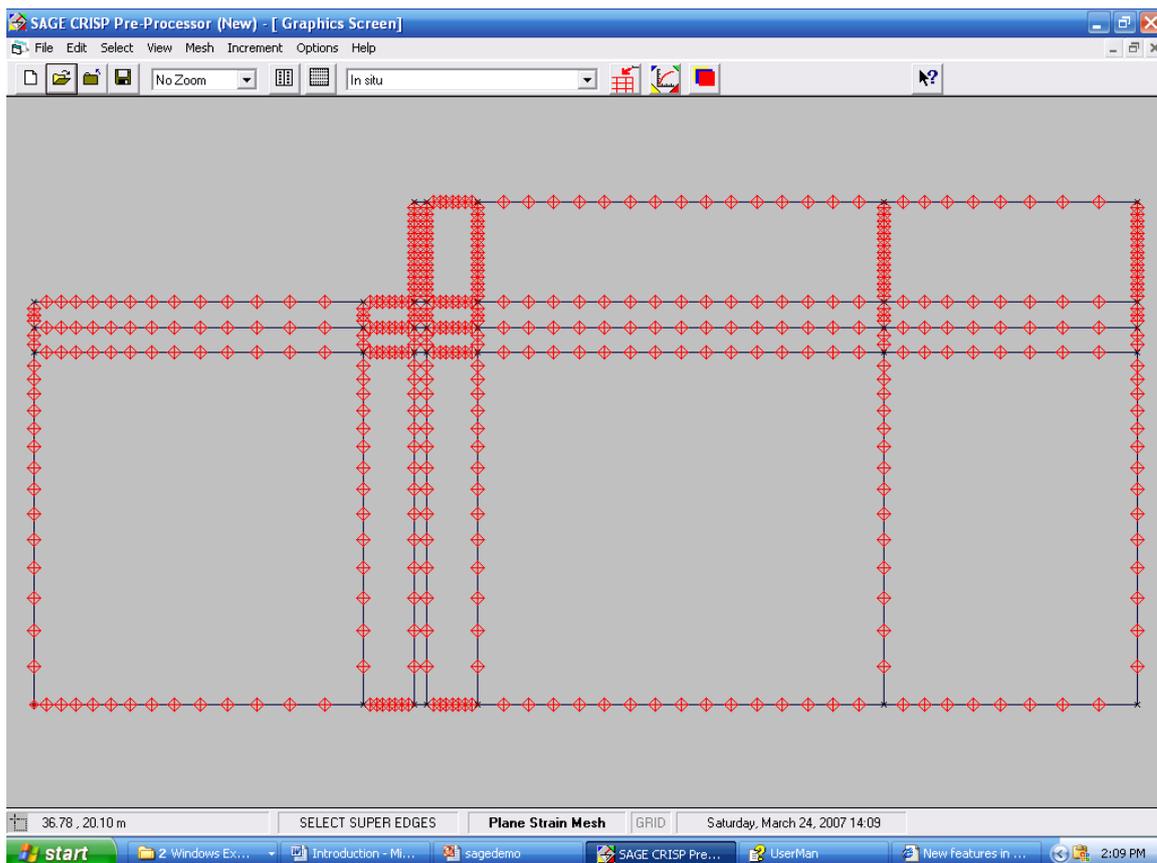


Figure 2.1 : Représentation du super grille (super éléments subdivisés en éléments finis).

Les études paramétriques peuvent être conduites pour prospector la sensibilité d'une analyse donnée aux variations des paramètres d'influence. Les paramètres suivants sont les plus influents :

- Propriétés des matériaux.
- Charges appliquées.
- Conditions de drainage.
- Conditions de déplacements.

2.3.1. Types d'analyse :

Le programme permet différents types d'analyse tels que :

- L'analyse non drainée des sols.
- L'analyse drainée des sols ou associées avec des contraintes planes dans le cas de l'analyse de consolidation, ou bien les sols drainés associés avec des corps solides symétriques (charges symétriques par rapport a un axe). Le programme peut être étendu pour l'analyse des trois dimensions, mais cette option est limitée par l'absence des interfaces Windows dans la présente version.

2.3.2. Usage interactif des Interfaces Graphiques :

L'usage de CRISP est facilité par l'intégration des interfaces graphiques Windows pour une interaction aisée avec le sujet d'analyse.

Les options POINTER/CLIQUER (Point-and-Click) et CLIQUER/TRAINER (Click-and-Drag) rendent possible la création, la sélection, ou le positionnement des éléments de la grille, ajoutées à un affichage graphique des points de charges et des séquences de construction du model.

De plus, une grande échelle de zoomage en plus des couleurs fonctionnelles optimisent le control total sur l'apparence du model.

2.3.3. Données :

Les données de l'analyse sont introduites à travers des boites de dialogue instructives et intuitives (Dialogue-Based Data Entry) accédées à partir du menu.

Les données peuvent être revues et éditées à n'importe quel moment, simplement, en redéployant la boite de dialogue correspondante. Les figures 2.2, 2.3 et 2.4 indiquent comment introduire les données du problème.

La figure 2.2, présente la boite de dialogue dont on introduit les propriétés des matériaux.

Property	Value	Units
κ	0.05	-
λ	0.25	-
e_{cs}	2.55	-
M	0.9	-
G	0	kN/m ²
ν	0.3	-
γ_w	9.81	kN/m ³
γ_{bulk}	15.4	kN/m ³
k_x	2.202984	m/Yr
k_y	2.202984	m/Yr

Figure 2.2 : Représentation de propriété des matériaux

La figure 2.3 : Présente la construction des étapes de modélisation, comme exemple , faire l'excavation, installer le mur, définir la nappe d'eau et l'introduire, appliquer les charges extérieures en incréments etc...

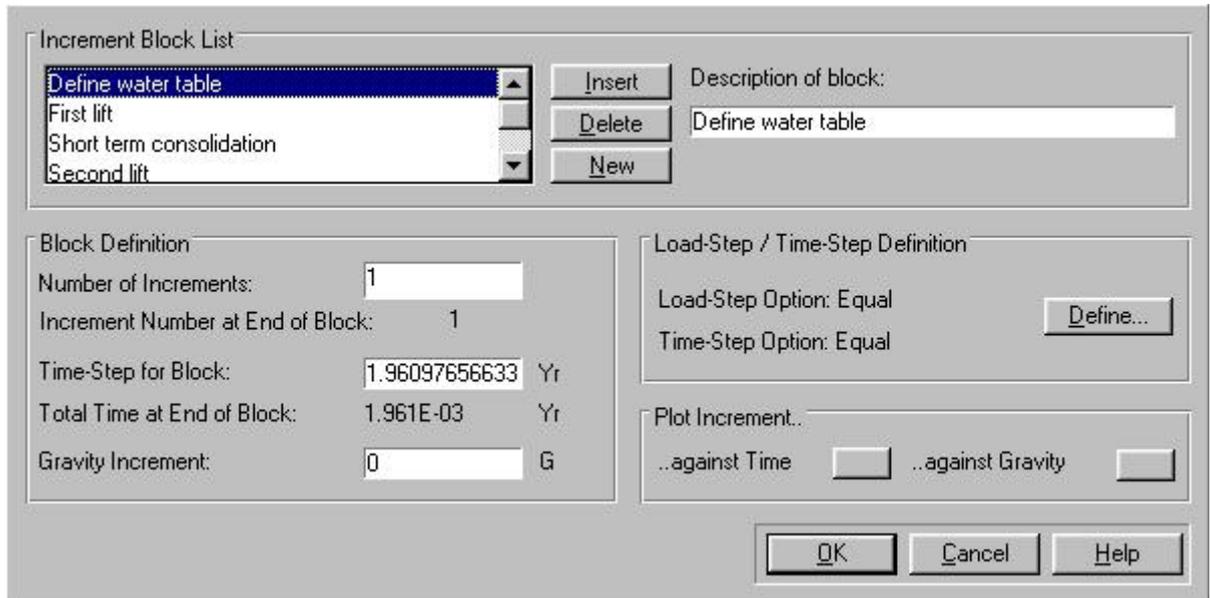


Figure 2.3 : La construction des étapes de modélisation.

La figure 2.4 indique le type de domaine soit dans le domaine des contraintes planes ou bien dans le domaine des contraintes axisymétriques. Et indiquer aussi le type d'éléments, soit des éléments cubiques (tridimensionnels), des éléments plans, ou bien des éléments unidimensionnels.



Figure 2.4 : Représentation de Type d'élément et de type de domaine.

La figure 2.5 : Illustre comment appliquer les charges et comment présenter les éléments d'interfaces.

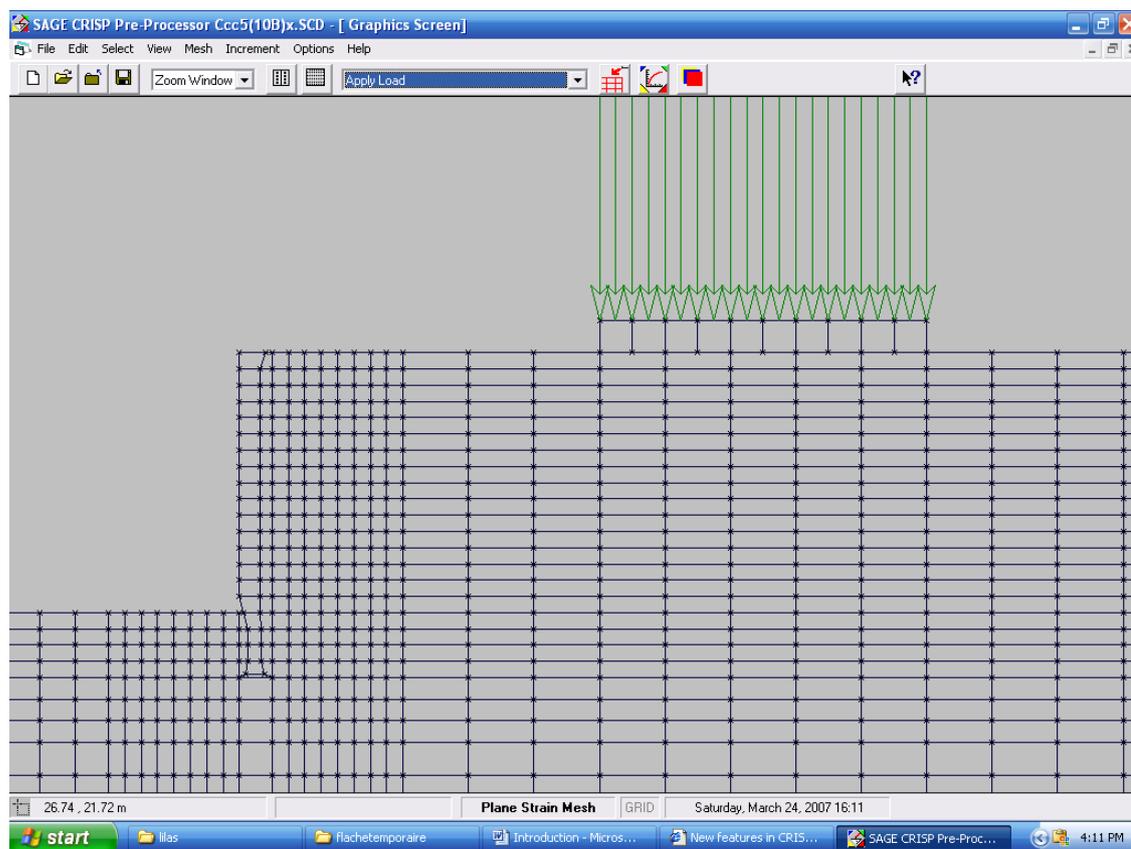


Figure 2.5 : Présentation des charges appliquées, en présence des éléments d'interfaces autour du mur (exemple du radier).

2.3.4. Maillage des éléments finis :

Le programme permet une génération automatique de maillage (Mesh) des éléments finis à partir de la maillage supérieur (Super Mesh) en employant la technique structurée ou non-structurée du programme.

La figure suivante présente la grille en présence des appuis et en présence de la structure.

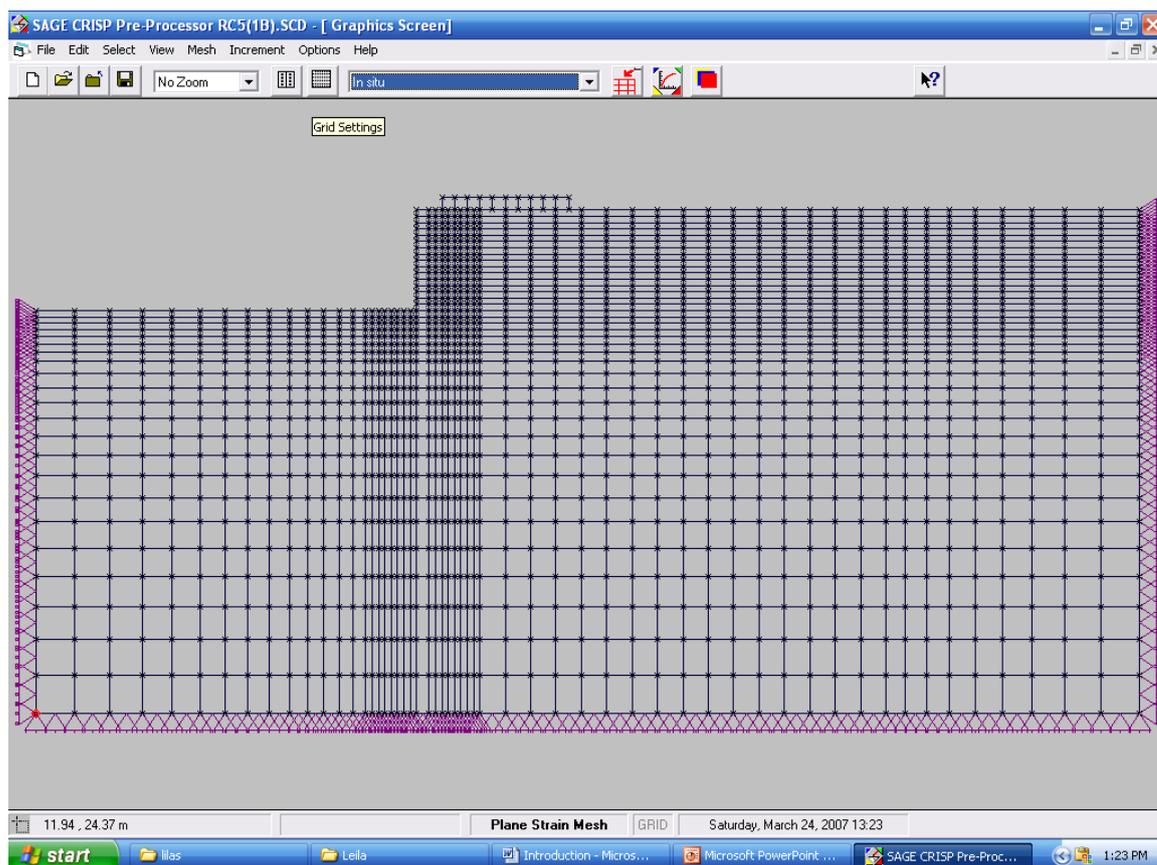


Figure 2.6 : Présentation du maillage en présence des appuis
(Conditions aux limites)

2.3.5. Models :

Le but de crisp est de constituer les models des sols et des structures parmi lesquels :

2.3.5.1. Les models linéaires élastiques.

- Homogène
- Homogènes anisotropes.
- Non-homogenes isotropes dont les propriétés varient avec la profondeur.

2.3.5.2. Les models linéaires élastiques parfaitement plastiques :

- Von Mises.
- Tresca Drucker-Prager.
- Mohr-Coulomb.
- Drucker Prager.

2.3.5.3. Les models basés sur l'état critique :

- l'argile Cam (Cam clay).
- l'argile modifiée Cam.
- Models de Schofield.

2.3.6. Types d'éléments finis :

Le programme convient à l'analyse de différents types d'éléments finis parmi lesquels

- les éléments à contraintes linéaires triangulées (Bar, Beam)
- les éléments à contraintes cubiques triangulées.
- les éléments à contraintes linéaires quadrangulaires.(éléments plans)
- les éléments à contraintes linéaires en briques (linear strain brick element)

et ce type est destiné pour l'analyse de 3D uniquement.

La figure 2.7 : Présente un exemple de types d'éléments finis.

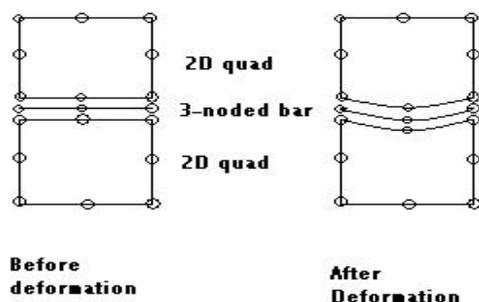


Figure 2.7 : Présentation de types d'éléments finis

2.4 : Le programme des éléments finis :

Le moteur de l'analyse des éléments finis est composé de deux sous programmes : le programme de géométrie et le programme principal. Essentiellement le programme de géométrie construit la grille des éléments finis, alors que le programme principal résout l'équation des éléments finis. Le programme d'analyse soumet des textes de message prompts sur le progrès de l'analyse. Il n'est pas interactif, cependant, quand il est mis en marche il ne s'arrête que lorsqu'il est interrompu ou l'analyse est complète.

Les résultats du programme d'analyse comprend :

- Les déplacements (horizontales, tassements)
- Les contraintes (normales et tangentielles)
- Les moments flechissants.
- Les efforts (normaux et horizontaux)
- Les pressions des pores.
- Les paramètres spécifiques du model de sol.
- Des animations (les éléments après déformations etc....)

2.5. Post-Processeur :

Le Post-Processeur est utilisé pour visualiser et interpréter les résultats du programme d'analyse. Les interfaces graphiques du Post-Processor sont basés sur le même style que celui du Pre-Processeur en empruntant, les même fonctions de sélection, de zoom, d'affichage en temps réel.

Le Post-Processor entre autre incorpore les caractéristiques suivantes :

- Une gamme compréhensive des outils pour tracer les graphes et les courbes.
- La courbe de déplacement.
- Le schéma des pourtours (contours plots).
- Le graphe des moments flechissants.
- Le schéma de l'état des contraintes.
- Légende automatique pour tous les schémas etc....

La courbe de déplacement est tracée à partir données des déplacements verticaux et horizontaux des nœuds, et peut être tracée à n'importe quel stade de l'analyse.

La figure 2.8, illustre comment collecter les résultats, des graphes, on peut aussi les collecter sous forme des chiffres.

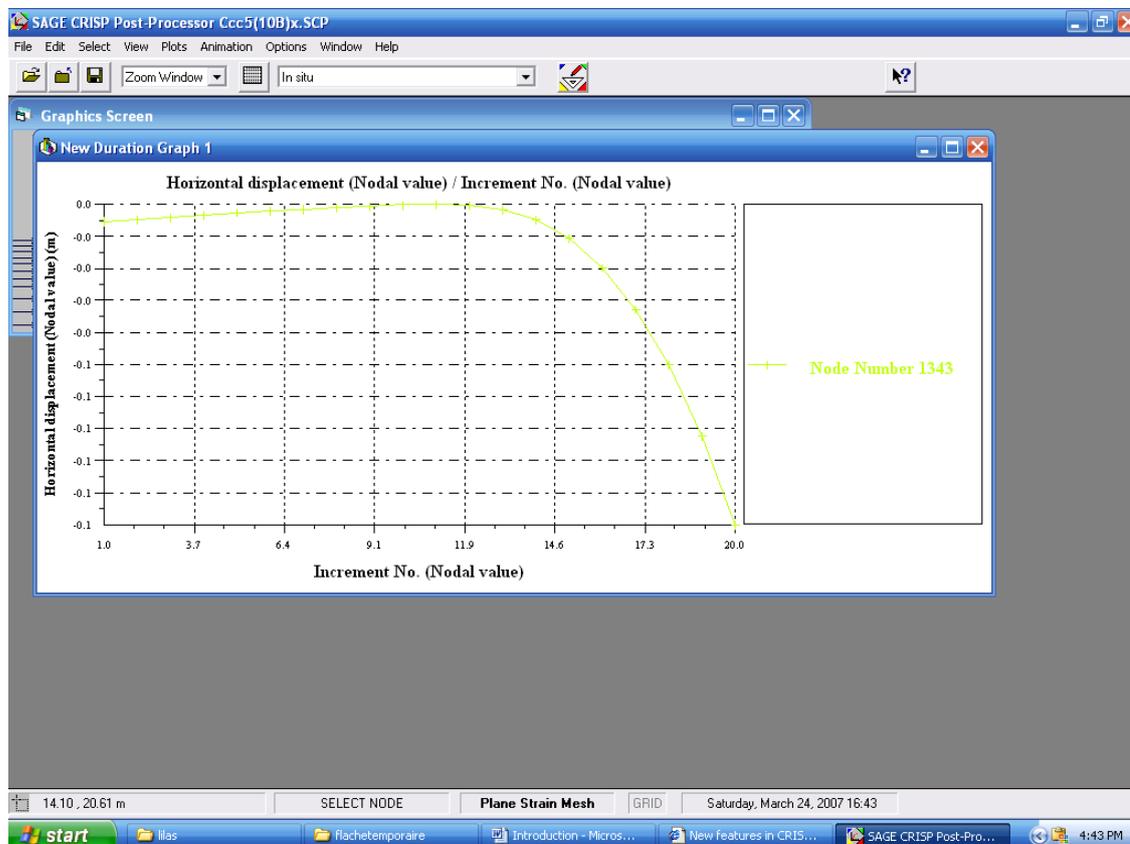


Figure 2.8 : Collections des résultats sous forme de graphe (le déplacement horizontale du nœud 1343 en fonction de la charge sous forme d'incrément).

La figure 2.9 : Présente un mur de soutènement la structure (dans notre cas un radier de 5m de largeur) et le sol après déformation.

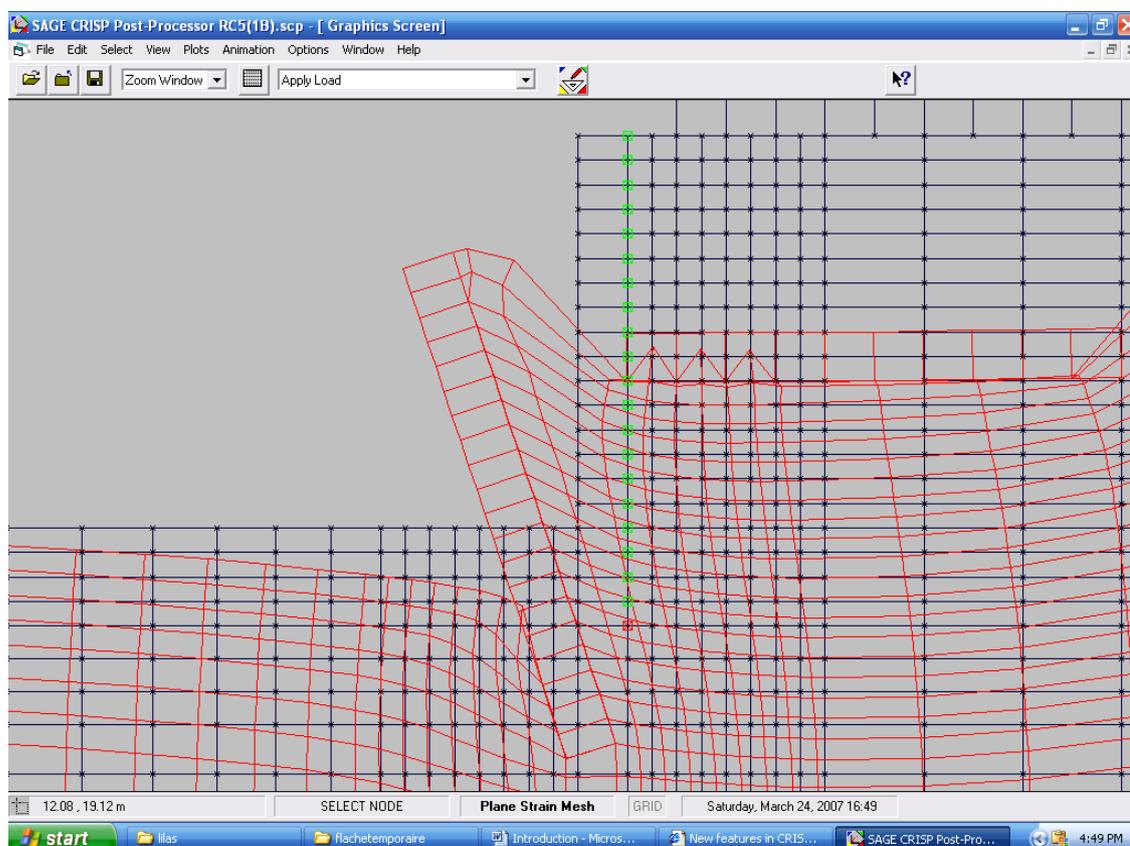


Figure 2.9 : Allure de la grille après déformations.

Les contours peuvent être tracés pour toute sélection d'éléments en quatre couleurs. Il est possible de comparer les résultats de plusieurs analyses, en utilisant l'option de l'analyse paramétrique, en plus, un maximum de dix graphes peuvent être ouverts simultanément en utilisant la dite option pour les créer. Les graphes peuvent être produits avec légendes, avec une variété de ligne, style de symbole et des fontes.

2.6. Limitation de SAGE CRISP :

SAGE CRISP est destiné à traiter les problèmes statiques, non dynamiques, dans des conditions monotones de charge et de décharge.

Dans sa forme actuelle, CRISP ne convient pas aux contraintes cycliques, de même qu'il est incapable de traiter les sols partiellement saturés.

L'approche de CRISP, est de traiter les petits déplacements relatifs aux petites contraintes, cette peut aussi traiter les grandes déformations.

Cependant, dans la version 4, la disponibilité d'une option basée sur la méthode de Lagrange lui donne la capacité de traiter uniquement les modèles élastiques et les modèles élastiques parfaitement plastiques, loin de l'état critique.

Enfin, il est à noter que l'analyse des problèmes axisymétriques est limitée exclusivement aux charges symétriques excluant les charges en torsion.

Conclusion :

SAGE CRISP est un outil de modélisation des problèmes géotechniques simple à utiliser, à introduire les données, à construire le modèle et leur étapes, à calculer et résoudre l'équation des éléments finis. Il est destiné pour visualiser et interpréter les résultats du programme dans un environnement intuitif, interactif dans lequel les analyses peuvent être rapidement et aisément créés ou revues, et avec des outils d'interprétation interactive pour visualiser les résultats.

Cisp est aujourd'hui largement utilisé par les communautés scientifiques et industrielles pour résoudre plusieurs problèmes géotechniques.

CHAPITRE 3

ETUDE PARAMETRIQUE DE L'EFFET DE LA PROXIMITE D'UN OUVRAGE SUR LES DEPLACEMENTS D'UN MUR

3.1. Objectifs de l'étude :

L'utilisation de la méthode des éléments finis avec une loi de comportement non linéaire du sol (loi de comportement élasto-plastique), permet d'évaluer les champs des pressions et des déplacements.

Dans cette étude, cette méthode est utilisée pour l'analyse du comportement d'un mur soutenant un sol homogène, avec la prise en compte des éléments d'interfaces (sol/mur). Le sol reçoit une fondation d'ouvrage qui transmet soit une charge linéaire Q (semelle continue), soit une charge surfacique ou pression q (fondation en radier très long).

L'outil utilisé pour ce travail, est le logiciel Sage Crisp (version 5.1b) présenté au chapitre 2, avec lequel une recherche poussée a été faite afin d'étudier et d'analyser les courbes de chargement ($q-y_0$) ou ($Q-y_0$), (y_0 : est le déplacement latéral de la tête du mur), et de déterminer la distance limite d au delà de laquelle le mur présente le même déplacement.

3.2. Analyse dimensionnelle :

L'analyse dimensionnelle est une méthode permettant d'obtenir le nombre minimum des paramètres sans dimensions qui décrivent le problème étudié.

La procédure de l'analyse dimensionnelle peut être résumée comme suit :

- 1- Observation du phénomène à modéliser.
- 2- À partir de cette observation dégager les paramètres jouant un rôle important dans le phénomène.
- 3- Une fois les grandeurs importantes mises en évidence, il faut définir un ensemble de grandeurs adimensionnelles par l'utilisation d'une technique et l'identification du nombre et de la forme de ces grandeurs.

Une de ces techniques utilisées pour ce travail est le théorème de π de Buckingham, que nous allons étudier :

3.2.1. Théorème de π :

Le théorème de π de Buckingham permet de transformer une expression physique à N variables en une équation à $(N-M)$ paramètres sans dimension, où M est le nombre de dimensions utilisées. De plus, il fournit une méthode de calcul de ces paramètres, même si la forme de l'équation est inconnue.

Dans cette étude le théorème de π est utilisé pour définir les grandeurs adimensionnelles qui jouent un rôle important dans le problème d'interaction sol/mur.

Les étapes à suivre sont représentées en annexe A.

3.2.1.1. Cas d'une semelle continue :

On considère à la figure 3.1, un mur vertical infiniment long (selon l'axe Y) est ancré de D dans un sol homogène considéré comme un sol elasto-plastique non dilatant $\Psi=0$, obéissant au suivant le critère de rupture de Drucker-Prager en comportement drainé. Le sol est surchargé par une charge répartie (semelle continue ayant une largeur de 1m et infiniment longue selon l'axe Y) à une distance d de la tête du mur.

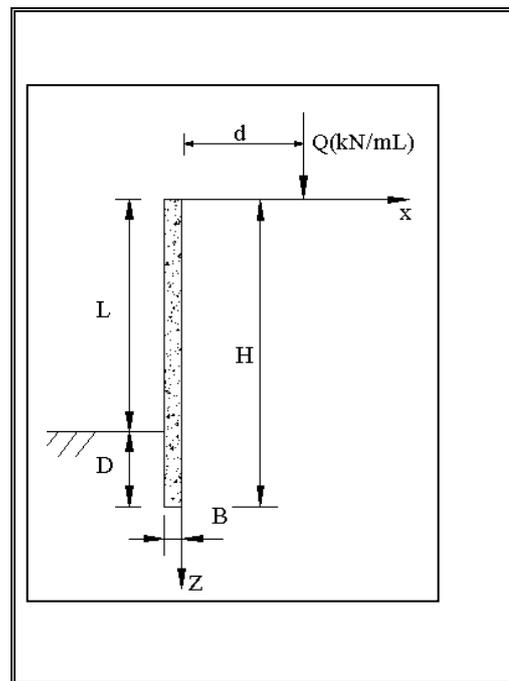


Figure 3.1 : Présentation schématique de cas de la semelle.

Les différents paramètres intervenant dans ce problème sont regroupés dans l'équation générale suivante :

$$f(\varphi, C, \nu_{\text{sol}}, \nu_{\text{mur}}, E_{\text{sol}}, E_{\text{mur}}, B, H, D, d, Q, y_0, \gamma) = 0.$$

$$\text{Sol} : (\varphi, C, E_{\text{sol}}, \nu_{\text{sol}}, \gamma).$$

Mur: $(E_{\text{mur}}, B, H, D, y_0)$.

La charge linéaire: (d, Q) .

En appliquant le théorème de π , on a dix termes de π pour chaque type de sol.

$g(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{10})=0$.

$\pi_1 = \varphi$; L'angle de frottement interne du sol.

$\pi_2 = H/B$; L'élancement du mur.

$\pi_3 = D/B$; Rapport de l'ancrage.

$\pi_4 = d/B$; Le rapport entre la distance d et la largeur du mur B .

$\pi_5 = \nu_{\text{mur}}$; Coefficient de poisson du mur.

$\pi_6 = \nu_{\text{sol}}$; Coefficient de poisson du sol.

$\pi_7 = Q/\gamma H^2$; Charge normalisée

$\pi_8 = y_0/B$; Facteur de déplacement.

$\pi_9 = E_{\text{mur}} I_{\text{mur}} / E_{\text{sol}} H^4$; Rigidité relative Mur /sol.

$\pi_{10} = C/\gamma H$; Facteur de stabilité

Remarque :

- Pour un sol purement cohérent $\varphi = 0$, on a neuf termes de π .
- Pour un sol purement pulvérulent $C=0$, on a neuf termes de π .
- Pour le cas général on a dix termes de π ($\varphi \neq 0, C \neq 0$).

3.2.1.2. Cas d'un ouvrage sur radier continu :

A la figure 3.2, un mur vertical infiniment long (selon l'axe Y) est ancré de D dans un sol homogène considéré comme un massif elasto-plastique parfait non dilatant $\Psi = 0$. Le sol est surchargé par une surcharge répartie (radier très long selon l'axe Y) à une distance d de la tête du mur.

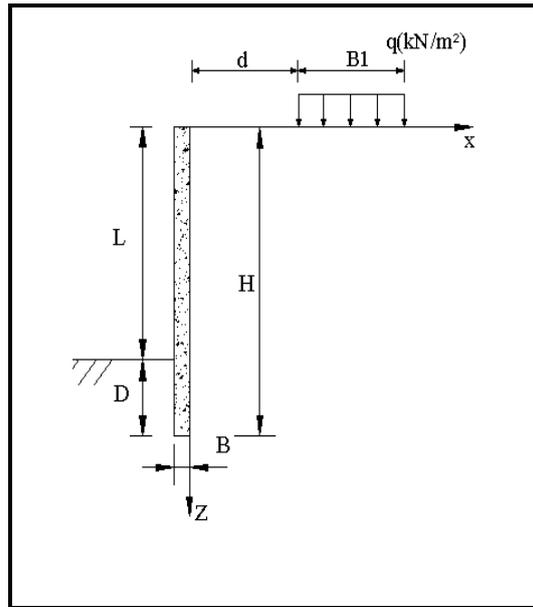


Figure 3.2 : Présentation schématique de cas du radier.

Les différents paramètres intervenant dans ce problème sont regroupés dans l'équation générale suivante :

$$f(\varphi, C, \nu_{\text{sol}}, \nu_{\text{mur}}, E_{\text{sol}}, E_{\text{mur}}, B, H, D, d, Q, y_0, \gamma, B_1) = 0.$$

$$\text{Sol} : (\varphi, C, E_{\text{sol}}, \nu_{\text{sol}}, \gamma).$$

$$\text{Mur} : (E_{\text{mur}}, \nu_{\text{mur}}, B, H, D, y_0).$$

$$\text{La surcharge surfacique} : (d, q, B_1).$$

En appliquant le théorème de π , on a onze termes de π pour chaque type de sol.

$$g(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{11}) = 0.$$

$$\pi_1 = \varphi ; \text{L'angle de frottement interne du sol.}$$

$$\pi_2 = H/B ; \text{L'élancement du mur.}$$

$$\pi_3 = D/B ; \text{Rapport de l'ancrage.}$$

$$\pi_4 = d/B ; \text{Rapport entre la distance } d \text{ et la largeur du mur } B.$$

$$\pi_5 = \nu_{\text{mur}} ; \text{Coefficient de poisson du mur.}$$

$$\pi_6 = \nu_{\text{sol}} ; \text{Coefficient de poisson du sol.}$$

$$\pi_7 = q/\gamma H ; \text{Charge normalisée.}$$

$$\pi_8 = y_0/B ; \text{Facteur de déplacement.}$$

$$\pi_9 = E_{\text{mur}} I_{\text{mur}} / E_{\text{sol}} H^4 ; \text{Rigidité relative Mur /sol.}$$

$$\pi_{10} = C/\gamma H ; \text{Facteur de stabilité.}$$

$$\pi_{11} = B_1/H ; \text{rapport entre la largeur du radier et la hauteur du mur.}$$

On remarque que :- Pour un sol purement cohérent $\varphi = 0$, on a dix termes de π .

- Pour un sol purement pulvérulent $C = 0$, on a dix termes de π .

- Pour le cas général on a onze termes de π ($\varphi \neq 0$, $C \neq 0$).

3.2.2. Données du problème :

Les différents paramètres intervenant dans les deux cas cités auparavant sont définis comme suit :

$v_{\text{sol}} = 0.33$ quel que soit le matériau sol étudié .

$v_{\text{mur}} = 0.15$ matériau en béton armé (mur de soutènement , semelle , radier).

Quatre matériaux de sol sont à étudier :

- 1- Sol pulvérulent (sable).
- 2- Sol cohérent (argile molle).
- 3- Sol cohérent (argile moyennement compacte).
- 4- Sol cohérent (argile raide).

3.2.2.1. Sol pulvérulent (sable) :

Sol sableux sec dense homogène, formant un remblai compacté derrière le mur. Les caractéristiques géotechniques sont comme suit :

Poids volumique	$\gamma = 16.5 \text{ kN/m}^3$
Module de Young	$E = 20 \text{ Mpa}$
Coefficient de poisson	$v_{\text{sol}} = 0.33$
Angle de frottement interne	$\varphi = 40^\circ$
Cohésion	$C = 0 \text{ kPa}$

3.2.2.2. Sol cohérent :

Sol argileux saturé, homogène en comportement drainé (le mur est équipé de drains ce qui annule les surpressions interstitielles sur la surface de contact sol/mur).

Trois matériaux sont à étudier : argile molle, argile moyennement compacte, et argile raide.

Les caractéristiques des trois matériaux sont comme suit :

Poids volumique	$\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
Module de Young	$E = 5, 10 \text{ et } 20 \text{ Mpa}$
Coefficient de poisson	$v_{\text{sol}} = 0.33$
Angle de frottement interne	$\varphi' = 10^\circ, 20^\circ \text{ et } 30^\circ$
Cohésion	$C' = 50, 100 \text{ et } 200 \text{ kPa}$

3.2.2.3. Présentation du mur étudié :

Le mur étudié est en béton armé caractérisé par un module d'Young de 4000MPa. Il a une largeur B égale à 0.50m et une fiche D égale à 1.0m.

Pour tous les cas étudiés. On étudie deux hauteurs possibles H égale 5 m et 8 m, ce qui correspond à des élancements 10 et 16.

Dans le massif sableux, la rigidité relative mur/sol est égale à 0.033 et 0.0021 pour les élancements 10 et 16 respectivement.

Dans le massif argileux, la rigidité relative mur/sol varie comme suit : 0.033-0.133 et 0.0051-0.0203 pour les élancements 10 et 16 respectivement. Dans l'ensemble, on aura à étudier des systèmes mur/sol flexibles.

Dans le cas de la semelle, la courbe de chargement adimensionnelle sera $Q/\gamma H^2$ en fonction de Y_0/B .

Dans le cas de radier, la courbe de chargement adimensionnelle sera $q/\gamma H$ en fonction de Y_0/B .

Afin d'analyser l'effet de la surcharge extérieure appliquée à la surface du sol derrière le mur sur l'interaction sol/mur, on fait varier la distance d comme suit :

- $d/B = 0.5, 2, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20$ pour le cas d'une semelle.
- $d/B = 1, 2, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24$ pour le cas de radier.

La largeur B_1 de la semelle continue est fixée à 1.0 m et celle du radier est fixée à 5 m.

3.2.2.4. Présentation des éléments d'interfaces :

Les éléments d'interfaces sont des éléments entre le mur et le sol qui ont un comportement intermédiaire. Leurs caractéristiques géotechniques sont :

Rigidité axiale	10000 kN/m ²
Rigidité tangentielle	1000 kN/m ²
Angle de frottement interne	$2/3\phi$
Cohésion	$2/3C$
Rigidité tangentielle résiduelle	100 kN/m ²
Epaisseur	0.001 m

Le chargement de la fondation doit se faire par incréments jusqu'à l'obtention des grands déplacements latéraux en tête du mur. Evidemment, la surcharge appliquée doit être inférieure à la capacité portante verticale de la fondation dans le cas 1, et à celle du radier dans le cas 2. Il faut prévoir des éléments d'interface (Slip elements) entre le mur et le sol afin d'autoriser un éventuel décollement relatif du mur par rapport au sol.

3.3. Prédimensionnement du modèle :

Au préalable de tout calcul, tout modèle doit être dimensionné en déterminant les dimensions x_1 , x_2 et z_1 minimales telles que le modèle mur/sol donne la même réponse (la même courbe de chargement) pour des dimensions plus grandes. La figure 3.3, schématise les dimensions x_1 , x_2 et z_1 à augmenter graduellement jusqu'à ce que les courbes de chargement se stabilisent. Il suffit de comparer dans le même graphique les courbes de chargement obtenues pour décider quand les courbes se stabilisent.

Figure 3.3 : Présente une shérardisation des dimensions x_1 , x_2 et z_1 .

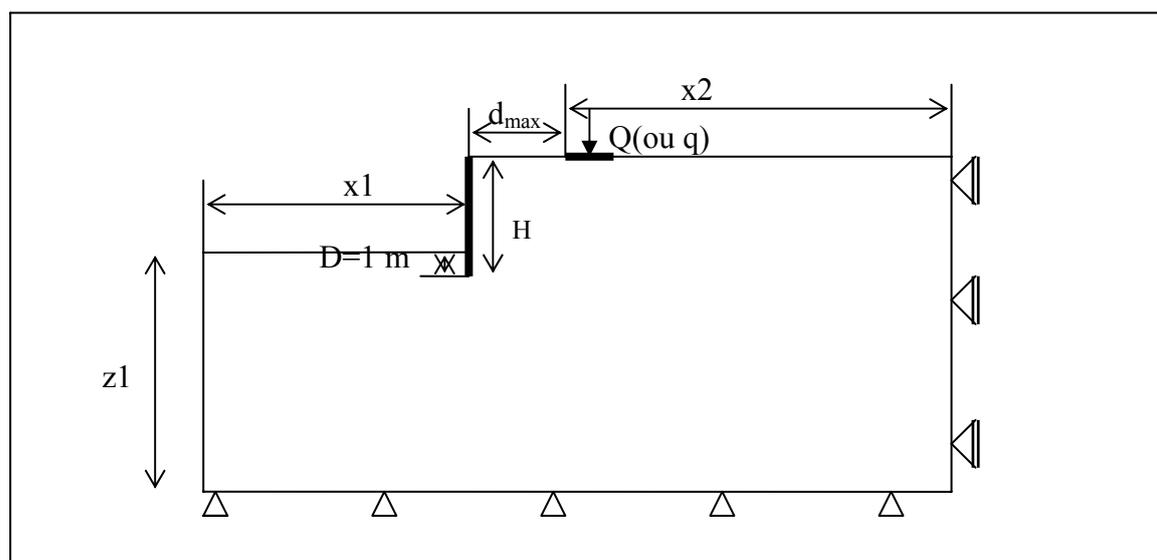


Figure 3.3 : schématisation des dimensions x_1 , x_2 et z_1 à augmenter.

3.3.1. Méthodologie de la modélisation :

Comme pour tout calcul par élément fini, il existe des paramètres liés directement à la modélisation qu'il faut fixer avant tout travail, à savoir les dimensions du modèle d'une part et les éléments qui constituent ce modèle d'autre part.

La modélisation des murs de soutènement est effectuée par une représentation bidimensionnelle en déformation plane, comme on a mentionné au chapitre 2.

Cette dernière comporte une méthodologie bien définie, qu'on peut la diviser en plusieurs points essentiels, tels que :

- Les dimensions du maillage.
- Les différents types d'éléments utilisés (Sol, mur, semelle, radier, élément d'interfaces).
- Le choix des lois de comportement de chaque élément.
- Les caractéristiques mécaniques et/ou géométriques de ces éléments.
- Détermination des conditions aux limites.

- Détermination de l'état initial des contraintes.
- Application des surcharges.

3.3.2. La réalisation du modèle sol/mur :

La conception du modèle est la phase la plus délicate. Pour déterminer les dimensions du modèle (pour le cas de radier ou bien le cas de la semelle), deux sols ont été choisis pour faire le prédimensionnement:

Le premier est le sol pulvérulent (sable: $C=0\text{kPa}$, $\varphi = 40^\circ$) et le deuxième est l'argile raide ($C' = 200\text{kPa}$, $\varphi' = 30^\circ$).

Le mur choisi est le plus long, soit de 8m. Le sol est sollicité par une charge répartie (semelle), ou pression (radier) à la surface, divisée en plusieurs incréments.

La position de l'application de cette charge est fixée à $d=14B$ à partir de la tête du mur.

Dans notre étude nous allons utiliser deux types d'éléments (sol, béton), chacun de ces éléments ayant une loi de comportement et des paramètres mécaniques spécifiques.

Les dimensions des modèles utilisés sont graduellement augmentées en fonction de la hauteur du mur H . La limite horizontale inférieure doit être bloquée de tout mouvement ($u = 0$, $v = 0$) et les deux frontières latérales doivent être bloquées horizontalement ($u=0$).

3.3.2.1. Modélisation du massif de sol :

Le massif de sol est modélisé avec des éléments quadrangulaires à huit nœuds en considérant que le comportement du sol est décrit par une loi elasto-plastique parfaite avec critère de rupture de Drucker-Prager. Un maillage d'élément finis doit être raffiné au niveau de la zone la plus sollicitée (autour du mur), afin d'augmenter la précision des résultats, en s'éloignant de cette zone il faut assurer une augmentation progressive toute en se rapprochant des frontières.

3.3.2.2. Modélisation du mur :

Le mur est considéré comme un corps élastique isotrope, et est aussi modélisé avec des éléments quadrangulaires à huit nœuds. Il faut assurer un maillage raffiné le long du mur.

3.3.3. Cas d'une semelle continue :

Pour le cas de la semelle continue, on fait augmenter les dimensions des modèles progressivement en fonction de H .

$x_1 = 0.25H, 0.5H, 1H, 1.5H, 2H, 3H, 4H, 5H$. avec $H=8.0\text{m}$.

$x_2 = B_1 + x_1$ avec $B_1 = 1.0\text{m}$ (largeur de la semelle).

$z_1 = D + x_1$ avec $D = 1.0\text{m}$ (fiche du mur).

La figure suivante montre l'évolution de la charge avec le déplacement en tête du mur, et ce pour le cas de l'argile raide ($C' = 200 \text{ kPa}$, $\phi' = 30^\circ$).

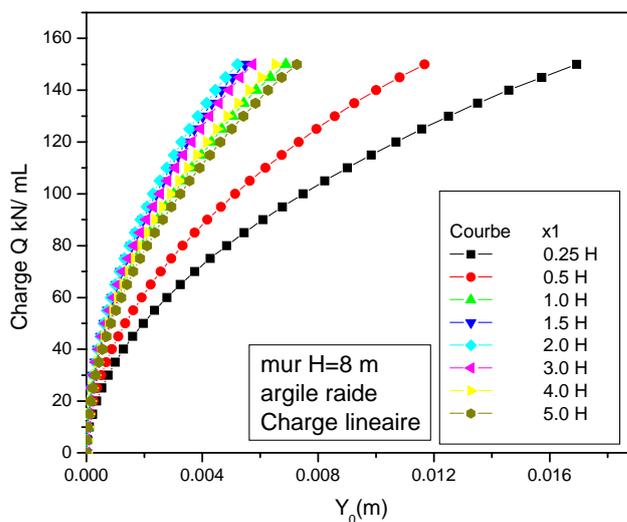


Figure 3.4 : La charge linéaire en fonction du déplacement en tête du mur Y_0 pour des différents modèles. Cas d'un sol cohérent (argile raide).

D'après les huit courbes illustrées au-dessus, le déplacement du mur commence à se stabiliser à partir de $x1=3H$.

On remarque une diminution progressive du déplacement horizontal en tête du mur au fur et à mesure qu'on augmente les distances $x1$, $x2$ et $z1$.

La figure suivante montre l'évolution de la charge avec le déplacement en tête du mur pour un sol pulvérulent (sable: $C=0 \text{ kPa}$, $\phi = 40^\circ$).

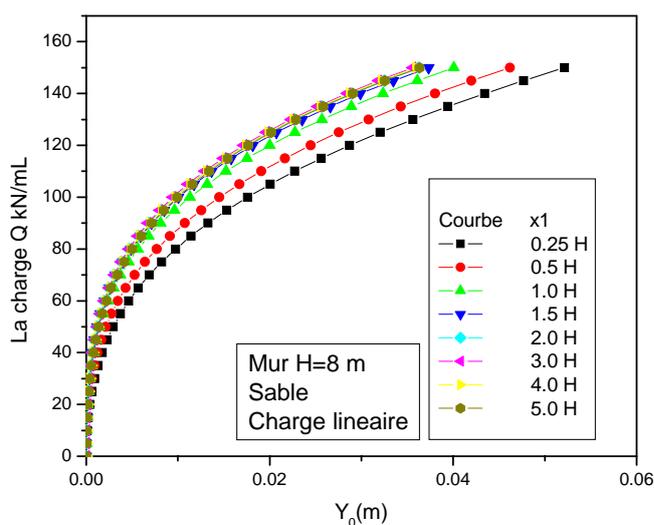


Figure 3.5 : La charge linéaire en fonction du déplacement en tête du mur Y_0 Pour des différents modèles. Cas d'un sol pulvérulent (sable).

D'après les huit courbes illustrées au-dessus, le déplacement du mur commence aussi à se stabiliser à partir de $x_1=3H$. Identiquement au cas du sol cohérent, on constate une diminution du déplacement horizontal en tête du mur au fur et à mesure qu'on augmente les distances x_1 , x_2 et z_1 .

Conclusion :

Pour le cas de la semelle continue le modèle choisi est le suivant :

- La frontière latérale à l'amont du mur (condition $u=0$, cote poussée), est fixée à une distance égale à $3H+d+B+B_1$ avec $d=14B$, B_1 est la largeur de la semelle et B est la largeur du mur de soutènement.
- La frontière latérale à l'aval du mur (condition $u=0$, cote butée), est fixée à une distance égale à $3H$.
- La frontière inférieure (condition $u=0$ et $v=0$) est fixée à $6H+d+B+B_1$.

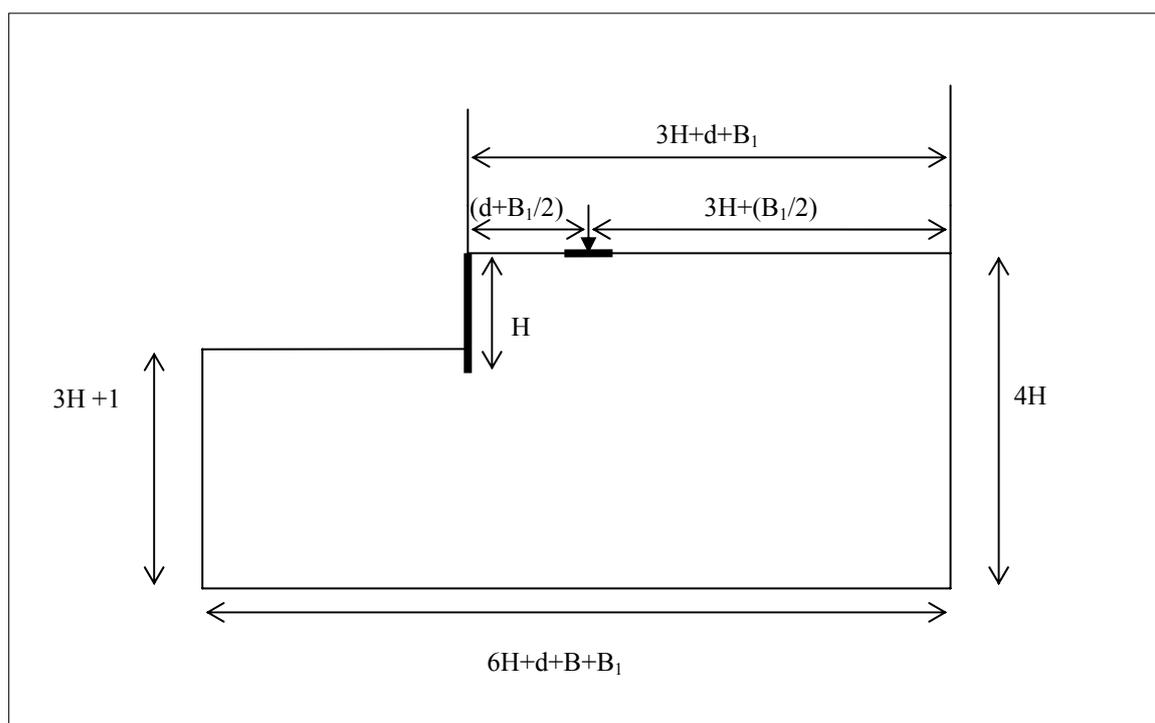


Figure 3.6 : Modèle choisi en fonction de la profondeur du mur.

3.3.4. Cas d'un radier :

Pour le cas du radier on suit les mêmes démarches effectuées dans le cas de la semelle.

$$x_1 = 0.5H, 1H, 1.5H, 2H, 2.5H, 3H, 4H, 5H, 6H \quad H=8.0 \text{ m}$$

$$x_2 = B_1+x_1 \quad \text{avec } B_1 = 5.0 \text{ m (largeur du radier).}$$

$$z_1 = D +x_1 \quad \text{avec } D = 1.0 \text{ m (fiche du mur)}$$

La figure 3.7, montre l'évolution de la charge avec le déplacement en tête du mur dans le cas de l'argile raide ($C' = 200$ kPa, $\phi' = 30^\circ$).

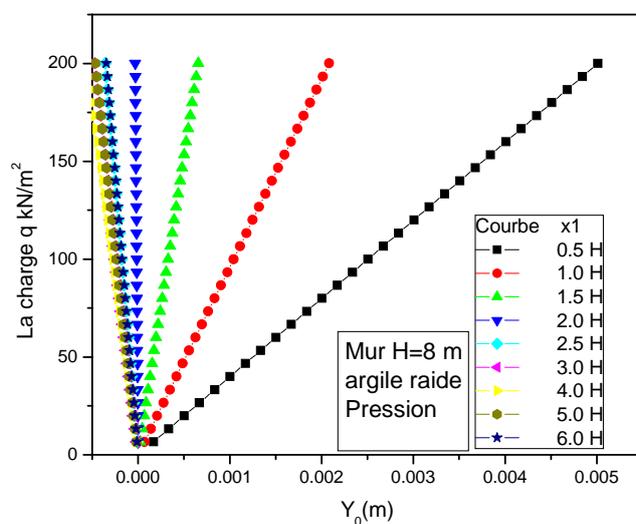


Figure 3.7 : la charge surfacique (pression) en fonction de déplacement horizontale en tête du mur Y_0 pour des différents modèles. Cas d'un sol cohérent (argile raide)

D'après les neuf courbes illustrées au-dessus, le déplacement du mur commence à se stabiliser a partir de $x1=3H$. On remarque une diminution progressive du déplacement horizontal en tête du mur au fur et a mesure qu'on augmente les distances $x1$, $x2$ et $z1$.

La figure 3.8, montre l'évolution de la charge avec le déplacement en tête du mur, dans le sol pulvérulent (sable: $C=0$ kPa, $\phi = 40^\circ$)

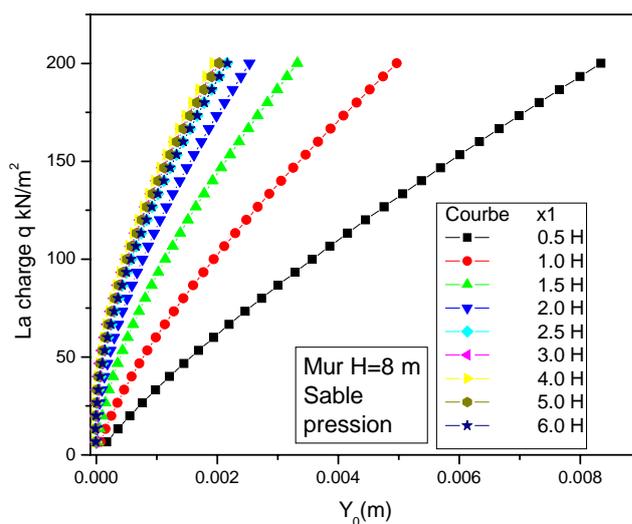


Figure 3.8 : La charge q en fonction de déplacement horizontal en tête du mur Y_0 pour des efférents modèles. Cas de sable (sol pulvérulent).

D'après les huit courbes illustrées au-dessus, le déplacement du mur commence aussi à se stabiliser à partir de $x_1=3H$. La même remarque que le sol cohérent, une diminution du déplacement horizontal en tête du mur au fur et à mesure qu'on augmente les distances x_1 , x_2 et z_1 .

Pour le cas du radier le modèle choisi est le suivant :

- La frontière latérale à l'amont du mur (condition $u=0$, cote poussée), est fixée à une distance égale à $3H+d+B+B_1$ avec $d=14B$, B_1 : est la largeur du radier et B est la largeur du mur de soutènement .
- La frontière latérale à l'aval du mur (condition $u=0$, cote butée), est fixée à une distance égale a $3H$.
- La frontière inférieure (condition $u=0$ et $v=0$) est fixée à $6H+d+B+B_1$.

3.4. Définition des paramètres de l'étude :

Après avoir déterminer les dimensions minimales du modèle, nous allons définir certains paramètres nécessaires présentés déjà dans le paragraphe (3.2.1.1) et (3.2.1.2) que nous allons étudier.

-Pour le cas de la semelle on va considérer les quatre variables :

$\pi_2 = H/B$; l'élanement du mur.

$\pi_4 = d/B$; le rapport entre la distance d et la largeur du mur B .

$\pi_7 = Q/\gamma H^2$

$\pi_8 = y_0/B$; facteur de déplacement.

- Pour le cas du Radier, les paramètres sont :

$\pi_2 = H/B$; l'élanement du mur.

$\pi_4 = d/B$; le rapport entre la distance d et la largeur du mur B .

. $\pi_7 = q/\gamma H$

$\pi_8 = y_0/B$; facteur de déplacement

L'étude sera faite sur la courbe de chargement adimensionnelle $Q/\gamma H^2$ en fonction de y_0/B dans le cas de la semelle, et $q/\gamma H^2$ en fonction de y_0/B dans le cas du radier. On étudie ensuite la variation de y_0/B en fonction de d/B .

$d/B = 0.5, 2, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20$. Pour le cas de la semelle et $d/B = 1, 2, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24$. Pour le cas du radier.

3.4.1. Aperçu sur la modélisation finale :

Dans les deux cas (semelle filante ou bien radier), on applique la charge sur la semelle ou le radier. Ces derniers sont supposés en béton armé, ayant les mêmes caractéristiques que le mur de soutènement, avec la prise en compte des éléments d'interfaces. Dans chaque cas la charge correspondante est la capacité portante d'une semelle superficielle est appliquée en vingt incréments, et calculée par la formule générale :

$$q_L = \left(\frac{1}{2}\right)\gamma B_1 N_\gamma + \gamma D N_q + C N_c \quad (3.1)$$

B_1 est égale à 1 m dans le cas de la semelle, et B_1 est égale à 5 m dans le cas du radier.

Le calcul de la capacité portante donne les résultats suivants :

a- Cas d'une semelle filante :

- Pour le sable (sol pulvérulent) $q_L = 825 \text{ kN/m}^2$, $Q_L = 825 \text{ kN/mL}$.
- Pour l'argile molle (sol cohérent) $q_L = 422.5 \text{ kN/m}^2$, $Q_L = 422.5 \text{ kN/mL}$.
- Pour l'argile moyennement compacte (sol cohérent) $q_L = 1497.5 \text{ kN/m}^2$,
 $Q_L = 1497.5 \text{ kN/mL}$.
- Pour l'argile raide (sol cohérent) $q_L = 6090 \text{ kN/m}^2$, $Q_L = 6090 \text{ kN/mL}$.

b- Cas d'un radier :

- Pour le sable (sol pulvérulent) $q_L = 4125 \text{ kN/m}^2$.
- Pour l'argile molle (sol cohérent) $q_L = 432.5 \text{ kN/m}^2$.
- Pour l'argile moyennement compacte (sol cohérent) $q_L = 1567.5 \text{ kN/m}^2$.
- Pour l'argile raide (sol cohérent) $q_L = 6452.5 \text{ kN/m}^2$.

3.5. Présentation et interprétation des résultats :

3.5.1- Cas d'une semelle continue :

La figure 3.9, présente un exemple du maillage déformé d'une semelle située a une distance d égale $4B$ a partir de la tête du mur sous une charge répartie appliquée en vingt incréments dans le cas d'une argile raide, et en présence des éléments d'interfaces.

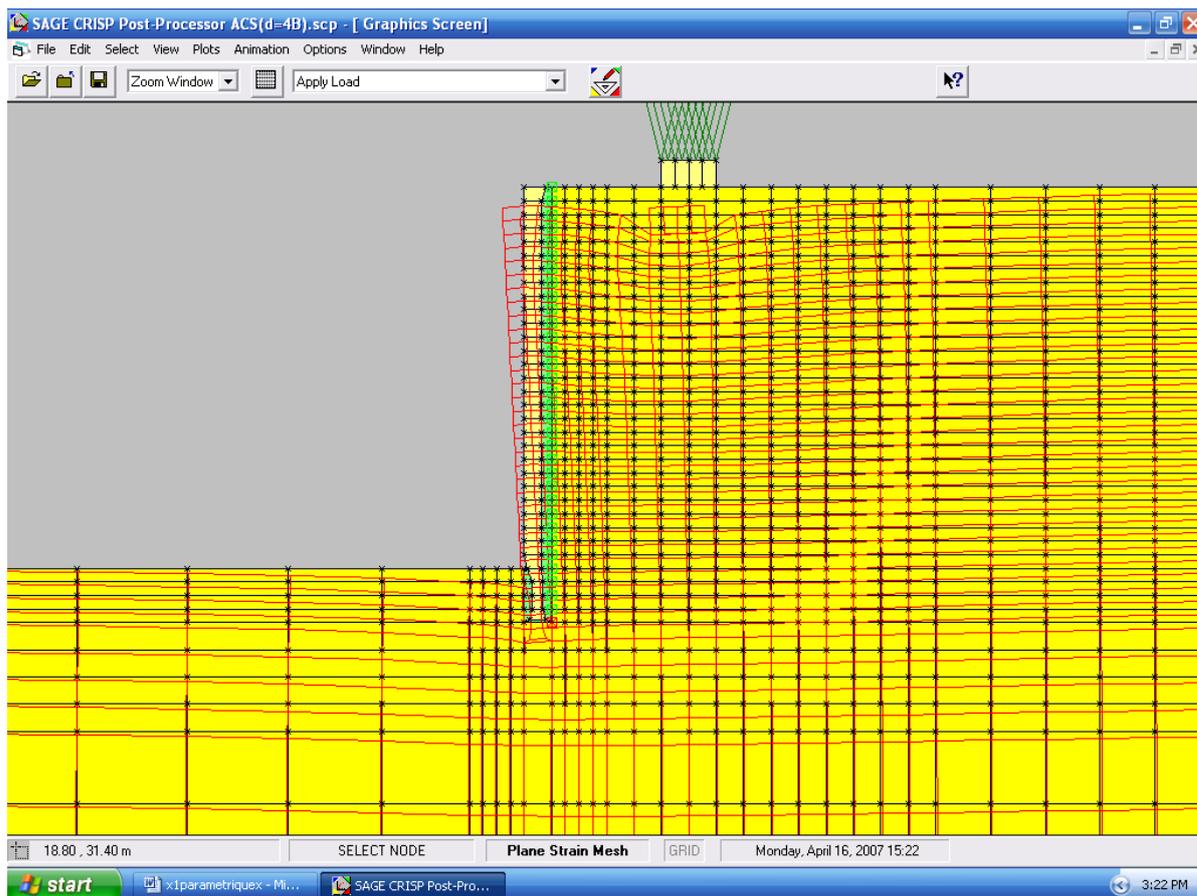


Figure 3.9 : Présentation d'un maillage déformé dans le cas d'une semelle filante.

3.5.1.1. Cas d'un sol pulvérulent :

La figure 3.10 présente la courbe de chargement dans le cas d'une semelle filante dans un sol pulvérulent pour un mur de 8 m de profondeur. On remarque qu'à partir d'une distance de $18B$ les courbes commencent de se stabiliser, on fixe ainsi $d(\text{limite}) = 20B$.

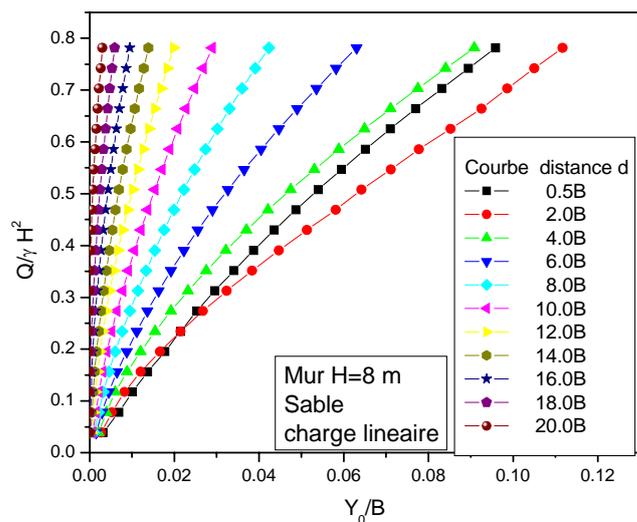


Figure 3.10 : Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement a la tête du mur Y_0/B pour des différentes valeurs de d . (mur de 8m de profondeur)

La figure 3.11 présente la courbe de chargement dans le cas d'une semelle filante dans un sol pulvérulent pour un mur de 5 m de profondeur. On remarque qu'à partir de 14B les courbes commencent de se stabiliser dans. On fixe ainsi $d(\text{limite}) = 14B$.

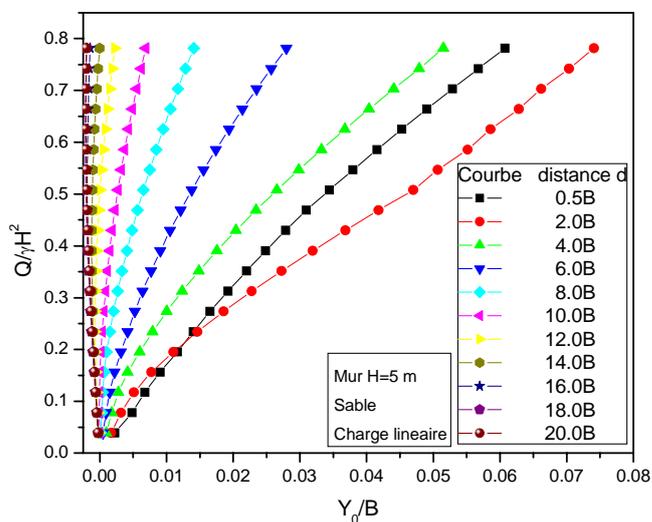


Figure 3.11 : Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement a la tête du mur Y_0/B pour des différentes valeurs de d . (mur de 5m de profondeur).

Les figures 3.12 et 3.13 Présentent la variation de déplacement horizontale en tête du mur Y_0/B en fonction de d/B , pour un mur de 8m et de 5 m de profondeur respectivement.

On remarque :

- Pour le cas de mur de 8 m de profondeur que $d_{lim}=20B$.
- Pour le cas de mur de 5 m de profondeur que $d_{lim}=14B$.

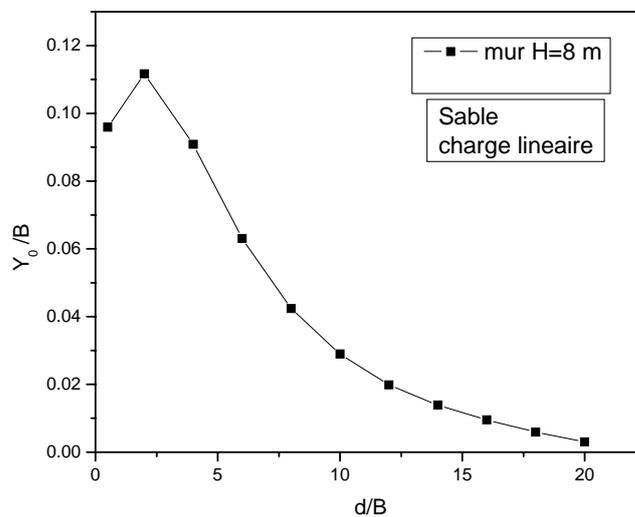


Figure 3.12 : Variation de Y_0/B en fonction de d/B ($d_{lim}=20B$)

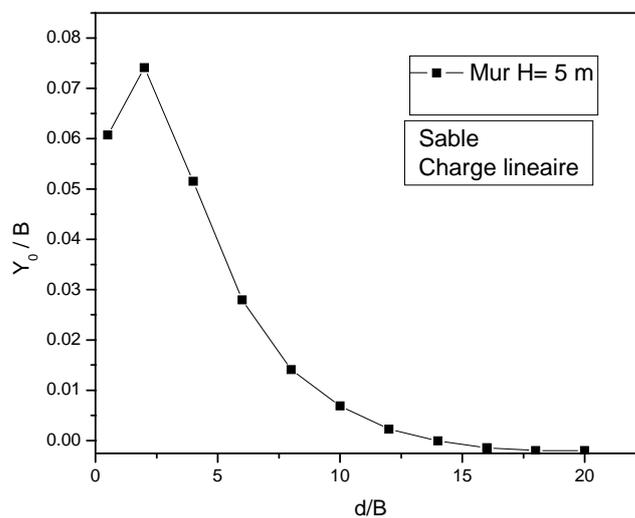


Figure 3.13 : Variation de Y_0/B en fonction de d/B ($d_{lim}=14B$)

La figure 3.14 : Présente la variation de d_{lim} / B en fonction de l'élancement H/B , pour un sol pulvérulent et dans le cas d'une semelle filante.

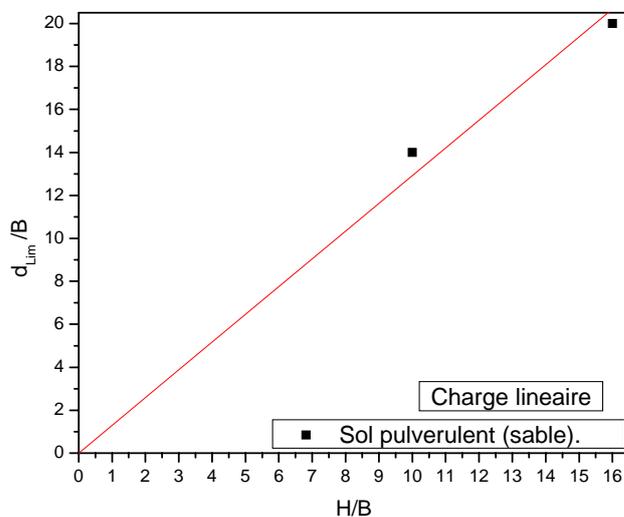


Figure 3.14 : Variation de d_{lim}/B en fonction de l'élancement H/B

On remarque que dans le sol pulvérulent et dans le cas d'une semelle filante, la relation entre d_{lim}/B et l'élancement H/B est une fonction linéaire qui passe pratiquement par l'origine. On propose la formule suivante pour des élancements intermédiaires :

$$d_{lim}/B = 1.3 H/B$$

Cette formule est valable dans l'intervalle $10 \leq H/B \leq 16$.

3.5.1.2. Cas de l'argile molle :

Les figures 3.15 et 3.16 présentent les courbes de chargements, pour le mur de 8 m et de 5 m de profondeur respectivement, dans le cas de l'argile molle, pour des différentes distances d .

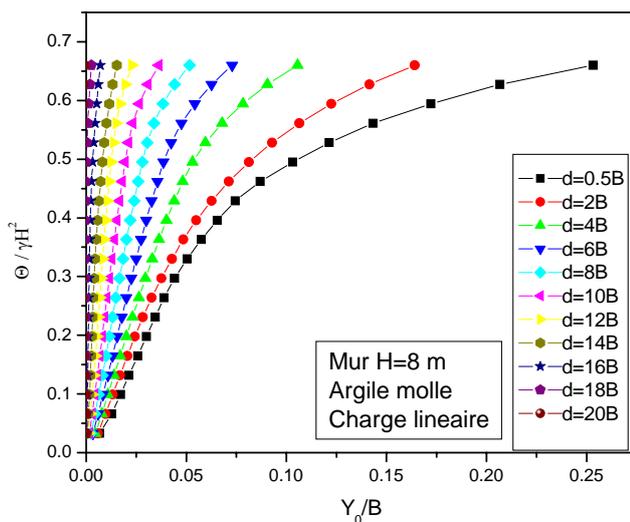


Figure 3.15 : Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement à la tête du mur Y_0/B pour des différentes valeurs de d . (mur de 8m de profondeur).

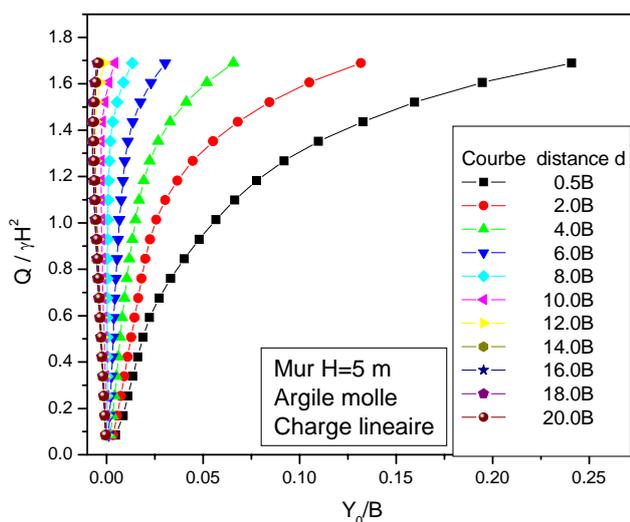
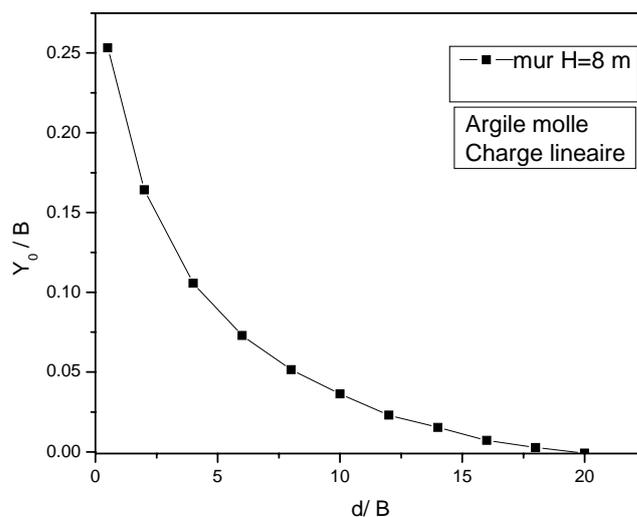


Figure 3.16 : Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement à la tête du mur Y_0/B pour différentes Valeurs de d . (mur de 5m de profondeur).

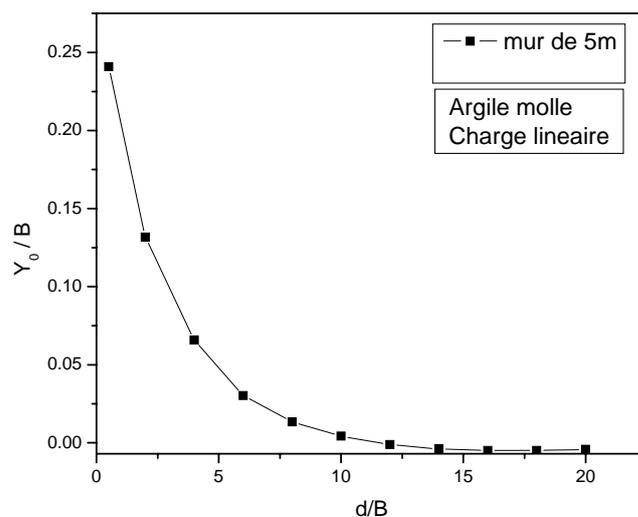
On remarque que les courbes commencent à se stabiliser à partir de :

- $d=16B$, pour le mur de 8m de profondeur, donc on prend $d_{lim}=16B$.
- $d=12B$, pour le mur de 5m de profondeur, donc on prend $d_{lim}=12B$.

Les figures 3.17 et 3.18 Présentent la variation de déplacement horizontale en tête du mur Y_0/B en fonction de d/B , pour un mur de 8m et de 5 m de profondeur respectivement.



3.17 : Variation de Y_0/B en fonction de d/B pour le mur de 8 m de hauteur ($d_{lim}=16B$)



3.18 : Variation de Y_0/B en fonction de d/B pour le mur de 5m de hauteur ($d_{lim}=12B$).

3-5-1-3 Cas de l'argile moyennement compacte :

Les figures 3.19 et 3.20 présentent les courbes de chargements, pour le mur de 8 m et de 5 m de profondeur respectivement, dans le cas de l'argile moyennement compactée, pour des différentes distances d .

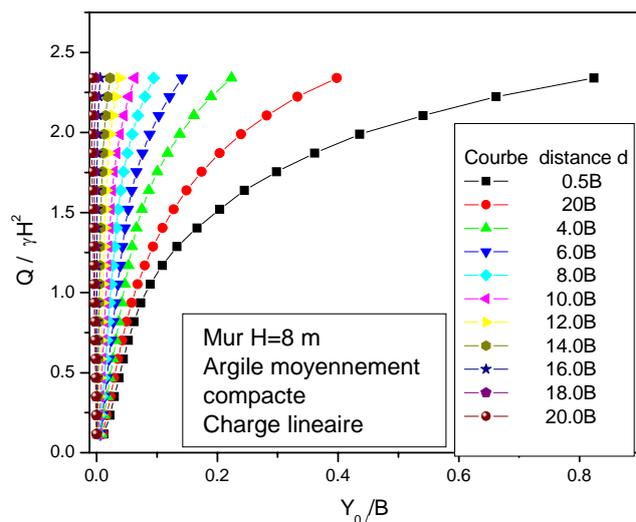


Figure 3.19 : Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement à la tête du mur Y_0/B pour des différentes valeurs de d . (mur de 8 m de hauteur).

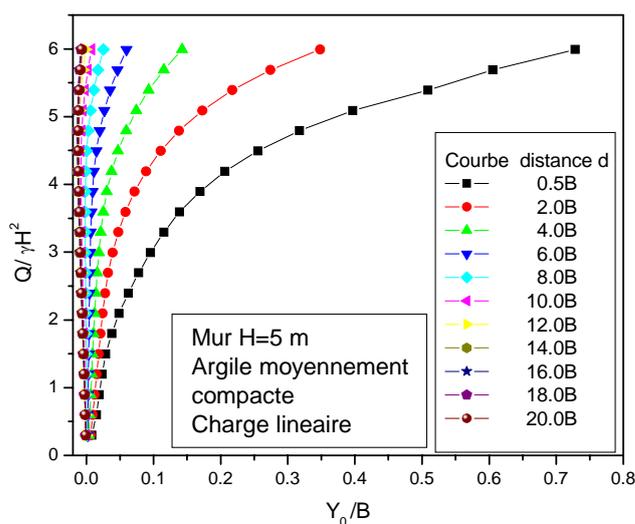


Figure 3.20 : Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement à la tête du mur Y_0/B pour différentes Valeurs de d . (mur de 5 m de hauteur).

Pour le cas de l'argile moyennement compacte et dans le cas de mur de 8m de profondeur on fixe $d_{lim} = 16B$, et $d_{lim} = 12B$, pour le mur de 5 m de profondeur

Les figures 3.21 et 3.22 Présentent la variation de déplacement horizontale en tête du mur Y_0/B en fonction de d/B , pour un mur de 8m et de 5 m de profondeur respectivement.

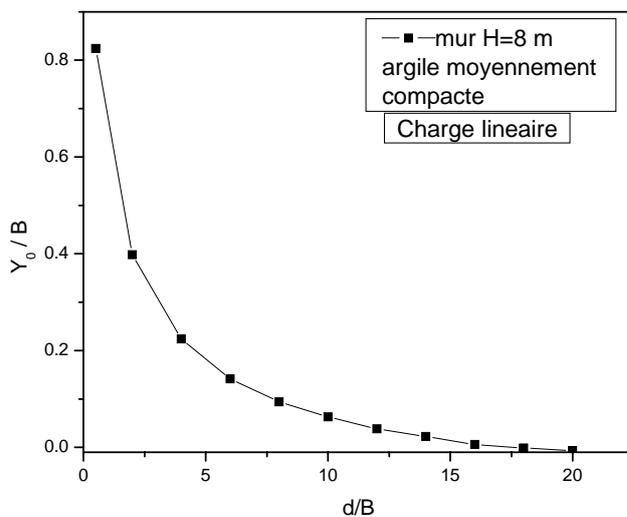


Figure 3.21: Variation de Y_0/B en fonction de d/B pour le mur de 8 m de hauteur ($d_{lim}=16B$)

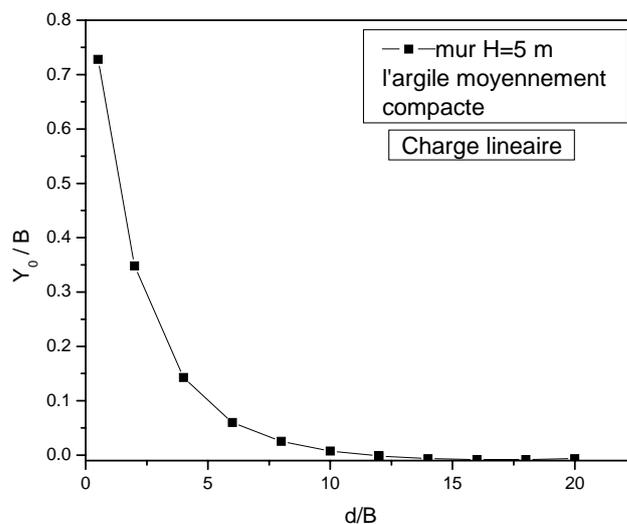


Figure 3.22 : Variation de Y_0/B en fonction de d/B pour le mur de 5m de hauteur ($d_{lim}=12B$).

3-5-1-3 Cas de l'argile raide :

Les figures 3.23 et 3.24 présentent les courbes de chargements, pour le mur de 8 m et de 5 m de profondeur respectivement, dans le cas de l'argile raide pour des différentes distances d .

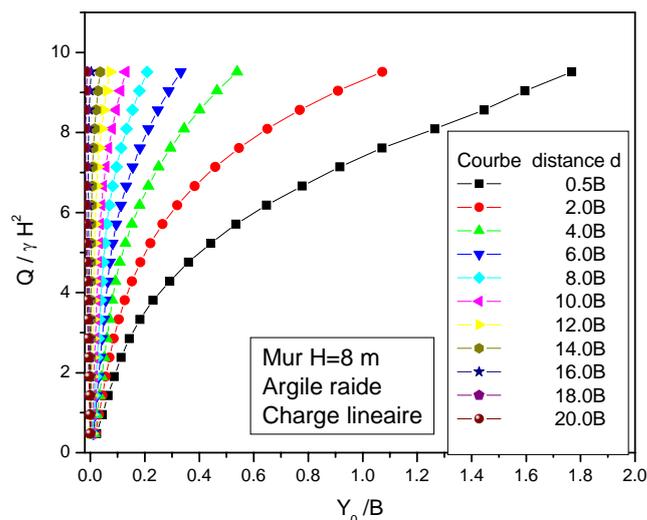


Figure 3.23 : Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement à la tête du mur Y_0/B pour des différentes valeurs de d . (mur de 8 m de hauteur).

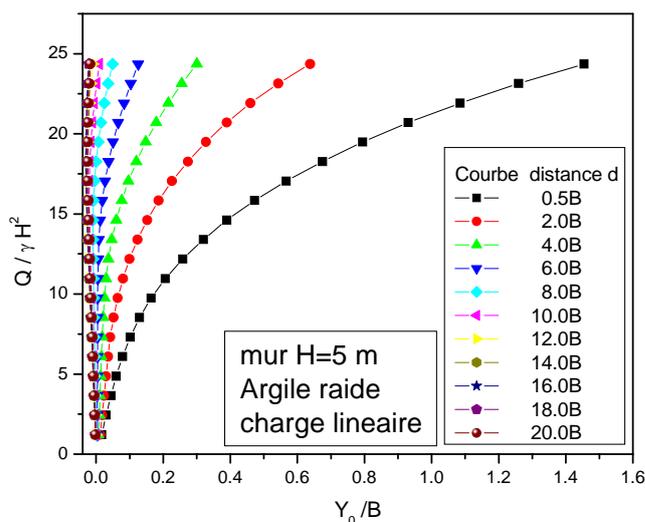


Figure 3.24 : Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement à la tête du mur Y_0/B pour différentes Valeurs de d . (mur de 5 m de hauteur).

Mêmes remarques que l'argile molle et l'argile moyennement compacte les courbes commencent de se stabiliser à $16B$ pour un mur de 8 m de profondeur donc d est fixé à $16B$ et à $12B$ pour un mur de 5 m de profondeur, d est fixé à $12B$.

Les Figures suivantes présentent l'évolution de déplacement horizontale à la tête du mur Y_0/B en fonction de d/B , dans le cas de l'argile raide, pour un mur de 8 m et de 5 m de profondeur.

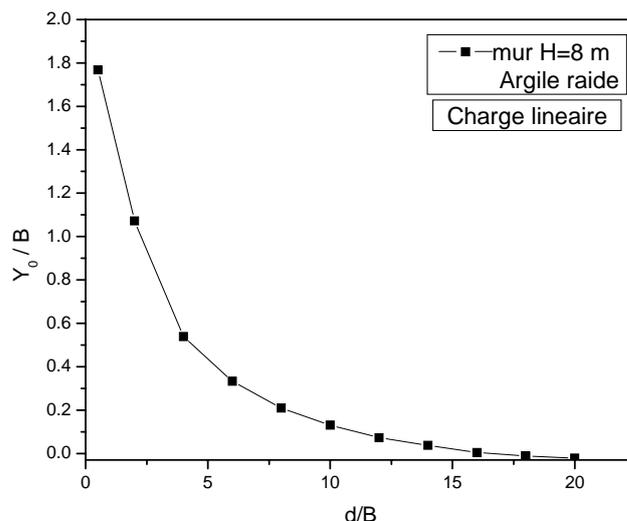


Figure 3.25 : Variation de Y_0/B en fonction de d/B pour le mur de 8 m de hauteur ($d_{lim}=16B$)

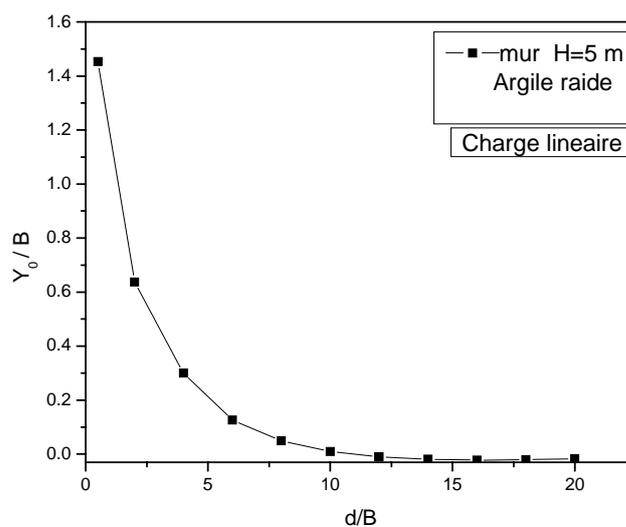


Figure 3.26 : Variation de Y_0/B en fonction de d/B pour le mur de 5 m de hauteur ($d_{lim}=12B$).

D'après courbes 3.17, 3.18, 3.21, 3.22, 3.25, 3.26 représentant la variation Y_0/B en fonction de d/B et pour les trois types de sol cohérent, on constate une diminution du déplacement horizontal au fur et à mesure qu'on augmente la distance d .

Pour un sol cohérents (argile molle, argile moyennement compacte et argile raide) et dans le cas de mur de 8 m de profondeur, les courbes de chargements stabilisent à partir de $d=16B$. On fixe $d_{lim}=16B$. Par contre, pour le mur de 5 m de profondeur ces courbes commencent à se stabiliser à partir de $d=12B$, on fixe $d_{lim}=12B$.

Les figures 3.27, 3.28, regroupent les courbes présentant l'évolution de Y_0/B en fonction de d/B , pour les trois cas de sol cohérent.

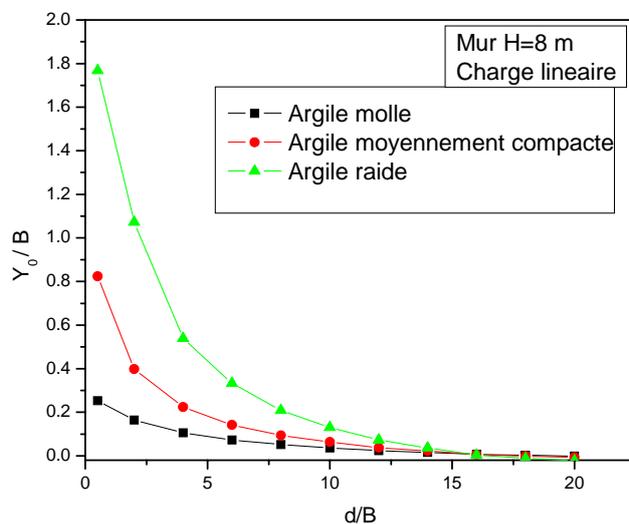


Figure3.27 : Variation de Y_0/B (mur de 8 m de Profondeur) pour les trois types de sol cohérent ($d_{lim}=16B$).

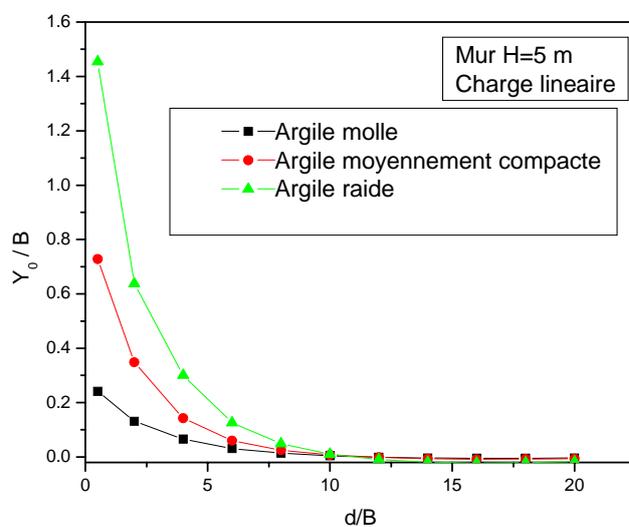


Figure3.28 : Variation de Y_0/B (mur de 5 m de Profondeur) pour un sol cohérent ($d_{lim}=16B$).

La figure 3.29 : Présente la variation de d_{lim} / B en fonction de l'élancement H/B , pour un sol cohérent (argile raide, argile moyennement compacte, argile molle), dans le cas d'une semelle filante.

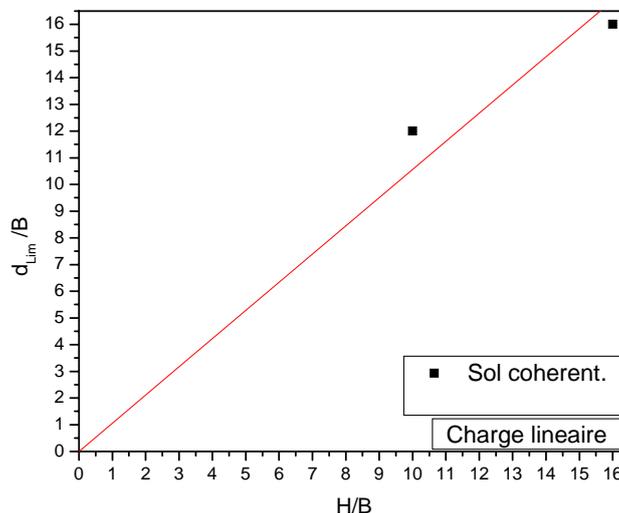


Figure 3.29 : Variation de rapport d_{lim} / B en fonction de l'élancement H/B sol cohérent.

On remarque que dans le cas d'un sol cohérent et dans le cas d'une semelle filante la relation entre d_{lim} / B et l'élancement H/B est une fonction linéaire qui passe pratiquement par l'origine. On propose la formule suivante dans l'intervalle de H/B entre 10 et 16 :

$$d_{lim} / B = 1.056 H/B$$

3.5.2. Cas du radier :

on applique la charge sur le radier modélisé en béton armé, ayant les mêmes caractéristiques que le mur de soutènement, avec la prise en compte des éléments d'interfaces. Dans chaque cas la charge correspondante représente la capacité portante d'une fondation superficielle est appliquée en vingt incréments, et calculée par la formule générale :

$$q_L = \left(\frac{1}{2}\right)\gamma B_1 N\gamma + \gamma DN_q + CN_c \quad (3.1)$$

Avec B_1 est la largeur du radier.

Les valeurs des charges surfaciques sont indiquées dans le paragraphe 3.4.1.

La figure 3.30, présente un exemple du maillage déformé, dans le cas d'un sol pulvérulent (sable), le radier est placé à une distance d égale à $2B$ de la tête du mur, soumis

à une pression de 4125 kN/m^2 . Le mur est de 8 m de profondeur en présence des éléments d'interfaces.

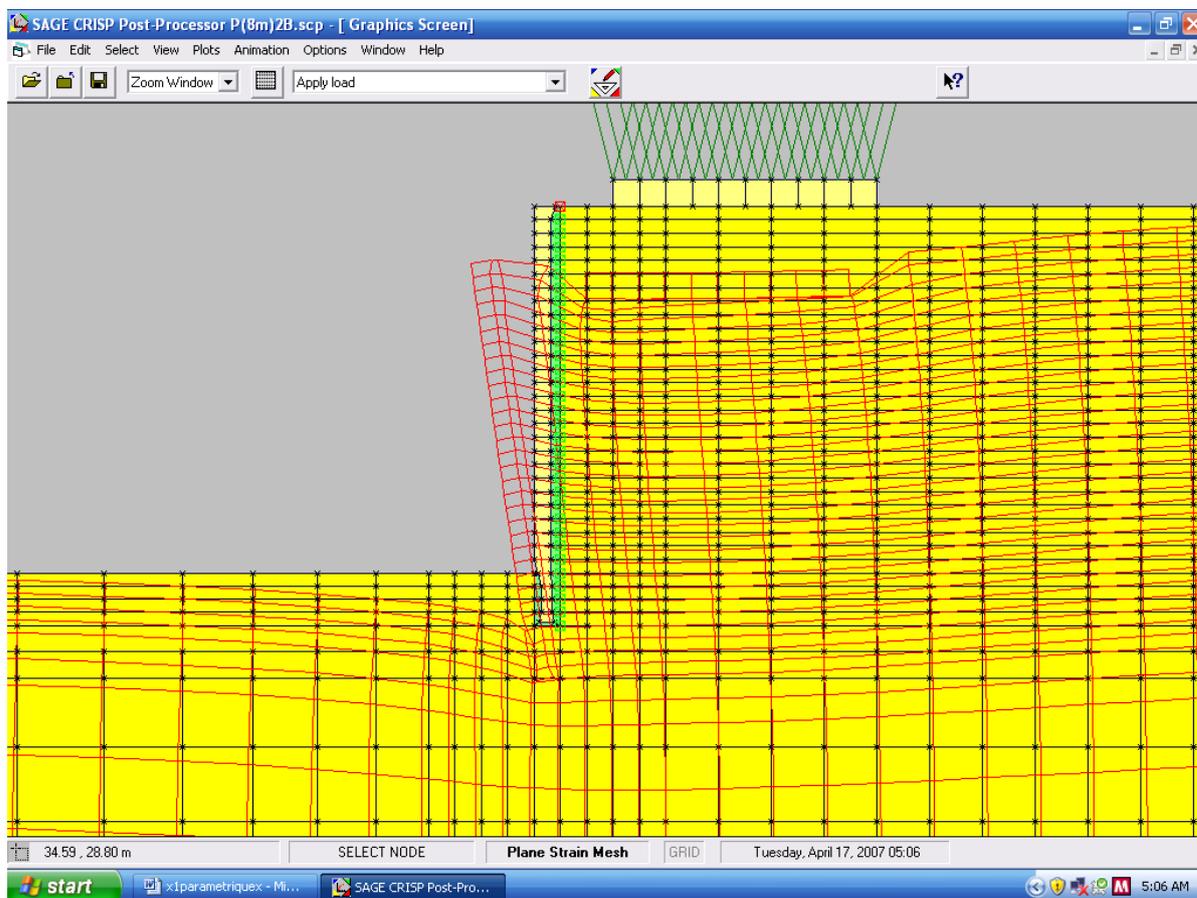


Figure 3.30 : modèle du maillage déformé dans le cas du radier, pour un mur de 8 m de profondeur. (Le cas du sable)

3.5.2.1. Cas du sable (sol pulvérulent) :

L'analyse des résultats est effectuée en traçant $q/\gamma H$ en fonction de Y_0/B , où Y_0 est le déplacement horizontal à la tête du mur, et ce pour tous les cas (sol pulvérulent et sol cohérent).

Les figures 3.31 et 3.32, présentent les courbes de chargement dans le cas d'un mur de 8m et 5m de profondeur soutenant un sol pulvérulent en présence d'une pression q .

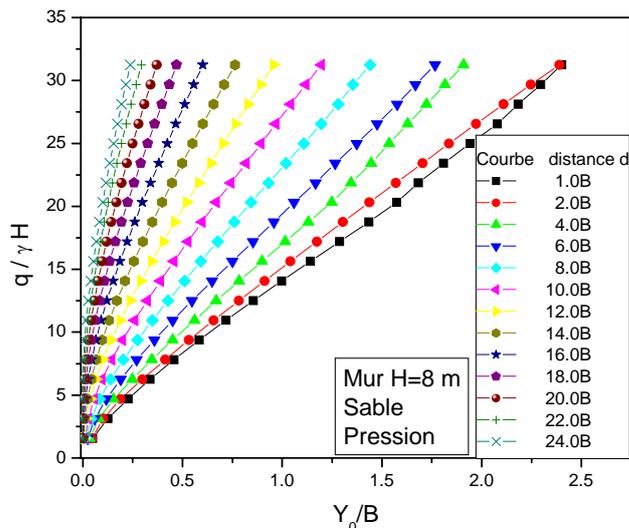


Figure 3.31 : Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement à la tête du mur Y_0/B pour des différentes valeurs de d . (mur de 8 m de hauteur).

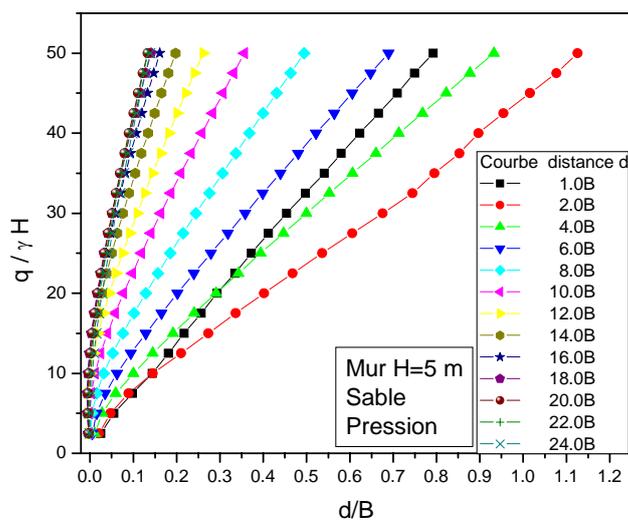


Figure 3.32 Variation de la charge appliquée en fonction du déplacement à la tête du mur Y_0/B pour des différentes valeurs de d (mur de 5 m de hauteur).

Pour le sol pulvérulent et dans le cas du radier, les courbes de chargement varient linéairement. Les deux figures adimensionnelles (3.31 et 3.32) précédentes présentent la variation de la charge appliquée (pression) en fonction de déplacement horizontal à la tête du mur Y_0/B .

On remarque qu'à partir de $22B$ les courbes commencent à se stabiliser pour le mur de 8 m , on fixe $d(\text{limite})$ à $24B$, et en ce qui concerne le mur de 5 m de hauteur, on fixe $d(\text{limite})$ à $16B$.

Les figures 3.33 et 3.34 présentent la variation de déplacement horizontal Y_0/B en fonction de d/B dans le cas d'un mur de 8 m et de 5 m de hauteur respectivement, pour un radier surchargé à la surface par une pression.

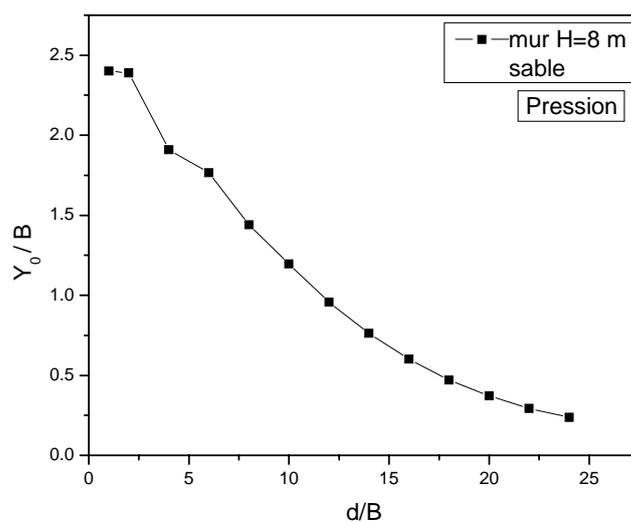


Figure 3.33 : Variation de Y_0/B en fonction de d/B pour le mur de 8 m de hauteur ($d_{\text{lim}}=24B$)

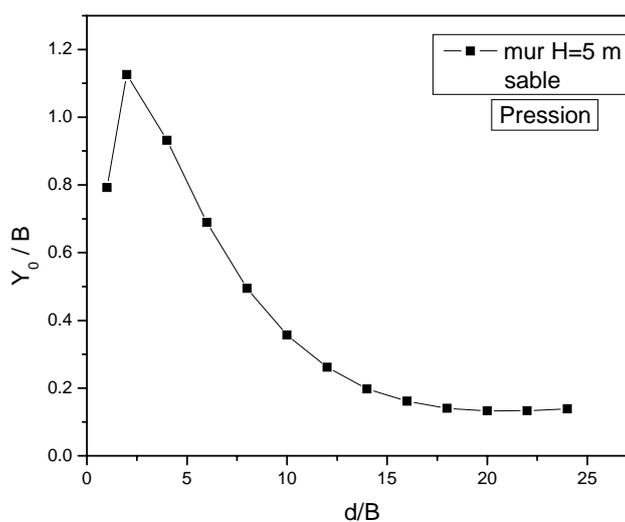


Figure 3.34 : Variation de Y_0/B en fonction de d/B ($d_{\text{lim}}=16B$). Mur de 5 m de hauteur.

Une diminution du déplacement horizontal avec l'augmentation de la distance d .

La figure 3.35, illustre l'évolution de d_{lim}/B en fonction de l'élanement H/B .

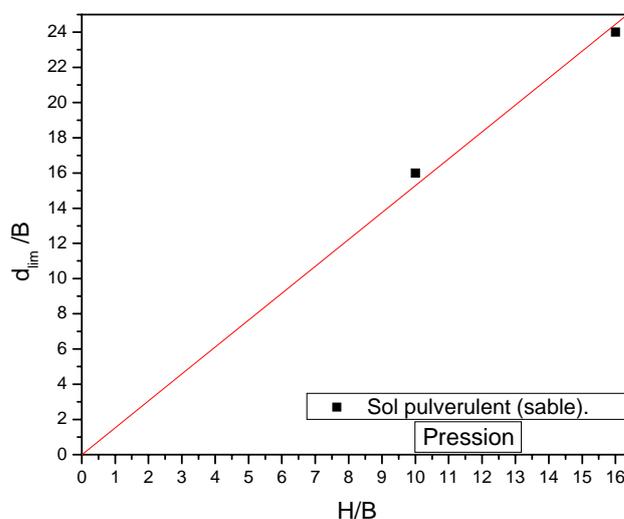


Figure 3.35 : Variation de rapport d_{lim}/B en fonction de l'élanement H/B

On remarque que dans le sol pulvérulent et dans le cas du radier la relation entre d_{lim}/B et l'élanement H/B est une fonction linéaire qui passe pratiquement par l'origine de forme :

$Y=ax$, On propose la formule suivante pour le sol pulvérulent et dans l'intervalle de H/B entre 10 et 16 : $10 \leq H/B \leq 16$.

$$d_{lim}/B = 1.53 H/B$$

3.5.2.2. Cas de l'argile molle:

Les figures 3.36 et 3.37, illustrent les courbes de chargement pour un radier en fonction du déplacement horizontal à la tête du mur, dans le cas de mur de 8 m et de 5 m de hauteur respectivement.

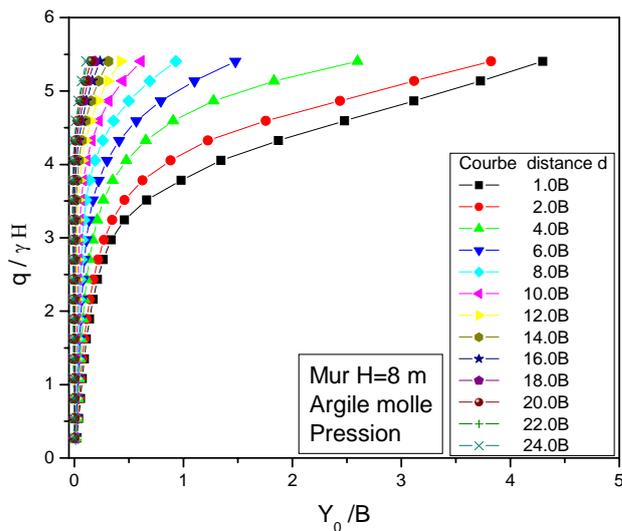


Figure 3.36 : Courbe de chargement pour différentes valeurs de d (Mur de 8 m de hauteur).

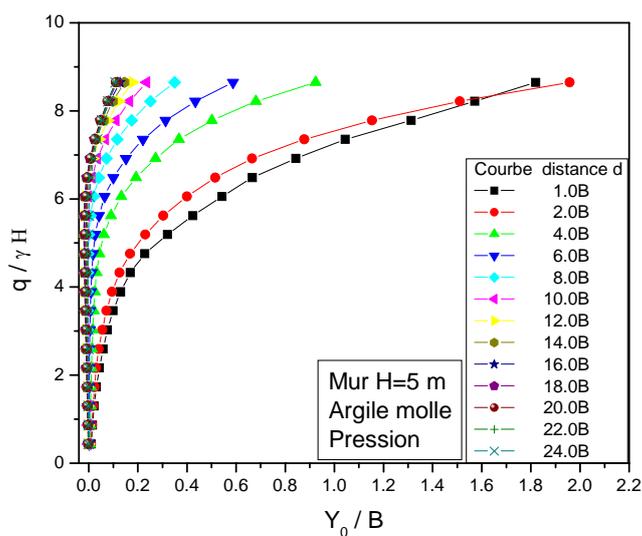


Figure 3.37 : Courbe de chargement pour différentes valeurs de d (Mur de 5 m de hauteur).

Pour le cas de l'argile molle et dans le cas de mur de 8m de hauteur $d_{Lim}=18B$

Pour le cas de l'argile molle et dans le cas de mur de 5m de hauteur $d_{Lim}=14B$

Les figures 3.38 et 3.39, présentent l'évolution de déplacement horizontale à la tête du mur en fonction du rapport d/B pour les deux cas cités précédemment.

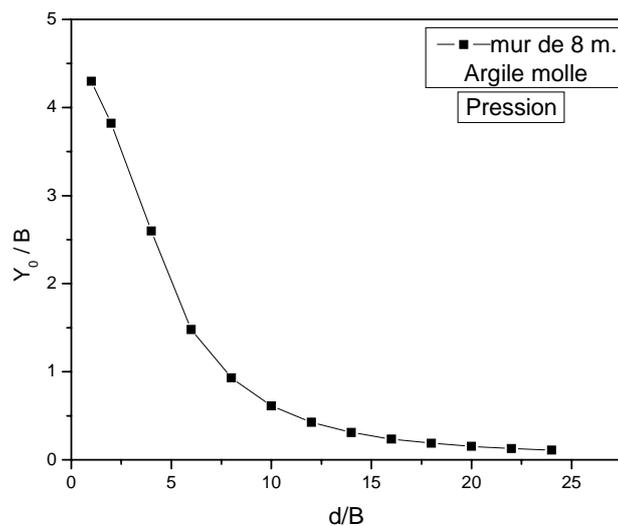


Figure 3.38 : Variation de Y_0/B en fonction de d/B pour le mur de 8 m de hauteur ($d_{lim}=18B$)

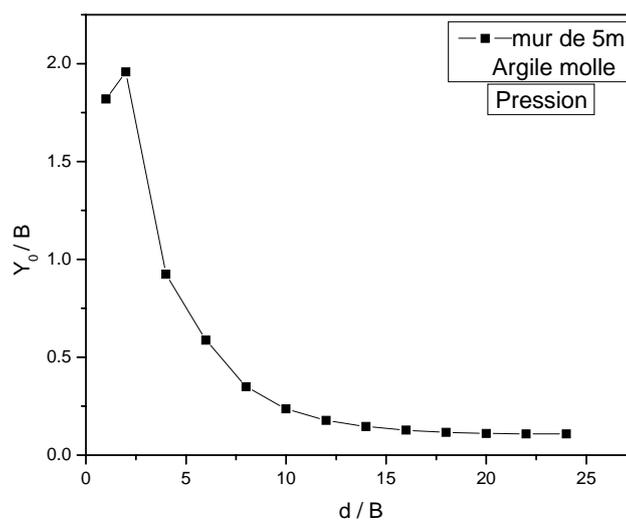


Figure 3.39 : Variation de Y_0/B en fonction de d/B ($d_{lim}=14B$). Mur de 5m de hauteur.

3.5.2.3. Cas de l'argile moyennement compacte :

Les figures 3.40 et 3.41, présentent les courbes de chargements des murs de 8 m et de 5 m de hauteur respectivement, pour un radier soumis à une pression à la surface dans une argile moyennement compacte.

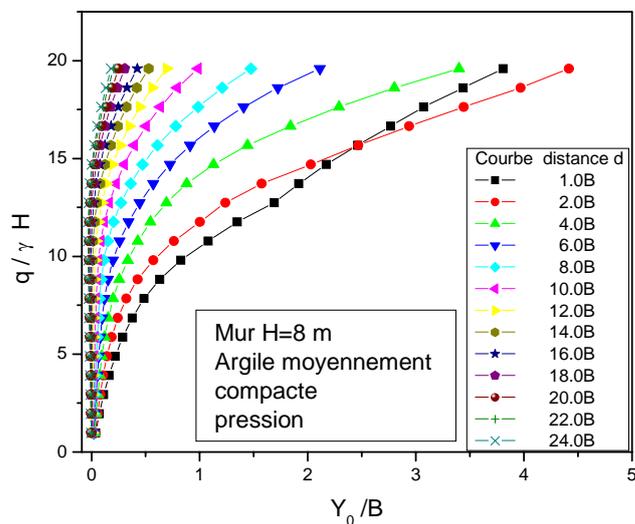


Figure 3.40 : Courbe de chargement pour différentes valeurs de d (Mur de 8 m de hauteur).

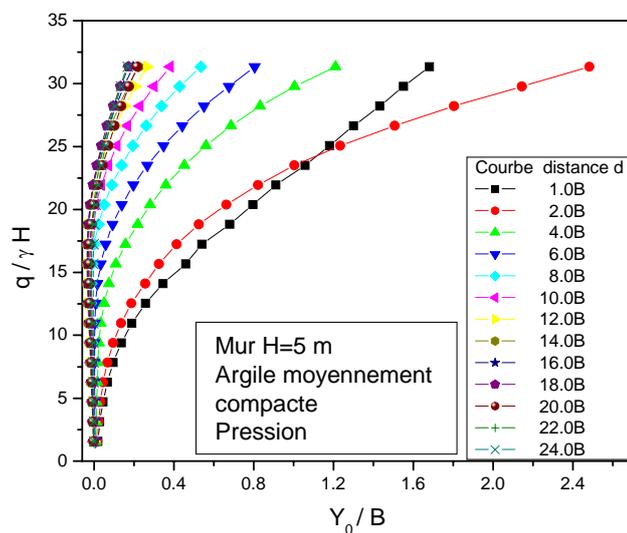


Figure 3.41 : Courbe de chargement pour différentes valeurs de d (Mur de 5 m de hauteur).

Pour un mur de 8 m de hauteur d_{Lim} est fixé à 18B.

Pour un mur de 5 m de hauteur d_{Lim} est fixé à 14B.

Les figures suivantes (3.42, 3.43), montrent la variation de rapport du déplacement de la tête du mur Y_0/B en fonction du rapport d/B , pour un mur de 8 m et de 5 m de hauteur respectivement.

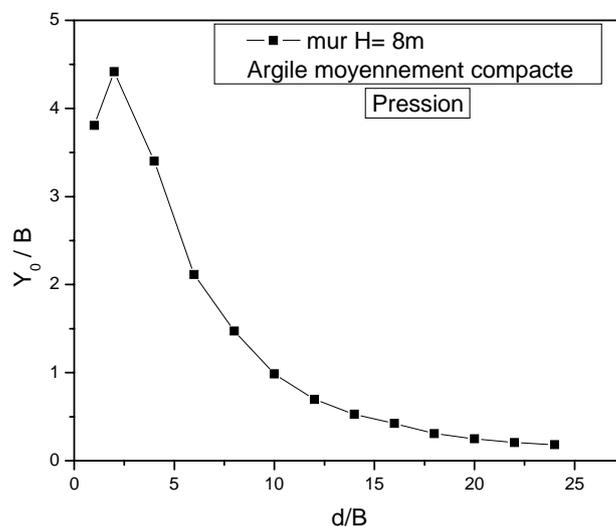


Figure 3.42 : Variation de Y_0/B en fonction de d/B pour le mur de 8 m de hauteur ($d_{lim}=18B$)

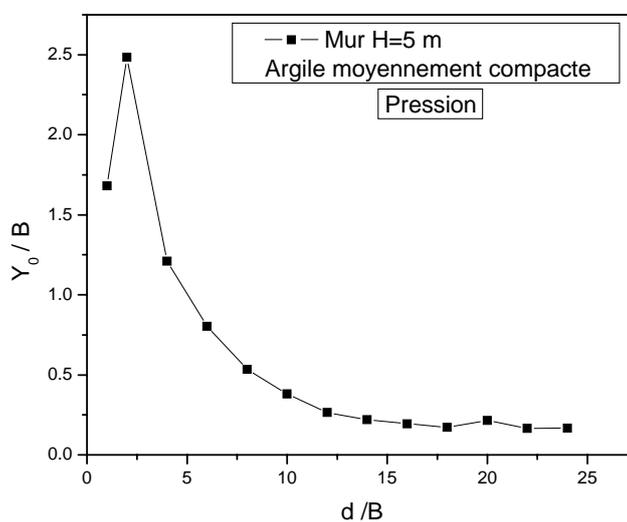


Figure 3.43 : Variation de Y_0/B en fonction de d/B ($d_{lim}=14B$). Mur de 5m de hauteur.

3.5.2.4. Cas de l'argile raide :

Les figures 3.44 et 3.45 montrent les courbes de chargement, dans le cas d'une argile raide, pour un mur de 8 m et de 5 m de hauteur respectivement.

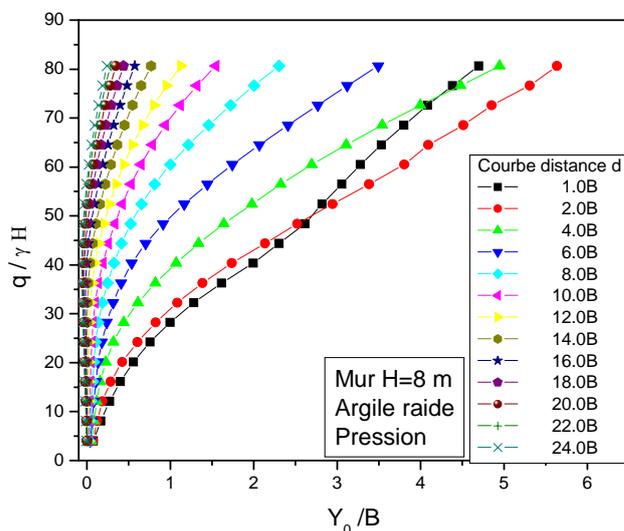


Figure 3.44 : Courbe de chargement pour différentes valeurs de d (Mur de 8 m de hauteur).

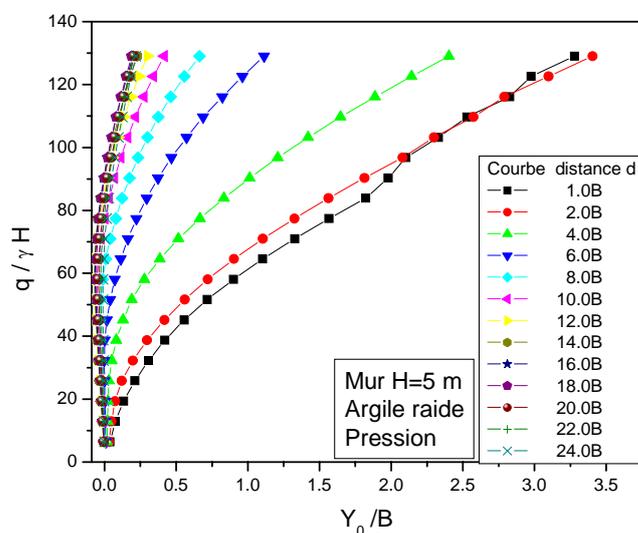


Figure 3.45 : Courbe de chargement pour différentes valeurs de d (Mur de 5 m de hauteur).

Pour le sol cohérent et dans le cas de radier, les courbes de chargement ont une forme hyperbolique. Les courbes adimensionnelles des trois sols cohérents, montrent :

- qu'à partir de 18B les courbes commencent de se stabiliser, on fixe d_{lim} à 18B pour le mur de 8m. On ce qui concerne le mur de 5m de hauteur d_{lim} est fixée à 14B.

Les figures 3.46 et 3.47, présentent l'évolution de rapport Y_0/B en fonction de d/B , dans le cas de l'argile raide, pour un mur de 8 m et de 5 m de hauteur respectivement.

Cas de radier soumis à une pression.

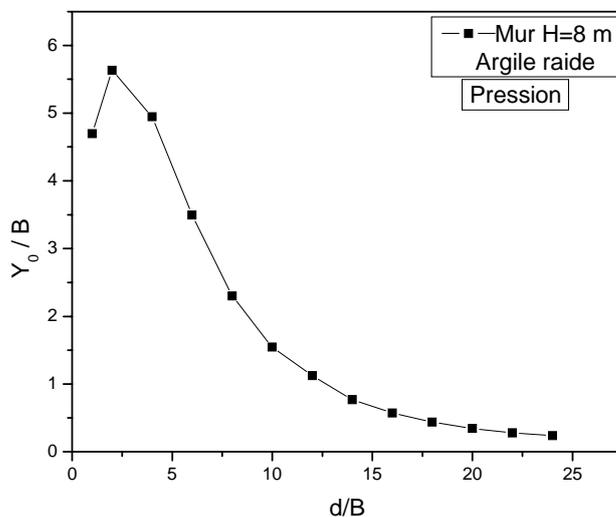


Figure 3.46 : Variation de Y_0/B en fonction de d/B pour le mur de 8 m de hauteur ($d_{lim}=18B$)

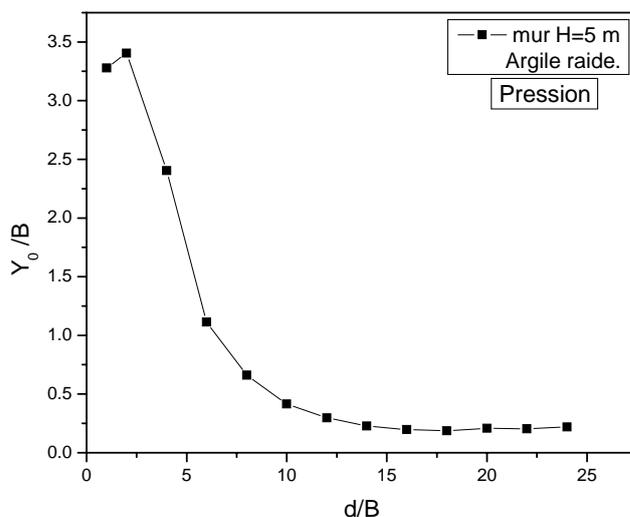


Figure 3.47 : Variation de Y_0/B en fonction de d/B ($d_{lim}=14B$). Mur de 5 m de hauteur.

D'après les deux courbes représentant la variation de d/B en fonction de Y_0/B et pour les trois types de sol cohérent, on constate une diminution du déplacement horizontal avec l'augmentation de la distance d .

Les figures 3.48 et 3.49, regroupent les courbes présentant la variation de Y_0/B en fonction de d/B pour le mur de 8 m et de 5 m de hauteur respectivement, dans le cas de radier soumis à des pressions différentes indiquées dans ces figures pour les trois types de sol cohérent.

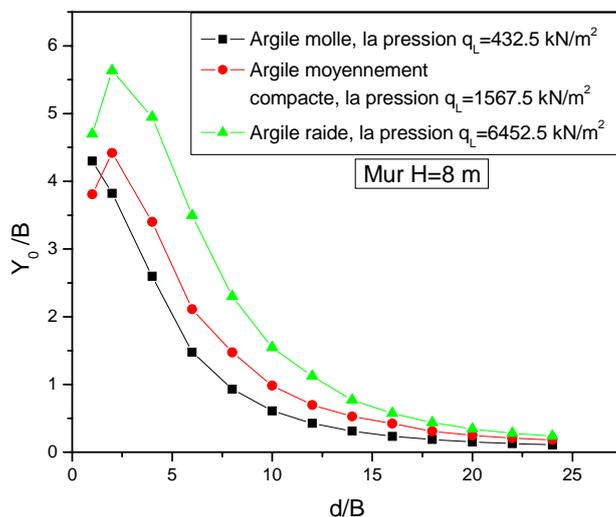


Figure 3.48 : Variation de Y_0/B en fonction de d/B pour le mur de 8 m de hauteur ($d_{Lim}=18B$) pour les trois types de sol cohérent.

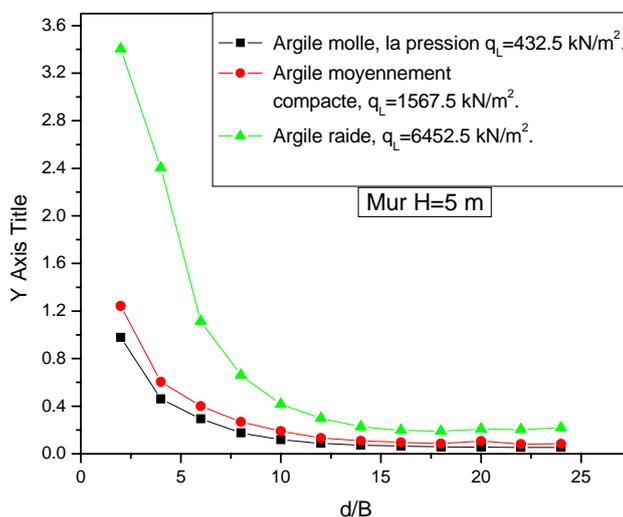


Figure 3.49 : Variation de Y_0/B en fonction de d/B pour le mur de 5 m de hauteur ($d_{Lim}=14B$) pour les trois types de sol cohérent.

Les deux figures précédentes confirment le choix de d_{Lim} pour les deux cas (mur de 8m et de 5m de hauteur).

La figure suivante 3.50, indique l'évolution de rapport d_{Lim}/B en fonction de rapport H/B . dans un intervalle de H/B entre 10 et 16, pour les trois types de sol cohérent, dans le cas d'un radier.

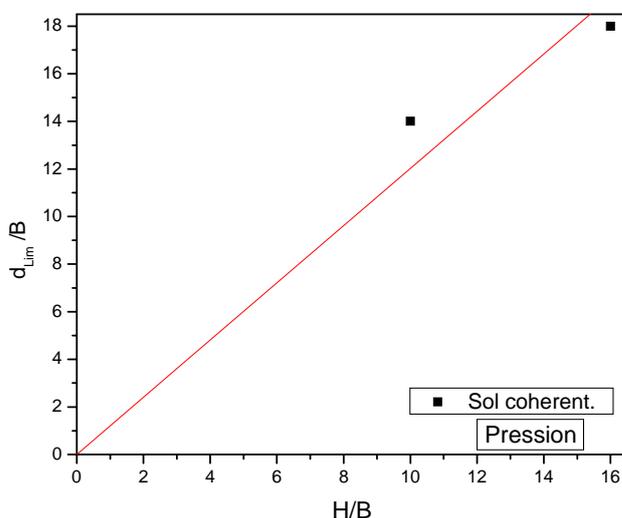


Figure 3.50 : Variation de rapport d_{Lim}/B en fonction de H/B pour les deux Types de mur (5m et 8m de hauteur) .Sol cohérent.

On remarque que dans le sol cohérent, pour le cas d'un radier la relation entre d_{lim}/B et l'élanement H/B est une fonction linéaire de forme :

$Y=ax$. On propose la formule suivante pour le sol pulvérulent et dans l'intervalle de H/B entre 10 et 16 :

$$d_{lim}/B = 1.2 H/B$$

3.5.3. Etude de la pente de la courbe de chargement du mur :

Les figures suivantes présentent l'évolution de la pente initiale α en fonction de la courbe de chargement de la distance relative d/B , dans le cas des murs ayant 8m et 5m de hauteur, soutenant un massif de sol chargé à la surface par une surcharge linéaire dans le cas d'une semelle filante et par une pression dans le cas d'un radier. Pour ce travail, on a utilisé la méthode des différences divisées de NEWTON.

En cas d'une fonction $f(x)$ continue et dérivable, approchée par un polynôme de deuxième degré, dans l'intervalle $[0, x_2]$, la méthode de différences divisées de NEWTON permet d'obtenir l'expression approchée de la pente à l'origine de cette fonction [28] :

La figure suivante présente la courbe typique de la méthode des différences divisées :

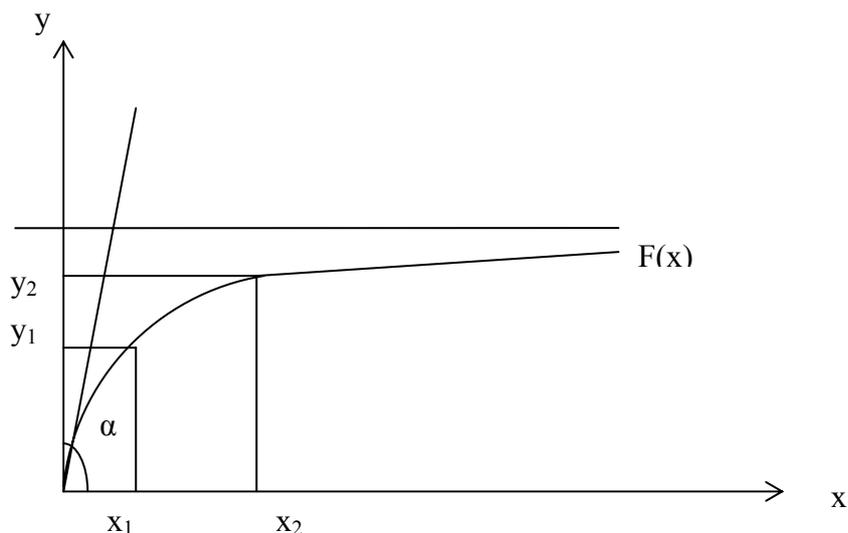


Figure 3.51 : Courbe typique de la méthode des différences divisées

$$\alpha = \frac{df}{dx}, x \rightarrow 0 \approx \frac{y_2 \frac{y_1}{x_1} - y_1 \frac{y_2}{x_2}}{(y_2 - y_1)} \quad (3.2)$$

3.5.3.1. Cas d'une semelle filante :

3.5.3.1.1. Cas d'un sol pulvérulent :

Les courbes suivantes (3.52, 3.53), présentent la variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour une semelle continue et dans le cas d'un mur de 8 m et de 5 m de hauteur respectivement.

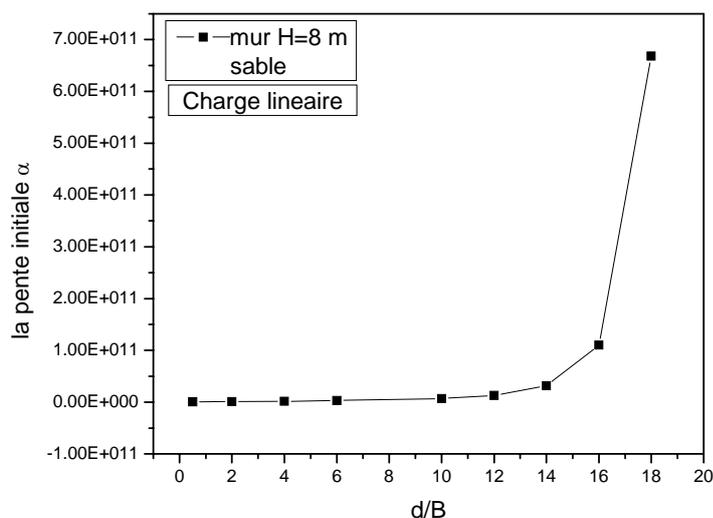


Figure 3.52 : Variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour un sol pulvérulent (mur de 8m de hauteur).

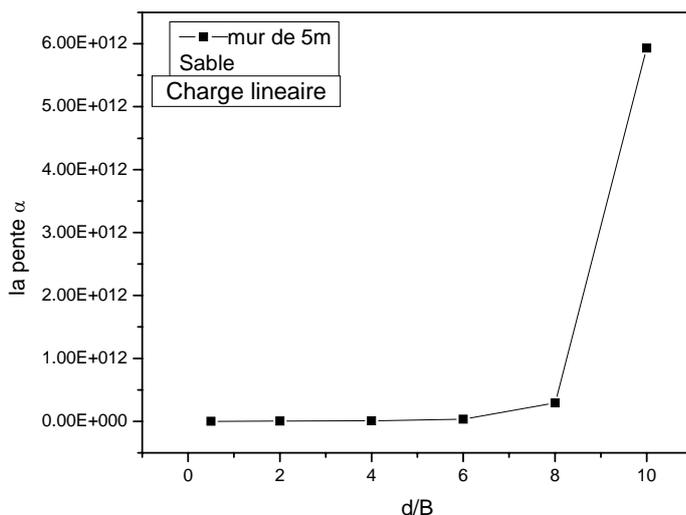


Figure 3.53 : Variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour un sol pulvérulent (mur de 5m de hauteur)

On constate une augmentation de la pente α avec l'augmentation du rapport d/B , car le déplacement du mur diminue quand la distance d augmente, pour les deux hauteurs analysées du mur.

3-5-3-1-2 Cas de l'argile molle :

Les courbes suivantes (3.54, 3.55), présentent la variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour une semelle continue et dans le cas d'un mur de 8 m et de 5 m de hauteur respectivement dans une argile molle.

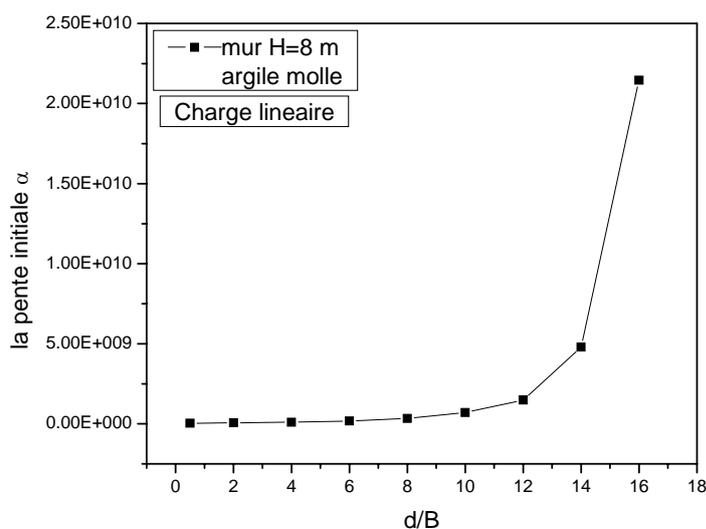


Figure 3.54 : Variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour une argile molle (mur de 8 m de hauteur).

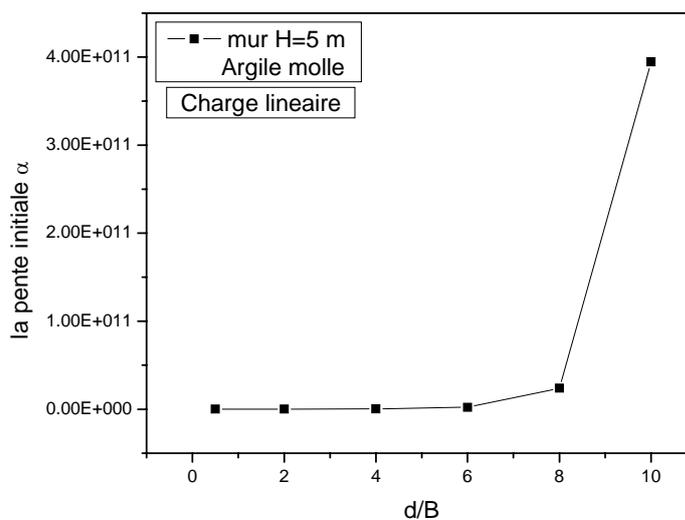


Figure 3.55 : Variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour une argile molle (mur de 5 m de hauteur).

Même constatation que pour le sol pulvérulent.

3.5.3.1.3. Cas de l'argile moyennement compacte :

Les courbes suivantes (3.56, 3.57), présentent la variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour une semelle continue et dans le cas d'un mur de 8 m et de 5 m de hauteur respectivement dans une argile moyennement compactée.

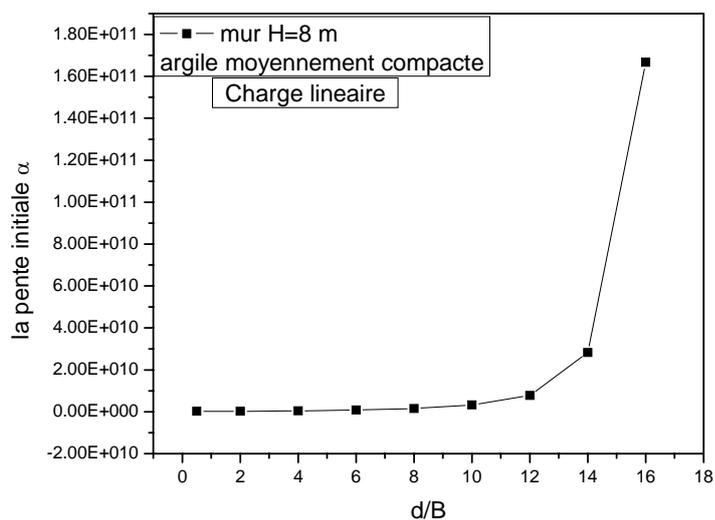


figure3.56 : Variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour une argile moyennement compacte (mur de 8 m de hauteur).

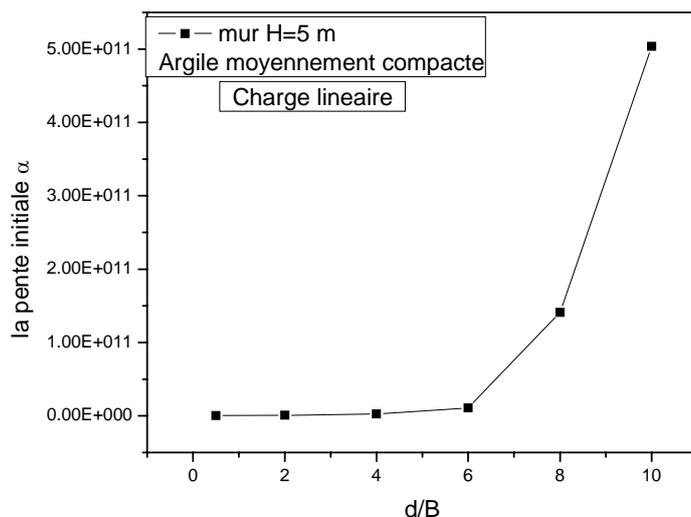


figure3.57 : Variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour une argile moyennement compacte (mur de 5 m de hauteur).

3.5.3.1.3. Cas de l'argile raide :

Les courbes suivantes (3.58, 3.59), présentent la variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour une semelle continue et dans le cas d'un mur de 8 m et de 5 m de hauteur respectivement dans une argile raide.

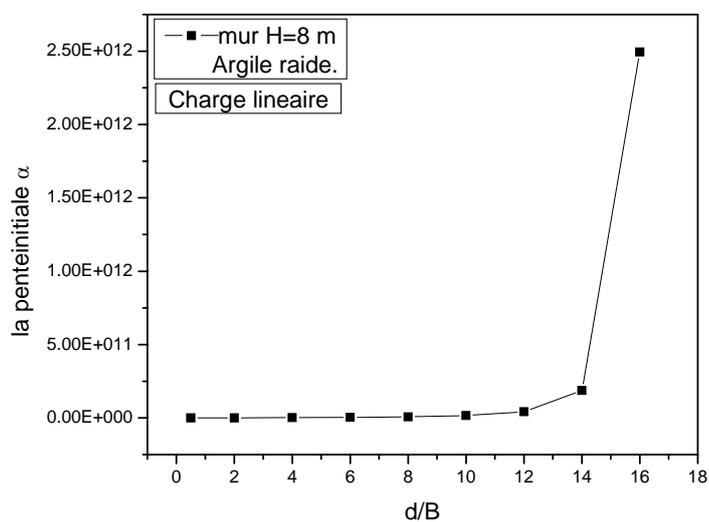


Figure 3.58 : Variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour une argile raide (mur de 8 m de hauteur).

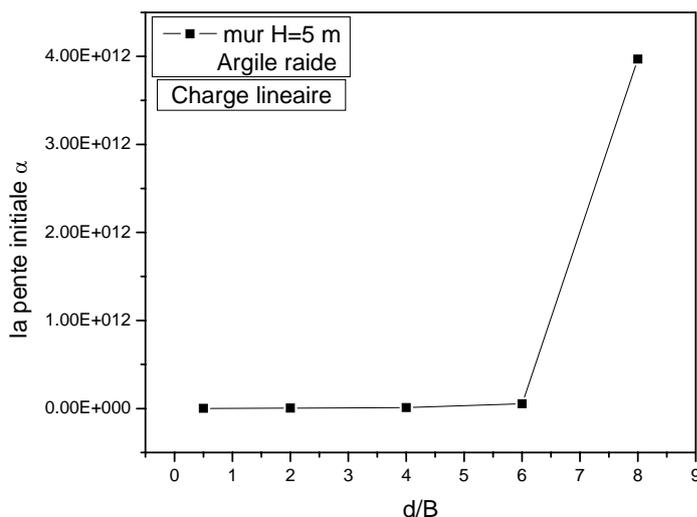


Figure 3.59 : Variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour une argile raide (mur de 5 m de hauteur).

On constate une augmentation de la pente α avec l'augmentation du rapport d/B , car le déplacement du mur diminue quand la distance d augmente, pour les deux profondeurs analysées du mur, et pour les trois cas de sol cohérent.

3.5.3.2. Cas d'un radier :

3.5.3.2.1. Cas d'un sol pulvérulent :

Les figures suivantes (3.60, 3.61), indiquent l'évolution de la pente initiale α avec le rapport d/B , dans un sol pulvérulent, pour le cas d'un radier.

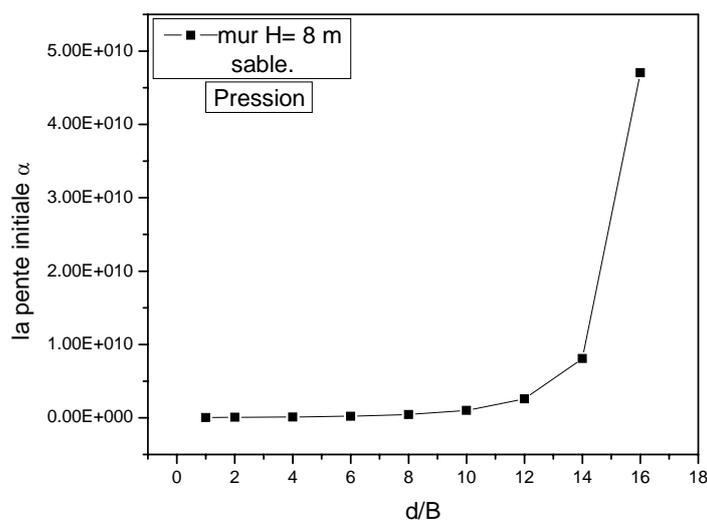


Figure 3.60 : Variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour pulvérulent (mur de 8 m hauteur).

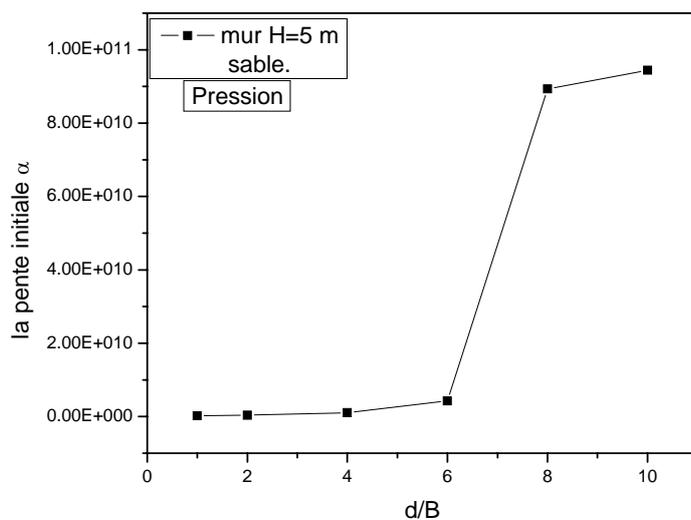


Figure 3.61 : Variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour pulvérulent (mur de 5 m de hauteur)

On constate une augmentation de la pente α avec l'augmentation du rapport d/B , pour les deux profondeurs analysées du mur.

3.5.3.1.2. Cas de l'argile molle :

Les figures 3.62 et 3.63, indiquent la variation de la pente initiale α avec d/B , pour un radier soumis à une pression.

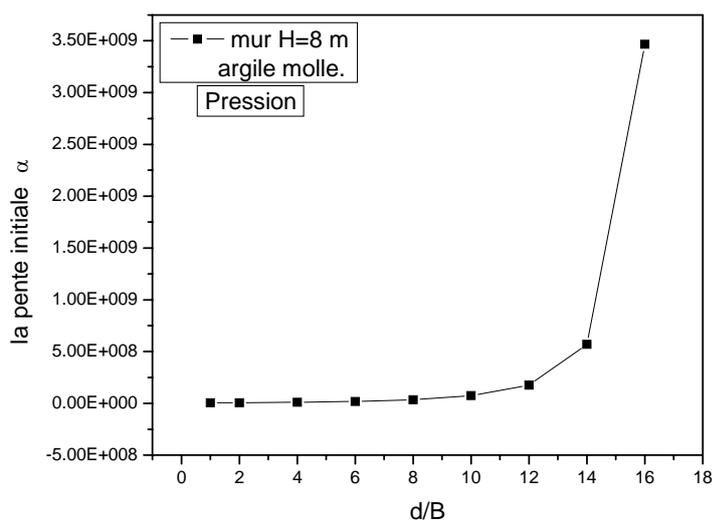


Figure 3.62 : Variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour une argile molle (mur de 8m de hauteur).

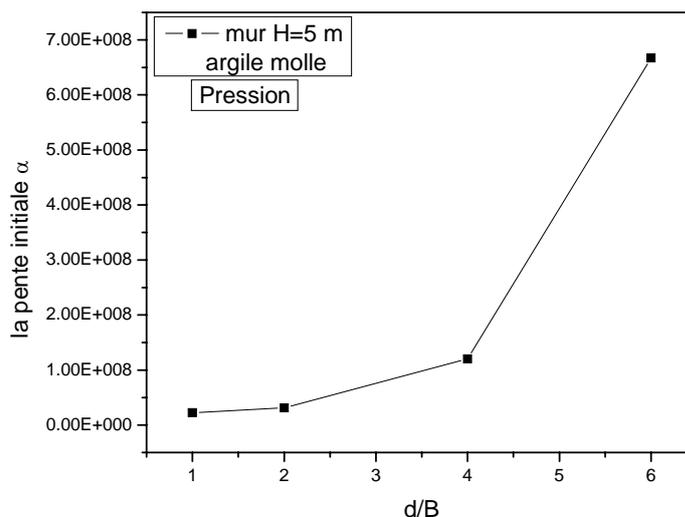


Figure 3.63 : Variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour une argile molle (mur de 5 m de hauteur).

Même constatation que pour le sol pulvérulent.

3.5.3.1.3. Cas de l'argile moyennement compacte :

Les Figures 3.64 et 3.65 indiquent la variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , dans une argile moyennement compacte. (Cas d'un radier)

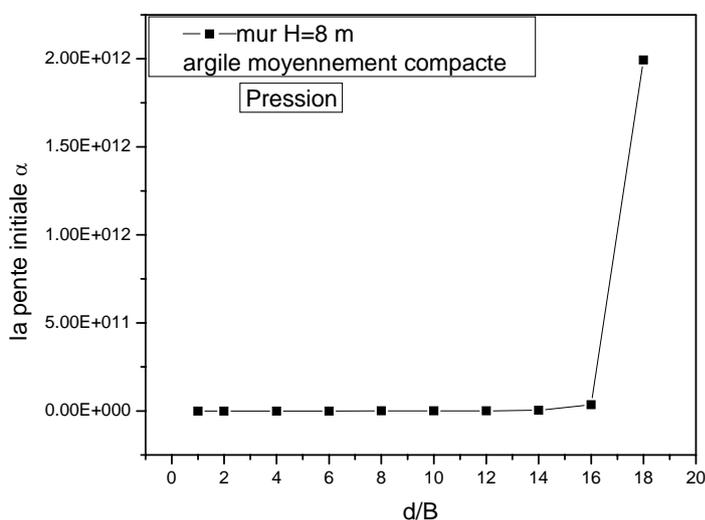


Figure 3.64 : Variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour une argile moyennement compacte (mur de 8 m de hauteur).

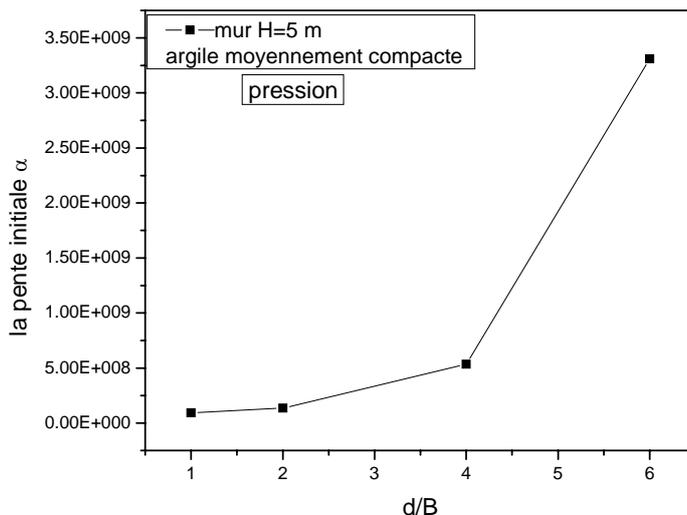


Figure 3.65 : Variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , pour une argile moyennement compacte (mur de 8m de profondeur).

La pente initiale α augmente avec le rapport d/B .

3.5.3.1.3. Cas de l'argile raide :

Les figures 3.66 et 3.67, représentent la variation de la pente initiale α en fonction de rapport d/B , dans une argile raide. (Cas d'un radier)

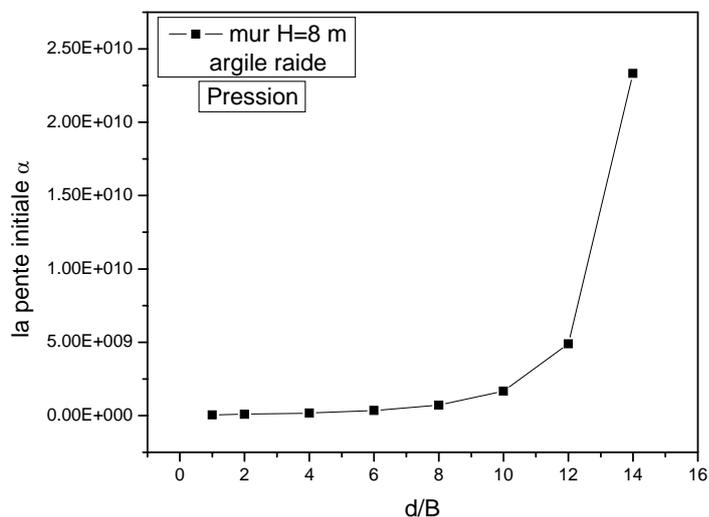


Figure 3.66 : Variation de la pente α en fonction de rapport d/B , pour une argile raide (mur de 8 m de hauteur).

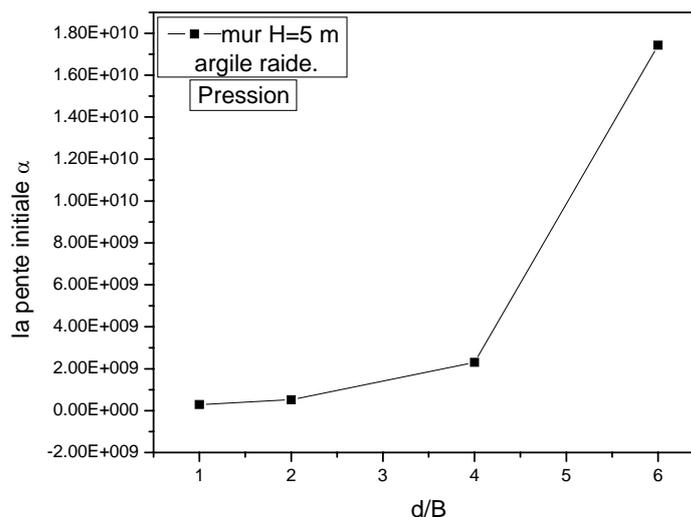


Figure 3.67 : Variation de la pente α en fonction de rapport d/B , pour une argile raide (mur de 5 m de hauteur).

On constate une augmentation de la pente α avec l'augmentation du rapport d/B , car le déplacement du mur diminue quand la distance d augmente, pour les deux profondeurs analysées du mur, et pour les trois cas de sol cohérent.

3.6. Conclusion :

Une étude paramétrique par la méthode des éléments finis a été menée à l'aide du logiciel Crisp, pour l'analyse du comportement d'un mur soutenant un sol ayant une loi de comportement elasto-plastique, et intégrant des éléments d'interfaces. Chargé par une surcharge linéaire ou charge en pression.

L'analyse dimensionnelle nous a permis de dégager les paramètres minimum sans dimensions qui décrivent le problème du comportement d'interaction sol-mur.

A partir des résultats de cette étude on peut tirer les conclusions suivantes :

- Un predimensionnement du modèle d'éléments finis, a abouti à $x_1=3H$, à partir du quelle les courbes de chargement donnent la même réponse, que ce soit pour la charge répartie ou bien pour la charge en pression.

- Les déplacements à la tête du mur diminuent avec l'augmentation de la distance d .

- La distance limite d au delà de laquelle le mur présente le même déplacement est :

1- Pour le cas de la semelle :

- Pour un sol pulvérulent la distance limite d_{lim} est fixée à $20B$ dans le cas de mur de 8 m et $14B$ dans la cas de mur de 5 m.

- Pour un sol cohérent la distance limite est fixée à $16B$ dans le cas de mur de 8 m et $12B$ dans le cas de mur de 5 m.

2- Pour le cas du radier :

- Pour un sol pulvérulent la distance limite d_{lim} est fixée a $24B$ dans le cas de mur de 8 m et $16B$ dans la cas de mur de 5 m.
- Pour un sol cohérent, la distance limite est fixée a $18B$ dans le cas de mur de 8 m et $14B$ dans le cas de mur de 5 m.

- Proposition des formules pour la détermination de la distance limite en fonction de l'élanement H/B , dans un intervalle H/B de 10 à 16 :

- Dans le cas d'une semelle filante est pour un sol pulvérulent la formule proposée est :

$$d_{lim}/B = 1.3 H/B$$

- Dans le cas d'une semelle filante, pour un sol cohérent la formule proposée est :

$$d_{lim}/B = 1.056 H/B$$

- Dans le cas d'un radier, pour un sol pulvérulent la formule est :

$$d_{lim}/B = 1.53 H/B$$

- Dans le cas d'un radier, pour un sol cohérent la formule est :

$$d_{lim}/B = 1.2H/B$$

- La pente α augmente avec la distance relative d/B que ce soit pour une semelle filante ou bien pour un radier.

- la variation de la pente initiale α est faible pour des faibles valeurs de d/B , et importante quand en s'éloigne de la tête du mur.

CONCLUSION GENERALE

Les études de l'interaction sol /mur de soutènement en présence d'une surcharge a la surface de sol sont rares. Le travail présenté dans ce mémoire a pour but l'analyse numérique de l'interaction sol/mur soutènement.

Un aperçu général sur les types de soutènement les plus utilisés a été faite dans l'étude bibliographique au premier chapitre, avec une étude détaillée de phénomène de poussée ainsi que celui de la butée, et une présentation des principales méthodes courantes de calcul des pressions de terre derrière un écran du soutènement, ainsi que les travaux expérimentaux menés par différents chercheurs dans la littérature des murs de soutènement.

Une étude comparative des résultats de calcul des pressions déterminées par les différentes méthodes nous a permis de conclure que les valeurs des pressions des terres sur un mur, prévues par les différentes méthodes de calcul sont pratiquement identiques. Des expériences ont été faites pour déterminer la distribution de la pression passive derrière un mur par plusieurs chercheurs, avec lesquelles ils ont obtenu des résultats expérimentaux et ils les ont comparés aux différentes théories existantes.

Le deuxième chapitre a été voué à sur la présentation de logiciel SAGE CRISP, ses capacités de calcul, son domaine d'utilisation, le types d'analyse, la manière d'introduire les données, de faire le maillage, les différents modèles, les types d'éléments finis et enfin les limitations de ce logiciel.

Le troisième chapitre comporte une modélisation par éléments finis non linéaires à l'aide du logiciel Sage Crisp afin d'analyser le comportement d'un mur flexible soutenant un massif élasto-plastique défini par le critère Drucker Prager. On a présenté les paramètres clefs intervenant dans les comportements de ces ouvrages. L'analyse dimensionnelle par le théorème des π a été effectuée, ce qui nous a permis de dégager les différents paramètres adimensionnels significatifs.

Un calcul de dimensionnement préalable a été effectué par le même logiciel, ce qui nous a permis de choisir un maillage du modèle qui peut donner une bonne présentation de

l'interaction sol/mur. Les dimensions du modèle retenues contiennent en principe le volume utile du sol mobilisable lors du déplacement du mur.

L'étude paramétrique a abouti aux résultats suivants :

- Les déplacements à la tête du mur diminuent avec l'augmentation de la distance d .
- La distance limite d au delà de laquelle le mur présente le même déplacement est :

1- Pour le cas de la semelle :

- Pour un sol pulvérulent la distance limite d_{lim} est fixée à $20B$ dans le cas de mur de 8 m et $14B$ dans le cas de mur de 5 m.
- Pour un sol cohérent la distance limite est fixée à $16B$ dans le cas de mur de 8 m et $12B$ dans le cas de mur de 5 m.

2- Pour le cas du radier :

- Pour un sol pulvérulent la distance limite d_{lim} est fixée à $24B$ dans le cas de mur de 8 m et $16B$ dans le cas de mur de 5 m.
- Pour un sol cohérent, la distance limite est fixée à $18B$ dans le cas de mur de 8 m et $14B$ dans le cas de mur de 5 m.

- Proposition des formules pour la détermination de la distance limite en fonction de l'élanement H/B , dans un intervalle H/B de 10 à 16 :

- Dans le cas d'une semelle filante est pour un sol pulvérulent la formule proposée est :

$$d_{lim}/B = 1.3 H/B$$

- Dans le cas d'une semelle filante, pour un sol cohérent la formule proposée est :

$$d_{lim}/B = 1.056 H/B$$

- Dans le cas d'un radier, pour un sol pulvérulent la formule est :

$$d_{lim}/B = 1.53 H/B$$

- Dans le cas d'un radier, pour un sol cohérent la formule est :

$$d_{lim}/B = 1.2H/B$$

- La pente α augmente avec la distance relative d/B que ce soit pour une semelle filante ou bien pour un radier.

- la variation de la pente initiale α est faible pour des faibles valeurs de d/B , et est importante quand en s'éloigne de la tête du mur.

APPENDICE A :
ANALYSE DIMENSIONNELLE
THÉORÈME DES π DE BUCKINGHAM

- Définition le théorème de π

Quand le nombre de grandeurs ou de variables physiques vaut quatre ou plus, le théorème en π de Buckingham fournit un outil pour rassembler ces grandeurs en groupements significatifs sans dimensions, dont le nombre est minimum, à partir desquelles on peut établir une équation. On appelle les groupements sans dimensions des termes en π écrit sous forme mathématique, s'il y'a n quantité physiques q (telle que la vitesse, la densité, la viscosité) et K grandeurs fondamentales (telle que la force, la longueur et le temps). Alors mathématiquement :

$$f_1 (q_1, q_2, q_3, \dots, q_n) = 0$$

Cette expression peut être remplacée par l'équation :

$$\Phi (\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{n-k}) = 0$$

Où n'importe quelle terme en π ...ne dépend pas de plus de (K+1) quantités physiques q et où chacun des termes en π sont des monôme de quantités q indépendants et sans dimension.

- Méthodologie

Les étapes à suivre pour l'analyse dimensionnelle sont :

1- Lister les n paramètre du problème :

Faire la liste des n grandeurs entrants dans un problème particulier, notant leurs dimensions et le nombre K des grandeurs fondamentales. Il y aura (n - k) termes en π .

2- Exprimer les dimensions de chaque paramètre en utilisant les dimensions de base, (M, L, T). Choisir k de ces quantités, aucune n'étant sans fondations, et deux autres elles n'ayant pas les mêmes dimensions tout les grandeurs fondamentales doivent être comprises dans les grandeurs choisies.

3- Le premier terme en π peut s'exprimer comme produit des grandeurs choisies chacune élevées à un exposant inconnu, et d'une autre quantité élevée à une puissance connue (généralement prise comme égale à un).

- 4- Retenir les grandeurs choisies en (2) comme variables de référence et choisir l'une des variables restantes pour établir le prochain terme en π . Répéter ce procédé pour les termes en ...successifs.
- 5- Pour chaque terme en π , trouver les exposants inconnus par l'analyse dimensionnelle.

- Relation utile

- a- Une grandeur sans dimension est terme en π ,
- b- Si deux quantités physiques ont les mêmes dimensions, le rapport est un terme en π ,
- c- On peut remplacer n'importe terme en π par son produit par une de ses puissances, π^{-1} inclus,
- d- On peut remplacer n'importe terme en π ...par son produit par une constante numérique,
- e- On peut exprime tout terme en π comme fonction des autres termes en π .

APPENDICE B : LISTE DES SYMBOLES

- σ_v : Contrainte verticale (kPa)
- σ_h : Contrainte horizontale (kPa)
- σ'_v : Contrainte effective verticale (kPa)
- σ'_h : Contrainte effective horizontale (kPa)
- σ_{h0} : Contrainte horizontale au repos (kPa),
- σ_{hp} : Contrainte horizontale de la butée (kPa),
- σ_{ha} : Contrainte horizontale de la poussée (kPa),
- P_{pyq} : Force de butée combinée due à l'effet du poids de la terre et celle de la surcharge (kN),
- P_{ayq} : Force de poussée combinée due à l'effet du poids de la terre et celle de la surcharge (kN),
- W : Le poids de la terre au-dessus de la surface de rupture (kN/m^3)
- P : La force exercée sur le mur (kN),
- R : La réaction exercée par le sol sur le plan de rupture (kN),
- R_{0C} : Le rapport de sur consolidation,
- γ : Poids volumique de sol (kN/m^3),
- ν : Coefficient de Poisson,
- ν_{sol} : Coefficient de Poisson du sol,
- ν_{mur} : Coefficient de Poisson du mur,
- E : Module d'élasticité (MPa).
- E_{sol} : Module d'Young du sol (mPa),
- E_{mur} : Module d'Young du mur (mPa),
- e : Indice de vide,
- K_t : Raideur tangentielle (kN/m^3),
- K_n : Raideur normale (kN/m^3),
- Q : Surcharge linéaire infinie (kN/m),
- q : Pression verticale uniforme infinie (kPa),

F: La force concentrée appliquée (kN),
 H: La hauteur de mur (m),
 s: Déplacement horizontal de mur (m),
 Z: La profondeur à partir de surface libre (m),
 Y_0 : Déplacement horizontal en tête du mur (m),
 B: Largeur du mur (m),
 D: La profondeur d'ancrage du mur (m),
 d: La distance entre le points d'application de la charge et la tête du mur (m),
 B_1 : Largeur de la surcharge répartie (pression) (m), ou bien linéaire.
 α : La pente initiale de la courbe de chargement,
 I: Moment d'inertie (m^4),
 k_f : Rigidité relative mur/sol,
 K_0 : Coefficient de pression des terres au repos,
 K_p : Coefficient de butée,
 $K_{p\gamma}$: Coefficient de butée due au poids des terres,
 K_{pq} : Coefficient de butée due à une surcharge,
 K_a : Coefficient de poussée,
 $K_{a\gamma}$: Coefficient de poussée due au poids des terres,
 K_{aq} : Coefficient de poussée due à une surcharge,
 δ : Obliquité du vecteur pression sur le mur (degré),
 λ : L'angle entre la verticale et la surface de mur (degré),
 β : L'angle entre l'horizontal et la surface libre du sol (degré),
 α : Obliquité du vecteur de la surcharge q (degré),
 θ_a : L'angle entre l'horizontal et la ligne de glissement (cas de poussée) (degré),
 θ_p : L'angle entre l'horizontal et la ligne de glissement (cas de butée) (degré),
 φ : L'angle de frottement interne sol/sol (degré),
 δ : L'angle de frottement sol/mur (degré),
 ψ : L'angle de dilatance (degré),
 C: La cohésion de sol (kPa),
 a: L'adhérence sol/ouvrage (kPa),
 σ : Contrainte normale agissant sur la facette de rupture (kPa),
 τ_1 : Contrainte limite de cisaillement (kPa),
 P_a : Force de poussée (kN),

P_p : Force de butée (kN),

P_γ : La Force résultante due au poids des terres (kN),

P_q : La Force résultante due au une surcharge q (kN),

P_c : La Force résultante due à la cohésion (kN),

P_t : La Force résultante totale (kN),

$P_{p\gamma}$: Force de butée due au poids des terres (kN),

$P_{a\gamma}$: Force de poussée due au poids des terres (kN),

P_{pq} : Force de butée due au une surcharge q (kN),

P_{aq} : Force de poussée due au une surcharge q (kN),

REFERENCES

1. Smith, G.N., "Elements of Soil mechanics ", British library, 6^{eme} edition, BSP professional books London.
2. VENKATRAMARIAH, C. "Geotechnical Engineering" edition John Wiley & Sons, New York, Chichester, Brisbane, Toronto, Singapore.
3. UMIKIS, A.R., "Mechanics of Soil" University Series in Civil Engineering & Applied Mechanics (1964).
4. MURTHY, V.N.S., "Geotechnical Engineering, Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering" Library of Congress Cataloging-in-Publication Data, edition Marcel Dekker, Inc.2003.
5. CLAYTON, C.R.I., MILITITSKY, J., et Woods, R.I., "Earth Pressure and Earth Retaining Structures" Blackie academic & professional, publication London 1993.
6. POBERT, W. Day, "Geotechnical Earthquake Engineering Handbook" Chapitre 10, McGraw-hill 2002, ISBN 0-07-137782-4.
7. FRANCOIS François Schlosser, "Eléments de Mécanique des Sols" Cours de l'école nationale des ponts et chaussées, édition presses de l'école nationale des ponts et chaussées 1998.
- 8- BRAJAM, M.DAS., "Theoretical Foundation Engineering" Developments in Geotechnical Engineering 47, edition Elsevier Amsterdam-Oxford-New York-Tokyo 1987.
9. MEUR, Y., "Analyse Expérimentale et Numérique de L'interaction Sol/Soutènement Rigide" mémoire de magister, Blida, Avril 2005.
- 10 PHILIPPONNAT, G., HUBERT, B., "Fondations et ouvrages en terre", édition Eyrolles 1998.
11. WILLIAM, P., "Soil Mechanics: Concepts and Applications" , edition E& FN SPON Chapman & Hall.
12. JOHN, N. Cernica., " Geotechnical Engineering: Soil Mechanics", chapitre 12, edition John Wiley & Sons Inc. New York.
13. JOSEPH, E. Bowles, P.E., S.E., "Foundation Analysis and Design", chapitre 11 et chapitre 12, fifth Edition, the McGraw-Hill Companies Inc. New York.

14. CLAYTON, C.r.i., MILITITSKY, J., ALEGRE, P., WOODS, R.I., "Earth Pressure and Earth retaining structures", Second Edition, edition Blackie Academic & Professional, Chapman & hall, London.
15. WILUN, Z., STARZEWSKI, K., "Soil Mechanics in Foundation Engineering :Theory and Practice", volume 2, a Haldested Press Book, edition John Wiley & Sons, New York-Toronto.
16. GERVREAU, E., "Géotechnique Calcul des ouvrages- Exercices résolus-", édition Gaetan Morin éditeur Europe 2000.
17. MESTAT, P., PRAT, M., "Ouvrages en Interaction", emploi des éléments finis en génie civil, chapitre 4, Edition Hermes science publications, Paris 1999.
18. "Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering", édition American society of civil engineers, volume 128, ISSN 1090-0241 ,JGGEFK August 2002.
19. "Bearing Capacity of Soils", Technical engineering and design guides as adapted from the US Army corps of engineers, N°7, edition ASCE Press , New York10017-2398.
20. " Retaining and Flood Walls", Technical engineering and design guides as adapted from the US Army corps of engineers, N°4, edition ASCE Press , New York 10017-2398.
21. SCOTT, C.R., B.A., M.I.C.E., M.I.Struct.E., "An Introduction to Soil Mechanics and Foundation", 3^{ème} édition Applied science publishers LTD, London.
22. "Un siècle de méthode de calcul d'écran de soutènement, l'approche par le calcul: les méthodes classiques et la méthode au coefficient de réaction", Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées -234-Ref- 4308-pp-35-55, édition Presse de l'école nationale des ponts et chaussées, 2001.
23. PANDE, C.N., PIETRUSZCZAK, S., "Numerical Models in Geomechanics", Proceedings of the fourth international symposium on numerical models in geomechanics, volume 1, Numogiv/Swansea/UK/24,27 August1992.
24. FILZ, G.M., "Numerical Methods in Geotechnical Engineering", N°96, édition American society of civil engineers ASCE 2000.
25. REIMBERT, M.L., REIMBERT, A.M., "Retaining Walls Anchorages and Sheet Piling Theory and Practice" Red cover book hand cover Volume 1, first Edition , édition Trans tech publication 1974.
26. TSCHEBOTARIOFF, G.P., "Foundations, Retaining and Earth Structures, The Art and Constructions its Scientific Basis in Soil Mechanics" Second Edition, édition McGraw-Hill book company, New York.
27. POWRIE, W., "Soil Mechanics: Concepts and Applications" édition E & FN SPON Chapman & hall, London.

28. NOUGIER, J.P. "Méthodes de Calcul Numérique", p 327, édition Masson, Paris 1983.
29. SPANGLER, M.G., HANDY, R.L., "Soil Engineering" third Edition, édition intext educational publishers, New York et London.
30. "Un siècle de méthode de calcul d'écrans de soutènement- les approches empiriques et semi-empiriques", Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, LCPC 244-245, Réf 4457-pp-31-51.2003.
31. POTTS, D.M., ZDRAVKOVIC, L., "Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering- Theory", édition Thomas Telford.
32. MATSUZAWA, H., HAZARIKA, H., "Analyses of Active Earth Pressure Against Rigid Retaining Wall Subjected to Different Modes of Movement" volume 36, N° 3, 51-65, édition Japanese Geotechnical Society, 1996.
33. "Sage Crisp- Geotechnical Finite Element Analysis Software", Manuel d'utilisation Ver 5.1b.